

23



# U.N.A.M.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



## ESTABILIDAD DE SUELOS Y MANEJO DE LADERAS.

**T E S I S**  
Que para obtener el título de:  
**INGENIERO CIVIL**  
p r e s e n t a :  
**JUAN JOSÉ DÍAZ PANIAGUA**

281432.





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**

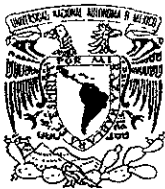


**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SE/AC/ITIT/120/98

Señor  
**JUAN JOSE DIAZ PANIAGUA**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. HUGO SERGIO HAAZ MORA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

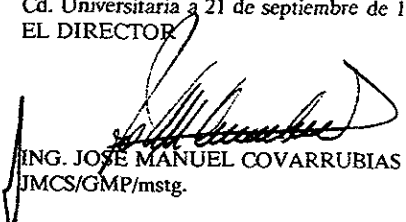
**"ESTABILIDAD DE SUELOS Y MANEJO DE LADERAS"**

- INTRODUCCION**
- I. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE MECANICA DE SUELOS Y MECANICA DE ROCAS**
  - II. ANTECEDENTES GEOLOGICOS EN EL DISTRITO FEDERAL**
  - III. RECONOCIMIENTO DE ZONAS MINADAS E INESTABLES**
  - IV. DISEÑO DE CIMENTACIONES EN ZONAS MINADAS**
  - V. ANALISIS DE TALUDES**
  - VI. DISEÑOS DE MUROS DE RETENCION**

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

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

Atentamente  
**"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"**  
Cd. Universitaria a 21 de septiembre de 1998  
EL DIRECTOR

  
ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS  
JMCS/GMP/mstg.

Los frutos del destino caen por su propio peso, cuando están maduras.  
Mientras respiro, espero. Mientras hay vida, hay esperanza.  
Hay que ayudarnos los unos a los otros: es una ley de la naturaleza.  
Elegir el tiempo es ahorrar tiempo.  
Los que trabajan con alegría reciben doble salario.  
Socorrer al caído es acción de reyes.  
La constancia obtiene las cosas más difíciles en poco tiempo.  
Sabemos lo que somos, más no sabemos lo que podemos ser.  
Pide y te darán, busca y encontrarás, llama y te abrirán.  
Todo llega para quien sabe esperar.  
El andar es una sucesión de caídas.  
Todo aplazamiento es una cobardía o una claudicación.  
De gente bien nacida es agradecer los beneficios que recibe.

Schiller.

La Fontaine.

Bacon.

César Guzmán.

Ovidio.

Benjamin Franklin.

Shakespeare.

San Mateo.

Longfellow.

Cervantes.

Y DIGO:  
GRACIAS A DIOS.  
A LA UOJAM.  
A LA FACULTAD DE INGENIERÍA.  
A MIS PROFESORES, COMPAÑEROS Y AMIGOS.  
Y CON CARINIO A MIS PADRES Y HERMANOS, A  
SANDRA, JUAN JOSÉ Y MIGUEL ANGEL.

# ESTABILIDAD DE SUELOS Y MANEJO DE LADERAS.

## INDICE

### INTRODUCCIÓN.

- Objetivo de este trabajo.
- Contenido.

### 1. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE MECANICA DE SUELOS Y MECANICA DE ROCAS.

- 1.1 Introducción.
- 1.2 Características de los Suelos
- 1.3 Características de las Rocas.

### 2. ANTECEDENTES GEOLOGICOS EN EL DISTRITO FEDERAL

- 2.1 Características Geológicas y Geotécnicas.
- 2.2 Generalidades.
- 2.3 Marco geológico general.
- 2.4 Estratigrafía general.

### 3. RECONOCIMIENTO DE ZONAS MINADAS E INESTABLES.

- 3.1 Reconocimiento del Lugar.
- 3.2 Zonificación Geotécnica.
- 3.3 Definición del Problema

### 4. DISEÑO DE CIMENTACIONES EN ZONAS MINADAS.

- 4.1 Soluciones estructurales factibles.
- 4.2 *Información geotécnica disponible.*
- 4.3 Tipo de cimentación.
- 4.4 Procedimiento constructivo.

### 5. ANALISIS DE TALUDES.

- 5.1 Introducción.
- 5.2 Resumen teórico y aspectos fundamentales de empuje de tierras.
- 5.3 Análisis de la estabilidad con elementos de retención.
  - 5.3.1 Revisión por deslizamiento, volteo, esfuerzos internos y capacidad de carga del terreno.

### 6. DISEÑO DE MUROS DE RETENCION

- 6.1 Diseño de un muro de Concreto Armado
- 6.2 Diseño de un muro de Mampostería.
- 6.3 Procedimiento constructivo.

## 1.1 Objetivo de este trabajo.

El objetivo de esta tesis es mostrar un panorama de los problemas a los que se han enfrentado numerosas familias y autoridades de un sector de la población Mexicana, así mismo se pretende desarrollar un trabajo donde se muestren las herramientas técnicas tanto teóricas como prácticas para poder resolver estas dificultades relacionadas con la inestabilidad de las viviendas asentadas en suelos minados y construcciones realizadas en laderas (taludes) que con el paso del tiempo son cada vez más inestables por que no se realizo la obra de contención o de cimentación adecuada por ignorancia o por falta de recursos.

No es que se tenga una solución única y definitiva pero si conocemos el problema y tenemos de antemano soluciones factibles podemos diseñar o elegir la mejor según el problema, es por ello que se darán alternativas de solución, de las consideraciones y planteamientos que se pueden realizar.

## 1.2 Contenido.

Uno de los problemas más serios que se han afrontado en los últimos años y que seguramente se seguirán presentando en un sector muy significativo del Distrito Federal y el estado de México la constituye la inestabilidad de terrenos minados y de construcciones asentadas en zonas de taludes (barrancas y lomerios) de la zona poniente del área metropolitana de la Ciudad de México.

Estos terrenos se caracterizan por la presencia de antiguas minas subterráneas que dejo el hombre al explotar materiales para la construcción; abarcando una gran extensión que tan solo en el D.F. se estima en 10,000 hectáreas que en su mayoría por razones socioeconómicas y humanas surgieron asentamientos humanos casi todos irregulares y algún fraccionamiento de tipo residencial y que hoy en día se ha vuelto incontrolable y desmedida la invasión en estas áreas.

Aunado a las zonas minadas el poniente del área metropolitana se caracteriza por la región de lomerios donde abarcan Delegaciones como Avaro Obregon, Miguel Hidalgo, Contreras, Tlalpan y Cuajimalpa, donde se encuentra la zona más montañosa y donde existen asentamientos sobre las laderas de estos cerros.

Es por ello que para cada caso se deberán de adoptar y señalar las medidas para mejorar la estabilidad del suelo o talud.

La metodología que se propone seguir en este trabajo para la exploración de los suelos, así como para la determinación de sus propiedades mecánicas, consiste en conocer primero la geología del sitio, después su estratigrafía y con base en ello proponer el programa de muestreo y pruebas de laboratorio mediante las técnicas más adecuadas a esos suelos y final mente soluciones que se adapten al problema.

En el primer tema se presentará un panorama general de los aspectos de mecánica de suelos y mecánica de rocas, con el fin de tener reunidos en este trabajo aquellos

conceptos que son importantes y que es conveniente tener presentes siempre que se estudie una obra de esta naturaleza.

En la segunda parte se explica de que manera esta constituida la geología del Distrito Federal para ubicarnos de manera general del lugar en cuestión.

El capítulo tres esta referido en una zona específica, que nos servirá de base para definir el problema de la estabilidad de suelos.

Una vez definido y conocido el problema, plantearemos las soluciones factibles tratando de explicar un proceso constructivo ejemplificándolo para varios casos.

La última parte comprende la estabilidad de taludes y/o manejo de laderas, se definirá el problema del cual se plantearan sus características para poder diseñar la solución.

Así mismo se presenta una memoria de cálculos técnicos para el diseño en concreto, mampostería y otros.

# **CAPITULO 1.**

## **ASPECTOS FUNDAMENTALES DE MECANICA DE SUELOS Y MECANICA DE ROCAS.**

### **1.1 *Introducción.***

En toda obra de Ingeniería es fundamental considerar y conocer el tipo de materiales localizados en el área de estudio, sus propiedades y características, es por ello que debemos de diferenciar y clasificar tanto los suelos como las rocas, y para este respecto emplearemos la tabla de clasificación de suelos que corresponde al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y para la clasificación de las de las rocas, se presentan las más comunes de ellas, encontradas en al corteza terrestre y agrupadas según su origen en : Rocas Igneas, Sedimentarias y Metamórficas La tabla que se presenta se muestra en la primera parte, además del nombre de la roca, la composición y características de su textura y estructura esenciales para la identificación preliminar del material. En la segunda parte de esta tabla se dan los valores de sus propiedades índice y mecánicas de algunas de las rocas ya mencionadas Para complementar la información se enlistaran otros tipos de rocas que pueden ser importantes debido a su abundante distribución y la estrecha relación que tiene con la clasificación de las rocas en este campo.

### **1.2 *Características de los suelos***

Una clasificación de suelos siempre es conveniente realizarla o acompañarla con la tabla del SUCS además de:

Las curvas granulométricas, los límites de consistencia del material, las relaciones volumétricas y gravimétricas del suelo; y una identificación visual y manual del mismo.

Para la identificación visual y por tacto del suelo se tiene un registro tipo donde se recomienda calificar aspectos como:

Para la fracción gruesa: color, tono, olor, textura, lustre, tamaño de los granos, forma de granos, dureza de los granos, materia orgánica, otros suelos, humedad, cementación, estructura, desintegrabilidad en agua, compacidad, origen geológico, nombre geológico y nombre típico

Para la fracción fina: color, tono, olor, textura de la muestra, lustre de la muestra, materia orgánica, otros suelos, humedad, desintegrabilidad en agua, consistencia, origen geológico, nombre geológico y nombre típico.

A continuación se presentará la clasificación típica para la identificación de estas características y el registro para la descripción y clasificación visual y manual:



### Tamaño de los Granos.

Nombre	Límite de Tamaño	Ejemplo
Bolco	305mm(12") o mayores	Mayor que una pelota de baloncesto
Canto rodado	76mm(3") a 305mm (12")	Naranja o sandía
Grava gruesa	19mm(3/4") a 76mm(3")	uva o naranja
Grava fina	4 76mm(M.No.4) a 19mm(3/4")	Chicharo a uva
Arena Gruesa	2mm(M.No.10) a 4 76mm M.No.10	Sal de cocina
Arena Mediana	0.42mm(M.No.200) a 2mm M.No.10	Azúcar
Arena fina*	0.074mm(M.No.200) a 0.42mm M.No.20	Azúcar en polvo
Finos	Menores que 0.074 mm (M.No.200)	

\*Las partículas menores que la arena fina no se pueden distinguir a simple vista a una distancia de 20 cm

### Dureza de los granos:

muy suave	pueden desintegrarse con presión de los dedos índice y pulgar.
Suave	Pueden rayarse con la uña.
Dura	Pueden rayarse con navaja.
Muy dura	Difícilmente se rayan con navaja
Durísima	No se rayan con al navaja

### Características principales:

Color	gris, café, amarillo, rojo, negro, verde, blanco, anaranjado, azul, pardo.
Tono	grisáceo, amarillento, rojizo, negruzco, verdoso, blancuzco, anaranjado, parduzco.
Olor	a tierra, orgánico, ninguno, a azufre.
Textura de la muestra	Lisa, grumosa, fibrosa, sacarosa, terrosa.
Lustre de la muestra	brillante o vítrea, opaco, grasoso, aperlado
Humedad	seco, húmedo, mojado, saturado.
Cementación. Reacción al ácido clorhídrico	nula, apreciable, fuerte.
Estructura	estratificada, fracturada, fisurada, tallada, superficie de falla.
Desintegrabilidad en agua	no desintegrable, desintegrable lentamente, desintegrable muy rápidamente.

### Compacidad en suelos gruesos.

Compacidad relativa	Número de golpes (SPT*)
muy suelta	< 4
suelta	4-10
media	10-30
densa	30-50
muy densa	>50

\*Prueba de penetración estandar.

**Consistencia de suelos finos.**

Consistencia	Número de golpes (SPT*)	Prueba simplificada
Muy blanda	<2	Fácilmente penetrable con el puño (varios centímetros).
Blanda	2-4	Fácilmente penetrable con el pulgar (varios centímetros).
Media	4-8	Puede ser penetrado con el pulgar con un esfuerzo moderado (varios centímetros).
Dura	8-15	Fácilmente marcado con el pulgar pero penetrado solo con gran esfuerzo.
Muy dura	15-30	Fácilmente marcado con la uña del pulgar.
Durísima	>30	Marcada con dificultad con la uña del pulgar.

\*Prueba de penetración estandar.

FRACCION GRUESA			FRACCION FINA		
1	2	3	1	2	3
Tono			Tono		
Olor			Olor		
Color			Color		
Textura muestra			Textura muestra		
Lustre muestra			Lustre muestra		
Tamaño máx. de granos			Materia orgánica		
Forma de granos			Otros suelos		
Dureza de granos			Humedad		
Materia orgánica			Desintegrabilidad en agua		
Otros suelos			Consistencia		
Humedad			Origen geológico		
Cementación			Nombre geológico		
Estructura			Nombre típico		
Desintegrabilidad en agua			Otros conceptos y observaciones:		
Compacidad					
Origen geológico					
Nombre geológico					
Nombre típico					
Grueso ( )	Grava ( )	BIEN GRADUADA ( )			SW
		NO BIEN GRADUADA ( )			GP
		CON FINOS NO PLASTICOS ( )			GM
Fino ( )		CON FINOS PLASTICOS ( )			SC
	DILATANCIA	RAPIDA	MUY LENTA	CH	CL
	TENACIDAD	ALTA	LIGERA	MH	ML
	RESISTENCIA	MUY ALTA	LIGERA	OH	OL
Observaciones:					
1	2	3			
DESCRIPCION Y CLASIFICACION	OBRA	X =	FECHA MUESTRO	No. DE MUESTRA	LABORATORISTA
	SONDEO	Y =	FECHA PRUEBA LAB	FRAMO	REVISOR
	OPERADOR	Z = (a &	TIPO DE MUESTRA	OTROS DATOS	HORA /

Registro para la descripción y clasificación visual y manual.

Clasificación de suelos según su origen:

ORIGEN GEOLOGICO	PROCESO DE FORMACIÓN	NATURALEZA DE LOS DEPOSITOS	GRANULOMETRIA TIPICA
Residual	Suelo interperizado en el lugar de la roca madre con poca o ninguna alteración por transporte.	Casi invariable, con la profundidad llega a ser más compacto y menos interperizado. Pueden tener capas alternadas duras y blandas o estratificación de la roca madre si la interperización es incompleta.	El producto de interperización completa es arcilla cuyo tipo depende del proceso de interperización y de la roca madre, además de la cantidad de partículas de sílice resistente. El suelo en etapa intermedia refleja la composición de la roca madre
Aluvial	Materiales transportados y redepositados por la acción del agua.	Generalmente con estratificación pronunciada. Los depósitos de río típicos consisten de material fino de origen reciente sobryaciendo en un estrato de material grueso de la etapa joven del desarrollo del río	Rango de arcilla lacustre o marina muy fina a grava muy gruesa, cantos rodados y boleos en abanico aluvial o depósitos de terraza.
Glacial	Materiales transportados y depositados por hielo glacial o agua de glaciares.	La estratificación varía mucho de acuerdo con el depósito, de morrenas heterogéneas a till finamente estratificado limo(varvado) y arcilla en lagos glaciares	Till y morrena tienen típicamente granulometría amplia de arcilla a boleos.
Loesico	Suelo transportado por el viento sin depositación subsiguiente.	En el loes, la estratificación horizontal no se distingue o no existe excepto si hay horizontes interperizados. Frecuentemente tienen estructura secundaria de grietas verticales, juntas y perforaciones de raíces.	La granulometría más uniforme de los suelos. El rango del loes es de limo arcilloso a arena fina limosa. Las arenas de las dunas generalmente tienen limo y arcilla de medianos a finos.
Orígenes geológicos secundarios	Materiales transportados por el viento y redepositados.	Materiales arenosos y arena limosos con estratificación cruzada depositados en regiones desérticas, semidesérticas y en el litoral.	Color pardo con una granulometría muy uniforme, constituye en algunos casos espesores considerables.
	Suelos orgánicos formados en el lugar por crecimiento y putrefacción de plantas	Los depósitos de turba se forman en depresiones correspondientes a zonas de asentamiento o de topografía irregular, deltas, antiguos cauces, esteros, planicies de inundación fluvial y bordes de lagos. En ellos no se define estratificación.	De colores oscuros, las turbas divididas finamente son producto de descomposición avanzada en presencia del aire. La turba fibrosa ha estado siempre sumergida.
	Cenizas y pómez depositados por acción volcánica	Frecuentemente asociadas con flujos de lava y lodo o quizá mezclados con sedimentos no volcánicos.	Típicamente partículas de tamaño de limo con restos volcánicos, más grandes. La interperización y redepositación producen arcilla altamente plástica.
	Materiales precipitados o evaporados de soluciones con alto contenido de sales.	Incluye algunas variedades como colitas precipitadas de calcio en aguas marinas o evaporitas formadas en lagos de playa bajo condiciones áridas	Pueden formar suelos cementados o rocas sedimentarias blandas incluyendo yeso, anhidrita o caliche.

## Propiedades Físicas y mecánicas de los suelos

La determinación de las propiedades índice del suelo en el laboratorio, se hace efectuando las siguientes pruebas: densidad de sólidos, contenido de agua, relación de vacíos, granulometría y límites de consistencia. Las propiedades índice permiten la evaluación de las relaciones volumétrico-gravimétricas y la clasificación del suelo. Para la realización de estas pruebas se deberá seguir el procedimiento especificado en el instructivo para ensayos de suelos de la SARH editado en 1970.

Las propiedades mecánicas de un suelo se pueden evaluar mediante las siguientes pruebas de laboratorio: permeabilidad, compresibilidad o expansibilidad y resistencia al esfuerzo cortante. Para cada caso se hace necesario diseñar el tipo de ensaye más representativo de las condiciones naturales del suelo, que permita la evaluación más satisfactoria de las propiedades mecánicas del mismo.

### Contenido de Agua

Permite determinar los límites de consistencia y evaluar las relaciones volumétrico-gravimétricas de un suelo.

### Densidad de Sólidos

Es necesaria para valuar las relaciones volumétrico-gravimétricas.

### Pruebas de Granulometría

Es esencial en suelos gruesos la curva granulométrica y se define su forma en función de los coeficientes de curvatura y uniformidad, permitiendo clasificarlos como bien o mal graduados, y el porcentaje de partículas menores de 0.074mm (malla No 200) permite agruparlos como suelos limpios o con fracción fina.

Con los datos obtenidos de la curva granulométrica se realiza el análisis de susceptibilidad de los suelos granulares a compactarse y a perder resistencia cuando se sujetan a cargas dinámicas; para analizar el posible agrietamiento de terraplenes, la susceptibilidad del suelo a la tubificación y para diseñar filtros.

Del análisis granulométrico de la parte fina de un suelo se puede calcular la actividad de la fracción arcillosa.

### Límites de Consistencia

Límites líquido y plástico. Deberán de determinarse respecto a su compresibilidad y se harán de preferencia a intervalos regulares con las muestras obtenidas de los diferentes estratos.

El límite de contracción se obtendrá para fines de clasificación en los suelos expansivos.

De los resultados que se obtienen en la determinación de los límites de consistencia, se pueden encontrar los valores de los índices de plasticidad, de fluidez, de contracción, de liquidez y de la actividad de un suelo, estas correlaciones son con fines de diseño preliminar y no podrán tomarse como valores de diseño definitivo.

## Clasificación de Suelos

La clasificación de los suelos se hará con base en el Sistema Unificado de Clasificación de los suelos, tanto en campo como para laboratorio del cual se presentan las tablas respectivas.

Es conveniente que al clasificar los suelos gruesos se señalen las características siguientes: forma de los granos, mineralogía, compacidad en el campo, estructuración, cementación y el nombre geológico o local con el que se denomina la formación a que pertenece

Al clasificar los suelos finos deberán incluirse las características siguientes. color, olor, humedad natural aparente, consistencia, estructuración y el nombre geológico local de la formación a que pertenecen.

## Peso Volumétrico.

La determinación del peso volumétrico del suelo es indispensable para el cálculo de los esfuerzos efectivos y totales en los análisis de cimentaciones compensadas y estabilidad de taludes.

Se debe efectuar el ensaye como método de control para determinar la efectividad de la compactación en terraplenes y caminos.

El peso volumétrico es indispensable para establecer los valores de la relación de vacíos natural en muestras inalteradas.

## Pruebas de Compactación.

Las pruebas de compactación en el laboratorio se deben realizar como pruebas de control de la compactación en el campo y para efectuar la determinación de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos.

La prueba que se utiliza generalmente con fines de control es la de impactos tipo Próctor o Próctor modificada.

## Pruebas de Permeabilidad.

En materiales compactados se llevarán a cabo dichas pruebas para estimar su velocidad de saturación bajo carga hidráulica. Será preciso tomar en consideración las posibles variaciones del grado de saturación, y su influencia sobre la permeabilidad en materiales compactos.

La determinación del coeficiente de permeabilidad de limos y arcillas se debe hacer a partir de los datos de una prueba de consolidación.

## Compresibilidad y Expansibilidad.

La prueba de consolidación tiene por objeto la determinación de los parámetros mecánicos, que rige la magnitud y velocidad de los asentamientos bajo carga de los suelos finos

Es recomendable realizarla en el caso de cimentaciones desplantadas sobre un subsuelo arcilloso o limoso

Para el caso de limos con un grado de saturación inferior al 100% esta prueba se realizará en dos etapas; primero con el material en estado natural, y saturado, con el objeto de poder predecir la magnitud de los asentamientos bajo saturación.

#### Resistencia al Esfuerzo Cortante.

Es esencial para la resolución de problemas de capacidad de carga, empuje de tierras y estabilidad de taludes este valor.

Para el estudio a largo plazo de materiales compactados, inicialmente no saturados, pero cuyo contenido de agua aumenta paulatinamente, es preciso tomar en cuenta la variación de los parámetros de resistencia al variar el contenido de agua.

#### Pruebas de Campo.

Las pruebas de campo permiten determinar las características hidráulicas de los mantos, tomando en cuenta la heterogeneidad de estos, siendo por tanto más confiables que los obtenidos en el laboratorio.

Las características mecánicas de los suelos se pueden establecer efectuando pruebas de placa, de carga en pilotes y de veleta.

#### Pruebas de Permeabilidad.

En el caso de materiales gruesos (gravas y arenas), cuyas características mecánicas impidan la obtención de muestras inalteradas, es recomendable determinar su coeficiente de permeabilidad con pruebas de campo, que no afecten en forma notoria su estructura. Por lo que conviene realizar pruebas de bombeo, determinando por medio de piezómetros los potenciales hidráulicos. Con varios puntos y a distintas profundidades se obtiene un valor promedio del coeficiente de permeabilidad. Para obtener datos más específicos se realizan a estos materiales pruebas Lefranc, de micro molinete o de trazadores radioactivos. Cuando los mantos estén localizados por encima del nivel freático se realizan pruebas de Matsuo o Nasberg.

## Nomenclatura.

PROPIEDAD	SÍMBOLO	UNIDADES	MODO DE OBTENCIÓN	PROPIEDAD	SÍMBOLO	UNIDADES	MODO DE OBTENCIÓN
Contenido de agua	W	--	Prueba de Laboratorio	Esf De preconsolidación	$\sigma'_p$	FL <sup>-2</sup>	Prueba de Consolidación
Peso volumétrico	$\gamma$	FL <sup>-3</sup>	Prueba de Laboratorio	Angulo de fricción interna	$\phi$	--	Prueba triaxial
Porosidad	n	--	Calculada por relaciones volumétrico-gravimétricas	Cohesión	c	FL <sup>-2</sup>	Prueba triaxial
Relación de vacíos	e	--	Calculada por relaciones volumétrico-gravimétricas	Resistencia a la compresión no confinada	qu	FL <sup>-2</sup>	Prueba de laboratorio
Límite líquido	w <sub>L</sub>	--	Prueba de laboratorio	Resistencia al esfuerzo cortante	s	FL <sup>-2</sup>	Prueba de laboratorio
Límite plástico	w <sub>p</sub>	--	Prueba de laboratorio	Sensitividad	St	--	qu (inalterada) qu (re mod elada)
Límite de contracción	w <sub>s</sub>	--	Prueba de laboratorio				
Índice de plasticidad	I <sub>p</sub>	--	w <sub>L</sub> - w <sub>p</sub>	Peso volumétrico seco máximo	$\gamma_d$ máx	FL <sup>-3</sup>	Prueba de compactación
Índice de contracción	I <sub>c</sub>	--	w <sub>p</sub> - w <sub>s</sub>	Contenido de agua óptimo	w <sub>op</sub>	--	Prueba de compactación
Índice de liquidez	I <sub>w</sub>	--	(w - I <sub>p</sub> )/I <sub>p</sub>				
Actividad	A <sub>c</sub>	--	I <sub>p</sub> /% de partículas arcillosas	Compacidad relativa Grado de saturación	Cr Sr	-- --	Prueba de laboratorio Calculada por relaciones volumétrico-gravimétricas
Diámetro efectivo	D <sub>10</sub>	L	De la curva granulométrica				
Coefficiente de uniformidad	C <sub>u</sub>	--	D <sub>60</sub> / D <sub>10</sub>				
Coefficiente de curvatura	C <sub>c</sub>	--	(D <sub>30</sub> ) <sup>2</sup> / (D <sub>60</sub> x D <sub>10</sub> )				
Coefficiente de permeabilidad	k	L T <sup>-1</sup>	Prueba de laboratorio o medida en prueba de consolidación				
Coefficiente de compresibilidad	a <sub>v</sub>	L <sup>2</sup> F <sup>-1</sup>	Prueba de consolidación				
Coefficiente de varación volumétrica	m <sub>v</sub>	L <sup>2</sup> F <sup>-1</sup>	Prueba de consolidación				
Coefficiente de consolidación	c <sub>v</sub>	L <sup>2</sup> T <sup>-1</sup>	Prueba de consolidación				



Valores típicos del contenido de agua para diferentes suelos

TIPO DE SUELO		w, %
Arena uniforme	Suelta	32
	Densa	19
Arena bien graduada	Suelta	22
	Densa	9
Limo	Baja plasticidad	30
	Alta plasticidad	80
Arcilla inorgánica	Blanda	45
	Dura	22
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	70
	Alto contenido de materia orgánica	110
Bentonita	Blanda	194

### Densidad de Sólidos (Ss)

Se define como la relación entre el peso específico de la materia de las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4°C.

El valor de la densidad de sólidos puede variar entre 2.0 a 3.0 para la mayoría de los suelos en la siguiente tabla se presentan los valores más frecuentes.

### **Valores típicos de la densidad de sólidos.**

Mineral	Ss
yeso	2.32
montmorilonita	2.40
ortoclasa	2.56
caolinita	2.60
ilita	2.60
clorita	2.60
cuarzo	2.60-3.0
talco	2.70
calcita	2.72
moscovita	2.80-2.90
biotita	3.00-3.10
hematita	5.20

Propiedades mecánicas de los suelos de acuerdo a su clasificación.

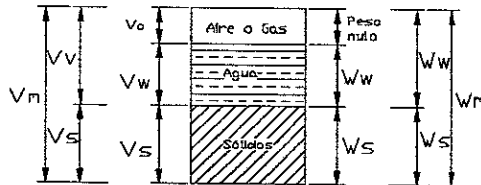
Tipo de suelo	Permeabilidad	Resistencia a la tubificación	Resistencia al cortante	Compresibilidad	Susceptibilidad al agrietamiento	Susceptibilidad a la licuación	Manejabilidad
GW	Permeable	alta	muy alta	De baja compresibilidad siem pre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente Su compactación es fundamental.	No susceptible al agrietamiento.	No susceptibles a la licuación cuando están bien compactados	Muy buena
GP	Permeable a muy permeable	de alta a media	alta				Muy buena
SW	Permeable	alta a media	muy alta	Compresibilidad baja si más del 60 % del material es grueso (tamaño superior a la malla No. 4). Si el material contiene menos del 35 % de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos.	Mediana a alta.	Media si mal compactados Baja	Muy buena
SP	semipermeable a permeable	baja a muy baja	alta				De buena a correcta
GM	semipermeable	alta a media	alta				Muy buena
GC	Impermeable	muy alta	alta				Muy buena
SM	semipermeable a impermeable	media a baja	alta	Los asentamientos pueden ser grandes y se calculan con base en pruebas de consolidación	Mediana a alta	Muy susceptible si mal compactos	Buena a correcta
SC	impermeable	alta	alta a media				Buena a correcta
ML	impermeable	baja a muy baja	baja	Los asentamientos pueden ser grandes y se calculan con base en pruebas de consolidación	Mediana a alta	Muy baja	Buena a correcta
MH	muy permeable	media a alta	media				correcta a muy pobre
CL	impermeable	alta	media a baja				Buena a correcta
CH	muy permeable	alta	baja a media	Mediana a alta	Muy baja	Muy baja	Pobre a muy pobre
OL	impermeable	media	baja				Muy pobre
							Correcta a pobre

Propiedades mecánicas de los suelos de acuerdo a su clasificación

CLASE DE SUELO	SUELOS GRUESOS LIMPIOS (GW,GP,SW,SP)	SUELOS GRUESOS CON FINOS(GM,GC,SM,SC)	SUELOS FINOS (MH,ML,CH,CL,LO)
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad son las únicas representativas en el campo.	semipermeable impermeables Las pruebas de permeabilidad de campo son las más adecuadas para un contenido de finos menor del 25 % .	Suelos impermeables en caso de no estar fisurados. La determinación del coeficiente de permeabilidad durante una prueba de consolidación es adecuada
Compresibilidad expansibilidad	Los asentamientos son pequeños cuando los materiales son compactos, y la magnitud de los esfuerzos reducida. Si los depósitos son heterogéneos pueden dar lugar a irregularidades importantes en la compresibilidad.	La compresibilidad varía considerablemente según la compacidad del depósito Las arenas finas limosas pueden representar asentamientos bruscos en el caso de saturarse bajo carga	Es indispensable efectuar pruebas de consolidación en el laboratorio Los suelos limosos no saturados pueden representar asentamientos bruscos al saturarse bajo carga Los suelos arcillosos en estado seco pueden presentar expansiones al aumentar su contenido de agua
Resistencia al corte	Muy variable dependiendo de la compacidad de los depósitos y su homogeneidad. Salvo en el caso de arenas sueltas saturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados Se han de tomar en consideración las posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del manto al definir las condiciones de prueba.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados Puede ser útil en ciertos casos efectuar una prueba de veleta.
Tubificación	Salvo los materiales de los grupos SW y SP, presentan buena resistencia a la tubificación. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Las arenas limosas presentan una resistencia a la tubificación media a baja, mientras que los otros materiales de este grupo tienen una resistencia a la tubificación de alta a media. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos	Los limos presentan baja resistencia a la tubificación y las arcillas de media a alta. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.
Licuefacción	Las arenas sueltas finas y saturadas son muy susceptibles a la licuefacción. Los otros materiales de este grupo son, por lo general, poco sensibles a la licuefacción	Las arenas finas, limosas, uniformes y en estado suelto son muy sensibles.	Susceptibilidad prácticamente nula.

Relaciones volumétrico-gravimétricas

PROPIEDAD	SÍMBOLO	MUESTRA SATURADA	MUESTRA NO SATURADA	FORMULAS DE CORRELACION		
Densidad de sólidos	Ss	Medición de Laboratorio		e Sr/W		
Contenido de agua	W	Medición de Laboratorio		$Wm/Ws-1$	$eSr/Ss$	$Sr - \frac{Yw-1}{Yd-Ss}$
Volumen total de la muestra	Vm	Medición de Laboratorio		$Vs+Va+Vw$	$\frac{Vs}{1-n}$	$\frac{Vm}{Yd-Ss}$
Volumen de sólidos	Vs	$Ws/Ym Ss$		$Vm-(Va+Vw)$	$Vm(1-n)$	$Vs(1+e)$
Volumen de agua	Vw	$Ww/Yw$		$Vv-Va$	$SrVv$	$Vv/c$
Volumen de aire o gas	Va	nulo	$Vm-(Vs+Vw)$	$Vv-Vm$	$(1-Sr)Vv$	$(1-Sr)Vs e$
Volumen de vacíos	Vv	$Ww/Yw$	$Vm-Vs$	$Vm-Vs$	$\frac{Vs n}{1-n}$	$\frac{Vv e}{1+e}$
Peso de sólidos	Ws	Medición de Laboratorio		$Wt/(1+W)$	$SsVmYw(1-n)$	$Ws e$
Peso del agua	Ww	Medición de Laboratorio		$W(Ws)$	$SrYwVv$	$WwSs/Sr e$
Peso total	Wm	$Ws+Ww$		$W(1+W)$		
Relación de vacíos	e	$Vv/Vs$		$n/(1-n)$	$wSs/Sr$	$WwSs/WsSr$
Porosidad	n	$Vv/Vm$		$e/1+e$		
Peso volumétrico de la muestra	Ym	$\frac{Ws+Ww}{Vs+Vw}$	$\frac{Ws+Ww}{Vm}$	$Wm/Vm$	$\frac{(Ss+Sr e)Yw}{1+e}$	$\frac{(1+W)Yw}{W/Sr-1/Ss}$
Peso volumétrico seco	Yd	$\frac{Ws}{Vs+Vw}$	$Ws/Vm$	$\frac{Ws}{Vm(1+W)}$	$\frac{Ss Yw}{1+e}$	$\frac{Ss Yw}{1+W Ss/Sr}$
Peso volumétrico saturado sumergido	Ysat	$\frac{Ws+Ww}{Vs+Vw}$	$\frac{Ws+Vv Yw}{Vm}$	$\frac{Ws}{Vm} + \frac{e}{1+e} Yw$	$\frac{(Ss+e) Yw}{1+e}$	$\frac{(1+W) Ym}{w+1/Ss}$
Peso volumétrico	Y'	$Ysat - Yw$		$\frac{Ws}{Vm} - \frac{e}{1+e} Yw$	$\frac{(Ss+e)}{1+e} - Yw$	
Grado de saturación	Sr	10	$Vw/Vv$	$\frac{Ww}{Vv Yw}$	$\frac{W Ss}{e}$	



Valores típicos del peso volumétrico seco y natural para diferentes suelos.

Descripción		Peso Volumétrico (Kg/m <sup>3</sup> )	
		Y <sub>d</sub>	Y <sub>m</sub>
Arena uniforme	Suelta	1,430	1,890
	Densa	1,750	2,090
Arena bien graduada	Suelta	1,650	2,020
	Densa	2,120	2,320
Limo	Baja plasticidad	1,380	1,870
	Alta plasticidad	0,850	1,540
Arcilla inorgánica	Blanda	1,220	1,770
	Dura	1,690	2,070
Arcilla	Bajo contenido de materia orgánica	0,930	1,580
Orgánica	Alto contenido de materia orgánica	0,680	1,430
Bentonita	Blanda	0,430	1,270

### 1.3 CARACTERISTICAS DE LAS ROCAS.

#### Muestra de roca y sus discontinuidades.

Definición.- La mecánica de rocas es una ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas y que estudia la reacción de éstas a los campos de fuerza que están sujetos

Antecedentes.- En la mecánica de rocas es muy importante el conocimiento de las propiedades de las rocas para lograr un diseño seguro y económico. Estas propiedades las agrupamos según sus características o efectos que le producen al macizo rocoso en propiedades físicas o índice y propiedades mecánicas.

#### Propiedades físicas o índice de las rocas.

Composición mineralógica.- Se refiere a la variedad y modo de integración de los minerales en la roca.

Estructura.- En un macizo rocoso son los rasgos macroscópicos de la roca.

Textura.- Es el arreglo de las partículas o granos.

Gravedad específica o densidad de sólidos -

$$S_s = \frac{W_s}{V_s(\gamma)}$$

donde

$W_s$  = peso de los sólidos

$V_s$  = volumen de sólidos

$\gamma$  = peso específico del agua

Dado que una roca está formada de varios minerales todos ellos de diferente densidad de sólidos. Se define entonces como el promedio pesado de las densidades de cada tipo de cristal

Por medio del análisis petrográfico de secciones delgadas dará el porcentaje de los distintos minerales, por lo tanto:

$$S_s = \frac{\sum_{i=1}^n S_{si} V_i}{V_t = 1}$$

donde:

$S_{si}$  = densidad de sólidos del componente

$V_i$  = porcentaje decimal del volumen del componente  $i$

Los volores de  $S_s$  pueden variar desde 2.1 hasta 7.6, según el mineral presentado.

Porosidad ( $n$ ).- se define como  $n = \frac{V_v}{V_t} \times 100$

donde:  $V_v$  = volumen de vacíos

$V_t$  = volumen total

y la porosidad cuando la muestra está saturada de agua:

$$n = \frac{W - S_s}{1 + W S_s}$$

donde:  $W$  = contenido de agua

y los poros de la roca están llenos de mercurio.

$$n = \frac{W H g S_s / S_s H g}{1 + W H g S_s / S_s H g}$$

$$\text{Peso específico seco } (\gamma_d) = \frac{W_s}{V_m}$$

donde :

$W_s$  = peso de sólidos.

$V_m$  = volumen de la muestra.

$$\text{Peso específico saturado } (\gamma_{sat}) = \frac{W_{sat.}}{V_m}$$

donde :

$W_{sat.}$  = peso de la muestra saturada.

$$\text{Peso volumétrico o específico } (\gamma_m) = \frac{W_m}{V_m}$$

donde :

$W_m$  = peso de la muestra.

$$\text{Relación de vacíos } (e) = \frac{V_v}{V_s}$$

$V_v$  = volumen de vacíos.

$V_s$  = volumen de sólidos.

$$\text{Contenido de agua o humedad natural } (w\%) = \frac{W_a}{W_s} \times 100$$

$W_a$  = peso del agua.

$W_s$  = peso de la muestra seca.

Contenido de agua de la roca saturada.

Este factor es importante por que el aumentar el contenido de agua al grado de saturación, la resistencia a la compresión simple disminuye.

$$\text{Grado de saturación } (Gw\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

$V_w$  = volumen del agua.

$V_v$  = volumen de vacíos.

Permeabilidad al agua,  $K$ .

La permeabilidad en las rocas obedecen en la mayoría de las veces a la ley de Darcy:

$$q_x = k \frac{dh}{dx} A$$

donde :  $q_x$  = gastos en dirección  $x$  (dirección del flujo), en  $\text{cm}^3/\text{seg}$ .

$k$  = coeficiente de permeabilidad, en  $\text{cm}/\text{seg}$ .

$h$  = carga hidráulica, en  $\text{cm}$ .

$A$  = área de la sección transversal, normal a  $x$ , en  $\text{cm}^2$ .

Con temperatura diferente a los  $20^\circ\text{C}$ , o bien, con otros fluidos:

$$q_x = \frac{k}{\mu} \frac{d\rho}{dz} A$$

donde :  $\rho$  = presión en el fluido (igual a  $\gamma h$ )

$\mu$  = viscosidad del fluido.

En este último caso las unidades del coeficiente de permeabilidad son de área.

La unidad de permeabilidad es el Darcy

$$1 \text{ Darcy} = 9.87 \times 10^{-9} \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ Darcy} = 10^{-3} \text{ cm/seg.}$$

Para obtener k en laboratorio se mide el gasto que pasa por una muestra en un penetrómetro de carga constante, su solución será:

$$k = \frac{VL}{hAt} \text{ donde } \frac{h}{L} = i$$

y  $V$  = volumen de agua, en  $\text{cm}^3$  generalmente, que escurre a través del área  $A$  en  $\text{cm}^2$ .

$t$  = tiempo en seg., durante el cual fluye la cantidad  $V$  de agua

$i$  = gradiente hidráulico, igual a la pérdida de carga  $h$  en cm, entre la longitud  $L$  en cm, recorrida.

Cuando se requiere obtener la constante de percolación  $k_p$ , o sea, cuando se requiere tomar en cuenta la verdadera velocidad a través de los poros, se tiene que:

$$k_p = \frac{k}{n}, \text{ donde } n \text{ es la porosidad de la muestra.}$$

Permeabilidad al aire ( $k_a$ ). La expresión que permite conocer la permeabilidad al aire es:

$$k_a = \frac{aL}{At} \log_N \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \frac{1}{13.6}$$

donde:  $a$  = área transversal del tubo.

$A$  = área de la sección transversal de la muestra.

13.6 = densidad del mercurio.

$L$  = altura de la muestra.

$t$  = tiempo en que se lleva a cabo el descenso.

La velocidad de descenso entre  $h_1$  y  $h_2$  determina la permeabilidad en el aire.

Sensitividad ( $S$ ).

En las muestras de roca, la sensitividad caracteriza la magnitud de la variación de la permeabilidad de éstas al cerrarse o abrirse sus fisuras.

donde.  $k_{div}$  = permeabilidad de la muestra sometida a flujo divergente con una presión hidráulica interior de  $1 \text{ Kg/cm}^2$ . El flujo divergente se logra cuando la presión hidráulica aplicada a la roca produce esfuerzos de tensión.

$k_{conv50}$  = permeabilidad en flujo convergente sometiendo la muestra a una presión hidráulica exterior de  $50 \text{ Kg/cm}^2$ . El flujo convergente se genera cuando la presión hidráulica aplicada a la roca produce esfuerzos de compresión.

El calculo se hace igualmente para  $k_{conv50}$  y  $k_{div}$ .

$$k = \log_N \frac{r_1}{r_2} \left( \frac{Q}{2\pi L}, \frac{1}{p} \right)$$

donde:  $r_2$  y  $r_1$  = radios exterior e interior del espécimen.

$q$  = gasto

$L$  = longitud del espécimen

$\pi$  = constante 3.1416

$p$  = presión aplicada al fluido

Grado de Alteración ( $i$ )

Es también la absorción de la muestra de roca en un tiempo  $t$ .

$$i = \frac{P2 - P1}{P1}$$

donde P2 es el peso de la muestra de roca sumergida en agua en un cierto tiempo "t" hasta lograr su saturación, va de 1.5 y 3 horas y P1 es el peso de la muestra en estado seco.

$$\text{Alterabilidad específica (Ae)} = \frac{P_i - P_f}{P_i} \%$$

donde: P<sub>i</sub> = peso de la muestra pulverizada.

P<sub>f</sub> = peso final, después que el ácido sulfúrico actuó 2 horas.

Anisotropía.- Es el fenómeno que ocurre cuando el material se comporta de diferentes formas dependiendo de la dirección de los esfuerzos a que está sometido.

### Propiedades mecánicas de las rocas.

Al proyectar una obra de Ingeniería Civil será necesario lograr que los esfuerzos actuantes en el macizo rocoso no alcancen los niveles de esfuerzo tolerables con la consiguiente falla local o falla total de la misma; que las cargas aplicadas a la masa rocosa no le provoquen deformaciones que dañen o destruyan a la estructura.

Para elaborar un análisis completo es recomendable por lo tanto, considerar las propiedades mecánicas del macizo rocoso.

A continuación se menciona cada una de estas propiedades:

#### Dureza.

Como parámetro de resistencia, se observa que al aumentar el contenido de cuarzo en la roca, aumenta la resistencia.

En forma ascendente están: Talco, Yeso, Calcita, Fluorita, Apatita, Ortoclasa (feldespato), Cuarzo, Topacio, Corindón, Diamante.

#### Durabilidad.

Depende de la naturaleza de la roca, el ambiente, porosidad, estructura geológica de la roca y su exposición al intemperismo.

La National Bureau of Standards (USA) estima la vida de las rocas con fines constructivos de la siguiente manera :

arenisca de Ohio	1 año a muchos siglos
limonita	20 a 40 años
mármol, grano grueso	40 años
mármol, grano fino	50 a 200 años
gneiss	50 años a muchos siglos
granito	75 a 200 años

Un análisis petrográfico de las rocas dará buena información para cada caso.

#### Elasticidad

Todo material sólido se deforma bajo la acción de una carga o un esfuerzo, si el material recobra completamente su estado inicial después de cargarlo y posteriormente descargarlo se dice que es elástico.



Ensayando un espécimen de roca de radio R y longitud L a una prueba de compresión simple, se obtienen las siguientes constantes elásticas, como se muestra en la figura siguiente:

Módulo de Young (E) .- En geología se le llama deformabilidad, y es la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación, cuando no hay variación lineal E se calcula por incrementos.

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

donde :

$\Delta\sigma$  = al esfuerzo dado en un intervalo, en Kg/cm<sup>2</sup>.

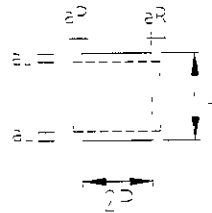
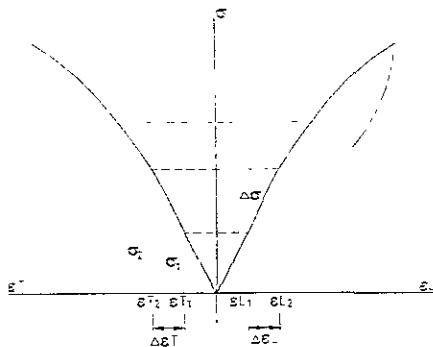
$\Delta\varepsilon$  = es la deformación producida en dicho intervalo.

Módulo de deformabilidad Transversal.-  $M_2 = \frac{\sigma}{\varepsilon T}$

Módulo de deformabilidad Longitudinal.-  $M_2 = \frac{\sigma}{\varepsilon L}$

$\varepsilon T = \frac{aT}{2R}$  (deformación unitaria transversal)

$\varepsilon L = \frac{aL}{L}$  (deformación unitaria longitudinal)



Espécimen y gráfica de resultados de una prueba de compresión simple.

Módulo de Poisson.- Es una relación de deformaciones unitarias.

$$\nu = \frac{\varepsilon T}{\varepsilon L} = \frac{1}{m}$$

m = es el número de Poisson.

si  $\nu = 0.5$  el material es incompresible, deformación constante, en rocas duras y sanas  $\nu$  oscila entre 0.15.

Cuando el material está cercano a la falla  $\nu$  oscila alrededor de 0.30.

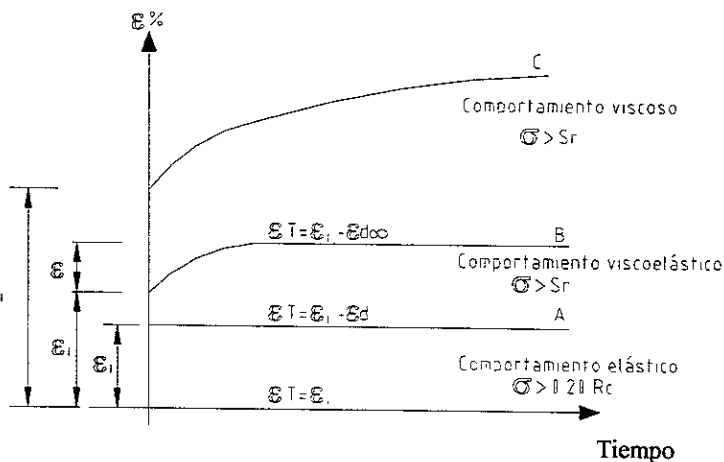
### Deformabilidad de las rocas.

Efectos del tiempo en la deformabilidad de las rocas.

Las rocas presentan diferente comportamiento o diferente forma de deformación conforme al tiempo transcurrido. Por ejemplo, algunas tienen un comportamiento elástico como

las rocas ígneas intrusivas, cuarcita y calizas muy duras. Viscoelástico como sedimentarias, metamórficas, rocas ígneas extrusivas con cierta alteración. Viscoso como salgema, potasa.

Para dar una idea de cómo se presentan estos diferentes tipos de comportamiento, tenemos la siguiente gráfica.



La recta A representa un comportamiento elástico, el material de falla cuando el esfuerzo es menor a 0.20 de la resistencia a compresión simple durante una deformación constante.  
 $\sigma < 0.20 R_c$

La curva B representa un comportamiento viscoelástico y  $S_r$  es la resistencia residual.

La curva C representa un comportamiento viscoso.

La resistencia residual se presenta de forma diferente en las rocas.  $S_r$  varía alrededor de 0.8 $R_c$  en rocas densas y es igual a 0.35 $R_c$  en calizas por ejemplo.

Para clasificar las rocas desde el punto de vista de su deformabilidad se utiliza:

$\frac{\epsilon_d - \epsilon_i}{\epsilon_i}$	Para rocas viscosas	> 5
	Para rocas viscoelásticas	0 y 5
	Para rocas elásticas es nulo	

$\epsilon_i$  = deformación inicial

$\epsilon_d$  = deformación adicional

### Resistencia al esfuerzo cortante

Criterios de falla más utilizados en Mecánica de Rocas:

Máximo esfuerzo de tensión.

La falla frágil se alcanza cuando el esfuerzo principal  $\sigma_3$  aplicado iguala a la resistencia uniaxial en tensión,  $\sigma_1$  última.

Criterio Coulomb.

La resistencia al corte  $S$ , de un material cohesivo, suelo o roca, varía con el esfuerzo normal  $\sigma_n$  actuante en la superficie de falla

$$S = \tau = \sigma_n \tan \phi + C$$

donde :

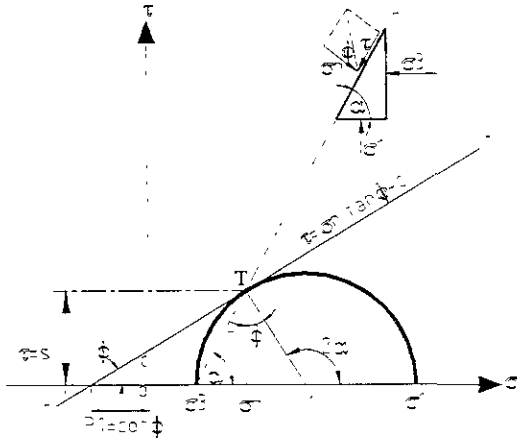
- $\tau$  = esfuerzo cortante
- $\phi$  = ángulo de fricción
- $C$  = cohesión

Caso I.- Cuando  $\phi \neq 0$  y  $C \neq 0$

El esfuerzo normal en el plano de ruptura vale:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son esfuerzos principales mayor y menor respectivamente y  $\alpha$  ángulo de ruptura. Ver figura 1



r-r plano de falla.

t-t línea de resistencia de Coulomb.

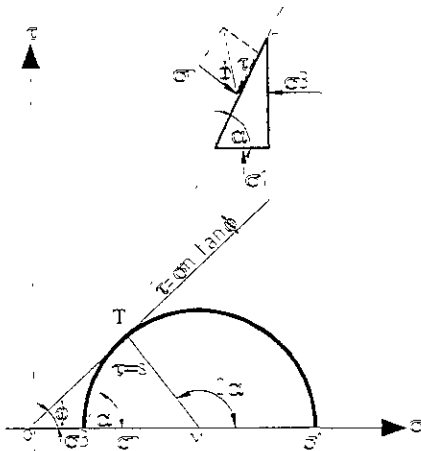
$\sigma_1 - \sigma_3$  diámetro del círculo de Mohr.

$\tau = s$  resistencia al corte

**Figura 1**  
Caso General Mohr-Coulomb.

Caso II.- Cuando  $C = 0$ , la resistencia a la falla por esfuerzo cortante vale:

$S = \tau = \sigma_n \tan \phi$ . Ver figura 2.



**Figura 2**

Mohr - Coulomb

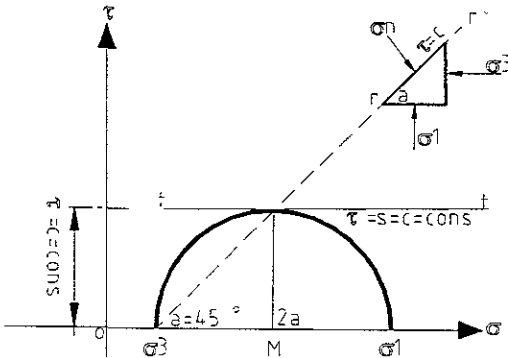
$$c = 0$$

Caso III - Cuando  $\phi = 0$ , la resistencia a la falla por esfuerzo cortante

vale:  $S = \tau = C = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \text{constante}$ . Ver figura 3.

Si  $\sigma_3 = 0$  y  $\phi = 0$ , la resistencia a la falla por esfuerzo cortante vale.

$$S = \tau = C = \frac{\sigma_1}{2}$$



**Figura 3**

Puramente Cohesivo

$$\phi = 0$$

Para el caso general tenemos que :

$$\text{sen } \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + p_i}$$

donde :  $p_i = C \cot \phi$  que es el esfuerzo inicial en la probeta cuando  $C = 0$ ,  $p_i = 0$  y

$\text{sen } \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$  tanto en el caso general, como cuando  $C = 0$  ;  $\alpha = 45^\circ + \phi/2$

cuando  $\phi = 0$   $\alpha = 45^\circ$

### Criterio Mohr.

El método considera una envolvente de falla a los círculos de Mohr resultado de los ensayos triaxiales. Cada círculo de Mohr está en función de las tensiones principales mayor y menor en rotura, ignorándose la influencia de la tensión principal intermedia.

### Plasticidad.

La plasticidad de un material sólido es la propiedad de deformarse continua y permanentemente. En el estado plástico, las deformaciones permanentes pueden ocurrir sin fractura, con lo que se acepta que un material falló cuando sus deformaciones son muy grandes aunque no "se rompa". El termino "fractura" implica la aparición de dos superficies de separación en el material.

## Comportamiento de Macizos Rocosos.

**Geología Estructural.-** Esta rama de la Geología es la que se encarga de estudiar lo relacionado con las deformaciones y clasificación en grupos de pliegues y fallas con diversas características de la corteza terrestre

**Discontinuidades.-** Uno de los aspectos más importantes en el comportamiento mecánico de un macizo rocoso son las discontinuidades que se presentan en éste, de tal forma que en la Mecánica de Rocas se define por sus discontinuidades más que por su litología

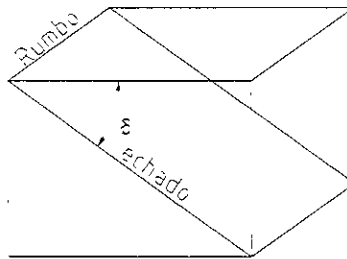
Se entiende por discontinuidad, las fallas, fracturas, diversos tipos de juntas, estratificaciones, laminación y foliación, contactos, etc.

Algunos datos necesarios para el registro de discontinuidades en campo son.

**Rumbo.-** Angulo horizontal entre una línea y una dirección de coordenadas específicas, por lo general el norte real o el sur real.

**Buzamiento o Echado.-** Inclinación de la línea de máxima pendiente de un plano inclinado. Se mide perpendicularmente a la dirección.

$\delta$  Angulo de Buzamiento real medido en el plano vertical perpendicular a la dirección de la capa.



**Reconocimiento general en campo.-** Un reconocimiento general en el campo proporciona la información que se deberá de clasificar y analizar con amplio criterio. Por ejemplo, si se tienen tres tipos diferentes de familias de discontinuidades, se realizaría un sondeo en la parte del cuerpo del macizo rocoso de la familia de discontinuidades, ya que esta primera familia de discontinuidades es la que probablemente regirá el comportamiento mecánico del macizo rocoso. Sin embargo, si existiera alguna sola discontinuidad rellena de arcilla, entonces, ésta última será la que rijá en mayor medida el comportamiento mecánico del macizo rocoso.

Existen y se debe tomar muy en cuenta las llamadas zonas ciegas, o sea discontinuidades que no se pueden apreciar por estar ocultas o fuera de nuestro alcance, un método para obtener la información sería llevando a cabo sondeos tanto verticales como horizontales a través de una amplia zona del macizo rocoso.

**Etereogramas.-** Para representar la posición y dirección preferencial del fracturamiento de un macizo rocoso, se utilizarán los diagramas de puntos y los de frecuencia que muestran en forma objetiva y estadística los resultados de las mediciones y observaciones realizadas en campo.

**Diagrama de puntos (Falsilla de Wulff).-** Es una representación de los planos de discontinuidad por medio de puntos llamados polos en un plano denominado red estereográfica. Un polo se genera como sigue: si se supone que todos los planos de las discontinuidades pasan por el centro de una esfera de referencia, la línea perpendicular a cada plano de discontinuidad que se pasa por el centro de la esfera, la atravesará en dos puntos, llamados polos.

Gráficamente se plantea el proceso de la proyección estereográfica de un plano de discontinuidad.

En Geometría Descriptiva se representaría un plano, como se ve en la fig.1.4. Ahora bien, si el plano se hace pasar por una esfera, su representación sería el de la fig.1.5. Tomando la mitad de la esfera y haciendo proyectar todos los puntos de la parte inferior del círculo máximo al plano horizontal, mediante su unión con el punto centro P, fig.1.6 se tendrá como resultado la proyección del plano de discontinuidad en dos dimensiones, ver fig! 7.

Precisamente si se proyecta un polo de la recta que pasa por el centro de la esfera y que es perpendicular al plano de discontinuidad, sobre el plano horizontal quedará representado por el punto "q" en la proyección de dos dimensiones.

Con la Falsilla de Wulff se puede representar los planos de discontinuidad por medio de las líneas curvas como en la fig.1.8. Esta herramienta tiene muy amplias aplicaciones, y se puede usar para representar los planos de discontinuidad por medio de polos.

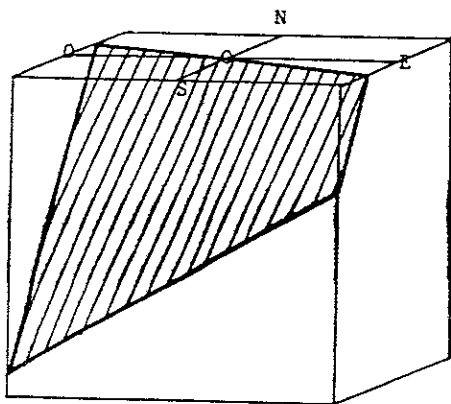


Fig. 1.4

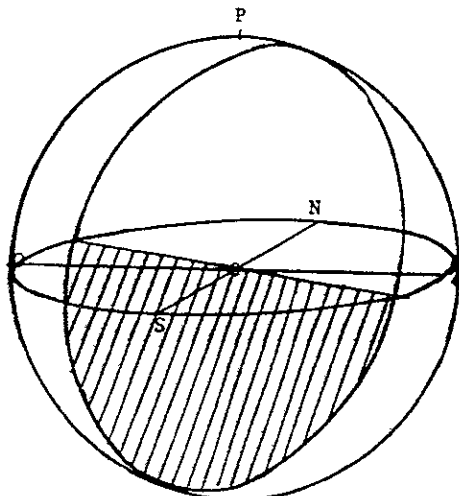


Fig. 1.5

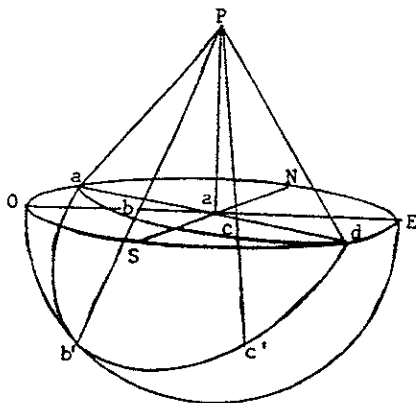


Fig. 1.6

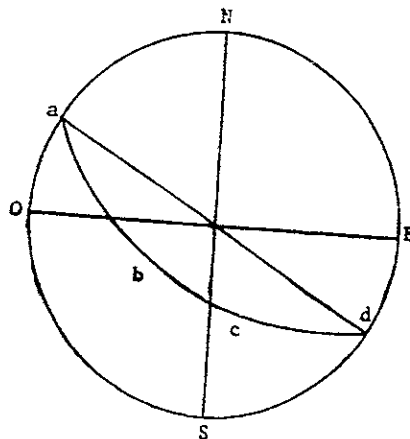


Fig. 1.7

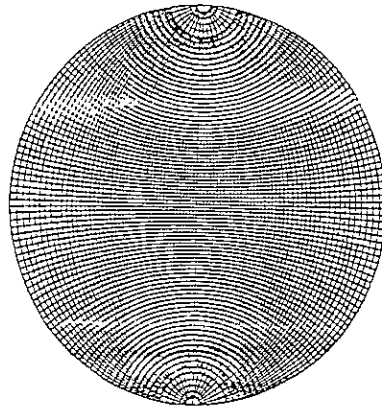


fig 1.8

### Reconocimientos Geofísicos.

Para obtener información de las capas que se encuentran a una cierta profundidad es necesario auxiliarse de métodos que no sean complicados, como :

- Método geosísmico de refracción
- Método de resistividad eléctrica.
- Método de relajación de esfuerzos.

Estos métodos son aplicables en la exploración de áreas extensas y por medio de la correlación de velocidades o resistividad se puede inferir el tipo de material en los distintos estratos. Además estos estudios deberán de estar apoyados de por lo menos de un sondeo convencional para avalar los resultados obtenidos de las pruebas geosísmicas.

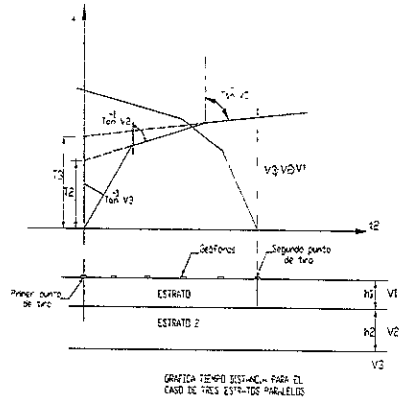
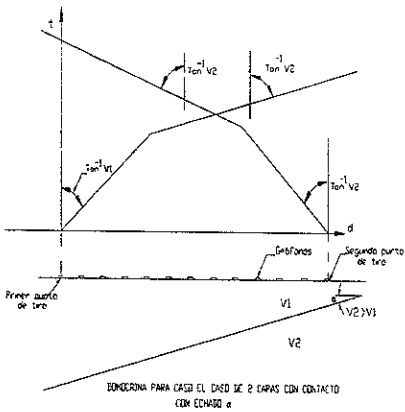
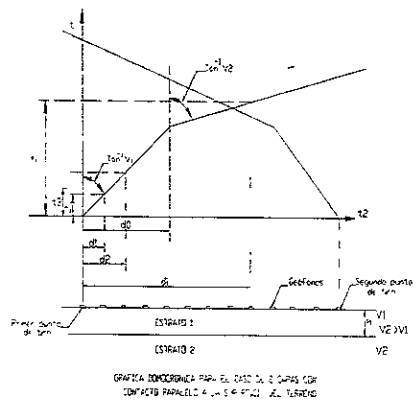
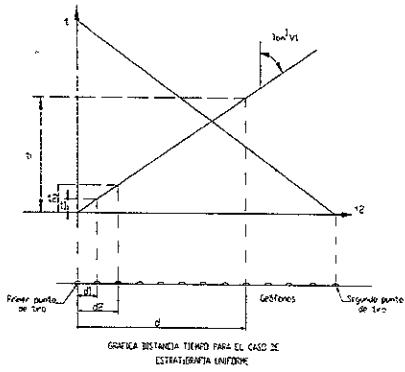
#### Método geosísmico de refracción.

Este método requiere distancias largas de observación y se utiliza principalmente en la exploración de capas someras con fuertes contrastes de velocidad y se basa en la medición del tiempo que tarda en viajar una onda sísmica a través de un medio; la onda es generada por impacto para estudios con profundidad de 10 m. y por explosión para estudios de mayor profundidad.

El geófono (dispositivo electromagnético) es el instrumento que capta las oscilaciones del suelo transformándolas en señales eléctricas, su rango de sensibilidad oscila entre 5 y 100 ciclos por segundo.

Finalmente, el fenómeno es captado en un aparato registrador denominado oscilógrafo. Con los resultados se obtiene una gráfica tiempo-distancia.

A continuación se presentan cuatro gráficas de la técnica sísmológica de refracción:





En la siguiente tabla se dan valores entre la relación del material probable con la velocidad de las ondas longitudinales en distintos tipos de roca y suelos:

MATERIAL	VELOCIDAD (m/seg.)
suelo superficial	170-500
arcilla	1000-2800
arcilla arenosa	975-1160
arcilla arenosa cementada	1160-1280
limo	760
aluvión	550-1000
aluvión (terciario)	800-1500
aluvión profundo	1100-2360
depósito glacial	490-1700
dunas	500
loess	375-400
arena seca	400
arenisca	2400-4000
lutita	1800-3800
marga	3000-4700
caliza	3000-5700
dolomita	5000-6200
granito	4000-5600
gneiss masivo	5100-7500
esquistos o pizarra	2290-4700
rocas ígneas de basamento	5500-6600
agua	1435-1490

### Método de Resistividad Eléctrica.

Se basan en la diferencia de resistividad eléctrica del material, estas resistividades eléctricas varían conforme al material, y a sus condiciones químicas, por ejemplo, una masa rocosa con alto contenido de sales da resistividad bajas

Estos métodos tienen la ventaja de poder emplearse abajo del nivel freático, localizar cavernas y estratos blandos que no se identifican con el método geosísmico.

Como un caso particular en arenas limpias por su dificultad en la tensión de muestras inalteradas, se recurre a la expresión:

$$\rho = \frac{1.56}{(\rho / \rho_0)^{0.9}}$$

donde :

$\rho$  = resistividad aparente de la arena.

$\rho_0$  = resistividad del agua.

La resistividad eléctrica para algunos tipos de material

MATERIAL	RESISTIVIDAD ( $\Omega\text{xm}$ )
arcillas	$0.5 < \rho < 20$
caliza	$100 < \rho < 500$
esquistoso	$50 < \rho < 100$
rocas ígneas alteradas	$100 < \rho < 500$
rocas ígneas sanas	$500 < \rho < 10.000$
capas superficiales secas	$4.000 < \rho < 5.000$
arena de duna seca	50.000

En campo la manera de obtener la información requerida, se logra aplicando una corriente eléctrica con la finalidad de crear un campo de potenciales y dependiendo del arreglo se calcula la resistividad eléctrica, en términos generales se tiene:

$$\rho = k \frac{\Delta V}{I}$$

donde : k = depende de la posición de los electrodos

$\Delta V$  = es la diferencia de potencial

I = intensidad de corriente aplicada

La resistividad aparente depende de las características eléctricas de las capas y del coeficiente k.

En las siguientes gráficas se observa cómo se genera el fenómeno en campo y cómo se pueden interpretar los resultados:

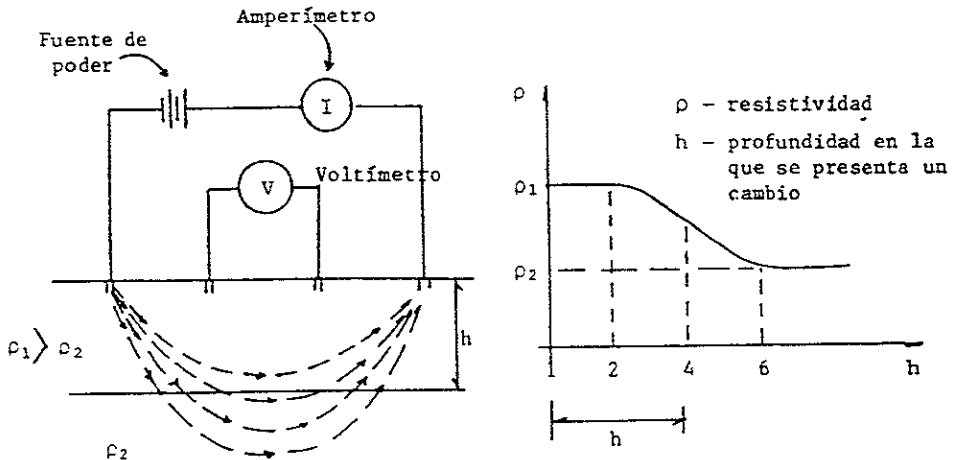


fig. 1.13

En primer lugar se tiene en la gráfica de la fig 1.13 que el subsuelo no es homogéneo debido a que se presenta una diferencia en la resistividad, lo que indica que probablemente exista un traslape. Este traslape se representa como  $h$ .

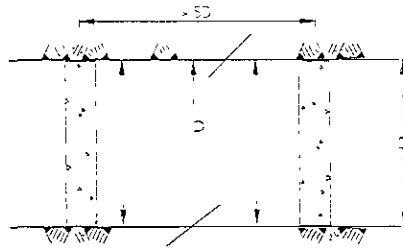
Con los valores de Presión y Deformación, se calcula el módulo de deformabilidad de la roca.

Si el recubrimiento es flexible:

$$E = \frac{PD}{\Delta D} (1+\nu)$$

Si el recubrimiento es rígido:

$$E = \frac{PD}{\Delta D} - \frac{2eE_c}{D}$$



donde:

$E_c$  = módulo de deformabilidad del concreto

$P$  = presión aplicada.

$D$  = diámetro.

$\Delta D$  = incremento en el diámetro.

$e$  = espesor del concreto.

$\nu$  = módulo de Poisson de la roca.

$E$  = módulo de deformabilidad de la roca.

### Medición de esfuerzos tectónicos

Los esfuerzos horizontales son a menudo diferentes a los esfuerzos verticales producidos por el peso propio de la masa. Esto sin duda se puede inferir al observar las discontinuidades que presenta la corteza terrestre. La obtención de los esfuerzos tectónicos de un macizo rocoso se puede calcular de una manera aproximada por el método de relajación de esfuerzos.

Este método consiste en colocar alrededor de un punto, en la pared de una galería, tres medidores de desplazamientos según direcciones radiales a  $60^\circ$ . Posteriormente, se recorta en forma concéntrica esta zona para producir un alivio de los esfuerzos actuantes en la superficie instrumentada. Se registran las deformaciones longitudinales así inducidas  $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_b$  y  $\epsilon_c$  en las direcciones  $a-a'$ ,  $b-b'$  y  $c-c'$ , respectivamente. Se construye el círculo de Mohr de la deformaciones y se calculan los esfuerzos principales actuantes en la superficie instrumentada, a partir de las deformaciones principales  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_2$ , mediante las ecuaciones:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1)$$

siendo  $E$  y  $\nu$  el módulo de Young y la relación de Poisson de la roca, respectivamente

Suponiendo que la masa de roca fuera elástica, homogénea e isotrópica y sometida a esfuerzos principales verticales  $\sigma_p$  y horizontal  $\sigma_Q$  lejos de la galería, el esfuerzo principal mayor determinado en la pared lateral de un túnel circular, de eje normal al plano  $P - Q$ , sería vertical e igual a  $3 \sigma_p - \sigma_Q$ , mientras el esfuerzo principal menor en el techo de ese mismo túnel sería horizontal, normal al eje de la galería e igual a  $3 \sigma_Q - \sigma_p$ .

En consecuencia, es necesario calcular los valores de  $\sigma_p$  y  $\sigma_Q$  con base en los valores de  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  determinados en varios puntos de la sección transversal del túnel. De no ser elástica y homogénea la masa rocosa este cálculo resulta dudoso, por lo que se recomienda verificarlo con otra alternativa del método de relajación de esfuerzos.

## Medición del esfuerzo cortante “in situ” en los macizos rocosos.

Este esfuerzo es importante ya que sirve para investigar la estabilidad de grandes estructuras naturales o artificiales, por ejemplo una ladera natural o un conjunto cortina - cimentación. Se puede determinar en laboratorio o en campo.

La prueba de Corte Directo o Triaxial de campo tiene la finalidad de determinar el ángulo de fricción del material, parámetro fundamental en el estudio de la repartición de esfuerzos y la resistencia de un medio discontinuo.

## Prueba de Corte Directo o Método del Socavón.

Esta prueba se lleva a cabo aislando de la rocosa un espécimen prismático de roca, limitando en su cara inferior por la discontinuidad. Sobre la cara superior de la muestra se ejerce una fuerza constante normal al plano potencial de la falla, mientras que simultáneamente se aplica, en incrementos, un esfuerzo tangencial que induce la falla del bloque.

## Clasificación de Rocas.

Para realizar una primera clasificación de campo de los materiales que se pueden encontrar en el sitio que se explora y definir de esta manera una distribución tentativa de los mismos en el área estudiada.

Roca sana.- Es aquella roca fresca en la que se pueda observar con claridad las características texturales y estructurales y que no presenten evidencias de alteración. Se puede ver a simple vista si existe esta zona de alteración en la roca por un cambio en la coloración de la misma, y si el martillo se clava debido a la suavidad que en la roca ha producido la alteración. Algunas rocas al estudiarse en el microscopio presentan a veces alteración o microfracturamiento. En algunas ocasiones puede ser que la zona de alteración sea muy amplia y que el afloramiento no sirva para realizar la clasificación.

Debe completarse la información con la identificación de algunos de los minerales que constituyen a la roca auxiliándose de una navaja, una lupa y HCl diluido. Además se debe de realizar un muestreo y el registro, tanto del laboratorio como el de campo, se pueden seguir las siguientes recomendaciones:

Localizar el sitio de la muestra, con un mapa, una fotografía.

Marcar con un número de serie el sitio.

Marcar la muestra con el mismo número de serie.

Realizar una breve descripción del afloramiento, la formación, su edad y el estudio requerido para el ejemplar, rasgos estructurales, alteración del mismo y algún otro aspecto importante.

Todo deberá quedar registrado en una libreta de campo.

En la geotécnia se clasifica como:

Descripción de la roca .- Se toma en cuenta determinadas propiedades mecánicas, a fin de que la clasificación resulte más significativa para propósitos de ingeniería, no tanto en la mineralogía y textura de los materiales. Para lo cual se propone la siguiente secuencia:

- a. Estado de intemperismo.
- b. Estructura.
- c. Color.
- d. Tamaño de los granos (tamaño de las partículas predominantes)
  - d1- Textura
  - d2- Estado de alteración
  - d3- Estado de cementación
- e. Resistencia del material.
  - e1. Minerales predominantes
- f. Nombre de la roca.

Ejemplos con esta clasificación:

	roca 1	roca 2	roca 3
a.	Fresca	Moderadamente	Completamente
		intemperizada	intemperizada
b.	Foliada	Estratificación	Bandeada muy
		gruesa	finamente
c.	Gris oscuro	Color crema	Grisáceo
d.	Grueso	Grano medio	Muy grueso
d1			Porfírica
d2.			Caolinitizada
e.	Muy resistente	Resistente	Débil
e1.	Hornblenda	Dolomita	Turmalina
f.	Gneiss	Caliza	Granito

Para el intemperismo de la roca se propone el siguiente criterio:

- F. Fresco.- ausencia visible de intemperismo.
- FW. Tenuemente intemperizado.- intemperismo limitado a la superficie de discontinuidades importantes.
- SW. Débilmente intemperizado.- desarrollado sobre las superficies de discontinuidad abierta, y débil en la roca.
- MW. Moderadamente intemperizado.- extendido a lo largo de todo el macizo rocoso, pero sin que la roca sea quebradiza.
- HW. Altamente intemperizado.- extendido en todo el macizo rocoso y la roca parcialmente quebradiza.
- CW. Completamente intemperizado.- roca totalmente descompuesta y quebradiza, pero conservando la textura y estructura originales.
- RS. Suelos residuales.- suelo que conserva la textura original, pero se ha alterado totalmente la estructura y mineralogía.

En rocas con un alto contenido de arcillas, los materiales pueden presentar una característica de plasticidad antes que mostrarse quebradizos.

### Espaciamiento de Discontinuidades.

En macizos rocosos se puede apreciar por una simple observación de campo. En rocas sedimentarias la estratificación puede ser una discontinuidad dominante, para lo que se propone la siguiente clasificación:

DESCRIPCIÓN	SEPARACIÓN DE PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN	CLASIFICACIÓN DE SUELO
Estratos muy gruesos	> 2m	
Estratos gruesos	0.6 a 2m	Boleos
Estratos medianos	0.2 a 0.6m	
Estratos delgados	60mm a 0.2m	Gujarros
Estratos muy delgados	20mm a 60mm	Grava gruesa
Estratos laminares	6mm a 20mm	Grava mediana
Laminación delgada	< 6mm	Grava fina y arena

La escala de las características de fracturamiento general de una roca es normalmente de un grado mayor que la de estratificación; es por ello que el sistema definido puede no tener aplicación directa para la separación del fracturamiento.

En rocas ígneas y metamórficas, la separación de las discontinuidades (foliación, coladas de lava, etc.) pueden describirse haciendo una adaptación de la escala de espaciamento de estratos, pudiendo tener el calificativo de cerrados o muy cerrados para lo que correspondiera a laminación, y laminación delgada.

### Resistencia.

Esta escala de resistencia esta basada en pruebas de compresión simple.

RESISTENCIA MN/m <sup>2</sup> (1 MN/m <sup>2</sup> = 146 lb/in <sup>2</sup> )	TERMINO DESCRIPTIVO
< 1.25	muy débil
1.25 a 5	débil
5 a 12.5	moderadamente débil
12.5 a 50	moderadamente resistente
50 a 100	resistente
100 a 200	muy resistente
> 200	extremadamente resistente

cualquier roca con una resistencia menor de 1.25 MN/m<sup>2</sup> se considerará como suelo.

## CAPITULO 2

### ANTECEDENTES GEOLOGICOS EN EL DISTRITO FEDERAL.

#### 2.1 *Características Geológicas y Geotécnicas.*

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los distintos sondeos y experiencias de construcción de la línea 7 del metro. En cuanto a las zonas del lago y transición, la exploración del subsuelo con el cono eléctrico y muestreo inalterado selectivo ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al corte, fenómenos que ocurren en pocos años y aún en meses a consecuencia de :

- a) El bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable.
- b) El efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales.
- c) El peso de las estructuras.
- d) El abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos.

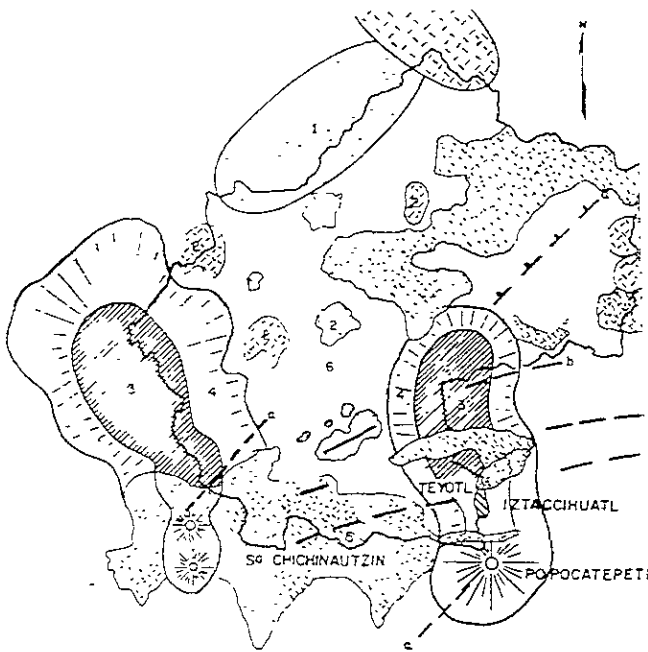
Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

#### Geología del lugar.

Las lomas que se elevan al oeste de la Ciudad de México constituyen los abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces. Comprenden la potente acumulación de materiales piroclásticos que se depositaron a los pies de los distintos aparatos volcánicos durante la vida explosiva de estos. Como tal actividad se desarrolló a partir de los fines del Mioceno y se extendió hasta aproximadamente mediados del Plioceno, los citados abanicos volcánicos contienen productos de esta misma edad. Midiendo en la escala absoluta de años, lo anterior abarca entre 10 y 5 millones de años antes del presente. Por lo tanto, las lomas se formaron principalmente en el Plioceno inferior dentro de un lapso de unos 5 millones de años.

#### Distribución de los sitios afectados.

Al contemplar la Cuenca de México Fig. 2.1.1 resalta su estructura casi simétrica respecto a un eje NNW-SSE: a las lomas que se extienden al pie de las sierras elevadas en el Oeste, corresponden aquellas que se desarrollan al pie de las sierras en el Este. Por consiguiente, pueden describirse las lomas que se elevan a ambos lados de la extensa planicie lacustre de la Cuenca de México, como los depósitos piroclásticos acumulados a los pies de las Sierras Mayores: sierras de las Cruces, Nevada y Río Frio



2.1 | La cuenca de México, sus formaciones y fracturamientos tectónicos

1) Sierra de Tezontalpan. 2) Sierras Menores. 3) Sierras Mayores, 4) Formación Tarango; 5) Formación Chichinautzin; 6) Relleno aluvial, a) fracturamiento al NE, del terciario Superior; b) fracturamiento en arco del tipo Santa Catarina, del Plio - Pleistoceno

### Formación Litológica

La Formación Tarango representa un conjunto estratificado a veces regular, a veces irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado  $4^\circ$ , compuesto de los seis siguientes elementos litológicos:

- a) Horizontes de cenizas volcánicas de muy distintas granulometrías.
- b) Capas de erupciones pumíticas.
- c) Lahares.
- d) Ignimbritas.
- e) Depósitos fluviales.
- f) Sueldos.

Todos estos elementos, con excepción de los sueldos, son producto de erupciones por lo general violentas, emitidas por las chimeneas de grandes volcanes andesíticos estratificados. Según la actividad del aparato individual y según la magna contenido en él, las erupciones producen cenizas, pómez, brechas, avalanchas ardientes o lavas. Las lavas descienden fluyendo lentamente por los flancos del cono; en forma eventual pueden avanzar por las barrancas algunos centenares de metros a partir del cráter. Por lo contrario, las brechas y cenizas producidas por explosiones mas violentas, se dispersan a mayores distancias del cráter, siendo a veces hasta arrastradas por los vientos a decenas de kilómetros de distancia.

Las erupciones más violentas, por fin, producen piedra pómez depositándose esta a través de lluvias en capas de gran uniformidad hasta distancias muy lejanas del cráter.



Es interesante la formación de dos tipos litológicos especiales: lahares y avalanchas ardientes; los lahares son acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado en corriente lubricadas por agua. A la hora de las grandes erupciones al formarse importantes acumulaciones de material fragmentado al pie de un cono volcánico puede suceder que una lluvia torrencial impregne su masa con agua, induciendo y provocando un movimiento lento como "corriente de lodo". Tales lahares rellenan a menudo las barrancas erosionadas en los abanicos volcánicos y forman los depósitos de arenas y gravas azules tan conocidos en las lomas.

Más extraordinaria que la formación de lahares es la de avalanchas ardientes, aunque se producen con poca frecuencia.

Avalanchas ardientes, o sea "lahares" impulsados y lubricados por gases calientes; se originan a la hora de erupciones parasísmicas de extraordinaria violencia. Se generan y descienden con velocidad de decenas de kilómetros por hora, cuando se desintegra un tapón volcánico caliente y hasta irrumpe parte de la cámara magnética superior del volcán. A raíz de tales erupciones se han creado los depósitos uniformes, estrauniformes y de separación columnar, de piedra cantera, que se conocen por el Santuario de los Remedios. Son ignimbritas ligeramente soldadas.

La vida de un volcán estratificado como los que componen la Sierra de las Cruces se extiende a través de decenas de milenios. Las erupciones ocurren cada 30, 50, 70 o más años. Después de una erupción violenta que dura algunas semanas o cuando mucho uno o dos meses, se interpone un periodo de descanso mas o menos prolongado. Entonces se pueden producir los fenómenos de meteorización y alteración de los estratos de cenizas volcánicas superficiales; así principia la formación de suelos que pueden llegar a madurez, si entre una erupción paroxísmica y otra se interpone un intervalo de milenios.

### Estructura de Estos Suelos.

La Formación de Tarango alcanzó espesores de 300 a 400 m. Termina cada abanico volcánico en una superficie estructural propia, que marca el fin de la actividad volcánica que lo produjo.

Al estudiar la estructura de la Formación de Tarango es posible reconocer que esta se compone de la superposición de varios abanicos volcánicos, cada uno terminado con su superficie estructural. Por lo general cada abanico corresponde a la vida activa de un volcán. Cuando este se apaga surge otro volcán, el cual produce su propio nuevo abanico volcánico que se sobrepone al abanico anterior. Así resulta que la Formación Tarango se compone de numerosos abanicos volcánicos superpuestos o entrelazados, según la secuencia o contemporaneidad de las erupciones de distintos volcanes.

### **Condiciones Climáticas.**

El que observa distintos cortes de la Formación Tarango se sorprende ante la ausencia de flora fósil en el conjunto estratigráfico de los suelos. Desde luego hay que considerar que por haberse formado los depósitos en el Plioceno, tiempo caracterizado por su clima árido, difícilmente podrían crecer bosques o vegetaciones exuberantes sobre los

considerar que por haberse formado los depósitos en el Plioceno, tiempo caracterizado por su clima árido, difícilmente podrían crecer bosques o vegetaciones exuberantes sobre los suelos tabáceos en las lomas en formación. Además, la frecuencia de las erupciones impedía el crecimiento de tal vegetación. Hasta la fecha solo se han podido descubrir indicios de pequeños arbustos y pastizales, cuya existencia se deduce de impresiones fósiles de raíces contenidas en paleosuelos de la Formación Tarango.

Otra conjetura que confirma la existencia de un clima árido en la Cuenca de México durante la formación de los abanicos volcánicos, la constituye la escasez de depósitos fluviales en su conjunto estratigráfico. Únicamente hacia fines del Plioceno cuando ya principiaron los primeros indicios leves de las glaciaciones que culminaran en el Cuaternario, se formaron en las barrancas de las lomas, gruesos depósitos fluviales correlacionables con la Formación Clásica Aluvial del relleno de la Cuenca de México.

### Tectónica.

En el Mioceno Superior la Cuenca de México sufrió un tectonismo en bloques a lo largo de fracturas dirigidas al NW. Este tectonismo fue sustituido en el Plioceno por otro que se desarrolló a lo largo de fracturas dirigidas al NE, creando un impresionante conjunto de fosas y pilares. Este último tectonismo que rigió la actividad volcánica de las Sierras Mayores, afectó al mismo tiempo los depósitos de los abanicos volcánicos Tarango, fracturándolos y fallándolos principalmente al NE.

La mayoría de las barrancas que surcan las lomas mantienen esta dirección, dictada por tectonismo.

Un fracturamiento importante se desarrolló en el SW afectando a las lomas en el corte profundo de la Barranca de Contreras, que se introduce al Cerro de San Miguel, marcando una falla con desplazamiento al SE de unos 200 m.

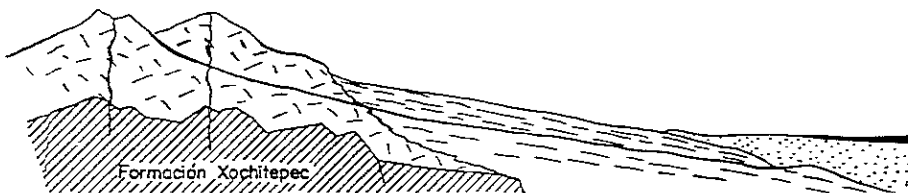
### Posición Estratigráfica.

La Formación Tarango fig. 2.1.2 está interestratificada con las series lávicas de las Sierras Mayores (Sierra de las Cruces) donde se originó. Sobreyacen los abanicos volcánicos Tarango a los depósitos volcánicos del Terciario Medio (Formación Xochitepec) y del Mioceno Superior (Sierras Menores Sierra de Guadalupe y Tepetzotlán). Sin embargo, subyace a los depósitos clásticos aluviales y aluviales del Cuaternario.

*Sierra de las Cruces*

*Formación Tarango*

*relleno aluvial de la cuenca con depósitos lacustres.*



2.1.2 Sección W-E mostrando la posición de la Formación Tarango respecto a formaciones anteriores y posteriores.

## Los Abanicos de las Sierras Menores.

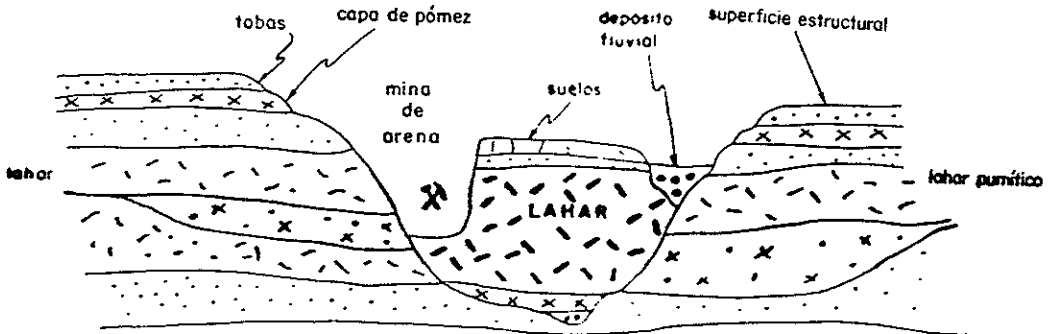
Mientras que la Formación Tarango contiene en forma de grandes abanicos todos los elementos piroclásticos derivados de las erupciones de las Sierras Mayores, a los pies de las Sierras Menores se acumulan cenizas y pómez caídas en forma de lluvias. Así resulta por ejemplo que la Sierra de Guadalupe contenga sobre sus flancos, en forma de abanicos pequeños, numerosos horizontes de tobas y capas de pómez provenientes de erupciones de la Sierra de las Cruces; lo que no hay que son lahares e ignimbritas pues estas solo fluyen por barrancas al pie de las Sierras Mayores. Ya que las tobas existentes en las bases de las Sierras Menores también contienen mucho material deslavado, se definieron los abanicos como aluviales.

### Las Lomas.

Al oeste de la Ciudad de México se elevan las lomas, que constituyen el producto de las erupciones piroclásticas originadas en el volcán complejo del Cerro de San Miguel. Que este volcán se edificó a través de distintos ciclos de erupciones, se desprende de su morfología compleja, pero también es posible demostrarlo estudiando la superposición de los distintos elementos integrantes de su abanico volcánico correspondiente.

Así en este abanico, ha sido posible subdividir en dos a la Formación Tarango, que se extiende desde San Angel, al Sur, hasta la Barranca del Río Hondo hacia el Norte. La Tarango inferior representa la acumulación de piroclásticos esencialmente cineríticos y pumíticos, aunque contiene también algunos lahares con fragmentos andesíticos. Todo forma un abanico potente, que sufrió durante un periodo prolongado tectonismo y erosión, contándose, por consiguiente, barrancas profundas dirigidas al NE en su cuerpo. Subsecuentemente en un periodo final de actividad renovada, ligada a la formación de una gran caldera, se produjeron magnas erupciones de pómez y piroclásticos de andesita azul. Las capas de pómez cubrieron una topografía ondulada sobre grandes distancias; los piroclásticos rellenaron las barrancas profundas, sobre todo la de Santa Fe, con lahares potentes que hoy constituyen las Minas de Arenas Azules fig.2.1.3. Estos depósitos finales se definieron como Tarango Superior.

No es posible extender la anterior división en dos, a los demás abanicos volcánicos de la Formación Tarango en la Cuenca de México.



2.1.3 Barranca erosionada en la formación Tarango y rellena por un lahar de "arenas azules" el tipo Santa Fe.

## 2.2 Generalidades.

### Datos geológicos requeridos.

Para cualquier obra de ingeniería civil es necesario determinar la factibilidad de construcción, para lo cual contribuye a realizar un estudio geotécnico. Esta información comprende :

<u>Litología</u>	naturaleza, características texturales y propiedades
<u>Discontinuidades</u>	fallas, fracturas y juntas, con determinación de forma, frecuencia y relleno.
<u>Estratigrafía</u>	origen, espesor, distribución y posición en la secuencia de las distintas unidades litológicas presentes.
<u>Geomorfología</u>	evolución de las formas y su relación con otros fenómenos y accidentes, Topografía.
<u>Hidrología</u>	flujo de agua superficial y subterránea, composición y niveles.
<u>Geodinámica</u> <u>Externa</u>	vulcanismo, focos sísmicos.
<u>Materiales de construcción</u>	agregados enrocamiento y arcillas, con determinación de calidad y volumen.
<u>Modificaciones del medio natural debidas a la acción del hombre.</u>	cortes, terraplenes, minas.

Los datos geológicos son necesarios primero cuando se seleccione en gabinete un sitio para construcción, es decir, en la etapa de anteproyecto; enseguida, en la etapa que corresponde a la definición de las características geotécnicas del sitio de construcción, tanto en el reconocimiento preliminar como durante los estudios detallados; luego, en la etapa de construcción de la obra, y finalmente estando la obra en operación.

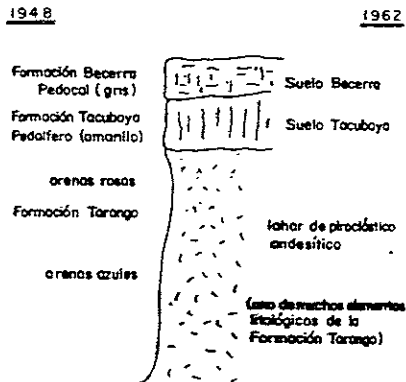
En el anteproyecto los datos geológicos se obtienen de fotografías aéreas, de planos y de toda la información existente.

En el reconocimiento preliminar y en los estudios de detalle, los datos geológicos provendrán de levantamientos, perforaciones, pozos, socavaciones, prospección geofísica y de la construcción misma

Para garantizar el éxito en la obtención de los datos geológicos es necesario contar con técnicos experimentados para los trabajos de campo, y propiciar durante todas las etapas de la exploración geológica una íntima colaboración entre el geólogo, el geotécnico y el proyectista.

## Antecedentes

En 1948 los depósitos de las lomas se estudiaron por primera vez con cierto detalle. En ese año A.R. V. Arrellano y K. Brean definieron la Formación Tarango, basándose en materiales que procedían precisamente de la Barranca de Tarango al oeste de la ciudad de México, donde existían las clásicas minas de "arena azul" en explotación, que ofrecían buenos cortes. Aquí fue descrito el afloramiento típico fig.2.2.1 con división en tres formaciones.



2.2.1 Formación Tarango y suelo Tacubaya y Becerra superpuestos.

En los años subsiguientes la división del afloramiento típico en tres unidades estratigráficas se modificó, simplificándola. El conjunto de afloramiento se interpretó subsiguientemente como parte de la Formación Tarango *sensu lato*, la cual representa la suma de los productos piroclásticos de las Sierras Mayores depositados a los pies de ellas. Por consiguiente se eliminaron las "formaciones" Tacubaya y Becerra, interpretándolas como horizontes tobáceos en la cima de la Formación Tarango, que fueron erosionados, redepositados en hondonadas y sometidos a distintos grados de meteorización consecuencia de condiciones climáticas tal vez del Cuaternario. Así el color gris de un horizonte de suelo fósil tobáceo, conteniendo capas de caliche, se interpreta en la actualidad como consecuencia de un clima tendiente a árido (Meteorización Becerra). El color amarillo de otro horizonte tobáceo alterado en general subyacente al anterior se interpreta como consecuencia de un clima más bien húmedo (Meteorización Tacubaya).

### Tipos de Representación (Mapas Geotécnicos)

Para la búsqueda de datos geológicos e información de utilidad práctica para un proyecto de ingeniería determinado, los mapas geotécnicos contienen información detallada tanto de campo como de laboratorio.

Las unidades que constituirán estos mapas estarán definidas con base en propiedades para el campo de la ingeniería de los materiales al comportamiento de los mismos, o a otras características determinadas por la finalidad específica del mapa.

A continuación se presenta una clasificación de mapas geotécnicos, regionales y locales, para que sean utilizados de manera conveniente durante el desarrollo de cualquier proyecto.

## Clasificación de mapas geotécnicos

Tipo de mapa	Información contenida	Escalas usuales	Preparados por	Método de elaboración	Uso en la Ingeniería
A MAPAS GEOTECNICOS REGIONALES	Datos de geología general, complementados con información de interés e interpretaciones	1:10 000 ó menores	Instituciones gubernamentales o centros de investigación	Fotografías aéreas, observaciones de campo, mapas topográficos previos e información geológica existente	Planeación y reconocimiento preliminar. Información general sobre la región y de los materiales existentes en ella
B MAPAS GEOTECNICOS LOCALES					
a) Etapa de reconocimiento preliminar	Clasificación y descripción de suelos y rocas, geomorfología, hidrografía, Geodinámica externa, sismicidad y vulcanismo, discontinuidades y localización de materiales.	1:500 a 1:10 000	Ingenieros geólogos especialistas en minas, geología estructural, geomorfología o geotécnica	Fotointerpretación, recorridos de campo, uso de brújula, cinta y clinómetro	Planeación y reconocimientos detallados
b) Etapa de investigación del sitio	Datos sobre propiedades específicas de los materiales, levantamiento de unidades de diferente comportamiento para la Ingeniería	1:100 a 1:5000	Ingenieros geólogos de mecánica de suelos o rocas y geotécnicos	Los anteriores, más los datos obtenidos de las pruebas mecánicas de laboratorio efectuados en los materiales obtenidos de sondeos, PCA, socavones y muestreo superficial	Detalles sobre sitios propuestos y problemas que se pudieran presentar
c) Etapa de construcción de una obra	Datos sobre aspectos importantes durante la construcción	1:100 a 1:2000	Ingenieros geólogos de mecánica de suelos o rocas y geotécnicos		Detalles observados durante la obra y reconocimiento de problemas no previstos

### Perfiles Geotécnicos Individuales.

#### Perfil de un Sondeo.

Es la representación gráfica de los datos y las propiedades de los núcleos recuperados en un sondeo, mediante un análisis cuidadoso de ellos en el campo y de pruebas sobre estos, desarrolladas en el laboratorio.

Para su elaboración se utilizan los formatos mostrados a continuación en los cuales se vacían los datos obtenidos de las pruebas y observaciones de campo y de laboratorio, con lo que se tendrá un perfil del sondeo que incluye: la descripción de las discontinuidades y las gráficas de los valores obtenidos de las pruebas de laboratorio. En la construcción del perfil se anotará, en la columna de observaciones, todo aquello que no se encuentre claramente especificado en el mismo y represente cierta importancia para su análisis (fugas parciales o totales de agua, derrumbes en la pared del pozo, ademado, caídas bruscas de la broca, características del material en suspensión en el agua de retorno, etc.)

Estos perfiles son útiles en el conocimiento de las propiedades y características de las rocas y suelos del proyecto y en la elaboración de secciones geotécnicas necesarias para el análisis global de las condiciones del área estudiada.

### Perfiles de socavones, pozos a cielo abierto (PCA) y trincheras.

Es la representación gráfica en planta de todos los aspectos que se pueden observar en un socavón, en un pozo a cielo abierto o en una trinchera

La elaboración de ellos es simplemente el dibujo de los rasgos que aparecen tanto en el piso como en las paredes de la obra, en un desarrollo en el plano de la misma y presentado la litología, grado de alteración de la roca, las discontinuidades y estructuras presentes, contactos, estratificación y echados, cavidades de disolución, etc.

La ventaja y utilidad de estos procedimientos de exploración es que pueden estudiarse las características de los materiales directa y visualmente.

Conviene observar la evolución de las rocas bajo la acción de la intemperie después de la excavación, con objeto de valorar el grado de alterabilidad que presentan en intervalos de tiempo relativamente cortos.

### Perfiles geofísicos de una sección.

La utilización de los métodos geofísicos de exploración puede redundar en una economía, al reducir la magnitud de las exploraciones directas

Se deben de comparar los resultados con algún otro sondeo de esa misma zona.

La representación de los resultados obtenidos de una exploración geofísica se asociará siempre a uno o varios cortes geológicos, inclusive como parte de las secciones geotécnicas integrales como un dato más para la interpretación de las condiciones geotécnicas del sitio.

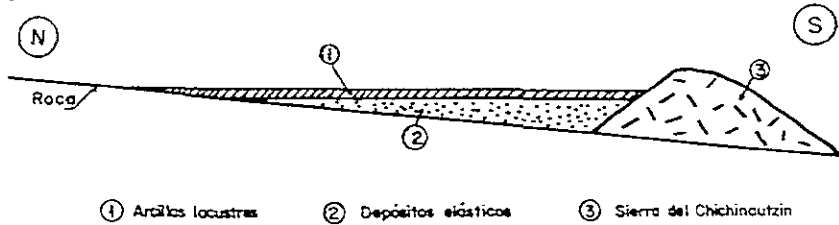
### Perfiles geotécnico Integrado o sección geotécnica.

Cuando tenemos integrados una serie de perfiles geotécnicos individuales (sondeos, socavones, trincheras, PCA) distribuidos sobre una sección de interés para el estudio, que permitirá interpretar la geología de la sección.

Una buena interpretación del perfil integrado ayudará a conocer las relaciones estructurales, la disposición de los materiales en el subsuelo, los niveles piezométricos y será de gran utilidad para los análisis de estabilidad de laderas, excavaciones subterráneas, el estudio de la geometría de depósitos, el volumen de materiales y del relleno, el conocimiento de la dirección de flujo subterráneo, el análisis de estados de esfuerzos, etc.

### 2.3 Marco Geológico general.

La descripción más acertada que se ha dado al valle de México es la de una presa azolvada donde la cortina es representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes fig 2.3.1.

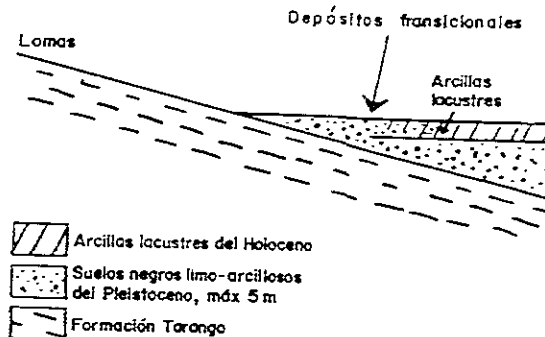


2.3.1 Esquema Geológico del valle de México

El conjunto de rellenos contiene además capas de cenizas y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del cierre de la cuenca.

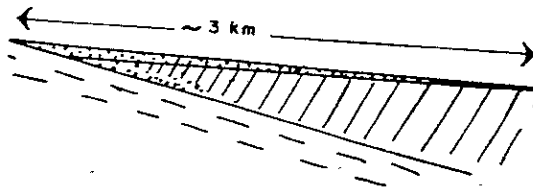
También se conocen en esta zona numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales, estos suelos, hoy transformados en paleosuelos o tobas, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este relleno ha crecido la Ciudad de México, desde la fundación de Tenochtitlán, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos de sedimentos transicionales figs. 2.3.2 y 2.3.3, y en lo que va de la segunda mitad del siglo, la urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.



2.3.2 Esquema Geológico de la Transición Lomas-Planicie fuera de un Delta aluvial





2.3.3 Esquema Geológico de la Transición Lomas-Planicie fuera de un Delta aluvial.

### Marco paleoclimático.

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central Mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación, que afectó a toda la Tierra hace dos millones de años, aún se desconoce.

Se han tenido cambios en el clima con ligeras oscilaciones de períodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años, cuando se inició una primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo período de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el *Yarmouth* o el *Gran Interglacial*; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

Años antes de hoy

$10^4$	Holoceno - Reciente
$80-10 \times 10^3$	4ª Glaciación: Wisconsin 3 Avances
$100-80 \times 10^3$	3ª Interglacial Sangamon.
$400-600 \times 10^3$	Gran Interglacial : Yarmouth
?	2ª Glaciación: Kansas
?	1er Interglacial:
$\sim 900 \times 10^3$	1ª Glaciación: Nebraska.

### Periodos Glaciales e Interglaciales.

Siguió un tercer período glacial (Illinois), para el cual se han podido determinar dos avances separados por un período con clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 100 000 a 80 000 años; se le conoce como el *Tercer Interglacial* o *Sangamon* en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación (Wisconsin), caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado; terminó hace 10 000 años aprox. Es entonces que principió el *Holoceno* o *Reciente*, período climático moderado, tendiendo a caliente, o sea el actual.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el *Illinois* y el *Wisconsin* y dos Interglaciales, el *Yarmouth* y el *Sangamon*.

Investigaciones recientes han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciales pertenecientes al *Illinois*. Debajo de las *arenas azules*, de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en roca atribuibles exclusivamente a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (*Illinois Inferior*). Aún más, arriba de las mismas *arenas azules* hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del *Illinois Superior*.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U, se han podido identificar como productos de erosión glacial. Representan estas tres barrancas avances del *Illinois tardío*, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos, atribuidos al *Tercer Interglacial* o sea el *Sangamon*.

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearban importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo llamado loess en el Lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; con este mecanismo se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración físico-química de loess glacial.

Se sabe que todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

Por ejemplo las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac son de origen volcánico directo, así como las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués y de la Sierra de Santa Catarina, con su hilera de conos escoriales juveniles rodeados de lavas y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle.

Las erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas *arenas azules* que irrumpieron al formarse la caldera del cerro San Miguel hará 170 000 años, o sea, a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron con gran velocidad, alejándose del cráter a 20 Km. Y depositándose en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel.

Así como se produjeron lahares calientes hubo también en el curso de la actividad volcánica corrientes de lodo (lahares fríos), arrastrando extraordinarios bloques de roca, formando un suelo areno-lodoso. Superpuesto a los depósitos a los depósitos

## 2.4 *Estratigrafía general*

### a) *Depósitos del lago.*

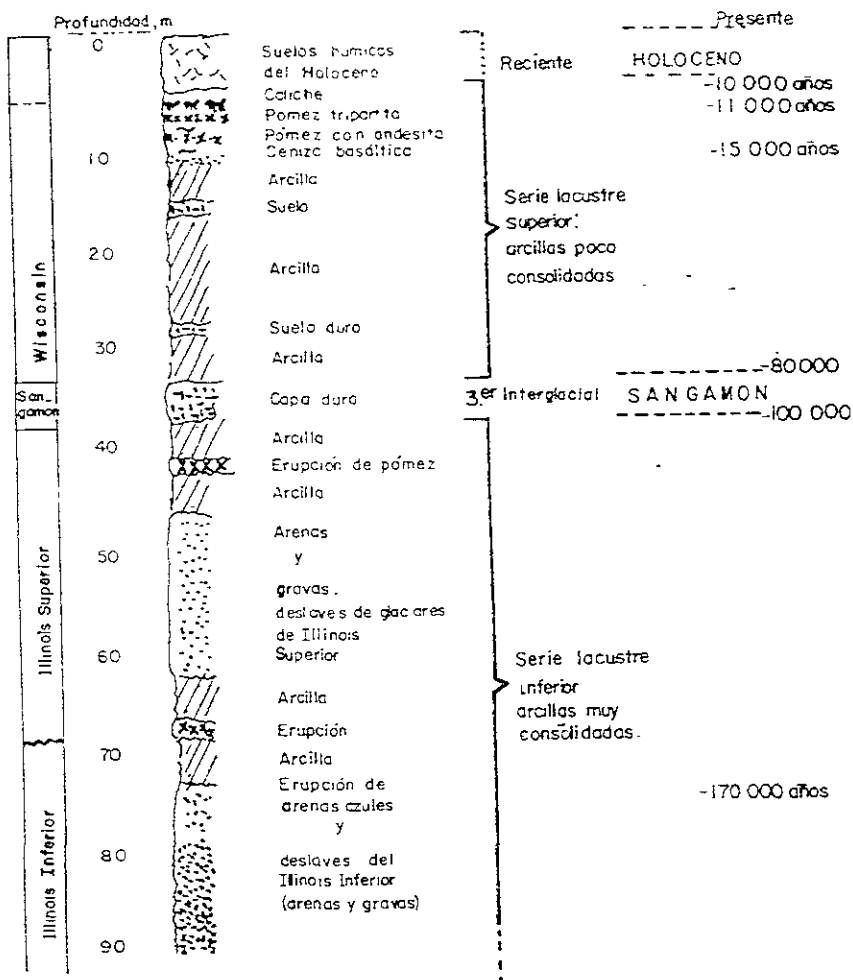
Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propician la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapo – transpiración, el que desaparecía cuando esta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental. si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

Como consecuencia de lo anterior, se presentaron transgresiones y regresiones lacustres. El resultado práctico de esta alternancia fue la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí la depositación de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

Teniendo en mente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente sencillo interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En ese lapso. Que corresponde al Pleistoceno Superior, se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres periodos interglaciares (clima moderno a caliente). El clima de la cuenca de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevada a una geología climática de los depósitos del lago. Además se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de las Lomas al Poniente de la Ciudad.

*Zeevaert* presentó en 1953 la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. *Mooser* ha adicionado información, fundamentalmente sobre la interpretación de edades geológicas establecidas entre las Lomas y la planicie; en esta interpretación estratigráfica de la planicie ya no se habla de formaciones Tacubaya, Becerra y Tarango, ya que estas unidades litológicas con excepción de la Tarango, no se prolongan de las Lomas de relleno lacustre aluvial.

En la fig.2.4.1 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por *Mooser*. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación de Tarango.



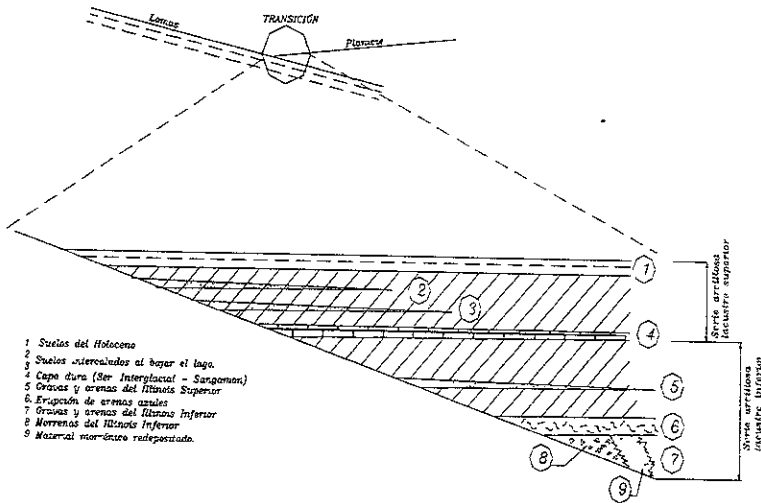
2.4.1 Estratigrafía de la Planicie Lacustre. Ciudad de México

a) Depósito de transición.

Los depósitos lacustres del centro de la cuenca han cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas lo que ocurre son que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleas. Obviamente, las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie se depositan especialmente en él quiebre morfológico Lomas - Planicie fig.2.4.2

El lago central nunca fue profundo, de ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas desembocaban en la planicie y no lograron formar deltas extensos que se introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales se acumulaban consecuentemente en él quiebre morfológico y se interestratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre inferior, las aportaciones de los glaciares que bajaron en el Illinois inferior hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig. 2.4.2 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.



ESTRATIGRAFIA DE LA ZONA DE TRANSICIÓN

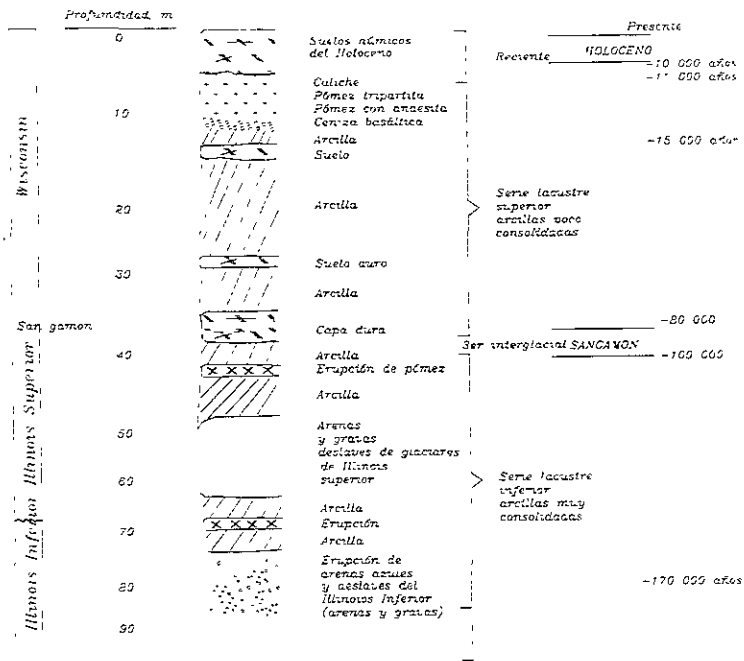
fig 2.4.2

b) Depósitos de Las Lomas.

En la secuencia estratigráfica de las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas y morrenas
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otra por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la fig.2.4.3 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.



ESTRATIGRAFIA DE LA PLANICIE LACUSTRE,  
CIUDAD DE MEXICO

fig.2.4.3

### Deposito del Lago.

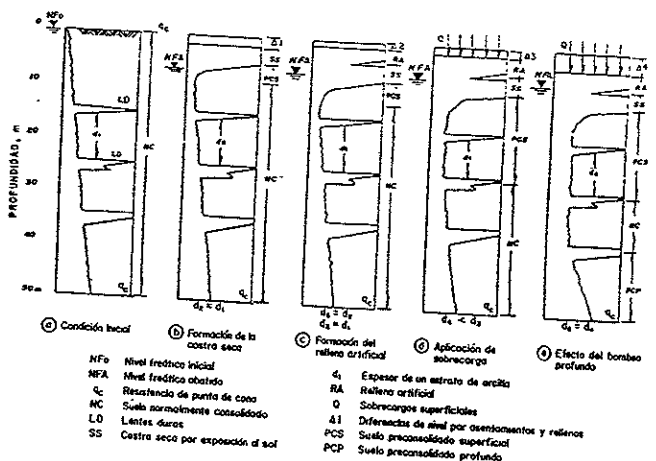
#### Proceso de formación de los suelos.

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajo y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas, eventualmente, en los períodos de la sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios granulares debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aún llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso de la antigua lago Texcoco, mostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves períodos de sequía.

## Evolución de las propiedades mecánicas

- a) Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en resto de la cuenca.
- b) Consolidación inducida. El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:
- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
  - La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
  - La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales
  - La construcción de estructuras que ha propiciado el reciente crecimiento urbano
- c) Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos descrita esquemáticamente en la fig.2.4.4



2.4.4 Evolución de la Resistencia al Corte.

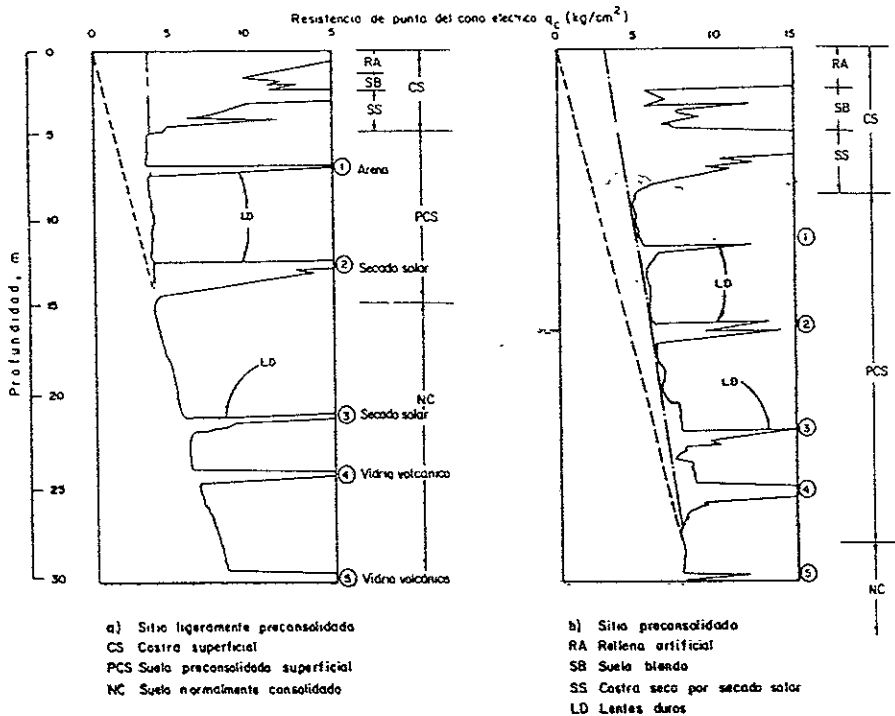
## Características estratigráficas

- a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:
- Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, cuyo espesor varía entre 1 y 7m.
  - Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.
  - Costra seca (SS). Se forma como consecuencia de un abatimiento del nivel de lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.
- b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación indicada por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.

		Costra superficial
		Arcilla consolidadas superficiales
Estratos principales		Arcillas normalmente consolidadas
		Arcillas consolidadas profundas
Estratigrafía entre la superficie de la capa dura		
	Estratos secundarios	Capas de secado solar
		Lentes de arena volcánica
		Lentes de vidrio volcánico

En la fig.2.4.5 se ilustran dos ejemplos de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa:





2.4.5 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono.

- Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.
- Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos proconsolidados por el bombeo profundo, abajo mencionados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aún estas arcillas han sufrido un proceso consolidación a partir de su condición inicial.

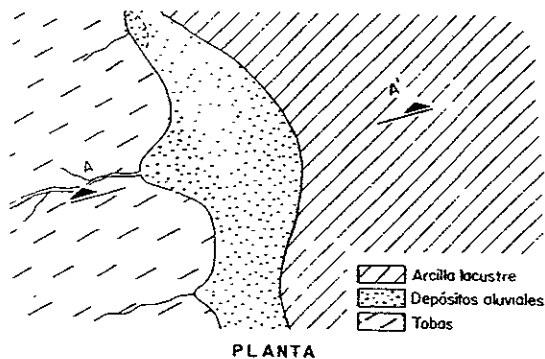
- Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.
  - Lentes duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de escaso solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos, estos lentes se utilizan como marcadores de estratigrafía.
- a) Capa dura La capa dura es un depósito heterogéneo en el que predomina material limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, tiene una cementación muy variable, su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos 5 m en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolla en el período interglacial Sangamon.
  - b) Serie arcilloso lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcillas separados por lentes duros, en un arreglo semejante la de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de unos 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en las orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.
  - c) Depósitos profundos. Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio, la parte superior de estos depósitos, de uno a 5 m, está más endurecida, debajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

### Depositos de Transición. Características Generales.

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las seras que rodean al valle y de los volcanes que sobresalen en la zona de lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos; así se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta; ambas condiciones se describen a continuación

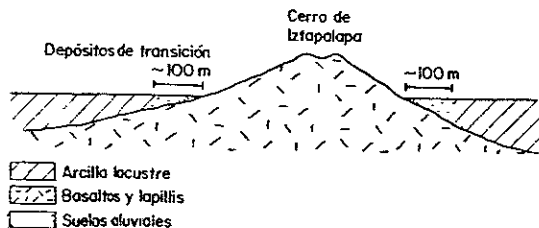
#### Condición Interestratificada del Poniente.

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreo fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; Estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río (figuras 2.3.2 y 2.3.3). En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaeciente en cada época geológica; así, cuando los glaciales en las barrancas de las Lomas se derritieron, a finales de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.



2.4.6 Transición Interestratificada Ancha.

Consecuentemente, generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada Capa Dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvioglaciales caracterizados por enormes bloques depósitos en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig. 2.4.6). Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig. 2.3.3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el pie de Las Lomas sobre 2 o 3 km., al oriente formando las riberas del lago histórico de los toltecas y mexicas. Otra de la zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuactepec hacia el sur (fig. 2.4.7).



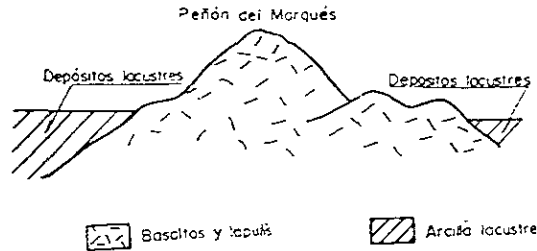
2.4.7 Transición Interestratificada Angosta

### Condición abrupta cercana de los cerros.

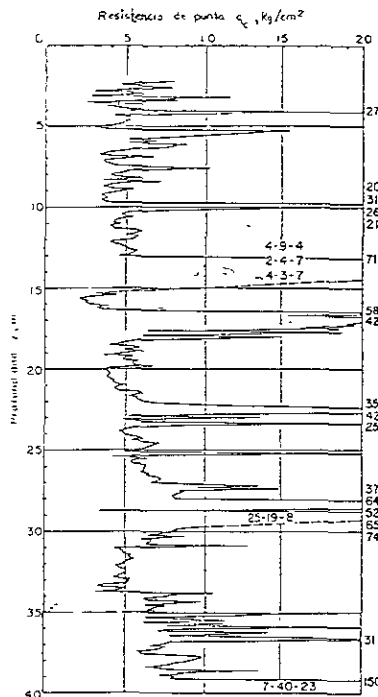
Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y de los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (fig. 2.4.8). Esta transición abrupta se presenta en el Peñón de Los Baños, el Peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; la

estratigrafía típica de esas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre, interrumpida por numerosos lente duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino solidificado, producto de las emanaciones de aguas termales, lo anterior e ilustra con el sondeo de cómo eléctrico que se presenta en la fig. 2.4.9.



2.4.8 Transición abrupta de Islote a depósitos.



2.4.9 Sondeo de Cono Eléctrico Cercano al Peñón de los Baños

## Depositos de las Lomas.

### Características generales.

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSE; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal de Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvio-glaciales más antiguos.

### Zona poniente

#### a) Sierra de las Cruces

Esta constituida por los abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva (principalmente en el Plioceno Inferior) y que fueron retrasportados por agua y hielo en épocas posteriores.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados:

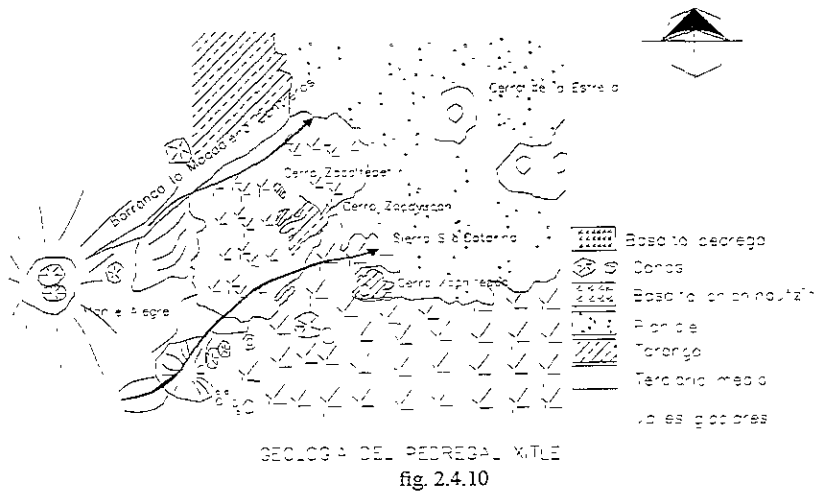
- Horizontes de Cenizas Volcanicas. De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.
- Capas de Erupciones Pumíticas.  
Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.
- Lahares. Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por la lluvia torrencial inmediata a la erupción.
- Lahares Calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; son las menos frecuentes ya que están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia, las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.
- Depositos Fluvio-glaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial; se distinguen por su ligera estratificación.
- Depositos Fluviales. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca de México
- Suelos. Producto de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

Por otra parte, los depósitos más antiguos presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantiene la mayoría de las barrancas de la zona.

#### b) Pedregal del Xitle

Del cerro del Xitle descendió, hace unos 2000 años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron

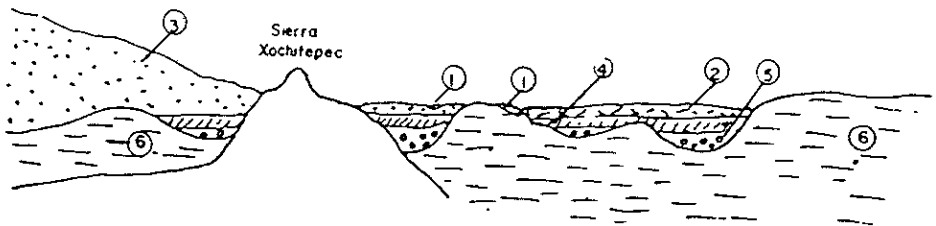
sepultando dos importantes valles antiguos, uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las fuentes brotantes de Tlalpan, otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacatepelt y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras, una en los flancos orientales del cerro de las Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (fig. 2.4.10). A la zona cubierta por lava se le identificaba como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padiema.



Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las fuentes brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochtepec; este valle tuvo su cabecera en el Monte Alegre. Este afluyente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinois (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de La Magdalena Contreras hasta las partes bajas de la antigua planicie lacustre, acercándose a lo que hoy es San Angel.

Indicios de Morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel, así como en Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas; en el corte geológico de la fig. 2.4.11 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.



- |                                |                                        |
|--------------------------------|----------------------------------------|
| 1. Aluvión                     | 4. Tobas, arenas y depósitos fluviales |
| 2. Basaltos Pedregal del Xitle | 5. Acarreos fluvio-glaciales           |
| 3. Basaltos Chichinautzin      | 6. Formación Tarango                   |

2.4.11 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel.

### Zona norte.

Esta región correspondiente a la sierra de Guadalupe, se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el Tepeyac, en el SE de la sierra, hasta la zona de Barrientos, en el NW. En su parte central, esta sierra está afectada por su graben que se extiende al NNE, formando el valle de Cuauhtepac; en el extremo septentrional de dicho graben y genéticamente ligado a él, se eleva un volcán, cuyas cumbres erosionadas constituyen las porciones más altas de la Sierra de Guadalupe y se denomina el cerro Tres Padres.

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe se remonta al Mioceno Medio; consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepac, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y coincidiendo en dirección con el alineamiento de la sierra Santa Catalina, afecta a la totalidad de la sierra de Guadalupe en el Plioceno Superior y Pleistoceno.

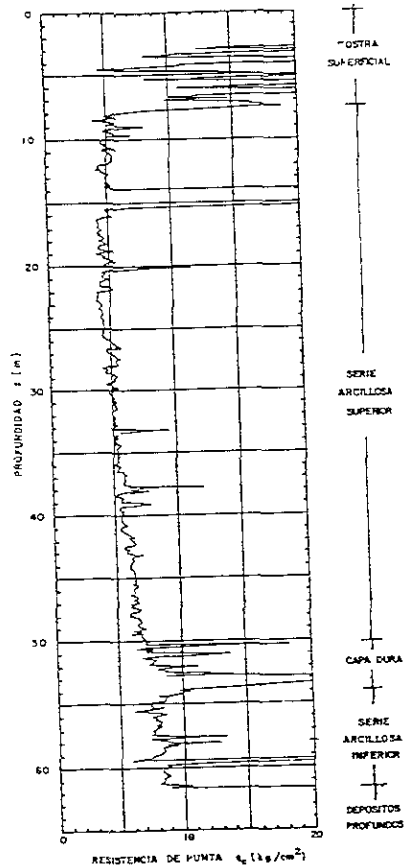
### Zonificación Geotecnia.

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la fig. 2.4.12 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por *Marsal y Mazari* en 1959. Durante un estudio de la zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la obra así podrán identificarse las alternativas de solución factibles al estudiar durante el diseño definitivo.
- Planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas complejas.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada sitio.

### Zona de Lago.

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig. 2.4.12), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial; y b) la consolidación inducida en cada sitio



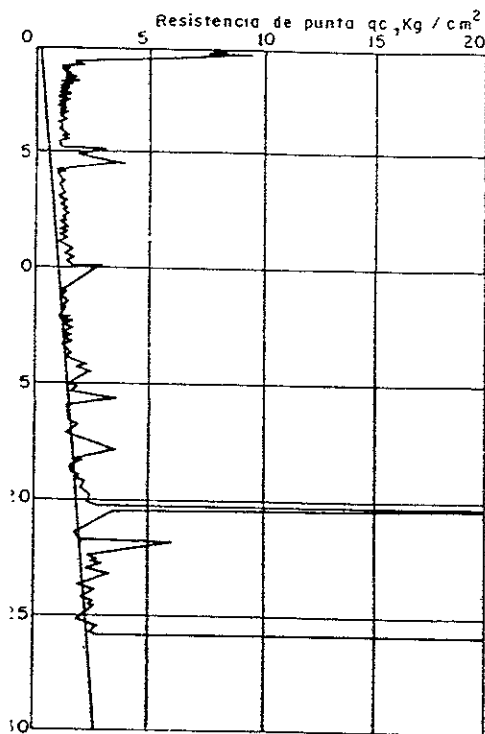
2.4.12 Sondeo Zona del Lago.



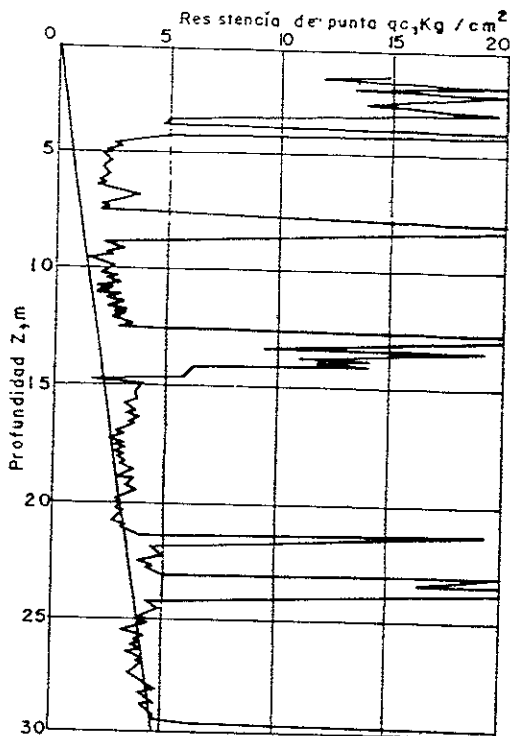
### Lago Virgen.

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación, sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad a incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra con la fig.2.4.13.



2.4.13 Sondeo de Cono Eléctrico en la subzona del lago virgen.



2.4.14 Sondeo de Cono Eléctrico en la subzona del lago centro I

### Lago Centro I.

Esta asociada al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y Lago Centro II.

Las características estratificadas propias de esta subzona se presentan en la fig. 2.4.14 la resistencia de punta del cono eléctrico de la serie arcillosa; es interesante comparar estas dos figuras para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

### Lago Centro I I.

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; lo que ocasiona condiciones extremas. a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir el agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida.

### Zona de Transición.

Interestratificada del poniente.

En la franja comprendida entre las zonas del Lago y las Lomas, depositados en esta zona se alternan estratos arcillosos en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de Transición y del Lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la capa Dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie. Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía de las lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja

### Transición Alta.

Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas

### Transición Baja.

Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limocarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas

### Zona de Lomas.

Se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces:

Horizontes de cenizas volcánicas.

Capas de erupciones pumíticas.

Lahares.

Avalanchas ardientes.

Depósitos glaciales

Depósitos fluvioglaciales.

Depósitos fluviales.

Suelos.

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos a galerías antiguas.

#### Estratigrafía típica en la zona de transición alta.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

#### Tobas y lahares fracturados.

Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables; estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidos a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente, mientras que otras pueden ser fácilmente degradables y erosionables.

#### Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules.

Estos suelos están en estado semicomacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales pueden provocar la falla de los cortes.

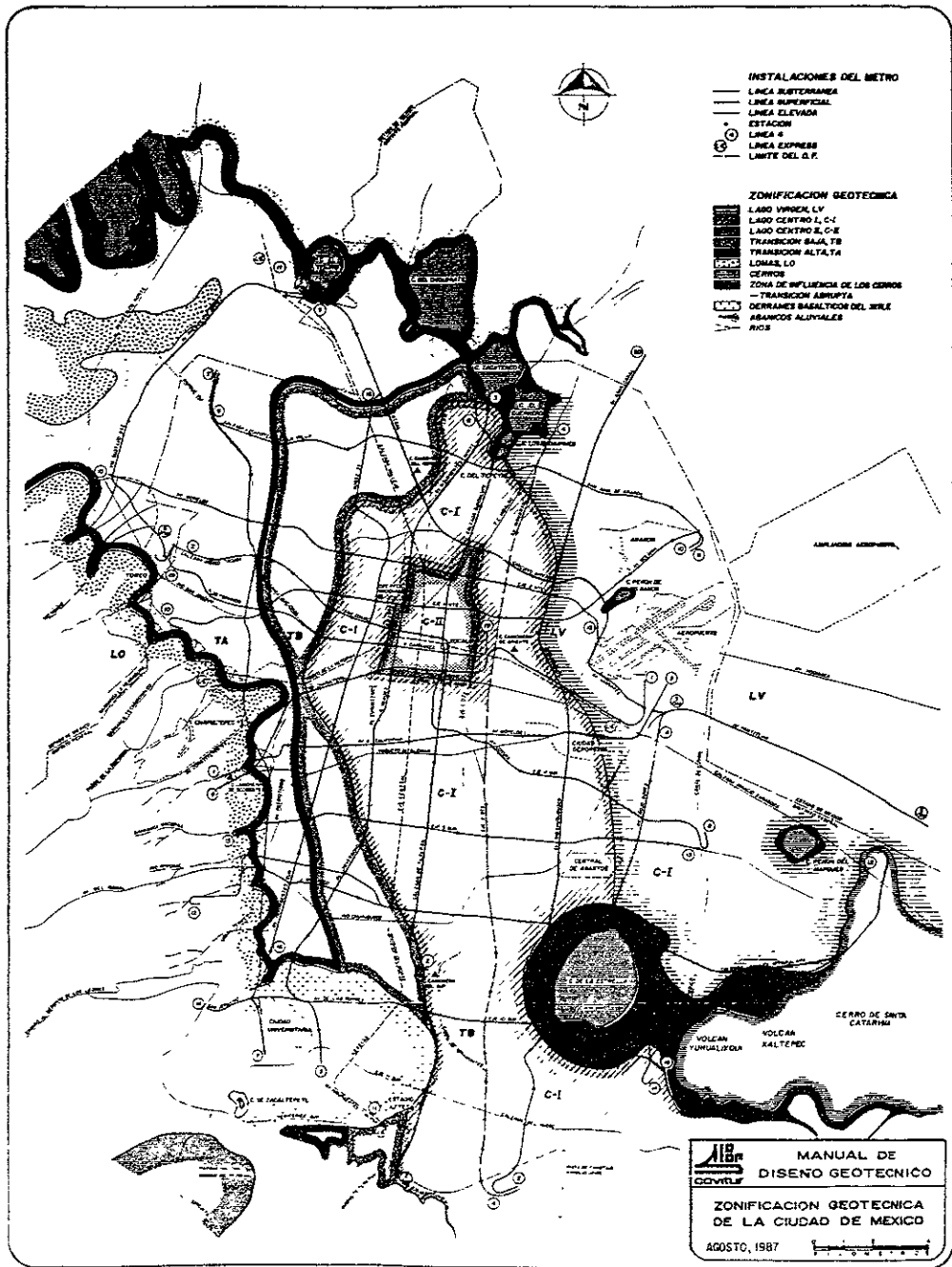
#### Lahares poco compactados y depósitos glaciales y fluvio-glaciales.

Estos depósitos presentan una compactación y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud crecientes, que sólo detienen su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

#### Basaltos.

Son los pedregales generados por el Xitle fig. 2.4.10, formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca, en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.



**INSTALACIONES DEL METRO**  
 — LINEA SUBTERRANEA  
 — LINEA SUPERFICIAL  
 - - - LINEA ELEVADA  
 ○ ESTACION  
 ⊕ LINEA 8  
 ⊖ LINEA EXPRESS  
 — LIMITE DEL D.F.

**ZONIFICACION GEOTECNICA**  
 ■ LADO VPRRICA, LV  
 ▨ LADO CENTRO I, C-I  
 ▩ LADO CENTRO E, C-E  
 ▧ TRANSICION BAJA, TB  
 ▦ TRANSICION ALTA, TA  
 ▤ LOMAS, LO  
 ▣ CERROS  
 ▢ ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS  
 □ — TRANSICION ABRUPTA  
 ■ DERRAMES BASALTICOS DEL SUR  
 ▟ ABANCOS ALUVIALES  
 ■ RIOS

**IIB** MANUAL DE  
**CONVITE** DISEÑO GEOTECNICO  
 ZONIFICACION GEOTECNICA  
 DE LA CIUDAD DE MEXICO  
 AGOSTO, 1987

## CAPITULO 3 RECONOCIMIENTO DE ZONAS MINADAS E INESTABLES.

### 3.1 *Reconocimiento del Lugar.*

El Departamento del D.F. hacer notar que de las visitas a 42 sitios el grado de peligro es alto. El área de esos lugares es de unos 80 km<sup>2</sup>, estimando que allí viven alrededor de 300 000 familias. Debe mencionarse que estos datos se refieren exclusivamente a los lugares visitados, y de ninguna manera se puede asegurar que no existen mas zonas en condiciones similares<sup>1</sup>

Es bien conocido que las zonas minadas se extienden hacia los lomeríos del Estado de México, en donde se encuentran colonias tales como Tecamachalco, La Herradura, Bulevares, Lomas Verdes, con problemas similares a los de la Ciudad. La falta de información suficiente no permite por ahora establecer con certeza una zonificación del conjunto.

Las zonas minadas alcanzan también al Estado de Hidalgo, y puede anotarse que en las cercanías de Tepeji del Río, así como en algunos sitios del Estado de México, donde se efectúan explotaciones subterráneas.

#### Exploración de cavidades.

Si el reconocimiento superficial previo indica la existencia dudosa o comprobada de minas en el área, se llevará acabo su exploración aplicando uno o la combinación de los siguientes métodos.

Cabe señalar que esta clasificación se propone exclusivamente para efectos de exploración de cavidades:

- a) Directos, basados en observaciones y mediciones hechas desde el interior de las cavidades, o bien en excavaciones o perforaciones de tamaño tal que en ellas penetre un hombre;
- b) Semidirectos, consistentes en sondeos de diámetros convencionales, efectuados desde la superficie del terreno, incluyendo las mediciones y observaciones hechas en ellos a partir de esta superficie;
- c) Indirectos, apoyados en procedimientos geofísicos, aplicados también desde la superficie o en el interior de sondeos.

#### Estratigrafía y Propiedades.

##### Estratigrafía.

##### Origen y disposición de las formaciones.

Dentro del espesor que interesa para los fines de la Ingeniería de Cimentaciones, las formaciones de la zona de lomas del Valle de México son de origen aluvial y volcánico, y se encuentran dispuestas según una secuela ordenada de acuerdo a su edad.

Así, en la superficie se presentan los suelos orgánicos Totolzingo, que en general son de espesor reducido, de 1 a 2 m, enseguida se presentan los suelos Becerra y Tacubaya, estratificados y con vetas de caliche en la parte superior; subyacen boleos y gravas de forma redondeada a sub-redondeada, embebidos en una matriz arenosa, comúnmente denominados Serie Clástica Fluvial y Aluvial del Pleistoceno, y por último, aparecen las tobas y depósitos piroclásticos de la Formación Tarango, intercalados por capas de pómez producto de erupciones violentas.

Un elemento muy característico de esta formación lo constituyen las gravas y arenas andesíticas, angulosas a sub-angulosas, del tipo lahárico (piroclásticas retransportadas por agua), que originalmente constituyeron los abanicos volcánicos del Plioceno.

El perfil estratigráfico simplificado que se presenta en la fig. 3.1.1, obviamente no representa el caso general o más común, toda vez que las lluvias posteriores, frecuentes e intensas en el Cuaternario, erosionaron en forma notable los suelos superiores (Tacubaya y Becerra) y la Serie Clástica Fluvial y Aluvial, llegando incluso a su total eliminación en amplias áreas; más aún, desde épocas indígenas la acción humana ha tenido también importantes efectos en algunos horizontes granulares. En cualquier caso, debe considerarse que la abrupta topografía de las zonas puede originar falsas interpretaciones estratigráficas, al suponer la inexistencia de algunas formaciones superiores, que más bien no fueron interceptadas a causa del desnivel entre el sitio explorado y la cima de la loma.

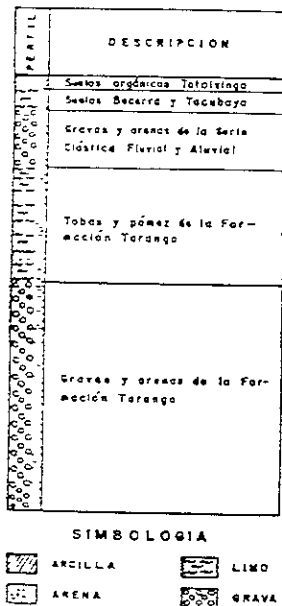


fig 3.1.1

### Secuencia estratigráfica.

Del análisis de los estudios del subsuelo realizados en la zona de lomas se desprende que, desde un punto de vista estricto de la Ingeniería de Suelos, la estratigrafía que predomina es errática, dado que con gran frecuencia una misma formación geológica adquiere, indistintamente, diversas clasificaciones en el Sistema Unificado (SUCS). Sin embargo, resulta obvio que el estudio estratigráfico debe fundamentarse en el origen de los actuales problemas de las zonas minadas, más que en ligeras variaciones en la composición granulométrica o en la plasticidad de los suelos, que en última instancia sólo representan lineamientos geotécnicos de escasa relevancia en lo que a yacimientos de agregados pétreos se refiere; en consecuencia, el correcto enfoque estratigráfico proviene de la clasificación de las formaciones respecto a su factibilidad de constituir fuentes naturales de agregados pétreos, de sencilla y económica explotación, que sin más tratamiento posterior que su

clasificación por tamaño puedan emplearse en algunas ramas de la industria de la construcción. Por tales razones y persiguiendo fines ilustrativos más que estratigráficos, en lo que sigue se presentan los perfiles de suelos, sólo de aquellos sitios en que se explotaron todas las formaciones expuestas en las laderas.

Sitio 1. En este caso (Calzada las Aguilas y Torrente), todos los depósitos corresponden a la Formación Tarango, salvo 1.8 m superiores de relleno fig. 3.1.2. Hasta 24.0 m de profundidad aproximada se definen las tobas volcánicas, compuestas por arenas arcillosas o limosas (SC, SP-SC, SM), con gravas, parcialmente cementadas, intercaladas entre dos horizontes pumíticos: el superior entre 22.5 y 23.5m. A continuación y con espesor indefinido, mayor de 5.3m, se tienen las gravas y arenas de colores rojizo y azul (SM).

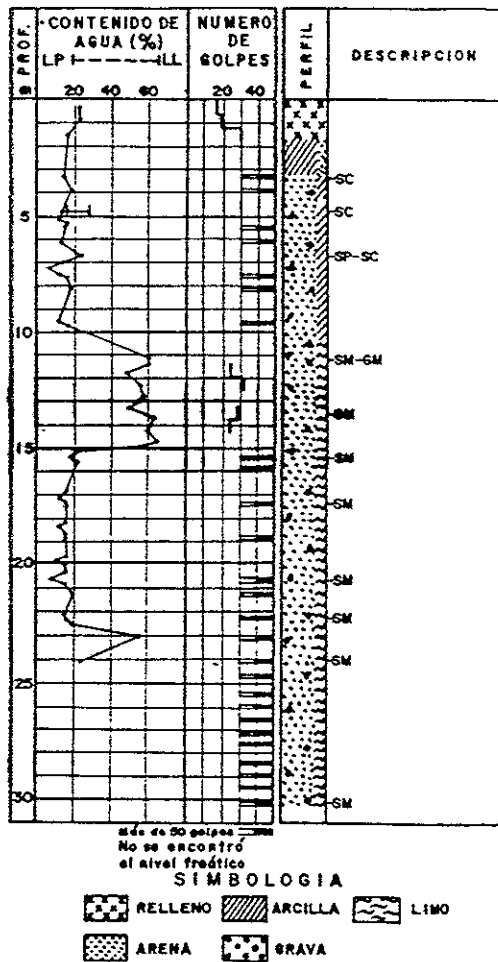


fig 3.1.2

Sitio 2. También es esta área (Calzada 5 de Mayo y General Anaya), todos los depósitos son de la Formación Tarango, y se encuentran dispuestos conforme se indica: hasta 1.3 a 2.4 m de profundidad se detectan tobas volcánicas. En seguida se tiene un manto de arenas y gravas de color rosa, que se extiende hasta 8.8. a 9.5 m de profundidad. Por último, se presenta otro manto de gravas y arenas azules, de espesor indefinido, mayor de 11.1 m

Como particularidad, es interesante la ausencia de capas pumíticas intercaladas en las tobas, fig. 3.1.3

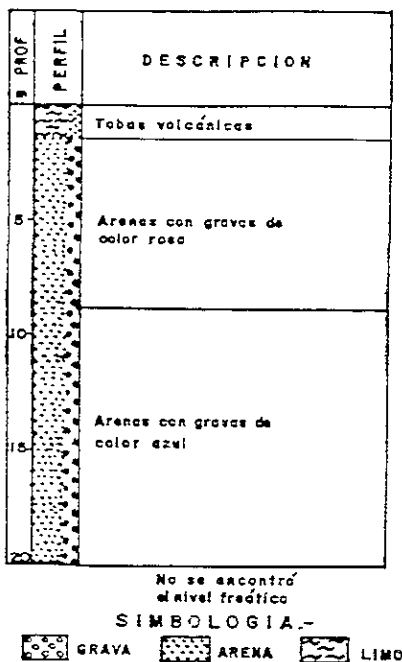


fig 3.1.3





Sub-yaciendo, en pequeñas áreas aún se interceptan las gravas y boleos redondeados correspondientes a la Serie Clástica Fluvial y Aluvial que en su mayor parte fue explotada a cielo abierto en el pasado inmediato; originalmente este depósito tenía un espesor de 3 a 5 m.

A continuación y con espesor variable de 4.6 a 11.6 m, se tiene un manto de tobas volcánicas compuestas por arenas arcillosas compactas (SC) y por arcillas muy firmes (CL), intercalado entre dos capas de arena pumítica (SC), de color blanco, con un espesor de 0.6 a 1.7 m la superior y de 1.6 a 3.7 m la inferior.

En seguida se detectan tobas volcánicas arcilloarenosas, de mediana y alta plasticidad (CL, CH), de color café - rojizo y consistencia firme a dura, que cubren a arenas arcillosas con gravas (SC), de color rosa (abánicos volcánicos).

Sitio 4. En este sitio (F. Alencaster casi esquina con O' Donojú), se presenta el caso característico de un antiguo portal de entrada a minas pumíticas, en la actualidad cubierto con rellenos deleznales hasta de 8 m de espesor fig 3.1.5.

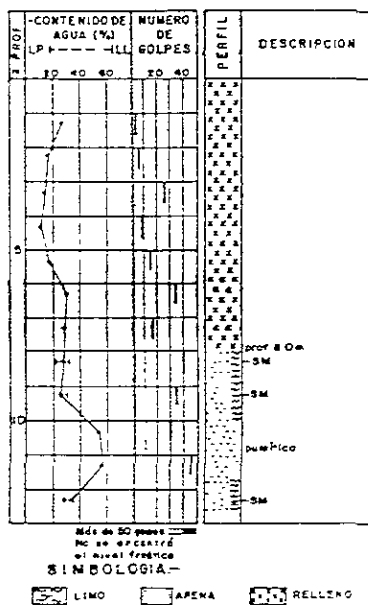


fig. 3.1.5.

Inferiormente y hasta la máxima profundidad de explorada de 12.6 m, se tienen arenas limosas (SM), pumíticas en algunos horizontes, de compacidad creciente con la profundidad, de media a muy compacta.

#### Anomalías estratigráficas.

Están tipificadas por la ausencia de alguna formación ya sea por efecto erosivo o por la acción del hombre. Así, los suelos que cubren la Formación Tarango han sido caso totalmente erosionados por las lluvias, descubriéndose a la fecha sólo vestigios de la Serie Clástica Fluvial y Aluvial en los actuales coronamientos de los lomeríos (antiguos valles), tal como sucede en el Sitio 3.

El producto de la erosión se depositó en las partes bajas del valle, detectándose a la fecha las gravas y boleas de la Serie Clástica Fluvial y Aluvial en las inmediaciones de los ríos, bajo los depósitos lacustres fig. 3.1.6. Otra causa de eliminación fue el hombre, que desde épocas tan remotas como las de las pirámides de Cuicuilco y Mixcoac, utilizó los cantos rodados y la arena pumítica como material de construcción fig. 3.1.6, planteándose la interrogante de si los actuales problemas tienen semejante origen. En los años de la Colonia y de la Epoca Independiente, y hasta la década de los 60s del siglo en curso, continuó la incontrolada explotación de suelos granulares, andesíticos o pumíticos, con los resultados ya conocidos de rellenos, cavidades y anomalías estratigráficas.

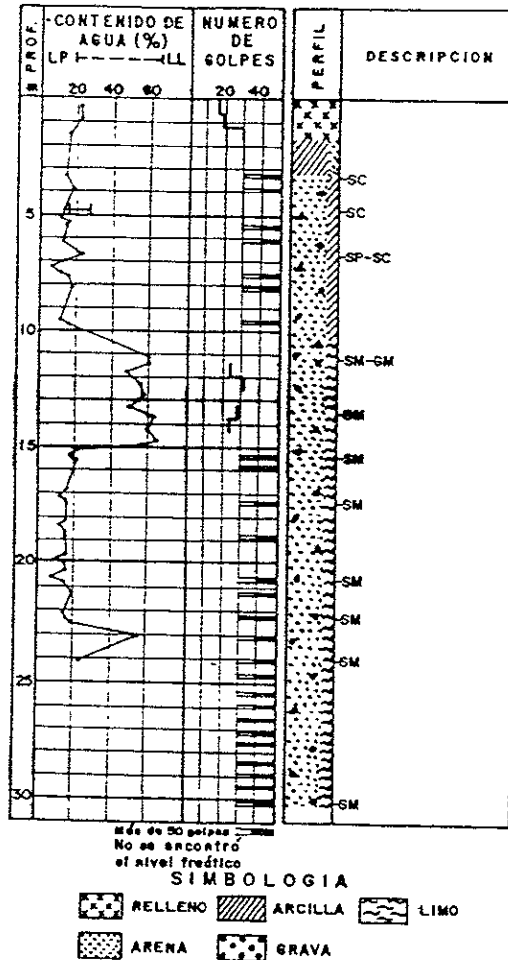


Fig. 3.1.6

## Implicaciones Prácticas Derivadas de la Estratigrafía

### Horizontes granulares.

Conforme se mencionó antes, estos horizontes cobran importancia al considerar el hecho de que por su naturaleza granular, y dependiendo de su contenido o contaminación con limos y arcillas, se han o no explotado en forma sistemática y en gran escala, a través de galerías o a cielo abierto. Se pueden agrupar en tres categorías, a saber:

**Horizontes Granular Superior:** corresponde a los depósitos discontinuos y de espesor reducido que aparecen en los coronamientos de algunos lomeríos, y que comúnmente están formados por las gravas y boleos redondeados de la Serie Clástica, salvo manchones aislados de gravas y arenas angulosas de los abanicos volcánicos.

**Horizonte Granular Intermedio:** constituido por las arenas y gravas pumíticas intercaladas en los depósitos tobáceos

**Horizonte Granular Inferior:** formados por los potentes depósitos de gravas y arenas andesíticas, angulosas, de los abanicos volcánicos.

El horizonte superior, en los escasos sitios en que aún perdura, presenta espesores de 3 a 5m; el horizonte intermedio por el contrario, esta tipificado por una serie de depósitos de pequeño espesor, en general no mayor de 1 a 2 m, que en número de hasta tres se intercalan en los suelos tobáceos. El horizonte inferior, el más potente, alcanza espesores no definidos, mayores de 20m y a diferencia de los dos anteriores puede no presentar una frontera uniforme.

En taludes sin vegetación se ha podido observar la continuidad de los horizontes granulares Intermedio e Inferior, en algunos sitios a lo largo de 1 a 2 Km. Consecuentemente, parece razonable extrapolar tal continuidad a extensas zonas de una misma loma, y aun de diferentes

### Horizontes explotables

De hecho estos horizontes se enclavan en los horizontes granulares, si bien, la diferencia estriba en que no todos los suelos granulares resultan adecuados para su explotación minera, dependiendo principalmente de su composición granulométrica. A este respecto, la clasificación SUCS no permite en todos los casos una diferenciación de los suelos granulares, en explotables y no explotables, ya que indistintamente los enmarca en una misma clasificación o en diferente. En consecuencia, la diferencia aunque sutil, debe establecerse de su inspección directa, o con base en la restricción genérica del menor contenido de finos, que tal parece no debe exceder del 10 al 20%.

Cabe mencionar que la clasificación de suelos contenida en los estudios de la zona puede ser parcial o totalmente incorrecta, ya que generalmente se han empleado muestreadores de pequeño diámetro hincados a percusión, con lo cual la presencia de gravas resultada exagerada por un lado, y por otro se dificulta la diferenciación entre formaciones netamente granulares y formaciones tobáceas brechoides.

Al igual que los horizontes granulares, se presupone que el horizonte explotable Intermedio y el Inferior son continuos, máxime que las minas subterráneas se abandonaron por disposición legal o por limitación física en la extracción y acarreo de los suelos, más que por el término de la "veta".

### 3.2 Zonificación Geotécnica.

Para la investigación de cavidades y localización de estas existe la necesidad de localizar todas aquellas minas subterráneas que en una forma u otra repercuten sobre el comportamiento de las construcciones de la zona poniente de la Ciudad de México, la necesidad que llevó a la conclusión de desarrollar una metodología tal que mediante ella se puedan localizar estas oquedades o “discontinuidades” con el mayor grado de confiabilidad con miras a definir sus implicaciones en la cimentaciones, así como la manera más apropiada de solucionar éstos

La importancia de las investigaciones de las minas es evidente si se considera que, una vez que se localizan y definen la solución de cimentación que se adopte estará siempre regida por los informes obtenidos. Por el contrario, cuando las cavidades del subsuelo pasan inadvertidas, por falta o deficiencia de estudios, casi invariablemente con el tiempo las construcciones experimentan daños que pueden ser desde simples agrietamientos hasta la falla total de las estructuras, que implica no sólo las inevitables consecuencias económicas sino a veces pérdidas humanas.

Por lo anterior, no se considera como criterio sano que, por falsa economía, se eviten o se limiten los estudios indispensables.

La forma de investigar cavidades subterráneas ha ido variando con el tiempo, en función de los avances de la técnica, con objeto de obtener la misma o mejor información a menores costos. Por tanto, los métodos de explotación que se exponen en este Tema, son los que en la actualidad resultan más usuales, enfocándolos en particular para las zonas minadas de la Ciudad de México.

En el estado actual del avance de la técnica, el problema de la detección de cavidades dista mucho de estar totalmente resuelto, y no existe un método único, eficaz y seguro para este fin. Por tanto, todos los métodos que a continuación se tratan tienen sus limitaciones, así como sus ventajas en determinados casos

La gran variación de los problemas a resolver en la práctica implica, en general, que se debe ser estudiado en etapas sucesivas, en las cuales podrá usarse uno o la combinación de dos o más métodos de explotación. En este momento en que todas las minas sean localizadas y definidas, o bien que se tenga la certeza de que no existen, la exploración de cavidades se podrá considerar terminada, procediéndose entonces a los estudios pertinentes para determinar el tipo y las características de las cimentaciones que convienen.

Aquí se describen las técnicas para la exploración, localización y definición de las cavidades.

Basado en las Recomendaciones Generales para Investigación del Subsuelo en Zonas Minadas, del Departamento del Distrito Federal.

## Reconocimiento Superficial.

La fase inicial de cualquier estudio del subsuelo debe consistir en un reconocimiento superficial del área donde se localiza el predio que interese. Cuando este reconocimiento es hecho con el alcance y cuidado debidos, es de gran ayuda para definir el problema y programar las etapas subsecuentes de exploración de cavidades, en el caso de que éstas se requieran, por lo tanto no se exagera al considerar esa primera etapa de trabajo como base en que debe apoyarse todo estudio.

La demarcación del área del reconocimiento constituye otro aspecto importante, sobre este particular es difícil emitir normas o lineamientos, aún generales, ya que depende fundamentalmente de las condiciones específicas de cada sitio, así pues dependerá de la experiencia del ingeniero encargado. Es aconsejable a partir de un recorrido rápido y somero de la zona, afinándose después su extensión conforme se avanza en el reconocimiento. Es obvio que dicha área siempre será mayor que el predio en el estudio, máxime si se considera que muchas minas tienen desarrollos largos y difíciles de prever.

El reconocimiento consistirá en el recorrido detallado del área en cuestión, presentado especial cuidado a las barrancas, cañadas y cortes cercanos al predio, para investigar la existencia de bocas de minas, así como de rellenos, muros o construcciones que pudieran ocultarlas. Aunque usualmente las bocaminas son de acceso lateral en laderas, no debe destacarse la existencia de aquéllas de tiro vertical o inclinado en terreno de superficie o más o menos horizontal.

En el caso de encontrar bocas de minas en el área, será necesario inspeccionarlas para determinar, si por su corto desarrollo u otra causa fuera de toda duda, puede en forma apreciativa o con una medición sencilla descartar la posibilidad de que afecten al predio. De no ser el caso, el recorrido de las minas servirá para conocer su estado y condiciones de acceso, con miras a programar su exploración por métodos directos.

Al inspeccionar las laderas de barrancas y cortes deberá observarse la presencia de capas de arena, grava y materiales pumíticos, que fueron o pudieron haber sido objeto de explotación subterránea, anotando su número, espesor medio y profundidad aproximada respecto a la superficie del terreno.

Otro aspecto importante del reconocimiento es el examen de evidencias superficiales de colapso o situación precaria de bóvedas de minas. Esas evidencias pueden ser hundimientos y grietas del terreno, así como daños que acusen las construcciones existentes.

A manera de antecedentes e información complementaria, deben recabarse datos entre los habitantes del lugar, sobre la existencia de minas en el área, procurando obtenerlos de las personas que tengan más tiempo viviendo en ese sitio, y que sean más o menos confiables. Igualmente útil puede resultar la interpretación de fotografías aéreas antiguas de la zona, en las que se puedan localizar bocaminas y probables frentes de explotación, hoy en día rellenados y ocultos, para este efecto existen fotografías aéreas de la Ciudad, tomadas a intervalos de 2 a 3 años a partir más o menos del año 1940.

Además de la existencia de minas, en el reconocimiento deberá investigarse la ocurrencia de otros problemas comúnmente asociados en ellas, como son la presencia de rellenos superficiales, que suelen encontrarse en estado suelto y es posible que sean producto

de la demolición de bóvedas de cavidades preexistentes, así como fenómenos de inestabilidad de laderas de barrancas y cortes, que pueden originarse en la falla del techo de las minas que de ellas arranquen. Por sus importantes implicaciones para efectos de cimentación, estos problemas deben siempre reportarse, sin importar que puedan ser o no objeto en sí del estudio de explotación de cavidades.

Se recomienda que los resultados y observaciones del reconocimiento se presenten en un reporte escrito, que incluya un croquis del área en el que se marque la posición, relativa al predio, de barrancas y cortes, así como bocas de minas, zonas de rellenos, hundimientos, grietas, etc. Es conveniente que anexo al reporte se incluya un informe fotográfico, en el que se ilustren las condiciones y peculiaridades del área.

Cuando el reconocimiento se concluya categóricamente que bajo el predio que interesa no existen minas, el estudio se terminará en esta etapa. En caso contrario, deberá procederse a una segunda fase de exploración, mediante los métodos que se tratan a continuación.

### Métodos directos.

Siempre que en el reconocimiento se descubra bocas o hundimientos accesibles de minas en el área, o que mediante trabajos de excavación, demolición, etc., se logre entrar a ellas, será necesario determinar si afectan o no al predio en estudio.

Cuando no haya sido posible hacer esta determinación por los métodos sencillos usados en el reconocimiento, se procederá aun levantamiento topográfico en planta de una poligonal por él o los ejes de galerías, el cual deberá ser preciso, efectuando de preferencia con tránsito y cinta, y se apoyará en puntos superficiales que permitan referirlo a la posición del predio. Si se trata de túneles de sección transversal más o menos constante, se basará con medir su anchura promedio; en el caso de salones o cavidades de dimensiones horizontales grandes, se levantarán aquellos puntos de su contorno mínimos necesarios para definir su geometría aproximada en planta.

Simultáneamente, se localizarán y referirán aquellas partes de las minas donde existen derrumbes, rellenos y sedimentos depositados por agua infiltrada, que impidan físicamente o hagan peligrosa el acceso y, por tanto, no permitan continuar con el levantamiento. Aunque no es usual, en ciertos casos es posible allanar estos obstáculos y proseguir el levantamiento mediante trabajos de excavación y limpieza u obras de protección y ademado provisionales. Otras dificultades eventuales, como existencia de agua u olores mefíticos en el interior de las minas pueden resolverse empleando bombeo convencional o haciendo que circule aire.

Si los resultados del levantamiento anterior indicaran en forma terminante que las minas no afectan al predio en cuestión, y pudiera entonces concluirse de las observaciones del reconocimiento previo que el área no se encuentra minada, el estudio se dará por concluido en esta etapa.

En el caso del levantamiento se concluyera que las minas quedan incluidas en el subsuelo del predio, será necesario afinarlo, levantando en detalle el contorno de las cavidades en las zonas que interesen, y efectuando una nivelación cuidadosa del piso y

clave, tanto en planimetría como altimetría, este levantamiento detallados de las minas se ligue debidamente a los levantamientos topográfico superficial del predio, para lo cual se efectuarán excavaciones o perforaciones que atraviesen las bóvedas de cavidades. Localizadas en forma conveniente

Por otra parte, se inspeccionarán de manera minuciosa las cavidades para conocer las características de los materiales explotados, que en general constituirán las paredes, y de los que forman su techo y piso. Especial atención deberá ponerse al establecer, al menos cualitativamente, las condiciones de alteración y fisuramiento del techo y sus elementos de soporte, como son paredes y pilares. Para ilustrar estos aspectos es siempre de gran utilidad recurrir al estudio de fotografías tomadas in situ.

Se recomienda que los resultados del levantamiento directo se presenten por escrito, incluyendo los planos de las minas en planta y elevación, así como secciones escogidas en forma apropiada.

En función de los resultados del reconocimiento que precede, cuando la totalidad de las minas o la parte de ellas que interesa haya sido accesible, y su levantamiento se realizó de manera satisfactoria, estos trabajos serán suficientes para estudiar la solución al problema de cimentación

Si el levantamiento total de las minas o de su parte que afecta al predio no fuera posible, o bien si el reconocimiento previo indicara que persiste la posibilidad de que otras minas no accesibles pudieran interesar a éste, será necesario aplicar los métodos de exploración.

Al clasificar los métodos de exploración se incluyeron, dentro de los métodos semidirectos o indirectos, para conocer espesor y características de rellenos superficiales, o para permitir el acceso a minas e iniciar su levantamiento. Cuando la anomalía se localice a poca profundidad o los rellenos sean de reducido espesor podrán excavarlos pozos convencionales a cielo abierto, cuya profundidad económica en general es limitada. En caso contrario, se requerirá de perforaciones de unos 0.80 m de diámetro mínimo, efectuadas por el equipo del tipo usado en la construcción de pilas o pilotes, que permiten alcanzar profundidades del orden de 30 m en los materiales de los lomeríos del poniente de la Ciudad, suficiente para la mayoría de los problemas de la práctica. En ambos casos, la utilización de ademes dependerá de las condiciones de estabilidad de las paredes de las excavaciones o perforaciones.

#### Métodos Semidirectos.

Al igual que los métodos indirectos, los métodos semidirectos se utilizarán en aquellos casos en que el reconocimiento superficial no haya permitido asegurar la ausencia de minas, o bien cuando las condiciones actuales de éstas no hagan factible la exploración directa completa y satisfactoria. Su aplicación puede resultar indicada en los siguientes casos:

- a) En predios dimensionales reducidos limitados por colindancias.



- b) Para estudiar la cimentación de futuras construcciones de ciertas características específicas y bien definidas, que cubrirán parte o la totalidad de un predio de cualesquiera dimensiones
- c) En predios que en la actualidad están cubiertos totalmente por construcciones.
- d) Para investigar anomalías detectadas por los métodos indirectos.
- e) En predios en los que mediante un reconocimiento superficial se hubieran apreciado hundimientos o grietas en la superficie.
- f) Para investigar la causa del mal comportamiento y daños de estructuras ya construidas.

Antes de entrar al detalle de los métodos semidirectos y su aplicación a los casos anteriores, se considera importante establecer con claridad sus limitaciones.

Un sondeo o perforación sólo es una exploración en un punto, de la cual, cuando está correctamente ejecutada, no será posible concluir más que si existe o no en el sitio a una anomalía, grieta o cavidad, y su posición relativa a la superficie del terreno. Por tanto, la investigación mediante sondeos de minas subterráneas bajo un área, de cierta extensión, depende de la densidad de sondeos o número de ellos efectuando por unidad de área, previendo que la longitud de éstos sea la apropiada.

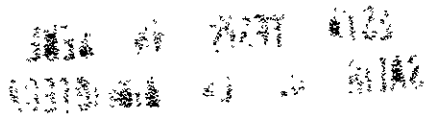
En el caso a, dada la reducida extensión del predio, es factible lograr una densidad de sondeos aceptable a un costo relativamente bajo. Por otra parte, la aplicación de métodos indirectos es a veces impropcedente.

Respecto al caso b, el programa de exploración deberá adaptarse a la distribución de los elementos estructurales, la magnitud de las descargas que transmitirán al subsuelo, y el tipo de cimentación que se prevea tentativamente. En combinación con los resultados del reconocimiento superficial, podrá llegarse incluso a efectuar un sondeo bajo cada uno de esos elementos, cuando se trate de zapatas aisladas, o de varios sondeos convenientemente distribuidos bajo zapatas corridas o losas. Si se emplean pilas de cimentación, sea por razones predeterminadas o como consecuencia del mismo estudio que se efectúa, deberá explorarse bajo el desplante de cada una de ellas, antes o durante la construcción.

En el caso c, las construcciones representan un serio obstáculo para la aplicación e interpretación de métodos indirectos. La ejecución de sondeos, si bien se ve dificultada, es factible de realizar, sobre todo si se utilizan equipos de perforación pequeños.

En los casos d, e y f, es obvio que los sondeos se localizarán en los sitios de anomalías, "hundidos", grietas o daños, dependiendo su número y distribución de la geometría de estos defectos.

Por lo que se refiere a los sondeos, cuando éstos tengan por único objeto detectar cavidades, podrán hacerse sin recuperar muestra, de preferencia empleando equipo rotatorio y brocas tricónicas de 7.6 cm (3") de diámetro mínimo, del tipo recomendado para perforar materiales de dureza media. Eventualmente se requerirá del uso de barriles



equipados con brocas de diamante o carburo de tungsteno, para perforar fragmentos de roca dura, como los incluidos en tobas brechoides, aglomerados y depósitos aluviales

La perforación de los sondeos mediante martillos neumáticos u otras herramientas, se considera menos apropiada para explorar cavidades, en la zona que nos ocupa, que la perforación con equipo rotatorio.

Si además de investigar la existencia de discontinuidades se pretende conocer la estratigrafía y propiedades del subsuelo, será necesario efectuar sondeos con obtención de muestras. Con este fin, dadas las características de las formaciones que constituyen los lomeríos del poniente de la Ciudad de México los procedimientos de muestreos más usados en sondeos han sido la penetración estándar para recuperar muestras alteradas y el empleo de barriles de gran diámetro, tipo, Denison, para obtención de muestras "inalteradas"

En particular, la penetración estándar constituye un procedimiento relativamente económico para investigar la presencia de mantos de materiales comúnmente objeto de explotación. Además, la utilidad de la resistencia a la penetración para detectar rellenos superficiales y minas derrumbadas y/o rellenadas se ha comprobado en algunos casos, pues es común que estos derrumbes o rellenos se encuentren en el estado suelto, disminuyendo notablemente su resistencia con relación a la de los materiales naturales intactos, que en general es alta.

Por su parte, el muestreo "inalterado" puede permitir, a través de la observación de la estructura de las muestras, la diferenciación entre materiales intactos y derrumbes o sedimentos en cavidades. Es obvio que tratándose de materiales del primer tipo, podrán determinarse además sus propiedades índice o mecánicas.

En lo que respecta a la longitud de los sondeos, se definirá en cada caso en función de la profundidad del nivel inferior de cavidades probables o existentes en el sitio, dato del reconocimiento superficial, pero sin exceder la profundidad máxima de las barrancas o cortes cercanos, en los que se sospecha o conoce que se inician las minas. En el caso de terrenos más o menos planos en zonas urbanizadas, conviene iniciar la exploración con uno o varios sondeos con muestreo relativamente profundos, para investigar la presencia de mantos de materiales explotables, pudiendo determinarse después la longitud del resto de los sondeos conforme a la posición de estos mantos y la profundidad significativa para el tipo de cimentación prevista tentativamente.

Independientemente del método de perforación que se emplee, los sondeos estarán a cargo de personal con experiencia en esta clase de trabajos, observando cuidadosamente y en todo momento aspectos indicativos de la existencia de oquedades o cavidades rellenas. Tratándose de sondeos a rotación, es importante observar la pérdida de agua de perforación y el asentamiento súbito de la máquina perforadora, que deberá estar apoyada en todo momento en el varillaje y broca, y ésta a su vez en el fondo del sondeo. Otros aspectos como la facilidad de avance, velocidad de rotación y presión de los gatos hidráulicos, aunque también deberán observarse, son menos confiables que los anteriores, y él usarlos en forma exclusiva para detectar cavidades ha sido motivo de errores serios en el pasado.

En el momento de encontrar una cavidad se suspenderá la perforación para medir con cuidado su altura libre, y a partir de su piso podrá aplicarse el procedimiento de penetración estándar y/o el muestreo inalterado para investigar la presencia y espesor de

material suelto (caídos, sedimentos, etc.). Al alcanzar de nuevo el terreno natural resistente, se podrá volver a aplicar el método de perforación inicial. Si la anomalía detectada no corresponde a una oquedad, pero pudiera ser indicativa de una cavidad derrumbada o rellena, ésta podrá detectarse también empleando la penetración estándar y/o el muestreo "inalterado".

Una vez que se ha registrado una irregularidad en un sondeo será necesario averiguar su causa y, tratándose de una cavidad, deberán investigarse sus condiciones de accesibilidad, con miras a efectuar su levantamiento por los métodos directos. Para ello puede resultar de gran utilidad el empleo de instrumentos ópticos como periscopios y cámaras de fotografía o cine, introducidos en el mismo sondeo. A falta de estos aparatos, o bien cuando en función de la altura libre de la cavidad se prevea de antemano que sea accesible, se recurrirá a excavaciones o perforaciones de gran diámetro para bajar un hombre.

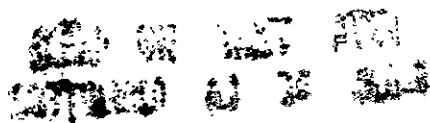
Cuando la altura libre de las minas sea reducida, o que por otra causa no sea posible penetrar en ellas y levantarlas, en el caso de obras cuyo costo e importancia así lo amerite, podrá conocerse de manera aproximada la geometría de las cavidades por un procedimiento de uso relativamente reciente, el cual consiste en la restitución del contorno de esas oquedades mediante la interpretación de fotografías estereoscópicas verticales, tomadas con la cámara introducida a ellas en varios sondeos convenientemente situados. Orientado en las fotografías señales luminosas introducidas en otros sondeos distintos del de referencia, separados de él una distancia conocida, se construye una triangulación para apoyar la fotointerpretación, con lo que el procedimiento alcanza una precisión aceptable, habiendo sido empleado con éxito en algunos casos.

A manera de conclusión de lo antes expuesto sobre los diferentes tipos de sondeos, en general se recomienda que al efectuar una exploración de cavidades por métodos semidirectos se combinen sondeos con muestreo y perforaciones sin recuperación de sus muestras. Los primeros proporcionan mayor información pero son más costosos, por lo que se programarán en menor número y se distribuirán a modo de cubrir toda el área por explorar; como ya se citó, se ejecutarán en primer término para conocer la estratigrafía del subsuelo antes de proceder a las perforaciones sin muestreo. Estas últimas se realizarán en segunda instancia y en mayor número, correlacionando siempre sus resultados con el conocimiento del terreno obtenido con los sondeos iniciales.

### Métodos indirectos.

Estos métodos son apropiados cuando, además de que interesa conocer la estructura geológica del subsuelo, es necesario definir las anomalías locales existentes (oquedades). También, es posible obtener información sobre los espesores y a veces la calidad de rellenos superficiales, que pueden ser productos de demolición de bóvedas de minas o bien ocultar sus bocas.

En particular, para investigar áreas grandes, su empleo representa ventajas técnicas, y sobre todo económicas, con relación al de métodos semidirectos. La correcta aplicación de ellos permite delimitar en forma rápida aquellas partes del área que no presentan problemas de cavidades, señalando los sitios de anomalías en donde sí obliga practicar métodos semidirectos, y si fuera necesario los directos.



Pueden ser empleados también con éxito, en el caso de predios pequeños, siempre y cuando el área circunvecina esté baldía y sea accesible a dichos métodos.

Al igual que para la investigación por métodos semidirectos, es indispensable que la profundidad real explorada alcance el nivel inferior de las barrancas o cortes cercanos, definidos en el reconocimiento superficial.

La forma más adecuada para iniciar la investigación es realizarla según direcciones paralelas, y lo más cercano posible a los límites del predio, del lado interior del mismo. Es importante no dejar ninguna posibilidad de límites de linderos sin explorar. Es obvio que el reconocimiento superficial previo ha permitido desechar la posibilidad de minas que se inicien en el predio, por lo que sólo interesa aquéllas que proceden del exterior.

Una vez que se cuente con los resultados de la exploración realizada lo largo de la línea perimetral, si no se tuvo evidencia de anomalías podrá considerarse el estudio por terminado.

Por el contrario, si los resultados acusan anomalías en algún tramo del perfil perimetral, será necesario verificar la continuidad de ellas, para distinguir las de origen geológico, tales como lentes o filones, de las provocadas por explotación subterránea. Con este fin se procederá a prospectar sobre un eje paralelo al anterior e interior, separado de él una distancia tal que permita distancia las influencias locales, limitándose a investigar los tramos en los cuales existen anomalías. En la práctica se ha observado la conveniencia de tener una separación entre ejes del orden de 5 a 10m.

Si al analizar los resultados obtenidos a lo largo del perfil complementario, no se observa continuidad ni correspondiente de anomalías, se deberá a que éstas son atribuibles a variaciones geológicas, locales, o bien a que sí existe una cavidad, pero no se prolonga más hacia adentro del área. En función del uso futuro del predio, cuando el proyecto contempla construir en la o las áreas de anomalías, será indispensable recurrir a métodos semidirectos con la finalidad de explorar la causa de las anomalías.

En el caso de que las anomalías detectadas en el primer perfil se repita de forma similar en el segundo, se suspenderá la exploración por métodos indirectos, para dar paso a los semidirectos con la finalidad de explorar la causa de las anomalías, conforme a lo expuesto.

El que prosiga el empleo de los métodos indirectos en etapas posteriores, dependerá de los resultados obtenidos después de la comprobación.

Por otra parte, si en el predio existen rellenos o alteraciones del terreno natural, de tal forma que en el reconocimiento superficial no sea posible obtener datos que orienten la investigación, además de la línea perimetral, deberán trazarse líneas interiores, cuyas dimensiones dependerán, en cada caso, del tamaño, geometría y condiciones del predio. Es obvio que también puede orientar, acerca del camino a seguir durante la exploración, los informes que den los habitantes del lugar, la observación de fotografías antiguas, así como los datos recabados en el reconocimiento superficial.

Dentro de las investigaciones indirectas de exploración, pueden distinguirse dos grupos. En el primero incluye los métodos de tipo clásico como son la magnetometría, la sísmica (reflexión y refracción), la termometría, la gravimetría, la medida de potenciales naturales y la resistividad. En el segundo, se agrupan aquellos métodos que son relativamente más recientes, por ejemplo la percepción remota, los trazadores radiactivos y medida de densidad por emisión radiactiva

A continuación se indican los principios esenciales de los diferentes métodos, así como sus posibilidades de ser o no empleados en la investigación del subsuelo para localizar cavidades subterráneas.

### Métodos magnéticos

Estos métodos se basan en la teoría clásica de la mecánica newtoniana; obedecen a la ley de Coulomb que consiste en la atracción o repulsión de dos masas proporcionalmente a ellas e inversamente al cuadrado de su distancia.

Para que exista un contraste magnético o electromagnético debido a una caverna, es necesario que el terreno circundante posea propiedades magnéticas o electromagnéticas muy marcadas. El caso es, sin embargo, que los materiales volcánicos son prácticamente inertes, es decir, sus propiedades magnéticas y electromagnéticas son muy similares a las del aire; en este caso, falta el contraste necesario para reflejar anomalías detectables en la superficie.

Tanto las mediciones magnéticas como las electromagnéticas no dependen sensiblemente de la cota de medición, lo cual abarca considerablemente su aplicación. Es posible recorrer un terreno con un magnetómetro portátil de precisión en una fracción del tiempo que se requiere para una prospección gravimétrica o eléctrica, y no hace falta estacar un cuadrículado especial. Por desgracia los resultados son muy dudosos ya que las fluctaciones observadas pueden interpretarse de muchas maneras (variaciones de susceptibilidad magnética entre diferentes capas o estratos, inclusiones, variaciones del nivel freático, etc.) y no existe una relación causal con las cavernas.

Por este motivo, este método no debe utilizarse nunca solo, sino siempre en combinación con otro método, por ejemplo el gravimétrico, o el de resistividad. El bajo costo del método magnetométrico lo hace especialmente atractivo para corroborar los resultados obtenidos por otros métodos. Cuando una caverna potencial ha sido localizada, el operador del magnetómetro puede recorrer el sitio y cerciorarse en pocos minutos de si existe una anomalía magnética o no.

El magnetómetro portátil de tipo flux – gate o de precisión nuclear es un instrumento comercial de costo bastante inferior al del gravimétrico, y de operación muy sencilla. Los equipos electromagnéticos de polarización inducida son más caros y su manejo es un poco más complicado.

No es recomendable utilizar estos métodos en forma exclusiva, a menos que existan condiciones geológicas especiales que aseguren un contraste electromagnético conveniente entre la caverna y el medio que la rodea.

## Métodos gravimétricos.

Los métodos gravimétricos para la detección de las cavernas se basan también en la teoría clásica de la mecánica newtoniana, desarrollada principalmente por Laplace y Poisson.

Un campo gravitacional es definido por un potencial escalar ( $\phi$ ) que obedece la ecuación de Poisson.

$$\nabla^2 \phi = -4\pi\rho \dots\dots\dots 1$$

$\rho$  es la densidad del medio, que puede variar en función de las coordenadas. (x, y, z) Por ejemplo, en el espacio exterior y en la ausencia de masas, podemos escribir aproximadamente.

$$\nabla^2 \phi = 0 \dots\dots\dots 2$$

Es decir, el campo gravitacional en vacío obedece a la ecuación de Laplace. La fuerza de atracción en un punto cualquiera del campo gravitacional es:

$$\vec{f} = -\rho \nabla \phi \dots\dots\dots 3$$

Si se tienen dos masas puntuales de valor  $m_1$  y  $m_2$  la fuerza gravitacional que actúa sobre puntos es, según la ley de Newton:

$$f = \gamma \frac{m_1 m_2}{r^2} \dots\dots\dots 4$$

donde  $r$  es la distancia entre las masas y ( $\gamma$ ) es la constante gravitacional cuyo valor aproximado es  $6.673 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{g} \cdot \text{seg}^2$ .

Cuando se utiliza un gravímetro para medir el campo gravitacional, la masa  $m_2$  que acciona el resorte del aparato es constante. Por lo tanto, la fuerza  $f$  es directamente proporcional a la masa  $m_1$  que se requiere medir, y es inversamente proporcional al cuadrado de la distancia entre dicha masa y el gravímetro. Si dividimos la ecuación (4) entre la masa  $m_2$  del sensor del gravímetro, obedecemos la aceleración medida por dicho gravímetro:

$$g = \gamma \frac{m}{r^2} \dots\dots\dots 5$$

Supongamos ahora que movemos el gravímetro sobre la superficie de un semiespacio homogéneo de densidad  $\rho$ . Si este semiespacio contiene una caverna esférica de radio  $R$  y profundidad  $D$ , la deficiencia de masa con respecto al espacio homogéneo será.

$$m = \frac{4}{3} \pi \rho R^3 \dots\dots\dots 6$$

y anomalía gravitacional (es decir, la diferencia de aceleración entre el espacio homogéneo y el espacio con la caverna) será, según (5)

Este cálculo supone que la relación  $R / D$  es suficientemente pequeña para que podamos tomar la deficiencia de masa como centrada en un punto. Si la caverna es relativamente grande o poco profunda, puede ser necesario calcular la anomalía

gravitacional de acuerdo con las ecuaciones de campo (1) y (3), lo cual presupone un conocimiento previo de la forma geométrica de la caverna.

$$\Delta g = g - g_0 = -\frac{4}{3} \pi \gamma \rho \frac{R^3}{D^2} \dots\dots\dots 7$$

Aplicaciones:

En las aplicaciones que se han hecho del método gravimétrico para la detección de cavidades en el subsuelo del Distrito Federal, se han utilizado gravímetros portátiles de tipo Woden o Lacoste. Estos aparatos permiten efectuar mediciones rápidas, del orden de 2 ó 5 min. por estación gravimétrica según la dificultad del terreno y la pericia del operador.

Supongamos que tenemos un subsuelo uniforme con superficie plana, de densidad  $\rho = 3.0 \text{ g/cm}^3$  que contiene una caverna esférica de radio  $R = 1\text{m}$  a una profundidad  $D = 10\text{m}$ . Entonces, según la ecuación (8) la anomalía máxima será.

$$\Delta g = 8.38 \times 10^{-7} \text{ cm/seg.}^2 \dots\dots\dots 8$$

La unidad práctica de aceleración gravitacional es el milésimo de  $\text{cm/seg.}^2$  (miligal).

La anomalía máxima causada por la caverna de 1m a profundidad de 10m es  $\Delta g \approx 0.0008 \text{ mgal}$ . Esta anomalía no puede ser detectada normalmente con un gravimétrico de prospección Woden, Lacoste, cuya sensibilidad en el vernier es 0.001 mgal. En cambio, si el radio R fuera de 2m, la anomalía aumentaría en un factor  $2^2 = 8$  y la caverna sería marginalmente detectable, lo mismo que si la profundidad D disminuyera de 10 a 3 m.

La fig.3.2.1 da una idea del procedimiento utilizado. Las estaciones gravimétricas se disponen a los intervalos regulares, en general en una cuadrícula geométrica según el terreno. Cuando existe una caverna suficientemente grande y somera, se obtiene una anomalía negativa acampanada, como se ve en la fig.3.2.1.

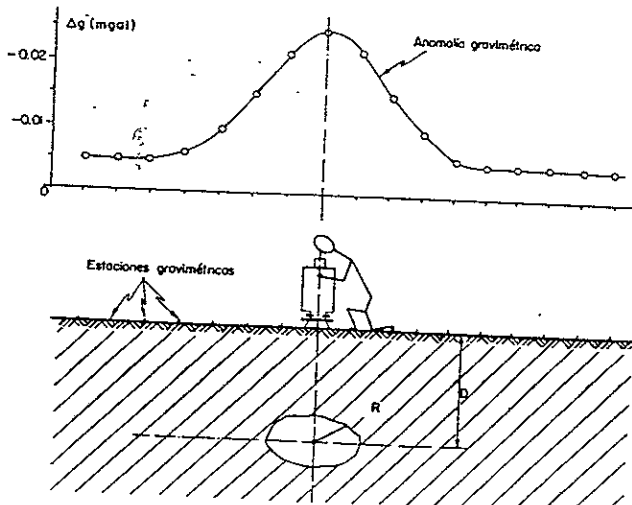


fig.3.2.1

Como el terreno es perfectamente plano, es necesario corregir el valor observado de  $\Delta g$  por concepto de elevación del terreno. Esto se hace por el método de Bouguer; es decir, se hace un levantamiento topográfico de las estaciones (con precisión al centímetro) y se supone en cada punto una capa de extensión infinita y de elevación  $\Delta g$  (diferencia de cota en relación a la cota cero, elegida arbitrariamente). Los cálculos correspondientes se efectúan en la computadora, ya que existen programas especiales para efecto.

Como se ha visto, según el contraste de densidad  $\rho$  y el tamaño de las cavernas que se buscan, el método gravimétrico pueden ser de mayor a menor efectividad.

En el caso de cavernas en tobas volcánicas, como es el caso de la zona poniente del Distrito Federal, la utilidad del método es marginal, ya que el contraste de densidad es solamente del orden de  $2g/cm^3$  y las cavernas son irregulares y más bien pequeñas. Además muchas veces existe una capa superficial de "tepetate" de espesor variable, cuyas fluctuaciones de densidad producen un "enmascaramiento" de las anomalías más profundas.

Finalmente, a través de las ecuaciones (1) a (7) es fácil darse cuenta que irregularidades topográficas, tales como una roca, un montículo a una zanja, pueden causar una anomalía gravitacional de tamaño comparable en término de centésimas de miligal al efecto de una caverna. A pesar de las precauciones del operador, en el sentido de evitar tales irregularidades al situar sus estaciones, el terreno muchas veces no permite hacerlo.

Las condiciones para la detección son mejores cuando se trata de cavernas de disolución en terrenos cársticos (calizas), o cavidades en coladas basálticas. En estos caso el contraste de densidad es mayor y con frecuencia las cavernas son más grandes, el terreno es más plano y geológicamente más homogéneo.

### Microgravimetría.

Los gravímetros *Lacoste* equipados con un sistema electrónico que permite extender el rango de medición a una sensibilidad del orden de fracción de microgal

Estos equipos son todavía más bien escasos y la experiencia que se tiene con ellos es muy reducida. Se han empleado principalmente en Francia, al parecer con muy buen éxito.

Debido a las dificultades que se presentan en el terreno, mencionado antes, es probable que su uso en la detección de cavidades en tobas y cenizas volcánicas sea poco eficaz, ya que la necesidad de hacer un levantamiento detallado de todos los obstáculos e irregularidades del terreno lo haría en la mayoría de los casos prohibitivos. Sin embargo, *para terrenos planos, se trata sin duda de una de los métodos ideales por su bajo costo y su efectividad.* La interpretación de las anomalías gravimétricas es más bien fácil, ya que en terrenos homogéneos la aparición de una anomalía negativa de forma acampanada indica forzosamente una deficiencia de masa. El valor máximo de la anomalía indica el tamaño de la caverna y el ancho de la campana da una idea de su profundidad. Existen tablas y gráficas que permiten estimar directamente los parámetros R y D de una caverna esférica en base a la anomalía registrada.



## Métodos Sísmicos.

Cuando se provoca artificialmente una oscilación en un punto del suelo, el movimiento inicial se transmite al medio circundante en forma de vibraciones llamadas sísmicas o sismoelásticas.

La propiedad física fundamental en la que se basa la prospección geofísica por métodos sísmicos, es la variación de la velocidad de transmisión de las ondas elásticas en diferentes formaciones geológicas. Prácticamente las leyes de propagación óptica. Muy raras veces se tiene que aplicar la teoría de la propagación de las ondas elásticas.

Según el principio de *Huygens*, todo punto de una onda puede considerarse como centro de excitación de nuevas ondas. La superficie envolvente común de estas ondas elementales representa la onda principal. En consecuencia, se pueden deducir fácilmente las leyes de reflexión y refracción.

### Método de Geosísmicos por Reflexión.

Este método es muy parecido al reconocimiento de los fondos marítimos por el método de ultrasónico (sonar). Se mide el tiempo que interviene una onda en recorrer el trayecto entre el punto de origen el trayecto entre el punto de origen de las oscilaciones y el receptor (sismógrafo), después de reflejarse sobre una superficie de contacto entre dos terrenos de naturaleza distinta. Este procedimiento, muy sencillo en teoría, necesita en la práctica una maquinaria bastante complicada. La complejidad de los aparatos empleados se debe a que conviene determinar con seguridad la onda de regreso cuando todavía la superficie del suelo está en movimiento.

Cuando existe una reflexión (cuando la onda de regreso llega a los aparatos), constatamos un desplazamiento simultáneo de todos los geófonos que viene a superponerse a los movimientos anárquicos precedentes. En este caso podemos definir con precisión el tiempo de ida y vuelta de la onda y así obtener la profundidad  $h$  en función del tiempo y de la distancia  $x$  entre la emisión y la recepción de la onda, teniendo en cuenta la velocidad de la capa superior.

$$t = \frac{2}{V_1} \sqrt{h^2 + \frac{x^2}{4}} \dots \dots \dots 9$$

La prospección por este método es una de las que dan resultados precisos, por ello su uso es general para los reconocimientos petrolíferos. Su empleo a poca profundidad es difícil y es rara vez usado para resolver problemas de Ingeniería Civil.

En el caso de un terreno cuyo subsuelo es homogéneo, isótropo y semi-infinito, además de existir cavidades como ocurre en la Ciudad de México, el empleo de tal método es no aconsejable por no permitir localizar las cavernas.

En efecto, tratándose de túneles, estos no representan superficies en las cuales se pueden reflejar las ondas sísmicas emitidas desde la superficie, las cuales atraviesan las oquedades sin alterarse prácticamente en su trayecto. En el caso de salones subterráneos de grandes dimensiones, el techo de la excavación artificial pudiera dar lugar a una reflexión, al menos parcial, pero es excepcional dentro de la solución de detectar cavernas con este procedimiento.

El emplear el método sísmico por refracción para detectar cavidades ocultas, independientemente de su tamaño no es adecuado. En efecto la excavación

subterránea no puede compararse con una superficie continua de separación entre dos medios de características mecánicas diferentes. Es más asimilable a una variación de compacidad dentro de un mismo medio, que se reflejaría en un ligero y local retraso en el tiempo de propagación de las ondas sismoelásticas.

Para ilustrar lo anterior, tomemos el ejemplo de un terreno homogéneo e isotrópico, en la cual existe una cavidad subterránea, que puede ser representada por un cuerpo cilíndrico hueco de longitud indefinida. Los dos casos extremos que pueden representarse en el momento de realizar la investigación son: que la dirección en la cual se va a medir el subsuelo sea paralela al eje del cilindro, o sea perpendicular a él.

En el caso de la fig. 3.2.2, donde el eje del túnel coincide con el de medición, si el diámetro de aquél ( $\phi$ ) es superior a la altura de su techo, los tiempos de propagación van a aumentar y se reflejan en un retraso de las ondas en la dromocrónica. Si el diámetro del túnel es pequeño con relación al espesor del techo, la propagación se va a comportar como si no existiera tal excavación, por presentar tiempos de retraso mucho muy pequeños, inferiores con bastante frecuencia al nivel de sensibilidad del aparato. Además, se supuso el caso de coincidencia de los ejes de medida y de excavación. En realidad este caso es casual, normalmente no coinciden, y la influencia de la cavidad es menor que la sensibilidad de los aparatos de medición.

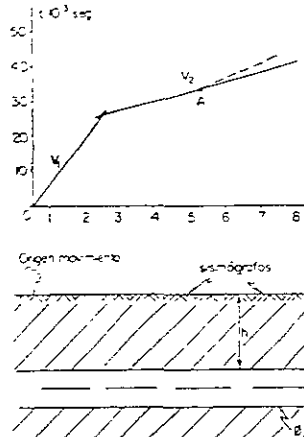


fig. 3.2.2

La fig. 3.2.2 muestra el caso de un túnel perpendicularmente al eje de mediciones. La anomalía provocada por la excavación se refleja en la dromocrónica por un retraso local en el tiempo de propagación de las ondas sismoelásticas, tanto más grande cuanto la relación  $(d/\phi)$  disminuya. Este retardo ( $\Delta t$ ) en el tiempo de transmisión se va a notar, no sobre una vertical por la masa perturbadora (en este caso un hueco), sino a una distancia mayor, desde el origen del movimiento. Esta condición representa para la interpretación. Sólo por medio de modelos analógicos y computación se procede por tanteos hasta encontrar en el modelo el mismo tipo de anomalías obtenido y de amplitud proporcional.

### Método Directo Ultrasónico.

Para aplicar este método, es necesario disponer de perforaciones que alcancen una profundidad mayor que las de oquedades supuestas. La medida se obtiene introduciendo en un barreno un sistema provocador de oscilaciones que se va bajando en

forma gradual (cada metro por ejemplo) y en otro más cercano se introduce la celda receptora al mismo nivel que la emisión de ondas, con el fin de medir tiempos directos de propagación. Se obtiene un diagrama como el de la fig. 3.2.3 en la cual se determina el nivel en donde se encuentre la o las posibilidades anomalías sin poder situarla en planta de exactitud.

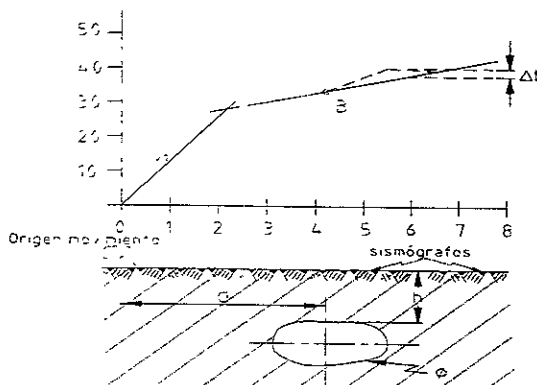


fig.3.2.3

Tomemos por ejemplo el caso de dos niveles de cavemas de iguales dimensiones, pero de ubicación diferente, el diagrama de la derecha indica los dos niveles en donde se observa un retraso en los tiempos de transmisión de las ondas, pero la amplitud de la anomalía es la misma.

Una forma de obtener una cierta orientación en la localización en planta de las anomalías sería, una vez definidos los diferentes niveles, repetir la transmisión directa dejando sólo tres puntos de excitación uniformemente repartidos a lo largo del barreno emisor, colocando las celdas receptoras en los mismos lugares que antes. Aunque la amplitud del retardo de transmisión obtenida en la segunda prueba sea prácticamente idéntica a la primera, la anchura de la anomalía va a variar en función directa a la distancia entre el centro de ella y el punto de excitación. Así vemos que, cuando más cerca se encuentre la oquedad del origen de las vibraciones, más amplia va a ser la influencia de la anomalía. fig.3.2.4.

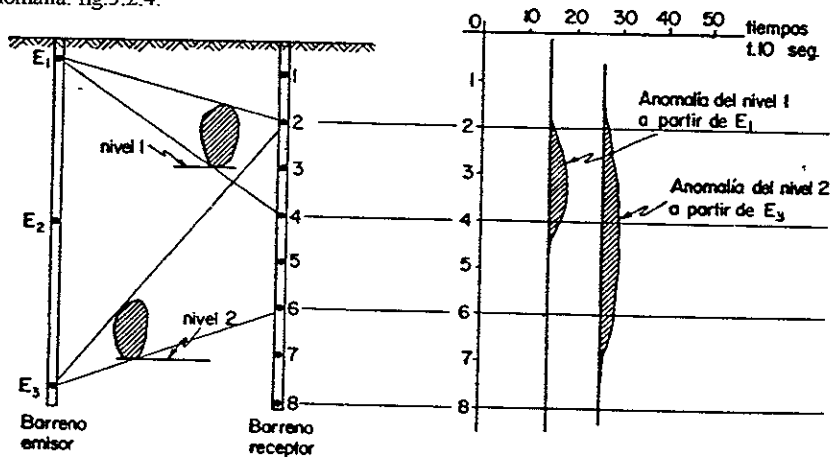


fig.3.2.4

En conclusión, aunque el método sísmico por refracción y el de propagación sónica dan buenos resultados en ciertos casos excepcionales, no se debe emplear para una investigación destinada a reconocer y detectar minas subterráneas, por no convenir a la finalidad propuesta. Además, su costo es relativamente más alto que otros, como el gravimétrico o eléctrico, por ejemplo.

### Métodos Eléctricos

Los métodos eléctricos de prospección, también denominados geoelectrónicos estudian la distribución en el subsuelo, de alguna propiedad electromagnética. Existen ciertas propiedades electromagnéticas principales que podrían utilizarse para identificar los cuerpos en el subsuelo, estas propiedades son las de permeabilidad magnética y la resistividad. Entre estas propiedades la más aprovechada es la de la distribución de la resistividad en el subsuelo.

La resistividad es la dificultad que encuentra una corriente eléctrica a su paso en un material determinado; igualmente se puede considerar la facilidad de paso de la corriente eléctrica llamada también conductividad.

La conductividad y la resistividad de un material dependen de los siguientes factores:

- Porosidad del material.
- Distribución de la porosidad.
- Volumen de agua contenido en el material.
- Conductividad del agua
- Compactación del material.

De todos los métodos indirectos que existen actualmente los eléctricos son los que dan los mejores resultados en la solución al problema de la Ciudad de México ya que, se generan alrededor de la cavidad, ciertos efectos llamados de drenaje, los cuales realizan la zona de anomalía eléctrica.

Esta conclusión se obtuvo, independientemente de las experiencias nacionales, a raíz de una Investigación a Nivel Mundial que COVITUR realizó con las principales firmas, organismos, instituciones y peritos internacionales reconocidos sobre el tema entre los que se pueden contar:

#### (NACIONALES)

Explotaciones del Subsuelo. S.A.  
Exploraciones Coordinadas, S.A.  
Compañía Mexicana de Exploración. S.A.  
Geoexploraciones y Construcciones, S.A.  
Departamento de Geohidrología SAHOP

#### (INTERNACIONALES)

Lee Relesus Geophysiques Inc. (CANADA)  
Sweco AB (SUECIA)  
Bison Instruments (CANADA)  
Geophysical Survey System (E.U.)  
Compagnie Generale de Géophysique (FRANCIA)  
Colorado School of Mines (E.U.)  
Rice University (E.U.)  
Stanford University (E.U.)

## Métodos de Mapas de Potencial.

Estos métodos consisten en medir, por medio de dos electrodos clavados en la superficie del suelo, la diferencia potencial natural o artificial entre ambos.

En el caso de la medición del potencial natural, el valor obtenido es siempre pequeño (del orden de varios millones) y anomalías del campo eléctrico provocada por oquedades ocultas, son de la misma magnitud que el límite de sensibilidad de los aparatos de medición, salvo que se trate de cavernas prácticamente con una altura de techo del orden máximo de 1 m. Además, a esta profundidad viene a complicar la interpretación, el efecto del horizonte superficial alterado y drenado, sumándose a las otras anomalías.

La medición por medio del mapa de potencial artificial consiste en inyectar una corriente de intensidad conocida y constante, por medio de dos electrodos situados fuera del área a investigar, midiendo la diferencia de potencial entre dos estaciones. Se repite la operación hasta cubrir toda la superficie que se pretende estudiar. Si se varía la intensidad, se compensa proporcionalmente la medida de potencial.

A partir de las medidas realizadas en el campo, se trazan en planta las curvas de igual potencial o equipos potenciales; la interpretación de los resultados consiste en estudiar las anomalías de potencial detectadas.

Las equipotenciales se interpretan por el medio del estudio de sus distorsiones, que permitan trazar los ejes de las zonas conductoras o resistentes, y dar una idea sobre la forma y disposición en la planta de estos cuerpos. También se interpretan por medio del estudio de las desviaciones sistemáticas, semejantes a refacciones del campo potencial, que indican la presencia de dos cuerpos diferentes.

De una manera general, este método no es adecuado para determinar la profundidad de los elementos que originan las anomalías, sino su disposición en planta.

Desde el punto de vista eléctrico, cualquiera oquedad o ausencia de material en el subsuelo se considera como una masa resistente, por estar en general llena de aire, cuya resistencia es mayor que la de los materiales que lo rodean. Se hace excepción de aquellas bolsas subterráneas llenas de gas natural que se comportan como un elemento conductor, pero que en general se encuentran en un nivel bastante más profundo que el interesado por las minas subterráneas.

En el caso de existir en el subsuelo una masa más resistente que el medio que la rodea, las líneas de corriente, paralelas en terreno homogéneo, tienen tendencia a circundarla. En consecuencia, las equipotenciales tenderán a concentrarse en la masa, provocando una deformación o distorsión característica siempre positiva y creciente.

La fig. 3.2.5 indica la forma de desviación del campo eléctrico debido a la masa resistente (oquedad). La traza de esta anomalía en la superficie se notará menos si el elemento perturbador se encuentra a mayor profundidad.

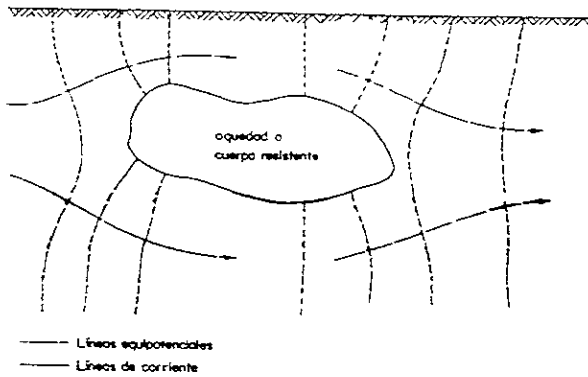


fig. 3 2.5

Métodos de Resistividad

Estos métodos se basan en la distribución del campo eléctrico en el subsuelo. Cuando se colocan en la superficie del terreno dos electrodos y se inyecta una corriente de una A hacia otro B fig.3.2.6, existe una diferencia de potencial positiva de la forma:

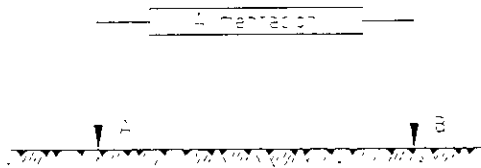


fig 3 2.6

$$V_A - V_B > 0$$

la caída de potencial se manifiesta a lo largo de la distancia AB.

Todos los puntos del subsuelo que tienen un potencial de igual valor definen una superficie equipotencial, y la intersección de ésta con la superficie del terreno se le llama equipotencial.

Considerando lo anterior, el potencial en un punto P fig. 3.2.7 está dado por la expresión

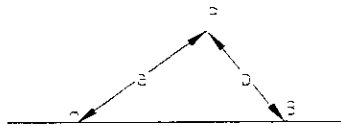


fig.3 2 7

$$V = \frac{\rho I}{2\pi} \left( \frac{1}{a} - \frac{1}{a'} \right) \dots \dots \dots 16$$

siendo I la corriente que atraviesa el subsuelo,  $\rho$  la resistividad del medio, a y a' las distancias respectivas del punto P o A y B.

Ahora consideremos que los puntos A y B estén bastante separados para poder admitir que el campo eléctrico creado por el envío de la corriente sea recto y paralelo a

la superficie del suelo. El hecho de colocar otros dos electrodos M y N (Fig. 3.2.8) con una separación pequeña en relación de la distancia AB, permite medir una diferencia potencial

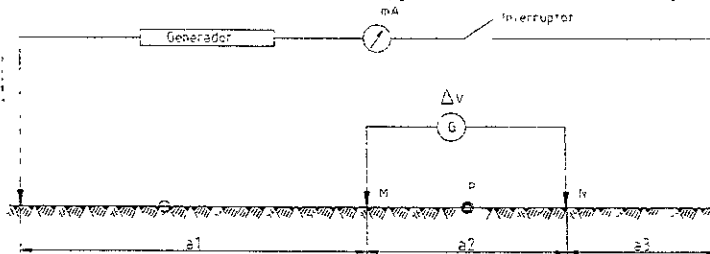


fig. 3.2.8

$$\rho = 2\pi K \frac{\Delta V}{I} \dots\dots\dots 17$$

La expresión (17) hace posible establecer la expresión general de la resistividad media entre M y N, con K función de los espacios entre electrodos  $a_1$ ,  $a_2$  y  $a_3$ .

Desde un punto P del terreno, se van desplazando todos los electrodos en forma creciente y según una misma dirección. Para cada estación sucesiva del trespolo, se define una resistividad. Se calcula esta resistividad de manera que se obtenga un valor tal que si el medio fuese homogéneo, isótropo y semi - infinito, resultaría la medida obtenida en MN. Es por esta razón que la resistividad medida se denomina generalmente aparente.

Cuando se deja fijo el punto P y las distancias entre electrodos van creciendo, se está realizando una prospección eléctrica resistiva vertical. A la inversa es decir, cuando P se mueve y las distancias entre electrodos quedan fijas, se está ejecutando una calicata eléctrica resistiva

Como en general cada estrato del subsuelo tiene una resistividad característica, la prospección eléctrica vertical mide la variación de la resistividad aparente hasta una cierta profundidad. Esta variación es función de la resistividad y del espesor de cada estrato del subsuelo. Juntando varias prospecciones eléctricas en línea recta, se correlacionan los valores de todas las medidas y la interpretación del conjunto permite definir una estructura.

A este respecto existen numerosas publicaciones que explican en detalle el proceso de interpretación. Nos limitamos aquí únicamente a ver la influencia de una oquedad en la medición de las resistividades.

Las anomalías resistivas obtenidas se interpretan de la misma manera que para los mapas de potencial, salvo que ahora existe la posibilidad de delimitar, tanto en planta como en perfil, el área que ocupa la oquedad, o por lo menos se pueden definir sus ejes principales.

Por medio de perfiles se investiga el área con problemas y se trazan los diagramas (secciones) de isoresistividades aparentes, que darán, además de la

estructura geológica, la delimitación de las anomalías provocadas por cuerpos extraños existentes en el medio medido.

En la Fig. 3.2.8 se presenta una imagen eléctrica resistiva de un terreno con sus anomalías geológicas formacionales, en tanto que la Fig 3.2.9 (b) muestra que además de las anomalías geológicas existe anomalías muy pronunciadas, que pueden asociarse con una oquedad subterránea.

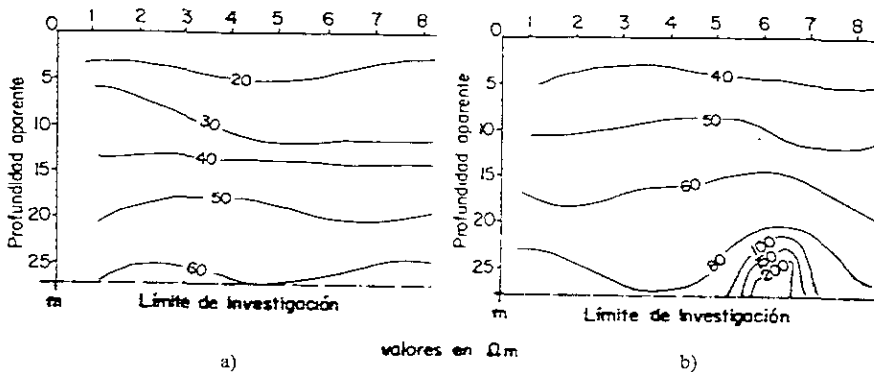


Fig 3.2.9 a y b

Tanto en los métodos de potenciales como en los de resistividad, una cavidad subterránea se caracteriza siempre por un aumento del valor de las resistividades, en forma positiva y creciente. En cambio, una anomalía de esta forma en el valor de las resistividades no siempre es causada por una oquedad, ya que puede deberse a una intrusión geológica de forma lenticular o filónica. La única diferencia posible para identificar una anomalía por oquedades, es el mayor valor de las resistividades debido a un efecto de mayor drenaje del medio que rodea la cavidad oculta, mucho más intenso que en el caso de una lente o un filón.

En la actualidad, los mejores resultados para investigar cavidades subterráneas, se obtiene aplicando métodos eléctricos, a condición de que estos se realicen en forma adecuada, y muchas veces superan métodos gravimétricos, aunque más lentos para obtener el dato, ligeramente más caros, por necesitarse mayor número de operarios para el desplazamiento de los electrodos.

Aunque ambos métodos necesiten del empleo de los semidirectos para su calibración, es el de resistividad el que da la mejor información.

### Otros Métodos.

Métodos de más o menos reciente aplicación, como son: la termometría, la percepción remota, los trazadores radiactivos, el método de densidad por emisión radiactiva, etc.



### Métodos Termométricos.

Estos métodos se basan en la medida de la temperatura del subsuelo utilizando los conceptos de gradiente vertical y grado geotérmico

El gradiente vertical en el subsuelo es el cociente de la diferencia de temperaturas entre la diferencia de profundidad de dos puntos.

La expresión (18) representa la variación de temperatura por unidad de profundidad.

$$\text{Grad.} = \frac{\theta_B - \theta_A}{h_B - h_A} \dots \dots \dots 18$$

El grado geotérmico es la distancia que se debe aumentar a la profundidad donde se realiza la medida, para que la temperatura suba un grado. Esto interesa particularmente a la minería.

Dentro de estos métodos se distinguen dos categorías: el caso superficial interesando hasta unos 25 - 30 m de profundidad, y el profundo que alcanza varios miles de metros. El problema de las oquedades del Distrito Federal cae dentro del primer caso.

La temperatura del suelo es función del calentamiento solar, de las características térmicas de las formaciones geológicas y del flujo proveniente del interior de la tierra que se debe a la radiactividad interna.

Desde el punto de vista térmico, un cuerpo se define por su calor específico y su conductibilidad térmica. Estos dos parámetros permiten definir anomalías de poca profundidad.

Una vez en posesión de las medidas termométricas de campo, se realiza la corrección conveniente, según la profundidad en donde se hizo una lectura, y se procede a su interpretación. Para esto, se utilizan por lo menos dos series de medidas en épocas diferentes del año y se superponen los diagramas obtenidos. La diferencia obtenida se asocia a anomalías geológicas del subsuelo que se calientan y enfrían más o menos rápidamente, por causa de la diferencia de inercia térmica de cada uno de los elementos.

Para poder emplear estos métodos, es necesario disponer de perforaciones previas de unos 4 m de profundidad, espaciadas una distancia relacionada con la distribución supuesta de cavidades subterráneas (generalmente entre 4 y 10 m), y sólo da indicaciones en la vertical por la anomalía, sin definir su profundidad.

De lo anterior, vemos que el hecho de tener perforaciones previas encarece el estudio. Si a este inconveniente se le agrega la necesidad de realizar por lo menos dos series de medidas (lapso de tiempo del orden de 2 a 3 meses), la obtención del dato final es lenta. Es por estas razones que el empleo de los métodos termométricos no es conveniente para resolver el problema de las cavidades ocultas. Puede servir, como es el caso de los métodos magnéticos, de método auxiliar o de comprobación si fuera necesario.

### Métodos de Percepción Remota.

Las técnicas de percepción remota consisten en la adquisición de información de objetos, rasgos o fenómenos específicos, por medio de dispositivos colectores de información en posiciones remotas, para producir imágenes o mediciones de los rasgos observados.

A partir de fotografías del suelo obtenidas por medio de satélites o vuelos de baja altura, se estudia el problema. Generalmente estas fotografías son en blanco y negro, blanco y negro infrarrojo, emulsiones de color u color infrarrojo. Se apoya el vuelo por medio de estaciones terrestres que permiten establecer un perfil de temperaturas para la calibración indispensable de los datos obtenidos del vuelo.

Por desgracia, las anomalías termométricas obtenidas a partir del vuelo no corresponden solamente a cavemas (en el caso de la Ciudad de México). Como los lugares en donde se encuentran las cavidades subterráneas ocultas corresponden a centros de población, las anomalías térmicas detectadas por control remoto se combinan con las anomalías superficiales debidas a la presencia de casa, calles, y en forma general vida humana, que distorsionan caso siempre el dato que interesa. Además, la poca penetración de este método (unos metros), suponiendo el estado actual del conocimiento, da resultados muy parciales. En fin, la presencia de rellenos artificiales o depósitos de basura, por ejemplo, vienen a complicar la interpretación de la información.

Pero si por el momento este método no es adecuado par detectar cavidades ocultas, en cambio puede ser muy oportuno par descubrir fugas, tanto en las redes de agua potable como de drenaje, ya que el aporte de agua hacia una excavación subterránea produce que el material se altere y pueda producirse un asentamiento del techo de dicha oquedad, traducándose por un hundimiento peligroso de toda el área circunvecina.

### Métodos por Trazadores Radiactivos.

Los métodos por trazadores radiactivos se aplican cuando las cavidades ocultas se encuentran concatenadas y en circulaciones accesibles de agua. Como puede verse, la aplicación de este método no es posible en la zona poniente de la Ciudad de México donde el nivel freático se encuentran a mayor profundidad que las cavidades existentes, por lo que su uso implicaría la inyección de fluidos hacia las cavidades, y eso a su vez presupone que se conoce su existencia.

### Métodos de Densidad por Emisión Radiactiva.

Se aplican estos métodos para la detección de cavidades muy pequeñas y superficiales. El radio de acción es de centímetros o de algunos decímetros.

### Conclusiones.

Se llega al momento de contestar a la pregunta que cualquier persona se hace, cuando desea proyecta o construir en la zona poniente de la Ciudad de México.

¿Existen o no cavidades debajo del área donde se necesita edificar?

La respuesta a esta pregunta implica tener una idea clara sobre los diferentes métodos de investigación de que dispones el ingeniero, así como la manera de aplicarlos

El éxito de un estudio de este tipo va a depender, en gran parte, del enfoque que se le dé en el momento del reconocimiento previo del área. En efecto, es al principio cuando se van a plantear los diferentes caminos a seguir en el desarrollo futuro de la investigación.

En ese momento del reconocimiento previo que se debe analizar, además del aspecto técnico, el económico, en el sentido siguiente: "que no se considera criterio sano que por falsa economía, se eviten o se limiten los estudios indispensables", según se señaló en la introducción del presente capítulo. Ahora bien, debe indicarse que tampoco es deseable realizar una serie de estudios por el hecho de hacerlos, sin preocuparse si son necesarios y adecuados o no

De lo anterior, puede concluirse que responsabilizarse de un estudio de esta naturaleza implica no sólo tener los conocimientos necesarios, sino una sólida experiencia que permita aplicarlos, ya en la práctica, en la forma más adecuada a los distintos caos que se presenten

Es la razón por la cual, en el desarrollo del presente capítulo se han reseñado las diferentes formas de proceder, y que a continuación se resumen.

1. Todo estudio del subsuelo en zonas minadas se iniciará con un reconocimiento superficial detallado del área en que se localice el predio que interesa, recomendándose que las observaciones se presenten en un reporte escrito, acompañado de un informe fotográfico.
2. Siempre que en el reconocimiento previo se determine que en el área existen bocas o hundimientos accesibles de minas, o que por algún medio se logre entrar en ellas, se intentará efectuar sus levantamientos topográficos. Se recomienda que los resultados del levantamiento se proporcionen en un informe escrito, incluyendo los planos de los mismos en planta y elevación.
3. Si el levantamiento directo de las minas no se completó a satisfacción, o bien, cuando según el reconocimiento superficial, persiste la duda sobre la existencia de minas bajo el predio, se recurrirá a la exploración mediante los métodos semidirectos o indirectos. Sea cual fuere el método que se emplee entre ambos, o incluso su combinación, por razones técnicas y/o económicas, deberá ser elegido de tal forma que dé resultado deseado.
4. En general se recomienda que en una exploración de cavidades por estos métodos, se combinen sondeos con muestreo y perforaciones a rotación sin recuperación de muestras. La longitud de los sondeos se definirá en función de la profundidad de los niveles de cavidades o de las barrancas y cortes cercanos al predio, datos del reconocimiento; en zonas urbanizadas o planas, la longitud del grueso de los sondeos se determinará en función de la estratigrafía del subsuelo, conocida en los sondeos iniciales.

5. Por lo que respecta a los métodos indirectos, su número es elevado, pero no todos son aplicables para la exploración de cavidades en la zona poniente de la Ciudad de México.

No obstante, y como se trata de dar conclusiones, los métodos indirectos que realmente pueden aplicarse son los gravimétricos y los eléctricos

### Metodología Actual

Debido a la importancia del problema que presenta la existencia de oquedades en el subsuelo y como producto de la experiencia obtenida en los últimos años y teniendo en cuenta que los métodos geofísicos son métodos directos, la metodología utilizada ha ido sufriendo modificaciones con el objeto de garantizar el máximo beneficio posible, con las técnicas y recursos disponibles. Ello ha dado como recursos disponibles. Ello ha dado como recursos disponibles. Ello ha dado como resultado la siguiente secuencia metodológica:

1. Reconocimiento superficial de la zona en estudio.
  - a) Localización de signos superficiales en estabilidad (grietas, hundimientos, rellenos, etc.)
  - b) Realización intensiva de encuestas entre la población de la zona
  - c) Ubicación de antiguas bocaminas.
1. Análisis estereoscópico de fotografías aéreas (1936 – 1984), para identificar principalmente cambios en la morfología del terreno que indiquen posibles frentes de ataque.
2. Sondeos continuos con recuperación de muestras, para establecer la secuencia estratigráfica e identificar la presencia y magnitud de los materiales explotables.
3. Exploración directa en las bocaminas existentes, realizando en las minas detectadas:
  - a) Levantamiento Topográfico.
  - b) Evaluación Geotécnica
1. Zonificación del área de estudio en base a la información recolectada, con el objeto de eliminar aquellas zonas donde no exista manto explotable, se localizan las minas detectadas ya estudiadas, o existan rellenos. En estos últimos, deben verificarse la efectividad de los trabajos realizados y su extensión.
2. Utilización de Geofísica, donde exista información (signos superficiales de inestabilidad, información verbal, manto susceptible de ser explotado, etc ), que suponga la presencia de oquedades

3. Verificación de las anomalías detectables por los métodos geofísicos, mediante sondeos de avance.
4. Realización de lumbreras de acceso y/o pozos de observación, en aquellos sitios donde la magnitud de la pérdida de lodos de perforación y/o la caída súbita de las barras de exploración, indiquen la presencia de alguna cavidad.
5. Levantamiento Topográfico y evaluación geotécnica de las minas detectables.
6. Aplicación de Geofísica en aquellas zonas no incluidas en los trabajos indicados por los puntos 4 y 9.
7. Verificación de anomalías (punto 7).
8. Exploración directa (puntos 4, 8 y 10).
9. Ingeniería de detalle para el proyecto de estabilización de las minas detectadas (puntos 4,9 y 12), "zonas críticas".
10. Tratamiento de estabilización de las minas detectadas.
11. Programa de seguimiento de los trabajos realizados y de las zonas no consideradas críticas, para evaluar la efectividad de las obras realizadas y observar la evolución de las minas, no tratadas
12. Exploración directa (puntos 4, 8 y 10)
13. Ingeniería de detalle para el proyecto de estabilización de las minas detectadas (puntos 4, 9 y 12), "zonas críticas".
14. Tratamiento de estabilización de las minas detectadas.
15. Programa de seguimiento de los trabajos y de las zonas no consideradas críticas, para evaluar la efectividad de las obras realizadas y observar la evolución de las minas, no tratadas.



### 3.3 Definición del Problema.

#### Introducción.

Es importante considerar el origen y naturaleza de las cavidades que interesan en este estudio, pues es a partir de su conocimiento que se podrá orientar mejor su búsqueda

Tratándose de las cavidades alojadas en las formaciones volcánicas del poniente de la Ciudad, se puede decir que:

- a) Todas son de origen artificial, excavadas por el hombre, por lo que sus dimensiones originales debían permitirle su acceso, es decir, del orden de 1.5 a 2.0 m tanto en altura, como en anchura; las cavidades debieron tener siempre una entrada o boca en la superficie y desarrollo continuo a partir de ella.
- b) Usualmente las minas arrancan de barrancas o cortes, en cuyas laderas el hombre pudo reconocer aquellos mantos o lentes de materiales útiles para la construcción, tales como grava, arena y pómez, cuyas características hacían factible su empleo más o menos directo, sin recurrir a procesos elaborados de trituración o selección
- c) La explotación se efectuó a través de túneles o de galerías, cuyo desarrollo variaba desde un solo túnel sencillo, hasta una verdadera red intrincada y compleja, pudiendo estar las galerías alojadas en un mismo manto, o en varios situados a diferentes niveles. Donde los materiales eran particularmente aptos para la explotación, se llegaron a excavar salones de grandes dimensiones horizontales que – dependieron de las características de los materiales de su bóveda – podían salvar claros grandes, del orden de 10 m o más, con alturas hasta de 4 m sin apoyos intermedios, o bien limitar sus tramos sin soporte mediante pilares intermedios labrados.
- d) Con el tiempo los materiales de las bóvedas suelen alterarse y debilitarse, produciéndose derrumbes que más tarde pueden ser arrastrados por agua infiltrada, de donde una o varias porciones de las minas pueden estar parcial o totalmente rellenas por estos derrumbes y sedimentos.

Parte importante del subsuelo del Poniente de la Ciudad de México se caracteriza por la presencia de estratos de arena y grava azul, localizados a profundidades y con espesores variables. Es aquello que, antiguamente, esta zona se consideró como aprovechable para la explotación de tales estratos, como materiales para construcción, debido principalmente a su cercanía con el centro urbano de la Ciudad de México. Aquí, es importante señalar que esta explotación no fue realizada de manera racional, pues su desarrollo obedeció sólo a la facilidad y rapidez para obtener el mayor volumen de material pétreo y obviamente sin pensar que en el futuro esta zona sería parte importante del desarrollo urbano de la Ciudad de México.

Innumerables edificios, habitaciones, e infraestructura fueron construidos sin tomar en cuenta la presencia de oquedades, tanto por la magnitud reducida de las construcciones como por ignorar la existencia de ellas. Aunque en apariencia ello no representaba ningún peligro, en la actualidad lo constituye potencialmente debido entre otras causas: al intemperismo; la acción directa del hombre, mediante modificaciones del terreno y, sobrecargas y a otros agentes como vibraciones, sismos, etc.

En la actualidad la realización de la infraestructura necesaria para el desarrollo de la Ciudad de México (Sistema de Transporte Colectivo, Drenaje Profundo, Vialidades, etc) y el mantenimiento de lo ya existente, se enfrenta a la problemática plantada por la existencia de oquedades, situación que obliga a una investigación sistemática de las condiciones actuales del subsuelo, mediante el uso de métodos y técnicas existentes, que permiten de una manera rápida, eficaz y a bajo costo, garantizar la estabilidad de las construcciones.

Para el desarrollo de los Proyectos para la Ampliación de los Carriles Laterales del Anillo Periférico y de la Línea 7 del Sistema de Transporte Colectivo(METRO), en los últimos años, el Departamento del Distrito Federal, ha realizado una investigación sistemática para conocer la existencia, extensión y condiciones de estabilidad de posibles zonas minadas ubicadas bajo o sobre los proyectos mencionado, cuyos resultados han permitido conocer la ubicación de una serie de cavidades, de extensiones y condiciones de estabilidad variables. Todo esto ha sido posible, mediante la aplicación de una metodología, producto de experiencias anteriores, que ha sido adaptada y mejorada, de acuerdo a las condiciones propias de los proyectos desarrollados

En este sentido, la metodología utilizada incluye dentro de una amplia gama de métodos y técnicas, el uso de estudios geofísicos para la detección de cavidades, lo que en su conjunto ha permitido la obtención de resultados satisfactorios Aquí, es importante recalcar que la experiencia nos ha permitido observar, que ningún método o técnica aplicado individualmente, proporciona resultados positivos en la resolución de la problemática planteada, sino por el contrario, sólo su conjunción, ha hecho posible lograr un mejor conocimiento de esta problemática y de su solución.

#### Para estos suelos se concluyen las siguientes problemáticas

- a) Las formaciones de la zona de las lomas son de origen aluvial y volcánico, y dentro de límites ingenieriles presentan una secuencia geológica homogénea, sobre todo en la dirección SW – NE de los afloramientos y barrancas principales
- b) Desde el punto de vista de la Ingeniería de Suelos la estratigrafía es preponderantemente errática, dado que en general una misma formación geológica adquiere, indistintamente, diversas clasificaciones en el Sistema Unificado (SUCS). Sin embargo, la estratigrafía de las zonas minadas se torna homogénea cuando se fundamenta en el origen de los actuales problemas, es decir, en la clasificación de los suelos respecto a su factibilidad de constituir fuentes naturales de agregados pétreos, que sin más tratamiento que su clasificación por tamaño puedan emplearse en la industria de la construcción.

De lo antes citado se desprende que las anomalías estratigráficas de la zona están representadas por la ausencia de alguna formación, ya sea por efecto de agentes erosivos o por la acción del hombre, más que por la heterogeneidad en la distribución granulométrica o en la plasticidad de los suelos que la constituyen.

- c) El estudio estratigráfico de las zonas minadas queda enfocado, por consecuencia, a identificar y clasificar los depósitos granulares susceptibles de explotación, toda vez que las minas y cavidades están restringidas a tales depósitos.



Así, el estado actual del conocimiento permite clasificar a los depósitos granulares conforme se indica a continuación:

**Horizonte Granular Superior:** el correspondiente a las gravas y boleos de la Serie Clástica Fluvial y Aluvial, que en áreas reducidas de algunos coronamientos de los lomeríos se detecta con espesores de 3 a 5 m

**Horizonte Granular Intermedio:** a los mantos pumíticos de pequeño espesor, en general no mayor de 1 a 2 m, que en número de hasta 3 se intercalan con notable continuidad en las tobas volcánicas.

**Horizonte Granular Inferior:** a las gravas y arenas andesíticas, rojizas y azules, dispuestas en depósitos de gran espesor y continuidad, que comúnmente afloran en el fondo de las barrancas.

Cabe mencionar que con frecuencia los citados horizontes granulares son propios para explotación minera sólo en una fracción de su espesor y que, en principio, la parte explotable parece quedar restringida a aquellos suelos cuyo contenido en finos no es mayor del 20%. A este respecto, la clasificación SUCS no permite diferenciar las fracciones en explotables y no explotables, ya que indistintamente las enmarca en una misma clasificación o en diferente.

d). Las propiedades estratigráficas de los horizontes granulares a su vez condicionan la geometría y desarrollo de las minas en ellos enclavadas.

Así, en el Horizonte Granular Intermedio son de pequeña altura libre, y su extensión está condicionada sólo por las limitaciones en la extracción y acarreo de los suelos. Por el contrario, en las galerías del horizonte superior la altura libre suele ser apreciable, hasta de 4 m, y su desarrollo y longitud pueden estar supeditados a la discontinuidad propia del horizonte. En ambos casos, por su ubicación respecto a la superficie del terreno, y porque es general conforman grandes áreas de explotación soportadas por escasos pilares, representan el más grave riesgo en la estabilidad de las áreas afectadas.

Por su parte, las galerías del horizonte inferior son de grandes dimensiones, que incluso permitían su explotación con equipos automotores; su desarrollo es a base de túneles aislados con escasas ramificaciones, por lo que tienen menores implicaciones en la estabilidad de las formaciones superiores, máxime si se considera su favorable posición respecto a la superficie.

e) Dada la importancia de los horizontes granulares en la detección de zonas minadas, es deseable que en los sucesivos estudios del subsuelo se identifiquen plenamente, y que sus fronteras se refieran a cotas sobre el nivel del mar, para lo cual se requerirá que el Departamento del Distrito Federal marque una serie de bancos de nivel en las principales avenidas de esas zonas

En estas condiciones se podrán elaborar planos relativos a la naturaleza, espesor y posición de dichos horizontes granulares, lo que a su vez permitirá disponer de los antecedentes geotécnicos necesarios y suficientes para evaluar la posible

afectación por galerías de algún predio o área en particular, así como el alcance de los estudios de suelos adicionalmente requeridos

### Estudios Realizados.

De información de algunos estudios de mecánica de suelos analizados, su emplazamiento, así como la estratigrafía encontrada y propiedades índice de los materiales, se describen algunas de estas propiedades. Ver tabla siguiente:

a) Resistencia a la compresión simple  $q_u$ .

Este varió entre 10 y 100 ton/m<sup>2</sup>, los valores más bajos se obtuvieron en arcilla limosa y en arenas pumíticas y los más altos en limo arenoso duro y cementado así como en arena limosa. Debe hacerse notar que en algunos casos se describen los suelos finos con el término "rígido", aun cuando su empleo no está generalizado.

En algunos estudios se reportan intervalos de variación muy amplios, en cuyo caso no se justifica usar, indiscriminadamente para fines de un diseño, ni el promedio, ni los valores extremos sino que se debe analizar con cuidado cada una de las pruebas efectuadas a fin de poder determinar si los resultados obtenidos son realistas. Por ejemplo, en ciertos casos se pueden tener fallas en las probetas por tensión a través de planos verticales, en cuyo caso el resultado no es aplicable a un caso real; por otro lado, algunas veces se podrán tener muestras con un grado de cementación sumamente alto y no representativo del material del subsuelo en su conjunto, en este caso el resultado con valores más elevados deberá ser descartado.

b) Cohesión,  $c$ , y ángulo de fricción interna " $\phi$ ".

Estas propiedades fueron determinadas en pruebas no consolidada – no drenadas o consolidada – no drenadas, en este último caso, las muestras fueron saturadas antes de los ensayos.

Llama la atención el hecho de que el ángulo de fricción obtenido en limo arenoso cuya consistencia está entre muy firme a dura, varía entre 30° y 60° con valores más frecuentes entre 40° y 50°, estos datos se deben, probablemente, a una cohesión alta aunada a la heterogeneidad de las muestras. Por este último efecto se observan en algunos casos, resistencias menores a presiones confinantes mayores lo cual es deseado automáticamente.

c) En el caso de arenas pumíticas se citan algunos casos en los que los valores del ángulo de fricción varían entre 9° y 29° y la cohesión entre 0 y 6 ton/m<sup>2</sup>.

d) Coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ .

Hay muy pocos datos de resultados de pruebas de consolidación unidimensional, quizá debido a que el terreno es poco compresible y los asentamientos no son un problema determinante en la mayoría de los casos. Los valores reportados varían entre 1 y  $10 \times 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/ton para limo arcilloso y arcilla limosa, así como para arena limosa "rígida".

Por otro lado, en un caso se reportó una prueba de arena pumítica obteniéndose que  $m_v$  varió entre 0.8 y  $1.25 \times 10^{-3}$  m<sup>2</sup>/ton. Sin embargo, en este caso no se describe claramente el estado del material. Sería deseable tener más resultados de pruebas ya que el fenómeno de rotura de granos, que se presenta en este tipo de material, podría provocar asentamientos fuertes en las estructuras.

d) Pruebas de placa

Se reporta un resultado de prueba de placa en arena superficial, prácticamente sin cohesión.

Por dificultad en el muestreo y formación de especímenes en el caso de arenas pumíticas, sobre todo las sueltas o poco cementadas, sería muy deseable efectuar pruebas de placa en ellas.

Además de los comentarios anteriores se considera conveniente que:

*Primero*, que los materiales son intemperizables, es decir, que sus propiedades son susceptibles de cambiar con el tiempo como resultado de cambios en las condiciones climáticas y, sobre todo, por efecto del agua que pueda circular a través de imperfecciones en ellos (como sería las fisuras). La susceptibilidad al intemperismo es un parámetro difícil de cuantificar, pero debemos estar conscientes de que es un fenómeno que ocurre en la Naturaleza y provoca, sobre todo dos cosas: un debilitamiento de los materiales arriba de la clave de una cavidad y derrumbes progresivos que pueden alcanzar la superficie. En este sentido vale la pena mencionar que existe tendencia a suponer que si se cumplen ciertas relaciones entre dimensiones de una cavidad, profundidad a la que se encuentra respecto a la superficie y coeficiente de abundamientos, entonces no es de esperarse que la cavidad alcance la superficie por el derrumbe progresivo de su clave. Sobre esto vale la pena mencionar que en gran número de casos se ha observado que la cavidad original se ha estimado entre 10 y 30 m. Por desgracia no ha sido posible aplicar la teoría mencionada porque los derrumbes no permiten el conocimiento de las dimensiones originales de la cavidad. En los capítulos 7 y 8 se describen algunos de los casos mencionados.

*Segundo*, que a debido a los cambios de temperatura y ciclos de humedecimiento y secado que seguramente han sufrido los materiales desde su formación, estos se encuentran fisurados. La presencia de fisuras debe tomarse en cuenta en los análisis de estabilidad de taludes y capacidad de carga de cimentaciones.

*Tercero*, como puede verse en la Tabla 5.1, en un gran número de estudios del subsuelo en esta zona, se encontraron rellenos, unos formados por desperdicios de construcción y otros depositados para apoyar estructuras sobre ellas. En el primer caso, debe evitarse que las cimentaciones se apoyen sobre ellos pues en general este tipo de rellenos se encuentran sueltos y son sumamente heterogéneos. En el segundo caso, conviene conocer el espesor de relleno y su distribución en el área y su grado de compactación para poder decidir la factibilidad de apoyo de cimentaciones sobre ellos. En este caso, la forma más directa de analizar dichos rellenos es efectuar pozos a cielo abierto, obteniendo el grado de compactación. Además, deberían de efectuarse pruebas de consolidación unidimensional en muestras inalteradas obtenidas adecuadamente.

*Cuarto*, se hace hincapié en la posibilidad de aprovechar las propiedades puzolánicas de los materiales naturales, para emplearlos en la fabricación de rellenos de cavidades. Las mezclas deberán cumplir requerimientos mínimos de fluidez y de contracción para poder ser utilizadas.

Estudio No.	Localización	1ª Capa	2ª Capa	3ª Capa	4ª Capa	Observaciones
1	Sobre av. Revolución y Patriotismo, entre av Molinos y San Antonio	Rellenos entre 1.0 y 3.7 m.	Suelos de poca resistencia Combinaciones irregulares de estratos de arena, limo y arcilla $2 < N < 30$	Suelos de alta resistencia. Su horizonte superior se encuentra entre 7 y 16m de prof con tendencia a aumentar hacia el norte hasta 20m.		Se encontro una cavidad a 12m de prof aprox Sobre la av. Patriotismo entre Holbein y Berruguete.
2	Escuela secundaria Calle G. Díaz O., Col. Jalapa	Relleno de hasta 1m de espesor. En pocos casos llega a ser mayor de 4m	CH café con poca arena fina ML-CL o MH-CH color café. Hasta 5.8m aprox $W_p=29\%$ $S_s=2.43$ $e=0.65$ $G_w=89\%$	ML y SM color café, espesor variable. $W_p=18\%$ $S_s=2.55$ $e=0.60$ $G_w=67\%$	CH con limo y poca arena fina, hasta 15m $21 < w < 50\%$ $2.38 < S_s < 2.49$ $0.72 < e < 1.30$	Subyaciendo al estrato anterior se encuentran tobas brechoides, con fragmentos de roca y grava Hasta 20m
3	Paso a desnivel calle Anzaldo y Anillo periférico.	Rellenos heterogéneos. espesor entre 1.0 y 1.8m.	SW-SM con algo de grava color café compacidad alta hasta profundidad variable entre 4.5 y 8.4m. $10 < w < 30$ $\% F < 25$	Arena pumítica con grava y limo, color gris claro, compacidad media a alta según prueba de penetración estandar. espesor 2.1-4.5m $35 < v < 100$	SM-SC compacta espesor entre 0.6 y 2.0m.	Subyaciendo al estrato anterior se encuentra toba brechoide
4	Escuela Primaria cerrada centenario Col. Herón Proal.	Capa superficial suelta hasta 1.5m $N=10$	Toba arenolimsa o limo-arenosa color café. Media compacta a muy compacta hasta 12m			La arena media y gruesa y grava son pumíticas

## CAPITULO 4. DISEÑO DE CIMENTACIONES EN ZONAS MINADAS.

### 4.1 *Información geotécnica disponible.*

#### Introducción.

Para pretender resolver numéricamente un problema de por sí complicado, en que general interviene por una parte, un gran número de variables y dificultades de evaluación, y por otra la confiabilidad de los datos.

Se enumeran los factores que afectan la estabilidad y que se comenta según su importancia.

#### Origen de las Minas.

Las minas subterráneas, son el resultado de la explotación rudimentaria que el hombre lleva a cabo en el pasado y por desgracia todavía hasta hace unos pocos años, sin apego a ningún procedimiento razonable no controló que previera sus trágicas repercusiones en el futuro, al irse extendiendo el área urbana hacia esos lomeríos; no siquiera se tomaron providencias durante su realización aun en casos en que ocurrieron fallas del terreno. Solo obedeció por una parte a la facilidad de excavación y por otra a la mira de obtener los mayores volúmenes posibles de materiales que interesaron para la construcción.

Las minas se desarrollan en forma de galerías y salones, en mantos sensiblemente horizontales en lo que predomina material pumítico; forman a menudo redes muy complejas en planta, y de extensión variable que en ocasiones constituyen verdaderos túneles que cruzan las lomas de un lado a otro. En caso la totalidad de ellas el acceso fue lateral y se localizó en las laderas de las barrancas que surcan las lomas, debido a la facilidad que representó para los mineros el descubrimiento de los mantos y la extracción de los materiales que les interesaba. Por ello es que las minas se encuentran en escasa profundidad de la superficie, sin exceder el fondo de las barrancas. Cuando en las laderas se detectó más de un manto aprovechable, la explotación se hizo de varios niveles, por lo que ahora existen áreas minadas de un nivel (la mayoría), de dos y hasta tres.

#### Ubicación y Extensión .

Los predios inspeccionados en el Distrito Federal por la Comisión de Zonas Minadas, que en suma no cubren toda la extensión afectada en los lomeríos del poniente, pero sí representan una muestra del conjunto. De su análisis se concluye que un 80% de esas colonias y predios están minados. Las áreas en cuestión se localizan en su mayor parte en la Delegación Alvaro Obregón, y en menor grado en las delegaciones Miguel Hidalgo y Contreras.

La información con que se cuenta sobre áreas afectadas es en realidad escasa, más aun en lo que toca al Estado de México, por falta de censos; sin embargo, se conoce que existen, entre otras, en fraccionamientos como Lomas de Tecamachalco, La Herradura, Bulevares y las Lomas Verdes, así como en áreas por ahora más o menos alejadas de la zona metropolitana.

## Geología, Estratigrafía y Propiedades.

El conocimiento de la geología, estratigrafía y propiedades de los suelos de los lomeríos del puente de la Ciudad de México, es de gran utilidad para la localización de antiguas minas, pues constituye la base para identificar las capas de la Formación Tarango en las que se desarrollan, así como los materiales que las forman y que fueron objeto de explotación. Por otra parte, proporciona datos que orientan el estudio de cimentaciones, permitiendo establecer programas exploratorios y de investigación de campo y de laboratorio más acordes con la realidad. El conocimiento contenido en los citados capítulos complementa la información del subsuelo de la Ciudad de México reportada en otros trabajos, particularmente dirigidos a las zonas de lago y de transición.

### Explotación.

Los programas de explotación y métodos a emplear deben plantearse en base a las condiciones propias de cada caso y están sujetos a ajustes conforme a los resultados y observaciones que vayan determinándose en la etapa de investigación, pudiendo variar ampliamente los programas finales de los iniciales, no sólo en los métodos y extensión sino también en el costo.

La investigación de un terreno minado debe iniciarse con un reconocimiento minucioso del área, observando la geología, la posible presencia de bocaninas o de indicios que acusen la existencia de oquedades auxiliándose con información lo más fidedigna posible obtenida de los antiguos moradores. La fotografía aérea, de la que de algunas áreas se cuenta desde los años cuarenta, constituye una valiosa ayuda para la búsqueda de bocaninas y para conocer las transformaciones ocurrida en la superficie del terreno a través del tiempo.

Los métodos geofísicos, en particular el eléctrico de resistividad, tienen ventajas sobre otros en áreas extensas, explorando a lo largo de líneas que las inscriban, orientadas de forma tal que intercepten la probable trayectoria de las galerías, la cual no necesariamente será normal a las barrancas. Las anomalías deberán verificarse con barrenaciones, tratando de continuar la investigación de nueva cuenta con métodos directos, pudiendo aumentar, si fuera necesario, el número de tendidas eléctricas. Otros métodos, como el gravimétrico, pueden ser aceptables en el futuro cuando las limitaciones impuestas por la sensibilidad de los aparatos sean superadas. Este aspecto no deben perderse de vista por las ventajas técnicas y económicas que ofrece. Su investigación debe promoverse.

### Factores que Afectan la Estabilidad del Terreno.

En tres grupos pueden clasificarse los factores que influyen en la estabilidad de terrenos minados:

- a) Geométricos: tales como dimensiones, profundidad, altura libre y número de niveles de cavidades.
- b) Propiedades del terreno: en particular las de resistencia y deformabilidad de los materiales que constituyen las bóvedas y pilares. Interesa también la estructura secundaria.
- c) Agentes externos: sobrecargas, sismos, erosión e intemperismo y otros.

Para el análisis y elección de soluciones es necesario conocer previamente estos factores. La profundidad de este conocimiento está limitada por las condiciones de cada caso en particular.

En las zonas minadas de la Ciudad, los materiales que predominan en general son deleznales, y su resistencia no es suficiente para garantizar la estabilidad de bóvedas, en particular si éstas son dimensiones amplias y de reducido espesor.

Los mantos en que se localizan las cavidades y por ende sus paredes y pilares, están formados comúnmente por suelos granulares de interés económico para la construcción, tales como arena y materiales pumíticos ligeros; es por ello que su resistencia no garantiza su funcionamiento como elementos de soporte de las bóvedas, sobre todo si son de dimensiones reducidas.

Al quedar expuestos los materiales al medio ambiente y a la acción de otros agentes, surgen con el tiempo alteraciones en deterioro de sus propiedades mecánicas iniciales de las cavidades.

Ante esta situación el ingeniero debe recurrir, además, de los conocimientos fundamentales que le proporciona la Mecánica de Suelos y Rocas, a su criterio, apoyado en mediciones y observaciones minuciosas y confiables, así como a la experiencia que reportan diversos casos en el lugar.

### Deformaciones Inducidas por la Explotacion.

Los movimientos del terreno son una consecuencia inevitable de la explotación subterránea.

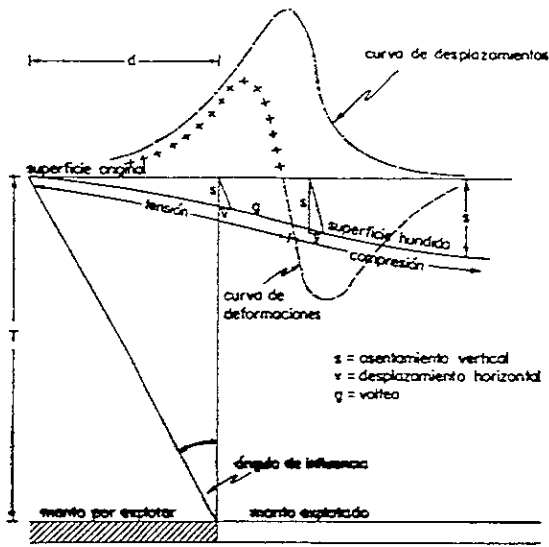
Cuando la extracción de materiales del subsuelo ocurre en cantidades considerables las formaciones que yacen sobre las cavidades se deforman y ocasionan movimientos en la superficie, a saber:

- a) Asentamiento o desplazamientos vertical.
- b) Inclinación o volteo producido por asentamientos diferenciales.
- c) Curvatura o inclinación diferencial.
- d) Desplazamiento horizontal.
- e) Deformaciones por compresión o tensión.

Estos movimientos se ilustran esquemáticamente en la fig.4.1.1

Se puede notar que el área afectada en la superficie es mayor que la circunscribe al área explotada, lo que da lugar al concepto de "ángulo de influencia" tal como se indica en la misma figura.

En el caso de las zonas minadas de la Ciudad de México, no existen mediciones a partir de las cuales se pueda determinar el valor del ángulo de influencia; sin embargo, en otros países como Gran Bretaña, se ha determinado que su valor medio es de  $35^\circ$ . Esto significa que los movimientos se desarrollan hasta una distancia de igual a  $0.7 T$ , donde  $T$  es el techo o espesor de



4 1 1 Movimientos de terreno inducidos por la explotación subterránea.

la bóveda: para fines prácticos puede suponerse que es la mitad de la profundidad, a partir de la cual los movimientos son despreciables.

El concepto de "área crítica" originado en Alemania, conduce a que los trabajos de minería realizados fuera de ella no influyen en el punto P fig 4.1.2. El área crítica de forma aproximadamente circular, se define como la base imaginaria que proyecta un cono bajo el punto P.

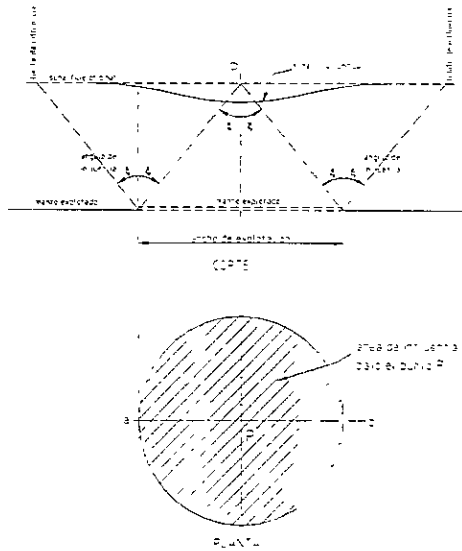


fig 4 1 2 Área de influencia.



El diámetro de la base, según el caso antes citado es igual a 1.4 veces del techo de la mina. Si la explotación se realiza abarcando toda el área crítica, en el punto P se producirán los máximos asentamientos; serán menores a medida que la fracción explotada de esa área es menor.

Dependiendo de la anchura del área explotada se establecen tres condiciones en cuanto a la magnitud de los asentamientos en la superficie: a) subcrítica, cuando el ancho de explotación  $W_1$  es menor que el diámetro del área crítica, b) crítica, cuando el ancho de explotación  $W_2$  es igual al diámetro del área crítica; c) supercrítica, cuando el ancho de explotación  $W_3$  es mayor que el diámetro del área crítica, según se ilustra en la fig.4.1.3.

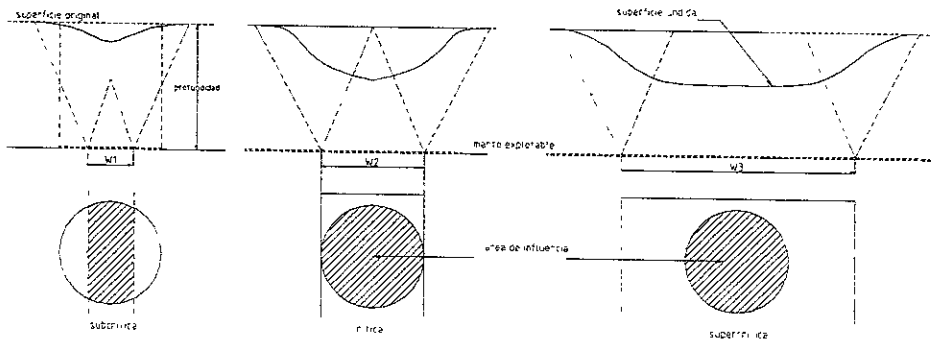


fig.4.1.3. Formas de hundimiento en la superficie al variar el ancho de explotación.

Lo antes expuesto tiene por objeto señalar los movimientos que se producen en la superficie y construcciones desplantadas sobre ella, al excavar una mina, cuyo pronostico interesa en aquellos países para fines de proyecto de nuevas explotaciones. Pero en el caso de las minas de la Ciudad de México que fueron explotadas hace tiempo – las más recientes datan de 10 a 20 años-, es muy probable que los movimientos ya hayan ocurrido en su totalidad; esto no puede afirmarse con certeza debido a que, como ya se mencionó, no se cuenta con datos de mediciones. En otros países, las mediciones indican que más o menos en un 95% son inmediatos y tienen lugar durante la explotación, y la fracción restante ocurre a largo plazo (asentamiento residual).

### Colapsos.

Es indudable que los peligros a que están sujetas las cimentaciones en las zonas minadas de la Ciudad, están representados por:

- Falla de bóvedas: ya sea por incremento de esfuerzos provocados por sobrecargas en la superficie y fuerzas accidentales, o por la disminución o pérdida de la resistencia al corte de la sección de la bóveda, ocasionada por la acción de otros agentes.
- Falla de pilares por las causas anotadas en a
- Migración de cavidades hacia la superficie del terreno (caso particular de a).

El riesgo de estas fallas es alto dada la poca profundidad de la mayoría de las minas y el proceso de alteración que reduce la resistencia de los materiales. Es claro que si la acción de los agentes externos es constante, el riesgo aumenta con el transcurso del tiempo. Esta tendencia se observa en las zonas minadas de la Ciudad de México.

### Consideraciones previas.

Las minas alojadas en el subsuelo de los lomeríos del poniente de la Ciudad de México, muestran desarrollos geométricos muy variados, imposible de representar con fórmulas sencillas.

Se acepta que las vetas atacadas por los mineros, son horizontales, de poco espesor, y se encuentran intercaladas con materiales de diversas compactidades.

En general los horizontes no son homogéneos en espesor ni en el contenido y compactidad de sus materiales, ocasionado que el desarrollo de las galerías se tome caótico, en búsqueda siempre de los materiales de interés económico y de fácil ataque con herramientas de mano

Con enfoque simplista pueden distinguirse dos condiciones en el desarrollo de galerías:

- a) Galerías aisladas.
- b) Grupo de galerías

En general se tienen galerías aisladas cuando se construyen accesos a zonas potencialmente mineras, o bien dentro de éstas cuando se buscan áreas de materiales de mejor calidad para ser explotadas o cuando el material comercial se alija en franjas de anchura y espesor reducidos fig.4 1.4

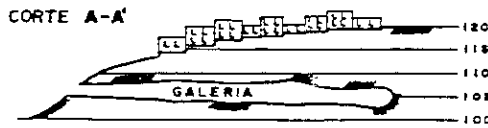
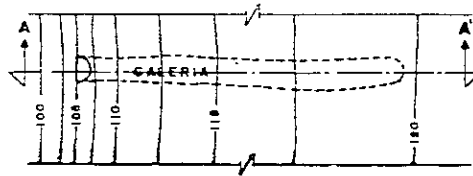


fig 4 1.4 Galería aislada.

El grupo de galerías se produce en campos minados cuando las galerías provocan interferencias de esfuerzos mutuos, por haberse construido con separaciones menores de 5 veces su anchura media. Esta condición es común en zonas mineras donde el material de interés económico tiene características razonablemente homogéneas. En esta explotación minera es necesario conciliar el volumen de material extraído, con los pilares de soporte mínimos que deben permanecer como refuerzo del área fig. 4.1.5.

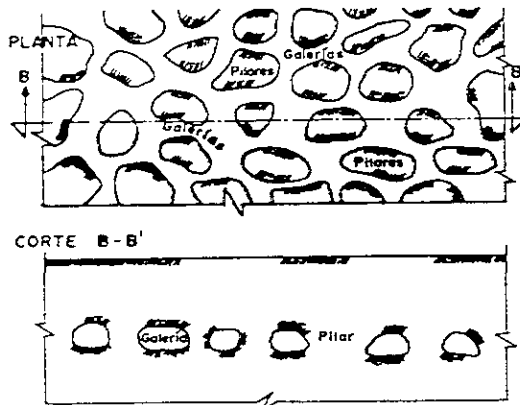


fig 4 1.5 Grupo de Galerías.

## 4.2 *Tipo de cimentación y Soluciones Estructurales Factibles.*

### Introducción.

#### Estabilidad de Terrenos Minados.

En la estabilidad de las cimentaciones intervienen las dimensiones profundidad y forma de las cavidades, las propiedades y naturaleza de sus techos, pilares y paredes, así como la magnitud de las sobrecargas. Pero la experiencia demuestra que el principal factor está representado por los agentes del intemperismo y erosión, especialmente el agua infiltrada que debilita los suelos y provoca fenómenos como el de migración. Al respecto se tienen minas con techos de 20 m han llegado a florar en la superficie. Al internarse en galerías que se desarrollan debajo de colonias y asentamientos humanos irregulares, pueden observarse, una tras otra, las descargas de aguas negras de casas y de aguas pluviales naturales o procedentes de fugas, así como las fuertes alteraciones producidas en las paredes y techos, representadas por desprendimiento de bloques, algunos totalmente disgregados, que obstruyen el paso y dificultan el trabajo de su interior.

La complejidad geométrica de las galerías y salones, la evaluación de las propiedades mecánicas de los suelos, la estructura secundaria de las formaciones, la influencia de los agentes del intemperismo y la imposibilidad de predecir otros factores, dificultan y hacen impracticable, si no imposible, cualquier análisis tendiente a determinar el estado de esfuerzos y deformaciones, salvo casos excepcionales. Sin embargo, el conocimiento teórico facilita el entendimiento físico del problema y de los mecanismos de falla, de utilidad en la toma de decisiones, que dependerá de modo fundamental del criterio del ingeniero. Esta situación obliga, en general, a soluciones conservadoras.

#### Tipo de soluciones.

Para resolver el problema de cimentaciones en terrenos minados del poniente de la Ciudad de México, se ha aplicado diversos procedimientos de acuerdo a las condiciones propias de cada caso y a las posibilidades y criterio de quienes lo han hecho. Esta situación, como se demuestra a partir de un gran número de casos reales conocidos, coincide a que los procedimientos aplicados y los resultados obtenidos, aun para aquellos similares, son heterogéneos, alejándose muchos de ellos de la práctica ingenieril que proporcione la seguridad y economía deseadas.

Las formas principales y más usuales de cimentación y de tratamiento de terrenos minados, describiendo la metodología general, se tratan las siguientes formas:

- a) Relleno de cavidades e inyección.
- b) Excavación y relleno compactado.
- c) Refuerzo de techos y protección contra el intemperismo.
- d) Cimentaciones profundas.

Se seguirá haciendo énfasis en que al proyectar las cimentaciones se debe conocer por anticipado y con detalle suficiente la geometría y el estado de las minas subterráneas, la estratigrafía y las propiedades del subsuelo.

Las cimentaciones superficiales del tipo de zapatas aisladas o corridas son por demás las más usadas en la zona de Lomas. Su comportamiento ha sido satisfactorio en terrenos minados

debidamente tratados por cualquiera de las formas mencionadas. Su diseño y construcción obedece a la práctica común de la Ingeniería de Cimentaciones.

Las cuatro alternativas representan soluciones costosas; por un lado depende de la extensión del área y características del terreno minado y, por otro, del tipo de las obras por erigir o existentes. Esa relación es muy alta en el caso de terrenos minados ocupados por asentamientos compuestos por viviendas de condición muy precaria y carentes de obras de urbanización y de servicios municipales, en los que la solución constituye un problema económico serio.

### Relleno de Cavidades e Inyección.

Esta forma de tratamiento del terreno de cimentación consiste en llenar ordenadamente las cavidades empleando el material más económico disponible en el lugar, pero de resistencia adecuada. Su objetivo principal es reponer a la masa de suelo la continuidad y resistencia que tenía antes de excavar galerías en ella.

Es de esperarse que el relleno e inyección, además de llenar toda la cavidad, produciría cierta presión para que entre en contacto con las paredes y techo de las galerías.

Un efecto importante del relleno es el confinamiento que procura a las paredes y pilares entre salones, aumentando con ello su capacidad cortante, sin embargo esta operación no es suficiente para recibir las bóvedas ya que es común que el material de relleno se contraiga; es pues necesario complementar el tratamiento con inyección a presión, e inclusive emplear aditivos expansores, en la última fase del llenado.

En terrenos destinados a jardines, campos deportivos y vías públicas, los requerimientos de estabilidad en el subsuelo son menores que en zonas habitacionales.

La elección de una de las formas de cimentación depende fundamentalmente de las condiciones imperantes en cada caso; excepto el tratamiento de cavidades a base de rellenos e inyección que puede aplicarse en cualquier caso, aunque en ocasiones, puede ser anti económico en predios pequeños destinados a casas. En áreas extensas como colonias y fraccionamientos construidos, prácticamente constituye la única solución sobre todo si el terreno denota un marcado estado de alteración. En este caso el tratamiento puede consistir en el uso de morteros vaciados a gravedad y de lechadas estabilizadas inyectadas a presión. Especial atención debe presentarse a las proporciones y componentes de las mezclas, no solo por requisitos de resistencia y facilidad constructiva, sino también por el costo que representan. Por ello debe estudiarse la utilización de los suelos y materiales del lugar.

De excavar y rellenar, es el más económico de los tres cuando el techo no excede de 3.5 m igualándose con él (1) cuando el techo alcanza 7 m; o sea que para techos mayores él (1) es más económico. La forma (3) – refuerzo con bóvedas o arcos de concreto – ocupa una posición intermedia para cavidades cuya anchura está comprendida entre 2.5 y 6.0 m. No obstante otros factores pueden tener influencia más determinante en el costo real y por tanto en la elección del método, así pues el uso de la gráfica debe tomarse con las debidas limitaciones.

Las cimentaciones profundas se han empleado en muy pocas ocasiones, acompañadas de tratamientos (relleno controlado o refuerzo con muros) que aseguren la estabilidad de los techos de las cavidades. El tipo de tratamiento y su eficacia implica ciertas consideraciones en el diseño y construcción.

Los cimientos superficiales del tipo de zapatas son los utilizados en caso la totalidad de las estructuras de la zona de lomas, mostrando buen comportamiento en terrenos tratados en forma apropiada. Su proyecto y construcción obedece a los criterios y procedimientos usuales de la Ingeniería de Cimentaciones.

#### Estudios de Detalle.

A partir de la información obtenida durante los conocimientos, es posible establecer ordenes de prioridad de los estudios del detalle que deban realizarse en las colonias y fraccionamientos afectados en base a los métodos expuestos.

#### Medidas que deben adoptarse en areas extensas regularizadas.

Las soluciones deben orientarse a resolver apropiadamente el problema en la total extensión del área que se trate, agotando toda posibilidad de riesgo e incertidumbre. Medidas insuficientes en estudios y soluciones, sean por descuido, deficiencia ingenieril o económica mal entendida, deben ser categóricamente inaceptables y en consecuencia desechadas.

#### Medidas en construccion individuales.

Las edificaciones individuales en áreas minadas, cuya cimentación preferente debe resolverse como parte de un conjunto, pueden llevarse a cabo como antes se expreso, cumpliendo con los requisitos de estudio y solución.

Al construir se debe asegurar que la falla de terrenos vecinos o cercanos sin tratar, no dañen la propia obra. Esto significa contar con una información del subsuelo de gran amplitud.

Por los motivos señalados se insiste en la conveniencia de estudiar y reacondicionar áreas completas de fraccionamientos, colonias y predios de gran extensión.

### 4.3 Procedimiento constructivo.

#### Etapas del tratamiento.

En el proceso de relleno e inyección de cavidades se distinguen las siguientes cuatro etapas:

El término "relleno" se aplica al proceso masivo de colocar material dentro de las cavidades, y la palabra "inyección" lleva implícita una idea adicional de presión.

Primera: Limitar el área por rellenar.

Segunda: Colocar la mayor cantidad posible de material inerte en bloques acomodados sobre el piso de las galerías y dejando entre ellos espacio de suficiente amplitud para que fluya el relleno (siguiente etapa).

Tercera: Verter desde el exterior un relleno fluido, que al fraguar adquiera la resistencia adecuada, procurando que llene primero las partes más profundas y bajas de las galerías.

Cuarta: Inyección a presión de lechadas con aditivos expansores, para sellar los huecos más pequeños dejados por los rellenos fluido al contraerse.

En la primera etapa hay que formar diques para lo cual pueden emplearse costales de yute llenos de arena o grava, piedra acomodada a mano o juntada con mortero, elementos capaces de constituir represas o muros de retención que eviten la fuga de los materiales fluidos colocados en etapas sucesivas. La colocación de estos muros es posible, por ejemplo, a través de pozos de diámetro entre (80 a 100cm), que permiten el acceso al personal.

En la segunda etapa pueden emplearse los materiales inertes y sanos producto de derrumbes que se encuentren en el interior de la cavidad, o bien que sean fáciles de introducir y acomodar. En todo caso, conviene emplear materiales de resistencia adecuada y que permanezcan estables a través del tiempo. Deben removerse del interior de la galería todos aquellos materiales como basura, lodo, materia orgánica y otros rellenos sueltos que no cumplan con los requisitos mencionados.

En la tercera etapa se efectúa el relleno masivo de la galería, utilizando mezclas de gran fluidez que al fraguar alcancen la resistencia especificada. Las propiedades del fluido deben ser acordes con el equipo de métodos de colocación. Si se emplean bombas, los agregados deben ser finos y de baja viscosidad; por el contrario, si se transportan con carretilla y se acomodan a mano pueden incluir agregados gruesos como boleas y fragmentos de roca. En esta etapa se requiere extremar los cuidados al seleccionar el material más económico, ya que su alto volumen de consumo repercute en forma directa en el costo global de la rehabilitación del terreno.

Entre los materiales que pueden mezclarse con agua en diferentes proporciones para fabricar mezclas fluidas, se tiene: cemento, cal, puzolana, mortero, grava, arena, tepetate, suelo del lugar, bentonita, aditivos fluidizantes, etc. Las proporciones entre los distintos componentes suelen establecerse por peso, si bien es más común determinarlas por volumen aparente, por ejemplo:

Material	Peso (Kg)	Volumen aparente (l)	Volumen real (l)
Agua	583	583	583
Cemento	150	100	50
Bentonita	15	10	7
Arena	900	600	360
TOTAL			1000

Para un mejor control de la proporcionalidad debe conocerse la densidad de los sólidos por emplear, el peso volumétrico aparente y el porcentaje de humedad de los materiales. Por parte, además de la resistencia final de la mezcla, hay que controlar su viscosidad, estabilidad, conforme a las pruebas usuales.

La cuarta etapa se lleva a cabo una vez que el relleno haya fraguado y experimentado la contracción inherente a este proceso. Pueden emplearse entonces lechadas estables de gran fluidez, con aditivos expansores, colocadas a presiones que no excedan apreciablemente las debidas al peso propio del terreno, a fin de no ocasionar en él, desplazamientos y agrietamientos.

El proceso de relleno e inyección debe supervisarse en todo momento en sus cuatro etapas, y los resultados del tratamiento comprobarse mediante perforaciones que confirmen la consecución de los objetivos trazados.

La fig.4.2.1 presenta un croquis del procedimiento de llenado de una galería desde la superficie, haciendo énfasis en las cuatro etapas descritas. En la fig.4.2.2 se esquematiza un procedimiento de relleno cuando el acceso de la galería es lateral.

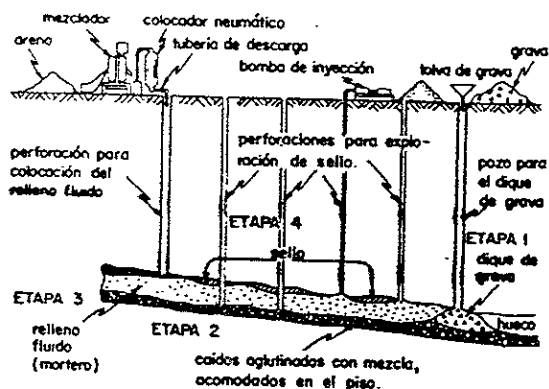


fig 4.2.1 Sección transversal de una galería en la que se muestra el método de relleno a base de una mezcla de cemento y arena, inyectada a través de perforaciones

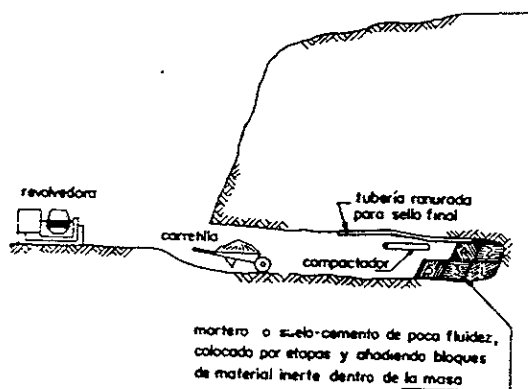


fig.4.2.2 Relleno de galerías con acceso anivel.

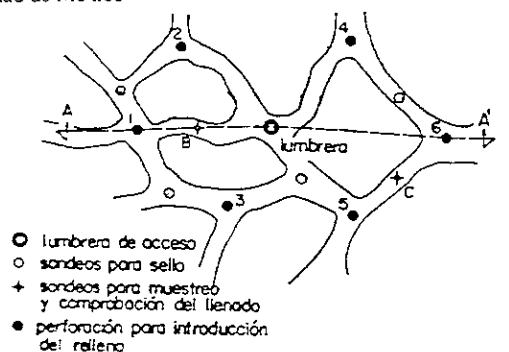
## Aspectos Prácticos

Una vez que se han elegido los materiales más económicos para rellenar las cavidades, deberá planearse cuidadosamente el método para su introducción y acomodo, para lo cual se requiere conocer la topografía de las galerías, altimetría y planimetría, para localizar las perforaciones por las que se hará bajar el material y las lumbreras auxiliares a través de las que se controlará el proceso.

Será necesario contar con equipo mezclado adecuado a los materiales por manejar y con dispositivos para su dosificación por volumen o peso. Para su envío a la galería puede emplearse una bomba, ya que en general se recorre una cierta distancia horizontal desde el sitio de mezclado hasta la perforación alimentadora. En el interior de las galerías puede requerirse mangueras para conducir el fluido a los puntos más bajos y así facilitar el acomodo de la mezcla inyectada.

En las lumbreras de acceso deben localizarse en puntos estratégicos donde concurran dos o más galerías; su función además de permitir inspeccionar y verificar el proceso, es dar seguridad al personal que trabaja en el interior de las galerías, proporcionar ventilación y facilitar la instalación de servicios como luz y teléfono.

La fig. 4.2.3 representa un esquema del procedimiento de relleno e inyección empleado en la zona poniente de la Ciudad de México.



(a) planta

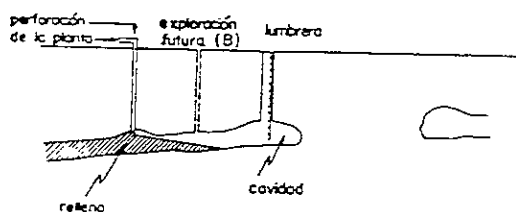


fig. 4.2.3 Aspectos prácticos del relleno de cavidades.

## Aspectos Económicos

El costo que implica el uso de rellenos e inyección varía considerablemente en cada caso particular, a causa de la influencia de diversos factores, como las instalaciones de obra que pueden representar un porcentaje importante del costo total, que aumenta a medida que los volúmenes de inyección son menores.



Sin embargo, el factor más importante en el costo representa los materiales que los forman el relleno, por lo que debe procurarse utilizar el material del lugar. El cementante también es un factor importante que afecta directamente el costo.

Enseguida se presenta un ejemplo en el que se estima el costo utilizado cemento para el relleno principal (tercera etapa) y mortero para la inyección de sello (cuarta etapa). En este ejemplo se han idealizado algunas condiciones que a continuación se describen:

- Volumen de las cavidades por rellenar: 5000 m<sup>3</sup>
- Mezcla propuesta para la tercera etapa (relleno fluido).
  - Cemento: 50 Kg
  - Bentonita: 25 Kg
  - Tepetate (material del lugar): 500 Kg
  - Agua (dependiente del contenido de agua del tepetate): 300 litros

Para la cuarta etapa (inyección a presión)

- Mortero : 500 Kg
- Arena : 500 Kg
- Agua : 350 litros
- bentonita : 25 Kg

Del volumen total se calculó el 90% para la mezcla de la tercera etapa y el 10% restante para la cuarta etapa.

#### Ejemplo de Aplicación.

En el caso del conjunto urbano Mixcoac\*, cuya planta se muestra en la fig.4.2.4 y en donde se siguió la secuela antes descrita. En la primera etapa se obturaron con muros de mampostería las galerías que conducían al exterior. En la segunda etapa se usó el material encontrado dentro de la galería, sólo en algunos casos se hizo una demolición superior para el paso de las mezclas de inyección. La tercera y cuarta etapas se llevaron a cabo según cuatro fases, como se describe enseguida.

En la primera fase se efectuó el relleno grueso de cavidades utilizando las mezclas A Y B anotados en la tabla:

*Tabla de Proporcionamiento de las mezclas empleadas en la primera a terceras fases.*

Fase	Mezcla	Bentonita	Cemento	Arena	Agua
Primera	A	1	2.5	4	10
	B	1	3.5	6	14
Segunda	C	1	3	2	6
	D	1	8	4	9
Tercera	E	1	10	3	7
	F	1	5	2	2

En el orden de mezclado de los materiales fue muy importante para asegurar la homogeneidad de la mezcla: primero se mezcló la bentonita con el agua, a continuación el cemento, y por último la arena.

\* Fuente. Dirac, A.C., Geotec, S.A., Solim, S.A.

En la segunda fase, se llenaron los huecos más pequeños – provocados fundamentalmente al juntarse el relleno anterior -, empleando las mezclas C y D anotadas en la *tabla* anterior.

Cuando en algunas mezclas ocurría segregación se utilizaba cloruro de calcio para evitarla.

Las inyecciones de la primera y la segunda fases se hicieron por gravedad, sin aplicar presión, y de hecho se llevaron aproximadamente el 92% del volumen total inyectado. La resistencia a compresión simple a 28 días de edad varió entre 10 y 40 kg/cm<sup>2</sup>. En la tercera fase se inyectaron las mezclas E y F a presión (2 kg/cm<sup>2</sup>, paros.), Hasta que el consumo fuera menor de 0.25 m<sup>3</sup> en un lapso de 15 minutos.

Cuando se encontraron zonas con excesivo consumo de lechada, se realizaron perforaciones formando una cuadrícula de 7.5m. (solo en el área que ocuparán los edificios), modificando la mezcla de la segunda fase.

En la cuarta fase, se hizo perforaciones para verificar el contacto de la inyección con la clave de la cavidad, y salvo casos muy aislados se encontraron pequeños huecos siempre menores de 5 cm, los cuales se rellenaron con las mezclas E y F. Durante esta última fase se presentó, en una zona donde las cavidades se encontraban a unos 6 m de profundidad, una fuga de lechada que emergió a la superficie por grietas verticales en el terreno, fenómeno que se atribuyó a una excesiva presión de inyectado. Al respecto, conviene hacer hincapié en la importancia que significa limitar la presión al valor  $(r)T$ , donde T= techo de las galerías y r= peso volumétrico del terreno.

La proporción de mezcla con mayor frecuencia se utilizó en este trabajo fue el siguiente cemento 120 Kg, arena 530 lts, agua 670 lts, y bentonita 30 Kg

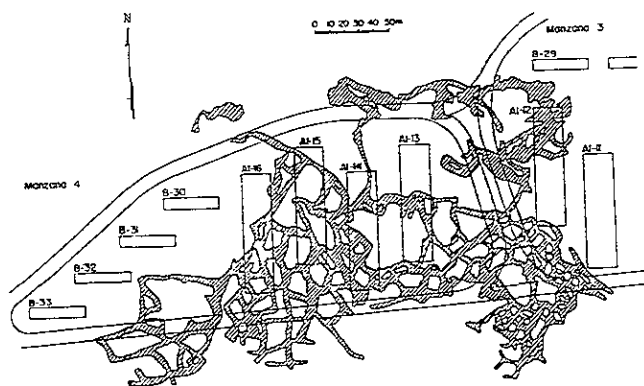


fig. 4.2.4 Configuración de las minas en las manzanas 3 y 4 del Conjunto Urbano Mixcoac.

### Procedimientos Constructivos.

El procedimiento utilizado frecuentemente y que consiste en derrumbar los techos empleando maquinaria, normalmente tractores equipados con arado:

- a) Localización topográfica de las cavidades en planta y perfil.
- b) Despalme del predio.
- c) Trazo en la superficie del contorno de las cavidades.
- d) Excavación con tractor: colocando el material extraído a un lado del área de cavidades.
- e) Colocación y compactación del material de relleno en capas: a partir del piso limpio de las minas.

También se han utilizado explosivos para derrumbar bóvedas, en este caso se requiere estudiar el número de barrenos y la cantidad de explosivos, lo que dependerá de la dureza del material. Este procedimiento requiere que no existan construcciones cercanas que pudieran dañarse, así como contar con los permisos especiales que el uso de explosivos exige.

En términos generales, para las tobas cementadas que comúnmente se encuentran en la zona de lomas, una carga de 300 g/m<sup>2</sup> es suficiente para provocar el derrumbe de techos, si se utiliza dinamita al 60%. Sin embargo, la carga puede variar desde 100 g/m<sup>2</sup> para “aflojar el terreno” hasta 800 g/m<sup>2</sup> en conglomerados bien cementados.

Uno de los problemas que suelen presentarse en las estructuras desplantadas sobre rellenos, es él debido a hundimientos diferenciales por insuficiencia en la compactación. También es muy probable que las estructuras queden desplantadas parte en relleno y parte en terreno natural, causando movimientos diferenciales. Entre mayor sea el grado de compactación alcanzado en los rellenos, menores serán los asentamientos.

En el caso de los rellenos de mala calidad la solución más efectiva para evitar este problema, consiste en desplantar los cimientos bajo los rellenos, ligándolos con traves cuando se trate de soportar las cargas transmitidas por muros o columnas intermedias, trabajando en forma de puentes.

### Refuerzo de bóvedas y Protección contra intemperismo.

En ocasiones, cuando se trata de galerías angostas o salones sostenidos por pilares del mismo material, se ha optado por reforzar la bóveda mediante un arco de concreto reforzado, o mediante muros de mampostería combinados con recubrimientos para prevenir la intemperización de paredes y techos de galerías.

### Formas de refuerzo.

Fundamentalmente existen tres formas de estructuración para recibir las cargas:

- a) Muros de mampostería.

Estos tienen por objeto reducir el claro libre de las cavidades para incrementar la capacidad y soportar cargas impuestas por las estructuras y la propia bóveda. Los muros se desplantan en terreno firme bajo el piso de las cavidades; en su parte superior debe garantizarse un buen contacto con la bóveda, pudiendo lograrse a base de "rajuela" de piedra y mortero con aditivo expansor. Como parte de esta solución se requiere recubrir las paredes y clave para evitar la acción del intemperismo, lo cual es posible lograr mediante muros de tabique y losas precoladas en el techo, o bien con concreto lanzado. La solución basada en muros de mampostería se empleó en una de las construcciones del Instituto Nacional de Protección a la Infancia (I.N.P.I.), ubicado en la Calle Joaquín Pardavé de la Colonia Olivar del Conde

b) Refuerzo de pilares naturales.

En los salones sostenidos por pilares se ha utilizado con éxito concreto o mampostería para reforzarlos, como se muestra en la fig 4.2.5. En esta solución también es indispensable recubrir paredes y bóvedas para evitar que se alteren, por la degradación que ocurre con el tiempo en los pilares.

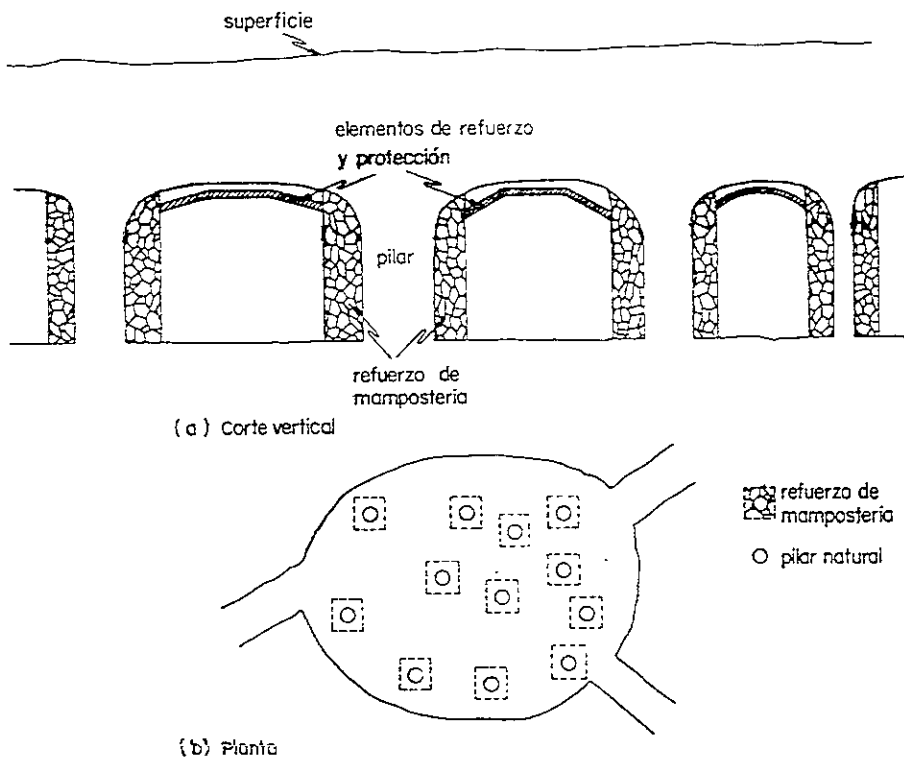


Fig.4 2.5 Refuerzo de pilares con mampostería.

c) Arcos o Bóvedas de concreto

La utilización de arcos y bóvedas de concreto en galerías tiene por objeto mejorar la capacidad para soportar las cargas debidas a estructuras y al techo de terreno natural. Para valuar la carga a que estarán sujetos, considerando que su trabajo equivale al de un ademe.

Si la bóveda va a soportar el peso de construcciones, debe considerarse el incremento de presión en el ademe.

A partir de la presión vertical total a que estará sujeto el arco, se calculará su peralte y la cantidad de acero de refuerzo que requiere. En este cálculo hay que considerar que dada la heterogeneidad de los materiales que componen la bóveda, la presión vertical no es uniforme

Los arcos podrán apoyarse sobre muros de tabique o mampostería, que a la vez sirvan como elementos de protección contra el intemperismo de las paredes de las galerías.

#### Recubrimiento con concreto lanzado.

Es posible que si la galería es profunda no afecte la estabilidad del terreno y de las construcciones, si se protege contra la acción del intemperismo para evitar el fenómeno de migración. En este caso, será posible recurrir al empleo de un recubrimiento a base de concreto lanzado, reforzado con una malla de acero.

La práctica permite establecer que son suficientes espesores de 5 a 10cm del recubrimiento para proteger apropiadamente las paredes y techo contra el intemperismo.

El empleo de un recubrimiento de concreto lanzado tiene limitaciones, razón por la cual antes de usarlo es necesario investigar las características del material de las paredes y clave de la cavidad, basándose en pruebas apropiadas

También se requiere que las paredes de la cavidad sean capaces de soportar el impacto del concreto al momento de lanzarlo, y por otro lado, espacio suficiente para realizar esta operación.

Un obstáculo adicional en el empleo de esta solución, lo representan las condiciones de flujo de agua a través del terreno, si las hay o llegaran a presentarse, ya que pueden producir el arrastre de materiales o una carga adicional por saturación del suelo que forma el techo de las galerías.

#### Cimentaciones Profundas.

Cimientos profundos colados in situ, pilas con o sin campana. Se han utilizado en terrenos minados, desplantándolos en un estrato competente localizado bajo el piso de cavidades y rellenos en edificaciones con altas descargas al subsuelo en las que la relación costos de cimentación contra costo total se justifica o cuando la construcción en un determinado predio es obligada y no es factible la aplicación algún otro procedimiento.

El uso de cimientos profundos también exige un conocimiento detallado de la geometría y estado de las cavidades, así como de la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo.

La solución requiere asegurar la estabilidad del techo de la cavidad, ya que su falla es capaz de afectar la estructura. Como esto no es posible, salvo excepciones, el uso de pilas debe acompañarse de unos tratamientos de las cavidades, que puede consistir en:

- a) Empleo de relleno controlado e inyección.

b) Muro para reforzar el techo de la mina.

En el primer caso fig 4.2.6 debe considerarse la influencia del relleno en la presión efectiva al calcular la capacidad de carga; será función nivel de desplante "Df" si el techo llegara a gravitar sobre el relleno cuando los tratamientos garanticen un buen sello de contacto, por lo contrario, solo lo será de  $D_2$ . Estas consideraciones se basan suponiendo que la presión efectiva original ( $\gamma D_f$ ) se redujo a cero a nivel del piso de las cavidades, cuando éstas fueron excavadas e independientemente de sus dimensiones, restituyéndose en forma parcial o total por el peso del relleno y por la acción que éste pudiera ejercer en la bóveda. En vista de la naturaleza del terreno que prevalece en la zona de lomas, y el confinamiento del relleno controlado contenido en la cavidad, la capacidad de carga lateral de las pilas suele ser alta. Por los mismos motivos es aceptable en el diseño él considerarlas como elementos cortos.

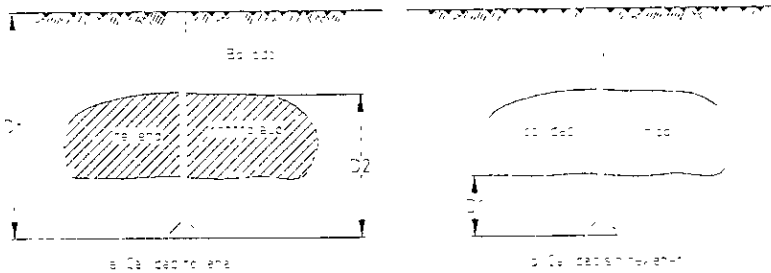


Fig 4.2.6

En las pilas construidas a través de cavidades sin rellenar fig.4.2.6b incluyendo la alternativa de muros para reforzar la bóveda, la presión efectiva será función de la profundidad de desplante  $D_1$  bajo el piso.

Construir pilas a través de cavidades sin rellenar requiere el uso de camisas en el espacio libre, lo que encárese la solución. Debido a que el nivel freático se encuentra a gran profundidad en la zona de las lomas y a que las paredes de las perforaciones se sostienen sin empleo de ademes o lodos, los procedimientos constructivos son sencillos y corresponden con los usuales del nombrado "método seco".

Se han presentado cuatro formas principales para cimentar y tratar el subsuelo minado de los lomeríos del poniente de la Ciudad de México. Todas constituyen soluciones complicadas y costosas la gráfica de la fig. 4.2.7 proporciona idea del costo de tres de esas formas.

Aunque el factor económico es determinante al elegir una de ellas, con frecuencia la solución queda obligada, por un lado a la geometría y estado de las cavidades y, por otro, al tipo y características de la obra o del inmueble afectado. En la tabla siguiente se señala la utilización viable de cada solución para la combinación de áreas extensas y reducidas, edificadas o por edificar, condicionada a los factores económicos y constructivos ya mencionados en este capítulo y a los que se agregan al calce de la tabla.

El tratamiento de aplicación más viable para cualquier condición de terreno y de las construcciones, sin perder de vista las ventajas que otras soluciones podrían tener en cada caso particular, son el señalado en primer término en la tabla siguiente o sea utilizar relleno e inyección. En este caso, para condiciones difíciles y peligrosas de trabajo, aunque la alternativa resulta más costosa, puede sustituirse el relleno grueso colocado desde el interior por morteros

vaciados por gravedad e inyecciones de lechadas estabilizadas, realizadas desde el exterior. En esta solución, el empleo de los suelos del lugar puede representar una ventaja económica, por lo que conviene estudiar sus propiedades

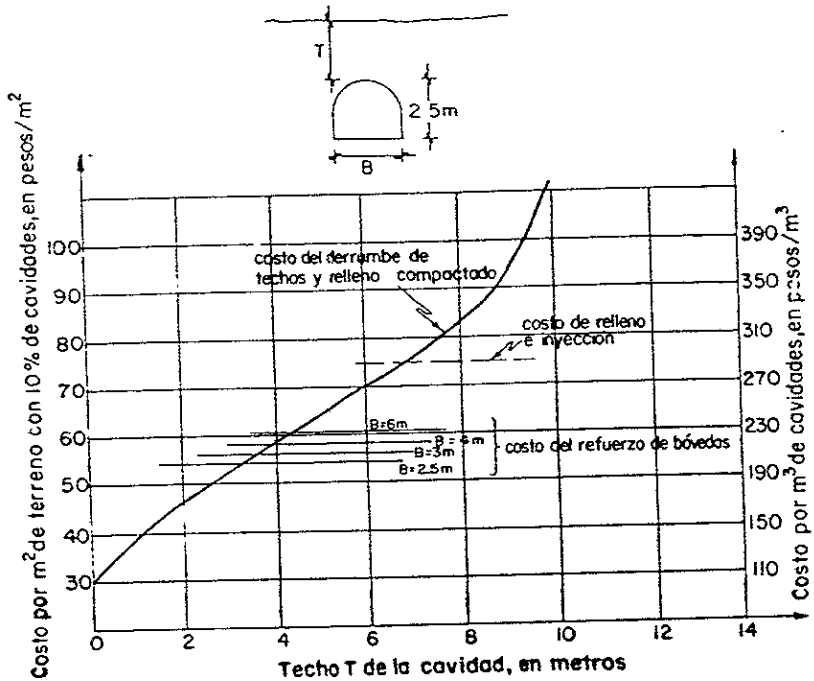


Fig.4.2.7 Comparación de costo entre las soluciones de derrumbe y relleno compactado, arcos y bóvedas, relleno e inyección.

Tabla. Utilización viable de las formas de cimentación y tratamiento del subsuelo en áreas minadas construidas o por construir.

Método	Áreas extensas Construidas	Colonias Por construir	Áreas reducidas por construir	Predios por construir
Relleno e inyección	Sí	Sí	Sí, 1	Sí, 1
Excavación y relleno compactado	No, 2	Sí	No	No, 3
Refuerzo y protección contra intemperismo.				
A) con bóveda o arcos	Sí, 1,4	Sí, 1,4	Sí, 1,4	Sí, 1,4
B) solo con muros	Sí, 4	Sí, 4	Sí, 4	Sí, 4
C) mortero lanzado	No, 5	No, 5	No, 5	No, 5
Cimientos profundos	No, 1,6	Sí, 1,6	No, 1,6	Sí, 1,6

- 1 es muy costosa
2. Excepto en el caso especial desconvenir la reconstrucción total de colonias muy precarias, con fuerte deficiencia urbana y carencia de servicios.
3. Excepto que las minas se encuentren a poca profundidad y que el procedimiento no dañe propiedades e inmuebles vecinos.
4. El trabajo se ejecuta fundamentalmente desde el interior de las minas, requiere de accesos seguros par el personal y materiales, sólo se recomienda en terrenos poco o nada susceptible a intemperizarse, lo que ocurre con poca frecuencia.
5. Tiene fuertes limitaciones, su uso sería excepcional.
- 6 Solo se justifica en construcciones importantes u obligadas

Toda solución debe apoyarse en un estudio minucioso de la geometría y del estado de las cavidades, así como de la estratigrafía y propiedades del subsuelo. En el caso de predios enclavados en un área minada, debe contemplarse la extensión de los estudios y del tratamiento de la cimentación hacia los predios vecinos y preferentemente a toda el área, en virtud del costo y seguridad del conjunto de la propia obra. Si esto no es posible, si por lo menos debe dejarse *constancia del estado del terreno en las vecindades inmediatas, ya que de lo contrario la situación de peligro pudiera existir queda del todo oculta y por tanto, es fácil que pase inadvertida en el futuro.*

Los trabajos que involucra el reconocimiento – inspecciones en el lugar, uso de fotografías aéreas, delimitación de áreas, interpretación, conclusiones y recomendaciones

Los resultados permitirán distinguir las fracciones minadas de las no afectadas, y establecer cualitativamente el riesgo de fallas y su peligrosidad



## CAPITULO 5. ANALISIS DE TALUDES.

### 5.1 *Introduccion.*

Toda masa de suelo situada debajo de la superficie de una ladera o talud natural, o bien debajo de la superficie del talud de un desmonte o una excavación, tiene tendencia a desplazarse hacia abajo y hacia fuera por el efecto de su propio peso. Cuando la tendencia es contrarrestada por la resistencia al corte del suelo, el talud es estable; en caso contrario, se produce un deslizamiento. El material en el que se produce el deslizamiento puede estar constituido por un suelo natural un terraplén artificial, o una combinación de ambos.

Se conoce con el nombre genérico de taludes en *Vias Terrestres* a las superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierra. Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, se realiza una excavación en una formación de tierra natural, en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes. También se producen taludes en los bordes de una excavación que se realice a partir del nivel del terreno natural, a los cuales se suele denominar taludes de la excavación.

También se le denomina laderas naturales o simplemente laderas, a las superficies inclinadas de las masas de suelo que se han formados sin intervención humana, en tanto que se reserva la palabra talud para la formación artificial, construida por el Ingeniero o en nuestro caso por los asentamientos humanos, creando entonces los taludes o cortes, en los terraplenes, de las excavaciones realizadas.

No hay duda de que el talud constituye la estructura más compleja dentro de la estabilidad de suelos, y si estos se encuentran dentro de una zona urbana, ligados a su estabilidad aparecen los problemas de estabilidad de la vivienda que hace que se complique a un más la situación.

En primer lugar será preciso analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como él poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada es la más escarpada o el talud más vertical. Podrían ser el caso en que, por alguna razón, el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivo para pensar en "problemas de estabilidad de taludes", pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista, cuando se ha analizado para que así resultará y aquel al que corresponda la estabilidad según el tipo de suelo.

De esta manera los taludes son estructuras que en general se deben proyectar y construir con una motivación esencialmente económica. Ya que entre una alternativa y otra se defienden común criterio correcto de estabilidad de taludes son una parte muy importante, estadísticamente hablando, puede decirse que un gran porcentaje de la población se encuentra asentada en taludes muy inestables y que la mayoría son taludes entre los tres y los siete metros de altura libre y que la obra que libere la altura entre un desplante abajo y arriba lo más apropiada posible tratando de que la solución estructural se adecue al tipo de problema. En otros casos, en un gran número de laderas o taludes naturales, que forman barrancas de entre los 20 y 100 metros de altura aproximadamente.

Así debe verse como una necesidad el desarrollo de criterios prácticos y seguros para lograr que se fije el tipo de estructura más adecuada

Probablemente muchas de las dificultades asociadas en la actualidad a los problemas de estabilidad de taludes radican en que se involucra en tal denominación a demasiadas cosas diferentes, a veces radicalmente distintas, ya que dentro de la denominación genérica estabilidad de taludes se incluyen demasiados aspectos, de manera que el estudio directo del problema, sin diferenciar en forma clara tales variantes, tiene que conducir a cierta confusión. Es indudable que en lo anterior está contenida la afirmación de que los taludes son estructuras muy complejas que presentan muchos puntos de vista y a través de los cuales la naturaleza se manifiesta de muchas formas diversas

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes construidos por el hombre. Dentro de estos deben verse con esencialmente distintos los problemas de los cortes y de los terraplenes. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y, en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que privaron a lo largo de tal historia y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado. Su inicio de formación en la ladera, la historia de esfuerzos a que estuvieron sometidos y la influencia de condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan importantes como la configuración de los suelos y las rocas, o el flujo de aguas subterráneas a través de los suelos que forman la ladera o el talud, el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

Así pues, en primer lugar habrá que distinguir, en lo que a tratamiento y manejo se refiere, las laderas naturales de los taludes artificiales. Los materiales que constituyen ambos tipos son diferentes en naturaleza y disposición, y también cambia en esencia el modo en que influyen todas las circunstancias del ambiente, clima e historia geológica desde su formación y durante su existencia. Lo que la experiencia o el conocimiento científico vayan enseñando de un tipo de formación, no será aplicable al otro; será preciso distinguir ambos casos, para ir formando el conjunto de conocimientos teóricos y experimentales idóneo para cada uno.

En un talud natural es obvio que las condiciones de formación han de imponer variantes en la naturaleza de los materiales con que se haya de trabajar, en su homogeneidad y en su disposición, que ha de reflejarse fundamentalmente en la estructura final a que se llegue y en todos los aspectos de su comportamiento.

Dentro de la concepción del problema "estabilidad de taludes", la gran mayoría de las fallas de taludes o empuje de tierras se definen en términos de derrumbes o colapsos de toda índole, que no dejan duda en pensar que ha ocurrido algo que pone en serie o entredicho la función estructural; o en términos de movimientos excesivos, del comportamiento del talud y con función para la que fue construido. Independientemente de que en las concepciones anteriores de "falla" existe gran cantidad de elementos de interpretación subjetiva, caso de frontera, etc., Esta radica, más bien, en la gran variedad de fenómenos que por lo general se involucran en el concepto; una falla rotacional, que afecte al cuerpo entero del talud y su terreno de cimentación puede comprometer su función estructural tanto como un corrimiento traslacional de una gran parte de su estructura o como el deslizamiento lento y superficial de una ladera natural. En todos los casos ha existido "falla" y para resolver el problema o corregir la falla el Ingeniero ha de acudir a un tratado en que los problemas o las normas correctivas quizá se presentan en forma indiscriminada, sin considerar que la falla rotacional es algo fundamentalmente distinto a un movimiento traslacional, que tienen diferentes modos de ocurrir y que han de ser concebidos y

tratados de modo totalmente distinto en muchos casos. Es necesario diferenciar los múltiples modos por los que un talud puede llegar a no cumplir o a un eventual colapso, viendo cada modo como un problema distinto.

A su vez, el hablar de parámetros de resistencia del suelo que forma el talud implica un requisito mínimo en lo que se refiera a la naturaleza de los materiales constitutivos y su disposición, de manera que pueda hablarse de homogeneidad o de una estratificación bien conocida y bien definida. Esta condición suele cumplirse en los terraplenes de las Vías Terrestres, como consecuencia del ejercicio de la capacidad de selección de materiales de los que se ha hablado; Pero muchas veces no se satisface en los cortes y las laderas naturales, debido a la manera con que se disponen los materiales y a las variaciones que en ellos ocurren en corto trecho. Si se combina esto con la imposibilidad que se tiene de realizar una explotación de gran detalle en todo corte o ladera que interese, se llega a la conclusión de que en una buena parte de los cortes y laderas reales será necesario pensar en aplicar racionalmente un método matemático de cálculo que sea representativo del problema en estudio.

Desde luego que habrá caso en que, por su especial importancia, conjugada con condiciones razonables de homogeneidad, convendrá realizar las necesarias exploraciones, muestreo y pruebas de laboratorio que permita definir los parámetros de resistencia para aplicar el método de análisis teórico que sea apropiado, por lo menos con el grado de aproximación suficiente como para permitir un proyecto basado en métodos teóricos en cada corte o terraplén. Dependerán de un grupo de especialistas, con base en estudios exploratorios someros y en técnicas de laboratorio elementales, las recomendaciones de la inclinación de la mayor parte de los cortes y los terraplenes.

Para tener un panorama general del movimiento de las Laderas y Taludes a continuación se presentan los Tipos de fallas más comunes.

En primer lugar, se distinguen los que afectan principalmente las laderas naturales en las que ocurren sobre todo cuando se realizan cortes artificiales.

Los factores de que depende la estabilidad de las masas de tierra se pueden agrupar como se muestra a continuación.

#### Factores de que depende la estabilidad de los taludes en suelo.

- a. Factores geofomológicos.
  - a.1 Topografía de los alrededores y geometría del talud.
  - a.2 Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.
- b. Factores internos
  - b.1 Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.
  - b.2 Estados de esfuerzos actuantes.
- c. Factores climáticos y, concretamente, el agua superficial y subterránea

Al considerarse las diferentes fallas que pueden existir en los taludes naturales y artificiales también será necesario distinguir las que ocurren en suelos residuales, en suelos transportados o en materiales que han sufrido un proceso de compactación durante su puesta de obra.

## A Fallas ligadas a la estabilidad de las laderas naturales

Se agrupan en esta división las fallas que ocurren típicamente en laderas naturales, aun cuando de un modo u otro también pudieran presentarse de manera ocasional en taludes artificiales.

### A.1. Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja de presión de confinamiento (Creep)

Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo y por lo general lento deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. En áreas de la economía del lenguaje se utilizará en lo que sigue la palabra inglesa "Creep" para referirse a ella, si bien eventualmente se podrá usar la expresión "deslizamiento superficial".

El creep suele afectar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento. El creep suele deberse a una combinación de las acciones de las fuerzas de gravedad y de otros

Varios agentes. La velocidad de movimiento ladera debajo de un creep típico puede ser muy baja y rara vez excede de algunos centímetros por año.

En rigor debe hablarse de dos clases de creep, según ha señalado Terzaghi el estacional, que afecta sólo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, sólo se puede atribuir al efecto gravitacional.

El primero, que en mayor o menor grado existe siempre, producirá movimientos que podrán variar con la época del año.

El segundo se manifestará por movimientos prácticamente constantes. El espesor de la capa superficial a la que afecta el creep estacional es sumamente bajo y su dimensión máxima puede estimarse en un metro.

No están claras todavía las causas por las que una ladera natural particular pueda entrar en un creep masivo, a causa de la cual una costra superficial, cuyo espesor puede ser en este caso de varios metros, comienza a moverse lentamente ladera abajo. Se ha hablado de una "resistencia fundamental" que se presentaría un límite tal que, si los esfuerzos actuantes quedan debajo de él la parte superficial de la ladera permanecerá en reposo, y que si los esfuerzos actuantes lo sobrepasan, se producirá el creep masivo. Aparte de ello existirá en el material de la ladera de la resistencia al esfuerzo cortante máxima, en el sentido convencional; si los esfuerzos actuante llegaran a sobrepasar este último valor, se producirá un "deslizamiento de tierras" rápido, del tipo de los que se describen más adelante.

Aun cuando no están del todo definidos los conceptos de resistencia fundamental o las causas del creep, parece cierto que este movimiento se produce bajo niveles de esfuerzos actuantes bajos, muy inferiores a los que corresponden a la máxima resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; esto ha sido establecido por Griggs y por Bishop, quien al realizar pruebas triaxiales drenadas en arcillas comprobó que los esfuerzos necesarios para producir deformaciones muy lentas a largo plazo eran únicamente una fracción de la resistencia máxima de la arcilla. También parece razonable pensar que el mecanismo superficial de estos deslizamientos esté relacionado con la baja resistencia al esfuerzo cortante que tienen los materiales de la ladera en la zona superficial, en la que son muy bajos los esfuerzos normales efectivos actuantes.

Otro mecanismo fundamental, que sin duda debe influir en la generación del creep. Es el que se ilustra en la fig. 5.1.1

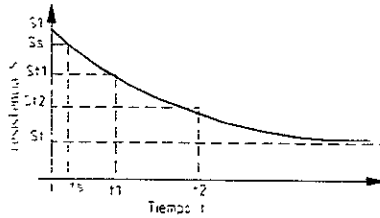


fig. 5.1.1 Evolución de la resistencia de una arcilla sometida a carga bajo el nivel de falla, con el tiempo

La figura muestra la evolución típica de la resistencia de una arcilla cuando se la somete a una carga abajo del nivel de falla y se permite que dicha carga actúe durante largo tiempo. El valor  $S_s$  en la figura correspondería a la resistencia máxima convencional, tal como se obtiene en una prueba triaxial que se realiza en el tiempo  $t_s$ . La disminución de resistencia a largo plazo puede explicarse en términos de la destrucción de los nexos interparticulares que ocurre en la arcilla como consecuencia de la deformación bajo los esfuerzos cortantes actuantes. En una ladera natural se cumplen tanto la condición de la existencia de un estado de esfuerzos actuante, como la de que dichos esfuerzos actúen durante muy largo tiempo; esto explicaría el abatimiento de la resistencia en el material de la ladera, aun por abajo de niveles de esfuerzos bajos, de tipo de los reportados por Griggs y Bishop.

Como ya se ha dicho, con frecuencia el creep afecta a grandes extensiones de terreno en declive. Como quiera que no se conoce un método seguro para detenerlo una vez que se inicia, se comprende la importancia que para el ingeniero tiene su localización oportuna, desde los primeros estudios de campo que se hagan para iniciar el proyecto o en la etapa del anteproyecto. Por eso es fundamental importancia considerar cuales son los signos exteriores del fenómeno que el ingeniero puede advertir fig.5.1.2

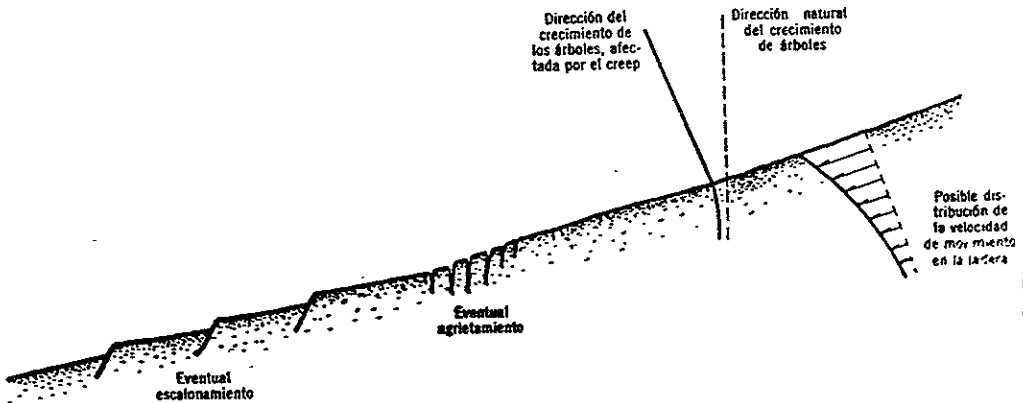


fig.5.1.2 Signos del deslizamiento superficial.

Es lógico pensar que la velocidad de movimiento de la ladera sea máxima en la superficie y vaya disminuyendo hacia el interior, donde aumentan las restricciones al movimiento. Este hecho, del que existe amplia evidencia experimental, se refleja por una inclinación de los árboles, postes y otros elementos similares, los que adaptan una posición perpendicular a la

ladera, en vez de la natural, vertical. Este es un signo ominoso que habrá que buscar siempre que se explore una ladera natural. Además, es obvio que han de reflejarse en el movimiento todas las heterogeneidades que existan en la zona superficial de la ladera, las cuales crearán diferencias en la velocidad del movimiento que, a su vez será causa de agrietamientos, escalonamientos, rotura de muros, de bardas de cualesquiera estructuras longitudinales que puedan existir.

Todos estos signos exteriores ayudan a localizar creep, pero el auxilio más importante en este aspecto proviene, una vez más, del uso sistemático y cuidadoso de los pares de aerofotografías y de su fotointerpretación. Aun para ojos no muy avanzados, el creep resalta fácilmente durante estos estudios por la peculiar configuración que adquiere la ladera esta deslizándose, similar al aspecto de un líquido muy viscoso en movimiento. Es difícil que aun la vegetación y otros inconvenientes de la simple explotación superficial alcancen a disimular el fenómeno en la fotografía aérea vista con estereoscopio.

#### Fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa, generalmente relacionadas con perfiles geológicos desfavorables.

Las fallas que se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo. Este tipo de fallas quizá es típico de laderas naturales en depósitos de talud en otras formaciones análogas en cuanto a su origen geológico, formadas por materiales bastante heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales. Muchas veces aparecen en el contacto de estos depósitos con otros subyacentes, más firmes. En tales condiciones, ha de pensarse que la ladera se formó con una inclinación que no puede exceder mucho la de equilibrio crítico y por ello es lógico pensar que en el interior de la masa existan fuertes tendencias al deslizamiento, que se traducirán en deformaciones importantes de los suelos afectados. Dado el largo tiempo que tales esfuerzos gravitacionales actúan en los materiales del interior de la ladera, la resistencia al esfuerzo cortante podrá degradarse por procesos de deformación acumulativa y en ciertas zonas dentro de la ladera se desarrollarán estados de creep profundo, en el sentido utilizado por Goldstein y Rer – Stepanian, según estos autores, se desarrollan estados de deformación continua muy lenta en aquellas zonas del interior de la ladera en que existan concentraciones locales de esfuerzos cortantes.

En tales condiciones, la ladera puede deformarse durante largo tiempo, hasta que, eventualmente, tal acumulación de deformación produzca la ruptura del suelo y la formación de una superficie de falla generalizada en el interior de la propia ladera. Se puede pensar que la degradación de la resistencia por deformación fig.5.1.2 desempeñe un papel importante en el mecanismo de formación de la superficie de falla así como los efectos de falla progresivos pues es lógico que la ruptura se produzca primeramente en las zonas de mayor concentración de esfuerzos actuantes, ocasionándose redistribuciones de éstos y la propagación de la propia superficie de falla.

Una vez producida la superficie de falla podrá ocurrir un deslizamiento rápido de las masas afectadas o la tierra sobre la superficie de falla podrá permanecer en su posición, desde

luego un estado no muy alejado del equilibrio límite o crítico. En ello dependerá, primordialmente, de la inclinación de la superficie de falla formada y, en menor grado, de las restricciones que creen al deslizamiento las heterogeneidades e irregulares de forma y materiales que puedan existir a lo largo de la superficie de falla

La fig 5.1.3 muestra una falla real del tipo descrito. Se trata de un gran deslizamiento de masas no consolidadas de depósitos de talud situados sobre las formaciones de roca arenisca muy sana.

La inclinación media de la superficie de falla es unos  $15^\circ$ , siendo quizá  $13^\circ$  el valor que se pueda atribuir al ángulo de resistencia residual de los depósitos de talud.

El nivel freático y en general a la presencia de agua en los materiales en la proximidad de la superficie de falla desempeñan en papel fundamental en la estabilidad y, de hecho, hacen algo más complejo el mecanismo que se ha descrito para la generación de estas fallas.

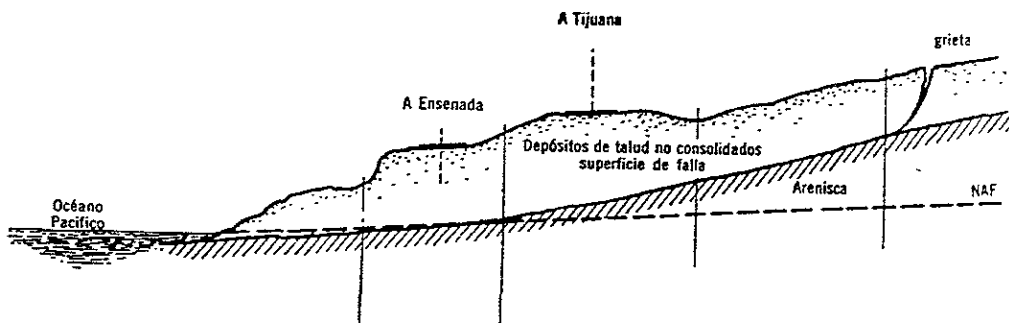


fig.5.1.3 Superficie de falla formada en una ladera natural.

### Flujos.

Se refiere este tipo de falla a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un líquido viscoso. La superficie de deslizamiento o no es distinguible o se desarrolla durante un lapso relativamente breve; es también frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico.

En el material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así y el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas; son frecuentes los flujos en lodo.

Los flujos se dividirán en dos grandes grupos, según resulte preponderante o no en su generación el agua contenida por los materiales envueltos en el fenómeno. Así, se distinguirá el flujo en materiales relativamente secos y el flujo en materiales húmedo, o el caso extremo de flujo de lodos.

### Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes artificiales.

#### Falla rotacional.

Se describen ahora los movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y a que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamiento a lo largo de una

superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud, interesando o no al terreno de cimentación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando la zona de su futuro desarrollo actúa esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material, por el momento, basta decir que la resistencia que se supone superada al producirse una falla rotacional es generalmente la resistencia máxima. Así pues, en el interior del talud existe un estado de esfuerzos cortantes que vence en forma más o menos rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual se produce la falla. Estos movimientos son típicos de los cortes y los terraplenes de una vía terrestre.

No se excluye la posibilidad de que existan fenómenos de creep profundo en la fase inicial de una falla de esta naturaleza, pero su importancia práctica será ahora más pequeña. De hecho, se puede afirmar que aun los deslizamientos más rápidos de tierra van siempre precedidos de movimientos, agrietamientos y, en general, de señales de que la relación esfuerzo – resistencia está evolucionando desfavorablemente en el interior del talud. En este sentido, es típica la formación de grietas en la corona del talud.

En cambio, es probable que en el desarrollo de estas fallas desempeñen un papel muy importante los mecanismos de falla progresiva que puedan tener lugar a lo largo de la futura superficie de deslizamiento.

Las fallas del tipo rotacional pueden producirse a lo largo de superficies de fallas identificables con superficies cilíndrica o concoidales cuya traza con el plano del papel sé aun arco de circunferencia (por lo menos con razonable aproximación, la cual, como se verá resulta muy conveniente en el momento en que se desee establecer algún modelo matemático de la falla, que permita un cálculo numérico) o pueden adoptar formas algo diferentes, en las que por lo general influyen la secuencia geológica local, el perfil stratigráfico y la naturaleza de materiales.

Desde luego las fallas rotacionales de forma circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor (hablando sólo del mismo, sin considerar el terreno de cimentación) cuando más escarpado sea aquél. Aunque se asocian las fallas rotacionales circulares con los cortes y terraplenes, son también comunes las laderas naturales de materiales homogéneos y finos (muchas veces en las formadas por arcillas sobre consolidadas); cuando las laderas son muy tendidas, las superficies de falla pueden desarrollarse con poca profundidad, parte de la fig.5.1.4. Las fallas rotacionales circulares pueden ser de cuerpo de talud o de base; las primeras se desarrollan sin interesar al terreno de cimentación, en tanto que las segundas se desarrollan parcialmente en él.



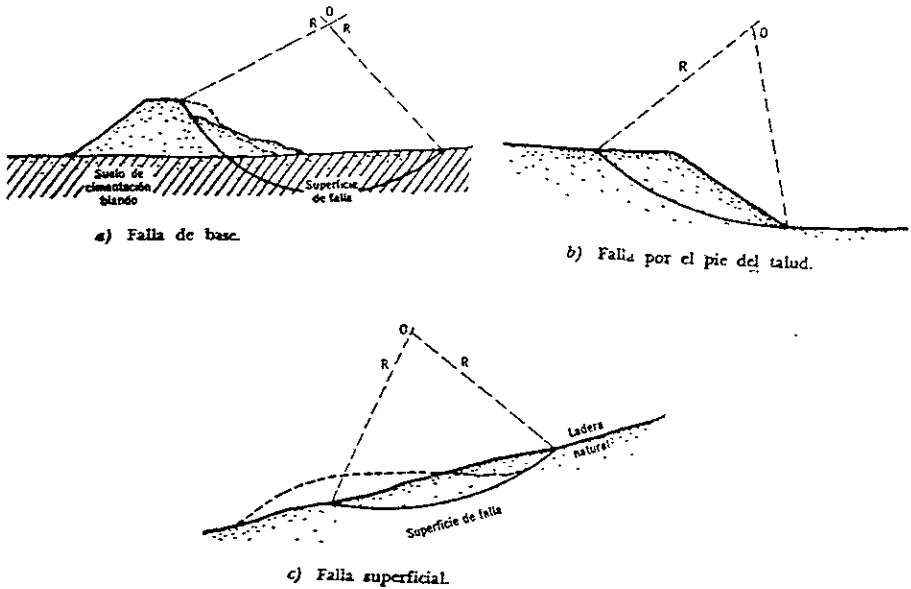


fig 5.1.4 Fallas rotacionales sección típica.

Al ocurrir una falla circular se puede afectar una masa muy ancha, en comparación con las dimensiones generales de la falla, en cuyo caso dan lugar a verdaderas superficies cilíndricas, o pueden ocurrir en forma conoidal, con un ancho pequeño comparado con su longitud fig.5.1.5. En esta figura se muestra también una perspectiva de una falla típica, la que se aprovecha para introducir la nomenclatura usual.

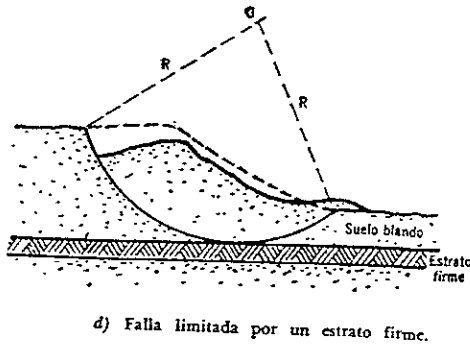


fig.5.1.5 Falla limitada por un estrato firme

Las fallas rotacionales de forma distinta a la circular típica parecen estar asociadas sobre todo a arcillas sobre consolidadas, que se presentan en taludes no homogéneos, por diferencias en la meteorización, por influencia de la estratificación o por otras causas que se reflejen en

discontinuidades o en desorden estructural en el talud. Son, por lo tanto, típicas de cortes. Ocurren siempre acompañadas de gran fragmentación de los materiales involucrados.

La fórmula de la superficie de falla, que es siempre curva en estos casos, sólo idealmente se puede considerar circular o formada por lo menos en parte por arcos de circunferencia, tal como hasta ahora se ha mencionado. En realidad está influida por fallas, juntas, contactos y otras discontinuidades de los materiales. Este hecho es especialmente notable en suelos residuales.

Producido el deslizamiento, la cabeza de la falla puede presentar taludes casi verticales, por lo que tenderán a producirse nuevas fallas, y este mismo efecto se presenta a veces en los costados de la falla.

### Falla Translacional.

Estas fallas por lo general consisten en movimientos translacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por dos cantiles, por lo general formados por agrietamiento.

Los estratos débiles que fomentan estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limpias no plásticas sueltas. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias en la región.

Las fallas del material en bloque parte a de la fig. 5.1.6 muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en adición al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial parte c de la fig. 5.1.6 son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos producto de meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión.

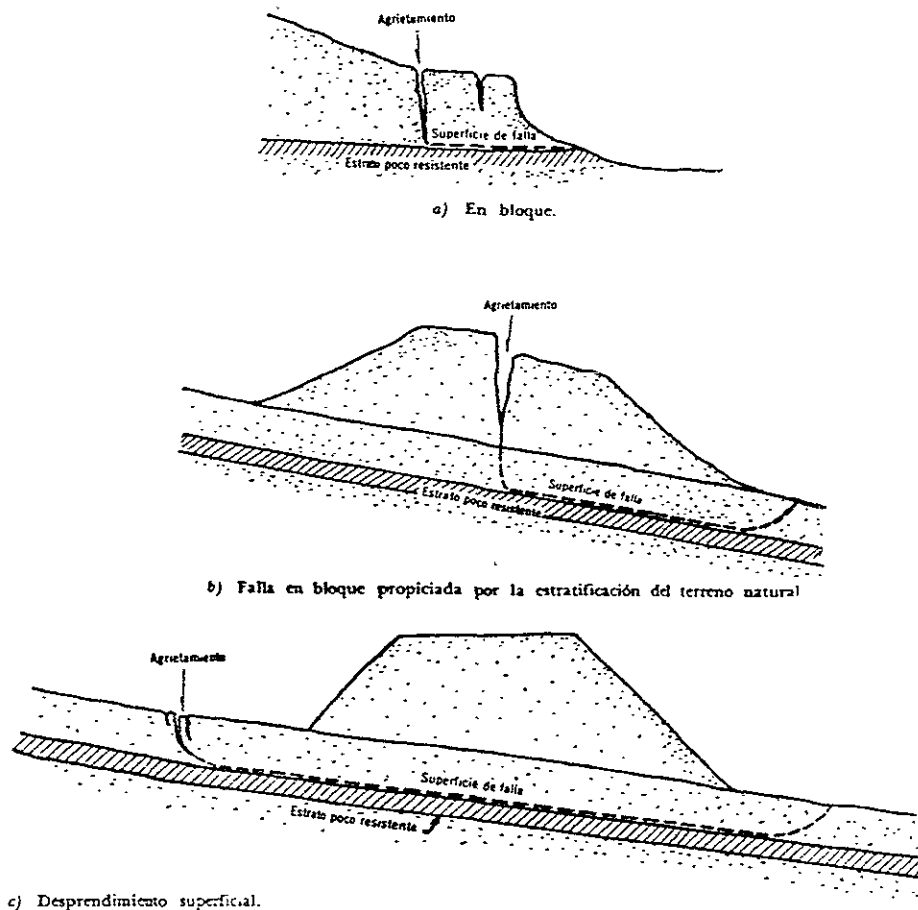


fig.5.1.6 Fallas traslacionales.

### Fallas con superficie compuesta.

Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuestas en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares.

En general, estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud. La falla que se muestra en la parte b de la fig.5.1.7 se puede considerar de este tipo o simplemente circular. En general, es el predominio de las partes circulares o planas el que sirve para clasificar la falla como rotacional y traslacional, quedando la categoría de falla compuesta para los casos en que ambas curvas se reparten más o menos por igual.

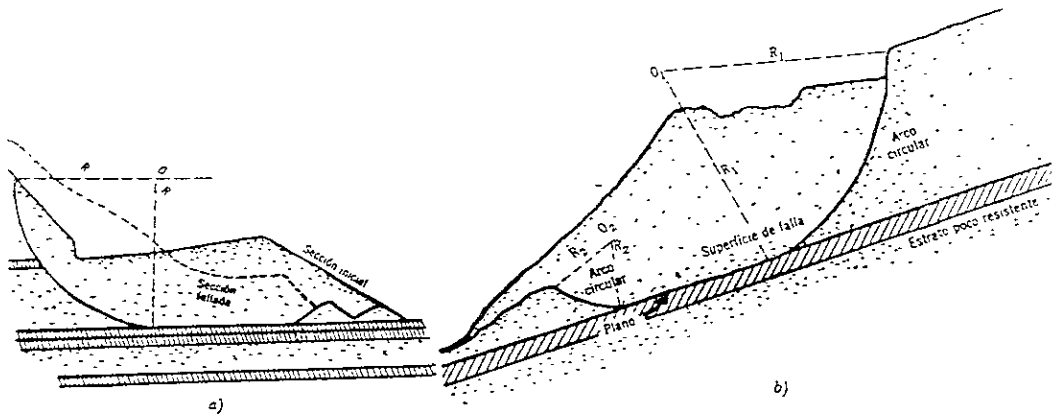


fig.5.1.7 Fallas compuestas

En general, cuando menor sea la profundidad a que la profundidad aparezca (fallas, juntas, un estrato débil, etc) mayor será la componente traslacional en la falla.

Las fallas compuestas suelen producir la distorsión de los materiales que es típica de las fallas circulares

### Fallas múltiples

Las fallas que se producen con varias superficies de deslizamiento, sean simultáneas o en rápida sucesión. Conviene distinguir las fallas sucesivas y regresivas fig.5.1.8. Ambas son comunes en laderas naturales en las que se practica un corte

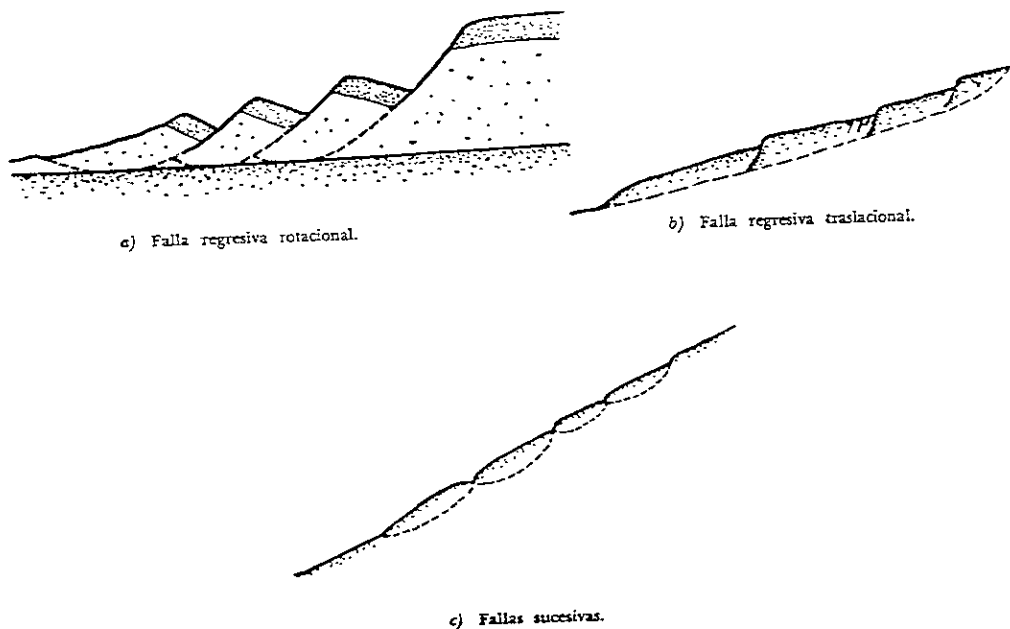


fig.5.1.8 Fallas múltiples.

Las fallas rotacionales regresivas se forman a partir de una primera (la situada más ladera abajo), por la inestabilidad en que sucesivamente caen quedando las zonas de cabeza de cada falla que se forma. Todas las superficies de falla suelen concurrir a una superficie fundamental. Pueden existir de tipo rotacional o traslacional, partes a y b de la fig.5.1.8.

Las fallas rotacionales regresivas ocurren con frecuencia en regiones de topografía movida o escalonada, en que existan importantes fenómenos de erosión, especialmente si existen estratos gruesos de arcillas sobre consolidadas, fisuradas o de lutitas, sobreyacidos por espesores grandes de roca o suelos firmes.

Las fallas traslacionales regresivas ocurren en capas superficiales y muchas veces también se asocian a arcillas fisuradas y lutitas. Parece que cuanto más cohesivo sea el material menos unidades tienden a formarse en la masa deslizante. Las fallas sucesivas parte c de fig.5.1.8 suelen consistir en un conjunto de deslizamiento rotacionales superficiales. Son características de las últimas etapas de degradación en laderas de arcilla sobreconsolidada o fisurada (como la arcilla de Londres, en la que se forman en laderas con inclinaciones hasta de 8°). A veces las fallas forman un escalonamiento sumamente regular.

### Derrumbes y caídos.

Estas fallas son típicas tanto de las laderas naturales como de los cortes practicados en aquellas. A veces suceden también en otros lugares fuera de las vías terrestres propiamente dichas, pero ejerciendo cierta influencia sobre éstas; tal, por ejemplo, es el caso de los derrumbes que pueden ocurrir en la orilla de un río, como consecuencia de la erosión de la corriente.

Por lo general consiste en desprendimientos locales de no muy grande volumen, aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que deben clasificar como derrumbes. En estas fallas no puede hablarse de una superficie de deslizamiento, y el desprendimiento suele estar predeterminado por las discontinuidades y fisuras preexistentes. Suele suceder que éstas se abran al construirse el corte y que su frente quede sin el anterior confinamiento lateral. Lo que da ocasión a que se aflojen los fragmentos, actúen presiones hidrostáticas del agua acumulada y otros efectos indeseables.

### Estabilidad de Taludes en Roca Intemperizada.

Entre otros problemas de estabilidad que surge al realizar cortes en roca para urbanizar terrenos en zonas donde la topografía así lo requiere. Es objeto de esta intervención citar brevemente los problemas de estabilidad que con mayor frecuencia se presentan en taludes artificiales (cortes) en roca, así como los métodos de análisis y prácticas usuales para mejorar su estabilidad

La inestabilidad de un talud de roca se manifiesta como un deslizamiento, es decir, el movimiento descendente de una masa de roca. Las velocidades con que producen por lo general estos deslizamientos varían rápidamente de casi cero, a valores de por lo menos 30 cm por hora. Un movimiento similar, pero a una velocidad imperceptible (30 cm por década) se llama "creep". Como por definición, talud es una frontera inclinada cuya finalidad es la de proporcionar una transición entre dos puntos a diferentes elevaciones, siempre existen fuerzas actuantes que tienden a causar movimientos de la masa, de las partes altas hacia las partes bajas; la gravedad es la más importante de las fuerzas que actúan en la dirección del movimiento probable.

Las causas más comunes y obvias para provocar un deslizamiento son la remoción del pie de un talud o una sobrecarga en la orilla de la parte alta del mismo.

Estas dos causas provocan un incremento en la magnitud del esfuerzo cortante dentro de la masa de la roca, ello producirá un movimiento de ésta, a menos que la resistencia al corte en cada superficie para soportar estos esfuerzos cortantes. En otras palabras, cuando las fuerzas que generan el movimiento de la masa de roca resultan mayores que aquellas que lo resisten, entonces ocurrirá la falla del talud. La seguridad que presenta una masa de roca contra la falla o deslizamiento se conoce como su "estabilidad" y el factor de seguridad es la relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes fig.5.1.9

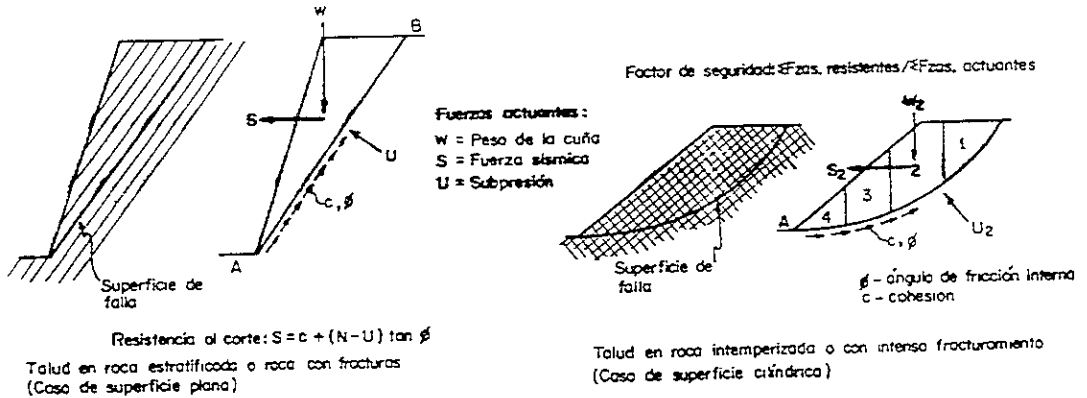


fig.5.1.9

Si la falta de un talud se presenta algún tiempo después de la construcción del mismo, el deslizamiento se puede adscribir a alguna causa interna que reduzca la resistencia al corte de la masa de roca o bien por el incremento de las fuerzas externas debidas al efecto de un sismo, una sobrecarga (empuje hidrostático) u otros.

Una de las principales condiciones que favorecen la creación de deslizamientos son los cambios en el nivel freático y la estructura de la roca.

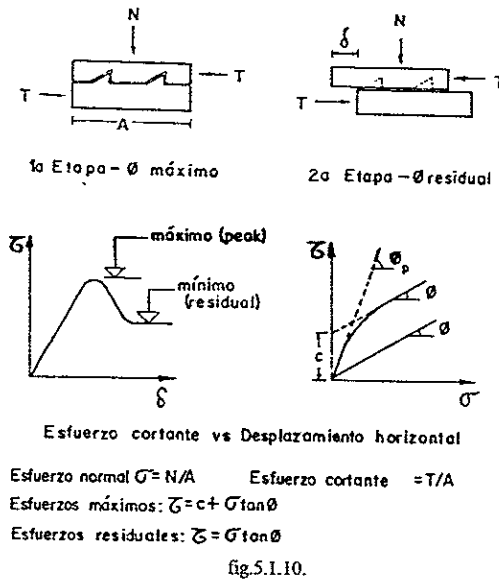
Los deslizamientos debidos a las condiciones del nivel freático ocurren por lo general en las temporadas de lluvias y deshielos. Al elevarse el nivel freático aumenta la carga piezométrica ( $hw$ ) y las fuerzas resistentes ( $N \tan \phi$ ) decrecen, como puede observarse en la expresión de la resistencia al corte,  $s$ , por unidad de área,  $s = (p - hw) \tan \phi$  (2). También, la acción prolongada de la lluvia puede provocar que se reblandezcan las arcillas y lutitas intemperizadas que puedan existir entre los estratos creando planos de debilidad y al mismo tiempo se incrementan el peso del material afectado. Las lluvias intensas pueden provocar la erosión de la vegetación y por ende la del pie del talud. Como la resistencia al deslizamiento no se debe únicamente a la fricción, sino que en ocasiones también a la cementación de los minerales que forman una capa de contacto, la resistencia al corte debido a esta cementación puede reducirse gradualmente por intemperismo progresivo.

La estructura de la roca es determinante por varios factores. Rocas estratificadas con echados hacia la parte baja del talud, y pero aún con horizontes de lutita o arcilla, constituyen condiciones favorables para que se produzcan deslizamientos; la presencia de fracturas, especialmente en formaciones estratificadas, producen deslizamientos durante las temporadas de lluvias y con frecuencia se renuevan movimientos en antiguos planos de falla.

Para estimar el factor de seguridad de algún talud en roca intemperizada, se tienen métodos de análisis bidimensionales en los que se suponen dos tipos de superficie de falla (fig.5.1.9): una, plana en el caso de rocas estratificadas y otra cilíndrica en el caso de roca intensamente fracturada o intemperizada. Para estos casos es válido aplicar los criterios empleados en mecánica de suelos: método sueco (superficie de falla circular, el deslizamiento involucra una gran cantidad de planos de debilidad con diferentes orientaciones, se deberá analizar como un sistema tridimensional.

Para poder realizar los análisis de estabilidad citados, deberá determinarse la resistencia al esfuerzo cortante, mediante pruebas de campo o de laboratorio. En cualquiera de estos dos tipos de pruebas se obtiene la relación entre las fuerzas normal  $N$  y las tangenciales o cortantes  $T$ .

En una prueba de corte directo se obtienen los valores del esfuerzo cortante, el máximo (peak) y el mínimo (residual). Al realizar varias pruebas para valores diferentes del esfuerzo normal, se obtiene la envolvente de Mohr para esfuerzos máximos y mínimos como se indica en la fig.5.1.10.



Un criterio a seguir para la selección del valor de la resistencia al esfuerzo cortante, es el siguiente:

Si el material que rellena el contacto entre la roca es arcilloso, se utiliza la expresión para esfuerzos residuales.

Si la superficie es irregular y el ángulo de las irregularidades ( $i$ ) es mayor que el ángulo de deslizamiento ( $\beta$ ), entonces se toma el valor de  $\theta$  para el peak ( $\theta_p$ ); en caso contrario, se toma el valor de ( $\theta$ ) residual; fig.5.1.11.

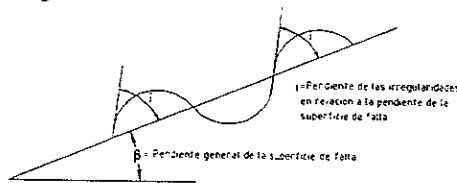
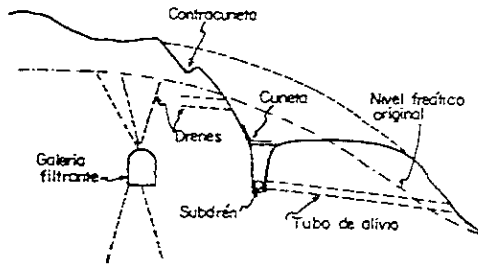


fig.5.1.11

Como todos los tipos de deslizamiento están ligados a la geología local, el ingeniero la deberá estudiar con detalle y discutirla con un geólogo para que permita evitar, si es posible, la localización de una estructura en donde la ejecución de cortes provoquen deslizamientos. o bien, recomendar medidas preventivas apropiadas.

Como ya se menciono, la resistencia al esfuerzo cortante depende de las fuerzas normales, de modo que cuando existe presión hidrostática, o subpresión la fuerza normal disminuye y por consiguiente la fuerza cortante resistente. De acuerdo con lo anterior, se comprende la importancia del drenaje en la estabilidad de taludes. Los medios más usuales para drenar una masa de roca se indican en la fig.5.1.12.

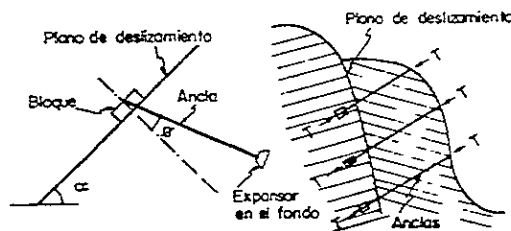


#### DRENAJE EN TALUDES

fig 5.1.12

En ocasiones se requiere el uso de anclas para garantizar la estabilidad de taludes en roca. Las anclas pueden ser de fricción o de tensión.

Las anclas de fricción son barras de acero que se introducen dentro de perforaciones llenas con mortero; son muy usuales por la facilidad de su colocación y buena eficiencia de su colocación y buena eficiencia si se colocan debidamente. En la fig.5.1.13 se muestra el uso de este tipo de anclas.



#### ANCLAS DE TENSION

fig 5.1.13



Si se usan anclas de tensión conveniente que no sean perpendiculares al plano de deslizamiento, sino que tengan, además, una componente tangencial resistente. Algunos autores recomiendan emplear un ángulo del orden de  $\alpha=35^\circ$  con la normal al plano de falla.

En la fig.5.1.15 se muestra los taludes que se acostumbran emplear en la realización de cortes y que nos servirán únicamente para tener un valor numérico del ángulo que podrá tener un corte de roca. Con frecuencia se relaciona el ángulo del "talud estable" con la calidad de roca, vgr un talud 1:6 o 1:4 (relación horizontal vertical) se podría especificar a "roca sana"; un talud de 1:2 para una "roca fracturada" y un talud 1:2 a 1:1 para "roca intemperizada". Las bases para esta selección del "talud estable" son fundamentalmente empíricas, y deberán complementarse con el estudio detallado del comportamiento de otros cortes en la zona en cuestión y desde luego con el análisis numérico correspondiente. Siempre resulta de gran utilidad de protección el realizar el corte dejando bermas, ya que en éstas se depositarán los caídos eventuales que se tengan en las partes altas del corte y su geometría facilita la construcción de cunetas.

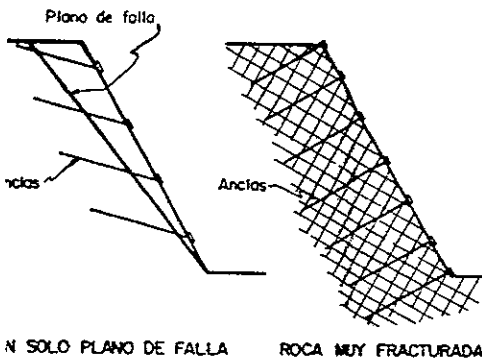


fig.5.1.14 Anclas de fricción.

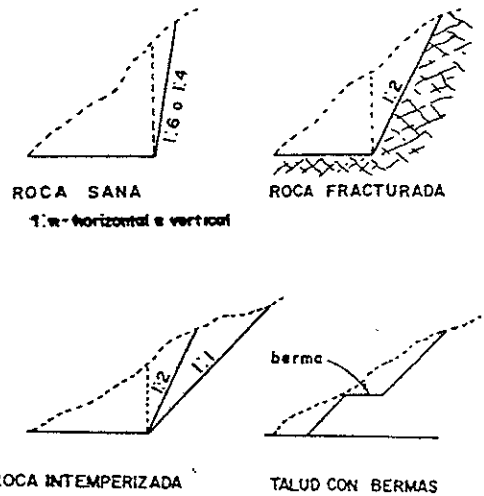


fig.5.1.15

La consecución de taludes estables debe basarse en análisis apoyados en observaciones cuidadosas de las condiciones estructurales del terreno, ya que la heterogeneidad de los depósitos exige una definición adecuada de los mecanismos posibles de falla. Los análisis teóricos, y el reconocimiento del terreno debe efectuarse con mucho criterio basado en la experiencia propia o escrita.

Algunas medidas precautorias que deben tomarse en cuenta para lograr estabilidad de estos cortes pueden implicar la utilización de muros de contención, anclas, mallas de acero integradas a los anclajes e inclusive revestimientos del tipo del concreto lanzado, o bien recurrir a la construcción de taludes con menor pendiente.

Es importante mencionar que muchos de estos cortes se efectúan en calles de tránsito frecuentes de vehículos y peatones, ubicándose inclusive construcciones en la proximidad de su hombro, por lo que pueden ser causa de accidentes si no se cuenta con la seguridad adecuada

### Taludes en Detritus.

El término *detritus* se refiere a una acumulación suelta de trozos relativamente sanos de roca, mezclados con otros completamente alterados. Los detritus se presenta como un manto que cubre un talud suave de roca, en cuyo caso adquieren espesores de hasta unos 6 metros, o bien formando un talud al pie de barrancos rocosos empinados.

En estado seco o permanentemente drenados, todo el detritus suelen ser muy estables, pudiendo adquirir taludes normales sin originar dificultad alguna. Por ejemplo, taludes de una inclinación 1:1 son comunes, sin que su estabilidad sea puesto en peligro por los periodos muy lluviosos que se producen de vez en cuando. Sin embargo, hay excepciones notables a esta regla. Los detritus derivados de ciertos tipos de rocas son afectado en forma tan profunda por la saturación, que comienzan a moverse, aun sobre taludes suaves, tan pronto como el grado de saturación alcanza un cierto valor.

Las características de estos escurrimientos indican que se producen como consecuencia de la transferencia temporaria del peso de la masa deslizante, que se transmite normalmente por los puntos de contacto entre los elementos sólidos, al agua de los poros, proceso que es idéntico al que produce la licuación de las arenas acuíferas sueltas. Sin embargo, la estructura del detritus, a diferencia de la de la arena suelta, no es sensible a los choques, de modo que la transferencia del peso es debida a causas distintas.

La forma más efectiva par prevenir los deslizamientos en taludes suaves de detritus, consiste en un drenaje adecuado. Sin embargo, y dado que en general la capa de detritus es de poco espesor (véase fig.5 1 16), los escurrimientos lentos de detritus pueden detenerse hincando pilotes en la masa que se mueve hasta penetrar la base firme. Usualmente, se hincan varias filas de pilotes, dispuestas en ángulo recto con la dirección del movimiento.

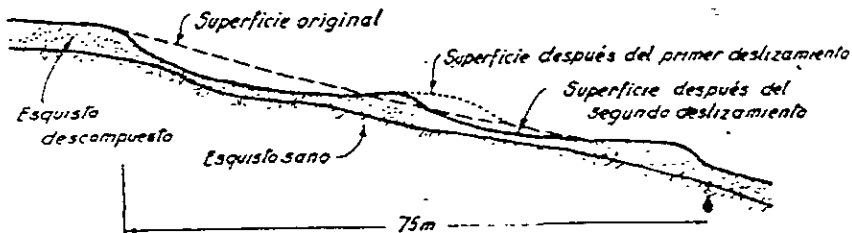


fig.5 1.16 Perfil de un deslizamiento doble en detritus.

### Estabilidad de Taludes y de Desmontes en Arena.

Cualquiera sea el tipo de arena, si está permanentemente por encima del nivel del agua, puede considerarse como terreno estable en el cual se pueden cortar, sin peligro, desmontes con taludes normales. Las arenas densas y medianamente densas situadas bajo agua sin igualmente estables. Sólo se producen deslizamientos en arenas sueltas saturadas, como consecuencia de la

licuación espontánea. La alteración requerida para iniciar un deslizamiento en arena puede tener origen en un choque o bien en un cambio rápido del nivel del agua. Una vez incido el movimiento, la arena fluye consigo fuese en líquido y no se detiene hasta que la inclinación del talud se hace menor de  $10^\circ$ .

La fig.5.1.17 muestra una sección longitudinal de uno de estos deslizamientos por expansión, en el que la inclinación final de la superficie llegó a ser menor de  $5^\circ$ . En un deslizamiento ocurrido en Borssele en 1874, la cantidad de suelo en movimiento alcanzó casi a 2,000,000 m<sup>3</sup>.

Como los deslizamientos de este tipo sólo ocurren cuando la arena es muy suelta, aumentando su densidad puede reducirse la tendencia a deslizar, lo que, a su vez, puede llevarse a cabo de varias maneras, como ser, hincando pilotes o haciendo estallar pequeñas cargas de pólvora en muchos puntos de su masa.

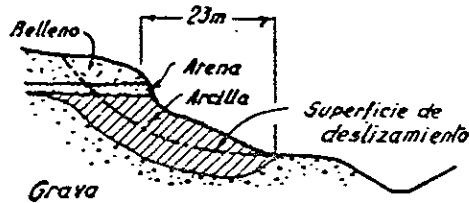


fig 5.1.17 Sección a través de un deslizamiento, por un círculo de pie, en arcilla blanda.

### Estabilidad de desmontes en loess.

El loess verdadero es un suelo eólico cohesivo con un tamaño efectivo comprendido entre unos 0,02 y 0,006 milímetros y un bajo coeficiente de uniformidad. Consiste principalmente en granos angulares y subangulares de cuarzo que se hallan levemente cementados. Además, siempre contiene una red intrincada de agujeros, más o menos verticales, dejados por antiguas raíces. La cohesión del loess se debe a películas delgadas de material cementadas parcialmente solubles que cubren las paredes de los agujeros dejados por las raíces. Como los agujeros de raíces son con predominio vertical, el loess tiene una tendencia a romper partiéndose según superficies verticales; y además su permeabilidad en sentido vertical es mucho mayor que en el sentido horizontal. Su porosidad puede alcanzar hasta el 52%.

Cuando el loess se halla situado en forma permanente por encima del nivel del agua, es un suelo muy estable, si se exceptúa el hecho que es fácilmente erosionable. Si por el contrario, se halla permanentemente sumergido, el loess suele ser muy inestable debido a su gran porosidad y a la acción disolvente del agua. El agua disuelve las sustancias cementadas y transforma el loess en una masa de material casi sin cohesión que no es estable, a menos que su porosidad sea menor del 47 %.

### Deslizamientos en arcilla blanda homogénea.

Si los taludes de un desmonte excavado en una espesa capa de arcilla blanda se ejecutan con una inclinación normal de 1,5:1, hay muchas probabilidades de que, antes de que el desmonte alcance una profundidad de 3 m se produzca su derrumbe. Dicho derrumbe tiene las características de una rotura por la base asociada con un levantamiento del fondo de la excavación. Si el estrato de arcillas se halla situado debajo de sedimentos estables, o si tiene una

costra dura, el levantamiento del fondo se produce cuando la excavación se acerca al material blando.

#### Deslizamiento en arcillas resistentes

Casi todas las arcillas muy resistentes se hallan debilitadas por una red de fisuras capilares. Si dichas fisuras dividen la arcilla en fragmentos pequeños, de menos de 2 a 3 cm de lado, un talud practicado en la misma puede tomarse inestable durante su construcción o poco tiempo después. Si, por el contrario, la distancia entre fisuras es mayor, la rotura no suele producirse sino después de muchos años de haberse construido el desmonte.

Cuando se tiene que estabilizar un desmonte en un suelo de este tipo, hasta ahora no hay otro remedio que reducir la inclinación del talud. Los intentos realizados para evitar o detener los movimientos recurriendo al drenaje o inyección de cemento ha llevado a fracasos.

Las concepciones actuales relativas a este proceso de debilitamiento se hallan filtrada en la fig. 5.1 18. Antes de excavar, la arcilla es muy rígida y las fisuras se hallan completamente cerradas. La reducción de tensiones originada por la excavación, produce una expansión de la arcilla y lagunas de las fisuras se abren. El agua entra entonces y ablanda la arcilla de las caras de estas fisuras hasta que los trozos se desintegran y la masa se transforma en una matriz blanda que contiene fragmentos duros. Cuando por este proceso la resistencia al corte de la arcilla debilitada deviene demasiado pequeña para contrarrestar la fuerza de la gravedad, se origina un deslizamiento.



fig. 5.1 18 Sección a través de la masa de una arcilla resistente fisurada. a) fisuras viejas, cerradas antes de que una excavación disminuya la tensión a que está sometida la arcilla; b) con la disminución de tensión, las fisuras se abren y el agua, al circular por las mismas ablandan la arcilla de sus paredes.

Para evitar los movimientos en las zonas de peligro se han utilizado también con éxito drenes rígidos, consistentes en muro de mampostería en seco, instalados en zanjas dispuestas transversalmente al desmonte siguiendo el talud, y distanciadas entre sí de 4,50 m a 6,00 metros. Las zanjas se excavan hasta una profundidad algo mayor de aquella en que se ha ablandado la arcilla. Un muro al pie de concreto sostiene el extremo inferior de todos estos muros transversales. El efecto beneficioso de este tipo de construcción se asigna comúnmente a la acción de drenes que ejercen los muros, pero es mucho más probable que la función principal de los mismos sea la de transferir por fricción parte del peso de la masa inestable de arcilla al muro de pie.

#### Estabilidad de taludes en arcillas que contienen capas o bolsones de arena acuífera.

En lo que antecede hemos considerado solamente la estabilidad de suelos más o menos homogéneos. Las funciones más importantes de suelos no homogéneos son los depósitos estratificados consistentes en capas alternadas de arena y de arcilla, y las masas de suelos cohesivos que contienen lentes irregulares o bolsones de arena o de limo.

Comúnmente, en un manto compuesto de capas alternadas de arcilla y de arena o de limo grueso, por lo menos algunas de estas últimas capas son acuíferas, durante una parte o durante todo el año, y, si se ejecuta un desmonte, los taludes exudan el agua en varios puntos o a lo largo de varias líneas situadas a distinto nivel. Los taludes que presentan estas características se denominan taludes húmedos y requieren que se les preste un cuidado especial, sobre todo si los estratos tienen pendiente hacia el talud.

Las masas de suelos cohesivos que contienen lentes irregulares o bolsones de suelos no cohesivos, son comunes en las regiones de antigua glaciación, donde los sedimentos depositados por el deshielo de glaciares fueron luego deformados por el empuje producido por el nuevo avance temporario de los hielos. Se han encontrado también en el lugar de viejos deslizamientos ocurridos en masa estratificados de arena y arcilla:

Como la fuente de inestabilidad se halla en la presión del agua encerrada en los bolsones de arena, los taludes pueden estabilizarse construyendo galerías de drenaje. Sin embargo, el perfil geológico suele ser muy irregular y no se puede tomar una decisión con respecto al esparcimiento de los drenes hasta después de haber investigado cuidadosamente el subsuelo o las condiciones de hidráulicas promedio de perforaciones, ensayos y determinaciones periódicas del nivel de la napa. Esto último requiere la instalación de pozos de observación en puntos estratégicos. Una vez drenado, el terreno suele tomarse tan estable que permite la ejecución de desmontes con taludes normales.

### Deslizamientos repentinos de taludes en arcilla.

Se ha visto que las roturas de taludes por deslizamientos repentinos tienden a producirse en ciclos, con períodos de máxima frecuencia separados por intervalos más o menos regulares. Es característico de este tipo de rotura, que un talud suave en arcilla que ha permanecido estable durante décadas, o aun siglos, se deslicen de repente por extensión a lo largo de un ancho frente. Al mismo tiempo, el terreno situado frente al deslizamiento se levanta en una distancia considerable, a partir del pie del talud. Al estudiar estos fenómenos, se ha encontrado invariablemente que el deslizamiento se produce siguiendo una superficie situada a una profundidad considerable, a contar desde el pie del talud, y que dicha superficie corre a lo largo del plano de separación entre la arcilla y un manto inferior acuífero, o bien una simple capota de arena o de limo. Las causas probables de estos deslizamientos repentinos, y con frecuencia catastróficos, vienen ilustradas en la fig.5.1.18.

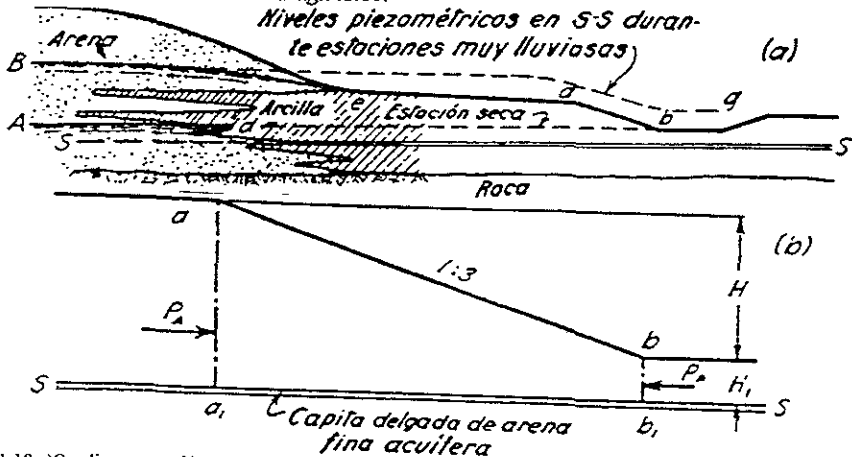


fig.5.1.19 a) Condiciones geológicas que encierran el peligro de una rotura del talud por expansión, b) diagrama de las fuerzas que actúan en el suelo por debajo del talud ab

La diferencia entre los deslizamientos comunes, que se producen por deficiencia de cohesión en la arcilla, y los deslizamientos por extensión, se aprecian en la fig.5.1.19 a y b. En contraste con los deslizamientos del tipo a, los del tipo b se producen de repente. Es probable que ni siquiera vayan precedidos de movimientos perceptibles de la masa de suelo en proceso de sufrir unos deslizamientos, pues la superficie débil no se halla situada dentro de la masa de arcilla, sino en la zona de separación entre ésta y su base. Además, la altura crítica de taludes en arcilla homogénea depende sólo del ángulo del talud y de la cohesión media  $c$ , mientras que la altura crítica de taludes en arcilla situada encima de estratos o capas de suelo no cohesivo depende en gran parte de la presión del agua de los poros de las capas no cohesivas.

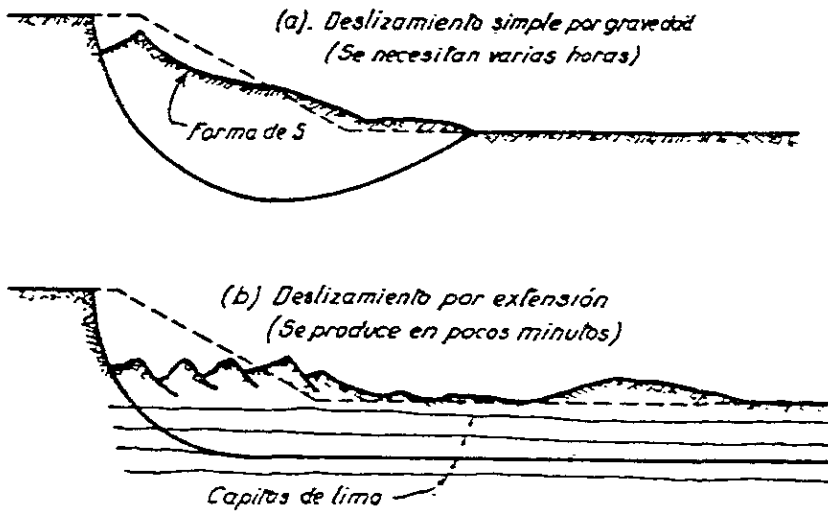


fig.5.1.19 Corte através de un deslizamiento típico en arcilla laminar: a) cuando la presión en el agua de los poros de las capas de limo no tiene importancia; b) cuando la presión en el agua de los poros de las capas de limo es casi igual al peso de la tapada.

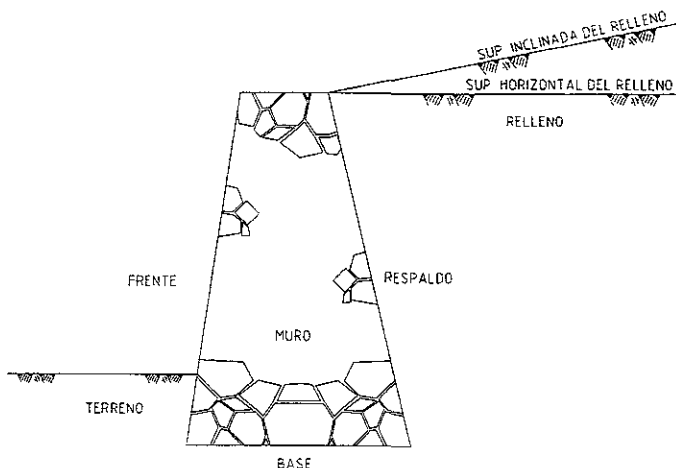
## 5.2 Resumen teórico y aspectos fundamentales de empuje de tierras.

### Introducción.

#### Empuje de Tierras Sobre Elementos de Retención.

Los elementos de retención son muros diseñados con el propósito de mantener una diferencia de niveles de un suelo a ambos lados del muro. Debido a las condiciones a que están sometidos dichos elementos, se generarán fuerzas actuantes que para fines ingenieriles se deberán cuantificar. Una de las fuerzas de mayor importancia es la que ocasiona el nivel más alto del terreno sobre el muro; dicha fuerza se denomina Empuje Lateral del Suelo.

La nomenclatura general de un muro de retención presenta los siguientes elementos mostrados en la figura.

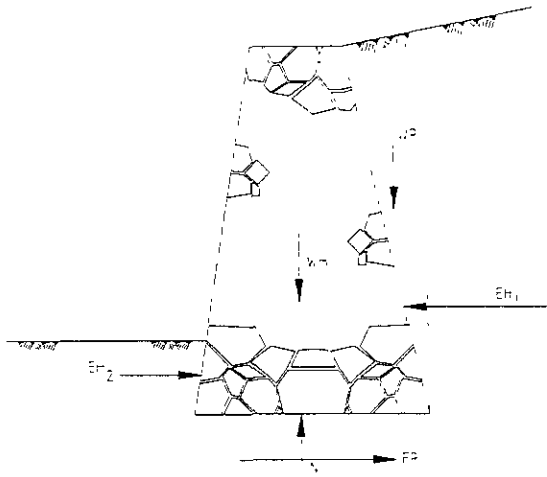


#### Diagrama de Cuerpo Libre de un Muro.

Con el objeto de poder visualizar con mayor claridad el número, la dirección y el sentido de las fuerzas más importantes que actúan sobre los muros de retención, conviene hacer un diagrama de cuerpo libre del siguiente caso sencillo mostrado en la figura siguiente.

Donde:

$W_m$	Peso propio del muro
$EH_1$	Fuerza horizontal del relleno contra el respaldo del muro
$EH_2$	Fuerza horizontal del relleno contra el frente del muro
$N$	Reacción normal del terreno
$WR$	Peso del relleno que se encuentra sobre el respaldo del muro
$FR$	Fuerza de fricción; generada entre la base y el muro al oponerse éste al deslizamiento.



Fuerzas Actuantes y Resistentes en un Muro de Retención.

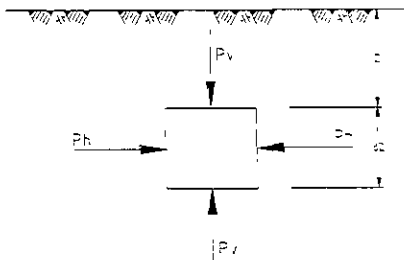
Conviene acotar que las fuerzas anteriores son sólo las de más importancia que intervienen en el diseño del muro, existe otras en que su importancia depende casi exclusivamente de las condiciones del lugar donde se desplante el muro, tales como: Las sobrecargas actuantes sobre el relleno, fuerzas de filtración y otras debidas al agua, subpresiones ocasionadas por el agua, vibración, impacto de fuerzas, temblores, acción de las heladas, expansiones por cambio de temperatura y humedad del terreno, etc.

En el análisis de estabilidad de muros, que se incluirá mas adelante en este capítulo, se deberá considerar la influencia de todas las fuerzas actuantes en el sistema muro relleno.

Entre las fuerzas que aparecen en el D C L están las horizontales del terreno sobre el respaldo y sobre el frente del muro, las cuales dependen del tipo de suelo. Por lo tanto el ingeniero necesita valuar las fuerzas que ocasiona el terreno sobre los elementos de soporte. En este capítulo se verán los métodos existentes para determinar el empuje de tierras sobre las obras de la ingeniería civil.

### Teoria de Rankine.

Consideremos el elemento de suelo en reposo mostrado en la sig. figura



La presión vertical actuante sobre dicha partícula es:  $P_v = \gamma Z$



## Presiones en un Elemento de Suelo.

donde:  $\gamma$ - Peso específico del suelo que se encuentra arriba del elemento

Z - Profundidad a la que se encuentra el elemento de suelo considerado. Bajo lo efectos de la presión vertical, en el suelo se generarán esfuerzos laterales, debido a esto el suelo aledaño al elemento reaccionará con una presión Horizontal (PH); que, con base a la experiencia, se ha aceptado como directamente proporcional a la presión vertical (Pv), es decir:

$$P_H = K_o \gamma Z$$

donde:

$K_o$  - Coeficiente de presión de tierras en reposo

Suelo de relleno	$K_o$
Arenas compactas	0.4
Arenas sueltas	0.5
Arenas compactadas	0.8
Arcilla blanda	0.6
Arcilla dura	0.5
Arcilla blanda no drenada	1.0
Arcilla dura no drenada	0.8

### Valores de $K_o$ para diferentes tipos de suelos

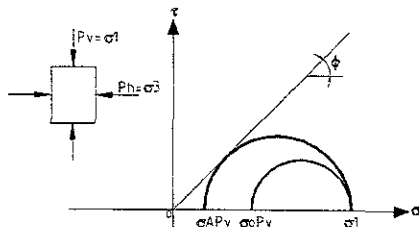
(Terzaghi - Peck 1967, Sowers - Sowers 1975)

Generalmente el relleno se deposita después de constituido el muro y, a medida que se procede a esta operación, el muro sufre una deformación bajo el efecto de la presión creada. Por observación se ha llegado a la conclusión que el empuje lateral generado por el suelo, depende no sólo de la naturaleza del suelo y de la altura del muro, sino también de la magnitud de la deformación o desplazamiento que el mismo sufre. Rankine valió las expresiones del empuje de suelos contra muros tomando en consideración los parámetros anteriores.

### Suelos Friccionantes.

De acuerdo con Rankine se dirá que un suelo esta en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado. En la práctica existen dos métodos para llevar un suelo a la falla:

a) Disminuir el Esfuerzo Horizontal y Mantener la Vertical Constante.



**Desarrollo de la Presión Activa.**

$$\sigma_3 = P_A = \gamma K_A Z$$

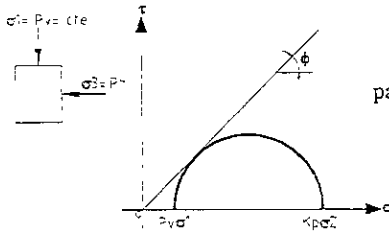
donde  $K_A$  es el coeficiente de presión Activa en tierras, se obtiene a partir de la fórmula

$$K_A = \tan^2 (45^\circ - \phi / 2)$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del suelo.

b) Aumentando el Esfuerzo Horizontal con la Vertical Constante.

de la figura siguiente.



$\sigma_3 = P_p = K_p \gamma Z$   
 donde  $K_p$  es el coeficiente de presión pasiva de tierras, se obtiene con la fórmula  
 $K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$   
 se concluye que:  $K_A = K_p^{-1}$

De acuerdo con lo anterior se concluirá que existen 2 estados de equilibrio plástico. *El activo*, que se obtiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza su valor mínimo ( $K_A \gamma Z$ ); y *el pasivo*, que ocurre cuando dicha presión horizontal alcanza su máximo valor ( $K_p \gamma Z$ ).

Empujes en Suelos Puramente Friccionantes

Se sabe que la presión activa horizontal es  $P_A = K_A \gamma Z$ ; efectuando la integración de la fórmula para una altura  $dZ$  y un ancho unitario nos quedará que la fuerza que actúa por unidad de longitud de muro será.

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad \text{Empuje activo}$$

En forma análoga

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad \text{Empuje pasivo}$$

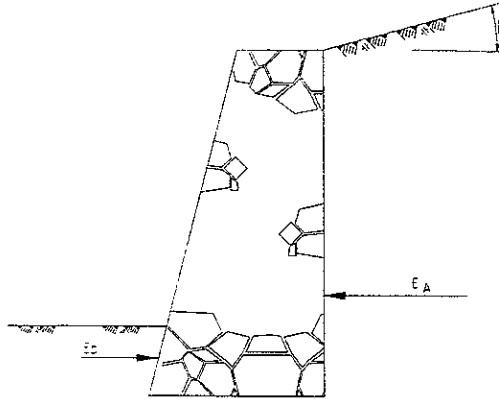
Para fines prácticos y teóricos los empujes actúan a  $2/3$  del espesor del relleno, medido a partir de la superficie del mismo.

Las fórmulas  $E_A$  y  $E_p$  consideran el área de presiones de un solo estrato de suelos; para distintos tipos de suelo el empuje total será la sumatoria de todos los empujes correspondientes a cada estrato. En la figura siguiente aparecen los sentidos y los puntos de aplicación de los empujes Activo y Pasivo.



**Empuje Activo y Pasivo en un Muro de Retención.**

-A continuación se dan las fórmulas para una superficie de relleno inclinada, donde la superficie forma un ángulo  $\beta$  con relación a la horizontal. Considerando el respaldo vertical, como se muestra en la figura siguiente:



$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

Empuje ocasionado por una carga uniforme q sobre una superficie de relleno horizontal.

En este caso se valúan los empujes sin considerar la presencia de la sobrecarga q, al cálculo anterior se le adiciona la sobrecarga multiplicada por el factor  $K_A$ , obteniéndose una presión horizontal total de.

$$P_A = K_A \gamma Z + K_A q$$

Por lo que la fuerza de empuje será.

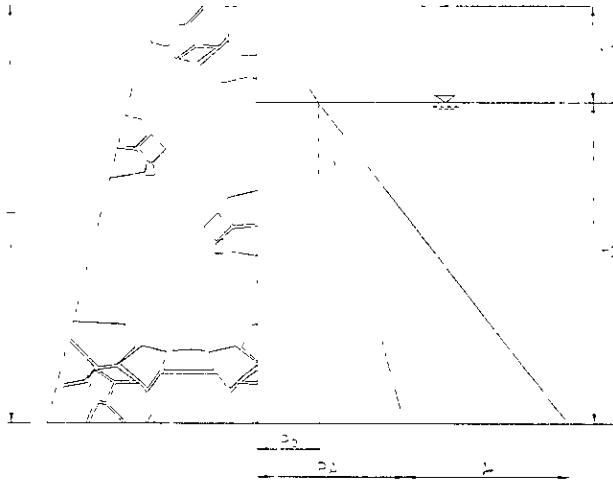
$$E_A = (0.5)K_A \gamma H^2 + K_A q H$$

La resultante del empuje ocasionado por la sobrecarga actúa a  $(\frac{1}{2}) H$ .

La resultante del empuje ocasionado por el relleno actúa a  $(\frac{2}{3}) H$ .

Nota: El área donde actúa la sobrecarga se considera la suficientemente grande para que dicha carga se suponga constante a lo largo de toda la altura del muro es decir, no se toma en cuenta la disipación de presión en la sobrecarga.

Empuje considerado la presencia del agua



**Diagrama de presiones.**

Se puede presentar que el nivel de aguas freáticas (NAF) se encuentre a una altura considerable en el muro, debido a esto el agua genera sobre él una presión hidráulica, que tiene la misma magnitud tanto en el sentido horizontal como en el sentido vertical, porque el estado de esfuerzos del agua es isotrópico.

La presión ocasionada por el agua es:

$$U = \gamma_w H$$

donde:  $\gamma_w$  peso específico del agua (1 ton/m<sup>3</sup>)  
 $H$  altura del nivel freático.

de la figura anterior

$$P_o = K_A \gamma H_1 \quad P_A = K_A \gamma H_1 + K_A \gamma' H_2 \quad U = \gamma_w H_2$$

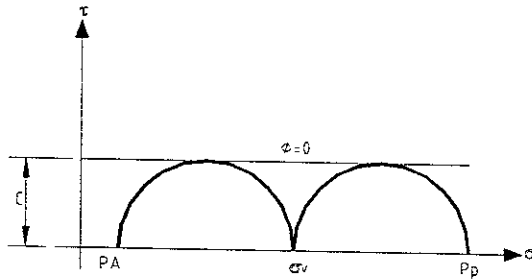
donde  $\gamma' =$  peso volumétrico sumergido.

Haciendo uso de las fórmulas para empujes, pero tomando en cuenta que para la presión activa (PA), no podemos multiplicar la presión del agua por  $K_A$ , es conveniente tomar sobrecarga del peso sobre el NAF ( $K_A \gamma H_1 H_2$ ) y sumarle el empuje del suelo:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 + K_A \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2$$

Para el empuje pasivo se utilizará en la fórmula anterior a  $K_A$  por  $K_p$ , en el caso de que el muro no tenga cedencia se utilizara  $K_o$ .

## En Suelos Cohesivos



**Diagrama de Mohr en Suelos Cohesivos.**

de la figura anterior se deduce que:

$$P_A = \sigma_v - 2c \quad \text{y} \quad P_p = \sigma_v + 2c$$

que son la presión activa y la pasiva respectivamente integrando las expresiones anteriores:

$$E_A = (0.5)\gamma H^2 - 2c \quad \text{y} \quad E_P = (0.5)\gamma H^2 + 2c$$

que corresponde al empuje activo y pasivo en estratos arcillosos.

La altura máxima a que puede llegarse en un corte vertical sin que el material cohesivo llegue a derrumbarse, esta dada por la fórmula.

$$H_c = \frac{4c}{\gamma}$$

donde : c es la cohesión del relleno.

La fórmula de  $H_c$  da valores un poco altos de la altura estable real, en caso de ser usada en la práctica deberá ser afectada por un factor de seguridad igual a 2, como mínimo (Juárez Badillo - Rico 1976).

## En Suelos Cohesivos - Friccionantes.

Según Rankine se utilizan las siguientes fórmulas:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 - 2c \sqrt{K_A} H$$

$$E_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 + 2c \sqrt{K_P} H$$

La máxima altura con que este tipo de suelo puede mantenerse en forma vertical y sin soporte está dada por la expresión:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N\phi}$$

## Teoría de Coulomb

Esta teoría representa en buena forma el comportamiento de los suelos friccionantes, considera que la fuerza de empuje del suelo sobre el muro se debe a la acción de una cuña del relleno limitada por el respaldo del muro. La superficie de falla se considera plana. El análisis que se hace sobre el sistema suelo – muro es al límite, es decir, en el momento en que se produce la falla de la cuña del suelo. A continuación se hará un diagrama de cuerpo libre con el objeto de poder visualizar con mayor claridad a las fuerzas actuantes en el sistema, Figuras siguientes.

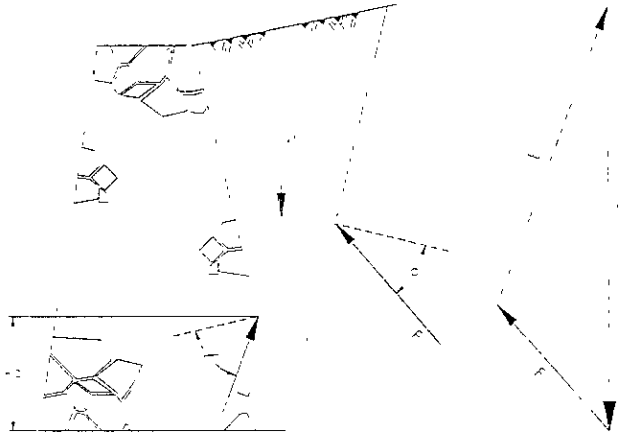


Diagrama de cuerpo libre sobre la cuña de suelo.

Polígono de fuerzas actuantes sobre la cuña

de suelo.

método de Culmann.

donde:

$\delta$  - ángulo que depende de las propiedades del suelo y de la inclinación del muro.

Su variación va desde  $\delta/2$  a  $2/3\delta$ .

$\alpha$  - ángulo de fricción interna del suelo.

$\beta$  - ángulo que forma la horizontal con el plano de falla de la cuña de suelo.

W - Peso de la cuña de suelo.

F - Fuerza de fricción generada en el suelo adyacente a la cuña considerada.

E - Fuerza de empuje del suelo sobre el muro.

Por razones de equilibrio, el polígono de fuerzas de la figura, constituida por E, F y W debe cerrarse. El peso W de la cuña se conoce tanto en magnitud como en dirección, además se conocen previamente las direcciones de E y F. Con los datos anteriores pueden, obtenerse (al efectuar el trazo gráfico y a escala) la magnitud del empuje E y de la fuerza de fricción F; siendo la primera el Empuje activo del Relleno sobre el Muro

Consiste en un método gráfico basado en la teoría de Coulomb, el cual, mediante el trazo del polígono de fuerzas simplifica el procedimiento; sirve para encontrar el máximo empuje ejercido del relleno sobre el muro.

## Método semiempírico de Terzaghi

Las teorías clásicas, en cierto modo, han resuelto el problema de suelos contra muros de retención, en una forma poco representativa en el caso de los suelos cohesivos. El método semiempírico propuesto por Terzaghi sobresale entre los demás porque tiene un alto índice de confiabilidad, ya que es el producto de una larga experiencia en la Mecánica de Suelos.

Una limitación de este método es que no es representativo para muros de grandes alturas (7 metros como máximo). Como se muestra a continuación.

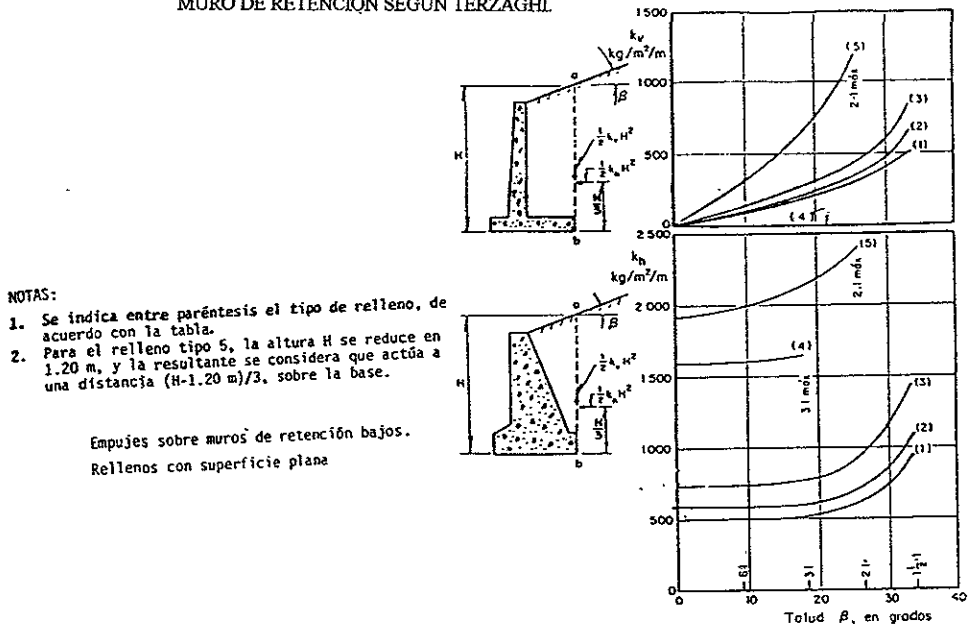
El primer paso de este método consiste en encasillar el relleno con sus características gravimétricas y granulométricas.

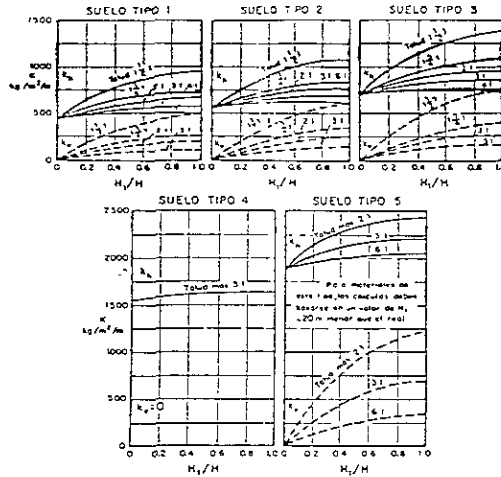
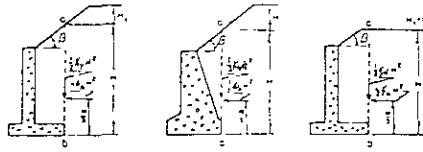
1. -Suelo granular, grueso y sin finos.
2. -Suelo granular, grueso y con finos limosos.
3. -Suelo residual con cantos, bloques de piedra y arenas.
4. -Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
5. -Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo que el Agua de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

La segunda clasificación está referida a la inclinación superficial del relleno y a las condiciones de carga sobre él. Cubre 4 situaciones que en la práctica se encuentran con más frecuencia.

1. -La superficie del relleno es plana, inclinada o no y sin ninguna sobrecarga.
2. -La superficie del relleno es inclinada a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.
3. -La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente distribuida.
4. -La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una carga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

GRAFICA PARA LA OBTENCIÓN DEL EMPUJE LATERAL SOBRE UN MURO DE RETENCIÓN SEGÚN TERZAGHI





Empujes sobre muros de retención bajos.  
Rellenos con superficie quebrada

En el 1º y 2º caso de esta última clasificación el problema se resuelve aplicando las fórmulas.

$$E_H = \frac{1}{2} K_H H^2, \quad E_V = \frac{1}{2} K_V H^2$$

donde:

$E_H$  y  $E_V$  : Componentes horizontal y vertical del empuje.

$E_V$  y  $K_V$  : Constante obtenidas de las gráficas anteriores

El empuje horizontal se considera aplicado a un tercio de la altura, medido a partir del paño inferior del muro.

Para el 3er. caso, cuando el terreno soporta carga uniformemente distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje, deberá incrementarse uniformemente en:

$$P = c q$$

donde:  $q$  valor de la sobrecarga repartida.

$c$  cohesión, se obtiene de la tabla siguiente, según el tipo de relleno.

TABLA PARA VALORES DE  $c$

Tipo de relleno	
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

Nota: El tipo de relleno corresponde a la primera clasificación de este método



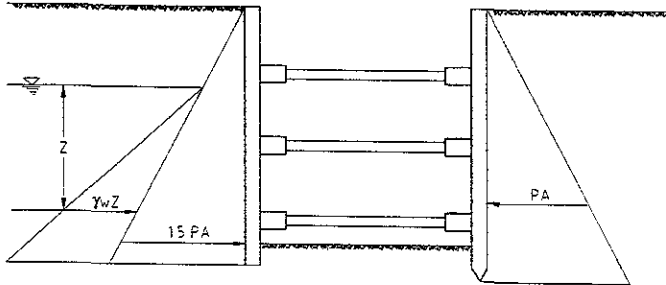
En el 4º caso se considera que la carga ejerce sobre el plano vertical en el que se aceptan aplicados los empujes, una carga concentrada que vale.

$$P = c q'$$

donde:  $q'$  valor de la carga lineal uniforme.  
 $c$  cohesión, se obtiene de la tabla anterior, según el tipo de relleno.

### Empujes Sobre Tablaestacas.

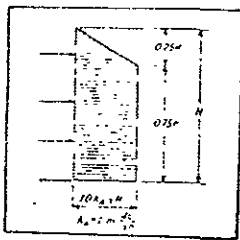
En la mayoría de las excavaciones hechas en predios con edificaciones colindantes (Por ejemplo, en la construcción de tramos subterráneos o simplemente para hacer los cimientos de una excavación parcial o totalmente compensada) es necesario hincar una serie de troqueles que sostengan tablaestacas para evitar posibles derrumbes o desplazamientos, ver figura siguiente.



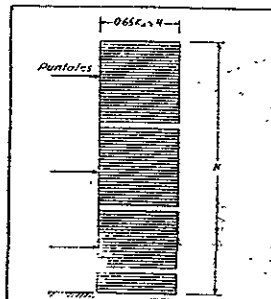
Esquema simplificado de un Tablestacado.

Para evaluar las cargas sobre los troqueles o puntales de excavaciones ademadas, Terzaghi, según mediciones hechas en la construcción del metro de Berlín y Chicago, nos da las siguientes distribuciones o envolventes de presión, según el tipo de suelos, ver figura siguiente:

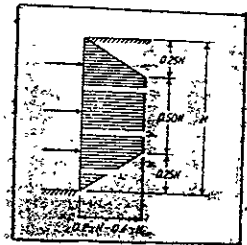
Envolventes de presión en los suelos.



En arcillas blandas a medias



En arena



En arcillas resistentes fisuradas

### 5.3 Análisis de la estabilidad con elementos de retención.

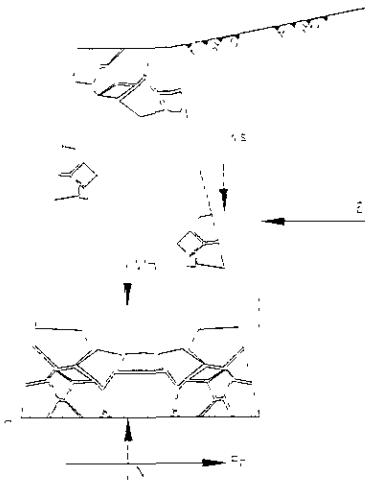
#### 5.3.1 Revisión por deslizamiento, volteo, esfuerzos internos y capacidad de carga del terreno.

##### Análisis de Estabilidad en un Muro de Retención.

Con el objeto de poder garantizar la completa estabilidad de un elemento de retención, se debe efectuar la revisión para las siguientes condiciones

##### 1. - Revisión por volteo.

Con un diagrama de cuerpo libre que involucre la porción de suelo que descansa sobre el respaldo del muro y que se encuentra limitada por la vertical que pasa por el pie del mismo elemento de retención: (figura siguiente).



Esquema simplificado de las fuerzas que intervienen en el análisis por volteo de un muro de retención de acuerdo con las condiciones del lugar se deberán tomar en cuenta otras fuerzas, tales como el empuje pasivo del terreno, la sobrecarga, la presencia del agua.

de la figura anterior:

$E_a$	empuje activo del terreno.
$W_m$	peso propio del muro.
$W_s$	peso de la porción de relleno.
$N$	fuerza normal
$F_r$	fuerza de fricción

Consideremos ahora que el muro (figura anterior) gira al rededor de un eje que pasa por el punto A. En estas condiciones la base del muro se levantará sobre un plano horizontal, teniendo como punto de apoyo exclusivamente el punto A; en este caso la reacción normal  $N$  se desplazará hacia este punto. En esta condición el muro se encontrará en una situación de equilibrio inestable; para que esto no ocurra, debemos buscar que el momento resistente ( $M_r$ ) sea mayor que el momento actuante ( $M_a$ ), para lo cual definiremos el factor de seguridad F.S. como el cociente entre el momento resistente y el momento actuante:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_a}$$

igualdad que se debe cumplir en un muro de retención

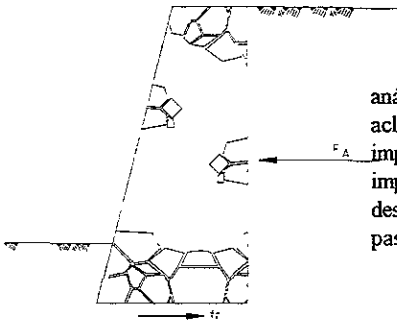
El momento resistente es la suma de los momentos ocasionados por las fuerzas que impiden el volteo del muro, tales como: el peso propio del muro, el peso de la porción de relleno y el empuje pasivo del terreno.

El momento actuante es la suma de los momentos ocasionados por las fuerzas cuyas acciones tienden a provocar el volteo del muro, como son: el empuje activo, la presión hidrostática, etc.

Tanto el momento resistente como el actuante se obtienen con respecto al punto A.

## 2. - Revisión por Deslizamiento.

La fuerza de empuje que ocasiona el relleno tiende a deslizar el muro sobre la superficie del terreno; la oposición al deslizamiento del muro es ocasionada por la rugosidad existente entre la superficie del suelo y la base del muro. Ver figura siguiente:



Fuerzas que intervienen en el análisis del muro por deslizamiento; se hace la aclaración que estas son unas de las más importantes, existen otras en las cuales su importancia dependerá de las condiciones de desplante y del lugar, tales como; el empuje pasivo y la sobrecarga.

Para lograr la estabilidad del muro en cuento a un posible deslizamiento se deberá procurar que las fuerzas resistentes ( $F_r$ ) sean mayores que las fuerzas actuantes ( $F_a$ ). Se define el factor de seguridad (F.S.) como la relación existente entre la fuerza resistente y la fuerza actuante.

Por lo tanto, la condición para garantizar el equilibrio del muro es:

$$F_r = F.S. \times F_a$$

Fuerzas que intervienen en el análisis del muro por deslizamiento; se hace la aclaración que estas son unas de las más importantes, existen otras en las cuales su importancia dependerá de las condiciones de desplante y del lugar, tales como; el empuje pasivo y la sobrecarga.

donde:

$F_r$  fuerza resistente, corresponde a la suma de las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la estructura.

Fa fuerza actuante, es la suma de las fuerzas que tienden a provocar el deslizamiento de la estructura

F.S factor de seguridad, deberá ser mayor que 1.

La fuerza de fricción ( $F_r$ ) entre la base del muro y un suelo francamente permeable, como una arena limpia, es igual a la presión normal total multiplicada por el coeficiente de fricción ( $\mu$ )

$$F_r = \mu N$$

$\mu = 0.55$  para suelo de grano grueso (grava o arena) sin limo ni arcilla.

$\mu = 0.45$  para un suelo con cierto porcentaje de limos (Terzaghi y Peck, 1967).

### 3. -Revisión de los Esfuerzos Internos.

Las fuerzas mencionadas anteriormente ocasionan esfuerzos sobre el elemento de retención; debido a que el muro no está diseñado para resistir esfuerzos de tensión y, además, no existe adherencia entre la base del muro y el suelo. Este hecho se garantiza haciendo pasar la resultante de las fuerzas por el tercio central de la sección transversal del muro, ya que éste corresponde al Núcleo Central. Esta revisión se debe realizar tanto en la base del muro como en diferentes secciones a lo largo de él.

Cabe recordar que el núcleo central se define como el lugar geométrico de un elemento donde, al aplicar una fuerza, no se provocan cambios de signos en los esfuerzos.

### 4. -Capacidad de Carga del Terreno.

Los esfuerzos provocados en un muro de retención no deben exceder los esfuerzos permisibles del terreno sobre el que se desplanta. El Reglamento de Construcciones del D.F. en lo referente a Diseño y Construcción de Cimentaciones, cap. 3 *Verificación de la Seguridad de Cimentaciones Someras* dice lo siguiente:

Estados límite de falla.

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\Sigma QFc/A < c_u N_c FR + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionante:

$$\Sigma QFc/A < [p_v(N_q - 1) + \gamma BN_f/2] FR + p_v$$

donde:

$\Sigma QFc$ , suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A, área del cimiento,  $m^2$ .

$p_v$ , suelo, $t/m^2$ .	presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del
$p_v$ ,	presión evertical efectiva a la misma profundidad, $t/m^2$ .
$\gamma_s$ ,	peso volumetrico del suelo, $t/m^3$ .
$c_u$ ,	cohesión aparente, $t/m^2$ , determinada en ensaye triaxial UU.
$B$ ,	ancho de la cimentación, m.
$N_c$ ,	coeficiente de capacidad de carga dado por $N_c = 5.14(1+0.25D_f/B+0.25B/L)$ , para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$ . Donde $D_f$ es la profundidad de desplante en m. En caso de que $D_f/B$ y $B/L$ no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.
$N_q$ ,	coeficiente de capacidad de caga dado por: $N_q = \exp [\pi \tan \phi] \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$ donde $\phi$ es el angulo de fricción interna del material. El coeficiente $N_q$ se multiplicará por $1+(B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1+\tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.
$N_\gamma$ ,	coeficiente de capacidad de caga dado por: $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$ . El coeficiente $N_\gamma$ se multiplicará por $1- 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.
$FR$ ,	factor de resistencia, de 0.35 en zona I a menos de 5m de profundidad y de 0.70 para los otros casos. Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones

Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1.

La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura.

En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia de 0.35.

## CAPITULO 6. DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN.

### 6.1 Introducción.

Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles del suelo de sus dos lados se llama de retención. La tierra que produce el mayor nivel se llama relleno y es el elemento generador de presión.

Descripción conceptual sobre los estados limite de falla y servicio en los muros de retención.

En la zona I del Distrito Federal (zona de lomas) se construye con frecuencia muros de contención (dada la topografía accidentada del terreno).

El muro de contención es una estructura que sirve de transición entre dos superficies que se encuentran a diferente nivel entre si. Las N.T.C. DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES, indican que en los muros se deben revisar los siguientes estados limite de falla: volteo, deslizamiento, falla de cimentación y rotura estructural. En los estados limites de servicio deben revisarse el asentamiento, el giro y la deformación del muro (cap. 6, N.T.C. DEL R. de C.).

Para la determinación de los empujes de tierra, el Cap. 6.1 de las N.T.C. del R. de C. especifican que para los muros de menos de 6m de altura se puede emplear el "método semiempírico de Terzaghi, siempre que satisfagan los requisitos de drenaje". Para muros de mas de 6m de altura deberán hacerse un estudio de estabilidad, que cumplirá los requisitos para los estados limites de falla que establece el inciso 6.1 de las N.T.C. del R. de C.

Para el análisis sísmico, el CAP. 10.2 de las N.T.C. DEL R. de C. establece que los empujes los rellenos sobre los muros de retención, debidos a la acción de los sismos, se valorarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie critica de deslizamientos se encuentra en equilibrio limite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a  $c/3$  veces la gravedad" (coeficiente sísmico del Art. 206 del R.C.D.F.). Podrán asimismo emplearse procedimientos diferentes siempre que sean previamente aprobados por el Departamento.

Los factores de seguridad mínimos que deben cumplir dependen del estado limite de falla que se analice y de las combinaciones de acciones correspondientes. En la tabla VI. 1.T.1 se proponen en este caso trabajo valores tentativos de factores mínimos de seguridad.

**Tabla. Factores de Seguridad.**

ESTADO LIMITE	1ª. COMBINACION	2ª. COMBINACION (SISMO)
Volteo	2.0	1.5
Deslizamiento	1.5	1.2

Cabe repetir que en la revisión de los estados limite de falla de las N.T.C. del R. de C. Se señala que deben revisarse en un muro los fenómenos de volteo, desplazamiento, estabilidad de su terreno de cimentación y rotura estructural, sin especificar los factores de carga y de resistencia correspondientes. Por esta razón, se ha mantenido el enfoque tradicional del concepto de factor de seguridad al realizar el análisis de estabilidad de muros de retención, sin hacer el desglose de factores de carga y de resistencia, en espera de que en el futuro el R.C.D.F asigne valores numéricos a estos factores.

### Estados límites de falla

Siempre deberá dotarse a los muros de retención de un drenaje adecuado, dejando un filtro atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados.

Para muros de menos de 6m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semiempírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de tener una sobre carga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los efectos siguientes:

#### Restricciones del movimiento del muro.

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario, y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos el del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

#### Estados límite de servicio.

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo.

#### Elementos de retencion.

Los muros de altura inferior a 6 m, cimentados en un terreno poco compresible como arena o gravas densas, roca o arcilla dura con un sistema adecuado de drenaje y que tengan libertad para sufrir desplazamientos que permitan un desarrollo completo de la resistencia al corte del relleno, se diseñarán con base en un método semiempírico simplificado. Los muros de altura mayor de 6m, o bien que no satisfacen las condiciones anteriores, deben diseñarse tomando en cuenta la teoría de empujes de tierra.

#### Método semiempírico para muros.

Para llevar a cabo el diseño semiempírico de un muro de retención con las condiciones señaladas, se debe tomar en cuenta el tipo de relleno utilizado, asegurar un buen drenaje y, con base en el valor del empuje de tierras, verificar la estabilidad de conjunto y estructural del muro.

a) Presión activa del relleno: Con el fin de calcular el empuje sobre el muro, es necesario determinar primero el tipo de suelo que constituye el relleno y clasificarlo dentro de uno de los cinco tipos datos en la tabla 5.2.1.

La resultante del empuje de tierra se supondrá por sus componentes PV Y PH, vertical y horizontal respectivamente, actuando a la tercera parte de la altura H de la sección vertical que pasa por el extremo interior de la base del muro.

**TABLA 6.1 Tipos de relleno para muros de retención.**

Tipo de relleno	Descripción	K promedio en cm/seg.	Peso volumétrico en kg /m <sup>3</sup> Parcialmente saturado Seco (Promedio) Saturado			Material para filtro	K promedio en cm/seg.
1	Arena o grava limpias (sin partículas finas)muy permeables: GW, GP, SW, SP	10 <sup>-2</sup> -10 <sup>-2</sup>	1970	2030	2100	Grava bien graduada (GW)	10 <sup>-2</sup>
2	Suelo grueso de baja permeabilidad debido a la presencia de partículas limosas: GM, GM-GP, SM, SM-SP	10 <sup>-4</sup> -10 <sup>-9</sup>	2100	2200	2300	Grava o arena limpia y bien graduada (GW, SW)	10 <sup>-2</sup> - 10 <sup>-3</sup>
3	Suelo residual con piedras, arena fina limosa y material granular con algún contenido de arcilla: CL, ML, CH, MH, SM, SC y GC.	10 <sup>-4</sup> -10 <sup>-3</sup>	2120	2240	2350	Grava o arena limpia y bien graduada (GW, SW)	10 <sup>-2</sup> - 10 <sup>-2</sup>
4	Arcilla blanda o muy blanda, limo orgánico o arcilla limosa: CL, ML, OL, CH, MH, OH	10 <sup>-8</sup> -10 <sup>-9</sup>	1600	1800	2000	Arena limpia bien graduada (SW)	10 <sup>-1</sup> -10 <sup>-3</sup>
5	Arcilla consistente o muy dura, en estado natural o desecada, depositada en grandes terrones y protegida en tal forma que durante inundaciones o aguaceros, una cantidad despreciable de agua penetre los huecos dejados por terrones: CL y CH. Si no se satisface esta condición no debe usarse la arcilla como relleno.	Variable	1700	1860	2030	Arena limpia bien graduada (SW)	10 <sup>-1</sup> -10 <sup>-3</sup>



Tipo de muro	Diagrama de carga	Factor de estabilidad
Gravedad		<p>Localización de la resultante Tomando momentos con respecto al pie:</p> $d = \frac{Wa + P_v e - P_h b}{W + P_v + q}$ <p>Volteo</p> $F_s = \frac{Wa}{P_h b - P_v e} \geq 2$
Semigravedad		<p>Se ignora la condición de volteo si la resultante R queda situada en el tercio central de la base, tratándose de suelo o en los cuartos centrales tratándose de roca.</p> <p>Resistencia al deslizamiento:</p> $F_s = \frac{(W + P_v) \tan \delta}{P_h} \geq 1.5$
Muro en voladizo		<p><math>\delta</math> ángulo de fricción entre suelo y base; los valores del coeficiente de fricción que se indican enseguida son para muros de mampostería o concreto sobre los siguientes materiales de cimentación (incluyendo el posible efecto de adherencia):</p> <p><math>\tan \delta = 0.6</math> roca sana.  <math>= 0.55</math> gravas y arenas gruesas sin finos.  <math>= 0.45</math> arena fina, arena gruesa, grava limosa o arcillosa.  <math>= 0.35</math> arena limosa o arcillosa.</p>
Contrafuertes		<p><math>W</math> representa el peso del muro para los de gravedad o semigravedad; en el caso de los muros en voladizo o contrafuertes, a su peso propio se le añade el peso del relleno sobre la base.</p>

Fig. 6.1 Estabilidad de los Muros de Retención.

- a) *Rellenos*: Los suelos granulares indicados en la tabla 6.1 empleados como rellenos en muros de retención bajos, se compactarán con una densidad relativa mínima del 70%. Los suelos con porcentaje apreciable de partículas finas, se compactarán con un grado de compactación mínimo del 95%, de la prueba Proctor estándar; en esos materiales el contenido de agua de colocación será igual en más o menos 2% al contenido óptimo de compactación. Se compactará el material por capas de 15 cm de espesor.
- b) *Drenaje*: Se colocará un filtro sobre la cara interior del muro y estará compuesto por un material cuya permeabilidad sea cuando menos 100 veces mayor que la del material de relleno. En la tabla 6.1 se indica el material recomendado. El filtro debe estar comunicado con drenes tubulares, según se muestra en la figura 6.2. En el caso de muros con contrafuertes, debe haber por lo menos un dren en cada tablero.
- c) *Estabilidad de los Muros*: Se ha de comprobar que la carga impuesta por el muro al terreno de cimentación no sobrepase su capacidad de carga calculada.

En el caso de muro cuya sección transversal este constituida por varios cuerpos separados, deberá revisarse el factor de seguridad contra el volteo con respecto a cada una de las juntas.

Cuando la fuerza tangencial que puede desarrollarse entre el terreno de cimentación y la base del muro es insuficiente para garantizar el factor de seguridad adecuado, deberá recurrirse al empleo de dentellones o pilotes inclinados, dar inclinación a la base o incrementar su ancho. En caso de existir en el terreno una capa inferior de menor resistencia que la de desplante, es necesario revisar la posibilidad de deslizamiento a lo largo de una superficie contenida en dicha capa.

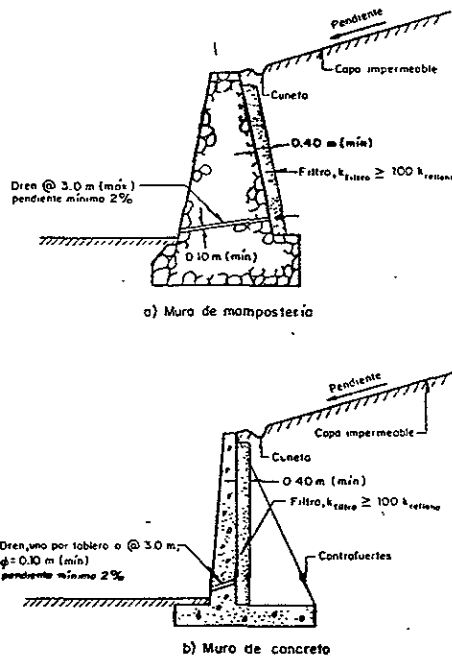


Fig 6.2 Componentes del Sistema de Drenaje en Muros de Retención

## 6.2 Diseño de un muro de Concreto Armado.

Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano, de Reglamento de C. del D.F. Cap.4 5.2

Son muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, sin carga vertical de consideración, con relación  $L/t$  no mayor de 70.

Donde  $L$  es la longitud horizontal del muro.

Si actúan cargas verticales importantes, la relación  $L/t$  debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto para muros con carga vertical

El espesor,  $t$ , de estos muros no será menor de 13 cm, tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral.

El diseño por sismo de los muros que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará  $Q=3$ .

### a) Flexión y flexocompresión.

La resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ec. 2.14 de las N.T.C. ( $M_R = F_R A_s f_y Z$ ) si la carga vertical de diseño,  $P_u$ , no es mayor que  $0.2 F_R t L f_c$  y la cuantía de acero a tensión  $A_s/t d$ , no excede de 0.008, ( $d$  es el peralte efectivo del muro en la dirección de la deflexión). El brazo  $Z$  se obtendrá con el criterio siguiente:

$$Z = 0.8 L \quad \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0$$

$$Z = 0.4 \left(1 + \frac{H}{L}\right) L \quad \text{si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1.0$$

$$Z = 1.2 H \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.5$$

En muros con relación  $H/L$  no mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a  $(0.25 - 0.1 \frac{H}{L}) L$ , medidos desde el correspondiente borde pero no mayor cada uno que  $0.4H$ .

Si la relación  $H/L$  es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a  $0.15 L$  medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel  $1.2 L$  este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y compresiones, respetando las disposiciones de 3.1 N.T.C. (anclaje).

### Fuerza cortante.

La fuerza cortante,  $V_{CR}$ , que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se determinará con el criterio siguiente:

Si la relación de altura con el largo horizontal,  $H/L$ , del muro no excede de 1.5, se aplicará la expresión:

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f^* c} t L$$

Si  $H/L$  es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las expresiones 2.17 (si  $p < 0.01$   $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f^* c}$ ) ó 2.18 ( $V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$ ) en las que  $b$  se sustituirá por el espesor del muro,  $t$ ; para valuar  $V_{CR}$ , el peralte efectivo del muro se tomará igual a  $0.8 L$ . Cuando  $H/L$  esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente

En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación H/L entre la del muro completo y la del segmento considerado.

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará con el criterio siguiente, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen adelante.

La cuantía de refuerzo horizontal,  $P_h$ , se calculará con la expresión:  

$$\frac{V_v - V_{cR}}{FRf_y d_t}$$
 y la de refuerzo vertical,  $P_v$ , con  $0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{H}{L})(P_h - 0.0025)$

$$P_h = \frac{A_{vh}}{S_{ht}} ; P_v = \frac{A_{vv}}{S_{vt}}$$

$S_h, S_v$	separación de los refuerzos horizontal y vertical.
$A_{vh}$	área de refuerzo horizontal comprendida en una distancia $S_h$ .
$A_{vv}$	área de refuerzo vertical comprendida en sus distancias $S_v$ .
H	altura total del muro.
L	Longitud horizontal del muro.

No es necesario que la cuantía de refuerzo vertical por fuerza cortante sea mayor que la de refuerzo horizontal. Si la relación H/L no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la de refuerzo horizontal. Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

#### Refuerzo mínimo.

Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en cada dirección no serán menores que 0.0025. El refuerzo se colocará iniformemente distribuido con separación no mayor de 35 cm. Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 15cm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas horizontales de diseño sea mayor que  $0.6 \sqrt{f^* c}$ ; en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

**Ejemplo 1:**

Para un muro de contención de 6 m de altura.

Realizar el análisis de estabilidad del muro de contención mostrado en la siguiente figura. El muro será de concreto armado y se encuentra ubicado en la Zona I (zona de lomas) del Distrito Federal.

**Solución:**

El empuje sobre el muro se determinara utilizando las fórmulas antes vistas de Rankine y Terzaghi, para las cuales se tiene lo siguiente:

H=6.0m, B=0.75H

sección	dimensiones (m)	volumen (m³)	γ (t/m³)	W (ton)	brazo (m)	MA (T-m)
1	2.4x5.4	12.96	2	25.92	3.30	85.54
2	0.4x5.4	2.16	2.4	5.18	1.90	9.85
2'	0.2x5.4	1.08	2.4	2.59	1.63	4.22
3	0.6x1.5	0.9	2	1.80	0.75	1.35
4	0.6x4.5	2.7	2.4	6.48	2.25	14.58
5	0.6x1.0	0.6	2.4	1.44	1.80	2.59
suma = 43.42					suma =	118.13

**Empuje activo**

Rankine=0.5(γ)KA(H²)= 25.2 (T-m)  
 Terzaghi=0.5Kγ(H²)= 28.8 (T-m)

<b>Empuje pasivo= 2.06 (T-m) sin dentellón</b>		<b>Empuje pasivo= 6.92 (T-m) con dentellón de 1.0m</b>	
Rankine	F.S = 2.34 volteo	F.S = 1.0 deslizamiento	F.S = 1.2 deslizamiento
Terzaghi	F.S = 2.05 volteo	F.S = 0.9 deslizamiento	F.S = 1.1 deslizamiento

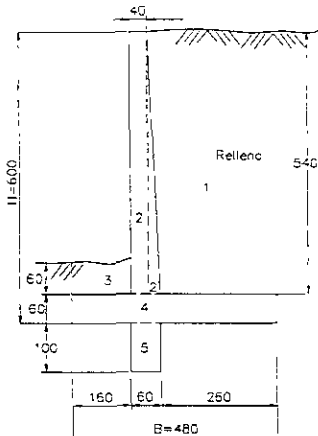
H=6.0m, B=0.80H

sección	dimensiones (m)	volumen (m³)	γ (t/m³)	W (ton)	brazo (m)	MA (T-m)
1	2.6x5.4	14.04	2	28.08	3.50	98.28
2	0.4x5.4	2.16	2.4	5.18	2.10	10.89
2'	0.2x5.4	1.08	2.4	2.59	1.73	4.48
3	0.6x1.6	0.96	2	1.92	0.8	1.54
4	0.6x4.8	2.88	2.4	6.91	2.4	16.59
5	0.6x1.0	0.6	2.4	1.44	1.90	2.74
suma = 46.13					suma =	134.51

**Empuje activo**

Rankine=0.5(γ)KA(H²)= 25.2 (T-m)  
 Terzaghi=0.5Kγ(H²)= 28.8 (T-m)

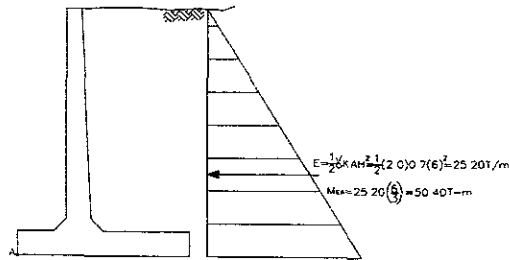
<b>Empuje pasivo= 2.06 (T-m) sin dentellón</b>		<b>Empuje pasivo= 6.92 (T-m) con dentellón de 1.0m</b>	
Rankine	F.S = 2.7 volteo	F.S = 1.1 deslizamiento	F.S = 1.3 deslizamiento
Terzaghi	F.S = 2.3 volteo	F.S = 1.0 deslizamiento	F.S = 1.1 deslizamiento



en esta figura se muestran las partes en las que se dividió el muro para la obtención del sistema de fuerzas.

### Volteo.

Con el esquema siguiente se considera que el muro gira alrededor del punto A.



El factor de seguridad por volteo es: 
$$F.S. VOLTEO = \frac{\sum M_{RESISTENTE}}{\sum M_{ACTUANTE}}$$

NOTA: Las fuerzas se consideran por unidad de la longitud

### Desplazamiento del muro.

El factor de seguridad por deslizamiento vale:

$$F.S. DESLIZ = \frac{W + Emp. pasivo}{Emp. horizontal}$$

La fuerza resistente se calcula como friccionante (en el contacto muro - terreno de cimentación), con un coeficiente de fricción que en este caso se considera igual a 0.55 (N.T.C.D.C.C.). Se puede tomar en cuenta la contribución del empuje pasivo en el dentellón del muro.

### Falla de cimentación.

En este caso se supone que el terreno de cimentación cumplen con los requisitos de seguridad establecidos por el R.C.D.F. y las N.T.C.

Del cual podemos hacer el análisis de la siguiente manera:

Para suelo cohesivo debe cumplir que  $\sum QFc / A < c_u Nc FR + pv$

donde  $Fc = 1.1$  (Factor de carga),  $Q = 46.13$  ton (ver tabla) y si consideramos una longitud de muro de 6.0m nos da un área de desplante de  $A = 4.8 \times 6 = 28.8 \text{ m}^2$  y  $QFc / A = 1.76$ .

de tabla 6.1 tenemos  $c_u = 1$  y  $Nc = 5.14(1 + 0.25Df/B + 0.25 B/L)$  donde se debe de cumplir que  $Df/B = 1.2/4.8 = 0.25 < 2$  cumple. y  $B/L = 4.8/6 = 0.8 < 1$  cumple.

$$\therefore Nc = 5.14[1 + 0.25(0.25) + 0.25(0.8)] = 6.49$$

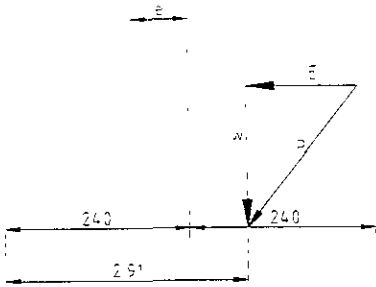
$$\text{y } c_u Nc FR + pv = (1)(6.49)(0.35) + 1.2(2) = 4.67$$

$$\Rightarrow QFc / A = 1.76 < 4.67 \text{ cumple.}$$

### Rotura estructural.

La revisión por rotura estructural se lleva a cabo cumpliendo con los requisitos que establecen el R.C.D.F. y las N.T.C para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$\text{donde } x = \frac{134.51}{46.13} = 2.91 \text{ m distancia donde pasan los pesos del muro.}$$



$$28.8(2) - 46.13(2.91 - 2.4 - e) = 0$$

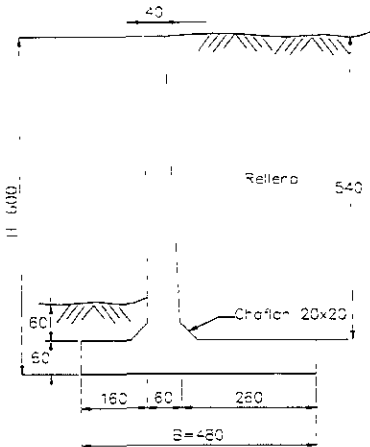
$$e = \frac{34.14}{46.13} = 0.74$$

$4.80/6 = 0.80\text{m}$  como "e" es menor cae dentro del tercio medio.

#### Punto de aplicación de la resultante.

Segundo tipo de combinación de cargas: acciones permanentes, variables y accidentales. El inciso 10.2 de las N.T.C.D.S. establece que los "empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención debidos a la acción de los sismos, se valorarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentra en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a  $c/3$  veces la gravedad"

#### Revisión de la cuantía de acero y dimensiones para el Muro de Contención según sub-capítulo 6.1.



constantes de calculo :  $f'c = 200 \text{ g/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Momento Resistente : (Ecuación 2.14  
 NTC)  $MR = 0.9(bd)(f_y)Z$

cuantía de acero :  $\rho = A_s/(bd)$

Para las fzas. horizontales en su plano deberá cumplir que  $\frac{L}{t} \leq 70$  por

lo tanto  $\frac{L}{t} = \frac{600}{30} = 20 \therefore$  cumple.

donde  $L$  = longitud del muro.  
 $t$  = espesor mínimo del muro.

y el espesor mínimo deberá cumplir:

- No menor de 13 cm.
- y  $0.06(h)$  no restringida lateralmente.
- $h$  = altura del muro.

que para nuestro caso será :  $0.06(600) = 36$  cm y el espesor en la corona del muro es de 40 cm por lo tanto cumple.

Flexión.

Dado que el muro no estará sometido a carga vertical la cuantía de acero puede calcularse como  $A_s/t d$  y no deberá ser mayor de 0.008, para esta condición el brazo de palanca será:

$$Z = 0.4(1 + \frac{H}{L})L \text{ para } 0.5 < \frac{H}{L} = \frac{6}{6} = 1.0 \leq 1.0 \text{ por lo tanto } Z = 0.4(1 + \frac{5}{6})6 = 4.4.$$

Fuerza Cortante (VCR)

$$\text{Si } \frac{H}{L} \leq 1.5 \Rightarrow \text{VCR} = 0.85 FR \sqrt{f^* c} (t)L$$

cuantía del refuerzo vertical y horizontal  $\leq 0.0025$  como mínimo

El cortante en la zapata será entonces:  $V_{CR} = 0.85(0.80)(\sqrt{160})(60)(100) = 51608.37\text{kg}$

$$51.61\text{Ton} > 25.20\text{ ton}$$

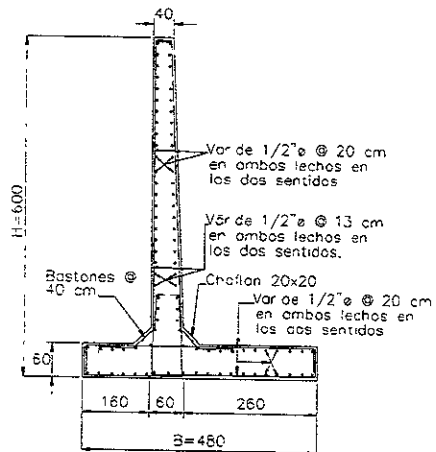
Para un ancho unitario su área correspondiente será  $A_s = \rho b d$ , para  $A_s = 0.0025$  que corresponde al acero mínimo con  $b = 100$  cm y  $d = h + r$  con  $d = 60$  en la base y en la corona de 40cm, consideraremos un recubrimiento de  $r = 5$  cm.

el área de acero requerido es de  $A_s = 0.0025(100)(60) = 15 \text{ cm}^2$  y  $A_s = 0.0025(100)(40) = 10 \text{ cm}^2$ .

	Para $d = 60$ cm	Para $d = 40$ cm
	la separación resulta de :	
con Var. #4	$s = 5$ cm	7 cm
Var. #5	$s = 8.5$ cm	13cm
Var. #6	$s = 13$ cm	20cm

de donde se obtiene que se armara el muro con Var. # 6 @13 cm en la base y a @20 cm en la corona en ambos lechos uniformemente distribuidas en los dos sentidos.

El diseño final y los armados quedan propuestos de la siguiente manera:





## 6.2 *Diseño de un muro de Mampostería.*

### Ejemplo numerico de muros menores de 6 m de altura.

Se realiza el análisis de estabilidad del muro de contención. El muro es de mampostería de piedra y se encuentra en la zona I (Lomas) del Distrito Federal con una latura de 4.0m y sobrecarga de 3.0 t/m<sup>2</sup>.

#### Solucion:

De acuerdo con el Art. 229 del R.C.D.F., los muros de contención deberán diseñarse de tal forma que satisfagan las normas fijadas para los estados limite de falla referente a: volteo, desplazamiento, falla de la cimentación o talud que lo soporta; finalmente la rotura estructural del muro. También cumplirá los estados limite de servicio, especificados respecto a: asentamiento y deformación excesiva del muro.

#### Estados limite de falla.

##### Primer tipo de combinación: acciones permanentes y variables.

El inciso 6.1 de las N.T.C.D.C.C., en los muros menores de 6m de altura se acepta estimar los empujes con el método semiempírico de Terzaghi, siempre que los requisitos de drenaje se satisfagan.

Los empujes horizontal y vertical se calculan con las expresiones :

$$\begin{aligned}E_h &= \frac{1}{2} K_h H^2 \\E_v &= \frac{1}{2} K_v H^2\end{aligned}$$

Los valores  $K_h$  y  $K_v$  dependen del tipo de relleno. Dado que es una arena límica el relleno es de tipo II.

$$K_h = 550 \text{ kg/m}^2 / \text{m} \text{ y } K_v = 0$$

La superficie del relleno es horizontal y soporta una sobrecarga uniformemente distribuida, por lo que la presión horizontal en el plano vertical donde se supone actúa el empuje deberá incrementarse uniformemente en:

$$\Delta p = c(q)$$

donde:

- $\Delta p$ . = incremento uniforme
- $q$  = sobrecarga en la superficie del relleno
- $c$  que en este caso vale 0.33

por lo que :

$$\begin{aligned}E_h &= \frac{1}{2} (550) (4)^2 = 4,400 \text{ kg/m} = 4.40 \text{ t} \\E_v &= 0\end{aligned}$$

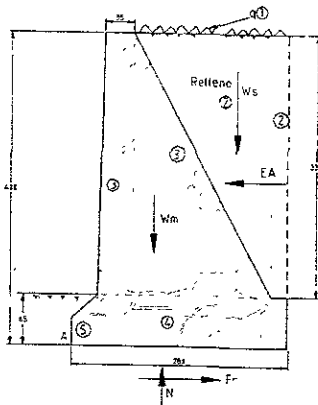
Considerando el efecto de la sobrecarga:

$$\Delta p = c(q) H = 0.33(3)4 = 3.96 \text{ t}$$

Con estas acciones se revisan los estados limites de falla para la primera combinación.

## Volteo.

En el esquema de la Fig. siguiente se considera que el muro gira alrededor del punto A.



donde resulta que:

$$H=4.0\text{m}, B=0.70H, \alpha=30^\circ$$

sección	dimensiones (m)	volumen (m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	W ton	brazo (m)	MA (T-m)
1				5.65	2.03	
2	(2.65)(3.35/2)	4.44	2.3	10.21	2.72	27.77
2'	0.20x3.35	0.67	2.3	1.54	3.50	14.07
3	0.60x3.35	2.01	2.0	4.02	0.65	2.96
4	3.25x0.70	2.28	2.0	4.55	1.88	8.53
5	(0.35+0.7)(0.35/2)	0.18	2.0	0.37	0.18	0.07
			suma =	25.97	suma =	53.39

### **Empuje activo**

$$\text{Terzaghi} = 0.5Kh(H^2) + q(HxKv) = 8.36 \quad (\text{T/m})$$

$$M_A = 8.36(4/3) = 11.15 \quad (\text{T-m})$$

$$K_h = 550 \text{ Kg/m}^2/\text{m}$$

$$K_h = 550 \text{ Kg/m}^2/\text{m}$$

$$\text{Terzaghi; F.S.} = 4.79 \text{ volteo}$$

$$X = 2.1$$

$$\text{F.S.} = 1.4 \text{ Deslizamiento}$$

Se recomienda que el factor de seguridad para deslizamiento sea mayor que 1.5.

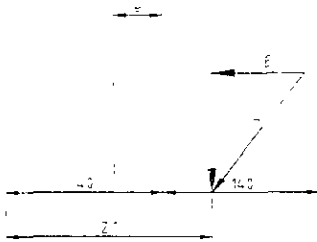
La fuerza resistente  $F_r$  se calcula como friccionante (en el contacto muro - terreno de cimentación), con un coeficiente de fricción que en este caso se considera igual a 0.45.

### Rotura estructural

En los muros de gravedad hechos de mampostería de piedra, se debe revisar que los esfuerzos internos siempre sean de compresión. Se considera que la mampostería de piedra no resiste esfuerzos de tensión.

La determinación de los esfuerzos internos se hace manera aproximada utilizando la fórmula de la escuadría en diferentes secciones del muro.

$x = 2.1\text{m}$  distancia de la resultante del peso del muro. Por lo que el punto de aplicación de la resultante estará a:



$$8.64(2) - 25.97(2.1 - 1.4 + e) = 0$$

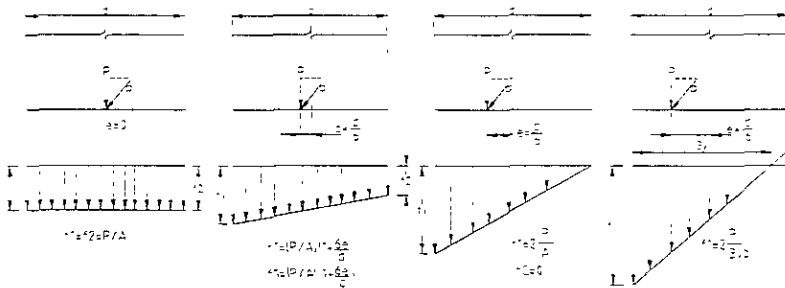
$$e = \frac{(6.66)}{25.97} = 0.26\text{m}$$

como  $2.8/6 = 0.46\text{m}$  la resultante cae dentro del tercio medio

### Falla de cimentacion.

En este caso se supone que el terreno de cimentación o el talud que soportan al muro cumplen con los requisitos de seguridad establecidos por el R.C.D.F. y las N.T.C.D.C.C.

Un muro de contención puede dimensionarse de modo que la resultante de su peso y el empuje de tierras intersecte a la base a distancias iguales de cada lado. Si el peso del muro es P de la resultante  $R_x$  y  $d$  = ancho del muro,  $e$  = distancia del centro del muro al punto en que la resultante intersecciona a la base y  $f_1$  y  $f_2$  = presión sobre el terreno en el borde exterior e interior del muro, respectivamente. Además,  $A$  = área de la porción considerada de la base del muro en un ancho unitario.



### Segundo tipo de combinación: permanente, variables y accidentales.

En el inciso 10.5 de las N.T.C.D.C.C. establece que “los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención, debidos a la acción de los sismos, se valorarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de desplazamiento se encuentran en equilibrio limite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a  $c/3$  veces la gravedad”.

En el muro de este ejemplo:  $C = 0.16$  (zona 1, Art. 206 R.C.D.F)

$$c' = c/3 = 0.053$$

Por lo tanto, se debe agregar al análisis una fuerza sísmica horizontal, igual a 5.3% del peso de la cuña crítica de deslizamiento.

Para el valor dado de  $c' = 0.053$ , el empuje horizontal sísmico aumenta del orden de  $1 + 2c' = 1.11$

por lo tanto  $E_{hs} = 1.11E_h = 1.11(4.40) = 4.88 \text{ ton/m}$

$E_{qs} = 1.11E_q = 1.11(3.96) = 4.40 \text{ ton/m}$

estos empujes se suponen actuando a la mitad de la altura del muro.

### Volteo.

Para el análisis por volteo se consideran, además de las fuerzas verticales las fuerzas de inercia. El momento actuante vale:

$$M_a = [4.88(4/3) + 4.40(4/2)] = 15.31 \text{ ton} - \text{m}$$

El momento resistente  $M_r$  es el mismo que para la primera combinación:

$$M_r = 53.39 \text{ ton} - \text{m}$$

$$FS_{\text{VOLTEO}} = \frac{\Sigma M \text{ Resistente}}{\Sigma M \text{ Actuante}} = \frac{53.39}{15.31} = 3.5 \text{ CUMPLE}$$

### Desplazamiento del muro.

$$\text{Fact.} = 4.88 + 4.40 = 9.28 \text{ ton/m}$$

La fuerza resistente es la misma que para la primera combinación:

$$F_{res.} = 25.97 \times 0.45 = 11.69 \text{ ton.}$$

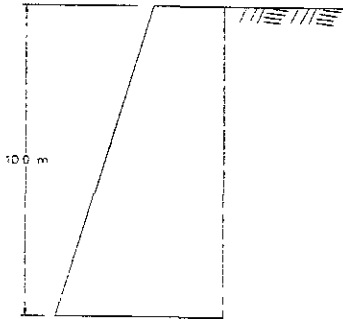
El factor de seguridad vale:

$$FS = \frac{F_{res.}}{Fact.} = 1.25 \text{ CUMPLE}$$

Si por deslizamiento no se cumple se puede aumentar el factor de seguridad, con un dentellón.

### Ejemplo método gráfico.

Determinación del empuje activo total y la localización de esta para un muro de contención de 10 m. de altura, para los datos y el sistema de suelo-muro mostrado a continuación utilizando la solución gráfica de Culmann.



$$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 32^\circ$$

suelo friccionante.

Paramento vertical liso.

### Procedimiento .

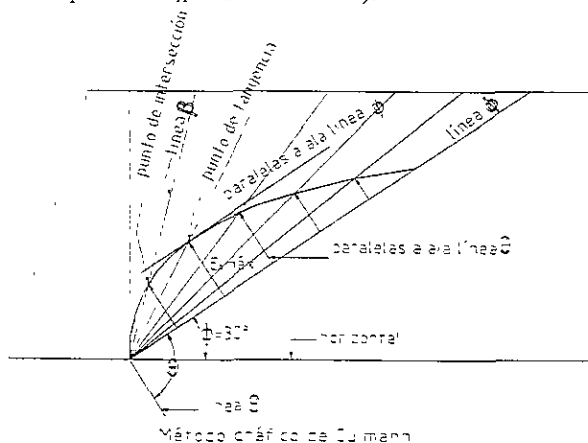
1. Se traza una línea  $\phi$  que forma un ángulo  $\phi$  con la horizontal, donde  $\phi = 32^\circ$ , en este caso.
2. Se traza una línea  $\theta$  que forma un ángulo  $\theta$  con la línea  $\phi$ , donde  $\theta = 90^\circ - \delta = 90^\circ$ , en este caso  $\delta = 0$  dato que depende de las propiedades del suelo y de la inclinación del respaldo.

- El área formada entre la línea  $\phi$ , el paramento vertical y la superficie del relleno, se divide en áreas pequeñas (cuñas) en cantidad y dimensiones arbitrarias. Para este ejemplo el número de cuñas será de 6.
- Se construirá una tabla donde aparecerán las áreas parciales, los pesos parciales y acumulados de las respectivas cuñas.

Cuña	Area (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	W <sub>i</sub> (ton/m)	$\Sigma$ W <sub>i</sub> (ton/m)
1	12.5	1.7	21.25	21.25
2	12.5	1.7	21.25	42.50
3	12.5	1.7	21.25	63.75
4	12.5	1.7	21.25	85.00
5	12.5	1.7	21.25	106.25
6	12.5	1.7	21.25	127.50

Nota: Para este caso particular se obtuvieron valores repetidos, debido a que el área de las cuñas son iguales entre si y el peso específico constante para todo el relleno.

- Se llevan los pesos acumulados de las cuñas ( $\Sigma$ W<sub>i</sub>) trazados a escala sobre la línea  $\phi$ . El punto de inicio del peso corresponderá al punto O de la fig. siguiente. La escala utilizada es 1:10.
- A partir del extremo final del segmento que representa el peso de la cuña considerada (W<sub>i</sub>) se traza una paralela a la línea  $\theta$  hasta formar un punto de intersección con la línea que limita a la cuña i (línea B).
- La distancia existente entre el punto de intersección (6° paso) y la línea  $\phi$  correspondiente al Empuje activo ocasionado por la cuña considerada.
- Se obtienen los empujes activos para las demás cuñas, siguiendo los pasos anteriores.
- Mediante una línea curva se unen todos los puntos de intersección de los empujes activos.
- Se traza una línea paralela a la línea  $\phi$  por el punto de tangencia de la curva, la distancia entre la línea  $\phi$  y el punto de tangencia corresponderá al Empuje Activo Máximo (E<sub>Amax</sub>).
- Para el caso del problema E<sub>Amax</sub>. =25.00 ton/m).



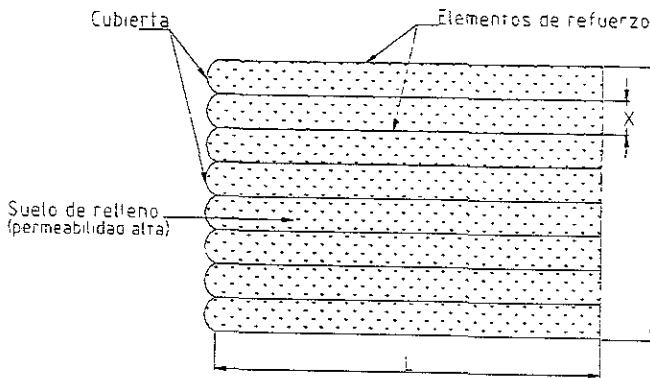
## Otras alternativas para la estabilidad de taludes.

### 1. Tierra Armada y Suelo Cemento.

#### Sistemas de tierra armada.

Los sistemas de tierra armada se pueden emplear cuando por razones constructivas se deban tener paredes verticales de gran altura, y los muros de retención que serían necesarios resulten inadmisibles, sea por razones económicas o por razones técnicas.

En la figura siguiente muestra un sistema típico de tierra armada. Consiste en un relleno granular (permeabilidad alta para evitar presiones de poro) que se refuerza con elementos delgados resistentes a la tensión, colocados en un arreglo específico; el diseño de los elementos de refuerzo se hará según se indica en la figura. Se debe tener una cubierta en la pared exterior del relleno formada por losas de concreto precolado o bien, por elementos de poca resistencia a la flexión en cuyo caso tomará una forma curva, el diseño de la cubierta debe tomar en cuenta los empujes que se generan, y de ser metálicas debe considerarse la corrosión.



$F_{sy}$  factor de seguridad de los elementos de refuerzo contra falla por tensión.

$$F_{sy} = \frac{F_{max}}{K_a \gamma H S X}$$

$F_{máx}$  fuerza resistente máxima a la tensión de cada elemento de refuerzo.

$K_a$  coeficiente de empuje activo.

$\gamma$  peso volumétrico del relleno.

$S$  separación horizontal, centro a centro, entre los elementos de refuerzo.

$S X$  área tributaria del elemento de refuerzo.

$L$  longitud de los elementos de refuerzo, supuesta constante

$$L = \frac{H}{\tan \theta} + \frac{S X K_a F S \delta}{2 W \tan \delta}$$

$F S \delta$  factor de seguridad de cada uno de los elementos de refuerzo contra falla por deslizamiento respecto al relleno.

$\theta$   $45 + \phi/2$

$\phi$  ángulo de fricción interna del relleno.

W ancho de los elementos de refuerzo

$\delta$  ángulo de fricción entre el relleno y el material de los elementos de refuerzo ( $\phi/2 < \delta < 2/3 \phi$ ).

El valor mínimo de  $F_{sy}$  debe ser de 2, tomando en cuenta que los elementos de refuerzo trabajan a largo plazo. En la determinación de  $F_{max}$ . debe considerarse la corrosión. El valor mínimo de  $F_S \delta$  debe ser de 1.5.

## 2. Muros de retención de suelo - cemento.

Se han diseñado y construido con éxito muros de retención de suelo- cemento hasta de 15m. de altura en la zona de Lomas del área metropolitana de la Ciudad de México, en un terreno con fuerte pendiente transversal (del orden de 45°), constituido por tobas de baja resistencia con fragmentos de roca aislados de gran tamaño que había sufrido una falla de talud.

El paramento frontal de los muros se construyó, en algunos casos, con una cimbra de madera que se iba deslizando a medida que se hacia el relleno de suelo- cemento, o bien, con un muro de mampostería de 40cm. De espesor para darle un acabado arquitectónico, el cual se ancló dentro del relleno de suelo- cemento, mediante unas cadenas de concreto, convenientemente espaciadas con un armado mínimo, para tomar el momento de volteo durante un sismo.

El suelo se trato de la siguiente manera: para 100 Kg de cemento por m<sup>2</sup> compactado con suelo (arena limosa) del sitio, con base en pruebas de resistencia y de ciclos de saturación y secado efectuadas en un material semejante.

El contenido del cemento es muy alto para este material si se compactación con pisón de mano ya que el exceso de cemento compensa el efecto de compactación, si se tiene cuidado en la homogeneización del cemento mediante un mezclado cuidadoso y la compactación se efectua con un medio mecánico se garantiza que el suelo-cemento quede mejor formado y por lo cual con mayor resistencia.

Para el caso mencionado, el desplante de los muros se hizo en forma escalonada sobre el terreno no fallado con una relación de base-altura variando entre 0.55 a 0.8, obtenida de un análisis convencional para muros de gravedad. Esto quiere decir que se debe de buscar la superficie de falla del talud considerado, para poder desplantar en suelo firme el sistema de retención con suelo-cemento.

Este sistema de retención puede resultar más economico que con los metodos antes descritos, pero se deberán de revisar las variantes al respecto.

### 6.3 *Procedimiento constructivo.*

#### Resumen de problemas y procedimientos.

El grado de habilidad de Ingeniería que se necesita para resolver los problemas, que requiere la construcción de desmontes o de recortes, depende en gran parte de la naturaleza del terreno. El proyecto y la construcción de desmontes en terreno favorable están bastante normalizados, pero si la obra pasa por terreno difícil, para resolver con eficacia los problemas que surgen y que se deben en parte a la infinita variedad de combinaciones de suelos y condiciones hidráulicas que pueden dar origen al peligro de deslizamientos. Cuando se hace el estudio se debe y es necesario identificar, en función del aspecto del terreno y de alguna que otra perforación, si el terreno es favorable, desfavorable, o muy desfavorable. Debe también ser capaz de prever cuáles serán las peores dificultades constructivas que pueden presentarse en cada lugar y estimar los costos y plazos de construcción que corresponderán en cada caso.

En terreno desfavorable no pueden evitarse las siguientes operaciones:

- a. Situar los lugares más críticos y estudiarlos con muestras y ensayos.
- b. Elegir los ángulos de los taludes en función de un balance razonable entre los requerimientos de la economía y los de la seguridad.
- c. Proyectar los sistemas de drenaje en caso de ser necesarios.
- d. Preparar el programa de las observaciones que deberán efectuarse durante la construcción, para eliminar tanto las dudas existente sobre la naturaleza del lugar como los peligros de accidentes.
- e. Estabilizar con la mayor rapidez y el menor gasto aquellos taludes que empiecen a moverse.

El desarrollo de estos atributos vitales requiere algún conocimiento de geología y una familiarización completa con las leyes que gobiernan la acción mutua entre el agua y los distintos tipos de suelo. Pero su conocimiento debe ir a la par con una gran experiencia en cuanto concierne a la ejecución de desmontes y a la producción de deslizamientos. Como la experiencia personal sólo puede proveer parte de este conocimiento, la experiencia descrita en las publicaciones relativas a estos sistemas tienen también mucha importancia.

#### Cuál es el procedimiento de construcción más adecuado.

Una de los factores importantes en definir la longitud del tramo de muro a atacar son los problemas de excavación, bombeo o compactación que pueden presentarse; especialmente en lo que respecta al efecto que estas operaciones tienen en las construcciones existentes. Influye, además, de manera preponderante la disponibilidad de equilibrio y la experiencia local en los diferentes tipos de cimentación.

En el diseño propiamente del Muro de Contención incluye:

- a) El análisis del sistema suelo-cimentación-estructura de contención y la determinación de las fuerzas internas y deformaciones que se generan por esa interacción.



- b) La revisión de la capacidad de carga del suelo y de los hundimientos que se producen por las cargas sobre el suelo.

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones refieren a este respecto lo siguiente.

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

#### Tipos de relleno.

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones o estructuras alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

#### Compactación el relleno.

Para especificar y controlar en el campo la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiendo vigilarse el espesor y la humedad de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compactación relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

#### Base del muro.

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo actuando sobre el pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro, profundizar o ampliar la base del mismo.

#### Muros y Tablestacas colados en el lugar.

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados *in situ* (muro Milán). Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el inciso 5 de Cimentaciones de las N.T.C.R.C. El sistema de apuntalamiento podrá también ser de anclas horizontales o muros perpendiculares colados en el lugar.

#### Secuencia de Excavación.

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deben tomarse para que no resulten

afectadas las construcciones de los predios a los servicios públicos, estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeña dimensiones en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

#### Problemas de la ingeniería que involucran la estabilidad de taludes.

La mayoría de los problemas que involucran la consideración de la estabilidad de taludes se relacionan con el proyecto y la construcción de desmontes para caminos, ferrocarriles y canales. La necesidad de construir grandes desmontes no apareció hasta principios del siglo XIX, cuando se construyeron los primeros ferrocarriles, pero desde entonces, se han excavado un gran número de estos cortes con una profundidad y longitud cada vez mayores.

La experiencia ha demostrado que los taludes con  $1\frac{1}{2}$  (horizontal) y 1 (vertical) es generalmente estables, y la verdad es que la mayoría de los desmontes para ferrocarriles y caminos con una profundidad menor de 6 metros tienen taludes con dicha inclinación, y que lo mismo ocurre con muchos desmontes más profundos perfectamente estables. Por ello, pueden considerarse la inclinación  $1\frac{1}{2}$  a 1, como el talud normal en la construcción de caminos y ferrocarriles. Cuando los taludes se hallan sumergidos, como en los canales dicha inclinación varía entre 2:1 y 3:1. Taludes más parados deberían construirse sólo en roca, suelo arenoso denso con cantos rodados y en loess.

Los métodos a utilizar para encarar los problemas que se presentan en los taludes inestables dependen principalmente de la naturaleza de los suelos en juego. Por ello, para propósitos prácticos, lo más conveniente es clasificar los deslizamientos en función de los suelos en que los mismos ocurren. Los territorios difíciles más comunes son: los constituidos por acumulaciones de detritus derivados de esquistos y pizarras, las arenas acuíferas muy suelta, las arcillas blandas homogéneas, las arcillas resistentes fisuradas, las arcillas con intercalaciones laminares de arena o limo y las masas de suelos cohesivos que contienen capas o bolsones de arena o de limo acuífero.

#### Drenaje en Muros de Retención.

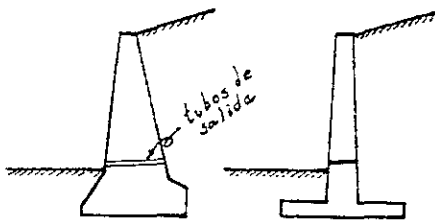
Como anteriormente se ha visto, la presencia del agua acumulada en los respaldos de los muros de retención, incrementa en forma notable la presión total que el suelo ejerce sobre él. Con el objeto de contrarrestar la presión del suelo más la hidrostática, nos llevaría a construir muros más resistentes y de grandes dimensiones, lo que resultaría, principalmente antieconómico.

Una forma de eliminar el efecto que provoca el agua es drenar los muros de la manera más adecuada posible

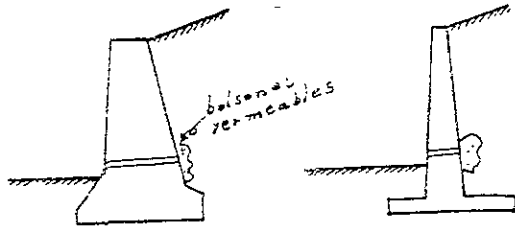
Surge entonces como una necesidad imprescindible llevar a cabo el drenaje en los muros.

En la figura siguiente se presenta esquemas de diferentes disposiciones de drenaje, en grado ascendente de complicación, hasta llegar a las que modifican, inclusive, la forma de la red de flujo, a través del relleno.

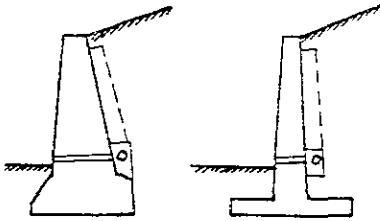
Existen diferentes formas de drenar un muro, la diferencia en los sistemas de drenaje estriba fundamentalmente en las características del suelo de relleno.



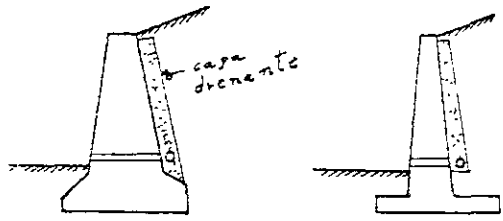
a) Únicamente tubos de salida.



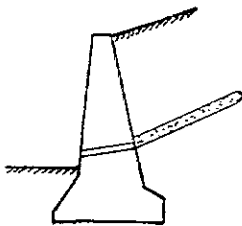
b) Tubos de salida con bolsones de material permeable



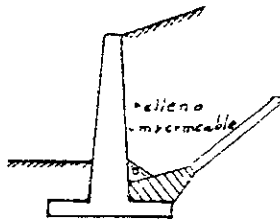
c) Drenes continuos



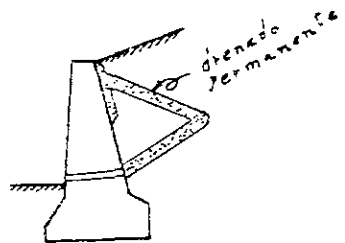
d) Capa continua



e) Dren inclinado



f) Disposición contra congelación



g) Relleno expansivo

SISTEMA DE DRENAJE EN MUROS DE CONTENCIÓN (Alfonso Rico-Hermilo del Castillo, 1976)

Los muros que poseen sólo conductos de salida (caso a) son útiles en caso de que el material de relleno sea granular y carente de finos, es decir, permeable. Los tubos están dispuestos en forma paralela, la distancia entre ellos no deberá exceder de 2 metros y tener un diámetro mínimo de 10cm (Rico, 1978).

El sistema mostrado en la figura b tampoco es recomendable en suelos confinados, debido a que las bolsas del material permeable son susceptibles de contaminarse con las partículas finas y, en el caso más crítico, llegar a tapar las bolsas e impedir el paso del agua.

La parte c trata de un dren horizontal que une las entradas de los tubos y que descarga lateralmente hacia los lados del muro. Este dispositivo es más eficiente.

El sistema de las figuras en d es la disposición más común y, por lo general, la más eficiente. Los drenes se disponen en forma continua, por lo que se logra cubrir el respaldo del muro. El material del que están hechos los drenes deben cumplir con dos requisitos:

- 1) Ser lo suficientemente permeable, para lograr la libre circulación del agua.
- 2) Ser impermeable, con el objeto de actuar como filtrante para no permitir el paso de los finos.

Aparentemente los dos requisitos resultan contradictorios entre sí, dado que uno excluye al otro; en realidad estos requisitos se cumplen simultáneamente con la puesta de varias capas, a medida que éstas se acercan al respaldo del muro, se van haciendo más permeables; con esto se logra que la capa adyacente al relleno sea de material filtrante, permitiendo sólo el paso del agua; en las siguientes capas del agua podrá circular, con mayor libertad debido a que son cada vez más permeables, hasta llegar el agua a la capa que está junto al muro y allí escurrir fácilmente (por ser esta capa la más permeable de todas), y desalojar por los tubos de drenaje. Las partes e, f, y g de la figura, muestran sistemas de drenaje más complicados, se utilizan cuando existe la imperiosa necesidad de cambiar favorablemente la dirección del flujo, a impedir el paso del agua al relleno que está en la cercanía del muro.

De todos los sistemas de drenaje anteriores se deberá proyectar el que está más de acuerdo con las condiciones del agua y las características del suelo de relleno. Ellos deberán impedir al máximo la acumulación de agua y el desarrollo de las presiones hidrostáticas.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1. Mecánica de Suelos  
Juárez Badillo - Rico Rodríguez, 1967 Vol. I y II. De. Limusa.
2. Mecánica de Suelos en la Ingeniería práctica  
Karl Terzaghi - Ralph B. Peck, 1955. De. "El ateneo".
3. Serie de ejercicios de Mecánica de Suelos Teórica.  
Orejel Sánchez Felipe, 1973. Fac. de Ingeniería, UNAM.
4. Introducción a la Mecánica de Suelos  
George P. Sower - George F. Sowers, 1975. De. Limusa.
5. "Application of Geology to Engineering Practice"  
Berkeley Volume. The Geological Society of América, 1950.
6. "Stability of Rock Slopes". Proceedings Thirteenth Syposium on Rock Mechanics held at the University of Illinois. Urbana, Illinois, 1971.
7. Apuntes de conferencia "Geotecnia Aplicada a las Vías Terrestres", Comisión Federal de Electricidad, R. Cuéllar, 1975.
8. Marsal, R.J., Influencia de la Rotura de Granos en la Compresibilidad y Resistencia de Suelos Pamíticos, Conferencia sustentada en la Universidad de Guadalajara, Jalapa, octubre 1974.
9. Juan M. Rodríguez.  
Solitec, S.A.
10. José L. León.  
Instituto de Ingeniería. UNAM.
11. Fernando Dávalos.  
Departamento del Distrito Federal
12. Raymond Vignaud.  
Investigaciones Técnicas del Subsuelo, S.A.
13. Gustavo Rocha, Relator  
Geotec, S.A.
14. Cinna Lomnitz.  
Instituto de Geofísica, UNAM.
15. Juan J. Schmitter.  
Solum, S.A
16. Edmundo Moreno.  
Comisión Federal de la Electricidad
17. Guillermo Springall.  
Geotec, S.A.

18. Juan José Correa Rachó  
I C C E, S.A
19. Tesis Profesional. UNAM  
Ing Víctor Manuel Chamorro E.
20. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.  
Leonardo Zeevaert, 1973. Ed. Van Nostrand Reinhold VNR.
- 21 Luis Vitez.  
Ingenieros Civiles Asociados
22. Manual de Diseño Geotécnico. Departamento D. F.  
Vol. I. Estudios Geotécnicos.  
Diseño del Metro en Cajón.
23. Detección de Cavidades en Zonas Urbanas.  
Carlos E. Castañeda Narváez. COVITUR
24. Geología de México, E. López Ramos, 1983.
25. Los Métodos Geofísicos en la Geotécnia  
Roboam León Sánchez. Facultad de Ingeniería, UNAM.
26. Apuntes de Clase de M I. Agustín Demeneghi C.  
Ing. Héctor Sangines G.  
M.I. Hugo S. Haaz M.  
Profesores del Departamento de Geotécnia de la Fac. de Ing.
27. Reglamento de Construcciones para el D.F.  
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones.