

25

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON

**“ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS Y ALTERNATIVAS
DE REHABILITACION PARA CONSTRUCCION
EN ZONAS MINADAS”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE.

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ROBERTO CARLOS ZUÑIGA PEÑA

DIRECTOR DE TESIS

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

San Juan de Aragón, México

1999.

2752.46

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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
CAMPUS ARAGÓN

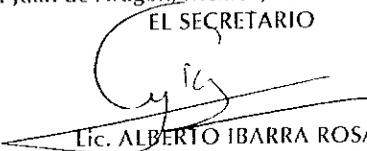
SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 22 de marzo del año en curso, por la que se comunica que el alumno ROBERTO CARLOS ZUÑIGA PLÑA, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN EN ZONAS MINADAS", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión, así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 22 de marzo de 1999
EL SECRETARIO


Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

c c p Asesor de Tesis.
c c p Interesado.

AIR/MCA/vi

22/3

GRACIAS A TI

Que con tu apoyo, me has ayudado a llegar a esta meta.

INDICE

INTRODUCCION	1
CAPITULO 1 CONCEPTOS GENERALES	3
1.1.- ANTECEDENTES	3
1.2.- ORIGEN DE LAS CAVIDADES	6
1.3.- GEOLOGIA, ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS	8
CAPITULO 2 EXPLORACION Y MUESTREO	12
2 1 - METODOS DIRECTOS	13
2 1.1.- RECONOCIMIENTO DEL SITIO	13
2.1.2.- LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS	15
2 1.3.- AEROFOTOGRAFIA	16
2.1 4 - POZO A CIELO ABIERTO	17
2.2.- METODOS SEMIDIRECTOS	17
2.2 1 - SONDEO CON EQUIPO ROTATORIO	19
2.2 2 - SONDEO CON EQUIPO NEUMATICO	19
2.2.3.- SONDEO CON EQUIPO DE PENETRACION ESTANDAR	21
2 3 - METODOS INDIRECTOS	22
2.3 1.- MAGNETICOS	24
2.3 2.- GRAVIMETRICOS	24
2.3.3.- GEOELECTRICO	26
2.3 4 - GEOSISMICO	29
CAPITULO 3 PRUEBAS DE LABORATORIO	32
3.1.- PRUEBAS INDICE	32
3 1 1.- ALTERACION	32
3 1 2.- ALTERABILIDAD	33
3 1 3 - GRANULOMETRIA POR MALLAS	33
3.1.4.- GRANULOMETRIA EMPLEANDO EL HIDROMETRO	37
3.1.5.- CONTENIDO DE AGUA	37
3 1 6 - LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG	37
3.2.- PRUEBAS PARA LAS PROPIEDADES HIDRAULICAS	39
3.2.1.- PRUEBA DE PERMEABILIDAD BAJO CARGA CONSTANTE	39
3.2 2.- PRUEBA DE PERMEABILIDAD BAJO CARGA VARIABLE	40
3 2.3.- PRUEBA DE PERMEABILIDAD EN ROCA	41
3.3.- PRUEBAS PARA LA ESTRUCTURA	42
3 3.1.- DENSIDAD DE SOLIDOS	42
3.3.2.- POROSIMETRO	43
3 4.- PRUEBAS PARA LA RESISTENCIA	44
3 4.1 - PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL	44
3 4.2.- PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE	46
3 4.3 - PRUEBA DE COMPRESION	48
3.4.4.- PRUEBA DE CORTE DIRECTO	50
3 4.5.- PRUEBA DE PLACA <i>IN SITU</i>	51

CAPITULO 4 TRATAMIENTOS Y ALTERNATIVAS DE CIMENTACION ...	53
4 1.- TRATAMIENTOS.....	53
4.1.1.- RELLENOS.....	54
4 1 2.- INYECCION.....	56
4.1 3 - DEMOLICION.....	57
4 1 4.- REFUERZO.....	58
4.1.5 - PROTECCION CONTRA INTEMPERISMO.....	58
4.2.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.....	62
4 2.1.- ZAPATAS.....	62
4 2.2 - LOSAS.....	63
4 2 3.- PILAS.....	63
4 2.4.- CAMBIO DE PROYECTO.....	65
CAPITULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	66
5 1.- CASOS REALES.....	66
5 2.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	76
BIBLIOGRAFIA.....	78

INTRODUCCION

La humanidad crece y consigo las necesidades de emplear los recursos naturales existentes en el mundo, para la satisfacción de necesidades. El hombre como *interventor* principal de las modificaciones del medio, sufre consecuencias al provocar en la naturaleza desequilibrios cambiando sus condiciones. Un ejemplo es el que trataremos en la tesis "ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS Y ALTERNATIVAS DE REHABILITACION PARA CONSTRUCCION EN ZONAS MINADAS" atendiendo como recurso natural al suelo y su espacio.

En la Ingeniería Civil se tiene como objeto principal dar a la sociedad los servicios que requiera mediante la construcción, proyección y mantenimiento de obras como son: casas, caminos, redes de agua potable, alcantarillados, aeropuertos, puertos, naves industriales, presas y un sin fin de obras civiles necesarias para el crecimiento de la infraestructura de un país. Los objetivos que un Ingeniero Civil busca cumplir en cada una de las obras que realiza, es proporcionar al usuario la tranquilidad de que dichas obras sean **seguras**, que sirvan para el uso para el cual fueron proyectadas (que sean **funcionales**) y que con la menor cantidad de recursos económicos sea posible construirlas, es decir, que sean **económicas**.

En los años sesenta, principalmente en la Delegación Alvaro Obregón y la Miguel Hidalgo se modifica el suelo sin ningún control, el material que se exploto fue las arenas pumíticas atendiendo el único objetivo de obtener grandes volúmenes en forma aleatoria. Dando como resultado desastres, ya que los accesos y las características de las minas se han ido borrando con la urbanización. De aquí que el Ingeniero Civil tenga que intervenir con sus conocimientos, para que las zonas afectadas por las minas sean estudiadas, dando solución al problema de la inseguridad del subsuelo con alternativas de rehabilitación, que permitan aprovechar los predios sobre estas zonas.

El contenido de este trabajo proporciona elementos para conocer y enfrentar la problemática existente en zonas minadas, se distribuye en cinco capítulos; el primero trata en forma global la ubicación geográfica de las zona de estudio en la Cuenca de

México, el origen de las cavidades, el modo en que afectan a la población, las características geológicas predominantes, estratigrafía del subsuelo y propiedades mecánicas del mismo.

En el segundo capítulo se mencionan los métodos de exploración y muestreo recomendables en el lugar, mencionándose ventajas y limitaciones. Cuyo fin es el detectar la existencia o no de minas en el subsuelo y su posible estudio de las características del lugar.

Las pruebas de laboratorio que se mencionan en el tercer capítulo, son las que comúnmente se aplican en los lugares con minas, para conocer las características físicas y mecánicas de los suelos. Y como complemento se menciona un método que se realiza en el lugar (*in situ*), para conocer sus propiedades mecánicas.

Conociendo las características del lugar donde se cimentará la obra se procede a elegir el tratamiento que se le dará al subsuelo o el tipo de cimentación que se empleará, estos puntos se tratan en el capítulo cuatro

En el capítulo cinco se mencionan casos reales que se han presentado en zonas de minas para finalmente finalizar con las conclusiones y recomendaciones de éste trabajo.

CAPITULO 1

CONCEPTOS GENERALES

1.1.- ANTECEDENTES

La Cuenca de México está situada entre las latitudes norte 19° 03' 53" y 20° 11' 09" y las longitudes 98° 11' 53" y 99° 30' 24" y delimitada por las Sierras de Pachuca, Tezontlalpan, Tepotzotlán, Guadalupe, Tepozán hacia el Norte; la Sierra de las Cruces al Oeste; las Sierras Nevada y Río Frio al Este y por último el Popocatepetl y la Sierra del Chichinautzin cierran la cuenca hacia el Sur. Conforme a su geología y características físicas y mecánicas de los suelos se encuentra dividida en tres zonas que son:

- Zona de lago o lacustre.
- Zona de transición.
- Zona pétreo o de lomas

De las tres zonas mencionadas, el enfoque se hará a la zona pétreo de la Ciudad de México

La zona pétreo incluye la Sierra de las Cruces, Sierra de Guadalupe, el Cerro del Peñón de los Baños, Peñón del Marqués y Cerro de la Estrella.

En esta zona se han detectado varios tipos de suelos que se pueden clasificar atendiendo a los problemas de cimentación como sigue:

- Tobas estables aún bajo la acción erosiva del agua, compuestas por mezclas de arena y grava en proporciones variables, cementadas por una matriz de suelos finos con alta capacidad de carga. Estos suelos aparecen con mayor frecuencia al Norte de la zona Poniente pétreo y especialmente, en la zona alta de las Lomas de Chapultepec en que aparecen conglomerados de gran capacidad de carga. Cuando estos suelos aparecen limpios son los mejores para utilizarse como agregados pétreos; sin embargo su localización no se puede ubicar en un plano, pues depende en gran medida de las condiciones en que se depositaron, y en la mayoría

de los casos han sido cubiertos por emisiones volcánicas. En estas zonas se localizan las cavernas que una vez se explotaron para obtener materiales de construcción y que actualmente constituyen un peligro para construcciones de todo tipo

- Tobas inestables bajo la acción erosiva del agua. Estos suelos están compuestos en gran proporción por arcillas de plasticidad media a alta con cementación pobre. Es muy probable que en estas zonas hayan existido bosques que mantenían cierto equilibrio contra la erosión, el cual fue alterado por la remoción de árboles creando zonas inestables. Se encuentra con mayor frecuencia al Sur de la zona Poniente pétreo (Contadero y algunas barrancas en la zona de las Águilas). La configuración del terreno cambia de una época de lluvias a la siguiente, de manera que en algunos casos es difícil recubrirse en el sitio en temporadas cortas; es frecuente encontrar en estas regiones las raíces de árboles que crecen en las cañadas descubiertas por la erosión. Como materiales de relleno son muy malos. A menos que se cubran debidamente y se aíslen de los cambios de humedad, sus propiedades de resistencia después de compactados disminuyen notablemente si se saturan
- Suelos pumíticos. Dentro de las formaciones características de la zona se encuentran espesores variables entre 1 y 3 m de arena pumítica limpia. Estos materiales sufren rotura de granos si se someten a presiones de contacto altas (25 kg/cm²). Los estratos en que aparecen son sensiblemente horizontales y con gran frecuencia se ubican entre capas de mucho mayor dureza, por lo que es importante tenerlos presentes en el diseño de cimentaciones profundas que transmitan presiones de contacto altas. En algunas ocasiones se encuentran mezclas de arena pumítica con suelos finos que disminuyen en cierto grado su compresibilidad por rotura
- Rellenos. Debido al intenso crecimiento que tiene la Ciudad de México, hacia las zonas pétreas, los proyectistas cada vez se encuentran con terrenos más accidentados. En algunos casos se han tratado de aprovechar las barrancas

rellenándolas con material mal compactado. Los problemas de hundimientos que ocurren después de la primera saturación son críticos y continúan aún después de varias estaciones de lluvia.

- ◆ Suelos de origen eólico. Se tiene que al pie de la Sierra de Guadalupe se encuentran eventualmente depósitos de arena suelta que sufren hundimientos bruscos bajo cargas dinámicas. Los espesores que tienen estos suelos son del orden de 4 m
- ◆ Roca basáltica. En una gran parte de la zona Sur se tiene derrames de lava con distintos grados de fracturamiento y oquedad, en los cuales se puede observar los tipos de basalto columnar y vesicular. Las partes sanas del basalto pueden llegar a tener las mayores resistencias encontradas en la Cuenca de México.

La zona pétreo se caracteriza por presentar problemas en cuanto al diseño de cimentaciones, en los terrenos afectados por la explotación de minas subterráneas de arena y grava.

El problema principal que ocurre es la falla de terrenos minados, estas fallas suelen ser intempestivas y sus consecuencias están representadas por hundimientos súbitos y de gran magnitud; tan grandes como la altura libre de las cavidades, al ceder por causas diversas, el techo, pilares y paredes que las conforman. Los daños materiales y humanos que ocurren, afectan de modo directo al hombre. Esto es un ejemplo de la alteración del medio y las consecuencias.

Actualmente las cavernas, cavidades o minas en la mayoría de los casos no son visibles a simple vista, debido a que la urbanización actual tiende a borrar todo vestigio de ellas; de ahí que el problema de inestabilidad en el subsuelo ponga en peligro las edificaciones. Este fenómeno ya ha dado desafortunadas experiencias.

1.2.- ORIGEN DE LAS CAVIDADES

Algunas cavidades se originaron de forma natural, dado que en el momento de la erupción las lavas basálticas y por la emisión efusiva de gases se combinaban formando burbujas, originándose de ésta forma.

Pero casi la totalidad de las cavidades subterráneas no son de origen natural, son el resultado de la explotación con el empleo de herramientas manuales y métodos rudimentarios que el hombre llevó a cabo en el pasado, sin apego a procedimiento razonable que previera sus trágicas repercusiones en el futuro, ya que su realización sólo obedeció a la mira de obtener los mayores volúmenes posibles de materiales granulares, principalmente pumíticos para la construcción de esa época.

Las cavidades se desarrollaron en forma de galerías, túneles o socavones y salones, en mantos sensiblemente horizontales, en los que predominaba el material pumítico; formando a menudo redes complejas en planta y de extensión variable, que en ocasiones constituyen verdaderas redes de túneles que cruzaban las lomas de un lado a otro. En casi la totalidad de ellas el acceso fue lateral y se localizó en los cortes o las laderas de las barrancas que surcan las lomas, debido a la facilidad que presentó a los mineros el descubrimiento de los mantos y la extracción de los materiales que les interesaba. Por ello es que las minas se encuentran a 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 en varios niveles, por lo que ahora existen en áreas minadas con un nivel, dos y hasta tres niveles de cavidades. Donde los materiales eran particularmente aptos para su explotación, se llegaron a excavar salones de grandes dimensiones horizontales que dependiendo de las características de los materiales de su bóveda podían salvar claros grandes, o bien limitar sus tramos sin soporte mediante pilares intermedios labrados.

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, que implicaban inversión de tiempo y mayores costos.

Con el tiempo los materiales de las bóvedas, ya sea naturales o artificiales, 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. Ocasionando graves peligros, manifestándose con pérdidas de vida y daños materiales.



DERRUMBE DE UNA CAVIDAD

En el momento en que el hombre empieza a explotar las minas no prevé los problemas que puede ocasionar a futuro al no llevar un control de dicha explotación, dado que en



ese tiempo estas áreas estaban despobladas, conforme la urbanización empezó a ocupar las zonas minadas el problema se agrava, exigiendo estudios y soluciones inmediatas.

URBANIZACION EN ZONAS MINADAS

1.3.- GEOLOGIA, ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS

El conocimiento de la Geología, Estratigrafía y propiedades de los suelos de los lomeríos del poniente de la Ciudad de México, es de gran utilidad, pues constituye la base para identificar las capas de la formación de Tarango en la que se desarrollaron. Por otra parte, proporciona datos que orientan el estudio de cimentaciones, permitiendo establecer programas exploratorios y de investigación de campo y de laboratorios mas acordes a la realidad.

La formación de Tarango, se originó de la gran actividad volcánica que tuvieron los abanicos durante el Mioceno y principalmente a mediados del Plioceno arrojando gran cantidad de materiales

piroclásticos. Dicho material se fue depositando a los pies de las sierras. Sierra de las Cruces, Nevada, Río Frío, para formar las lomas, que se elevan al Oeste de la Ciudad de México.



La formación de Tarango representa un conjunto

ESTRATIGRAFIA TIPICA DE LA FORMACION DE TARANGO

estratificado ya sea regular o irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado, compuesto de los siguientes elementos litológicos:

- ◆ Horizontes de cenizas volcánicas de muy distintas granulometrías.
- ◆ Capas de erupciones pumíticas plinianas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia; se depositaron como lluvia en estratos de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter (piedra pómez).

- Flujos piroclásticos (nuées) de grandes volúmenes de grava, bloques y arena fina (arenas azules, arenas rosas, cuaquita).
- Lahares calientes correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases y agua condensada. Están asociadas a erupciones de flujos piroclásticos.
- Lahares fríos son acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado en corrientes lubricadas por agua de lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.
- Ignimbritas (nubes ardientes) surgen verticalmente por un cráter o son proyectadas lateralmente y cuya gran movilidad se debe a los gases y vapores en ellas contenidos, presentan pómez.
- Depósitos fluvioglaciales producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial.
- Depósitos fluviales estratificados correlacionables con la formación clástica Aluvial del relleno de la Cuenca de México
- Suelos producto de la alteración de las distintas unidades litológicas, de cenizas y acumulaciones de polvo eólico. Son de color rojo cuando están asociados a climas húmedos calientes; de color amarillo y subdesarrollados cuando son producto de climas áridos y fríos

De acuerdo a la estructura de la formación de Tarango, ésta alcanza espesores de 300 a 400 m. En donde termina cada abanico volcánico en una superficie estructural propia, que marca el fin de la actividad volcánica que lo produjo. Cada abanico corresponde a la vida activa de un volcán. Cuando éste se apaga surge otro volcán, el cual produce su propio abanico volcánico que se sobrepone al abanico anterior. De tal manera que la formación de Tarango se compone de numerosos abanicos volcánicos superpuestos o entrelazados.

La mayoría de las barrancas que surcan las lomas mantienen una dirección NE, consecuencia del último tectonismo efectuado en el Plioceno, de tal manera que los abanicos volcánicos de Tarango quedaron fracturados y fallados en esa dirección.

La formación de Tarango está interestratificada con las series lávicas de la Sierra de las Cruces donde se originó. Sobreyacen los abanicos volcánicos Tarango a los depósitos volcánicos del Terciario Medio y del Mioceno Superior. Sin embargo subyace a los depósitos clásticos aluviales y aluviales del Cuaternario

Desde el punto de vista de la Ingeniería de Suelos la estratigrafía es errática, dado que en general una misma forma geológica adquiere, indistintamente, diversas clasificaciones en el Sistema Unificado (SUCS). Sin embargo la estratigrafía de las zonas minadas se torna homogénea, cuando se clasifican los suelo respecto a su factibilidad de construir fuentes naturales de agregados pétreos.

Los depósitos granulares se pueden clasificar en:

- Horizonte granular superior: el correspondiente a las gravas y bofeos de la Serie clástica fluvial y aluvial, que 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.

Las propiedades de los materiales que se encuentran con mayor frecuencia en la zona de lomas son:

- Resistencia a compresión simple, q_u . Varía entre 10 y 100 ton/m², 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.
- Cohesión (c), y ángulo de fricción interna (ϕ). El ángulo de fricción del limo arenoso cuya consistencia esta entre muy firme a dura varía entre 30° y 60° con tendencia hacia 40° y 50°. A lo que se refiere a su cohesión es alta. Las arenas pumíticas

presentan valores del ángulo de fricción entre 9° y 29° y la cohesión entre 0 y 6 ton/m².

- Coeficiente de compresibilidad volumétrica, m . Los valores varían entre 0.8 y 1.25×10^{-3} m²/ton en arena pumítica. En limo arcilloso y arcilla limosa, así como para arena limosa "rígida" varía entre 1 y 10×10^{-4} m²/ton.

Dado que los materiales son susceptibles de cambiar con el tiempo por las condiciones climáticas que intervienen en ellos, los parámetros manejados pueden cambiar conforme se sigan intemperizando. Ya que si el agua tiene contacto con algún material éste se modifica debilitándose. Ahora si por ejemplo ese material se encuentra en una cavidad provoca derrumbes. También se debe tomar en cuenta los cambios de temperatura y ciclos de humedecimiento y secado, que sin duda han provocado en el material, *fisuras*.

CAPITULO 2

EXPLORACION Y MUESTREO

Los datos que se usan en un proyecto, para tomar las decisiones adecuadas que concluyan en la correcta terminación de las obras, se definen desde la exploración que se realiza en el lugar.

Los datos que se obtienen en el laboratorio, tienen que ser de gran confiabilidad y para esto se tiene que realizar un buen muestreo y una correcta elaboración de las pruebas necesarias de laboratorio.

Dentro de la etapa de exploración y muestreo está la decisión de elegir el lugar más adecuado para la ejecución de éstos, a su vez el tipo de exploración y el número de estudios. Esto se realiza tomando en cuenta la distribución de los elementos estructurales, la magnitud de las descargas que transmitirán al subsuelo y el tipo de cimentación.

Para realizar la etapa de exploración y muestreo, se puede llevar a cabo de distintas formas, entre las cuales están:

- ◆ Métodos directos
- ◆ Métodos semidirectos
- ◆ Métodos indirectos.

Los cuales se detallan brevemente en éste capítulo.

Es conveniente mencionar que, no existe algún método que garantice al cien por ciento la seguridad y eficacia de los resultados, por tal motivo se exponen ventajas de ellos así como sus limitaciones.

Si para resolver el problema se combinan métodos y se llega a conocer si hay o no minas en el subsuelo, se estará en la conclusión de la etapa de exploración. De tal manera que en la exploración y muestreo se puede usar uno o combinar dos o más

métodos que lleven al conocimiento de las características del lugar y pasar al escalón de la solución al problema.

2.1.- METODOS DIRECTOS

Estos métodos consisten principalmente en observaciones y mediciones tanto de campo, como de gabinete del lugar de interés, de tal manera que si en la aplicación de este método existe duda de la existencia de cavernas que afecten, se ejecutara un segundo método, que de acuerdo al criterio del encargado del proyecto crea conveniente realizar. Y empleará métodos indirectos, semidirectos o ambos, con el fin de asegurar la presencia de cavernas que impliquen inseguridad para los usuarios del bien. En caso contrario se estará en posibilidad de elegir el o los tratamientos (si son necesarios), para garantizar la seguridad y funcionalidad de la obra.

2.1.1.- RECONOCIMIENTO DEL SITIO

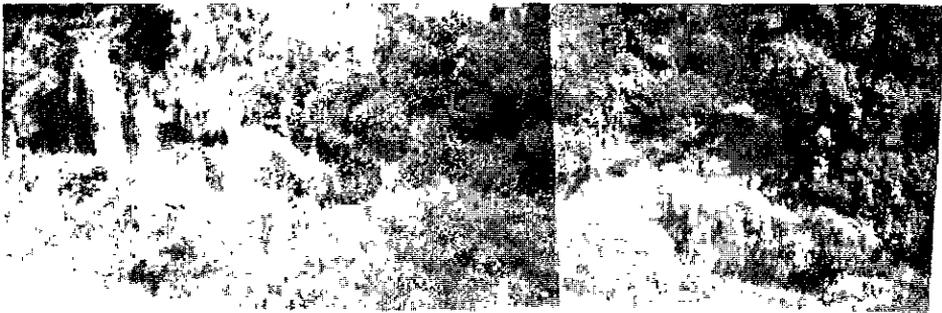
Todo estudio se inicia con un reconocimiento detallado del lugar donde se localiza el predio, para tener una idea general del sitio en que se desplantará la obra, así como obtener detalles del terreno que ayudan a definir el problema y programar la elección de los métodos a emplear para la exploración.

El reconocimiento del sitio no implica únicamente la exploración del terreno de interés, más bien engloba un área más grande, con el fin de detectar los problemas que pudieran afectar al predio

Los rasgos más comunes que se relacionan con la existencia de cavernas o minas son:

- La existencia de barrancas, cañadas, cortes o desniveles pronunciados, implican generalmente la existencia de bocas de antiguas minas, o de rellenos y alteraciones de los terrenos. Pero las bocaminas también pueden ser, de forma vertical, localizadas en la superficie del predio.

- ◆ Si existen capas de arena, grava o materiales pumíticos son razón de explotación subterránea en el pasado.
- ◆ Colapsos, hundimientos y grietas son evidencias que se muestran en la superficie y delatan la alteración del terreno natural, con la existencia de cavernas.
- ◆ Rellenos con *material mal compactado o con basura*.
- ◆ Obstrucción con muros de mampostería o bloques de tepetate.
- ◆ Si existen estructuras y presentan deformaciones o hundimientos o cuarteaduras considerables, estos rasgos implican alteración del terreno natural, no únicamente con cavernas, sino, con posibles rellenos no controlados.



BOCAMINA EXISTENTE EN LA PARTE INFERIOR DE UNA RESIDENCIA

Si todo esto se complementa con información que sirva como antecedente, ya sea por medio de encuestas con gente del lugar que informe de la explotación de las antiguas minas, deformaciones de los



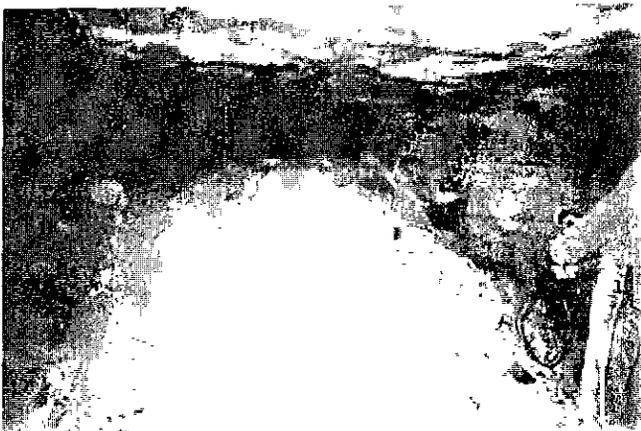
RELLENO CON MATERIAL MAL COMPACTADO Y CON BASURA

Con estos elementos se tendrá detalle de forma, ubicación, espesor y profundidad de las minas y el proyectista podrá elegir la solución al problema.

Durante los levantamientos topográficos de detalle es muy frecuente tener problemas tales como:

- ◆ Derrumbes
- ◆ Rellenos
- ◆ Sedimentos depositados por agua infiltrada
- ◆ Existencia de agua
- ◆ Olores desagradables

Con este tipo de problemas que imposibilitan el levantamiento topográfico, total y certero, implican el recurrir a otro tipo de exploración o solución para continuar con el levantamiento topográfico de manera exitosa.



DERRUMBE DE UNA CAVIDAD

2.1.3.- AEROFOTOGRAFIA

Las fotografías aéreas, son antecedentes que se pueden emplear de forma preliminar, dado que existen de diferentes épocas (aproximadamente desde 1940 hasta 1980), notándose las evidencias de la presencia de cavidades en el subsuelo, tales como, bocaminas, explotaciones a cielo abierto, rellenos, colapsos de bóveda, tiros inclinados y verticales, etc. Y de esta manera se puede reconstruir el proceso evolutivo de explotación a que fue sometida el área de estudio. Esto es, desde la existencia de accesos a antiguas minas, su periodo de explotación, los avances de la extracción a

cielo abierto, la configuración inicial de las zonas, así como los cambios morfológicos asociados a la urbanización u ocupación de los predios.

2.1.4.- POZO A CIELO ABIERTO

Son excavaciones o perforaciones de gran diámetro en las que puede introducirse el hombre, de por lo menos de 80 cm de diámetro.

Este método se le puede considerar como uno de los más satisfactorios para conocer las características del suelo.

Por este método se pueden obtener muestras tanto alteradas como inalteradas, y *consiste en excavar un pozo del cual conforme se profundiza se toman muestras de los diferentes estratos, también se hace un levantamiento de los estratos y grietas que aparezcan en el subsuelo.*

De las muestras tomadas por este método se debe tener cuidado de anotar la profundidad a las que se obtuvieron, *guardarlas en bolsas de polietileno bien selladas.* Para las muestras inalteradas se tomará las precauciones de labrar la muestra y obtenerla preferentemente de las paredes del pozo, protegiéndola inmediatamente, se envuelve con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de parafina y breá mediante una brocha.

2.2.- METODOS SEMIDIRECTOS

Estos métodos se utilizarán cuando las obras por construir se localicen en zonas minadas, en las que por sus condiciones actuales, no sea factible la exploración directa.

Entre los casos que requieren este proceder se anotan los siguientes:

- a) En predios de dimensiones reducidas.
- b) Para comprobar las anomalías detectadas por los métodos indirectos o directos.

- c) En predios totalmente construidos.
- d) En predios con hundimientos o grietas en la superficie.
- e) Para encontrar la causa del mal comportamiento y daños de estructuras ya construidas.
- f) Para estudiar cimentaciones de estructuras bien definidas.

Estos sondeos son una exploración en un sólo punto del área de estudio, de la cual, dado a la relatividad existente entre áreas exploradas y áreas de estudio es muy baja. Se necesitan realizar en la mayoría de los casos más de un sondeo.

Si la futura estructura está claramente definida, en cuanto a los puntos de transmisión de carga de mayor magnitud ayudará a marcar el punto exacto de sondeo para que coincidan. Y de esta forma se realicen los sondeos en cuanto a cantidad mínima de ellos.

Además la profundidad del sondeo es de gran importancia para considerar eficaz la exploración. Esta profundidad está en función del nivel inferior de las cavidades probables o existentes en el sitio, dato que es obtenido 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 que no sea posible aplicar el criterio anterior conviene iniciar la exploración con uno o varios sondeos con muestreo relativamente profundos, para investigar la presencia de mantos de materiales explotables, pudiendo después determinarse 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.

Estos métodos pueden ser con muestreo y perforaciones sin recuperación de muestras. Los primeros son más costosos, y los segundos son más rápidos, dado que su único objetivo es el de averiguar la existencia de cavernas. De acuerdo a la necesidad, se aplicara el más necesario, sin olvidar que los muestreos son indispensables para el diseño.

2.2.1.- SONDEO CON EQUIPO ROTATORIO

Es el más recomendado para detectar la existencia de cavidades. Este tipo de exploración puede ser sin obtención de muestra de preferencia. En el sondeo con equipo rotatorio se emplean brocas tricónicas de 7.6 cm a 10 cm (3" a 4") de diámetro como herramienta y agua como fluido de perforación. En algunas ocasiones se requiere el uso de barriles equipados con brocas de diamante o carburo de tungsteno, para perforar fragmentos de roca dura, como en el caso de tobas brechoides, aglomerados y depósitos aluviales.

Se percibe la presencia de alguna discontinuidad (cavidades, minas, cavernas, etc) cuando la columna de la barra baja bruscamente y al mismo tiempo se pierde el agua de perforación

En el momento de encontrar alguna 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 o el muestreo inalterado para investigar la presencia y espesores de material suelto. Al alcanzar de nuevo el terreno natural resistente, se podrá volver 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, deberá ser necesario averiguar su causa recurriendo al empleo de algún otro método, ya sea de los que se han tratado u otro como pudiera ser la interpretación de fotografías estereoscópicas verticales, tomadas con una cámara introducida a ellas.

2.2.2.- SONDEO CON EQUIPO NEUMATICO

Al emplear maquinas perforadas de percusión alteran significativamente el suelo, por tal motivo, se recomienda este método únicamente de forma exploratoria y no de muestreo inalterado.

La acción del martillo se hace con aire a presión y forma de rotación para el cual se usa una broca tipo Drag. Mediante la medición de la velocidad de perforación, el análisis del tipo de polvo recuperado y el avance sin percusión de la herramienta de perforación nos da la calidad de la roca y la presencia de oquedades.

El procedimiento para identificar un cavidad, consiste en observar el cambio de intensidad del ruido durante la perforación y la ausencia de retorno del aire; cuando esto ocurre se debe suspender la inyección de aire y operar únicamente con el mecanismo elevador para determinar la altura de la cavidad.

En los sondeos con equipo neumático deberán llevarse un registro de los materiales perforados de acuerdo a la siguiente clasificación:

CLASIFICACION	DESCRIPCION
Roca sana masiva, poco vesicular.	La perforación es continua, con velocidad de perforación menor a 10 y 20 cm/min (tiempo de perforación mayor a 2 min para avance de 20 cm), ocasionalmente brinca o se atora la herramienta.
Roca poco fracturada, vesicular.	Velocidad de perforación variable entre 10 y 16 cm/min (tiempo de perforación entre 1.25 y 2 min para avance de 20 cm), la herramienta de perforación brinca o se atora en forma ocasional.
Roca fracturada, muy vesicular.	Velocidad de perforación superior a 16 cm/min (tiempo de perforación menor a 1.25 para avance de 20 cm), la herramienta de perforación se atora constantemente, presentando caídas súbitas de 10 cm.
Material de relleno.	Generalmente se presenta en forma superficial, con velocidad de perforación variable, normalmente superior a 16 cm/min (tiempo de perforación menor a 1.25 para avance de 20 cm), presenta caídas súbitas de la herramienta hasta de 10 cm o mayores.

CLASIFICACION	DESCRIPCION
Oquedad.	La herramienta de perforación desciende rápidamente avanzando sin percusión, perdiéndose el polvo de la perforación.

2.2.3.- SONDEO CON EQUIPO DE PENETRACION ESTANDAR

Este método es de los más usados para exploración y muestreo, pues rinde buenos resultados en la práctica y proporciona información muy útil en torno al subsuelo. Además es relativamente económico.

El equipo que se utiliza para realizar dicha prueba consiste en muestreador o penetrómetro estándar con dimensiones específicas. La zapata tiene una altura de 6.62 cm, debe ser de acero endurecido y deberá sustituirse cuando pierda su filo. El tramo intermedio está formado por dos secciones de tubo en forma de media caña de 68.58 cm de largo, la cual se une a la sarta de perforación por medio de una cabeza de 12.75 cm de largo, la cual contará con una válvula para que permita la salida del azolve durante el proceso de hincado y evitar que la muestra se salga del mismo durante la extracción; se puede integrar en el tubo muestreador una canastilla o trampa para retener las muestras principalmente en el caso del muestreo en arena suelta.

El equipo de hincado consta de una masa golpeadora de 63.5 kg, guiada con una barra de 19 mm de diámetro. El diámetro de la masa golpeadora es de 15 cm. La energía se transmite al penetrómetro mediante una cabeza de golpeo y tubos o barras de diámetro mínimo AW (4.44 cm). Para evitar el pandeo excesivo de la columna que forman los tubos de perforación en sondeos que lleguen a profundidades mayores de 15 cm, es recomendable utilizar barras de mayor diámetro, como las BW (5.4 cm) o NW (6.67 cm).

Actualmente existe, dentro del equipo de hincado el llamado martinete de seguridad.

Para realizar la prueba se inca a golpes con un martinete de 63.5 kg, dejándolo caer desde una altura de 76 cm y registrando el número de golpes necesarios para incarlo en 3 segmentos de 15 cm. Se define la resistencia a la penetración como el número "N" de golpes en los últimos 30 cm. Si el penetrómetro no se puede incar los 45 cm, la prueba suspende cuando se ha alcanzado 100 golpes y por extrapolación se deduce el número de golpes "N". La intención de no considerar los primeros 15 cm es evitar la zona de alteración que se produce por la perforación y lavado.

Después de extraer el penetrómetro se debe limpiar el pozo se hace descender de nuevo al muestreador o penetrómetro, repitiendo el procedimiento descrito anteriormente.

Si durante la ejecución se observa la caída súbita de la herramienta de perforación entonces se ha encontrado una cavidad.

En esta prueba existen variables que afectan considerablemente el número de golpes obtenidos, dichas variables son:

- ◆ Experiencia y habilidad del perforista.
- ◆ Número de vueltas del cable manila en la cabeza de gato.
- ◆ Efectos de la variación de la altura de caída del martinete.
- ◆ Velocidad de la cabeza de gato.
- ◆ Estado físico del cable manila.

De tal manera que los resultados "N", deberán manejarse cuidadosamente para diseño, esto es que no se tomen como definitivos sino como tentativos.

2.3. - METODOS INDIRECTOS

Los métodos indirectos se emplearán cuando no sea posible investigar por métodos directos, o éstos no conduzcan a la solución del problema.

Los métodos indirectos determinan la distribución especial de las propiedades físicas de las rocas, cuyo significado real no es siempre claro ni único.

Los métodos indirectos por razones económicas se justifican su uso en predios de ciertas dimensiones en los que la mayor parte del área vaya a quedar cubierta por obras de gran extensión superficial o lineal, como son fracciones por regularizar, calles, etc.

En predios pequeños pueden ser empleados con éxito, siempre y cuando el área circunvecina esté baldía y sea accesible a dichos métodos.

La profundidad de exploración debe alcanzar el nivel inferior de las barrancas o cortes cercanos, definidos en el reconocimiento superficial.

La forma más adecuada para iniciar la investigación es realizarla a lo largo de líneas localizadas en el perímetro del predio, sobre todo en aquéllas que sean paralelas a las barrancas, cañadas o cortes.

Si los resultados de la exploración realizada a lo largo de la línea perimetral no marca anomalías se dará por terminado el estudio. En caso contrario se debe prospectar sobre un eje paralelo al anterior e interior, separado de él a una distancia tal que permita disociar las influencias locales, limitándose a investigar los tramos en los cuales existen anomalías.

Si existe duda de las anomalías, se proceda a aplicar métodos semidirectos con el fin de explorar las causas.

Por otra parte, si existen rellenos o alteraciones del terreno natural, que en los métodos anteriores, no sea posible obtener datos que orienten la investigación, se deberán trazar líneas interiores cuyas dimensiones dependerán: del tamaño, geometría y condiciones del predio.

2.3.1.- MAGNETICOS

Este método fue desarrollado inicialmente para localizar yacimientos de hierro. Se basa principalmente en la teoría clásica de la mecánica newtoniana, considerando la Ley de Gravitación Universal, y que cuantifica la fuerza con que las masas se atraen o repelen entre sí, en función de la distancia entre ellas. También se emplea la Ley de Coulomb que tomó como base la carga eléctrica y se relaciona también con la distancia.

Para poder utilizar este método es necesario que el terreno circundante posea propiedades magnéticas o electromagnéticas fuertes; debido a esto, no es recomendable el empleo del método que se estudia en el presente punto para la detección de cavidades, a menos de que existan condiciones geológicas especiales que realcen el contraste electromagnético entre las cavernas y su medio circundante.

Pero el método magnético es relativamente económico, siendo el equipo comercialmente de los más baratos y más sencillo de operar. En cuanto a tiempo de realización de un sondeos de este tipo es rápido, pudiéndose llevar pocos minutos.

Al emplear este método se recomienda que se combine con otro, por ser de resultados muy dudosos, ya que las fluctuaciones observadas se pueden interpretarse de muchas maneras.

2.3.2.- GRAVIMETRICOS

El método gravimétrico tiene como objetivo la detección de estructuras subterráneas mediante la alteración que ellas producen del campo gravitación al terrestre. Dichas alteraciones se deben a la distribución irregular ya sea a una profundidad somera o profunda, de masas de distinta densidad que se localicen en el subsuelo.

Los principios de teóricos de estos métodos, se basan en la teoría clásica de la Mecánica Newtoniana, desarrollada matemáticamente por Laplace y Poisson.

Los equipos más empleados en la prospección gravimétrica son: el gravímetro, la balanza de torsión y el péndulo.

El gravímetro es un instrumento que mide directamente las pequeñas variaciones de la componente vertical de la gravedad. Consiste de una masa suspendida por un resorte de torsión, donde la masa queda bajo la influencia de una fuerza originada por la gravedad terrestre.

Al utilizar los gravímetros portátiles del tipo Worden o Lacoste. Estos aparatos permiten efectuar mediciones rápidas del orden de 2 ó 5 minutos por estación gravimétrica según la dificultad del terreno y la habilidad del operador.

Para tener una idea del procedimiento se presenta el siguiente ejemplo:

Se tiene un subsuelo uniforme con superficie plana, de densidad $\rho=3.0 \text{ g/cm}^3$ que contiene una caverna de 2 m de radio (suficientemente grande) y ubicada a 3 m de profundidad (somera), se obtendría una anomalía negativa acampanada, como la que se muestra:

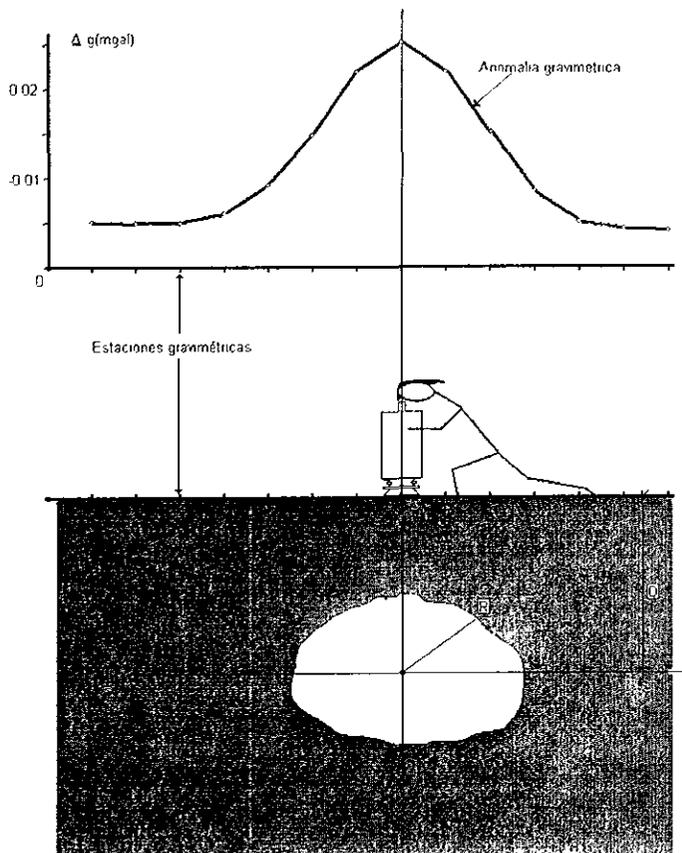


IMAGEN DEL METODO GRAVIMETRICO

Pero la utilidad del método es marginal, ya que el contraste de densidad en la zona poniente del Distrito Federales es del orden de 2 g/cm^3 (muy pequeño); las cavernas son muy irregulares y pequeñas; además en muchas ocasiones la cavidad esta rodeada por una capa superficial de "Tepetate" cuyo espesor es variable y las fluctuaciones de densidad producen un "enmascaramiento" de las anomalías más profundas. Sin olvidar que se cuentan con muchas irregularidades topográficas, tales como una roca, un monticulo o una zanja que pueden causar una anomalía gravitacional comparable al de una caverna

Las condiciones para la detección son mejores cuando se trata de cavernas de disolución en terrenos con contenido de caliza, o cavidades en coladas basálticas, porque con frecuencia las cavernas son más grandes, el terreno es más plano, geológicamente más homogéneo y su contraste de densidad es mayor.

2.3.3.- GEOELECTRICO

Los métodos geoelectricos 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, la permitividad y la resistividad. Entre estas propiedades la más aprovechada es la distribución de la resistividad en el subsuelo.

El método de caídas potencial, el cual indica la distribución de diferencias de potencial generadas en el subsuelo por la presencia de cuerpos anómalos, fracturas, flujos de agua o cambios litológicos significativos.

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

En el caso de la medición del potencial natural, el valor obtenido siempre es pequeño y las anomalías del campo eléctrico provocadas 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 la intensidad varía, 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 equipotenciales; la interpretación de los resultados consiste en estudiar las anomalías de potencial detectadas.

De forma más general el 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, cualquier oquedad o ausencia de material en el subsuelo se considera como una masa resistente, por estar llena de aire cuya resistencia es mucho mayor que la de los materiales que lo rodean. De tal forma que las líneas de corriente, paralelas al 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.

Los métodos eléctricos de resistividad consisten en crear artificialmente un campo eléctrico estacionario por contactos galvánicos (electrodos) y medir los potenciales generados en otros puntos para obtener el valor de la resistividad eléctrica del subsuelo, la cual está asociada a la permeabilidad, porosidad, fracturamiento y grado de saturación de los materiales que lo constituyen. El procedimiento de operación puede efectuarse de

dos maneras Sondeo eléctrico vertical, cuando la geometría de la disposición de los electrodos se conserva con respecto a un punto de simetría y sólo se incrementa su tamaño, cuya investigación es a profundidad; el subsuelo deberá simularse como un medio pseudoestratificado para que la interpretación cuantitativa sea de buena calidad. Para el perfilaje o calicateo eléctrico (sondeo eléctrico horizontal) se emplean los mismos de electrodos y el modo de operación es desplazar el centro de simetría sin incremento en el tamaño del arreglo, es decir la investigación es lateral. El perfilaje se utiliza para detectar cambios laterales de litología, contactos verticales, fallas, etc. La tendencia actual de los métodos eléctricos es combinar los procedimientos de sondeo eléctrico vertical y el sondeo eléctrico horizontal, para que la investigación de resistividad sea según dos direcciones: a profundidad y sobre un eje paralelo a la superficie del terreno; de esta manera se podrían interpretar modelos más complejos y efectuar correcciones por topografía.

Por medio de perfiles se investiga el área con problemas y se trazan los diagramas (secciones) de isorresistividad aparentes, que darán, además de la estructura geológica, la delimitación de las anomalías provocadas por cuerpos extraños existentes en el medio medido

En la siguiente figura se muestra una imagen eléctrica resistiva de un terreno con sus anomalías geológicas y anomalías muy pronunciadas, que pueden asociarse con una oquedad

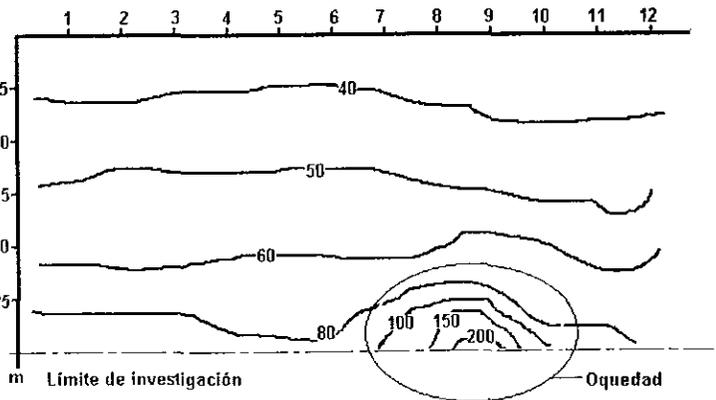


IMAGEN ELECTRICA RESISTIVA

subterránea.

En los métodos de potenciales como en los de resistividad, una cavidad subterránea se caracteriza siempre por un aumento del valor de resistividades, en forma positiva 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 resistividades debido a un efecto de drenaje del medio que rodea la cavidad oculta, mucho más intenso que en el caso de un lente o filón

En la actualidad, los mejores resultados para investigar cavidades subterráneas, se obtienen aplicando métodos eléctricos de resistividad, a condición de que estos se realicen en forma adecuada, aunque son más lentos para obtener el dato y más caros en relación de los demás métodos indirectos.

Los métodos geoelectrónicos, necesitan en algunas ocasiones, del empleo de los métodos semidirectos para solucionar el problema.

2.3.4.- GEOSISMICO

Este método se basa en una característica específica del medio, como es las propiedades elásticas de los materiales, a partir de perturbaciones naturales (sismos) o creadas artificialmente en la "superficie" del terreno. Para el caso de que la fuente de ondas sismoelásticas sea artificial, esta se puede originar de diferentes formas: caída de pesos, explosivos, vibradores, etc., generalmente emplazados en la superficie o a muy poca profundidad y en agujeros de diámetro pequeño (barrenos). La energía se propaga por el subsuelo y en el aire, y es recibida por sismodetectores o geófonos que transforman la vibración mecánica en señales eléctricas que son amplificadas, filtradas y registradas en los simógrafos. La perturbación se propaga en el medio por frentes de onda que sufren modificaciones: reflexiones, refracciones, difracciones, dispersiones,

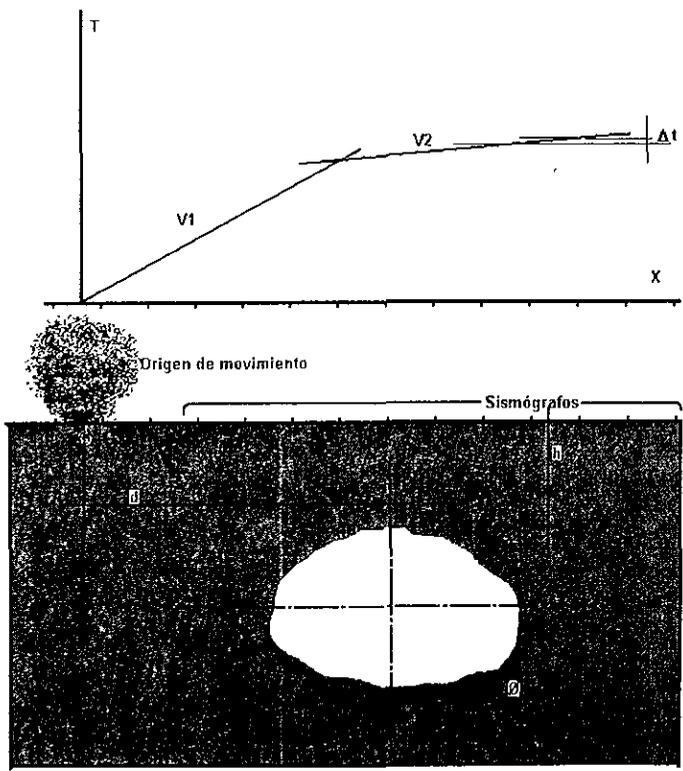
etc. que son detectadas en la superficie del terreno por sismógrafos; el parámetro experimental es el tiempo de arribo de las distintas ondas en que se transforman la perturbación mecánico-elástica en las refracciones y reflexiones de contacto entre capas en el subsuelo. El objetivo de los métodos sísmicos es describir espacialmente la velocidad de propagación de las ondas.

El método sísmico de reflexión se basa en producir un disturbio en la superficie del terreno y registrar en un sismograma de varios segundos, las reflexiones de las ondas que llegan a la superficie. El empleo de este método no es muy aconsejable en la detección de cavernas, ya que no permite localizarlas, debido a que las ondas sísmicas atraviesan las oquedades sin alterarse prácticamente en su trayecto.

Para explicar el método sísmico de refracción lo veremos con un ejemplo: Se tiene un terreno homogéneo e isótropo, en el cual existe una cavidad subterránea. 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 a la relación d/ϕ disminuya. Este retardo Δt en el tiempo de transmisión se va a notar, no sobre una vertical por la



METODO SISMICO REFRACCION

CAPITULO 3

PRUEBAS DE LABORATORIO

Es en el laboratorio donde se empieza a adquirir un concepto más exacto que en la exploración de las propiedades físicas del suelo o la roca. Primero se realizan pruebas de clasificación y consecuentemente se determinan las pruebas más adecuadas que requiere la solución del problema.

Los datos que se obtienen en el laboratorio, tienen que ser de gran confiabilidad y para esto se tiene que realizar un correcto muestreo y una correcta realización de las pruebas necesarias de laboratorio.

Las principales propiedades físicas que se deben conocer para evaluar el comportamiento de un suelo o roca, tales como peso unitario, permeabilidad, resistencia a esfuerzos, compresibilidad e interacción con el agua; se estudian mediante ensayos de laboratorio sobre muestras representativas, obtenidas de lugares representativos del área sobre o en la que se vaya a construir la obra proyectada, o bien directamente en el campo, por lo que en este capítulo titulado pruebas de laboratorio se incluyó algunas pruebas de campo (*in situ*).

Las muestras de laboratorio pueden ser: inalteradas, cuando la muestra se encuentre casi en las mismas condiciones en que se encuentra el terreno del cual procede y, alteradas, en caso contrario.

3.1.- PRUEBAS INDICE.

Estas pruebas son sencillas y suministran un índice rápido que puede ser correlacionado con los parámetros del diseño, de los cuales tenemos:

3.1.1.- ALTERACION

El grado de alteración de una roca se obtiene de la siguiente manera:

- Se seca la muestra de roca al horno a $105^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ durante dos horas aproximadamente, y se pesa para obtener P_1
- Se sumerge la muestra en agua durante un lapso de hora y media y se pesa, obteniéndose P_2 .
- Se calcula el valor del grado de alteración, empleando la expresión:

$$i(\%) = \frac{(P_2 - P_1)}{P_1} 100$$

3.1.2.- ALTERABILIDAD

Se puede realizar de diferentes maneras:

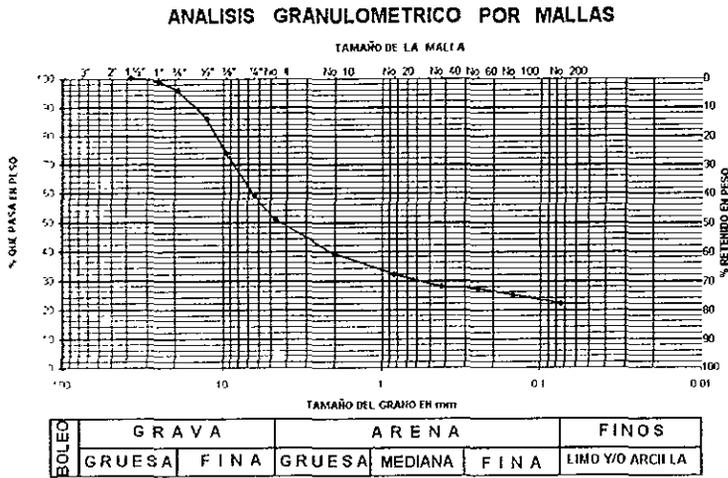
- 1 Mediante el examen de la evolución de las características mecánicas de las rocas en función del tiempo bajo la acción de diferentes tipos de agresiones externas (ataques químicos, disolución acuosa, etc.).
- 2 Por el estudio bajo las mismas agresiones, de la evolución de los minerales que componen la roca.
3. Un mineral puede evolucionar en presencia de roca o aire para ello es necesario que el fluido agresivo pueda alcanzarlos, es decir, que el estudio del aspecto geométrico de la porosidad de la roca (macrofisuración o microfisuración) da información muy importante sobre el grado de alterabilidad del material.

3.1.3.- GRANULOMETRIA POR MALLAS

Consiste en separar por tamaños los granos que componen el suelo. Esta separación se hace mediante el cribado del material a través de una serie de mallas o tamices. Las mallas más usuales son: 3" (76.2 mm), 2" (50.8 mm), 1½" (38.1 mm), 1" (25.4 mm), ¾" (19.1 mm), ½" (12.7 mm), ⅜" (9.5 mm), ¼" (6.4 mm), No. 4 (4.69 mm), No. 8 (2.38 mm), No. 10 (2.00 mm), No. 20 (0.84 mm), No. 40 (0.42 mm), No. 60 (0.25 mm), No. 100 (0.149 mm) y No. 200 (0.074 mm). Los contenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan con respecto al peso de la muestra total se suman a los

porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño. El complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión.

Con los porcentajes de material retenido y los que pasan se construye la curva granulométrica, utilizando papel semilogarítmico, colocando en el sentido logarítmico el diámetro y en el otro eje el porcentaje acumulado que pasa. Como se muestra en la prueba realizada en la Zona Secundaria Habitacional "La Loma".



De la curva granulométrica se obtienen los parámetros D_{10} , D_{30} y D_{60} , necesarios para calcular los coeficientes de uniformidad y de curvatura que se define como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$$

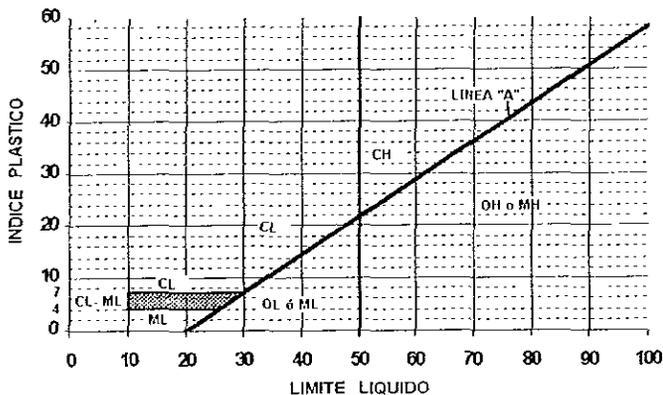
De donde:

D_{10} = Tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo.

D_{30} , D_{60} = Tamaño tal que el 30% y 60%, en peso del suelo sea igual o menor, respectivamente.

Mediante estos coeficientes se puede clasificar los suelos como bien graduados o mal graduados y el porcentaje de partículas menores de 0.074 mm permite agruparlos como suelos limpios o con fracciones finas. Entre estas características y otras para clasificar a los suelos se ven de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos y tabla que a continuación se muestra.

COMPARANDO SUELOS DE IGUAL LIMITE LIQUIDO
LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN
CON EL INDICE PLASTICO



GRAFICA DE PLASTICIDAD
PARA CLASIFICACION DE SUELOS FINOS EN EL LABORATORIO

3.1.4.- GRANULOMETRIA EMPLEANDO EL HIDROMETRO

Es aplicable a partículas que pasan a través de la malla No. 200 (0.074 mm) y consiste en dejar sedimentar una suspensión de material. Con el hidrómetro se puede precisar la variación del peso volumétrico de la suspensión a medida que transcurre el tiempo. La Ley de Stokes permite, por otra parte, determinar el diámetro equivalente máximo de las partículas que al sedimentarse, se encuentran a la altura del centro del bulbo del hidrómetro en un instante dado. La combinación de ambos datos proporciona la granulometría en suspensión.

3.1.5.- CONTENIDO DE AGUA

El contenido de agua de un material es un porcentaje, en el que se compara el peso del agua con el del suelo seco.

1. Se pesa una muestra del suelo.
2. La muestra se seca en el horno y luego se vuelve a pesar determinando la pérdida de agua. El peso del agua perdida, en comparación con el del suelo seco, se denomina contenido de agua o de humedad. Se expresa como porcentaje. Por lo tanto:

$$\text{contenido de agua} = \frac{\text{peso del agua}}{\text{peso del suelo seco}} \times 100$$

3.1.6.- LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

Las propiedades de un suelo formado por partículas finas dependen de la humedad por lo que Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse que son: *límite líquido*, *límite plástico* y *límite de contracción*.

En las pruebas para determinar el **límite líquido (L_L)**, la muestra de suelo se mezcla con agua hasta formar una pasta cremosa que se coloca en un aparato denominado copa de Casagrande. Después se hace una ranura en forma de V a través de la muestra, procediendo enseguida accionar la copa, contando el número de golpes necesario para que la parte inferior del talud de la ranura se cierre. Se mezcla nuevamente el suelo para

repetir la operación hasta que en el 25avo golpe se cierra la ranura. De cada uno de las pruebas se determina el contenido de humedad del material próximo a la ranura. Con los contenidos de agua se dibuja una gráfica "número de golpes" contra "contenido de agua" en papel semilogarítmico, la gráfica es aproximadamente una línea recta llamada curva de fluidez. La ordenada correspondiente a una abscisa de 25 golpes, es el límite líquido.

Límite plástico (L_p). Es el contenido de agua bajo del cual la muestra remodelada se comporta como un material plástico el cual se hace desmenuzable y desmoronadizo. La prueba de Atterberg consiste en encontrar el contenido de agua de un rollo de 3 mm de diámetro formado con el suelo al rodarlo con la palma de la mano, sobre una superficie plana. Los contenidos de agua de por lo menos de tres ensayos se promedian y de esta manera se obtiene el límite plástico.

Límite de contracción (L_c). Es el contenido de agua que saturaría a un suelo contraído por secamiento de evaporación. La prueba se realiza colocando, en un anillo calibrado, la muestra con un contenido de humedad cercano al límite plástico, presionándola para remover las posibles burbujas de aire, dejándola secar. Se pesa la muestra seca y se determina su volumen sumergiéndola en un recipiente con mercurio, la cantidad de mercurio desalojado representa el volumen de la muestra. El límite de contracción se calcula con la expresión:

$$L_c = w_s - \frac{(V_i - V_f)}{W_s} \times 100$$

Donde: L_c = Límite de contracción en %.

w_s = porcentaje de humedad del suelo antes de contraerse.

V_i = volumen inicial de la pastilla de suelo.

V_f = volumen final de la pastilla (suelo seco).

W_s = peso de sólidos.

De los resultados obtenidos de la determinación de los límites de consistencia, se pueden encontrar los índices de consistencia.

Índice de plasticidad (I_p) es la diferencia en por ciento que hay entre el límite líquido y el límite plástico:

$$I_p = I_L - I_P$$

Índice de contracción (I_c) se obtiene de restar al límite plástico el límite de contracción.

$$I_c = I_P - I_C$$

3.2.- PRUEBAS PARA LAS PROPIEDADES HIDRAULICAS.

Estas miden la conductividad de un suelo o de una roca y el volumen del fluido que liberan por el desagüe.

3.2.1.- PRUEBA DE PERMEABILIDAD BAJO CARGA CONSTANTE

Se utiliza para suelos relativamente permeables, tales como gravas, arenas y mezclas de arena y grava. El procedimiento para esta prueba consiste en someter la muestra de suelo a un flujo de agua bajo una carga hidráulica constante. Como se muestra en la figura.

El coeficiente de permeabilidad se determina directamente con base en la Ley de Darcy y se calcula mediante la fórmula:

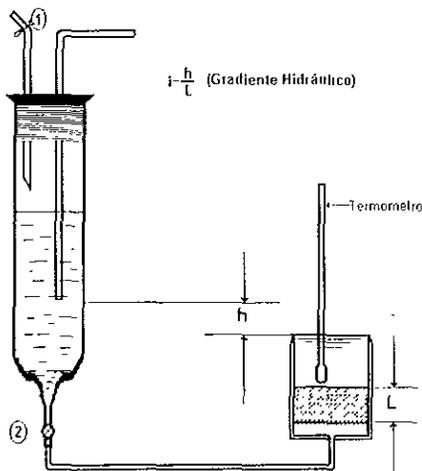
$$k = \frac{V \times L}{A \times h \times t}$$

Donde: k = Coeficiente de permeabilidad, en cm/seg.

V = Volumen del agua, medido en cm^3 .

L = Longitud de la muestra, en cm.

A = Área de la sección transversal del espécimen, cm^2 .

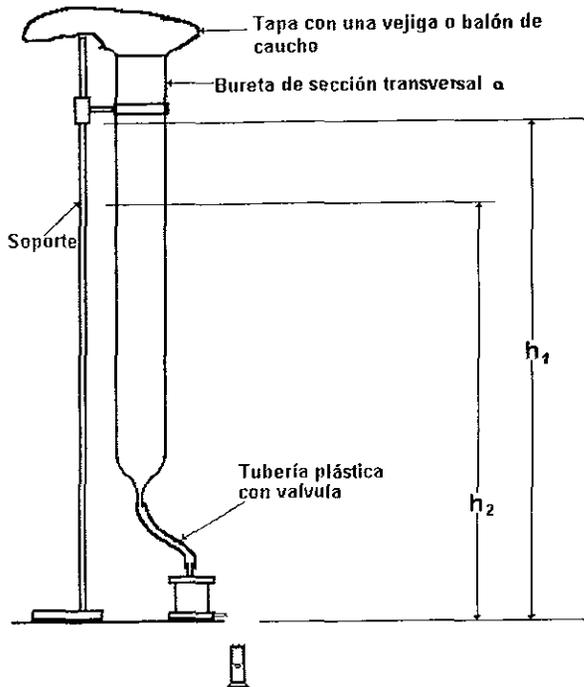


h_i = Carga bajo la cual se produce la filtración en, cm.

t = Tiempo en que se efectúa la prueba, en seg.

3.2.2.- PRUEBA DE PERMEABILIDAD BAJO CARGA VARIABLE

Se aplica a suelos relativamente impermeables, tales como mezclas de arena, limo y arcilla, limos con arcilla o arcillas simplemente. Se debe seleccionar la probeta y la bureta de acuerdo al tipo de suelo. Para suelos menos permeables, los tiempos de prueba resultan prolongados que la evaporación y las variaciones de temperatura producen errores importantes. Para estos suelos es conveniente realizar las pruebas con un gradiente hidráulico alto aplicado mediante presión de aire.



El coeficiente de permeabilidad se calcula a partir de la formula:

$$k = \frac{aL}{At} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

donde: k = Coeficiente de permeabilidad, en cm/seg.

a = área de la sección transversal de la bureta, en cm.

A = área seccional de la muestra de suelo, en cm^2 .

h_1 = carga hidráulica inicial ($t=0$).

h_2 = carga hidráulica final del ensayo ($t=t_{\text{ensayo}}$).

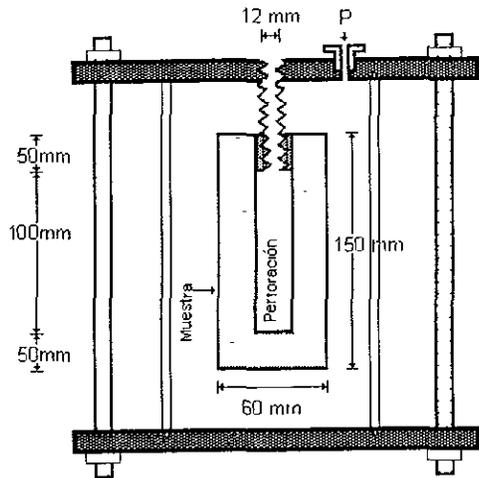
L = longitud de la muestra, en cm

t = tiempo transcurrido durante el experimento, (seg.)

\ln = logaritmo natural.

3.2.3.- PRUEBA DE PERMEABILIDAD EN ROCA

La prueba se efectúa sobre un cilindro de roca de 60 mm de diámetro y 150 mm de altura con una perforación axial de 12 mm de diámetro y 125 mm de longitud. La perforación central queda comunicada al exterior mediante un tubo pegado con araldita. Se introduce la muestra en un depósito de agua y se produce en ella un flujo radial convergente, aplicando una presión exterior de 50 kg/cm². El tubo de salida estará a la presión atmosférica.



El coeficiente de permeabilidad k , se calcula mediante la ecuación:

$$k = \frac{Q}{2\pi L P} \ln \frac{r_1}{r_2}$$

donde: Q = Gasto medio.

L = Altura del cilindro.

P = Presión aplicada.

r_1 = Radio exterior.

r_2 = Radio interior.

3.3.- PRUEBAS PARA LA ESTRUCTURA.

Se realiza para conocer la posición relativa de los granos y en consecuencia, la forma y tamaño de los granos en contacto y los vacíos intermedios. La prueba de granulometría, ya mencionada, es una prueba que muestra la estructura del material. Entre otras se mencionan las siguientes.

3.3.1.- DENSIDAD DE SÓLIDOS

La densidad de un suelo es la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desalojan. Y se determina por la siguiente fórmula:

$$S_s = \frac{W_s'}{W_s' + W_{m\alpha}' - W_{m\alpha s}'}$$

Donde. S_s = Densidad de sólidos.

W_s' = Peso del suelo seco.

$W_{m\alpha}'$ = Peso del matraz y agua a t° .

$W_{m\alpha s}'$ = *Peso del matraz, agua y muestra a t° .*

Tratándose de gravas o piedras, se determina la densidad con relación al agua limpia a la temperatura ambiente, estando el material saturado. Empleando la siguiente fórmula se obtiene la densidad de sólidos:

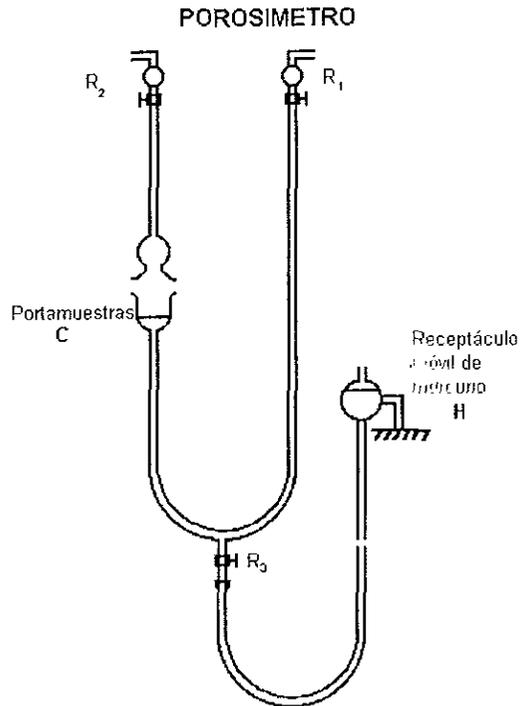
$$S_s = \frac{\text{Peso grava seca}}{\text{Volumen desalojado} - \text{Volumen de absorción}}$$

El valor de la densidad, que queda expresado por un número abstracto, además de servir para fines de clasificación, interviene en la mayor parte de los cálculos de Mecánica de Suelos.

Para su determinación se hace uso de matraces calibrados a distintas temperaturas.

3.3.2.- POROSIMETRO

Este dispositivo está constituido por un tubo de vidrio en forma de U. La rama derecha de ese tubo, de 70 cm de largo termina en una llave R_1 ; la izquierda, de 10 cm de altura, tiene un depósito cilíndrico C con dimensiones que permiten utilizarlo como porta muestras, el cual debe cerrar herméticamente, lo que se puede lograr mediante un sistema de contacto de superficies ásperas engrasadas entre el porta muestras y su tapa semiesférica que va conectada a un tubo de sección transversal conocida de 50 cm de longitud y una llave R_2 , en su extremo superior.



En el punto más bajo del tubo de vidrio se tiene una tercera rama provista de una llave R_3 , y un receptáculo móvil de mercurio, H

El procedimiento de medición de la porosidad es el siguiente

- Se introduce la muestra en el portamuestras C y se abren las llaves R_1 , R_2 y R_3 .
- Desplazando el volumen H, se fija el nivel de mercurio inmediatamente abajo de las llaves R_1 y R_2 .
- Se cierran las llaves R_1 y R_2 .
- Se desplaza el receptáculo H hasta alcanzar el nivel inferior del portamuestras C
- Se cierra la llave R_3 y se deja descansar el volumen H en su apoyo S. En estas condiciones, el aire contenido en la muestra se desprende y sube hasta ocupar cierto volumen cerca de llave R_2 .

- ◆ Se abren las llaves R_1 y R_3 y se desplaza hasta que coincidan los niveles del mercurio en las dos ramas del tubo de vidrio.
- ◆ Se mide el volumen del aire de la rama 2, que en estas condiciones está bajo la presión atmosférica, y se tomará como el volumen de vacíos V_v .

Un minuto de permanencia de la muestra después del quinto paso es suficiente.

3.4.- PRUEBAS PARA LA RESISTENCIA.

Estas pruebas tienen la finalidad de aplicar cargas a una muestra inalterada y de esta manera reproducir las cargas que son esperadas en el terreno. Pero si las pruebas se les aplica cargas gradualmente incrementadas reproducirían las condiciones aplicables a muchas obra de ingeniería.

La resistencia de los especímenes probados en un laboratorio es afectada por diversos factores como son.

- ◆ Antigüedad del espécimen. Las muestra deben ser probadas inmediatamente después que son colectadas en el terreno para evitar el alivio del esfuerzo interno y perdida del contenido de humedad.
- ◆ Tamaño del espécimen. Los especímenes grandes contendrán un mayor número de superficies que las muestras más pequeñas por lo que tendrán una resistencia menor.
- ◆ Velocidad de la prueba. Las pruebas más útiles son las que permiten cambios en la presión del poro que ocurre dentro de la muestra que está siendo medida.
- ◆ Estructura del espécimen. Las superficies dentro de una muestra, como la estratificación y el crucero, afectarán su resistencia.

3.4.1.- PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Los caracteres que normalmente se requieren son el **coeficiente de compresibilidad**, el cual es el cambio en la unidad de volumen que ocurre con un cambio en la presión

(utilizada para calcular la magnitud del asentamiento) y el **coeficiente de consolidación** que es proporcional a la relación de los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad también utilizado para calcular el ritmo de asentamiento.

La prueba de consolidación consiste en comprimir verticalmente un espécimen de material inalterado labrado. Confinado con un anillo rígido, de acuerdo con una secuela de cargas determinado.

Para cada incremento de carga el espécimen sufre deformación atribuible al proceso de expulsión de agua o aire, que se llama consolidación primaria o hidrodinámica y una segunda deformación debida el fenómeno de flujo plástico entre partículas del suelo cuyos efectos son más notables después de que se ha terminado el proceso de consolidación primaria.

Los parámetros que se obtienen se calculan de la siguiente manera:

Coficiente de compresibilidad a_v .

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

Donde: e_1 y p_1 son la relación de vacíos y la presión en una etapa (1) y e_2 y p_2 en una etapa (2).

Coficiente de consolidación C_v

$$C_v = \frac{0.197 H_m^2}{t_{50}} \text{ cm}^2 / \text{seg}$$

Donde: H_m = longitud de la trayectoria de dren más corta en cm.

T_{50} = tiempo en segundos, correspondiente al 50% de consolidación primaria para el incremento de carga considerada.

Coficiente de permeabilidad K_m .

$$k_m = \frac{a_v C_v \gamma_w}{(1 + e_m) 1000} \text{ cm} / \text{seg}$$

Donde: a_v y C_v ya se definieron

- γ peso volumétrico del agua en g/cm^3
- e relación media de vacíos.

3.4.2.- PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

Consiste en aplicar a especímenes ya sea de roca o de suelo, cargas axiales sin confinamiento. La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo el cual el material falla. Dicho esfuerzo se calcula en kg/cm^2 .

La prueba en suelos o en rocas, se realiza con probetas cilíndricas, con una relación de esbeltez que cumpla $2 < L/d < 3$. Que generalmente son de 2.5 a 7.5 cm de diámetro.

El experimento se puede realizar de dos formas, ya sea controlando el esfuerzo o la deformación

Si el espécimen se sujeta a una carga axial que se incrementa en forma controlada hasta llevarlo a la falla, obteniéndose como lectura el desplazamiento sufrido por el espécimen después de cada incremento a la carga aplicada se estará en el primer caso.

En el segundo caso se obtienen lecturas de la carga que resiste el espécimen correspondiente a un intervalo fijado de antemano y la deformación total. Este último es el que se utiliza con mayor frecuencia.

Con los datos obtenidos se calculan:

Deformación unitaria (ϵ):

$$\epsilon(\%) = \frac{\Delta L}{L} 100$$

Area corregida (A'):

$$A' = A \left(\frac{1}{1 - \epsilon} \right)$$

Esfuerzo instantáneo (σ):

$$\sigma = \frac{N}{A'}$$

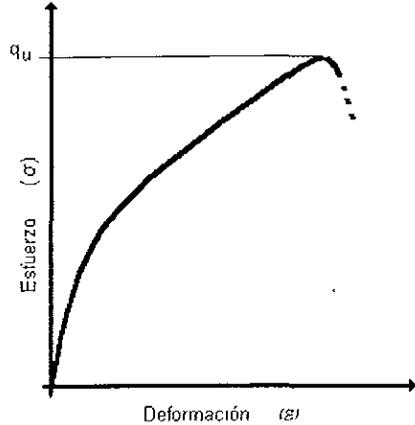
Donde: L = es la longitud inicial en cm.

ΔL = Deformación total en cm.

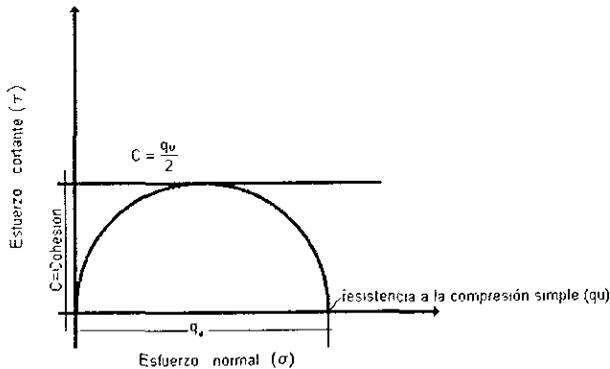
A = Area inicial de la probeta en cm^2

N = Carga total aplicada en Kg.

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



GRAFICA ESFUERZO—DEFORMACION



CIRCULOS DE MOHR
EN PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE

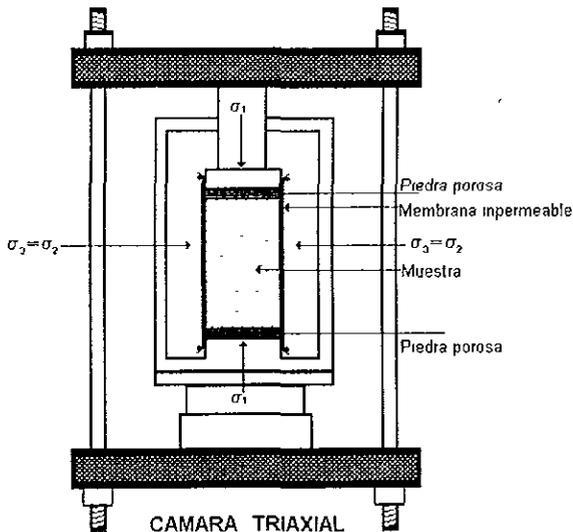
3.4.3.- PRUEBA DE COMPRESION

• TRIAXIAL

Los ensayos de compresión triaxial pretenden simular los esfuerzos que soportan los materiales en la naturaleza.

La prueba de compresión triaxial sigue el siguiente procedimiento. Una muestra cilíndrica se coloca en un pedestal en un recipiente y se forra con una membrana impermeable, la cual aísla la muestra de un fluido que la rodea. En los extremos de la muestra se colocan piedras porosas que se comunican al exterior para drenarla si se desea y sobre estas se coloca una platina de carga en la parte superior de la muestra. Un pistón que pasa a través del techo del recipiente carga contra la platina y transmite una carga axial al bastidor de carga de la muestra. La carga a los lados de la muestra es suministrada por el fluido

La aplicación de los esfuerzos exteriores se lleva a cabo en dos etapas diferentes. La primera consiste en aplicar una presión confinante que se mantendrá constante durante la prueba y la segunda, en la cual se aplicará una carga axial a una velocidad de deformación axial. Durante la prueba se obtienen los datos necesarios para estimar la deformación axial, la carga vertical, la velocidad de deformación y cuando se requiera la presión de poro, el volumen de agua drenada y el tiempo empleado en la prueba

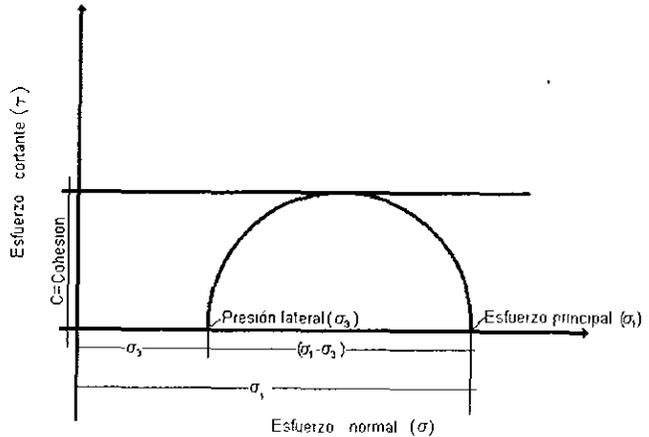


De acuerdo a las condiciones de drenaje que se establezcan en el transcurso de la prueba, los ensayos triaxiales pueden ser:

• **PRUEBA NO CONSOLIDADA NO DRENADA (UU)**

En esta prueba no se permite la consolidación de la muestra y se impide el drenaje durante toda la prueba.

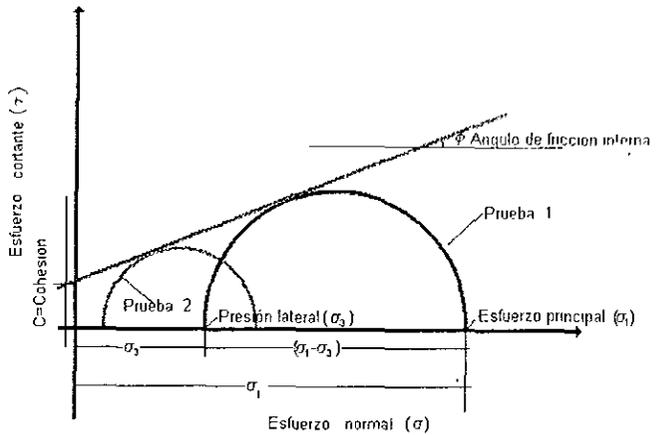
Primeramente se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato se hace fallar con la aplicación rápida de la carga axial. La distribución y los valores de los esfuerzos efectivos no se conocen en ningún momento de la prueba.



CIRCULOS DE MOHR
EN PRUEBAS NO CONSOLIDADAS NO DRENADAS (UU)

• **PRUEBA CONSOLIDADA NO DRENADA (CU)**

En este tipo de prueba el espécimen se consolida primeramente bajo presión hidrostática, que llega a ser esfuerzo efectivo permitiendo el drenaje. Enseguida, cerrando el drenaje, se lleva la muestra a la falla incrementando la carga axial rápidamente, de manera que no se permita ninguna



CIRCULOS DE MOHR
EN PRUEBAS CONSOLIDADAS NO DRENADAS (CU)
Y PRUEBAS CONSOLIDADAS DRENADAS (CD)

consolidación adicional al espécimen.

◆ PRUEBA CONSOLIDADA DRENADA (CD)

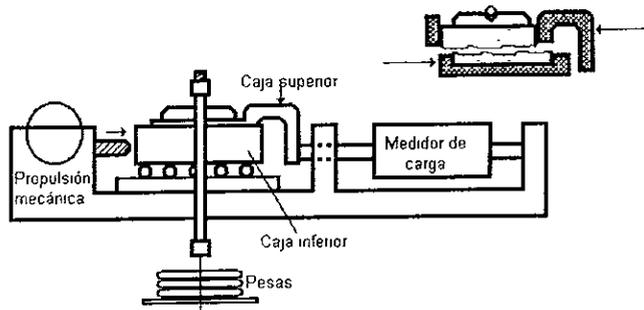
Las características fundamentales de esta prueba es que los esfuerzos aplicados son efectivos en toda etapa, lo cual se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y por lo tanto, la consolidación completa bajo los distintos estados de esfuerzos a que se la somete. En la primera etapa, la muestra se somete a presión hidrostática, dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo esta presión. Y en la segunda, se lleva a la falla con incrementos de carga axial permitiendo completa consolidación bajo cada incremento.

3.4.4.- PRUEBA DE CORTE DIRECTO

Consiste en provocar una falla por corte a través del material intacto en un plano seleccionado previamente. Esta prueba se efectúa aplicando al espécimen carga normal constante, y una tangencial, que se incrementa desde un valor cero hasta un máximo. Durante los ensayos se miden los desplazamientos verticales y horizontales de la parte superior del espécimen con respecto a la inferior. Al aumentar la carga tangencial, se

incrementan los esfuerzos cortantes t , hasta llegar a un máximo t_{ult} , en la cual se fractura el espécimen y aparece una grieta horizontal. La parte superior del espécimen posee mayor libertad para desplazarse

y las deformaciones horizontales se incrementan más rápidamente. El esfuerzo tangencial decrece hasta un valor constante t_{ult} , que representan las fuerzas de fricción entre las caras de la discontinuidad inducida y permite determinar el ángulo de fricción.



EQUIPO DE CORTE DIRECTO

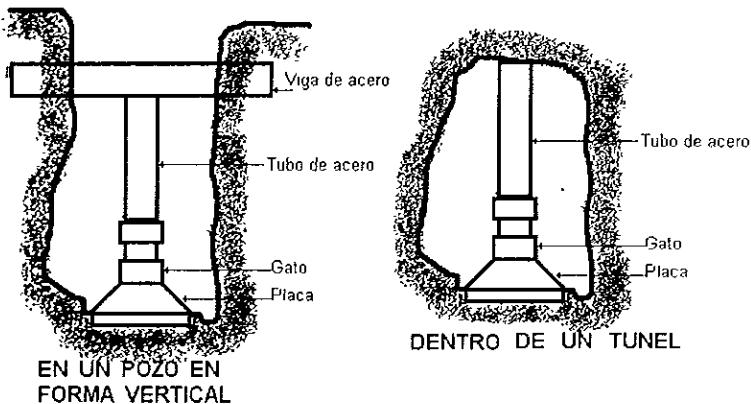
3.4.5.- PRUEBA DE PLACA *IN SITU*

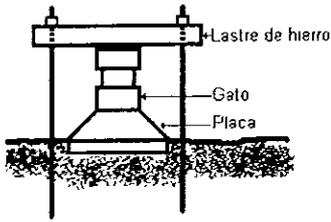
De las pruebas *In situ* ya se maneja la prueba de penetración estándar y las perforaciones ya sea con equipo neumático o rotatorio. De tal manera que únicamente mencionaremos una de las pruebas que sirve para medir esfuerzos que son la prueba de placa.

En la zona de lomas hay materiales que dificultan el muestreo, por lo que es recomendable realizar pruebas de campo, para determinar los parámetros más importantes para la elaboración de un proyecto. Y las pruebas de resistencia en campo son más confiables.

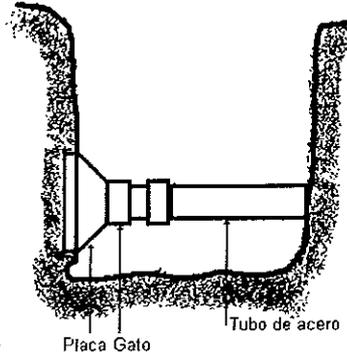
En esta prueba normalmente se aplica una carga estática de una de las maneras siguientes: sobre el área de una placa rígida, de una caverna; o de un pozo. La carga se aplica a una superficie plana, generalmente mediante un gato hidráulico y de esta manera son registrados las deformaciones. Esta carga se aumenta por incrementos y la carga en cada incremento se mantiene en un valor constante: se inicia un nuevo incremento cuando la deformación ha cesado bajo la carga previa.

Los acomodos para realizar la prueba se muestran en la siguiente figura:

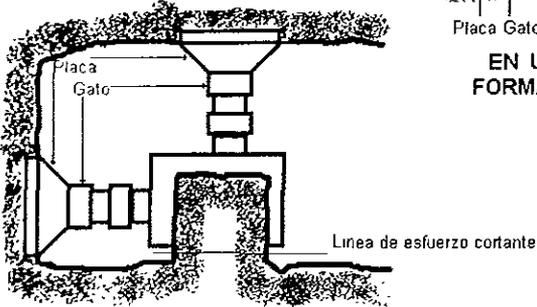




A NIVEL DE TERRENO



EN UN POZO EN FORMA HORIZONTAL



PRUEBA A ESFUERZO CORTANTE

CAPITULO 4

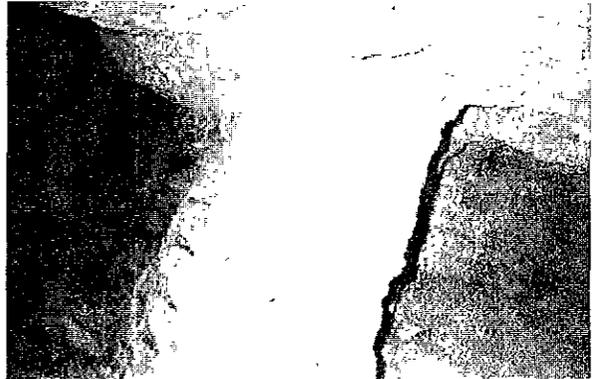
TRATAMIENTOS Y ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

4.1.- TRATAMIENTOS

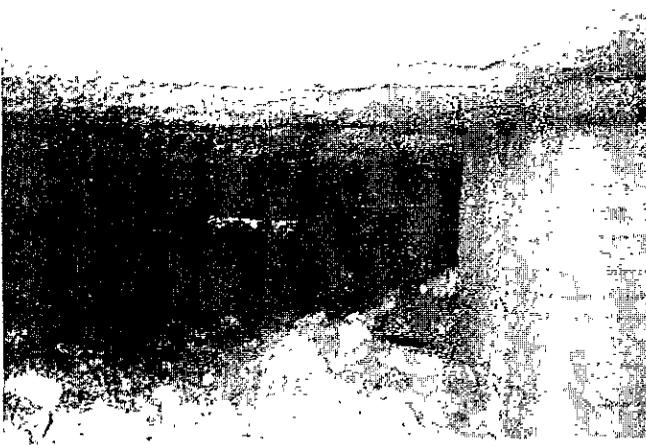
La elección del tratamiento apropiado de estabilizaciones de un terreno afectado por cavidades en el subsuelo debe tener como objetivo *devolverle las características más cercanas a las originales*, esto es, que el comportamiento del subsuelo regenerado sea similar al del subsuelo original.

Para plantear el tratamiento apropiado de estabilización del terreno de interés, se tuvo que haber establecido la existencia de antiguas minas que afecten el subsuelo del predio, con los trabajos para la detección de cavidades, dando rasgos tales como: mediciones precisas de su forma, profundidad y espesor de las bóvedas, condiciones de estabilidad e intemperismo de los elementos de las cavidades. Y el estudio del subsuelo estará completo, con los resultados obtenidos en laboratorio. En función de ello se debe determinar recomendaciones de rehabilitación del subsuelo

Los elementos que constituyen una cavidad en forma normal son las paredes, bóveda o techos y pilares en los cuales se presentan variables en cuanto al grado de intemperismo, el tipo material constituyente, alteración del material, contenido de humedad, anchos, largos, grietas, fallas, alturas, etc., que al presentarse una o más de estas variables dan como resultado una gran variedad de alternativas en cuanto a las condiciones reales de cada túnel, inclusive de la misma cavidad.



PILA DE UNA CAVIDAD



TECHO Y PARED DE UNA CAVIDAD

Hablando de espesores reducidos de techos de bóveda, en éstos la falla al cortante se produce rápidamente, cediendo total o parcialmente en un tramo de la cavidad. En espesores mayores al fenómeno de migración vertical de la bóveda llega afectar a tal grado que se origina la falla, sin que exista algún

parámetro de tiempo y características que normen un criterio a seguir.

Por lo que se refiere a los pilares, su degradación puede ser paulatina y constante, lo que se refleja a través de desprendimiento de lajas verticales, alteración del material o bien por la concentración y redistribución progresiva de esfuerzos dentro de un mismo pilar y de un pilar a otro, dependiendo de las propiedades de los materiales conformantes. Un pilar esbelto puede fallar rápidamente a esfuerzo cortante, en contraste un pilar ancho en relación a su altura puede fallar por aplastamiento en forma lenta

4.1.1.- RELLENOS

Este primer tratamiento, consiste en llenar adecuadamente las cavidades, empleando el material más económico disponible en el lugar, pero de resistencia adecuada. De tal manera que el suelo reponga su continuidad y resistencia.

En este tratamiento es necesario remover del interior de la galería todos aquéllos materiales como basura, lodo, materia orgánica y otros rellenos que no tengan resistencia adecuada; limitar el área de relleno y elegir el método adecuado para

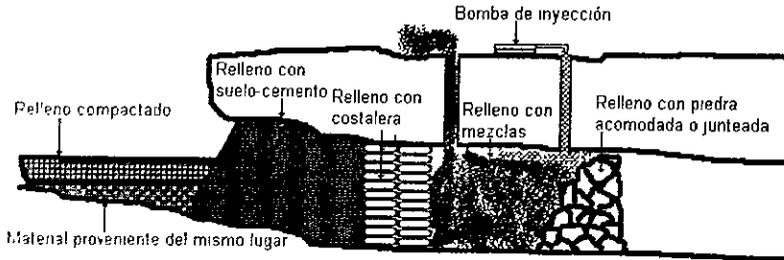
introducir y colocar la mayor cantidad posible de material en las galerías, dejando entre ellos el menor espacio posible.

De acuerdo al material de empleo de los rellenos de las cavernas se tienen los siguientes:

- **Relleno por costaleras:** Para el llenado de los costales se emplea material del sitio, obtenido de las zonas donde este se encuentre suelto, producto de los caídos anteriores, sin efectuar excavaciones ni afectar taludes en reposo de zonas de falla. El desplante de la costalera se hará previa remoción del material suelto, con objeto de apoyarla en material sano. La costalera se construirá de tal forma que las últimas hiladas se construyan hasta que el nivel de relleno lo permita, con objeto de observar el comportamiento del mismo, por medio de la costalera.
- **Materiales provenientes del mismos lugar:** Dentro de las cavernas, se conforman zonas de caídos de esta manera se pueden emplear éstos, facilitando el acomodo del material para relleno. O bien se encuentran en el exterior y son fáciles de introducir y acomodar. El acomodo del material debe realizarse con la compactación adecuada, para evitar hundimientos.
- **Piedra acomodada a mano o junteada con mortero.** Con frecuencia sirven de represa o muros de retención, para evitar la fuga de materiales fluidos colocados en etapas subsecuentes.
- **Mezclas:** Tales como mortero, suelo - cemento, concreto simple o concreto ciclópeo. Se transportan al interior las mezclas de materiales ya sea en forma vertical mediante perforaciones atravesando el techo de las cavernas, de tal forma que se descargué el material de relleno. O bien, en forma horizontal con vehículos u algún otro medio que permita acomodarlo. Realizándose por etapas con objeto que fragüe la mezcla. Entre los materiales que pueden emplearse para la mezcla en diferentes proporciones pueden ser: cemento, cal, puzolana, mortero, boleos, rocas, grava, arena, tepetate, suelo del lugar, bentonita y agua.

En este método el problema principal suele presentarse mediante hundimientos, por insuficiencia en la compactación o la contracción de los materiales de relleno.

SECCION TRANSVERSAL DE UNA GALERIA EN LA QUE SE MUESTRAN LOS METODOS DE RELLENO E INYECCION



4.1.2.- INYECCION

Este tratamiento con frecuencia es complemento del método anterior, dado que su costo es alto por el empleo de materiales y maquinaria especial, y únicamente se emplea para volúmenes mínimos, tales como para rellenar espacios reducidos que quedaron con los rellenos a consecuencia de la contracción y rocas poco fracturadas

El término Inyección lleva implícita una idea adicional de presión, necesaria para que el material llegue a los lugares más difíciles de entrar por métodos empleados en el relleno. De tal manera que permita el confinamiento entre el material de relleno y los elementos de la cavidad, permitiendo aumentar la capacidad portante.



INYECCION

El procedimiento que se aplica comúnmente es el siguiente: Se realizan perforaciones de aproximadamente de 15 cm de diámetro hasta encontrar la zona hueca. En estas perforaciones se instalaran boquillas de fierro galvanizado. A través de las boquillas se inyectará una mezcla de cemento, mortero, bentonita, arena fina y agua hasta levantar una presión suficiente para que la mezcla penetre en los lugares necesarios. El proporcionamiento de la mezcla de inyección será de acuerdo al que sus características de cada uno de los materiales a emplearse formen una mezcla fluida y resistente.

4.1.3.- DEMOLICION

La aplicación de demolición de techos de cavidades, consiste principalmente en derrumbar los techos con explosivos o maquinaria, tales como tractores o retroexcavadoras.

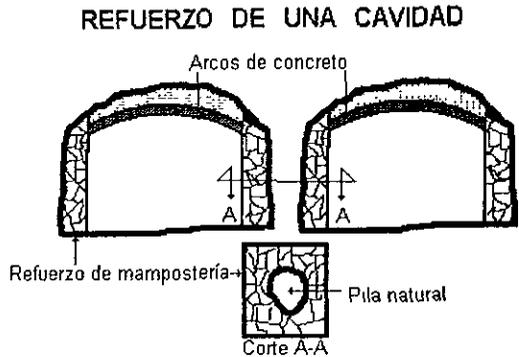
La secuencia que comúnmente se sigue en este tratamiento es:

- Localización topográfica de las cavidades en planta y perfil.
- Despalle del predio.
- Trazo en la superficie del contorno de las cavidades.
- Excavación con maquinaria adecuada abriendo cajón en toda el área afectada, o haciendo una voladura del área de interés.

Quando se emplean explosivos para derrumbar bóvedas, se requiere estudiar el número de barrenos y la cantidad de explosivos, lo que dependerá de la dureza del material. Este procedimiento tiene como restricción la existencia de construcciones cercanas que pudieran dañarse, así como contar con los permisos especiales que el uso de explosivos exige.

4.1.4.- REFUERZO

El fin de éste tratamiento es el de reforzar los elementos de la cavidad como: paredes, pilares y bóveda mediante diferentes técnicas tales como: muros de tabique, muros de mampostería, arcos o bóvedas de concreto y refuerzo de pilares naturales.



- ◆ **Muros de mampostería:** Estos tienen por objeto reducir el claro libre de las cavidades para incrementar la capacidad para soportar cargas impuestas por la estructura 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. Como parte de esta solución se requiere recubrir las paredes contra intemperismo, lo cual es posible lograr mediante muros de tabique y losas precoladas.
- ◆ **Refuerzo de pilares naturales:** En salones sostenidos por pilares se ha utilizado con éxito concreto o mampostería para reforzarlos.
- ◆ **Arcos o bóvedas de concreto:** La utilización de los arcos o bóvedas de concreto en galerías tienen por objeto mejorar la capacidad para soportar las cargas debidas a estructuras y al techo de terreno natural. Si la bóveda va a soportar el peso de construcciones, debe considerarse el incremento de presión en el ademe. Los arcos deberán apoyarse sobre muros de tabique o mampostería.

4.1.5.- PROTECCION CONTRA INTEMPERISMO

Dentro de los procedimientos a utilizar para la protección contra intemperismo, están los mencionados muros de mampostería, arcos o bóvedas de concreto y la aplicación de

concreto lanzado, con objeto de evitar que se continúe la socavación hacia las zonas sanas.

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 con base en concreto lanzado, reforzado con una malla de acero.

El revestimiento con concreto lanzado consiste en mezclar perfectamente el cemento y los agregados, para introducir la mezcla resultante en un recipiente y de este conducirla neumáticamente a través de una manguera hasta la boquilla de expulsión, añadiendo en la boquilla misma el agua de hidratación inmediata antes de lanzar la mezcla.

Los materiales que se emplean requieren de ciertas características que se mencionan a continuación:

- a) **Concreto:** se emplea concreto con una resistencia a los 7 días de $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ como mínimo.
- b) **Acero de refuerzo:** el acero de refuerzo es a base de malla electrosoldada.
- c) **Agregados:** el tamaño de los agregados es de 5/8" y su curva granulométrica debe cumplir ciertos requisitos. La humedad natural del agregado ya dosificado y antes de mezclarse con el cemento debe estar comprendida entre 3 y 6%. La relación cemento - agregados debe ser aproximadamente entre 1 a 4 (400 kg/m^3). La mezcla debe protegerse adecuadamente contra agentes externos (agua, aire, etc.).
- d) **Cemento:** se utiliza cemento del tipo 1. La relación agua - cemento será de 0.56, siendo importante señalar que la relación con que se logra la máxima resistencia se presenta en el punto de máxima densidad. Para lograr esto el material debe ser colocado con la consistencia estable más húmeda posible. La condición anterior se detecta cuando en la superficie del concreto fresco aparece un lustre de humedecimiento ligero.
- e) **Aditivos:** se debe agregar a la mezcla un aditivo en polvo del tipo sigunita, radipur, silicato de sodio, Proconsa ó similar. En el caso que se utilice en polvo debe ser del

2 a 6% del peso del cemento; cuando se utilice líquido deberá ser del 25 a 35% del volumen del agua. Si el aditivo a utilizarse viene en polvo, se debe añadir directamente al recipiente de mezclado, si viene líquido, se debe mezclar con el agua y tomarse en cuenta su volumen para sustituirle por el volumen correspondiente del agua de mezcla.

El procedimiento constructivo es el siguiente:

- a) Se eliminan las irregularidades en paredes y techo de las galerías (salientes o protuberancias) a fin de conformar una sección regular.
- b) Se coloca la malla de acero, fijándola a las paredes y techo de las galerías mediante anclas clavadas aproximadamente 15 cm , manteniendo una separación mínima de 4 cm entre malla y la pared para permitir una capa de recubrimiento.
- c) Se lanzará la primera capa de concreto con un espesor reducido del orden de 2 cm.
- d) Se procede al lanzamiento de la segunda capa de concreto, hasta lograr el espesor final (10 cm aproximadamente) para lo cual se deberá contar con "muestras" u otros elementos en los sitios de lanzamiento, para controlar los espesores.
- e) El fraguado inicial debe ser de 20 minutos y el final de 10 horas.

Durante la colocación del concreto lanzado hay que cuidar los siguientes detalles:

- a) **Calidad del lanzado:** En la colocación del concreto lanzado se empleará personal debidamente capacitado y entrenado. La constancia de los flujos de aire, agua y agregados - cemento hacia la máquina lanzadora y a través de la boquilla de expulsión de la mezcla, son de suma importancia para lograr una buena calidad del concreto lanzado. En caso de que se presenten interferencias en cualquiera de los flujos mencionados, se debe desviar la boquilla de la superficie de lanzamiento hasta que haya sido corregida la deficiencia. El concreto lanzado deberá presentar una superficie uniforme libre de huecos, abolsamientos y otros defectos. El concreto lanzado que no se adhiera a las paredes de la excavación de las galerías o que no cumpla con las características indicadas en esta especificación o que sufra daños durante el desarrollo del trabajo, debe ser retirado y reemplazado por concreto

lanzado nuevo. Por ningún motivo se aceptarán reparaciones mediante concreto aplicado a mano.

- b) **Presión de lanzado:** Las presiones de aire y agua deben mantenerse a presiones a presiones constantes entre 2.5 y 4 kg/cm² en la lanzadora del aire y entre 4.5 y 5 kg/cm² la del agua. No debe tener intermitencia los suministros de aire y agua a presión para lo cual deberá contarse con el equipo adecuado y necesario para cumplir con esta condición. La presión del aire deberá aumentarse 0.3 kg/ cm² por cada 15 m de manguera en exceso de los primeros 30 m.
- c) **Posición de lanzado:** La boquilla siempre debe estar ubicada en una posición desde la que pueda lanzar en dirección normal a las paredes, por lo cual deberá contarse con andamios portátiles o equivalentes para evitar posiciones de lanzado inclinados diferentes a la indicada. Para garantizar el comportamiento y la calidad del concreto con un mínimo de rebote, el lanzado deberá efectuarse a una distancia que varíe entre 1.0 m y 2.0 m de las paredes.
- d) **Forma de lanzado:** El lanzado del concreto se efectuará moviendo rítmicamente la boquilla en una serie de vueltas de lado a lado y de arriba hacia abajo con objeto de lograr una capa uniforme durante el lanzado. Si alguna superficie de la pared se encuentra en estado suelto o dañada deberá ser movida hasta una profundidad suficiente con objeto de obtener una base adecuada para el concreto lanzado.
- e) **Rebote:** Debe cuidarse que el rebote se mantenga siempre abajo del 40%, por lo que deberá cuidarse los siguientes aspectos que influyen en el incremento del rebote:
- ◆ Calidad pobre del lanzado.
 - ◆ Mal graduación del agregado.
 - ◆ Angulo incorrecto de lanzado.
 - ◆ Distancia incorrecta de lanzado.
 - ◆ Presión de aire insuficiente o pulsante.
 - ◆ Mala operación de la maquina lanzadora.
 - ◆ Segregación del agregado de la mezcla.
 - ◆ Por ningún motivo se use el material de rebote.

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 llegarán 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.

4.2.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

Con base en la información obtenida en el campo y laboratorio del predio de interés se podrá saber si existen cavidades y atendiendo a las características del proyecto estructural, se hará el análisis de alternativas de cimentación. Sin olvidar el aspecto económico.

En la zona de lomas dado a que comúnmente presentan capacidad de carga alta de los suelos, se emplea la cimentación poco profunda. Pero si se encuentran problemas de zonas minadas se opta por cimentaciones profundas con el objeto de dar seguridad. O bien, aplicando tratamientos de las cavidades se puede combinar con alguna alternativa de cimentación.

Al abordar un problema de capacidad de carga, se trata de conocer el nivel de esfuerzos que la cimentación puede transmitir al suelo sin provocar un colapso o falla brusca; por otro lado, será necesario calcular los asentamientos que el suelo va a sufrir con tales esfuerzos, cuidando siempre que éstos queden en niveles tolerables para la estructura de que se trate

4.2.1.- ZAPATAS

Las zapatas son elementos estructurales, que tienen por objeto transmitir la carga de la estructura al terreno en una mayor área, para lograr una presión apropiada. Las zapatas de acuerdo a sus dimensiones, pueden ser aisladas o corridas. Las zapatas aisladas son generalmente cuadrados o rectangulares y raramente circulares, que se construyen bajo

las columnas transmitiendo la carga al terreno. En ocasiones las zapatas aisladas soportan más de una columna y se construyen generalmente de concreto reforzado. Las zapatas corridas son elementos análogos a los anteriores en los que la longitud supera en mucho el ancho. Soportan varias columnas o un muro y pueden ser de concreto reforzado o de mampostería, en el caso de cimientos que transmiten cargas no muy grandes. La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada, en el caso de que el suelo ofrezca una resistencia baja, que obligue al empleo de mayores áreas de repartición o en el caso en que deban transmitirse al suelo grandes cargas.

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

4.2.2.- LOSAS

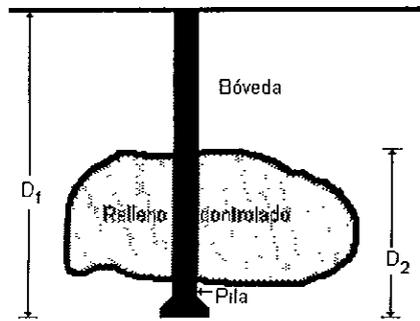
Las losas como elementos de piso de planta baja, pueden requerirse bajo ciertas circunstancias por ejemplo, cuando existen en la superficie rellenos de gran espesor que se comprimen por peso propio. De tal manera que cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para apoyo de cimentación deben aumentarse, llegando al empleo de losas de cimentación construidas con concreto reforzado, las que pueden ocupar toda la superficie construida.

4.2.3.- PILAS

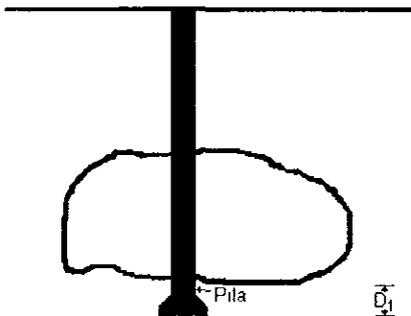
La colocación de cimientos profundos colados en sitio con o sin campana, son una buena alternativa de cimentación en terrenos minados, desplantándolos en un estrato resistente localizado bajo el piso de cavidades y rellenos en edificaciones con altas descargas al subsuelo.

El empleo de esta alternativa de cimentación, exige asegurar la estabilidad del techo de la cavidad, ya que su falla es capaz de afectar la estructura. Por lo que se debe de aplicar un relleno controlado e inyección, o reforzar el techo de la misma. En el primer caso debe considerarse la influencia del relleno en la presión efectiva al calcular la capacidad de carga; será función de D_1 si el techo llegará a gravitar sobre el relleno (cuando el tratamiento garantice un buen sello de contacto), por lo contrario, sólo lo será de D_2 . Estas consideraciones se basan suponiendo que la presión efectiva original (gD_1) se redujo a cero a nivel del piso de las cavidades, cuando éstas fueron excavadas e independientemente de sus dimensiones, restituyendo en forma parcial o total por el peso del relleno y por la acción que este 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 considerarlas como elementos cortos.

CAVIDAD RELLENA



CAVIDAD SIN RELLENAR



En pilas construidas a través de cavidades sin rellenar, 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 encarece la solución. Debido a que el nivel freático se encuentra a gran profundidad en la

zona de lomas y a que las perforaciones se sostienen sin el empleo de ademes o lodos, los procedimientos constructivos son sencillos y corresponden con los usuales del "método seco".

4.2.4.- CAMBIO DE PROYECTO

En el caso de que la alternativa de cimentación y el tratamiento sea muy costosa o sea muy riesgosa se opta por cambio de proyecto o la no ejecución del mismo. Ya que la finalidad de la aplicación de una solución a una obra civil no está aplicando, en otras palabras no es funcional, no es económica, ni segura.

Pero si el predio de interés comprende zonas inseguras y zonas seguras se puede relocalizar la estructura en el área no minada o rellena, dando la oportunidad de aplicar cambio de proyecto.

Si la solución del problema en lo que se refiere a zonas inestables es muy costosa por la sobrecarga aplicada a una solo punto o pocos puntos, lo conveniente es distribuir la carga a lo largo de toda la zona afectada y aplicar tratamientos seguros y menos costosos. Y de tal manera se reconsidera el proyecto original, ajustándolo a las condiciones actuales del lugar.

De acuerdo a cada caso en particular el cambio de proyecto puede ser total, parcial o hasta la no ejecución del mismo, teniendo como variantes las características del lugar y de la estructura como son: existencia de cavidades o rellenos mal compactados, el grado de alteración, anchos de techo, profundidad afectada, la área del proyecto sobre la área de suelo afectado, carga a aplicar en el suelo, capacidad de carga del lugar y distribución de cargas de la estructura.

CAPITULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CASOS REALES

En este capítulo se mencionaran algunos casos reales que se han presentado en zonas minadas, para que de éstos las conclusiones y recomendaciones sirvan de base para diferentes problemas que se presenten, tratando de sean prácticos.

En el estudio de factibilidad de existencia de cavernas en los Polígonos 32 y 33 de la Zona Secundaria Habitacional "La Loma", Primera Etapa Santa Fe (forma parte de la Sierra de las Cruces). Se ejecutó primeramente un reconocimiento del sitio y al mismo tiempo se realizó el estudio de fotografías aéreas. Las cuales no daban algún indicio de la posible existencia de minas subterráneas. Se realizó un muestreo y exploración del subsuelo, que consistió en la ejecución de dos sondeos con equipo de penetración estándar, a la profundidad en la que son significativos los esfuerzos obteniéndose muestras representativas alteradas a cada 60 cm, permitiendo obtener índices de resistencia de penetración. Durante la ejecución no se observó pérdida de lodos de perforación o la caída súbita de la herramienta de perforación. Las pruebas de laboratorio ejecutadas fueron: granulometría, contenido de agua, límites de consistencia y densidad de sólidos.

De acuerdo a los métodos aplicados de exploración y muestreo se concluye que no existen cavidades ni rellenos mal controlados que hayan bloqueado el acceso o bocamina, ya que durante el recorrido no hubo rasgos como: existencia de materiales usualmente explotables (arena pumítica) en forma de galerías subterráneas, algún indicio de explotación de estos materiales, ni bocaminas a la profundidad en que los esfuerzos son significativos de acuerdo a la estructura a desplantar. Y por lo que respecta a este caso, se recomienda una cimentación de tipo superficial, dado que las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo permiten soportar cargas altas

Otro caso, el "Estudio para localizar o detectar cavidades en la Delegación Alvaro Obregón de la Ciudad de México". En esta delegación se estudiaron las colonias Ampliación Los Alpes, Ampliación Las Águilas, San Clemente, Puente Colorado, Puerta Grande y Piloto Adolfo López Mateos, que están asentadas en el Poniente de la Ciudad de México, en donde la explotación de arena y gravas pumíticas fue a través de galerías subterráneas, que se han deteriorado, relleno sin materiales controlados y derrumbado los elementos constituyentes de las cavidades haciendo de ésta, una zona peligrosa. Por tales motivos se realizó el estudio recurriendo a métodos de exploración tales como reconocimiento de sitio, levantamientos topográficos y la aerofotografía.

En la Colonia Los Alpes durante el recorrido de inspección dado que esta urbanizada, se realizó principalmente en las barrancas de Tarango y Los Pilares. En la barranca Los Pilares donde es prácticamente vertical, se localizaron 16 entradas de antiguas minas entre 2 y 9 m sobre el fondo de la barranca con dimensiones de 1.5 a 2.0 m de ancho y 1.1 a 3.5 m de altura. Por otro lado en la barranca de Tarango se encontraron 14 accesos a galerías de antiguas minas; en estos casos las bocaminas son más grandes que en la otra barranca, con anchos de 2.6 a 8.8 m y con altura libre de 1.3 hasta 7.0 m. De la fotointerpretación es posible determinar que prácticamente en el período de 1941 a 1947 es cuando se tienen las principales explotaciones en la zona con cavidades en la barranca sur, Los Pilares y a cielo abierto con posibles cavidades en la barranca de Tarango; considerando que el período de explotación fue corto y no se observan grandes accesos hacia estas excavaciones se estima que la zona afectada no debe ser muy extensa. El levantamiento de las galerías localizadas en esta colonia alcanzó una longitud total de 900.6 m y a partir de estos trabajos se pudieron determinar que las galerías son de longitud o penetración reducida, comprendida entre 5 y 40 m las de la barranca Pilares y de 19 a 80 m las localizadas en la barranca Tarango. Las características que presentan estas galerías de la barranca Pilares son variables, en algunos casos cada acceso corresponde a un túnel con sus diversas ramificaciones mientras que en otros, la galería tiene varias entradas que, obviamente, se intercomunican y por último algunas de estas entradas están cubiertas por rellenos (muros de mampostería o bloques de tepetate) o por caídos de sus bóvedas y sólo se pudieron localizar por el interior de la cavidad durante su recorrido. En la barranca

Tarango todos los casos se llegó hasta el fondo de las cavidades, prácticamente sin encontrar obstrucciones artificiales ni caídos de las bóvedas que limitaran su paso.

Por lo que en la Colonia Ampliación los Alpes se tienen dos zonas minadas una en cada una de las barrancas que al norte y al sur limitan la colonia. Las localizadas en la barranca Tarango son galerías muy amplias, de fácil acceso y sin peligro inmediato de colapso, que sólo afectan los predios baldíos del norte de la calzada las Aguilas; dependiendo del propietario del predio y del uso que se le vaya a dar a los terrenos será la solución a adoptar, así por ejemplo las galerías que se encuentren no muy profundas se podrían derrumbar y bajar el nivel del terreno, mientras que las cavidades medianamente profundas podrían rellenarse. Dado que estos predios son propiedad de particular, los estudios futuros en esta zona dependerán del proyecto que se tenga para su uso. Por otra parte, las cavidades existentes en la zona sur (barranca Pilares) sí pueden estar afectando las casas localizadas en las cercanías, además de que su longitud se tienen varios casos con muros de mampostería o de tepetate o con rellenos producto de caídos que obstruyen los accesos; en este caso como una segunda etapa de estudios se deberán abrir los muros limpiar los mencionados caídos para continuar los levantamientos de las cavidades; así como disponer del levantamiento de las casas existentes en el área, para ver si están afectadas. Dependiendo de la zona afectada podrán tomarse las medidas adecuadas, aunque se estima que lo más conveniente, debido a las dimensiones de las cavidades, sería rellenar desde la superficie o reforzar las bóvedas con elementos de mampostería.

Las colonias Ampliación Las Aguilas, San Clemente y Puente Colorado se han desarrollado sobre la misma colina que tienen como eje oriente-poniente la Calzada de Las Aguilas. En los tres casos están limitadas al norte por el Arroyo Puente Colorado y al sur por el Arroyo San Angel Inn. De la fotointerpretación se observa que en el año 1941, la explotación de materiales era muy reducida, en excavaciones a cielo abierto; en el año de 1947, ya se tiene una gran actividad en las explotaciones, tanto a cielo abierto como a base de galerías, así en la ladera norte, como su parte en la ladera sur. Para el año de 1950 las explotaciones se incrementaron y algunas explotaciones extras aparecen tanto en su lado norte como sur. En el año de 1954 las explotaciones se suspenden y en 1959

se observa una incipiente construcción de casas en las colonias Ampliación las Águilas y San Clemente. En 1963 se reinician algunas explotaciones a cielo abierto de la ladera norte. En 1966 La Colonia Puente Colorado ya tenía gran cantidad de construcciones y hasta 1970 en las otras dos colonias su porcentaje de ocupación era importante. A la fecha, las dos laderas de estas tres colonias se encuentran totalmente ocupadas. Del reconocimiento de sitio se nota que ambas laderas están totalmente cubiertas por construcciones. Así en la colonia Ampliación las Águilas sólo fue posible localizar dos accesos a cavidades: el primero se localiza bajo una casa habitación, la cual no fue posible explorar por estar obturado y lleno de aguas negras; y el segundo en la esquina de la Calle Escollo y de Cerro, cuyo acceso mide 3.4 m de ancho por 3.5 m de alto. En la colonia San Clemente, se localizaron seis accesos, dos en la ladera sur y cuatro en la ladera norte, sobre las pequeñas cañadas existentes entre la calle Jacarandas y calle Tarango. El levantamiento de cavernas sólo se realizó de siete cavidades, en todos los casos su longitud es muy reducida, de 8 m la más corta, a 25 m la más larga y su sección transversal es reducida con anchos comprendidos entre 1.1 y 8.7 m y alturas de 0.6 a 2.4 m. De las siete cavidades la ubicada en la colonia Ampliación las Águilas y dos de la Colonia San Clemente están obstruidas por caídos.

Dado a que en estas colonias la exploración por fotointerpretación delata la existencia de galerías y durante el recorrido no fue posible detectarlas totalmente por la ocupación de construcciones de las laderas. Será necesario realizar una segunda etapa de estudios mediante métodos semidirectos sin muestreo, terminación de los métodos directos realizando una limpieza de los accesos en los sitios en que se tenían galerías y recopilación de información que sirva de antecedente.

La colonia Puerta Grande presenta una pendiente descendente hacia el sur, con desnivel aproximadamente de 50 m entre sus extremos. Su pendiente se presenta gradual en la original colonia Puerta Grande mientras que en la ampliación, se tiene un sistema de terrazas artificiales escalonadas con desniveles del orden de 5.0 m entre cada una. De la fotointerpretación se muestra que las explotaciones se realizaron a cielo abierto, a nivel de descopete en sus primeras etapas (1941, 1947) y con grandes excavaciones y movimientos de tierra en sus últimas etapas antes de que se urbanizará

y se construyera en ellas (1954 a 1970). En el año 1950 la explotación que se localizaba en la parte inferior de la cañada prácticamente fue abandonada y se había iniciado otra en la parte superior de la cañada que separa las dos áreas de esta colonia (Puerta Grande y la Ampliación Puerta Grande), la que por sus características parece corresponder a una explotación con base en minas subterráneas. Por el año de 1982, la colonia Puerta Grande, estaba prácticamente ocupada en su totalidad mientras que la denominada Ampliación Puerta Grande presentaba grandes movimientos para desarrollar el sistema de escalones y terrazas. Del recorrido de inspección realizado en las laderas de las barrancas que la rodean se confirmó lo observado mediante la fotointerpretación, que las explotaciones en la zona fueron principalmente a cielo abierto y en la ampliación los escalonamientos. En cuanto a cavidades de explotaciones subterráneas sólo se localizó un acceso en la pared de uno de los cortes, tiene un ancho de 3.45 m y una altura de 1.30 m permitiendo el levantamiento con brújula y cinta, alcanzó una longitud de 172 m. Corresponde a una sola entrada con diversos túneles interconectados, con longitudes variables de 25 a 5 m y secciones transversales con alturas de 1.0 a 1.8 m y anchos de 1.35 m y 3.45 m. En general sus paredes y techos son de arena pumítica blanca, parcialmente cementada y no se están intemperizando ni presentan agrietamientos.

Los resultados de los estudios realizados en la colonia Puerta Grande, indican que en la parte donde se observó explotación a cielo abierto no hay problemas, pero que en la Ampliación Puerta Grande podrían existir cavidades actualmente, además de la localizada. Por lo que se recomienda una segunda etapa de estudios que comprenda limpieza de laderas, complementación del levantamiento tanto superficial como de las galerías que se descubran y sondeos por métodos semidirectos. El tratamiento de las galerías ya localizadas será a base de soportes de mampostería ya que estas cavidades son reducidas, están sanas y estables.

La colonia Piloto Adolfo López Mateos se ubica en la parte superior de una colina que está limitada por pequeñas cañadas cuyos arroyos llegan a formar el río de la Piedad. La pendiente, en el sentido norte-sur, es gradual, con desnivel del orden de 20 m; mientras que en el sentido oriente-poniente, en las cañadas, tienen desniveles de

aproximadamente 20 m aunque en menor longitud. En el estudio de fotointerpretación de esta zona, se observa explotaciones a cielo abierto de tipo de descopete, en toda la parte alta de la colonia y adicionalmente se tenían cuatro zonas en explotación, a base de cavidades, la principal en la parte alta de la cañada localizada al oriente y en las cercanías de la avenida Santa Lucía y tres áreas en la ladera poniente de la colonia. En el año de 1963 todas las explotaciones se habían abandonado y en el año de 1970 ya se tenían construcciones y urbanización en la colonia. El reconocimiento del sitio se realizó principalmente en las laderas que rodean esta colonia, la primera, inmediata a la avenida Santa Lucía y en las dos restantes que limita la colonia al oriente y poniente. Se localizaron varios accesos a cavidades de antiguas minas, tres en la cañada que separa la Avenida Santa Lucía y la colonia Ampliación López Mateos. En la siguiente cañada, hacia el noreste se encontraron dos accesos más, uno al final de la calle Puerto Vallarta y otro en la parte baja de la calle Barra de Navidad; sus dimensiones son reducidas, de 1.2 a 2.2 m su ancho y altura de 0.7 a 1.5 m. En la ladera de la barranca que limita al poniente a esta colonia se localizaron 13 accesos en la parte baja, que corresponden sólo a tres galerías que están interconectadas, entre las calles Nautla, Telchac y Tulum; en general son muy regulares, de sección transversal casi cuadrada y con anchos de 2.8 m y altura promedio de 2.0 m.

Se concluye que en la colonia Adolfo López Mateos existen más cavidades en la ladera poniente y en la intersección de esta colonia y su ampliación. Por lo que se recomienda realizar una segunda etapa de exploración que consista en sondeos con una cuadrícula cuyos ejes tengan separaciones de 8 a 10 m, la ubicación definitiva de estos sondeos estará en función de las construcciones y obstáculos existentes, para lo cual se deberá disponer de levantamientos superficiales actualizados en las que aparezcan todas ellas. El tratamiento de las cavidades existentes podrá realizarse a base de rellenos de suelo-cemento y con base en elementos de mampostería que reduzcan sus claros y soporten las bóvedas en el resto de las cavidades complementando con inyecciones.

Concluido el resumen del Estudio para localizar o detectar cavidades de la Delegación Alvaro Obregón, se mencionará otro estudio realizado en las colonias Tlapechico, Margarita Maza de Juárez, Ampliación Piloto Adolfo López Mateos, Barrio Norte,

Tlacuítlapla y Herón Proal. Este estudio se dividió en dos etapas: la primera consistió en reconocimiento del sitio, aerofotografía y exploración geoelectrónica. Y la segunda etapa en recomendaciones que en forma general fueron exploración mediante equipo rotatorio y topografía de las cavernas referenciadas a la topografía en superficie para poder definir el grado de seguridad de las colonias estudiadas.

Los resultados obtenidos de la fotointerpretación en la colonia Tlapechico se detectó un acceso o bocamina en la parte norte de la colonia, entrando por la avenida Santa Fé y en las colindancias a la colonia se detectaron otras dos al suroeste de la misma. Durante el recorrido de campo se confirmó que en la parte norte existe un acceso ya cubierto con material de relleno, posiblemente ésta galería o túnel siga su curso hasta la avenida Santa Fé. Y los dos accesos al suroeste son existentes. Empleando el método geoelectrónico mediante una línea de sondeo eléctrico vertical, en ella parecen dos zonas donde probablemente existan galerías.

En la colonia Tlapechico se recomienda realizar tres sondeos exploratorios, para que en las zonas de la primera etapa en donde se tiene duda de la existencia de cavernas se confirme su presencia. Y llevar a cabo un levantamiento de detalle.

En la colonia Margarita Maza de Juárez se detectan cortes litológicos y con ellos la gran concentración de bocaminas. Durante el recorrido se observó que la mayor parte de las galerías, se encuentran concentradas en medio de la colonia. De tal manera que se realizaron 72 sondeos eléctricos verticales en dos líneas, la primera se encuentra localizada en la calle de Loma Chica delatando una zona con galerías, porque los valores de curvas de isoresistividad aumentan. En la segunda línea en forma semejante aparece una galería rellena.

Los métodos aplicados en la colonia Margarita Maza de Juárez, denuncian la existencia de cavidades y la probabilidad de mayor número de galerías y se recomienda la ejecución de nueve sondeos con un estudio de detalle.

La colonia Ampliación Piloto Adolfo López Mateos se encuentra en lo alto de la Barranca Santa Lucía, donde se puede apreciar al centro de la misma una serie de minas realizadas a cielo abierto que están rellenas. Hacia el suroeste, sobre la barranca, se aprecian dos accesos de bastante importancia, uno de ellos es muy ancho, por los indicios que presenta la fotografía aérea, ésta bocamina puede llegar a tener una extensión bastante considerable; incluso, tener ramificaciones que pueden llegar hasta el centro de la colonia. En el recorrido de campo, la colonia se encuentra poblada y sólo se detectó hacia la parte suroeste, entre la colonia de Emiliano Zapata y Puerto de Juárez un acceso que ha sido tapado por basura. Se realizaron 54 sondeos eléctrico vertical en una línea E-W por la calle Puerto Escondido paralela a la barranca que se localiza inmediatamente al sur de la calle y existe la posibilidad de que existan dos cavernas.

Para que las dudas existentes se aclaren, se recomienda que se efectúen cuatro sondeos con broca tricónica

En la mayor parte de la colonia Barrio Norte, inclusive fuera de sus límites, se detectaron minas a cielo abierto durante la fotointerpretación, y no se aprecian indicios de explotación por medio de túneles. Pero haciendo el recorrido por las calles se observa que gran parte de las edificaciones presentan cuarteaduras considerables que son de peligro, no se detectó ningún acceso, ya que la explotación fue a cielo abierto y están rellenas en la actualidad. Por lo anterior se colocaron 252 sondeos eléctricos verticales (S. E. V.) en cuatro líneas: La línea número 1 con 72 S. E. V. en la calle Gustavo Díaz Ordaz, muestra tres zonas de galerías posiblemente rellenas; la línea número 2 en la calle Central se observaron 39 S. E. V. mostrando algunas galerías; la línea número 3 observada en la calle Padre Hidalgo, se hicieron 96 S. E. V. mostrando la existencia de cavernas. Y la línea número 4 situada en la calle Mina de Cobre indica la existencia de galerías y cavernas rellenas.

En la colonia Barrio Norte, se deberán efectuar 25 sondeos con métodos semidirectos.

No se detectó ningún acceso en la fotointerpretación de la colonia Tlacuitlapa sólo se observaron grandes áreas con vegetación al sur y en la parte alta de la Barranca del

Muerto, áreas erosionadas sin encontrar acceso a bocaminas. Durante el reconocimiento del sitio, fuera de la colonia al oeste, se encontraron bocaminas. En esta colonia se colocaron 210 S. E. V. en tres líneas. En la línea número 1 aparece una posible oquedad rellena con material diferente al que lo rodea; en la línea número 2 las resistividades aparentes observadas son prácticamente las normales para el tepetate, pero en una zona indica lo que parece ser una cavidad. Finalmente, en la línea número 3 que se corrió por la calle Mixteca muestra resultados muy semejantes a los obtenidos en línea anterior.

En esta colonia se recomienda que se efectúen como un mínimo de cinco sondeos con equipo rotatorio.

Y la colonia Herón Proal en el estudio de las fotografías aéreas se detecta un acceso. Por ser una zona ocupada actualmente, en el recorrido no se detectó anomalía alguna. Pero en la exploración eléctrica de los 150 S. E. V. en cinco líneas si se detectaron, de la siguiente forma: en la línea 1 orientada este-oeste paralela a la barranca se detectaron dos galerías posiblemente rellenas, en la línea 2 que corre norte-sur por la cerrada Centenario, una, en la línea 3 localizada en la calle Uno indica más de una galería, la línea 4 sobre la calle Dos indica también más de una galería, por último, la línea 5 no refleja existencia de galerías. En esta colonia se efectuarán 16 sondeos por métodos semidirectos y un estudio de detalle.

Como recomendación general del último estudio hecho en las 6 colonias (Tlapechico, Margarita Maza de Juárez, Ampliación Piloto Adolfo López Mateos, Barrio Norte, Tlacuitlapla y Herón Proal) se sugiere se realice un estudio de detalle con los siguientes conceptos:

- ◆ Exploración semidirecta mediante sondeos de avance como mínimo los ya mencionados en aquellas zonas anómalas que se detectaron en la exploración geoelectrica y en los sitios indicados por la fotointerpretación y los recorridos de campo.

- En los sondeos en donde se detecte cavernas, se deberá efectuar una lumbrera (pozo a cielo abierto)
- En los sondeos se deberá conocer la naturaleza del material existente en el subsuelo (pruebas de laboratorio), para conocer las propiedades mecánicas.
- Se deberá realizar una topografía de detalle de las galerías detectadas, incluyendo secciones transversales de los túneles y referencias a la topografía de superficie actual.
- Se deberá realizar un análisis del comportamiento a futuro de las galerías detectadas para prever la necesidad o no de mejorar el subsuelo.
- En caso de que las galerías presenten indicios de falla o su comportamiento a futuro ocasiona problemas a las estructuras existentes, se deberá realizar las recomendaciones particulares para rehabilitación de dichas galerías.

Se menciona ahora el estudio complementario para la investigación, detección y estabilización de cavernas en la zona perimetral de "Los Pinos" y la Estación Constituyentes del Metro. Se efectuó una inspección de la zona en estudio, mediante recorridos y se observó algunas zonas que presentan deterioro en la sección original. Esta zona se localiza debajo del carril de alta velocidad (circulación Norte - Sur) del Periférico. Con objeto de conocer en forma aproximada la geometría de la zona afectada, se efectuó un levantamiento a base de brújula y cinta, elaborándose la planta correspondiente con sus secciones y perfiles.

Con base en los elementos anteriores se hacen las siguientes recomendaciones:

- Revestimiento con concreto lanzado de los túneles, con objeto de evitar se continúe la socavación hacia las zonas sanas.
- Relleno mediante mezcla de cemento, tepetate, bentonita y agua en las zonas críticas, para lo cual se requerirá la construcción de costaleras.

5.2.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como punto final se hará mención de las conclusiones y recomendaciones.

En las zonas minadas existe un problema de gran magnitud que ha traído como consecuencia pérdidas materiales y humanas, por tales motivos es necesario resolverlo. Este trabajo, se han tratado conceptos básicos aplicables a la solución del problema y casos que marcan la gran diversidad de métodos con secuencias distintas de aplicación, por lo que aquí se resalta que no existe algún procedimiento único garantizable, pero si herramientas que se pueden conjuntar y acomodar de tal manera que una sola o la combinación de dos o más resuelvan el problema. De aquí que cada caso que se presente en zonas minadas, se debe estudiar detenidamente y detalladamente para aplicarle el tratamiento particular apropiado que de un cien por ciento de seguridad al usuario

De los tratamientos susceptibles de ser empleados en zonas minadas están los siguientes.

- **Rellenos:** en las cavernas se llenan adecuadamente con materiales controlados que permitan darle al subsuelo continuidad y resistencia.
- **Inyección:** a mezclas fluidas y resistentes se le aplica una presión que le permita introducirse a lugares necesarios, de tal manera que permita un confinamiento entre rellenos y elementos de la cavidad.
- **Demolición:** es la eliminación de techos de cavidades mediante explosivos o métodos mecánicos.
- **Refuerzo:** los elementos que componen a la cavidad dado a la alteración que presentan necesitan ser auxiliados con otros elementos que den soporte necesario a la cavidad.
- **Protección contra intemperismo:** las áreas afectadas por la acción de los fenómenos naturales son desgastadas y como consecuencia necesitan ser protegidas para evitar la socavación hacia zonas sanas.

- **Cimientos profundos:** el empleo de pilas permiten desplantar la estructura en estratos resistentes y seguros.
- **Distribución de cargas:** la losa de cimentación da la función de que la carga se distribuya en mayores áreas y evite concentraciones de carga altas.
- **Cambio de proyecto:** cuando el tratamiento y la alternativa de cimentación sea muy costosa o insegura se opta por modificar el proyecto original.

La complejidad de las minas subterráneas, agravada por la alteración que ha sufrido el subsuelo y por la presencia del hombre que modifica la superficie original del terreno se deben efectuar exploraciones conforme a un programa que marque el tipo de método a realizarse en base a las condiciones propias de cada caso y se debe hacer conciencia de que este programa está sujeto a ajustes conforme se obtengan resultados, pudiendo variar ampliamente los programas finales de los iniciales, también la extensión del área a estudiarse, así como el costo.

Como ya se mencionó anteriormente, un estudio de mecánica de suelos y las alternativas de rehabilitación que se apliquen a cada proyecto, deben reunir tres elementos importantes:

- Seguridad.
- Funcionalidad.
- Economía.

BIBLIOGRAFIA

- CIMENTACIONES EN ZONAS MINADAS DE LA CIUDAD DE MEXICO.
Publicado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1976.
- EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO.
Publicado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1978.
- EL SUBSUELO DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO.
Publicado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
- GEOFISICA APLICADA A LA GEOTECNIA.
Publicado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- GEOLOGIA PARA INGENIEROS.
F. G. H. Blyth y M. H. de Freitas
Compañía Editorial Continental, S. A. de C. V., 4ª reimpresión, México 1986
- MANUAL DE EXPLORACION GEOTECNICA.
Secretaría General de Obras y Servicios del Departamento del Distrito Federal, 1986
- MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS EN INGENIERIA CIVIL.
Joseph E. Bowles
MC Graw-Hill, 1ª edición, México 1981
- MECANICA DE SUELOS TOMO II (TEORIA Y APLICACIONES DE MECANICA DE SUELOS)
Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez
Editorial LIMUSA, 7ª reimpresión, México 1978

- ◆ MECANICA DE SUELOS INSTRUCTIVO PARA ENSAYES DE SUELOS
Comisión Nacional del Agua
Colección Breviarios del Agua Serie Educativa, 1ª reimpresión, México
- ◆ SIMPOSIO SOBRE TOPICOS GEOLOGICOS DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO.
Publicado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**