



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN INGENIERIA

“ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD
DE EXISTENCIA DE CAVIDADES EN UN TERRENO UBICADO EN
ATIZAPÁN DE ZARAGOZA, ESTADO DE MÉXICO”.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
DANIEL ORTEGA ROJAS

ASESOR: Ing. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

México 2005

m342372



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

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

DANIEL ORTEGA ROJAS
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:

"ANÁLISIS GEOTECNICO PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE EXISTENCIA DE CAVIDADES EN UN TERRENO UBICADO EN ATIZAPAN DE ZARAGOZA, ESTADO DE MÉXICO".

ASESOR: Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 11 de junio de 2004.

LA DIRECTORA

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



C p Secretaría Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

LTG/AIR/agm

SEGUIMIENTO DE REGISTRO DE TESIS

FECHA	CVE.	DESCRIPCIÓN DEL TRÁMITE	AUTORIZACIÓN Y SELLO
21/02/2005	IMP	"ANALISIS GEOTECNICO PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE EXISTENCIA DE CAVIDADES EN UN TERRENO UBICADO EN ATIZAPAN DE ZARAGOZA, ESTADO DE MEXICO"	 <p style="text-align: center;">Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADEMICO</p>
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADEMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADEMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADEMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADEMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADEMICO

TRAMITE	CLAVE
PRÓRROGA	PR.
CAM. TÍTULO	C. T.
CAM. ASESOR	C. A.
CAM. SEM.	C. S.
VIGENCIA	VIG.
IMPRESIÓN	IMP.

*“La sabiduría es el camino a la
evolución del verdadero ser”*

A MI MADRE.

Gracias por creer y tener esa fe en mi

A MI PADRE.

Por tu apoyo y confianza

A MI HERMANA.

Por tu cariño apoyo y consejo

A MIS HERMANOS

Por su interés y respeto

*Al ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA
Gracias por el apoyo brindado para
La realización del presente trabajo
de tesis así como en el aula de clases*

*A TODOS MIS PROFESORES.
Por su labor y enseñanza a lo largo de la carrera*

*A MIS AMIGOS
Por los momentos inolvidables y apoyo*

*A la ENEP ARAGON
por el respeto, orgullo y formación*

*A LA UNAM
por el orgullo de ser UNIVERSITARIO*

ÍNDICE

<i>INTRODUCCIÓN</i>	<i>1</i>
<i>1. CONCEPTOS GENERALES</i>	<i>3</i>
<i>1.1 ANTECEDENTES</i>	<i>5</i>
<i>2. ORIGEN DE LAS CAVIDADES.</i>	<i>8</i>
<i>3. GEOLOGIA, ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS</i>	<i>11</i>
<i>4. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.</i>	<i>15</i>
<i>4.1 MÉTODOS DIRECTOS.</i>	<i>15</i>
<i>4.1.1 Reconocimiento del sitio</i>	<i>17</i>
<i>4.1.2 Levantamientos topográficos.</i>	<i>17</i>
<i>4.1.3 Aerofotografía</i>	<i>18</i>
<i>4.1.4 Pozo a ciclo abierto</i>	<i>34</i>
<i>4.2 MÉTODOS SEMIDIRECTOS.</i>	<i>35</i>
<i>4.2.1 Sondeo con equipo rotatorio.</i>	<i>36</i>
<i>4.2.2 Sondeo con equipo neumático.</i>	<i>36</i>
<i>4.2.3 Sondeo con equipo de penetración estándar.</i>	<i>37</i>
<i>4.3 MÉTODOS INDIRECTOS.</i>	<i>43</i>
<i>4.3.1 Magnéticos.</i>	<i>43</i>
<i>4.3.2 Gravimétricos</i>	<i>44</i>
<i>4.3.3 Geoeléctrico.</i>	<i>45</i>
<i>4.3.4 Geosísmico.</i>	<i>47</i>
<i>4.3.5 Método directo ultrasónico.</i>	<i>48</i>
<i>5. PRUEBAS DE LABORATORIO.</i>	<i>49</i>
<i>5.1 PRUEBAS ÍNDICE.</i>	<i>49</i>
<i>5.1.1 Alteración.</i>	<i>49</i>
<i>5.1.2 Granulometría por mallas.</i>	<i>50</i>
<i>5.1.3 Granulometría empleando el hidrómetro.</i>	<i>52</i>
<i>5.1.4 Contenido de agua.</i>	<i>52</i>
<i>5.1.5 Límites de consistencia o de Atterberg.</i>	<i>53</i>
<i>5.2 PRUEBAS MECANICAS</i>	<i>54</i>
<i>5.2.1 Prueba de compresión simple.</i>	<i>54</i>
<i>5.2.2 Prueba de compresión triaxial</i>	<i>55</i>
<i>6. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS.</i>	<i>57</i>

<i>7. TRATAMIENTOS Y ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN</i>	<i>66</i>
<i>7.1 TRATAMIENTOS</i>	<i>66</i>
<i>7.2 RELLENOS</i>	<i>67</i>
<i>7.3 INYECCIÓN</i>	<i>68</i>
<i>7.4 DEMOLICIÓN</i>	<i>68</i>
<i>7.5 REFUERZOS</i>	<i>68</i>
<i>7.6 PROTECCIÓN CONTRA INTEMPERISMO.</i>	<i>69</i>
<i>7.7 ZAPATAS</i>	<i>71</i>
<i>7.8 LOSAS</i>	<i>72</i>
<i>7.9 PILAS</i>	<i>72</i>
<i>7.10 CAPACIDAD DE CARGA</i>	<i>72</i>
<i>7.10.1 Determinación de la capacidad de carga</i>	<i>73</i>
<i>7.10.2 Dimensionamiento de las zapatas</i>	<i>74</i>
<i>7.10.3 Estado limite de falla en condiciones estáticas.</i>	<i>76</i>
<i>7.10.4 Estado limite de fallas en condiciones dinámicas.</i>	<i>76</i>
<i>7.10.5 Estado limite de servicio</i>	<i>77</i>
<i>7.10.6 Procedimiento constructivo.</i>	<i>77</i>
<i>8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</i>	<i>80</i>
<i>RESUMEN</i>	<i>93</i>
<i>ANEXO I PRUEBAS DE LABORATORIO</i>	<i>95</i>
<i>BIBLIOGRAFIA</i>	



INTRODUCCIÓN



En México como en otros lugares, la sobrepoblación y el rápido crecimiento de la mancha urbana genera alta demanda de vivienda y espacios para construirlas, actualmente la población en México asciende a un poco más de 100 millones de habitantes. Se estima que para el año 2005, 2015, 2025 y 2030 se alcance una población de 105, 116, 126 y 130 millones de habitantes, respectivamente.

La estructura de la población y los cambios que han habido en ella, ejercen grandes presiones sobre la oferta y la demanda de bienes y servicios.

Referente a la vivienda, al déficit acumulado de viviendas en el país, deberá añadirse la demanda que en el curso de los próximos años surgirá como resultado del arribo de generaciones todavía numerosas a la edad de contraer matrimonio y formar hogares independientes.

Al respecto, en el periodo 98-2000, la demanda acumulada de vivienda fue de 700 mil viviendas al año. Entre 1998-2010 hará falta construir 8.8 millones de viviendas; para el periodo 2010-2020 se necesitará construir 7.6 millones; y para el periodo 2020-2030, 6.9 millones de viviendas; obligando al proyectista a utilizar terrenos que antes no se contemplaba su aprovechamiento como predios habitables, el conocer el estado físico de estos terrenos, nos da una idea del mejor procedimiento a seguir para poder ocuparlos, dando soluciones para aprovecharlos con seguridad y proponiendo un diseño apropiado a las características individuales que pueda presentar cualquier tipo de suelo.

La existencia de cavidades o minas en algunas zonas previamente conocidas dificulta la construcción de espacios habitables así como de medios de comunicación en estos predios; casi la totalidad de las cavidades subterráneas no son de origen natural, son el resultado de explotación con herramientas manuales y métodos rudimentarios que el hombre llevo a cabo en el pasado, sin apego a procedimientos razonables que previera sus trágicas repercusiones en el futuro, ya que su realización solo obedeció a la mira de obtener los mayores volúmenes de materiales granulares, principalmente pumíticos para la construcción de esa época.

Hoy en día existen muchos procedimientos y métodos para la apropiada explotación de minas así como métodos de detección de cavidades naturales o las creadas de la explotación de los bancos de materiales.

Todo proyecto debe fundamentarse con el conocimiento del subsuelo de la zona en que se va a trabajar. Del análisis de los suelos se obtienen datos que sirven para determinar las propiedades del mismo.

El conjunto de los datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo, que deben ser consideradas en los análisis.



En realidad, es en el laboratorio de Mecánica de Suelos en donde el proyectista obtiene los datos definitivos para su análisis; primero, al realizar las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá decidir; como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su problema en particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con que haya de laborar.

Para llegar al laboratorio con resultados razonables y dignos de crédito es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e indispensable la obtención de las muestras de suelo, resultan así estrechamente ligadas las dos importantes actividades, el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas necesarias.

El muestreo debe estar regido por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de pruebas de laboratorio y a su vez, el programa de pruebas debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo. El correcto balance depende del éxito muestreo y pruebas. Suele resolverse recurriendo a la ayuda de programas preliminares de exploración y muestreo. Por procedimientos simples y económicos, debe procurarse adquirir una información preliminar suficiente respecto al suelo, con ayuda de pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de plasticidad.

En este trabajo de tesis se presenta un análisis geotécnico para determinar la factibilidad de existencia de cavidades en un terreno ubicado en Atizapán de Zaragoza, estado de México. El cual puede presentar problemas de existencia de cavidades y se realizaron pruebas correspondientes así como una interpretación de los resultados de los mismos, con motivo de conocer el estado físico del terreno y poder proponer el tratamiento adecuado así como la cimentación adecuada para este.



1. **CONCEPTOS GENERALES**

En este proyecto se presenta un **Estudio de Mecánica de Suelos realizado en un predio** que tiene un área de 1,139.39 m² **ubicado en la calle de Mar Egeo Manzana 36, lote 10**, que se localiza en la Segunda Sección de Lomas Lindas, Atizapán de Zaragoza, Estado de México y donde se proyectan construir **casas habitación de dos niveles**. En la figura se muestra la localización del sitio de interés..

En esta tesis se determina las alternativas de cimentación que se juzgue más adecuada para las estructuras que se proyectan construir, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño y construcción tales como la capacidad de carga y los asentamientos máximos esperados en función de las cargas que transmitirá la estructura proyectada a la cimentación, considerando los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones, de igual manera se establece el procedimiento constructivo de la excavación que se requiera realizar y que se juzgue más adecuado, proporcionando las recomendaciones para la construcción de un sistema de retención en caso necesario, manteniendo la estabilidad de las colindancias y de los taludes que se requieran dejar por el proyecto en condiciones estables y con rangos admisibles de seguridad.

El estudio consiste en realizar un recorrido físico al sitio de interés, efectuando un muestreo y exploración de los materiales que constituyen a los pozos excavados y de los sondeos profundos propuestos, obteniendo ensayos de laboratorio en las muestras obtenidas para determinar los parámetros con los que se realizaron los análisis correspondientes a la capacidad de carga, complementado con un levantamiento geológico superficial que permita clasificar a los materiales en estudio y el análisis de fotografías de diferentes años, para observar la evolución del movimiento de tierras en esta zona.

Dado que el predio de interés se encuentra dentro del perímetro de las denominadas “zonas minadas” de la Zona Metropolitana, el siguiente proyecto de tesis tiene por propósito establecer si el subsuelo en el predio de interés se encuentra afectado por cavidades subterráneas, debido a que este tipo de zona se caracteriza generalmente por la existencia de antiguas minas subterráneas.

Se recomienda efectuar sondeos profundos a 20 m de profundidad mínimo con una máquina perforadora debajo del área analizada que permita establecer la no-existencia de cavidades subterráneas, ni de materiales pumíticos, los cuales por su baja densidad y por su facilidad de extracción eran explotados en forma subterránea.



Ubicación Del Terreno





1.1 ANTECEDENTES



El área analizada se encuentra delimitada por las Sierras de Pachuca, Tezontlalpan, Tepotzotlán, Guadalupe, Tepozán hacia el Norte; La Sierra de las Cruces al oeste; la Sierra Nevada y Río Frió 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 y son:

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

De las tres zonas mencionadas el enfoque se hará a la zona de Lomas de la ciudad de México en donde se ubica el sitio de interés.

La zona de Lomas del área metropolitana de la ciudad de México incluye La Sierra de las Cruces, Sierra Guadalupe, El Cerro Del Peñón de los Baños, Peñón del Marques 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 aun 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; pero 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 alguna 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 lluvia 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 los árboles que crecen en las cañadas cubiertas por la erosión.



Como los materiales de relleno son muy malos a menos que se cubran debidamente y se aislen de los cambios de humedad sus propiedades de resistencia después de compactados reducen notablemente y se saturan.

- Los suelos pumíticos. Dentro de las formaciones características de la zona, se encuentran espesores variables de entre 1 y 3 metros de arena pumítica limpia. Estos materiales sufren ruptura de granos si se someten a presiones de contacto altas (25 kg/cm^2). 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 disminuye 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 mas 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 sufre 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 tienen derrames de lava con distintos grados de fracturamiento y oquedad, en los cuales se pueden 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 de Lomas se caracteriza por presentar problemas en cuanto el 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 grande como la altura libre de las cavidades, al ceder por causas diversas, el techo, pilares y las paredes que la conforman. Los daños materiales y humanos que ocurren, afectan de modo directo al hombre. Esto es un ejemplo de la alteración del medio y sus 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 indicio de ellas; de ahí el problema de inestabilidad en el suelo ponga en peligro las edificaciones. Este fenómeno ya a dado desafortunadas experiencias.



Con objeto de determinar la factibilidad de la existencia de cavidades subterráneas, establecer una alternativa de cimentación apropiada para las estructuras proyectadas así como el procedimiento de excavación y construcción tanto de la cimentación como de los sótanos que contempla el proyecto arquitectónico se recomendó realizar un estudio de Mecánica de Suelos consistente en exploración y muestreo del subsuelo, pruebas de laboratorio, a las muestras extraídas, se presenta el análisis de pares estereoscópicos de fotografías aéreas del terreno tomadas en 1970, 1972, 1980, 1987, 1991, 1993, 1998, 2001, 2002 y 2004, para conocer la evolución que tuvo la explotación de los materiales del subsuelo y análisis para establecer las recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación y del procedimiento de excavación que alojará los sótanos.

De acuerdo a la información obtenida mediante la investigación de las características del subsuelo realizada en la zona de interés, y recopilada por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, la zona está considerada como de baja probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo, dejadas por la explotación de mantos pumíticos. También con base en las observaciones hechas en recorridos efectuados en la vecindad del predio de interés, no se detectaron indicios de la existencia de cavidades en el subsuelo, como depresiones o agrietamientos del terreno, y en general observando la morfología y accidentes del terreno, concluyéndose que la probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo en el predio de interés, es muy baja.



2. ORIGEN DE LAS CAVIDADES.

Algunas cavidades se originaron de forma natural, dado que en el momento de la erupción las lavas basálticas y la emisión efusiva de gases se combinaron formando burbujas, originando las cavidades de esta forma.

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

Las cavidades se desarrollaron en forma de galerías, túneles, socavones y salones, en mantos sensiblemente horizontales, en los que predomina el material pumítico; formando a menudo redes complejas en planta y extensión variable, que en ocasiones forman verdaderas redes de túneles que cruzaban la loma de un lado a otro. En casi la totalidad de ellas el acceso fue lateral y se localizó en los cortes o laderas de 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 localizó más de un manto aprovechable, la explotación se hizo en varios niveles, por lo que ahora existen 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 gravas, arenas, pómez, cuyas características hacían factible su empleo más o menos directo, sin recurrir a procesos elaborados de trituración o selección, que implicaban intervención de tiempo y mayores costos.

Con el tiempo los materiales de las bóvedas, ya sean 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 de estos derrumbes y sedimentos. Ocasionando graves peligros, manifestándose con pérdidas de vidas y daños materiales.



Entrada De Bocamina





ENTRADA DE BOCAMINA



3. GEOLOGÍA, ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS.

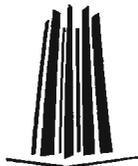
El conocimiento de la geología, estratigrafía y propiedades de los suelos de los lomeríos del poniente de la Ciudad de México, es de gran utilidad, pues constituye la base para identificar las capas de la formación de Tarango en la que se desarrollaron. Por otra parte, proporciona datos que orientan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

La formación de Tarango, se origina de la gran actividad volcánica que tuvieron los abanicos durante el Mioceno y principalmente a mediados del Plioceno arrojando gran cantidad de materiales piroplásticos. Dicho material se fue depositando a los pies de las sierras; Sierra de las Cruces, Nevada, Río Frio, para formar las lomas, que se elevan al oeste de la ciudad de México, como se muestra en la figura.

La formación de Tarango representa un conjunto estratificado ya sea regular o irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado, compuesto de los siguientes elementos litológicos:

- Horizontales de cenizas volcánicas de muy distintas granulometrías
- Capas de erupciones pumíticas 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 piroplásticos de grandes volúmenes de grava, bloques y arena fina (arenas azules, rosas, cuaquita).
- Lahares fríos, son acumulaciones caóticas de material piroplástico arrastrado en corrientes lubricadas por agua de lluvia 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 fluvio-glaciales, producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glaciar.
- Depósitos fluviales estratificados, correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del valle 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, esta alcanza espesores de 300 a 400 m. En donde termina cada 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.



Formación De Tarango





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

La formación del 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 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 clasificado SUCS. Sin embargo la estratigrafía de las zonas minadas se toma homogénea, cuando se clasifican los suelos respecto a su factibilidad de construir fuentes naturales de agregados pétreos.

Los depósitos granulares del lugar se pueden clasificar en:

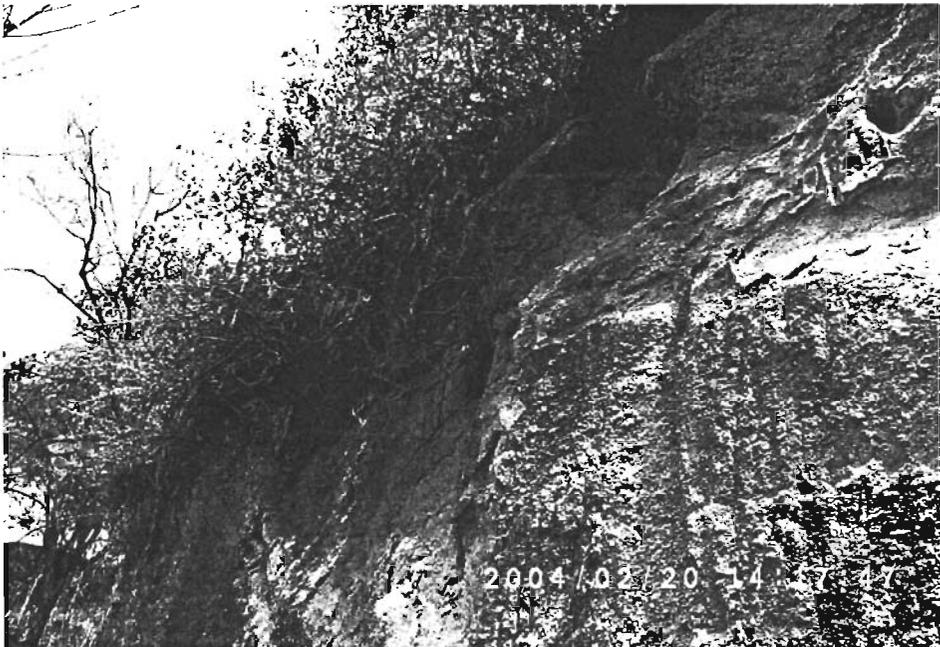
- Horizonte granular superior, el correspondiente a las gravas y boleas de la serie clástica fluvial y aluvial, que en áreas reducidas de algunos coronamientos de los lomeríos se detecta con espesores de 3 a 5 m.
- Horizonte granular intermedio, a los mantos pumíticos de pequeño espesor, en general no mayor de 1 a 2 m., que en número de hasta tres se intercalan con notable continuidad en 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 en esta zona de lomas son:

- Resistencia a la compresión simple, q_u . Varía entre 10 y 100 ton/m², los valores más bajos se obtuvieron en arcillas 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 en un limo arenoso cuya consistencia entre 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°, cohesión entre 0 y 6 ton/m².
- Coeficiente de compresibilidad volumétrica, m . Los valores varían entre 0.8 y 12.5 x 10⁻³ m²/ton en arena pumítica. En limo arcilloso y arcilla limosa, así como para arena limosa “rígida” varía entre 1 y 10 x 10⁻⁴ m²/ton.



Dado que los materiales son susceptibles a cambiar con el tiempo por las condiciones climáticas que intervienen en ellos, los parámetros manejados pueden cambiar conforme se siga intemperizando. Ya que si el agua tiene contacto con algún material este se modifica debilitándose. Ahora por ejemplo si este material se encuentra en alguna cavidad provocara 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.





4. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

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 resultados 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 sondeos. 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.

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.

4.1 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 él o los tratamientos (si son necesarios), para garantizar la seguridad y funcionalidad de la obra.



Terreno Y Primera Fase De Sondeo





4.1.1 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 basura.
- Obstrucción con muros de mampostería o bloques de tepetate.
- Si existen estructura y presentan deformaciones o hundimientos, cuarteaduras considerables, estos rangos implican alteración del terreno natural, no únicamente con cavernas, sino con posibles rellenos no controlados.

Si a todo esto se le complementa con información que sirva como antecedente, ya sea por medio de encuestas, con gente del lugar que informe de la explotación de antiguas minas, deformaciones de los terreno o hundimientos que no se observen por la alteración de ellos.

4.1.2 Levantamientos topográficos.

En el caso de detectar cavidades es necesario efectuar un levantamiento topográfico de detalle que comprende:

- La planimetría es un levantamiento topográfico en planta de una poligonal por los ejes de las galerías, que debe ser referido a puntos superficiales. Además las secciones de los túneles deben estar definidas geométricamente. Los derrumbes, rellenos, sedimentos depositados por el agua infiltrada, bocaminas, cortes, taludes, fallas, grietas, fracturas, hundimientos, etc., se localizaran y referirán en un mismo levantamiento.



- La altimetría de las minas, es el estudio de las elevaciones de piso de estas y deberá estar ligada con la altimetría de la superficie del predio para que de este modo se conozcan los desniveles entre la superficie y las minas.
- Análisis geotécnico, geológico y estratigráfico, es la descripción de los diferentes tipos de materiales existentes, así como los rasgos de la condición actual de los materiales y elementos que componen la cavidad.
- La fotografía in situ, completa el estudio de manera ilustrativa para el estudio de la solución a aplicar.

Con estos elementos se tendrá detalle de forma, 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
- Malos olores.

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

4.1.3 Aerofotografía

Las fotografías aéreas, son antecedentes que se pueden emplear de forma preliminar, dado que existen diferentes épocas (aproximadamente desde 1970 hasta la fecha) notándose las evidencias de la presencia de cavernas en el subsuelo, tales como, bocaminas, explotaciones a cielo abierto, rellenos, colapsos de bóvedas, 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.



Fotografia Aérea 1970



Fotografía Aérea 1970



Fotografía Aérea 1972



Fotografía Aérea 1980

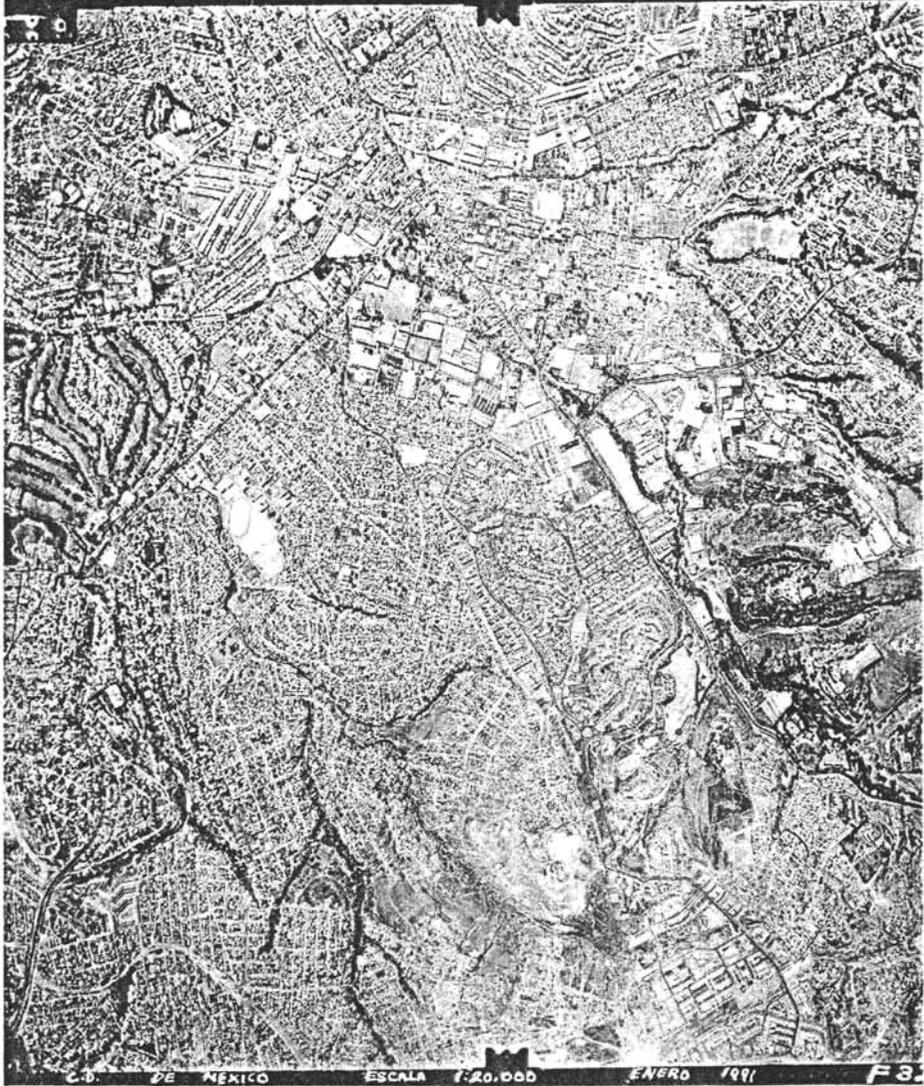


D.O.F. COVITUR - AREA METROPOLITANA 2008 ESC - 1:45.000 - 19 ENE 87 - D.F. 152.25MM - C.M.F. D. 302F - F. 51

Fotografía Aérea 1987



Fotografía Aérea 1991



C.D. DE MEXICO ESCALA 1:20,000 ENERO 1991 F 3.

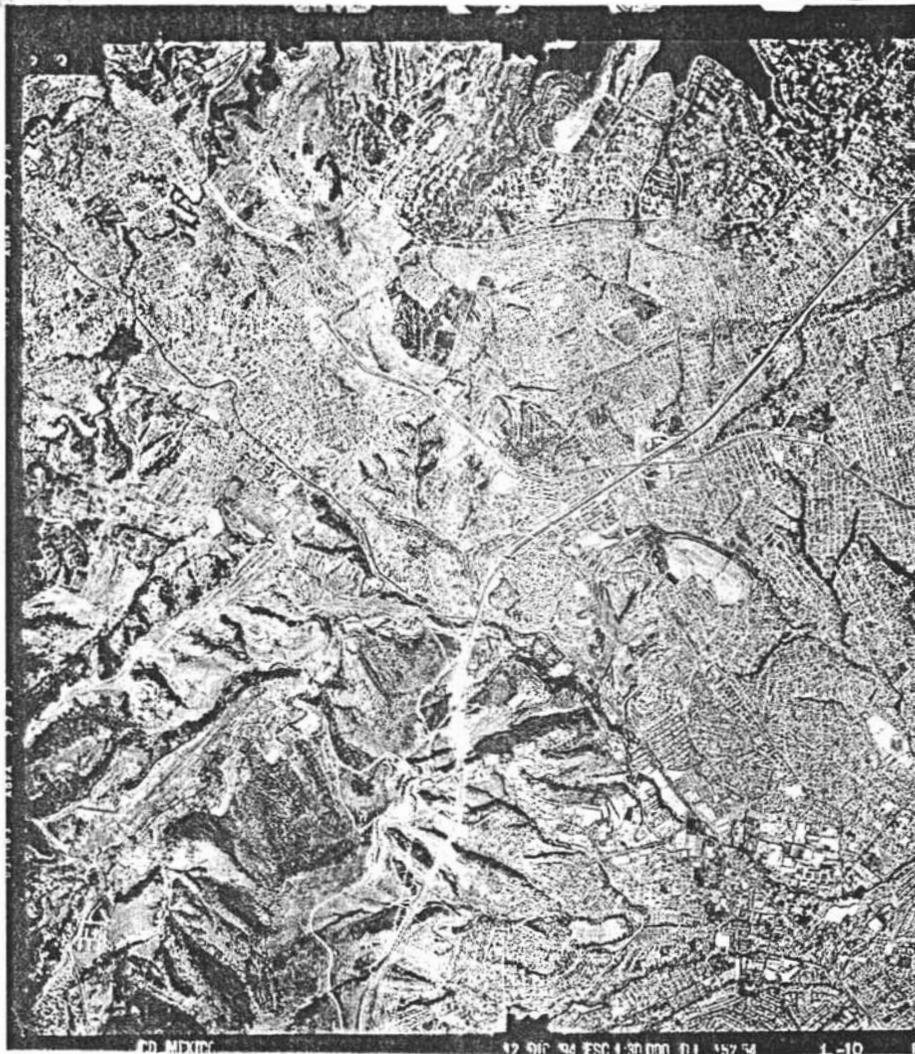
Fotografía Aérea 1991



Fotografía Aérea 1991



Fotografía Aérea 1993



Fotografía Aérea 1994



Fotografía Aérea 1998



Fotografía Aérea 1999



Fotografía Aérea 2001



Fotografía Aérea 2002



Fotografía Aérea 2004



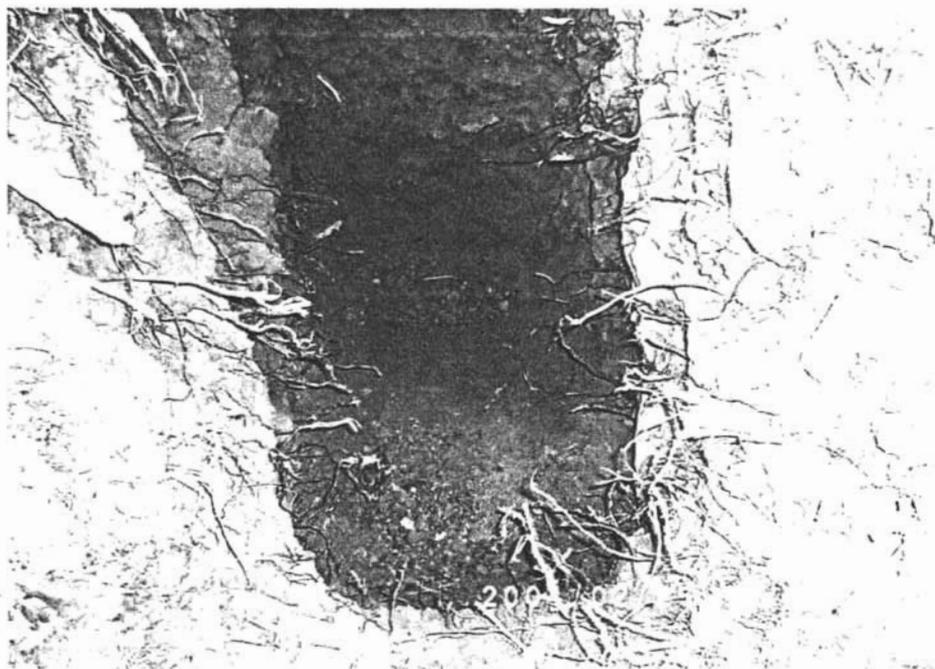
4.1.4 Pozo a cielo abierto

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.





4.2 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 aplico el más necesario, sin olvidar que los muestreos son indispensables para el diseño.

4.2.1 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 punta de diamante o carburo de tungsteno, para perforar fragmentos de roca dura, como en el caso de tobas, 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, que en este sitio no ocurrió ninguno de los aspectos mencionados.

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.

4.2.2 Sondeo con equipo neumático

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 draga. 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 roca y la presencia de cavidades.

El procedimiento para identificar una cavidad, consiste en observar el cambio de intensidad de ruido durante la perforación y la ausencia de retorno del aire; cuando esto ocurre se debe de parar 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 los registros de materiales perforados de acuerdo a la siguiente clasificación:

Para el caso de exploración en tobas se recomienda avance con broca tricónica, que desde luego se hace sin muestreo.

Clasificación	Descripción
Roca sana masiva, poco vesicular	La perforación es continua, con velocidad de perforación menor a 10 y 20 cm/mm (tiempo de perforación mayor a 2 min. para avance de 20cm.) 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 brinca o se atora en forma constante, presentando caídas súbitas de 10cm.
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 de hasta 10 cm o mayores
oquedad	La herramienta de perforación desciende rápidamente avanzando sin percusión , perdiéndose el polvo de la perforación.

4.2.3 Sondeo con equipo de penetración estándar

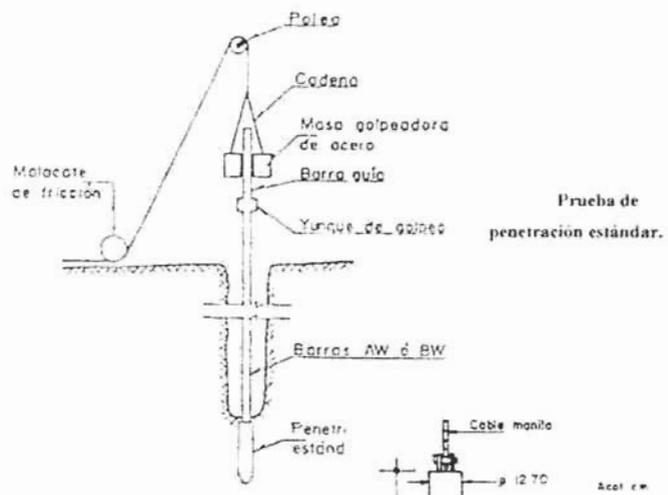
Este método es de los más usados para exploración y muestreo, pues rinde buenos resultados en la práctica y proporciona información muy útil en torno al subsuelo. Además es relativamente económico.

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

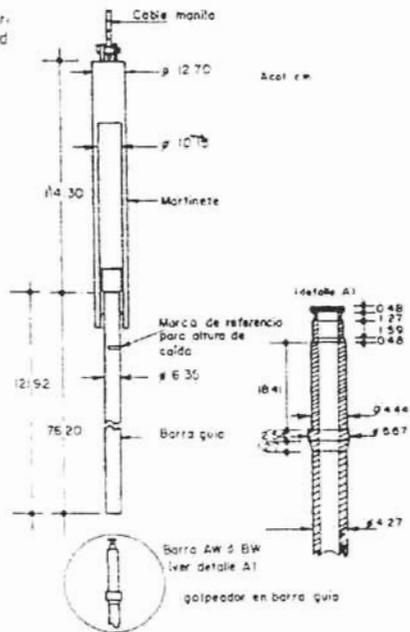


para que permita la salida del azolve durante el proceso de hincado y evitar que la muestra se salga del mismo durante la extracción; se puede integrar en el tubo muestreador una canastilla o trampa para retener las muestras principalmente en el caso del muestreo en arena suelta.

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).



Martinete de seguridad





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 hincar 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 manija.



Barra	Diam. ext., en cm	Diam. int., en cm	Peso, en kg/m	Recomendable en sondeos:
AW*	4.44	3.09	6.53	Menores de 15 m.
BW	5.40	4.45	6.22	Menores y mayores de 15 m.

* Paredes paralelas.

Tabla 1 Barras de perforación.

Consistencia	Muy Blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
q _u	< 0.25	0.25 - 0.50	0.50 - 1.0	1.0 - 2.0	2.0 - 4.0	> 4.0

N número de golpes en la prueba de penetración estándar

q_u resistencia a la compresión simple, en kg/cm²

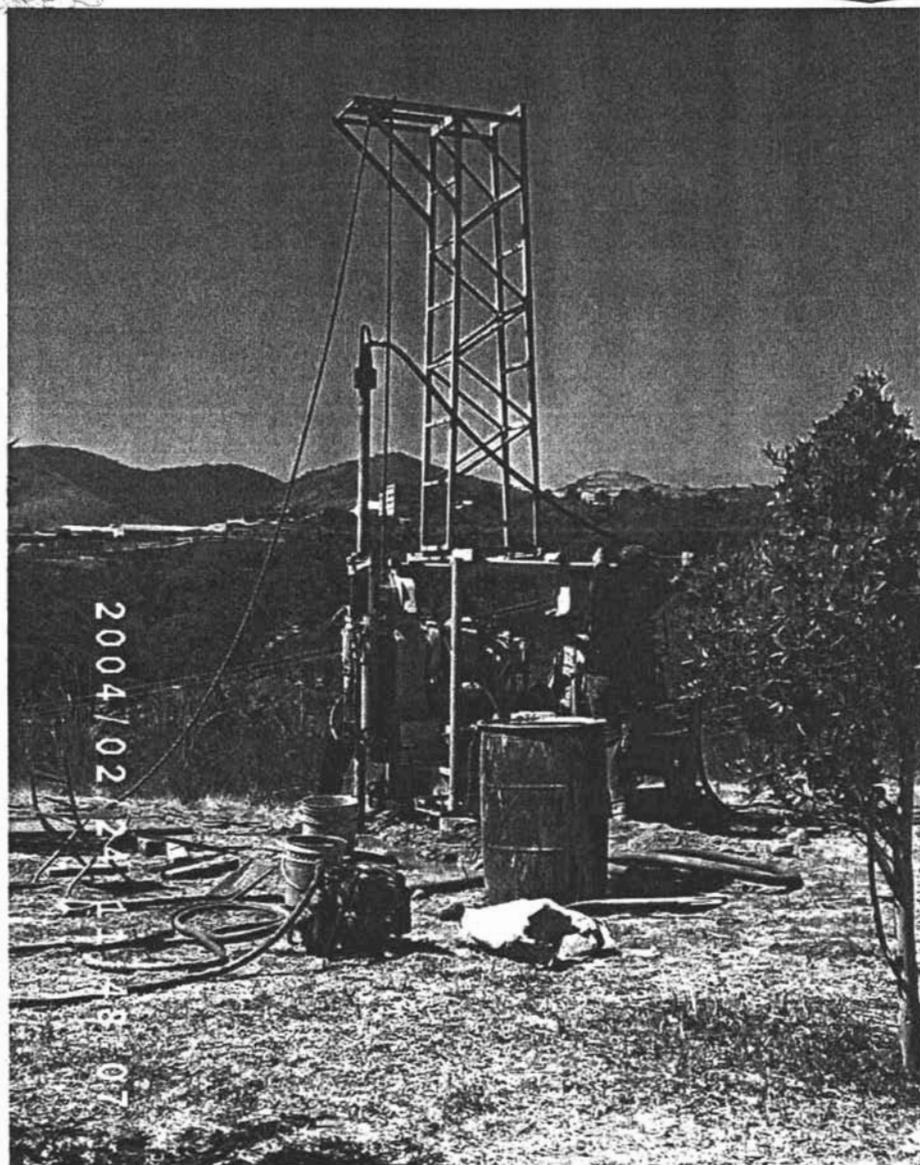
Tabla 2 Correlación entre N, q_u y consistencia relativa de suelo cohesivo.

Número de golpes.	Compacidad Relativa
0 - 4	Muy Suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> 50	Muy Densa

Tabla 3 Correlación entre compacidad relativa de arenas y número de golpes obtenido en pruebas de penetración estándar.

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

Para el caso de exploración en tobas se recomienda avance con broca tricónica, que desde luego se hace sin muestreo.



Sondeo Con Broca



Broca Tricónica



4.3 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. 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 procederá 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.

4.3.1 Magnéticos

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, 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 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 sondeo 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.

4.3.2 Gravimétricos

El método gravimétrico tiene como objetivo la detección de estructuras subterráneas mediante la alteración que ellas producen del campo gravitacional 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 variaciones de la componente vertical de 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.

Pero la utilidad del método es marginal, ya que el contraste de densidad en la zona poniente del Distrito Federal es del orden de 2 g/cm^3 (muy pequeño); las cavernas son muy irregulares y pequeñas; además en muchas ocasiones la cavidad está 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 montículo 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.



4.3.3 Geoeléctrico

Los métodos geoeléctricos 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 caída de 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 solo se incrementa su tamaño, cuya investigación es a profundidad; el subsuelo deberá asimilarse como un medio pseudo estratificado para que la interpretación cuantitativa sea de buena calidad. Para el perfilaje o calicatero electrónico (sondeo eléctrico horizontal) se emplean los mismos 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 con sondeo eléctrico horizontal, para que la investigación de resistividad sea en dos direcciones: a profundidad y sobre un eje paralelo a la superficie del terreno; de esta manera se podrían interpretar modelos mas complejos y efectuar correcciones por topografía.

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



4.3.4 Geosísmico



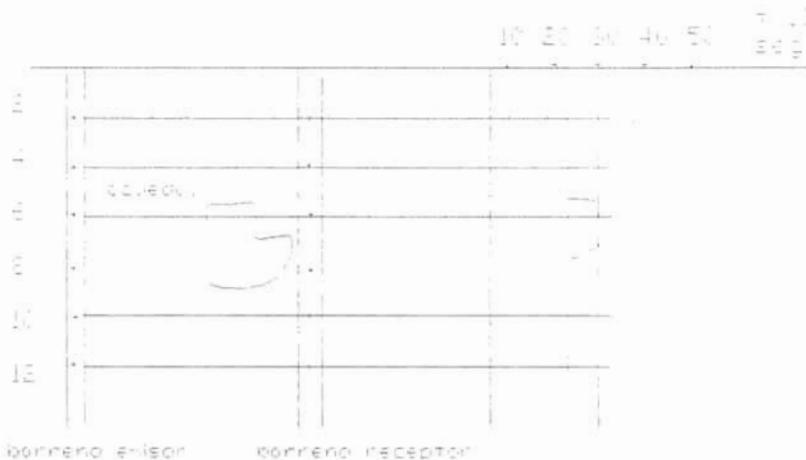
Este método se basa en una característica específica del medio, como es las propiedades elásticas de los materiales, a partir de perturbaciones naturales (sismos) o creadas artificialmente en la superficie del terreno. Para el caso de que la fuente de ondas sismoelásticas sea artificial, esta se puede 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 sismógrafos. 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 las que se transforma la perturbación mecánico-elástica en las refracciones y reflexiones de contacto entre capas en el suelo. El objetivo de los métodos sísmicos es describir espacialmente la velocidad de propagación de ondas.

El método sísmico de reflexión se basa en producir un disturbio en la superficie del terreno y registrar en un sismógrafo 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.



4.3.5 Método directo ultrasónico.

Para este método es necesario contar con dos perforaciones cuya profundidad sea mayor a la de las cavernas. Se introduce en un barreno un sistema de provocación de oscilaciones que se va bajando en forma gradual y en el otro se introduce la celda receptora al mismo nivel de la emisión de ondas, con el fin de medir los tiempos de propagación y se obtiene un diagrama como el siguiente:



como se puede ver la ubicación se tiene en un solo sentido, que es el de profundidad y por lo tanto en planta no se puede ubicar la caverna, pero si informa de la existencia o no de ellas. Por lo tanto, el método sísmico por refracción y el de propagación sónica dan buenos resultados en ciertos casos, no se puede confiar al 100% en la solución de detección de cavidades ya que la inestabilidad del terreno como el caso de la ciudad de México causa falsa información y si se le agregan las molestias que causaría el empleo de dinamita u otro agente perturbador, imposibilitan el uso del método.



5. 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.

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.

5.1 PRUEBAS ÍNDICE.

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

5.1.1 Alteración

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 1.5 hr. Y se pesa obteniendo P_2 .
- Se calcula el valor del grado de alteración, empleando la expresión:

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



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.

5.1.2 Granulometría 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.

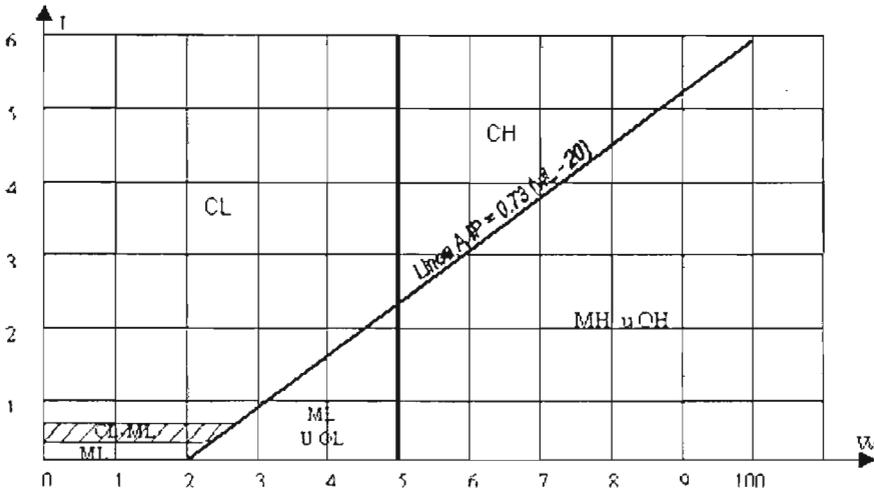
Las mallas más usuales son: 3" (76.2 mm), 2" (50.8 mm), 1¹/₂" (38.1 mm), 1" (25.4 mm), ³/₄" (19.1 mm), ¹/₂" (12.7 mm), ³/₈" (9.5 mm), ¹/₄" (6.4 mm), No. 4 (4.69 mm), No. 8 (2.38 mm), No. 10 (2.00 mm), No. 20 (0.84 mm), No. 40 (0.42 mm), No. 60 (0.25 mm), No. 100 (0.149 mm) y No. 200 (0.074 mm).

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 mismo 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.



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:



5.1.3 Granulometría empleando el hidrómetro

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.

5.1.4 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:



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

5.1.5 Límites 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 25° 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:

$$L_C = W_i - \frac{(V_i - V_j)}{W_3} \times 100$$



Donde:

L_c = Límite de contracción en %.

W_i = 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_3 = 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 de porcentaje que existe entre el límite líquido y el límite plástico.

$$I_p = L_L - L_P$$

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

$$I_c = L_P - L_c$$

5.2 PRUEBAS MECANICAS.

5.2.1 Prueba de compresión 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 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 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:

$$\text{Deformación unitaria } (\varepsilon) \quad \varepsilon = (\%) = \frac{\Delta L}{L} 100$$

$$\text{área corregida } (A') \quad A' = A \left[\frac{1}{1-\varepsilon} \right]$$

$$\text{Esfuerzo instantáneo } (\sigma) \quad \Sigma = N/A'$$

Donde:

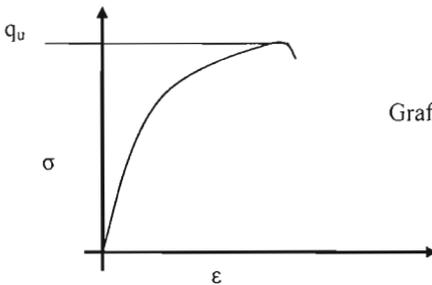
L = es la longitud inicial en cm.

ΔL = deformación total en cm.

A = área inicial de la probeta en cm^2 .

N = carga total aplicada en Kg.

Con estos datos se dibuja la curva esfuerzo deformación y el valor máximo del esfuerzo vertical se define como la resistencia a la compresión simple q_u .



Grafica esfuerzo-deformación.

5.2.2 Prueba de compresión triaxial.

Los ensayos de compresión triaxial pretende simular los esfuerzos que sufren los materiales en la naturaleza.

La prueba de compresión triaxial consta del siguiente procedimiento. Una muestra cilíndrica se coloca en el pedestal y se forra de una cubierta impermeable, la cual aísla la muestra del flujo 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 se 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 anteriores 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, se aplicará una carga axial a la 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.

- Prueba consolidada no drenada (CU)

El espécimen se consolida primeramente bajo presión hidrostática, que llega a ser el 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 permitirá ninguna consolidación adicional al espécimen.



6. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS

El **predio analizado** tiene un área de 1,139.39 m² **ubicado en la calle de Mar Egeo Manzana 36, lote 10**, que se localiza en la Segunda Sección de Lomas Lindas, Atizapán de Zaragoza, Estado de México.

Se efectuaron dos sondeos profundos a 20 m de profundidad con una máquina perforadora debajo del área analizada que permite establecer la no-existencia de cavidades subterráneas, ni de materiales pumíticos, los cuales por su baja densidad y por su facilidad de extracción eran explotados en forma subterránea.

La zona de Lomas en la que se encuentra el área analizada 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 interpestivas y sus consecuencias están representadas por hundimientos súbitos y de gran magnitud; tan grande como la altura libre de las cavidades, al ceder por causas diversas, el techo, pilares y las paredes que la conforman.

La formación de los suelos en el sitio de interés representa un conjunto estratificado irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado, compuesto de los siguientes elementos litológicos:

- Horizontales de cenizas volcánicas de muy distintas granulometrías
- Capas de erupciones pumíticas 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 piroplásticos de grandes volúmenes de grava, bloques y arena fina (arenas azules, rosas, cuaquita).
- Lahares fríos, son acumulaciones caóticas de material piroplástico arrastrado en corrientes lubricadas por agua de lluvia 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.
- 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.



Las propiedades obtenidas de los materiales que se encuentran en el sitio de interés son:

- Resistencia a la compresión simple, q_u . Varía entre 10 y 100 ton/m², los valores mas bajos se obtuvieron en arcillas y en arenas pumíticas y los mas altos en limo arenoso duro y cementado así como en arena limosa.
- Cohesión (c), y ángulo de fricción interna (Φ), el ángulo de fricción en un limo arenoso cuya consistencia entre 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°, cohesión entre 0 y 6 ton/m².
- Coeficiente de compresibilidad volumétrica, m . Los valores varían entre 0.8 y 12.5 x 10⁻³ m²/ton en arena pumítica. En limo arcilloso y arcilla limosa, así como para arena limosa “ rígida” varía entre 1 y 10 x10⁻⁴ m²/ton.

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, para este caso se realizaron dos sondeos profundos denominados SPT-1 y SPT-20 realizados a 30 y 20 m de profundidad respectivamente como se observa en las figuras

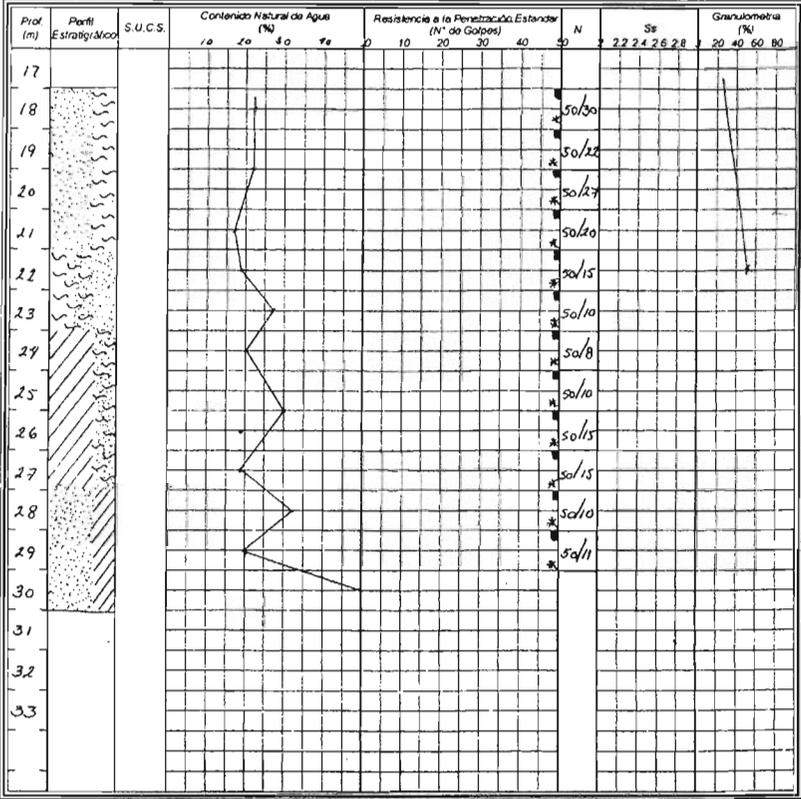
El reconocimiento del sitio no implica únicamente la exploración del terreno de interés, más bien engloba un área más grande, con el fin de detectar los problemas que pudieran afectar al predio.

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 basura.
- Obstrucción con muros de mampostería o bloques de tepetate.
- Si existen estructura y presentan deformaciones o hundimientos, cuarteaduras considerables, estos rangos implican alteración del terreno natural, no únicamente con cavernas, sino con posibles rellenos no controlados.



**LOMAS LINDAS
ATIZAPAN SPT 1**



Simbología:

Conchitas	Limo	Mat. Orgánica	Rolenos	Arcilla	Grava	Arena
-----------	------	---------------	---------	---------	-------	-------

N: Número de golpes para 30 cm
No. de golpes/penetración en cm.

*: Avance con broca tridónica
■: > de 50 golpes

S_s: Densidad de sólidos
G: Grava
A: Arena
F: Finos

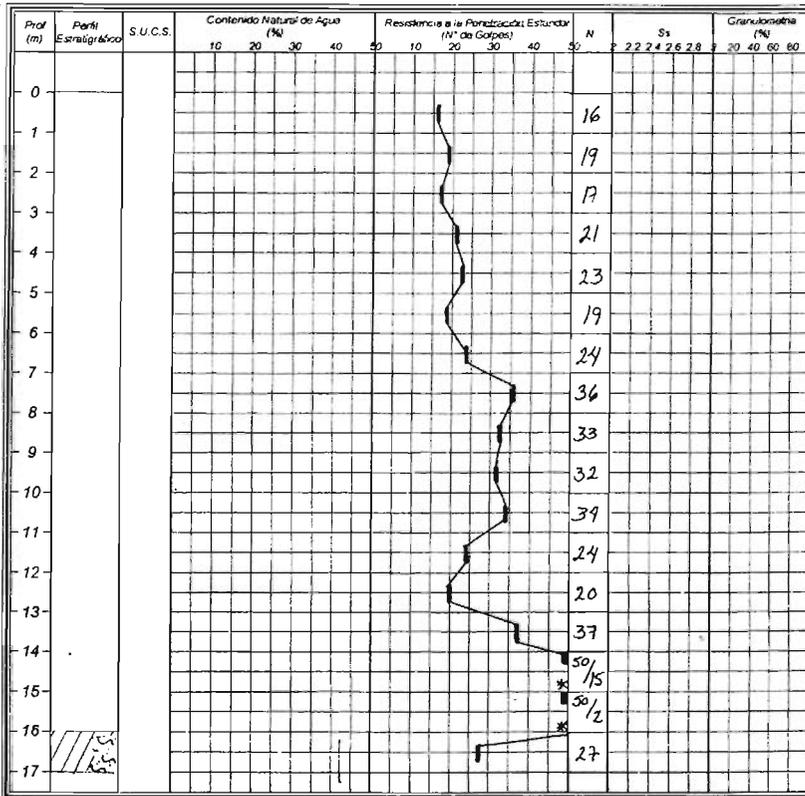
FIGURA No. _____

SONDEO SPT-1



**LOMAS LINDAS
ATIZAPAN**

SPT 20



Simbología:

LP	LL	N: Número de golpes para 30 cm	*	Ss: Densidad de sólidos
○	△	No. de golpes/penetración en cm.	> de 50 golpes	G: Grava
				A: Arena
Conchitas	Limo	Miel Orgánica	Grava	F: Fines
Relleno	Arcilla	Arena		

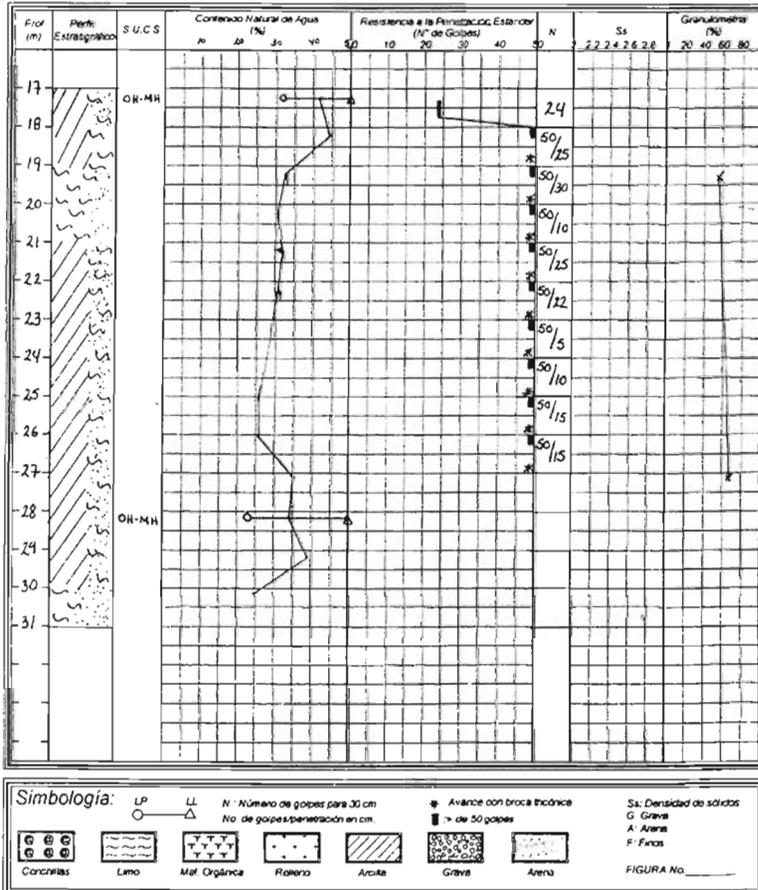
FIGURA No. _____

SONDEO SPT- 20



**LOMAS LINDAS
ATIZAPAN**

SPT 20



SONDEO SPT-20



A los pozos a cielo abierto se les puede considerar como uno de los más satisfactorios para conocer las características superficiales del suelo, con el objeto de conocer el espesor de la capa de suelo vegetal y/o de rellenos. En el sitio de interés se efectuaron un pozo denominado PCA-17.



POZO A CIELO ABIERTO - 17



Por este método se pueden obtener muestras tanto alteradas como inalteradas, y consiste en excavar una zanja la 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.

Los métodos indirectos son 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.

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.

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 punta de diamante o carburo de tungsteno, para perforar fragmentos de roca dura, como en el caso de tobas, 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.

Para el caso de exploración en tobas se recomienda avance con broca tricónica, que desde luego se hace sin muestreo.

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.



7. TRATAMIENTOS Y ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

A continuación presentamos a manera informativa los tratamientos que hubieran sido necesarios aplicar en el caso de existencia de cavidades

7.1 *Tratamientos.*

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

Para plantear el tratamiento adecuado para la estabilización del terreno de interés, se tuvo que haber establecido la existencia de antiguas cavidades o 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 ellos se debe determinar las 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 de material constituyente, alteración de material, contenido de humedad, anchos, largos, grietas, fallas, alturas, etc. que al presentarse una o mas 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.

Hablando de espesores reducidos de techos de bóveda, en estos 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 a afectar en tal grado que se origina la falla, sin que exista ningún 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 del desprendimiento de lascas verticales, alteración del material, 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 con relación a su altura puede fallar por aplastamiento en forma lenta.



7.2 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 aquellos 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 espesor 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 el material de sitio, obtenido de las zonas donde este se encuentre suelto. 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 mismo lugar. Dentro de las cavernas, se conforman zonas de caídos de esta manera se pueden emplear estos, facilitando el acomodo para el material de relleno. O bien se encuentra al exterior es fácil de acomodar. Se debe procurar una compactación adecuada para evitar hundimientos.
- Piedra acomodada a mano o juntada con mortero. Con frecuencia sirven de represa o muro 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 por etapas con el fin de que fragüe la mezcla. Entre los materiales que pueden emplearse para la mezcla en diferentes proporciones puede ser: cemento, cal, 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.

7.3 Inyección.

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

El término inyección lleva implícita una ideal adicional de presión, necesaria para que el material llegue a los lugares más difíciles. De tal manera que permite el confinamiento entre el material de relleno y los elementos de la cavidad.



Se realizan perforaciones de aproximadamente 156 cm de diámetro hasta encontrar la zona hueca. En estas perforaciones se instalaran boquillas de fierro galvanizado. A través de las boquillas se inyectara una mezcla de cemento, mortero, bentonita, arena fina y agua hasta levantar una presión suficiente para que la mezcla penetre a los lugares deseados.

7.4 Demolición.

La aplicación de la demolición de los techos de cavidades, consiste principalmente en derrumbar los techos de las bóvedas con explosivos o maquinaria pesada.

La secuencia que comúnmente se sigue en este tratamiento es:

- Localización topográfica de las cavidades en planta y perfil
- Despalme 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 en el área de interés.

Cuando se empleen explosivos para derrumbar el techo de la bóveda será necesario determinar el numero de barrenos y cantidad de explosivos, que dependerá de la dureza del material. Este procedimiento tiene como restricción la existencia de construcciones cercanas que pudieran dañarse, además de los permisos para el uso de explosivos.

7.5 Refuerzos

El fin de este tratamiento es el reforzar los elementos de la cavidad, tales como: paredes, pilares y bóveda mediante diferentes técnicas.

- Muros de mampostería. Tienen por objeto el reducir el claro libre de las cavidades para incrementar la capacidad de carga, impuesta por la estructura y la propia bóveda. Los muros se desplantan del terreno firme bajo el piso de las cavidades; en su parte superior debe garantizarse un contacto con la bóveda.
- Refuerzo de pilares naturales. En salones sostenidos por pilares se ha utilizado con éxito concreto o mampostería para reforzarlos.
- Arcos o bóvedas de concreto. Tiene por objeto mejorar la capacidad para soportar las cargas debidas a las estructuras y al techo de terreno natural.



7.6 Protección contra intemperismo.

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 recubrimiento con base de concreto lanzado, reforzado con 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 conducir la mezcla 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 como son:

- 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. Es basándose en malla electro soldada.
- c) Agregados el tamaño de los agregados es de $\frac{5}{8}$ " y su curva granulométrica debe cumplir con ciertas características. La humedad natural del agregado ya dosificado y antes de mezclado debe estar comprendida entre 3 y 6%. La relación cemento-agregados debe ser entre 1 a 4 (400 kg/m^3).
- d) Cemento. Se utiliza cemento tipo 1. la relación agua-cemento será de 0.56, siendo importante señalar que la relación con la que se logra la máxima resistencia presenta en el punto de máxima densidad.
- e) Aditivos. Se debe agregar a la mezcla un aditivo en polvo del tipo sigunita, radipur, silicato de sodio, proconsa o 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 de 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 sustituirlo 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 lanzado 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 lanzado, 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 maquina lanzadora y a través de la boquilla de expulsión de la mezcla, es 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 lanzado 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 constantes entre 2.5 y 4 kg/cm^2 en la lanzadora del aire y entre 4.5 y 5 kg/cm^2 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/cm^2 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.

ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

Con base en la información obtenida en el campo y laboratorio del predio de interés se podrá saber si existen cavidades, que en este caso resulto negativo, 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.

7.7 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 cuadradas 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.



7.8 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.

7.9 PILAS

La colocación de cimientos profundos colados en sitio con o sin campana, es 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.

7.10 CAPACIDAD DE CARGA

Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo, que en general están constituidas por tobas volcánicas resistentes y de compresibilidad media (arcillas limosas poco arenosas), en particular en el sitio de interés se tiene un depósito de toba arcillo limosa poco arenosa, café clara, compacta, la cual en algunas zonas se tienen por encima de los depósitos naturales materiales de relleno de mala calidad, con un espesor medio de un metro máximo constituidos por arcilla negra, y específicamente sobre la corona del talud a nivel de banqueta o bien sobre la ladera y en ocasiones como montículos aislados, con raíces disecadas, empacando en ocasiones basura y cascajo, de baja resistencia que fueron colocados a volteo y depositados sobre la superficie original del terreno para dejar una superficie estable temporal, y considerando además las características arquitectónicas de las casas proyectadas, se juzga que la cimentación más adecuada será mediante zapatas cuadradas con trabes de liga, desplantadas sobre la toba volcánica por lo menos 50 cm dentro de ella, y diseñadas para una capacidad de carga admisible del orden de 30 ton/m², pero se recomienda diseñar con una capacidad de carga de 20 ton/m², para obtener dimensiones admisibles, además deberá tenerse en cuenta que debido a la existencia de materiales de mala calidad superficialmente en la parte superior del terreno y de acuerdo a la topografía del terreno, será necesario tener diferentes profundidades de desplante con respecto al nivel actual del terreno y variables, en donde cuando menos se tenga un empotramiento mínimo dentro de los depósitos naturales (tobas) de 0.50 m, y que deberán de ser diseñadas para una capacidad de carga de 20 ton/m². Será necesario supervisar que la cimentación en su empotramiento más desfavorable tenga los 0.50 m mínimos recomendados, verificando que los materiales de desplante sean los considerados en este estudio, asimismo deberán retirarse los materiales de mala calidad fuera de la obra y sustituir por una plataforma de materiales mejorados en donde se requiera o bien diseñar las losas como de entrepiso y no como firmes, apoyadas sobre un sistema reticular de concreto armado.





Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a arcillas limosas poco arenosas, café claro, de consistencia firme, que tienen una cohesión media de 8.0 ton/m^2 y un ángulo de fricción interna de 15° , determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada, en base a los que se determinó la capacidad de carga admisible que resultó de 30 ton/m^2 .

Adicionalmente como recomendación se establece que la planta baja de la casa no deberá desplantarse sobre los materiales superficiales que tengan condiciones de alterabilidad alta, por ser de mala calidad, ya que a mediano plazo se tendrán problemas de asentamientos que redundará en deformaciones y por consiguiente en fracturamientos en las losas que constituirán a los pisos de la planta baja, recomendando despallar cuando menos el primer metro sobre la ladera, y verificar el despalle efectuado, y posteriormente se podrá colocar una plataforma de materiales controlados (tepetate), colocándolos en capas de 0.20 m en estado suelto y compactarlos al 92% de su peso volumétrico seco máximo hasta el lecho inferior de la losa de piso.

A continuación se presentan los criterios aplicados para la revisión de los estados límite de falla y de servicio, de la alternativa de cimentación diseñada y los resultados obtenidos.

7.10.1 Determinación de la capacidad de carga

La capacidad de carga se determinó tomando en cuenta las características de los materiales que subyacen al terraplén, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivo-friccionantes, y aplicando la siguiente expresión¹:

$$Q_a = \{ C N_c + P_v (N_q - 1) + 0.5 \gamma B N_\gamma \} F_R + P_v$$

en donde:

Q_a : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m^2

c : cohesión del material de apoyo, en ton/m^2 .

N_c : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

en la cual:

D_f : profundidad de desplante la cimentación en m.

B : ancho del cimiento, en m.

L : largo del cimiento, en m.

¹ Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones Gaceta Oficial del Departamento del DF. , Quinta Época No. 40, México, DF. 12 de Noviembre de 1987.



P_v : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m^2 .
 N_q : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por

$$N_q = e^{\tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

siendo :

ϕ : ángulo de fricción interna de suelos de apoyo en grados.
 N_q : se multiplica por $(1 + \tan \phi)$ en el caso de zapatas cuadradas, por $(1 + (B / L) \tan \phi)$, para el caso de cimientos rectangulares.
 γ : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en ton/m^3 .
 N_γ : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:

$$N_\gamma = (N_q + 1) \tan \phi$$

N_γ : se multiplica por 0.6 en el caso de zapatas cuadradas y por $(1 - 0.4 (B / L))$ para cimientos rectangulares.
 F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35
 P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

Considerando una cohesión de 8.0 ton/m^2 , un ángulo de fricción interna de 15° y un peso volumétrico de 1.50 ton/m^3 , obtenidos de los resultados de las pruebas de compresión triaxial no consolidada- no drenada realizadas, se obtuvo la capacidad de carga admisible para diseño de 30 ton/m^2 , pero para obtener dimensiones admisibles se recomienda diseñar con 20 ton/m^2 .

7.10.2 Dimensionamiento de las zapatas.

Para el dimensionamiento de las zapatas se deberá considerar que el Reglamento de Construcciones indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.4.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1.²

² Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, cuarta edición, México DF. 2004



En el caso de la combinación de cargas (en particular los que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia “e” del eje centroidal del cimiento el ancho efectivo de éste, deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e.$$

donde :

- B' : ancho reducido, en m.
- B : ancho de la zapata, en m.
- e : excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de Lomas.

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura depende de factores como su función, las cargas a las que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la estructura.

Al elegir el tipo de cimentación se debe dar los siguientes 5 pasos:

1. Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la estructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación.
2. Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
3. Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes, si serían capaces de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esa etapa preliminar se eliminan los tipos de cimentación que son inadecuados.
4. Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo, y generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de las zapatas o el tipo de cimentación elegido.

También puede ser necesario hacer estimaciones más definidas de los asentamientos, para predecir el comportamiento de la estructura.

5. Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.



Una vez definido el tipo de cimentación es necesario considerar que se pueden presentar dos problemas básicamente en el funcionamiento de la misma. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo sea incapaz de soportar la carga. Por otro lado, el suelo de apoyo no puede fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan diferencial, que la estructura pueda agrietarse y dañarse. El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo de apoyo y se le denomina *falla por capacidad de carga*.

El segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo-deformación del suelo y se conoce como *asentamiento diferencial*.

7.10.3 Estado límite de falla en condiciones estáticas.

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, una vez dimensionadas las cimentaciones deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$(Q F_c / A) < R F_R$$

donde :

Q :suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en ton.

F_c :factor de carga, adimensional e igual a 1.4

A :área de apoyo de la cimentación, en m^2 .

R :capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

F_R :factor de resistencia, igual a 0.35

7.10.4 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo), más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, una vez dimensionadas las zapatas deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$(Q F_c / A) < R F_R$$

donde :

F_c : factor de carga, que para este caso es igual a 1.1.

R : capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

F_R : factor de resistencia igual a 0.35.



7.10.5 Estado límite de servicio

Los asentamientos elásticos que sufrirán los materiales de apoyo de las zapatas de cimentación se calcularon aplicando el criterio de la Teoría de la Elasticidad dado por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{(1 - u^2) P B}{E} I_s$$

donde :

- δ : deformación vertical, bajo el centro del área cargada, en m.
- u : relación de Poisson, adimensional
- E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m^2 .
- P : presión de contacto aplicada por las zapatas, en ton/m^2 .
- B : ancho de la zapata, en m.
- I_s : factor de forma adimensional que depende del punto en que se desee estimar la deformación, y la forma de la zapata.

Considerando una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo 4000 ton/m^2 (obtenidos de las curvas esfuerzo-deformación determinadas en las pruebas de compresión triaxial no consolidada- no drenada realizadas en los materiales de apoyo), se obtuvieron deformaciones máximas de 0.8 cm, los cuales resultan admisibles.

7.10.6 Procedimiento constructivo

Para alcanzar los niveles de proyecto se requiere de una plataforma de materiales mejorados y controlados en su compactación o bien una estructuración de columnas y traveses de concreto armado que permita sobre elevar el nivel de piso sin necesidad de rellenar este último.

A continuación se indica el procedimiento para la construcción y control de terraplenes:

- a) En el área en que se construirá el terraplén se despalmará la superficie, a fin de eliminar totalmente la capa de suelo vegetal (30 cm espesor promedio) o los materiales de relleno; el material producto de despalme se retirará del área.
- b) Antes de la construcción del terraplén, se deberá escarificar la superficie del terreno hasta una profundidad de 10 cm, y recompactarse al 90% proctor estándar.
- c) Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc., reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.
- d) En el caso de querer aprovechar en la construcción de los terraplenes los materiales arcillo arenosos producto de las áreas de corte y dado que estos son plásticos, se deberán seleccionarse, y además si es material de banco es aproximadamente arcilloso se les



adicionará cal hidratada en un porcentaje de 5%, en peso, aproximadamente, mezclándolos hasta formar una mezcla homogénea, para reducir su plasticidad.

e) En caso de requerirse material importado para la construcción del terraplén podrán ser utilizados mezclas de gravas, arenas y material fino (tepetate) que cumplan con las siguientes especificaciones:

Límite líquido		40 % máx.
Índice plástico		20 % máx.
Contracción lineal		8 % máx. 15 % mín.
Valor relativo de soporte (CBR)		
Contenido de agua óptimo	25 % máx.	
Peso volumétrico seco máximo		1.3 ton/m ³ mín.

f) Los materiales con los que se construirá el terraplén, se integraran hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, y en caso necesario incorporar cal hidratada en un porcentaje del 5 % en peso.

g) Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm de espesor en estado suelto, y se compactaran al 90 % de su peso volumétrico seco máximo según la prueba próctor estándar.

h) Las tres últimas capas serán de 20 cm en estado suelto, compactadas al 95 % de su peso volumétrico seco máximo según la prueba próctor estándar.

i) Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada capa de material compactado.

j) Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido. El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

$$\% \text{ de compactación} = (\gamma_d \text{ sitio} / \gamma_d \text{ máximo}) \times 100$$



Requiriéndose como mínimo el 90 % para el cuerpo del terraplén y 95 % para las tres últimas capas.

Una vez concluidos los trabajos de colocación de terraplén, se recomienda efectuar los trabajos de excavaciones de cepas que alojarán a las zapatas. A continuación se indica en general el procedimiento constructivo para la excavación que alojará a las cimentaciones.

a) Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer con taludes verticales, empleando maquinaria hasta 0.1 m arriba del nivel de desplante, la última capa se excavará a mano para evitar la alteración del material de apoyo.

b) Una vez realizadas las cepas que alojarán a las zapatas de cimentación, previamente a su construcción, en caso de tener sobreexcavaciones deberán recom pactarse los materiales del fondo de las excavaciones al 95 % de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Próctor, empleando compactadores del tipo bailarinas o bien absorberlo con la plantilla de concreto pobre.

c) Se colocara a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores.

d) Se procederá a colocar el armado y a colar la cimentación.

Las excavaciones que se realicen para alojar las cimentaciones deberán efectuarse con maquinaria, hasta 0.1 m arriba del nivel de desplante recomendado y los últimos 20 cm se excavarán manualmente.

Si la excavación se realiza con maquinaria, hasta la profundidad de desplante recomendada, los materiales sueltos dejados por el equipo de excavación deberán retirarse totalmente, independientemente de la irregularidad de la superficie del fondo de la excavación, y renivelar con la plantilla de concreto pobre.

En caso de que una vez alcanzada la profundidad proyectada no se tengan los materiales resistentes de deposito natural (toba), deberá profundizarse la excavación hasta encontrarlos.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El predio analizado tiene un área de 1,139.39 m² ubicado en la calle de Mar Egeo Manzana 36, lote 10, que se localiza en la Segunda Sección de Lomas Lindas, Atizapán de Zaragoza, Estado de México.

Con objeto de determinar la factibilidad de existencia de cavidades subterráneas, de establecer la alternativa de cimentación mas apropiada para las estructuras proyectadas así como el procedimiento de excavación y construcción tanto de la cimentación como de los sótanos que contempla el proyecto arquitectónico se realizó un estudio de Mecánica de Suelos consistente en exploración y muestreo del subsuelo, pruebas de laboratorio, a las muestras extraídas, análisis de pares estereoscópicos de fotografías aéreas del terreno tomadas en 1970, 1972, 1980, 1987, 1991, 1994, 1998, 2001, 2002 y 2004, para conocer la evolución que tuvo la explotación de los materiales del subsuelo y análisis para establecer las recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación, y del procedimiento de excavación.

En el estudio de factibilidad de existencia de cavernas en el sitio de interés 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.

Dado a que en estas colonias la exploración por fotointerpretación no delata la existencia de galerías y durante el recorrido no se detectaron por la ocupación de construcciones de las laderas Se recomienda realizar una segunda etapa de estudios mediante métodos geofísicos.

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 6 m. Corresponde a una sola entrada con diversos túneles interconectados, con longitudes variables de 10 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.

Como resumen del Estudio se consigna que para localizar o detectar cavidades, se recomienda generalmente dividirlo en dos etapas: la primera consiste en reconocimiento del sitio, aerofotografía y exploración geoelectrica, y la segunda etapa en recomendaciones que en forma general es exploración mediante equipo rotatorio y topografía de las cavernas o bocaminas en el caso de que existan referenciadas a la topografía en superficie para poder definir el grado de seguridad..

Se efectuaron dos sondeos profundos a 20 m de profundidad con una máquina perforadora debajo del área analizada que permite establecer la no-existencia de cavidades subterráneas, ni de materiales pumíticos, los cuales por su baja densidad y por su facilidad de extracción eran explotados en forma subterránea.

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 indicio de ellas; de ahí la necesidad de realizar un Estudio para establecer el problema de inestabilidad en el suelo pudiera poner en peligro las edificaciones.

De acuerdo a la información de la investigación de las características del subsuelo realizada en la zona de interés, la zona está considerada como de baja probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo, dejadas por la explotación de mantos pumíticos. También en base a las observaciones hechas en recorridos efectuados en la vecindad del predio de interés, no se detectaron indicios de la existencia de cavidades en el subsuelo, como depresiones o agrietamientos del terreno, y en general observando la morfología y accidentes del terreno, concluyéndose que la probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo en el predio de interés, es muy baja.

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



Las cavidades se desarrollaron en forma de galerías, túneles, socavones y salones, en mantos sensiblemente horizontales, en los que predomina el material pumítico; formando a menudo redes complejas en planta y extensión variable, que en ocasiones forman verdaderas redes de túneles que cruzaban la loma de un lado a otro. En casi la totalidad de ellas el acceso fue lateral y se localizó en los cortes o laderas de 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 localizó más de un manto aprovechable, la explotación se hizo en varios niveles, por lo que ahora existen 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 gravas, arenas, pómez, cuyas características hacían factible su empleo más o menos directo, sin recurrir a procesos elaborados de trituración o selección, que implicaban intervención de tiempo y mayores costos.

Con el tiempo los materiales de las bóvedas, ya sean 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 de estos derrumbes y sedimentos. Ocasionando graves peligros, manifestándose con pérdidas de vidas y daños materiales.

En el momento que un 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 deshabitadas, conforme la urbanización empezó a ocupar las zonas minadas el problema se agrava exigiendo estudios y soluciones inmediatas.

La formación de los suelos en el sitio de interés representa un conjunto estratificado irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado, compuesto de los siguientes elementos litológicos:

- Horizontales de cenizas volcánicas de muy distintas granulometrías
- Capas de erupciones pumíticas 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 piroplásticos de grandes volúmenes de grava, bloques y arena fina (arenas azules, rosas, cuaquita).
- Lahares fríos, son acumulaciones caóticas de material piroplástico arrastrado en corrientes lubricadas por agua de lluvia 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.
- 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.

Las propiedades obtenidas de los materiales que se encuentran en el sitio de interés son:

- Resistencia a la compresión simple, q_u . Varía entre 10 y 100 ton/m², los valores mas bajos se obtuvieron en arcillas y en arenas pumíticas y los mas altos en limo arenoso duro y cementado así como en arena limosa.
- Cohesión (c), y ángulo de fricción interna (Φ), el ángulo de fricción en un limo arenoso cuya consistencia entre 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°, cohesión entre 0 y 6 ton/m².
- Coeficiente de compresibilidad volumétrica, m . Los valores varían entre 0.8 y 12.5 x 10⁻³ m²/ton en arena pumítica. En limo arcilloso y arcilla limosa, así como para arena limosa “ rígida” varía entre 1 y 10 x 10⁻⁴ m²/ton.

Dado que los materiales son susceptibles a cambiar con el tiempo por las condiciones climáticas que intervienen en ellos, los parámetros manejados pueden cambiar conforme se siga intemperizando. Ya que si el agua tiene contacto con algún material este se modifica debilitándose.

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, para este caso se realizaron dos sondeos profundos denominados SPT-1 y SPT-20 realizados a 30 y 20 m de profundidad respectivamente

En la exploración y muestreo se recomienda usar uno o combinar dos o más métodos que lleven al conocimiento de las características del lugar.

Los métodos directos 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, como se puede observar en el reporte fotográfico que se presenta en capítulo 4

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 basura.
- Obstrucción con muros de mampostería o bloques de tepetate.
- Si existen estructura y presentan deformaciones o hundimientos, cuarteaduras considerables, estos rasgos implican alteración del terreno natural, no únicamente con cavernas, sino con posibles rellenos no controlados.

Esto se complementa con la información que sirva como antecedente, ya sea por medio de encuestas, con gente del lugar que informe de la explotación de antiguas minas, deformaciones de los terrenos o hundimientos que no se observen por la alteración de ellos.

Es necesario efectuar un levantamiento topográfico de detalle de las bocaminas detectadas que comprende:

- La planimetría es un levantamiento topográfico en planta de una poligonal por los ejes de las galerías, que debe ser referido a puntos superficiales. Además, las secciones de los túneles deben estar definidas geométricamente.
- La altimetría de las minas, es el estudio de las elevaciones de piso de estas y deberá estar ligada con la altimetría de la superficie del predio para que de este modo se conozcan los desniveles entre la superficie y las minas.

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

Las fotografías aéreas, son antecedentes que se pueden emplear de forma preliminar, dado que existen diferentes épocas (aproximadamente desde 1970 hasta la fecha) notándose las evidencias de la presencia de cavernas en el subsuelo, tales como, bocaminas, explotaciones a cielo abierto, rellenos, colapsos de bóvedas, 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.

De acuerdo al estudio efectuado de fotogrametría los únicos accesos que se tienen en el lugar son los mismos que se reconocieron mediante el levantamiento geológico físico del lugar.

A los pozos a cielo abierto se les puede considerar como uno de los más satisfactorios para conocer las características superficiales del suelo. En el sitio de interés se excavó un pozo denominado PCA-17.

Por este método se pueden obtener muestras tanto alteradas como inalteradas, y consiste en excavar una zanja la 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.

Los métodos indirectos son 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.

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 cavemas. De acuerdo a la necesidad, se aplicara el más necesario, sin olvidar que los muestreos son indispensables para el diseño.

El sondeo de avance sin muestreo 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 punta de diamante o carburo de tungsteno, para perforar fragmentos de roca dura, como en el caso de tobas, aglomerados y depósitos aluviales.



Si 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, que en este sitio no aconteció.

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.

Para el caso de exploración en tobas se recomienda avance con broca tricónica, que desde luego se hace sin muestreo.

El sondeo de penetración estándar 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 hincar 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, lo que no ocurrió en el sitio de interés.

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 manija.

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

Para el caso de exploración en tobas se recomienda avance con broca tricónica, que desde luego se hace sin muestreo.

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 aquellas que sean paralelas a las barrancas, cañadas o cortes.

Si los resultados de la exploración realizada a lo largo de la línea perimetral no marcan 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.

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.

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 solo se incrementa su tamaño, cuya investigación es a profundidad; el subsuelo deberá asimilarse como un medio pseudo estratificado para que la interpretación cuantitativa sea de buena calidad.

Para el perfilaje o calicateo electrónico (sondeo eléctrico horizontal) se emplean los mismos 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 con sondeo eléctrico horizontal, para que la investigación de resistividad sea en 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 de isoresistividad aparentes, que darán, además de la estructura geológica, la delimitación de las anomalías provocadas por cuerpos extraños existentes en el medio.



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 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, por lo que se establece que deberán realizarse estudios geoelectrónicos para complementar el presente estudio.

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.

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.

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, desde luego sin olvidar el aspecto económico.

En la zona de lomas donde comúnmente se presenta 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.

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.

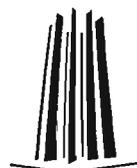
Los cimientos superficiales del tipo de zapatas son los utilizados en casi la totalidad de las estructuras de la zona de lomas, mostrando buen comportamiento en terrenos tratados en forma apropiada. Su proyecto y construcción obedece los criterios y procedimientos usuales en la ingeniería de cimentaciones.

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.

La colocación de cimientos profundos colados en sitio con o sin campana, es 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.

Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo, que en general están constituidas por tobas volcánicas resistentes y de compresibilidad media (arcillas limosas poco arenosas), en particular en el sitio de interés se tiene un depósito de toba arcillo limosa poco arenosa, café clara, compacta, la cual en algunas zonas se tienen por encima de los depósitos naturales materiales de relleno de mala calidad, con un espesor medio de un metro máximo constituidos por arcilla negra, con raíces desecadas, empacando basura y cascajo, de baja resistencia que fueron colocados a volteo y depositados sobre la superficie original del terreno para dejar una superficie estable temporal, y considerando además las características arquitectónicas de las casas proyectadas, se juzga que la cimentación más adecuada será mediante zapatas cuadradas con trabes de liga, desplantadas sobre la toba volcánica por lo menos 50 cm dentro de ella, y diseñadas para una capacidad de carga admisible del orden de 30 ton/m^2 .

Sin embargo se recomienda diseñar con una capacidad de carga de 20 ton/m^2 , para obtener dimensiones admisibles, además deberá tenerse en cuenta que debido a la existencia de materiales de mala calidad superficialmente en la parte superior del terreno y de acuerdo a la topografía del terreno, será necesario tener diferentes profundidades de desplante con respecto al nivel actual del terreno y variables, en donde cuando menos se tenga un empotramiento



mínimo dentro de los depósitos naturales (tobas) de 0.50 m, y que deberán de ser diseñadas para una capacidad de carga de 20 ton/m^2 .

Será necesario supervisar que la cimentación en su empotramiento más desfavorable tenga los 0.50 m mínimos recomendados, verificando que los materiales de desplante sean los considerados en este estudio, asimismo deberán retirarse los materiales de mala calidad fuera de la obra y sustituir por una plataforma de materiales mejorados en donde se requiera o bien diseñar las losas como de entrepiso y no como firmes, apoyadas sobre un sistema reticular de concreto armado.

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a arcillas limosas poco arenosas, café claro, de consistencia firme, que tienen una cohesión media de 8.0 ton/m^2 y un ángulo de fricción interna de 15° , determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada, en base a los que se determinó la capacidad de carga admisible que resulto de 30 ton/m^2 .

Adicionalmente como recomendación se establece que la planta baja de la casa no deberá desplantarse sobre los materiales superficiales que tengan condiciones de alterabilidad alta, por ser de mala calidad, ya que a mediano plazo se tendrán problemas de asentamientos que redundara en deformaciones y por consiguiente en fracturamientos en las losas que constituirán a los pisos de la planta baja, recomendando despallar cuando menos el primer metro sobre la ladera, y verificar el despalle efectuado, y posteriormente se podrá colocar una plataforma de materiales controlados (tepetate), colocándolos en capas de 0.20 m en estado suelto y compactarlos al 92% de su peso volumétrico seco máximo hasta el lecho inferior de la losa de piso.

Considerando una cohesión de 8.0 ton/m^2 , un ángulo de fricción interna de 15° y un peso volumétrico de 1.50 ton/m^3 , obtenidos de los resultados de las pruebas de compresión triaxial no consolidada- no drenada realizadas, se obtuvo la capacidad de carga admisible para diseño de 30 ton/m^2 , pero para obtener dimensiones admisibles se recomienda diseñar con 20 ton/m^2 .

Para el dimensionamiento de las zapatas se deberá considerar que el Reglamento de Construcciones indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.4.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1.



El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de Lomas.

Considerando una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo 4000 ton/m^2 (obtenidos de las curvas esfuerzo-deformación determinadas en las pruebas de compresión triaxial no consolidada- no drenada realizadas en los materiales de apoyo), se obtuvieron deformaciones máximas de 0.8 cm, los cuales resultan admisibles.

Una vez concluidos los trabajos de colocación de terraplén recomendados en el capítulo 7, en caso necesario, se recomienda efectuar los trabajos de excavaciones de cepas que alojarán a las zapatas. En el mismo inciso se indica en general el procedimiento constructivo para la excavación que alojará a las cimentaciones.



RESUMEN

De acuerdo al recorrido físico del sitio de interés, se analizan los resultados obtenidos del muestreo de exploración del subsuelo y considerando el análisis de las fotografías aéreas, se establece que la factibilidad de existencia de cavernas es nula.

Si durante la ejecución de los sondeos realizados se hubiera percibido la presencia de alguna discontinuidad (cavidades, minas, cavernas, etc.) la columna de la barra hubiera caído bruscamente y al mismo tiempo habría perdido el agua de perforación, que en este sitio no aconteció.

La alternativa de cimentación recomendada para las estructuras proyectadas es a base de zapatas aisladas bajo cada columna y zapatas corridas para muros de carga, diseñadas para una capacidad de carga de 20 ton/m².

Se propone como segunda alternativa de cimentación en las zonas planas una losa de cimentación, por facilidad de proceso constructivo, sin embargo deberá efectuarse una evaluación económica que permita determinar la rentabilidad de esta alternativa.

En el caso de la zapata que se desplante sobre el cuerpo de la ladera o sobre el corte de un talud dejado por la excavación requerida o dejada actualmente, se deberá considerar un desplante mínimo de 1.5 veces el ancho de la zapata desde el punto más cercano de la zapata al cuerpo del talud y por lo menos empotrado 50 cm dentro del depósito resistente.

Se recomienda efectuar un levantamiento topográfico actual del terreno para determinar las condiciones actuales del terreno, y proponer cortes y movimiento de tierras óptimos para el proyecto.

Deberá estudiarse la proyección de un acceso común a la zona más baja, ya que se tiene una altura media de aproximadamente 15 m entre la parte superior del talud y la parte más baja del terreno, en ocasiones con talud vertical o con una pendiente tendida, dado que el terreno se ubica en la ladera de una barranca.

En el caso de requerirse construir plataformas en la zona más baja, se deberá considerar un despalme mínimo de 15 cm para retirar la capa de suelo vegetal, y en ocasiones algunos crestones de material de mala calidad (cascajo) dejados en el sitio, los cuales deberán ser retirados fuera de la Obra en su totalidad.

Únicamente como se menciona anteriormente sobre la corona y en el cuerpo del talud se tienen espesores de relleno con espesores variables entre 20 y 70 cm, lo anterior se determina mediante la excavación de pozo a cielo abierto.



Se juzga que la cimentación más adecuada será mediante zapatas cuadradas con traveses de liga, desplantadas sobre la toba volcánica por lo menos 50 cm dentro de ella, y diseñadas para una capacidad de carga admisible del orden de 20 ton/m², para obtener dimensiones admisibles, además deberá tenerse en cuenta que debido a la existencia de materiales de mala calidad superficialmente en la parte superior del terreno y de acuerdo a la topografía del terreno, será necesario tener diferentes profundidades de desplante con respecto al nivel actual del terreno y variables.

Será necesario supervisar que la cimentación en su empotramiento más desfavorable tenga los 0.50 m mínimos recomendados, verificando que los materiales de desplante sean los considerados en este estudio, asimismo deberán retirarse los materiales de mala calidad fuera de la obra y sustituir por una plataforma de materiales mejorados en donde se requiera o bien diseñar las losas como de entrepiso y no como firmes, apoyadas sobre un sistema reticular de concreto armado.

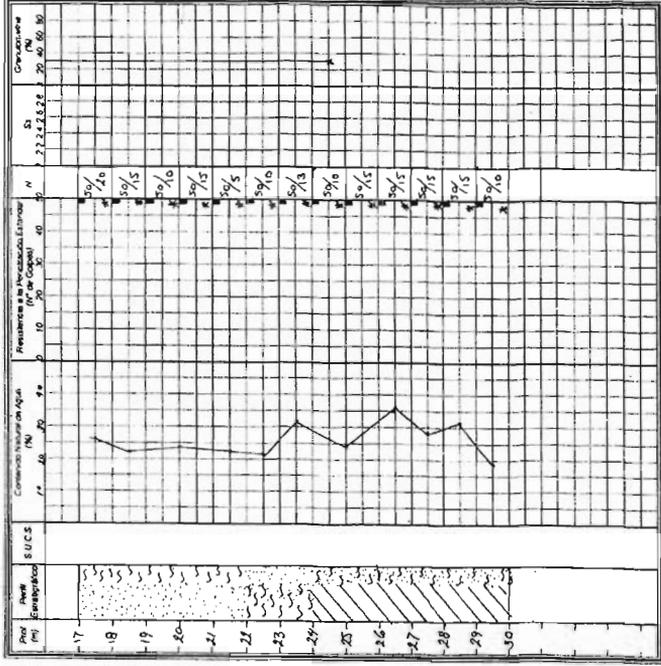
El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de Lomas.

Finalmente se recomienda la necesidad de elaborar un estudio geofísico que permita ratificar los resultados obtenidos en este estudio determinando la factibilidad de construcción en este terreno.

ANEXO I
PRUEBAS DE LABORATORIO

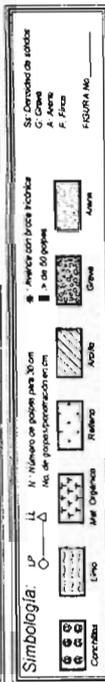
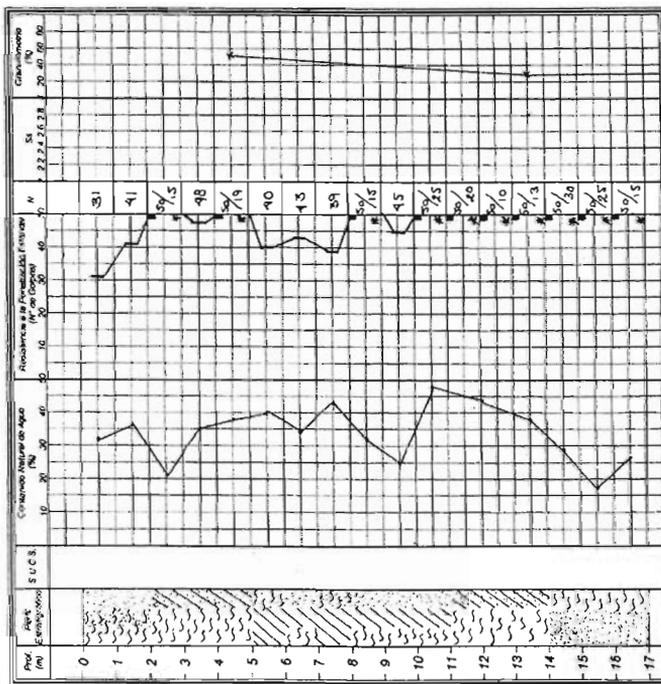
LOMAS LINDAS
ATIZAPAN

SPT 2



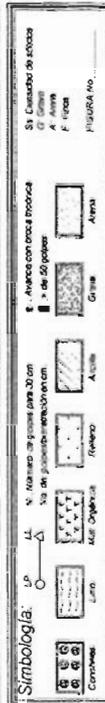
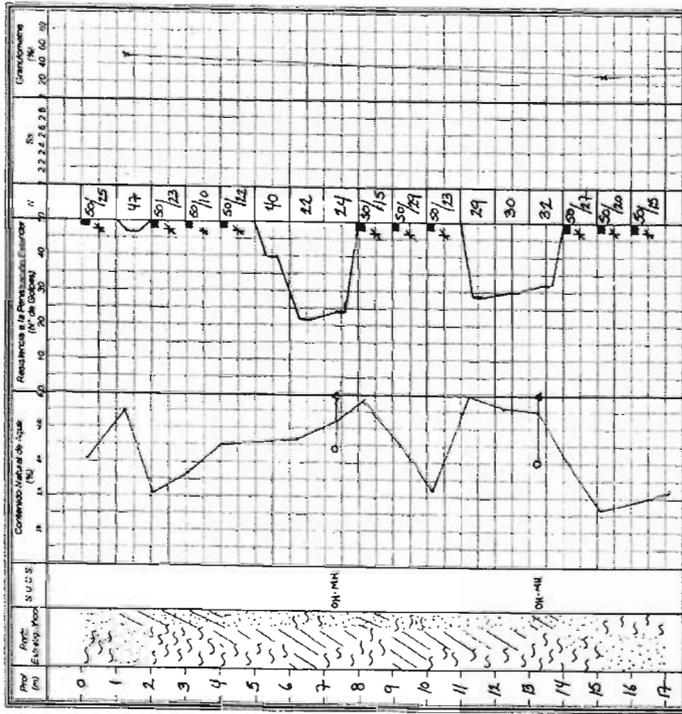
LOMAS LINDAS
ATIZAPAN

SPT 2



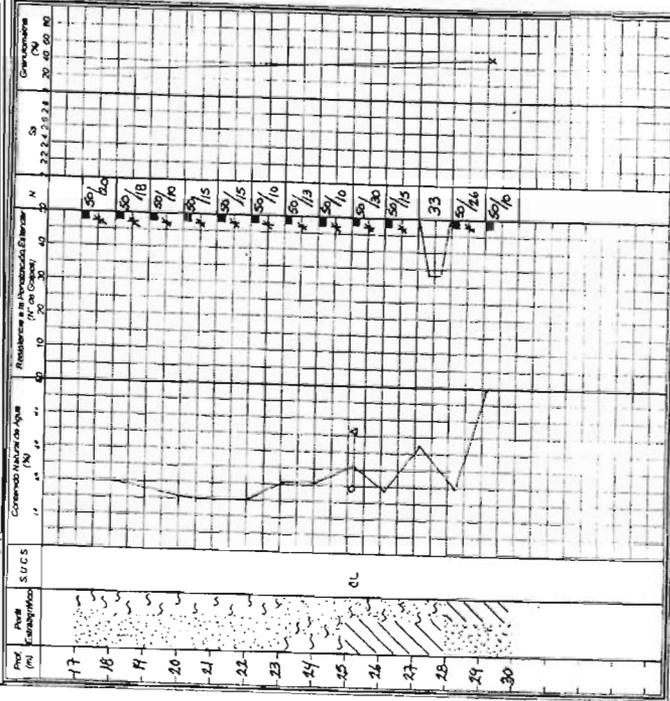
LOMAS LINDAS
ATIZAPAN

SPT 8



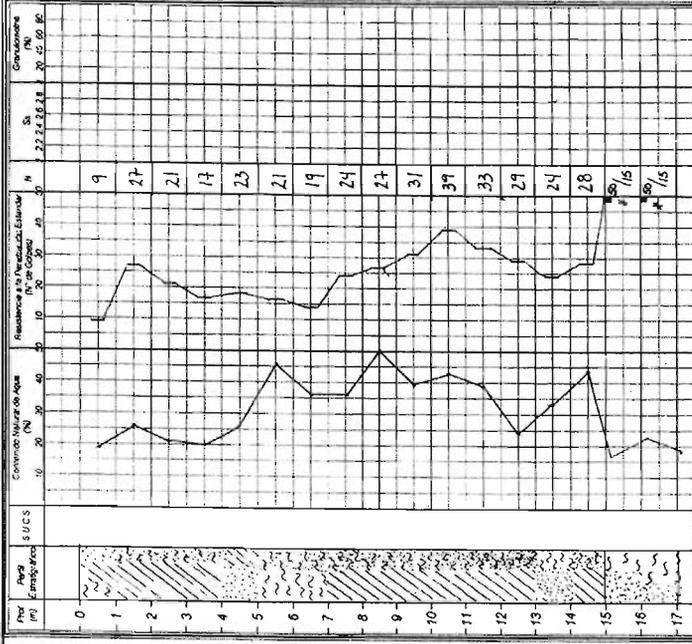
LOMAS LINDAS
ATIZAPAN

SPT 8



LOMAS LINDAS
ATIZAPAN

SPT 12



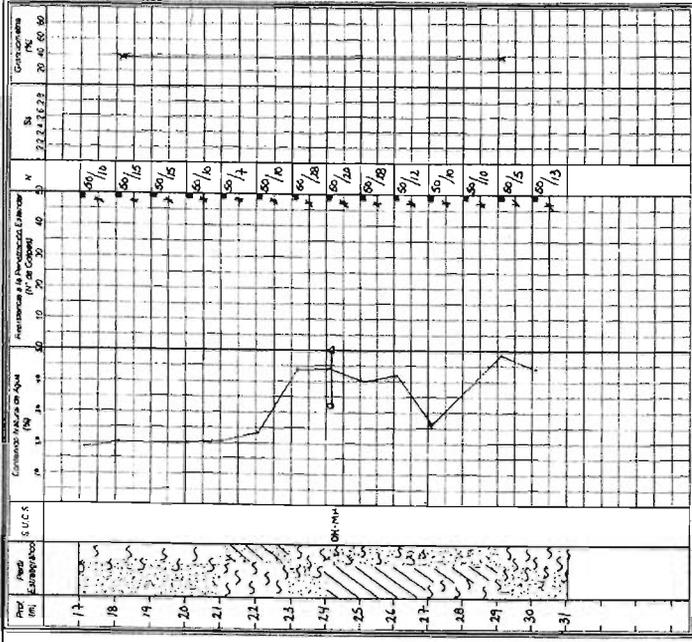
Simbología:

- UP: Límite superior
- LI: Límite inferior
- N: Número de golpes para 30 cm
- No de penetración en cm
- M: Original
- L: Limbo
- CON: Concreto
- ARE: Arenas con grava
- ARC: Arcillas
- ARE: Arenas
- CON: Concreto
- ARE: Arenas

SE: Descripción de suelos
G: Grava
A: Arena
F: Fina
FIGURA No. _____

LOMAS LINDAS
ATIZAPAN

SPT 12



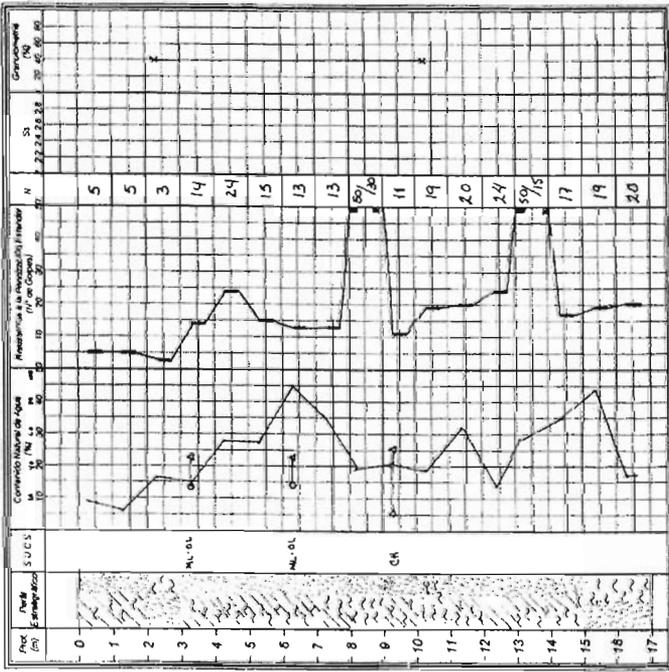
Simbología:

- UP: Límite superior
- LI: Límite inferior
- N: Número de golpes para 30 cm
- No de penetración en cm
- M: Original
- L: Limbo
- CON: Concreto
- ARE: Arenas con grava
- ARC: Arcillas
- ARE: Arenas
- CON: Concreto
- ARE: Arenas

SE: Descripción de suelos
G: Grava
A: Arena
F: Fina
FIGURA No. _____

LOMAS LINDAS
ATIZAPAN

SPT 16



Simbología:

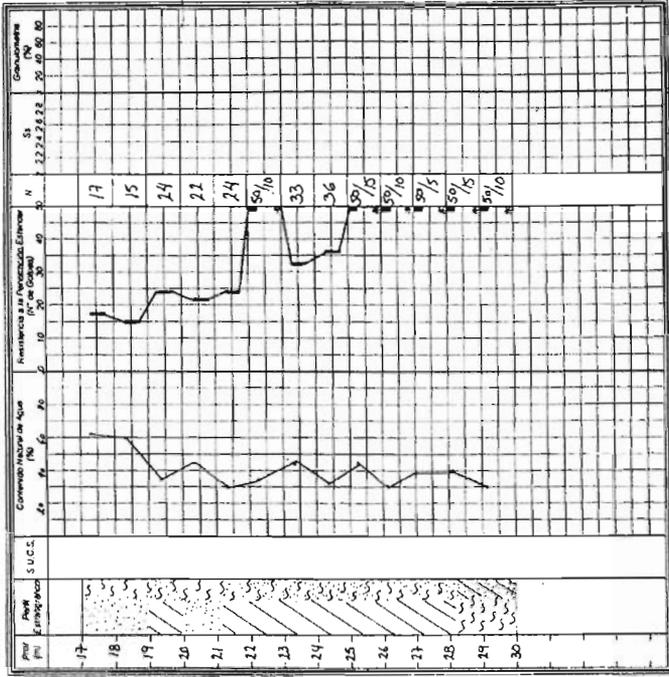
- LP L
- LL L
- U U
- U₁ U₁
- U₂ U₂
- U₃ U₃
- U₄ U₄
- U₅ U₅
- U₆ U₆
- U₇ U₇
- U₈ U₈
- U₉ U₉
- U₁₀ U₁₀
- U₁₁ U₁₁
- U₁₂ U₁₂
- U₁₃ U₁₃
- U₁₄ U₁₄
- U₁₅ U₁₅
- U₁₆ U₁₆
- U₁₇ U₁₇
- U₁₈ U₁₈
- U₁₉ U₁₉
- U₂₀ U₂₀
- U₂₁ U₂₁
- U₂₂ U₂₂
- U₂₃ U₂₃
- U₂₄ U₂₄
- U₂₅ U₂₅
- U₂₆ U₂₆
- U₂₇ U₂₇
- U₂₈ U₂₈
- U₂₉ U₂₉
- U₃₀ U₃₀
- U₃₁ U₃₁
- U₃₂ U₃₂
- U₃₃ U₃₃
- U₃₄ U₃₄
- U₃₅ U₃₅
- U₃₆ U₃₆
- U₃₇ U₃₇
- U₃₈ U₃₈
- U₃₉ U₃₉
- U₄₀ U₄₀
- U₄₁ U₄₁
- U₄₂ U₄₂
- U₄₃ U₄₃
- U₄₄ U₄₄
- U₄₅ U₄₅
- U₄₆ U₄₆
- U₄₇ U₄₇
- U₄₈ U₄₈
- U₄₉ U₄₉
- U₅₀ U₅₀

N: Número de golpes para 30 cm
 No de penetración en cm
 JMs. Organica
 Limo
 Arcilla
 Arena
 Grava
 Piedra

S.L. Denominación de suelos
 G. Grava
 A. Arena
 F. Fines
 FIGURA No. _____

LOMAS LINDAS
ATIZAPAN

SPT 16



Simbología:

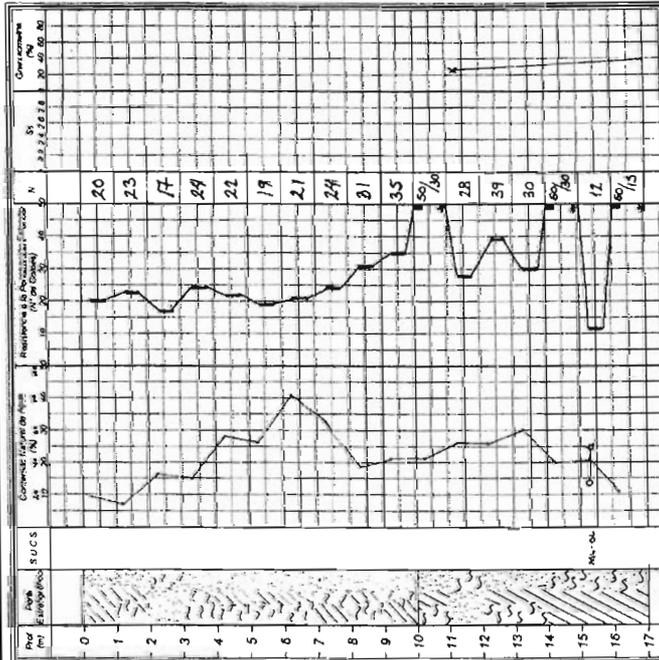
- LP L
- LL L
- U U
- U₁ U₁
- U₂ U₂
- U₃ U₃
- U₄ U₄
- U₅ U₅
- U₆ U₆
- U₇ U₇
- U₈ U₈
- U₉ U₉
- U₁₀ U₁₀
- U₁₁ U₁₁
- U₁₂ U₁₂
- U₁₃ U₁₃
- U₁₄ U₁₄
- U₁₅ U₁₅
- U₁₆ U₁₆
- U₁₇ U₁₇
- U₁₈ U₁₈
- U₁₉ U₁₉
- U₂₀ U₂₀
- U₂₁ U₂₁
- U₂₂ U₂₂
- U₂₃ U₂₃
- U₂₄ U₂₄
- U₂₅ U₂₅
- U₂₆ U₂₆
- U₂₇ U₂₇
- U₂₈ U₂₈
- U₂₉ U₂₉
- U₃₀ U₃₀
- U₃₁ U₃₁
- U₃₂ U₃₂
- U₃₃ U₃₃
- U₃₄ U₃₄
- U₃₅ U₃₅
- U₃₆ U₃₆
- U₃₇ U₃₇
- U₃₈ U₃₈
- U₃₉ U₃₉
- U₄₀ U₄₀
- U₄₁ U₄₁
- U₄₂ U₄₂
- U₄₃ U₄₃
- U₄₄ U₄₄
- U₄₅ U₄₅
- U₄₆ U₄₆
- U₄₇ U₄₇
- U₄₈ U₄₈
- U₄₉ U₄₉
- U₅₀ U₅₀

N: Número de golpes para 30 cm
 No de penetración en cm
 JMs. Organica
 Limo
 Arcilla
 Arena
 Grava
 Piedra

S.L. Denominación de suelos
 G. Grava
 A. Arena
 F. Fines
 FIGURA No. _____

**LOMAS LINDAS
ATIZAPAN**

SPT 17



Simbología:

- LF: Línea de agua
- LI: Línea de agua
- ME: Muestra
- ML: Muestra
- CL: Muestra
- CH: Muestra
- MH: Muestra
- MV: Muestra
- OH: Muestra
- OH: Muestra
- OH: Muestra

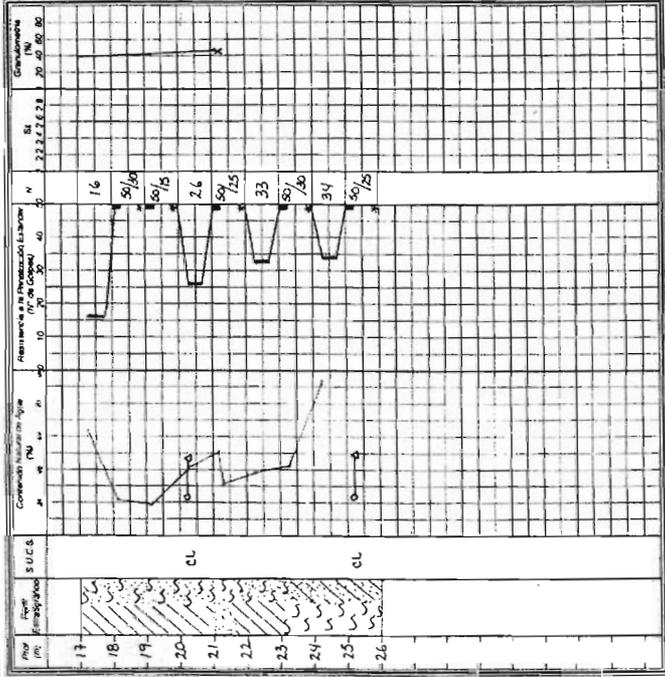
SC: Desarrollo de la curva

- G: Grava
- A: Arena
- F: Fina
- S: Silta

Figura No.: _____

**LOMAS LINDAS
ATIZAPAN**

SPT 17



Simbología:

- LF: Línea de agua
- LI: Línea de agua
- ME: Muestra
- ML: Muestra
- CL: Muestra
- CH: Muestra
- MH: Muestra
- MV: Muestra
- OH: Muestra
- OH: Muestra
- OH: Muestra

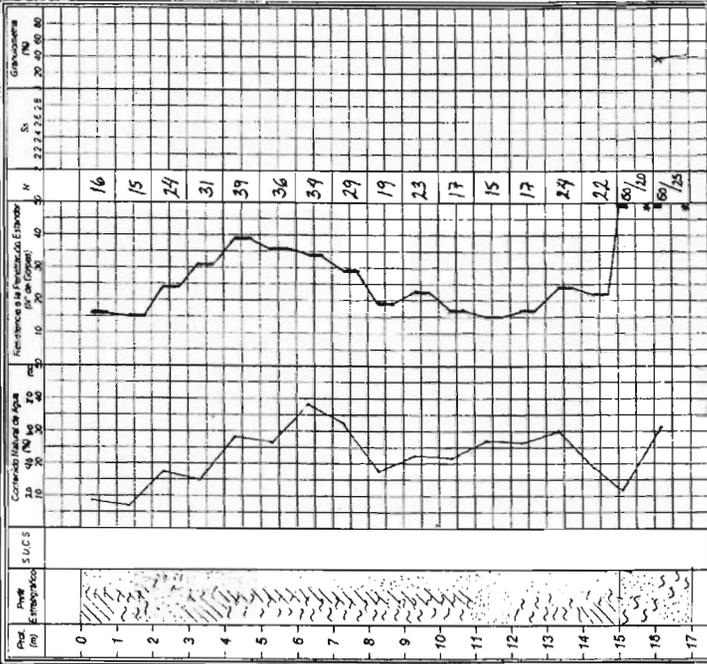
SC: Desarrollo de la curva

- G: Grava
- A: Arena
- F: Fina
- S: Silta

Figura No.: _____

LOMAS LINDAS ATIZAPAN

SPT 18



Simbología:

- — U — Δ
- — N — Número de golpes para 30 cm
- ▨ — No. de penetraciones en cm
- ▨ — Muestra con fines especiales
- ▨ — No. de golpes
- ▨ — Arena
- ▨ — Grava
- ▨ — Arcilla
- ▨ — Refuerzo
- ▨ — Mtl. Orgánica
- ▨ — Leno
- ▨ — Concreto

Es Director de obras
 C. Contr. A. Alvar. F. Pina
 ACURPA No. _____

BIBLIOGRAFÍA

- Juárez Badillo, Eulalio Y Rico Rodríguez, Alfonso. *Mecánica de Suelos, Tomo 1, Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. 3ª Edición. México, DF.
- Juárez Badillo, Eulalio Y Rico Rodríguez, Alfonso. *Mecánica de Suelos, Tomo 2, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*. 3ª Edición. México, DF.
- “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, cuarta edición, México DF. 2004.
- Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones Gaceta Oficial del Departamento del DF. , Quinta Época No. 40, México, DF. 1987.
- Karl Terzaghi y Ralph B. Peck, *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica*, 5ª Edición. 1980
- Soves George B., *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*, centro regional de ayuda técnica, 1982.
- Dimitre P. Krynine, *Principios de Geología Y Geotecnia Para Ingenieros*. Ed. Omega S.A. Barcelona 1975.