

2ej
20



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

APLICACION DE LA GEOTECNIA
A PROBLEMAS DE CIMENTACION
SOBRE ZONAS MINADAS

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO GEOLOGO
P R E S E N T A
NARCISO ORTIZ FERNANDEZ



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

México, D. F.

Octubre de 1989



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

LOS NIÑOS QUE ESTAN HABITANDO ESTA UNIDAD HABITACIONAL ESTAN HEREDANDO UN PROBLEMA QUE ES EL RESULTADO DE UNA SERIE DE ERRORES COMETIDOS DURANTE EL PROYECTO Y LA CONSTRUCCION DE LA UNIDAD, DEBIDOS PRINCIPALMENTE A LA FALTA DE PROFESIONALISMO.

LA SOLUCION APLICADA EN ESTE ESTUDIO FUE LA MEJOR PARA LAS CONDICIONES PARTICULARES DEL PROBLEMA, PERO NO SE PUEDE ASEGURAR QUE DICHO PROBLEMA SE ENCUENTRE SATISFACTORIAMENTE RESUELTO.

INDICE

CAPITULO	PAGINA
RESUMEN	6
ANTECEDENTES	7
OBJETIVOS	9
METODOLOGIA	10
I.- GENERALIDADES	12
I.1 Localizacion y vias de acceso.....	12
I.2 Sociedad	12
II.- GEOLOGIA	14
II.1 Geologia Regional	14
II.1.2 Estratigrafia	14
II.1.3 Fisiografia y Geomorfologia	15
II.2 Geologia Urbana	16
II.2.1 Analisis fotogeologico	16
II.2.2 Reconocimiento de detalle.....	18
III.- TECTONICA	20
IV.- GEOTECNIA	22
IV.1 Recopilacion y analisis de la informacion	22
IV.2 Analisis de carga en túneles.....	25
IV.3 Caracterizacion NGI del macizo rocoso...	27
IV.4 Clasificacion CSIR del macizo rocoso.....	40
IV.5 Analisis.....	45

V.- GEOFISICA	47
V.1 Fundamentos teoricos	47
V.2 Ejecucion de secciones polo-dipolo.....	49
V.3 Procesamiento de datos.....	50
V.4 Analisis.....	51
VI.- RESULTADOS.....	52
VI.1 Localizacion de cavidades.....	52
VI.2 Tratamiento adecuado de cavidades.....	52
VI.3 Relleno de cavidades	52
CONCLUSIONES	54
BIBLIOGRAFIA	56

RESUMEN

El presente trabajo es un ejemplo de aplicación de varias disciplinas en la solución de un problema que es lamentablemente común en la zona poniente del área metropolitana. El trabajo consistió básicamente en la localización de antiguas minas de arena en el subsuelo de la unidad habitacional HOGARES DE ATIZAPAN Edo. de Mexico; para lo cual, se utilizaron métodos de investigación indirectos y métodos directos.

Se localizaron dos zonas dentro de la unidad en las cuales se encuentran algunas galerías bajo viviendas, edificios y vialidades, a una profundidad promedio del techo de las galerías de cuatro y treinta metros, respectivamente. El análisis de las condiciones de riesgo, estructurales, litológicas, urbanísticas y económicas, condujo a la decisión de rellenar estas galerías con un material adecuado para garantizar la estabilidad de las obras construidas.

En el transcurso del estudio se identificó otro problema importante relacionado con la cimentación de edificios sobre terreno inestable.

En esta Tesis se detallan cada una de las etapas de investigación, así como la justificación técnica de las decisiones tomadas y trabajos ejecutados para la solución de este problema.

Por último, es apropiado mencionar que esta escrito es el resultado de un trabajo conjunto desarrollado por Ingenieros civiles, Arquitectos, Geofísicos, Empleados, Obreros, Secretarías y Geólogos.

RESUMEN

El presente trabajo es un ejemplo de aplicación de varias disciplinas en la solución de un problema que es lamentablemente común en la zona poniente del área metropolitana. El trabajo consistió básicamente en la localización de antiguas minas de arena en el subsuelo de la unidad habitacional HOGARES DE ATIZAPÁN Edo. de México; para lo cual, se utilizaron métodos de investigación indirectos y métodos directos.

Se localizaron dos zonas dentro de la unidad en las cuales se encuentran algunas galerías bajo viviendas, edificios y vialidades, a una profundidad promedio del techo de las galerías de cuatro y treinta metros, respectivamente. El análisis de las condiciones de riesgo, estructurales, litológicas, urbanísticas y económicas, condujo a la decisión de rellenar estas galerías con un material adecuado para garantizar la estabilidad de las obras construidas.

En el transcurso del estudio se identificó otro problema importante relacionado con la cimentación de edificios sobre terreno inestable.

En esta Tesis se detallan cada una de las etapas de investigación, así como la justificación técnica de las decisiones tomadas y trabajos ejecutados para la solución de este problema.

Por último, es apropiado mencionar que este escrito es el resultado de un trabajo conjunto desarrollado por Ingenieros civiles, Arquitectos, Geofísicos, Empleados, Obreros, Secretarías y Geólogos.

ANTECEDENTES

Desde los años 40's hasta la actualidad, se han explotado los horizontes de tobas arenosas, toba pumicitica y lahares de la Formación Tarango para fabricar tabicón, bloques de sillar y grava. La explotación de estos materiales ha sido en su mayor parte clandestina y rústica, a pesar de que existen cientos de estas minas en la zona Occidente de la Ciudad de México y en los Municipios aledaños del Estado de México, nunca se registraron en las oficinas correspondientes del registro público de minería. En consecuencia no existen planos de obras subterráneas y en muchos casos se conoce la existencia de galerías únicamente hasta que el terreno comienza a sufrir agrietamientos y asentamientos. Es común que en muchos casos la ignorancia de la existencia de estas estructuras subterráneas se pague con cuantiosas pérdidas materiales y vidas humanas.

Un dato significativo de esta situación es que en este municipio (Atizapán de Zaragoza) se encuentra una mina de arena cuya galería principal tiene una longitud de 7 Km, de la cual no existen referencias.

Adicionalmente, en los últimos 10 años se ha agudizado el problema de asentamientos humanos sobre zonas minadas en diferentes áreas conurbadas a la Ciudad de México en razón directa del crecimiento anárquico de la zona metropolitana.

En 1985 se presentaron asentamientos en la unidad habitacional Lomas Lindas, que es adyacente a esta unidad. Dichos asentamientos estuvieron acompañados por agrietamientos del terreno, fracturamiento de viviendas, descuadre de ventanas y puertas, rotura de vidrios y hundimiento de vialidades. Contemporáneamente, durante la construcción de terraplenes dentro de la unidad habitacional Hogares de Atizapán se hundió bruscamente un tractor al colapsarse el techo de la cavidad sobre la cual se encontraba en ese momento. A raíz de este accidente, se descubrió que en el subsuelo de este predio existen algunas cavidades. Las medidas que se tomaron en ese momento consistieron en un levantamiento parcial de las cavidades con el objeto de modificar el sembrado original de las viviendas y evitar de esa manera construir las cimentaciones sobre cavidades. Sin embargo, persistió la duda de que existieran otras galerías no detectadas. Es en razón de estos antecedentes que se nos ordenó elaborar un diagnóstico del subsuelo en toda la unidad (actualmente terminada) para buscar cavidades y en caso de encontrarlas, aplicarles el tratamiento adecuado para garantizar la estabilidad de las construcciones.

OBJETIVOS

El objetivo general de este estudio se dividió en dos etapas:

1.- Estudiar el subsuelo de la unidad para determinar la existencia de cavidades que pudiesen afectar la estabilidad de las viviendas dúplex y edificios de cinco niveles que conforman las siete mil viviendas de este conjunto.

2.- En caso de detectar cavidades, indicar las recomendaciones adecuadas a seguir para aplicarles el tratamiento óptimo a estas cavidades y garantizar con ello la estabilidad del subsuelo durante un tiempo mayor a la vida media útil de la unidad habitacional; es decir, una vida promedio de cincuenta años. Durante la ejecución del estudio se observó la presencia de otro problema relacionado con asentamientos diferenciales en la zona B de la unidad debidos al desplante de las cimentaciones de algunos edificios en la interfase ROCA IN SITU - RELLENOS. El análisis de este problema queda fuera del alcance de esta tesis en razón de que aún no se ejecuta la ampliación del estudio enfocado a este problema.

METODOLOGIA

La metodología seguida de este trabajo se muestra gráficamente en el diagrama de flujo de la figura 2. El problema inicial consistió en investigar la existencia de cavidades en el subsuelo de la unidad habitacional recientemente terminada.

En la etapa de recopilación de información se tuvo conocimiento de la existencia de galerías en el subsuelo de la unidad, si bien, no se precisó la ubicación exacta de estas.

Mediante el análisis fotogeológico y el reconocimiento de detalle, se delimitaron las zonas de cavidades conocidas, sobre las cuales se elaboraron pruebas de referencia con radar y con secciones eléctricas polo - dipolo, con el objeto de elegir el método apropiado de investigación indirecta en el resto de la unidad. Simultáneamente se ejecutó un levantamiento topográfico en las galerías conocidas.

Con los resultados obtenidos en las pruebas de referencia se eligió el método eléctrico de investigación para dar inicio a la ejecución de secciones eléctricas en el resto de la unidad. La interpretación oportuna de las secciones permitió repetir aquellas que contenían anomalías similares a las ocasionadas por la presencia de cavidades. Asimismo, esta interpretación oportuna permitió eliminar áreas de desinterés puesto que no presentaron anomalías, o bien, éstas son causadas evidentemente por factores de construcción tales como pozos de visita, tuberías, registros, etc.

Localizadas las anomalías importantes y trazadas en el plano de conjunto, (figura 1), se procedió a perforar con broca triconica de 4" de diámetro, aplicando desde 2 hasta 7 barrenos por anomalía en función de su importancia con el fin de confirmar la existencia de cavidades.

A partir de la perforación se obtuvieron los siguientes resultados:

En primera instancia se confirmó la presencia de cavidades en las dos zonas previamente identificadas; se conoció la profundidad de las galerías; así como la altura de su clave. En esta etapa de perforación se explicó también la existencia de otras anomalías eléctricas semejantes a las ocasionadas por la presencia de galerías en razón de otros factores tales como : La presencia de un vitróforo subyaciendo a los horizontes de tobas; la existencia de zonas de relleno con materiales heterogéneos.

Por otra parte, el análisis directo de las galerías en el interior y circundantes a la unidad, permitió elaborar la clasificación geotécnica del macizo rocoso, así como el análisis de la estabilidad de túneles. El diagnóstico de estas clasificaciones inducía a aplicar un tratamiento de mejoramiento en la estabilidad de las galerías de mayor riesgo mediante la utilización de anclas, malla y concreto lanzado tal como se

describe en el capítulo de geotécnica; sin embargo, estos resultados se ignoraron por las razones técnicas expuestas en dicho capítulo.

Las galerías de alto riesgo se rellenaron finalmente mediante dos etapas: La primera etapa consistió en el vaciado de lodocreto por gravedad, en tanto que la segunda etapa comprendió la inyección de lodocreto a presión combinado con aditivos expansivos. En esta etapa, el problema de la presencia de cavidades bajo construcciones se encontraba resuelto; si bien, subsisten riesgos de colapsos cercanos a las construcciones.

Por otra parte, en razón de los resultados de la perforación de algunas anomalías, de la ejecución de dos sondéos de penetración estándar en dos taludes, del resultado del control de nivelaciones en algunos edificios, de la observación del deterioro de los mismos edificios y del análisis fotogeológico, se procedió a proponer un estudio de mecánica de suelos. Este estudio queda fuera del alcance de ésta tesis,

I.- GENERALIDADES

I.1 LOCALIZACION Y VIAS DE ACCESO

La unidad Hogares de Atizapán se encuentra localizada en el Municipio de Atizapán de Zaragoza, Estado de México, y está circundada por diferentes asentamientos humanos recientes: Al sur se encuentran las Colonias Lomas Lindas y Casas Lindas; al Oriente se encuentran los asentamientos humanos llamados México 86 y 10 de Septiembre; al Norte se localiza la colonia Emiliano Zapata y el Lago de Guadalupe, en tanto que al Poniente se encuentra la colonia La Colmena.

El predio se encuentra comunicado por dos vías de acceso principales: la carretera Atizapán - Villa Nicolás Romero y el camino de terracería Bosques del Lago - Villa Nicolás Romero. En ambos casos el acceso atraviesa por el centro del pueblo de Atizapán.

La ubicación, así como las vías de acceso se muestran gráficamente en la figura 3

I.2 SOCIEDAD

En esta zona del municipio de Atizapán de Zaragoza, los asentamientos humanos se han intensificado en los últimos diez años en razón de la escasez de terrenos y viviendas a precios accesibles a la población de escasos recursos. La mayoría de las familias que han invadido y colonizado estos terrenos son emigrantes de algunos Estados del interior de la República que han venido a buscar empleo en la zona Metropolitana de la Ciudad de México, formando cordones de asentamientos que como lo es éste caso, se utilizan principalmente como grandes dormitorios de la Ciudad. Un ejemplo de lo anterior es la construcción de ésta unidad. Las siete mil familias que están llegando a ocupar éstas viviendas, así como las que habitan los asentamientos irregulares de la periferia salen a trabajar en las mañanas hacia las zonas industriales de Naucalpan, Tlalnepantla y Cuautitlán, o bien, a prestar sus servicios en el Distrito Federal para regresar posteriormente en la tarde o noche a sus casas.

La cantidad de problemas que provoca la inmigración repentina

de siete mil familias a un sitio, anteriormente semiaislado, es notable. La escasez de servicios municipales es evidente ahora, las escasas vialidades que fueron diseñadas para darle un tránsito fluido a los automotores en la década de los 60's es insuficiente y genera un incremento en el malestar de los habitantes de las Colonias vecinas.

La construcción de esta unidad habitacional resolvió parcialmente el problema de escasez de viviendas pero generó otro que consiste en la disminución del nivel de vida tanto de los afortunados con su nueva casa, como de los vecinos afectados por la presencia de nuevos vecinos.

Es en razón de la acelerada colonización y de una ausencia de proyectos de asentamientos humanos con criterios Socioeconómicos y técnicos que distribuyan razonablemente el crecimiento de las zonas urbanas que se presentan invariablemente problemas graves, como lo es en éste caso la construcción de viviendas sobre terrenos minados.

II.- GEOLOGIA

II.1 GEOLOGIA REGIONAL

II.1.2 ESTRATIGRAFIA

La columna estratigráfica en la zona de estudio esta compuesta esencialmente por una secuencia de rocas volcanicas derivadas de conos cineriticos y derrames locales que forman la Sierra de Atizapán localizada hacia el extremo Sur de la Unidad.

Estas rocas volcánicas se asocian a los eventos volcánicos del Oligoceno - Mioceno que formaron el campo de conos cineriticos de la Sierra Chichinautzin.

Según se observa en la figura 4 la unidad litológica mas superficial esta compuesta por suelos residuales derivados del intemperismo de tobas arenosas, tobas pumiciticas, vitrófiro y en menor medida de rocas andesiticas. Por la naturaleza química de la roca madre y ser este un clima seco - semiárido los suelos son escasos y poco desarrollados; normalmente tienen menos de 20 cm de espesor aunque llegan a alcanzar 60 u 80 cm en depresiones del terreno.

Subyaciendo a la unidad anterior, se encuentran suelos aluviales derivados del intemperismo de las rocas madre mencionadas anteriormente. Estos suelos estan compuestos por gravas y arcenas que se encuentran comunmente en el cauce de los arroyos que cortan el relieve. Estos suelos forman depósitos de dimensiones reducidas que no alcanzan más que algunos metros.

Subyaciendo a la unidad anterior se encuentra una alternancia de tobas arenosas de cuarzo y de tobas de pumicita. El espesor de este depósito de tobas en el área de estudio es mayor de 50 m hacia el Poniente en tanto que hacia el Oriente de la unidad el espesor es de 40 m en promedio. Si bien, el espesor de ésta unidad en áreas aledañas llega a tener mas de 100 m.

La toba arenosa se encuentra en forma de lentes y horizontes de 0,5 a 3.0 m de espesor dentro de horizontes de toba pumicitica los cuales tienen espesores normalmente comprendidos entre 2.0 y 5.0 m. La toba arenosa se caracteriza por ser bastante deleznable en razón de que los clastos de cuarzo se encuentran sobremente cementados con arcilla, facilitando con esto, que se hayan explotado estos horizontes a base de pico y pala en las obras subterráneas.

La toba pumicitica se caracteriza por tener un alto grado de compacidad en razón de que los fragmentos de pumicita se encuentran entrelazados entre si y cementados con arcilla. Estas

características físicas aunadas a su baja densidad le dan propiedades de estabilidad excelentes, de tal manera que se observan comunmente taludes verticales y en ocasiones taludes con pendiente negativa. Esta característica, ha sido aprovechada por los mineros de la zona para fabricar bloques de sillar.

Subyaciendo a los paquetes de tobas anteriormente descritos se encuentra un depósito de lahar formado por clastos derivados de diferentes rocas volcánicas entre los que abundan los derivados de tobas pumiciticas, andesíticas y vitrófiros. Los tamaños de éstos varían entre 1 y 30 cm y se encuentran contenidos en una matriz de arcilla. El espesor de esta paquete es estimado entre 20 y 30 m.

Bajo la unidad anterior se encuentra un derrame volcánico que se clasifica como vitrófiro por tener una gran cantidad de fragmentos de vidrio contenidos en una matriz afanítica. Este vitrófiro tiene una alta dureza y compacidad.

II.1.3 FISIOGRAFIA Y GEOMORFOLOGIA

El sitio del estudio se encuentra localizado en la subprovincia fisiográfica denominada campo monogenético Chichinútzin dentro de la Provincia Fisiografica del Eje Neovolcánico. El relieve está conformado por una serie de colinas suaves formadas por tobas areno-pumiciticas y depósitos de lahar, éstas colinas están cortadas por arroyos intermitentes, cuyo patrón de drenaje es rectangular. Ocasionalmente sobresalen estructuras volcánicas mayores formadas por rocas andesíticas y vitrófiros.

De acuerdo al nivel de erosión en la zona dentro del ciclo de erosión de Davis, el relieve se caracteriza como maduro.

II.2 GEOLOGIA URBANA

II.2.1 ANALISIS FOTOGEOLOGICO

La razón fundamental de realizar este análisis parte del hecho de que las actividades mineras en esta zona se desarrollaron entre las décadas de los años 40's a 60's. Desde entonces, los rasgos superficiales se han modificado profundamente, los asentamientos humanos en esta zona han modificado el paisaje a tal grado que sin la ayuda de las fotografías aéreas y de campo tomadas en varios años, el área en estudio sería irreconocible y con ello los rasgos superficiales que evidenciaron una actividad minera rústica.

Se analizaron fotografías aéreas tomadas en los años 1970, 1977 y 1985. Adicionalmente se analizaron fotografías de campo impresas al principio de la construcción. En ningún conjunto de fotografías se observó la presencia de bocaminas o tiros dentro del predio en estudio. Sin embargo, en las fotografías correspondientes al año 1970, se observa una gran cantidad de caminos que atraviesan el predio en dirección a bocaminas situados en las direcciones Oriente y Poniente del predio. Es de notar que en ese año no se presentaban aún colapsos en las galerías situadas en esas direcciones, si bien, se observan dos pequeñas explotaciones a tajo abierto en bancos de arena cerca del lecho del arroyo Las Minas en el área en la cual se planea construir el mercado. Por convención en este trabajo, estas zonas de galerías se denominan zona de colapsos 1 y zonas de colapsos 2 para las situadas en las direcciones Poniente y Oriente respectivamente.

En las fotografías correspondientes al año 1977 se observan colapsos importantes ocurridos posteriormente al año 1970 en la zona de colapsos 2. En este conjunto de fotografías se observa un tiro en el límite Oriente del predio ubicado en un punto aproximadamente equidistante entre la zona de colapsos 2 y la colindancia del predio. Actualmente existe un relleno de arcilla en el sitio donde se encontraba ese tiro. Se infiere que estos colapsos son recientes en ese año puesto que aún no se desarrollaba vegetación en el fondo, los taludes son angulares y aún no se utilizaban como basureros. En la figura 5 se observan estos rasgos. En las fotografías tomadas en 1985 se observan los primeros rasgos de construcción de la unidad habitacional, particularmente en la zona sur. En esta zona, se observa una serie de terrazas dispuestas en forma perpendicular al arroyo Las Minas; entre cada una de estas terrazas se encuentra un arroyo secundario aún sin rellenar. Esta observación es la clave para explicar la presencia de anomalías eléctricas en esta zona que se encuentran dispuestas según esa geometría.

En la zona de colapsos 1 aún no se presentan colapsos en 1985 en tanto que ahora existen 8 , los cuales se describirán posteriormente. La fotografía aérea tomada en 1985 (figura 6), muestra éstos rasgos.

II.2.2 RECONOCIMIENTO DE DETALLE

En esta etapa se observaron todas las características morfológicas del terreno, las estructuras edificadas, las instalaciones hidrosanitarias, vialidades, recortes del terreno, rellenos, descuadres de puertas y ventanas, vidrios rotos, agrietamiento de vialidades, corrimiento de pavimentos, muros de contención, etc.

Los escasos afloramientos impiden observar claramente los rasgos geotécnicos del suelo, por lo cual, el análisis se realizó en forma indirecta principalmente mediante el análisis de las fotografías aéreas y fotografías de campo. adicionalmente se realizaron 70 barrenos con una profundidad promedio de 40 metros para fines de investigación de anomalías eléctricas e inyección de mortero en cavidades.

La integración de esta información permitió esquematizar la estratigrafía del subsuelo de la unidad tal como se observa en la figura 4. La unidad habitacional se dividió en tres zonas para fines descriptivos según se observa en el plano de conjunto, las zonas A, B, y C. En la zona A las edificaciones están desplantadas directamente en roca in situ, la cual esta compuesta por una intercalación de horizontes de toba arenosa en toba pumicitica, con algunos horizontes delgados de toba arcillosa intercalados. La presencia de Cavidades en esta zona se explica en razón de los horizontes de toba arenosa. Las figuras 7, 8, y 9 corresponden a algunas galerías ubicadas en esta zona.

En la zona B el subsuelo esta compuesto por una intercalación de toba arenosa, toba pumicitica y toba arcillosa sobreyaciendo a un vitrófiro compacto bastante duro. En esta zona cuya densidad de edificios es mayor que en cualquier otra, se observaron algunas características importantes relacionadas con lo siguiente :

En las fotografías aéreas y de campo (figuras 5, 6 y 10), se observa que esta zona que conforma la ladera Norte del arroyo Las Minas, anteriormente a la construcción, esta ladera estaba cortada por cuatro arroyos paralelos, tributarios del arroyo Las Minas. Las evidencias actuales indican que los parteaguas de estos arroyos se rellenaron con materiales heterogéneos con un control de compactación discutible. Los deterioros observables en los edificios de esta zona se ajustan a esta hipótesis. Estos deterioros consisten básicamente en abombamiento y descuadre de ventanas, vidrios rotos de las mismas, fracturas y asentamientos, rotura de tuberías hidráulicas y corrimiento de pavimentos. En las figuras 11 y 12 se observan algunos de estos accidentes, si bien, en el capítulo de conclusiones se detalla este tema.

Por otra parte, se observaron con detalle las minas ubicadas en la periferia de la unidad cuantificando principalmente su

longitud, dirección, dimensiones, estabilidad en clave, tablas y pilares con respecto a su profundidad, la incidencia de escurrimientos subterráneos en la estabilidad de las diferentes unidades litológicas. Dentro de éste reconocimiento se analizaron con detalle los colapsos localizados en las zonas 1 y 2, cuantificando el área colapsada, profundidad, la mecánica del colapso (colapsos violentos, asentamientos diferenciales, agrietamiento del terreno, tamaño de bloques caídos, etc.

Las observaciones realizadas en el interior de la unidad habitacional pueden resumirse de la siguiente manera:

1.- El terreno se encuentra cubierto aproximadamente en un 90 % por edificios, vialidades y áreas jardinadas. El 10 % restante por suelo, afloramientos de toba arenosa deleznable y toba pumicitica consolidada.

2.- En la zona B de la unidad se observa una gran cantidad de vidrios rotos en los ventanales, ventanas descuadradas y agrietamiento en muros de edificios ocasionados por asentamientos y descuidos.

3.- Con respecto a la mecánica de los colapsos observados fuera del área construida, se puede decir que éstos son de caracter violento, con dimensiones comprendidas entre 10 y 100 metros cuadrados, con profundidades entre 4 y 8 metros, los bloques caídos tienen entre 1 y 3 metros cúbicos, los colapsos se presentan asociados a fracturas de tensión cuya continuidad se prolonga hasta 40 metros fuera del colapso disminuyendo su abertura y desplazamiento lateral desde algunos centímetros en la vecindad del colapso hasta pocos milímetros a una distancia de 40 metros fuera del colapso. Las figuras 14, 15, 16, 17 y 18 muestran algunas cavidades de la zona de colapsos 2, así como la mecánica de los mismos.

III.- TECTONICA

En este capítulo se analizará brevemente y a manera de hipótesis la incidencia de los movimientos sísmicos en la estabilidad de las cavidades.

A pesar de que no se cuenta con datos confiables tales como tipos, ubicación y fechas de colapsos, derrumbes en galerías, fracturamiento y asentamientos del terreno, se intentará establecer las relaciones entre la teoría y los accidentes observados en campo.

Se ha observado que las vibraciones tienden a densificar los suelos granulares secos provocando una disminución de la compresibilidad y aumento de la resistencia, pudiéndose presentar consecuentemente asentamientos en la superficie cuando la contracción del volumen del material alcanza la superficie; en cambio, en suelos granulares saturados, las vibraciones incrementan la presión de poro que puede dar lugar a efectos expansivos del material y con ello disminuir la resistencia. Algunos horizontes delgados de tobas arcillosas contenidos en las tobas arenosas pueden sufrir a su vez remodelados, y consecuentemente disminuir la capacidad de carga.

Existe una relación espacio - temporal entre el sismo de Septiembre de 1985 y los colapsos presentes en la zona de colapsos 1, puesto que estos ocurrieron en los últimos meses de 1985 y los primeros de 1986. Se tiene además una relación directa de causa - efecto en un colapso cuando un traxcavo que realizaba terraplenes en esta misma zona en Junio de 1985, se hundió bruscamente en el terreno porque se colapsó la bóveda de la cavidad sobre la que se encontraba trabajando. De lo anterior se puede pensar que las vibraciones producidas por los sismos pueden afectar la estabilidad de las cavidades en esta zona por efecto de cambios volumétricos del material.

Los sismos pueden afectar la estabilidad de estas cavidades al cambiar el equilibrio existente entre la resistencia al esfuerzo cortante del material y las cargas aplicadas al actuar en forma de "acelerante" en el cambio de la zona de relajamiento de esfuerzos; es decir, las galerías localizadas en materiales deleznablez están sujetas a cambios dinámicos tales como intemperismo, derrumbes, cambios estacionales de la presión de poro en la vecindad de la cavidad, debilitamiento de bloques, etc. De tal manera que estos cambios dinámicos producen cambios en la forma y volumen de la zona de relajamiento. Al producirse por ejemplo un derrumbe interior que afecte la zona de relajamiento de tal forma que el rango de influencia de esta intersectará a la superficie en el siguiente equilibrio de fuerzas, y en el intervalo de tiempo en que el macizo alcanza dicho equilibrio ocurre un sismo que produce cambios volumétricos o tal vez cambios en el sistema de fuerzas actuante en la cavidad, se esperarían, en

consecuencia, colapsos.

La suposición anterior no es muy aventurada puesto que se han producido colapsos simultáneamente o algunas horas después de ocurrido un sismo según los testimonios de algunas personas entrevistadas.

IV.- GEOTECNIA

IV.1 RECOPIACION Y ANALISIS DE LA INFORMACION

La información recopilada se clasificó en dos tipos :

Información directa.- Consiste esencialmente en la observación física de las cavidades ubicadas dentro de los límites del predio en estudio, así como el reconocimiento de colapsos dentro y circundantes al predio; entrevistas con el personal que laboró en la construcción de la unidad habitacional, análisis de fotografías aéreas y terrestres, consulta de cartas topográficas y geológicas, consultas en el registro público de minería y recopilación de información disponible en informes técnicos anteriores.

En esta etapa se trazaron inicialmente en un plano los trazos de los colapsos existentes en la periferia de las viviendas, así como los agrietamientos del terreno, desniveles "raros", bocaminas y excavaciones superficiales. Este trazo se observa en el plano de conjunto.

La inspección visual de las cavidades y colapsos ubicados en el extremo Poniente de la unidad, indujo a suponer que podrían existir minas bajo las viviendas colindantes en este extremo; partiendo de esta hipótesis se indicó elaborar un nuevo levantamiento topográfico de las cavidades conocidas, recomendando que se ejecutara con precisión y con un seccionamiento adicional cada veinte metros. El resultado de este nuevo levantamiento se observa en las figuras 19 y 31, en tanto que las secciones se observan en las figuras 20 y 32.

Como se observa, este nuevo levantamiento permitió conocer que efectivamente, existen cavidades bajo un conjunto de casas duplex, estacionamientos, un edificio de cinco niveles y viviendas ubicados dentro de las manzanas 0 y 1. Al conocerse estos resultados se sugirió actualizar el levantamiento topográfico de la cavidad conocida en la manzana 7 cuyo trazo anterior quedaba fuera del desplante de construcciones. El resultado de este levantamiento, indicó que el trazo anterior no correspondía con la realidad, sino que esta cavidad se encuentra bajo un estacionamiento a 10 m de profundidad, bajo una casa y una calle a una profundidad de 2.5 m en promedio. En esta etapa se realizaron entrevistas con los vecinos de la colonia Lopez Mateos (colindante al Sur de la Unidad), así como con personal de las constructoras para recabar mayor información de la presencia de minas bajo la unidad. El resultado de estas entrevistas fue pobre puesto que la explotación de las minas cesó a fines de la década de los años 60's, en tanto que los colonos comenzaron a invadir estos terrenos en los últimos veinte años. Algunas personas que recuerdan algo no saben precisar su información.

De las entrevistas hechas al personal de las constructoras fué posible conocer que uno de los colapsos que se encuentra en la zona de colapsos 1, ocurrió cuando un tractor se encontraba haciendo terraplenes para el desplante de las losas de cimentación. Fué a raíz de éste accidente que comenzaron a preocuparse por las implicaciones que tuviesen en caso de existir otras galerías bajo la unidad y ordenaron un estudio del subsuelo independiente del actual. Los resultados de tal estudio no se conocen totalmente sino que se obtuvo una copia del levantamiento topográfico de las galerías que difiere del levantamiento actual, básicamente en los sitios en los que existen galerías bajo construcciones.

A partir del análisis de las fotografías aéreas fué posible conocer que las minas que ahora se encuentran abandonadas y bajo asentamientos humanos irregulares (colonias México 86 y 10 de Septiembre) estuvieron sujetas a un régimen de explotación intensivo al menos durante un periodo de 15 años.

Los colapsos que se observan en las fotografías de 1977 (figura 5), en la zona de colapsos 2 son importantes tanto por sus dimensiones, como porque representan una evidencia directa de la inestabilidad del macizo rocoso en el área.

Mediante el análisis de las fotografías aéreas de 1985 (figura 6), se tomó conocimiento que el sembrado original de la unidad al menos en la zona B se ajustaba a las características topográficas del terreno, puesto que se contemplaba utilizar el drenaje tipo rectangular utilizando los arroyos secundarios para vialidades previo relleno y compactación de los mismos, en tanto que los parteaguas intermedios de éstos arroyos se terraplenaron con el fin de desplantar las cimentaciones en roca in situ. Cabe hacer notar que el sembrado final que se observa actualmente no corresponde con ese trazo original.

Información indirecta. - En ésta etapa se hicieron observaciones directas en las obras mineras en las zonas circundantes a la unidad. Como se observa en el plano de conjunto (figura 1), en el extremo Poniente se encuentra la zona de colapsos y galerías más cercana a la unidad. En el extremo Norte de la unidad se encuentra un socavón de 30 m orientado desde el Norte hacia la unidad. Este socavón no llega a la colindancia de la unidad por ser bastante corto. En el extremo Oriente de la unidad se encuentra la mayor densidad de colapsos y obras subterráneas de que se tiene conocimiento. Esta unidad se le llamó convencionalmente " zona de colapsos 2 ".

En el extremo Sur de la unidad se encuentran algunos socavones cortos cuya longitud mayor no llega a tener 50 m, y en consecuencia, no tienen continuidad hacia el interior de la unidad en el extremo Sur.

El reconocimiento de éstas zonas minadas alrededor de la unidad habitacional provocó la incertidumbre de que algunas galerías se prolongaran hacia el área de construcción y que pudiesen afectar la estabilidad de las construcciones.

Por último, dentro de ésta etapa se consideró necesario conocer los métodos empleados en la zona Oriente de la Ciudad de

México, tanto para la exploración, como para el tratamiento de cavidades y su prevención contra riesgos. Asimismo, se conocieron los métodos de investigación de estabilidad de túneles en rocas de mala calidad utilizados en otras partes del mundo.

IV.2 ANALISIS DE CARGA EN TUNELES

Para comenzar este tema es conveniente preguntarse ... porque han ocurrido los colapsos que se observan...?...dónde y cuándo ocurrirán mas colapsos...?...de que naturaleza serán los próximos colapsos...?...que cantidad de pérdidas materiales y de vidas humanas pueden presentarse...?...cómo se pueden reducir al mínimo tales daños...?

Algunas preguntas tienen respuesta y otras no.

Al hacer una excavación subterránea se alteran las condiciones de esfuerzos del macizo rocoso pasando desde condiciones estables a condiciones inestables. Las presiones generadas principalmente por el peso del macizo rocoso actúan ahora como cargas aplicadas sobre la clave y tablas de la excavación. El conjunto de cargas aplicadas directamente sobre la excavación conforma un volumen de influencia de forma y extensión variables en función del tipo de material, de la profundidad de la excavación, de condiciones hidráulicas y estructurales.

Cuando la resistencia del material es mayor que las cargas aplicadas, la cavidad tenderá a permanecer estable a menos que ocurran cambios dinámicos que afecten ésta relación de fuerzas.

Cuando la resistencia del material es igual a las cargas aplicadas se produce un equilibrio en el sistema de fuerzas activas y reactivas, formandose un volumen de influencia en la bóveda llamada zona de relajamiento; en este caso, al igual que en el anterior, la bóveda permanecerá estable a menos de que ocurran en el tiempo cambios dinámicos que afecten negativamente esta relación de fuerzas. Los cambios dinámicos mencionados son ocasionados por el efecto de vibraciones, arrastre del material por infiltración del agua en la cavidad, formación de presiones de poro adicionales en la vecindad de la excavación, debilitamiento de bloques, colocación de cargas adicionales sobre la bóveda y el procedimiento de excavación entre otros efectos.

Cuando las cargas aplicadas son mayores que la resistencia del material, la cavidad tenderá a cerrarse a menos que la deformación de la cavidad o de elementos de ademe auxiliares absorban los esfuerzos aplicados,

Algunos métodos comunes de la ingeniería de túneles consisten en instalar ademes flexibles que se van a deformar junto con la cavidad hasta alcanzar el equilibrio de fuerzas sin que esta llegue a cerrarse; o bien, instalar ademes rígidos que van a recibir directamente las cargas aplicadas cuando la resistencia del material es muy baja con respecto a las cargas aplicadas.

Los métodos de la Ingeniería de túneles para elegir el tipo de ademe en obras subterráneas son varios y cubren una gran cantidad de variables. En este estudio se utilizaron dos métodos con fines comparativos ampliamente usados en el mundo. La clasificación Geomecánica (CSIR) del macizo rocoso elaborado por

Bieniański en 1973 para el Consejo Sudafricano de Investigación Científica y el método del índice de calidad de túneles (Q) elaborado por Barton, Lien y Lunde en 1974 para el Instituto Geotécnico Noruego. Estos métodos se describen en los siguientes incisos.

Existen igualmente en la literatura algunos métodos comunes de análisis para la definición de la carga que actúa sobre cavidades durante la construcción y a largo plazo. Dentro de éstos métodos de análisis destacan entre otros los siguientes :

1.- Método de Bierbauner.- Método desarrollado para túneles perforados en roca, considerando que la carga se distribuye en forma de parábola sobre la clave. Los parámetros de cálculo son : el ángulo de fricción interna del material, la geometría del túnel y la profundidad a la que se encuentra la clave del mismo.

2.- Método de Protodiakonov.- Este método fué desarrollado también para suelos cohesivo-friccionantes y está basado en que el fenómeno de arqueo por encima del túnel tiene la forma de una bóveda parabólica cuyo equilibrio se logra cuando los esfuerzos a lo largo de la frontera son exclusivamente de compresión. Los parámetros de cálculo son la geometría del túnel y las propiedades mecánicas de los suelos. La presión sobre una cavidad esta dada por la fórmula :

$$P = \frac{1}{3} \frac{B \tau}{f} \quad f = \text{tg } \theta + \frac{C}{Q_u}$$

Donde B es el ancho del túnel, τ es el peso volumétrico, θ es el ángulo de fricción interna, C es la cohesión del material y Q_c es la resistencia a la compresión simple.

A partir de datos conocidos en otros estudios, se sabe que θ de arena pumicitica de la Formación Tarango esta comprendido entre 9 y 29°, en tanto que τ promedio es de 1.2 ton / m³, la cohesión esta comprendida entre 1 y 6 t/m², y la resistencia a la compresión simple entre 17 y 25 t/m²; por lo tanto, para un túnel de 4 m de ancho, la carga vertical actuando sobre éste estaria comprendida entre 1.7 y 8 ton/m². Asimismo, se sabe que la resistencia al corte de la arena pumicitica es mayor de 4 ton/m² (estimada porque soportó mas de 50 golpes con el penetrómetro).

A partir de éste análisis se puede inferir que dentro de una galería existirán intervalos de roca que soportan las cargas actuantes, en tanto que otros intervalos no las soportarán, principalmente en aquellos intervalos en los que se combinan un θ pequeño y un ensanchamiento del túnel. Esta estimación concuerda con el estado físico de las galerías, puesto que para galerías que tienen igual profundidad y anchura se observan derrumbes y deterioros en intervalos separados por intervalos sanos.

La figura 21 muestra el diagrama de cargas actuando sobre un túnel excavado en arenas.

3.- Método de Terzaghi .- Este método se define que para suelos

cohesivos friccionantes, la presión es función de la geometría del túnel, de las propiedades mecánicas, del material en la zona de arqueo y de la profundidad a la cual se encuentra el túnel.

IV.3 CARACTERIZACION NBI DEL MACIZO ROCOSO

Basandose en una gran cantidad de casos tipo de estabilidad en excavaciones subterráneas, Barton, Lien y Lunde del Norwegian Geotechnical Institute (NBI), propusieron un índice para determinar la calidad del macizo en túneles. El valor numérico de éste índice se define por :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \dots\dots\dots \text{ecuación 1}$$

donde:

- RQD : índice de calidad de roca de Deere
- J_n : número de sistemas de fisuras
- J_r : número de rugosidad de fisuras
- J_a : número de alteración de fisuras
- J_w : factor de reducción por agua en fisuras
- SRF : factor de reducción por esfuerzos

Explicación :

El primer cociente (RQD / J_n), representa la estructura del macizo. Es una medida rudimentaria del valor del tamaño de los bloques o de las partículas con dos valores extremos (100/0.5) y (10/20) con un factor de diferencia de 400. Si se interpreta el cociente en unidades de centímetros, los tamaños de partículas de 200 a 0.5 se pueden apreciar como aproximaciones gruesas pero bastante realistas. Probablemente los bloques más grandes tendrían varias veces éste tamaño y los fragmentos más chicos menos de la mitad. Las partículas de arcilla no se toman en cuenta.

El segundo cociente (J_r/J_a), representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno. Este cociente se inclina a favor de juntas rugosas e inalteradas que se encuentran en contacto directo. Se puede pensar que éstas superficies se encuentran cerca de la resistencia óptima, que tenderán a dilatarse fuertemente cuando están sometidas a esfuerzos cortantes y que por lo tanto serán muy desfavorables a la estabilidad del túnel.

Cuando las fisuras tienen recubrimientos y rellenos arcillosos delgados se reduce notablemente su resistencia. Sin embargo,

el contacto de las paredes después de un ligero desplazamiento por el esfuerzo cortante puede ser muy importante y salvar la excavación de un colapso.

Donde no haya contacto de paredes, la situación para la estabilidad de un túnel se presenta de manera muy desfavorable.

Los ángulos de fricción que señala la tabla 1 están un poco por debajo de los valores de resistencia residual de la mayoría de las arcillas y es posible que hayan sido rebajados por la tendencia que tienen éstos lentes de arcilla o rellenos a consolidarse durante el esfuerzo cortante y esto sucede por lo menos cuando los lentes se consolidan normalmente cuando hubo ablandamiento o expansiones de los mismos. También puede intervenir aquí el factor de la presión de expansión de la montmorillonita.

El tercer coeficiente (Jw/SRF), consiste en dos parámetros de fuerzas. SRF es un valor de :

- i.- La carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de fallas y de roca empacada en arcilla
- ii.- Los esfuerzos en una roca competente
- iii.- Las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes. Se puede considerar como un parámetro total de esfuerzos. En cuanto al parámetro Jw , se trata de una medición de la presión del agua que tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante de las fisuras debido a la reducción en el esfuerzo efectivo normal. El agua puede causar además, un ablandamiento de las arcillas e incluso posiblemente su lavado. Se demostró que es imposible combinar éstos dos parámetros en términos de esfuerzos normales efectivos entre bloques, ya que paradójicamente, un valor alto de esfuerzo efectivo normal indica a veces condiciones menos estables que un valor bajo a pesar de tener una resistencia mayor al esfuerzo cortante. El cociente (Jw/SRF) es un factor empírico complicado que describe las " fuerzas activas ".

Se observa ahora que la calidad Q de la roca para los túneles puede considerarse como una función de solo tres parámetros que son medidas aproximadas de :

- 1.- El tamaño de los bloques (RQD/J_n).
- 2.- La resistencia al esfuerzo cortante entre bloques (J_r/J_a).
- 3.- Los esfuerzos activos (Jw/SRF).

Para poder relacionar el índice de calidad de túneles (Q) con el comportamiento de una excavación subterránea y con las necesidades de ademe de la misma, Barton, Lien y Lunde, crearon un elemento cuantitativo adicional que llamaron " dimensión equivalente " (De) de la excavación, esta dimensión se obtiene al dividir el ancho, diámetro o altura de la excavación por una cantidad llamada " relación de soporte de la excavación " (ESR), así,

$$De = \frac{\text{ancho de la excavación, diámetro o altura}}{\text{relación de soporte de la excavación (ESR)}}$$

(ver figura 22)

La relación de soporte de la excavación ESR tiene que ver con el uso que se pretende dar la excavación y hasta donde se puede permitir cierto grado de inestabilidad. Barton propone los siguientes valores para ESR.

TIPO DE EXCAVACION	VALOR ESR
A.- Excavaciones mineras provisionales	3 - 5
B.- Excavaciones mineras permanentes, túneles de agua para obras hidroeléctricas (con excepción de cámaras de alta presión para compuertas ,tuneles piloto (exploración),excavaciones parciales para cámaras subterráneas grandes.	1.6
C.- Cámaras de almacenamiento, túneles carreteros, plantas subterráneas para tratamiento de aguas, cámaras de alta presión y túneles auxiliares	1.3
D.- Casas de máquinas, túneles carreteros y ferrocarriles mayores, refugios de defensa civil, portales y cruces de túneles.	1.0
E.- Estaciones nucleoelectricas subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y reuniones	0.8

El valor ESR es mas o menos análogo al inverso del factor de seguridad empleado en el diseño de túneles.

La relación entre el índice de calidad de túneles (Q) y la dimensión equivalente (De) de una excavación que se sostendrá sin ademe, se ilustra en la figura 22.

TABLA 1

CLASIFICACION DE LOS PARAMETROS INDIVIDUALES EMPLEADOS EN EL INDICE DE CALIDAD DE TUNELES

1a.- =====		
Descripción	valor	notas
INDICE DE CALIDAD (RQD) DE ROCA		1.- Donde RQD es menor que 10 se le asigna un valor de 10
A.- muy mala	0 - 25	
B.- mala	25 - 50	2.- Intervalos de 5 para RQD son suficientemente precisos.
C.- regular	50 - 75	
D.- buena	75 - 90	
E.- excelente	90 - 100	
1b.- =====		
NUMERO DE SISTEMAS DE FISURAS	(Jn)	1.- para cruces en tuneles utilizar (3 x Jn)
A.- masivo, sin o con pocas fisuras	0.5 - 1.0	2.- para portales utilizar (2 x Jn)
B.- un sistema	2.0	
C.- un sistema más una fractura aislada	3.0	
D.- dos sistemas	4.0	
E.- dos sistemas más una fractura aislada	6.0	
F.- tres sistemas	9.0	
G.- tres sistemas más una fractura aislada	12.0	
H.- cuatro o más sis- temas de fisuras, fisu- ración intensa, etc.	15.0	

I.- roca triturada.
terregal

20.0

1c.-

NUMERO DE RUGOSIDAD DE
LAS FISURAS

(Jr)

1.- Añadir 1.0 si el espaci-
miento medio del sistema de
juntas es mayor de 3 m

i.- CONTACTO EN LAS
PAREDES

2.- Jr = 0.5 se puede usar
para fisuras de fricción pla-
nas que tengan alineaciones
con la condición que éstas
estén orientadas para resis-
tencia mínima.

ii.- CONTACTO EN LAS
PAREDES ANTES DE UN
CIZALLEO DE 10 cm

A.- fisuras sin con-
tinuidad

4.0

B.- rugosas o irregulares
corrugadas

3.0

C.- suaves, corrugación
suave

2.0

D.- reliz de falla

1.5

E.- rugosas o irregulares
planas

1.5

F.- lisas y planas

1.0

G.- reliz de falla plano

0.5

iii.- SIN CONTACTO DE ROCA
DESPUES DE UN CIZALLEO

H.- zona que contiene minerales
arcillosos de espesor suficiente
para impedir el contacto
de las paredes

1.0

I.- zona arenosa, de grava o
roca triturada de espesor
suficiente para impedir el
contacto entre las
paredes.

1.0

1d.-

NUMERO DE ALTERACION
DE LAS JUNTAS

(Ja) temperatura de la roca

i.- contacto en las paredes
de roca

A.- relleno soldado, duro,
inablandable, impermeable

0.75

B.- paredes inalteradas, solo
con manchas en la superficie

1.0

25 - 35 °C

C.- paredes ligeramente al-
teradas con recubrimiento de
minerales inablandables,
particulas arenosas, roca
triturada sin arcilla

2.0

25 - 30 °C

D.- recubrimientos limosos
ó arenarcillosos, pequeñas
cantidades de arcilla

3.0

20 - 25 °C

E.- recubrimientos ablandables
o con arcilla de baja fricción
(caolinita, clorita, talco,
yeso, grafito, etc. y pequeñas
cantidades de arcillas expan-
sivas, Recubrimientos sin con-
tinuidad de 1 a 2 mm de espesor
o menos.

4.0

8 - 16 °C

ii.- contacto en las paredes
antes de un cizalleo de 10 cm

F.- particulas arenosas, roca
desintegrada.

4.0

25 - 30 °C

G.- rellenos de minerales arci-
llosos muy consolidados e ina-
blandables (continuos < 5 mm
de espesor)

6.0

16 - 24 °C

H.- rellenos de minerales arci-
llosos de consolidación média
o baja (continuos < 5 mm de
espesor

8.0

8 - 16 °C

I.- rellenos de arcillas expan-

sivas. (continuos < 5 mm de espesor. El valor J_a depende del porcentaje de partículas expansivas y del exceso de agua

8.0 - 12.0 6 - 12 °C

iii.- sin contacto de las paredes despues del cizalleo

J.- zonas o capas de roca y arcilla desintegrada

6.0

K.- ...o triturada. (véase H)

8.0

L.- ...condiciones de arcilla (véase H)

0.8 - 12.0 6 - 24 °C

M.- zonas o capas de arcilla limosa o arenosa, pequeñas fracciones de arcilla inablan- dable

5.0

N.- zonas o capas gruesas de arcilla. (véase H)

10 - 13

1e.-

=====

FACTOR DE REDUCCION POR AGUA EN LAS FISURAS

(J_w)

presión aprox. del agua
Kgf/cm²

A.- Excavación seca o poca infiltración (< 5 l/min localmente)

1.0

1.0

B.- infiltración o presión medianas con lavado ocasional de rellenos

0.6

1.0 - 2.5

C.- gran infiltración o presión alta en roca competente con juntas sin relleno

0.5

2.5 - 10.

D.- gran infiltración a presión alta, lavado importante de rellenos

0.33

E.- infiltración o presión excepcionalmente altas con las voladuras, disminuyendo con el tiempo

0.2 - 0.1

10.0

F.- infiltración o presión
 excepcionalmente altas en
 todo momento

0.1 - 0.05

10.0

notas : 1.- Los factores C a F son estimaciones aproximadas. JW
 aumenta cuando se instalan drenes.

2.- Los problemas especiales causados por la presencia de
 hielo no se toman en consideración.

1f.-

FACTOR DE REDUCCION DE
 ESFUERZOS

(SRF)

i.- zonas de debilidad que
 intersecan la excavación y que
 pueden ser la causa de que el
 macizo se desestabilice cuando
 se construye el túnel.

A.- múltiples zonas de debilidad
 que contengan arcilla o roca qui-
 micamente desintegrada, roca cir-
 cundante muy suelta (cualquier
 profundidad)

10.0

1.- redúscanse éstos
 valores de 25 a 50 X
 si las zonas de frac-
 turas solo intersecan
 pero no cruzan la ex-
 cavación

B.- Zonas de debilidad aisladas
 que contengan arcilla o roca
 químicamente desintegrada (prof.
 < 50 m

5.0

C.- Zonas de debilidad aisladas
 que contengan arcilla o roca
 químicamente desintegrada (prof.
 > 50 m

2.5

D.- múltiples zonas de fracturas
 en roca competente (sin arcilla
 , roca circundante suelta,
 (cualquier profundidad).

7.5

E.- Zonas de
 en roca competente. (prof. de
 excavación < de 50 m

5.0

fracturas

aisladas

F.- Zonas de fracturas aisladas
 en roca competente. (prof. de
 excavación > de 50 m

2.5

G.- Fisuras abiertas sueltas,
 fisuración intensa. Cualquiera

profundidad	5.0	
ii.- roca competente, problemas de esfuerzos		SRF
H.- Esfuerzo bajo,cerca de superficie		2.5
I.- Esfuerzo mediano		1.0
J.- Esfuerzo grande, estructura muy cerrada (generalmente favorable para la estabilidad, de la clave, puede ser desfavorable para la estabilidad de las tablas.		0.5 - 2.0
K.- Desprendimiento moderado de la roca (roca masiva)		5.0 - 10.0
L.- Desprendimiento intenso de la roca (roca masiva)		10.0 - 20.
iii.- roca compresiva, flujo plástico de la roca incompetente bajo la influencia de presiones altas.		
M.- Presiones compresivas moderadas		5.0 - 10.0
N.- Presiones compresivas altas		10.0 - 20.0
iv.- roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua.		
O.- Presiones expansivas moderadas		5.0 - 10.0
P.- Presiones expansivas altas		10.0 - 20.0
nota : 1.- Existen pocos casos reportados en donde el techo de la superficie es menor que el ancho del claro. Se sugiere que el SRF sea aumentado de 2.5 a 5.0 para estos casos.		

=====

Partiendo de la tabla anterior y en base a los estudios elaborados en campo, se elaboró la siguiente caracterización NGI del macizo rocoso en la unidad habitacional Hogares de Atizapán.

CONCEPTO	DESCRIPCION	VALOR
RQD	Calidad de roca muy mala	10

Jn	Sistema de fisuras	abundancia de microfisuras	15
Jr	Rugosidad de fisuras	rugosas o irregulares corrugadas	3
Ja	Estado de fisuras	zonas o capas de roca y arcilla desintegrada	6
Jw	Estado de agua en fisuras	infiltración o presión medianas con lavado ocasional de rellenos	2
SRF	Reducción de esfuerzos	zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada. Prof. < 50 m.	5

por lo tanto :

$$Q = \frac{10}{15} \times \frac{3}{6} \times \frac{2}{5} = 0.13$$

En la figura 22 se observa que la dimensión equivalente (De) máxima para una excavación sin ademe en éste macizo rocoso es de 0.6.

Una cavidad subterránea permanente tiene una relación esfuerzo - excavación ESR = 1.6 (ver figura 23), y por lo tanto, el claro sin soporte máximo que se puede considerar para éstas minas de arena es de :

$$De = \frac{\text{ancho de la excavación, diámetro o altura (m)}}{\text{relación de soporte de la excavación ESR}}$$

claro sin soporte máximo = $0.6 \times 1.6 = 0.96 \text{ m}$

Por otra parte, a partir de la tabla 2 en la cual se recomienda el tipo de ademe a aplicar en excavaciones subterráneas en base al índice de calidad de túneles y según los parámetros calculados :

Calidad del macizo rocoso (Q) = 0.13
 Equivalente de dimensión (claro/ ESR) = 0.6
 Tamaño de bloques (RQB / Jn) = 0.66
 Resistencia entre bloques (Jr / Ja) = 0.5
 Presión de soporte aproximada (estimada) = 0.58 Mpa (58 T/m²).

En consecuencia, a partir de la tabla 2 resulta que el tipo de ademe recomendado consiste en :

1.- Colocación de arcos de concreto colado sin armar con un espesor de 20 a 40 cm .

2.- Colocación de anclas tensadas con inyección de mortero en cuadrícula de 1 m

La longitud de las anclas se calcula a partir de la relación
 $L = 2 + 0.15 B / ESR$donde B es el ancho de la excavación
 $L = 2.37$ m

El diámetro de las anclas es de 3/4"

La figura 24 muestra por medio de algunos ejemplos de excavaciones naturales y artificiales, la relación existente entre el índice de calidad de tuneles (Q) y claros sin soporte.

TABLA 2

Dimensiones de soporte para macizos rocosos de calidad muy pobre (valor de Q de 1.0 a 0.1)

categoria de soporte	Q	factores condicionales	claro	presión	tipo de soporte
I	I	RQD/Jn I Jr/JaI	ESR(m)	Kg/cm ²	I (aprox.) I
25	1-0.4	>10	>0.5	-	2.25 B(utg)1m + mr o clm
	"	≤10	>0.5	-	B(utg) 1m + S9mr) 5 cm
	"	-	<0.5	-	B(utg)1m + S(mt) 5 cm
26	1-0.4	-	-	-	2.25 B(tg) 1m+ S(mr) 5-7.5 cm
27	1-0.4	-	-	≤2m	2.25 B(tg) 1m +S(mr) 7.5 - 10 cm
			-	< 12 m	B(utg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm
			-	> 12 m	CCA 20 - 40 cm B(tg) 1 m
28	1-0.4	-	-	≤30 m	2.25 B(tg) 1m + S(mr) 30-40 cm.
			-	≤20<30	B(tg) 1m + S(mr) 20 - 30 cm
			-	< 20 m	B(tg) 1m + S(mr) 15 - 20 cm
29	0.4-0.1	>5	>0.25	-	3.0 B(utg) 1m + S 2 - 3 cm
		≤5	>0.25	-	B(utg) 1m + S(mr) 5 cm
		-	≤0.25	-	B(tg) 1m + S(mr) 5 cm
30	0.4-0.1	≤5	-	-	3.0 B(tg) 1m + S 2. 5 - 5 cm
		<5	-	-	S(mr) 5 -7.5 cm B(tg) 1m + S(mr) 5 - 7.5 cm

31	0.4-0.1	>4	-	-	3.0	B(tg) 1m + S(mr)) 5-12.5 cm S(mr) 7.5-25 cm CCA 20-40 cm + B(tg) 1m
		<1.5<4	-	-		
		1.5	-	-		
32	0.4-0.1	-	-	120 m	3.0	B(tg) 1m + S(mr)) 40-60 cm B(tg) 1m + S(mr)) 20-40 cm
				<20		

Notas:

B : anclaje sistemático
 S : concreto lanzado
 Sb : anclaje en zonas
 Utg : anclaje sin tensión con inyección
 CCA : concreto colado
 mr : malla reforzada

IV.4 CLASIFICACION GEOMECANICA (CSIR) DEL MACIZO ROCOSO QUE FORMA EL SUBSUELO DE LA UNIDAD HABITACIONAL HOGARES DE ATIZAPAN

La clasificación CSIR comprende cinco parámetros que son los siguientes :

1.- resistencia de roca inalterada. Bieniawski emplea la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que proporcionan Deere y Miller y que se señala en la tabla 3.

2.- Indice de calidad de roca según Deere (RQD)

3.- Espaciamiento de fisuras. Se utiliza el término fisura para toda clase de discontinuidades como fracturas, fallas, planos de estratificación, etc.

4.- Espaciamiento de fisuras. Este parámetro toma en cuenta la apertura de las fisuras, su continuidad, la rugosidad de su superficie, el estado de las paredes (duras o blandas) y la presencia de rellenos.

5.- Condiciones de agua subterránea. Se hace un intento de medir la influencia por el flujo de agua, en la estabilidad de las excavaciones en términos del caudal observado que penetra en la excavación y de la relación que existe entre la presión del agua en las fisuras y el esfuerzo general principal, o con alguna observación cualitativa general relacionada con el agua subterránea.

TABLA 3

CLASIFICACION DE LA RESISTENCIA DE ROCA INALTERADA DE DEERE Y MILLER.

DESCRIPCION	RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAXIAL (Kgf / cm ²)	TIPOS DE ROCA
resistencia muy baja	10 - 250	yeso, halita
resistencia baja	250 - 500	carbón, limolita
resistencia media	500 - 1000	arenisca, lutita

resistencia alta	1000 - 2000	mármol, grafito
resistencia muy alta	> 2000	cuarcita, basalto

TABLA 4
CLASIFICACION GEOMECANICA CSIR

=====

i.- clasificación de los parámetros y su valuación

4a.- Resistencia de la roca inalterada

PARAMETRO	ESCALA DE VALORES	VALUACION
resistencia a la compresión uniaxial (Kg / cm 2)	> 2000	15
	1000 - 2000	12
	500 - 1000	7
	250 - 500	4
	100 - 250	2
	30 - 100	1
	10 - 30	0

**4b.-índice de calidad
de roca RQD (%)**

90 - 100	20
75 - 90	17
50 - 75	13
25 - 50	8
< 25	3

4c.-espaciamiento de juntas

> 3 m	30
1 - 3 m	25
0.3 - 1.0 m	20
50 - 300 mm	10
< 50 mm	5

4d.-estado de las fisuras.

superficies muy rugosas sin continuidad, sin separación paredes de roca dura	25
superficies algo rugosas, se-	

	paración < 1 mm, paredes de roca dura.	20
	superficies algo rugosas, separación < 1 mm, paredes de roca suave.	12
	superficies pulidas o relleno menor de 5 mm, abertura entre fisuras de 1 a 5 mm, fisuras continuas.	6
	relleno blando < 5 mm, fisuras abiertas < 5 mm, fisuras cont.	0
aguas subterráneas (situación general)	totalmente seco	10
	solamente húmedo (agua de intersticios)	7
	ligera presión de agua	5
	serios problemas de agua	0
ii.- ajuste en la valuación por orientación de fisuras		
	muy favorable	0
	favorable	-2
	regular	-5
	desfavorable	-10
	muy desfavorable	-12

=====

CLASIFICACION CBIR DEL MACIZO SEGUN LA VALUACION TOTAL

VALUACION	CLASIFICACION	DESCRIPCION
100 - 81	I	muy buena roca
80 - 61	II	buena roca
60 - 41	III	roca regular
40 - 21	IV	roca mala
< 20	V	roca muy mala

En base a la clasificación anterior, el macizo rocoso que

forma el subsuelo de la unidad habitacional Hogares de Atizapán se clasificó de la siguiente manera :

PARAMETRO	VALOR	VALUACION
resistencia a la compresión uniaxial	250 - 500 (Kgf / cm ²)	4
RQD	10 %	3
espaciamiento de juntas	< 50 mm	5
estado de fisuras	superficies algo rugosas separación < 1 mm, paredes de roca suave	12
aguas subterráneas	solo húmedo	7
ajuste en la valuación por orientación de fisuras	favorable	-2
VALUACION TOTAL.....		29
CLASIFICACION.....		IV
DESCRIPCION.....		ROCA MALA

En la tabla 5 se observa que el tipo de ademe recomendado (de acuerdo al método del CSIR) para estas galerías, consiste en :

- 1.- Uso sistemático de anclas de 3.5 a 4.5 metros de longitud espaciadas entre 0.90 y 1.50 m en la clave y tablas, reforzada con malla de alambre.
- 2.- Colocación de concreto lanzado de 15 a 20 cm de espesor en la clave, 15 cm en tablas y 5 cm en el frente de ataque.
- 3.- Colocación de marcos de acero medianos a pesados, espaciados 30 cm y 15 cm con revestimiento metálico, utilizando puntales y listones de avance en el frente..

TABLA 5

GUIA DE SOPORTE PARA LA CLASIFICACION CSIR. (ancho de tunel de 6 a 12 metros. Construcción : barrenación y voladura).

soporte

clase de macizo	excavación	anclaje	concreto lanzado	marcos de acero
muy buena roca	frente completo avance de 3 m	generalmente	no requiere	colocar
buena roca	frente completo avance de 0.9 a 1.5 m	anclajes locales	2' en la clave donde se requiera	ninguno
roca regular avance y	galeria de mático de banqueo	uso siste- y 2.5 en tablas anclas de 3.6 m de long. espaciadas 1.5 a 1.8 m en tablas y paredes con malla de alambre en bóveda.	5 a 10 cm en clave	ninguno
roca pobre	galeria de avance y banqueo	uso siste- mático de anclas de 3.6 a 4.5 m de longitud espaciados de 0.9 a 1.5 m en clave y tablas con malla de alambre.	10 a 15 cm en clave y 10 cm en tablas	marcos ligeros a medianos espacia- dos 1,5 m donde se requieran
roca muy pobre	varios frentes	uso siste- mático de anclas de 4.5 a 6 m de long. espaciadas de 0.9 a 1.5 m en tablas y paredes con malla de alambre plantilla de anclaje	15 a 20 cm en clave 15 cm en tablas, 5 cm en el frente	marcos medianos a pesados espaciados 60 cm y 15 con reves- timiento metálico y utilizando puntales y listones de avance en el frente

=====

IV.5 ANALISIS

La figura 26 muestra la relación existente entre la clasificación Geomecánica CSIR y el tiempo de sostén de un claro de dimensiones variables, cuando la excavación carece de ademe. Según ésta figura y en función de la clasificación Geotécnica obtenida, para un claro comprendido entre dos y cinco metros, la estabilidad de las minas que se encuentran en el área aledaña a la unidad habitacional Hogares de Atizapán, no sería mayor a una semana. Es conveniente mencionar que una deficiencia sería de éste método, es que no considera la profundidad a la que se encuentra la clave. Es por ésta razón que el tiempo calculado de estabilidad es bastante bajo, si bien, se ha observado que en las cavidades de la porción Oriente de la unidad se han presentado colapsos de las bóvedas en el curso de una semana cuya profundidad es menor de 10 metros. Otra deficiencia de este método es que no considera la naturaleza litológica y mineralógica de las formaciones. Así, se da el caso de que en la zona de relleno en las manzanas 5 y 7 la clave de las galerías se encuentra a una profundidad promedio de 3 metros siendo la toba pumicitica la roca dominante, la cual se caracteriza por su gran cohesión que le brinda a las galerías una buena estabilidad. No es el caso de la zona de relleno en las manzanas 0 y 1, que aunque la clave se encuentra a una profundidad promedio de 30 metros, existen 8 colapsos importantes, agrietamientos y asentamientos ocasionados en parte por las pobres propiedades mecánicas de las tobas arcillosas y arenosas que son comunes en éste sitio.

Las clasificaciones NGI y CSIR del macizo rocoso muestran una idea general de la estabilidad de las minas ubicadas en el área de estudio, así como del tipo de ademe recomendado para su estabilidad; sin embargo, estos resultados obtenidos son indicadores auxiliares del tipo de tratamiento que debe darse a las cavidades localizadas bajo las viviendas y vialidades. Por otra parte, la ocurrencia de colapsos violentos, agrietamientos, asentamientos diferenciales en áreas cercanas, tal como se observa en el plano de conjunto, permiten inferir que las dos zonas de cavidades localizadas dentro de la unidad tienen alta probabilidad de sufrir éste tipo de accidentes en cualquier momento.

Las soluciones contempladas para evitar el fallamiento del terreno son de dos tipos :

- 1.- Mejoramiento en la estabilidad de las cavidades.
- 2.- Relleno de cavidades.

En el primer caso, el tipo de tratamiento adecuado obtenido a partir de la combinación de los dos métodos de soporte es colocar arcos de concreto colado armados con un espesor de 30 cm. Adicionalmente, colocar anclas de 3.5 a 4.5 m de longitud espaciadas de 0.90 a 1.5 m en clave y tablas reforzado con malla

de alambre. Esta solución es por naturaleza propia una solución cara y riesgosa. Otro inconveniente serio de éste tratamiento es que es utilizable únicamente en el caso de que las cavidades sean recientes; en éste caso, las cavidades tienen al menos 20 años abandonadas, que es un tiempo suficiente para que los factores físicos y químicos del intemperismo hayan alterado la estructura del macizo rocoso. Es decir, para que las anclas trabajen eficientemente deben colocarse inmediatamente después de abierta la cavidad. Este criterio también se aplica al concreto lanzado.

El relleno de cavidades es una solución definitiva que se emplea como medida extrema cuando la situación particular lo justifica, como lo es éste caso. En el capítulo correspondiente a resultados se analizará el proceso de relleno de cavidades.

V.- GEOFISICA

V.1 FUNDAMENTOS TEORICOS

CAMPO ELECTRICO

Los diferentes métodos eléctricos de exploración existentes se basan en el estudio de la distribución en el subsuelo del campo eléctrico potencial creado por una corriente de intensidad conocida.

La conductividad de un macizo rocoso depende de cinco factores que son los siguientes :

- 1.- El volúmen de los poros contenidos en el material
- 2.- la ubicación de estos poros contenidos en el material
- 3.- el volúmen de poros llenos de agua (V)
- 4.- la conductividad del agua intersticial (α)
- 5.- la naturaleza del material

La conductividad del material (μ) esta dada por la relación :

$$\mu = \frac{V \cdot \alpha}{K} \dots\dots\dots \text{ecuacion 3}$$

donde K es una constante para una posición definida de poros.

Los cuerpos conductores o resistentes que se encuentran cerca de la superficie producen anomalías muy acusadas pero de poca extensión.

Es característico de cualquier oquedad tener una mayor resistividad que el entorno rocoso, por estar ésta llena de aire, el cual es más resistivo que las rocas o suelos. La excepción a ésta regla son los depósitos de gas natural que se comportan como cuerpos conductores. En el caso de existir en el subsuelo una masa más resistente que que el medio que la rodea, las líneas de corriente que son paralelas en un medio homogéneo, tenderán a rodearla, en tanto que las líneas equipotenciales tenderán a concentrarse en la masa.

La figura 27 indica la forma de desviación del campo eléctrico debido a la masa resistente (cavidad).

Los métodos de resistividad se basan en la distribución del campo eléctrico en el subsuelo.

RESISTIVIDAD APARENTE

Considerando un suelo homogéneo de resistividad (δ) en cuya superficie se coloca el dispositivo eléctrico A^MN, en el cual

el electrodo A está conectado a un generador y el campo eléctrico que produce se estudia por medio de los electrodos M y N que están conectados a un voltímetro que mide la diferencia de potencial que se produce entre ellos. Los tres electrodos son colineales en este caso, el electrodo B que cierra el circuito de A se mantiene lo suficientemente alejado de los demás para que no influya en las observaciones. El electrodo situado en el infinito, entonces, si $A-M = r$ y $M-N = a$ resulta que

$$V_t = \frac{\delta I}{2 \pi} \times \frac{a}{r(r+a)} \dots \text{ecuación 4}$$

ecuación derivada de las ecuaciones de Maxwell

despejando δ resulta:

$$\delta = 2 \pi r \frac{(r+a)}{a} \times \frac{V_t}{I} \dots \text{ecuación 5}$$

donde δ es la resistividad de un suelo homogéneo y V_t es la diferencia de potencial.

Cuando la resistividad del terreno es diferente para cada posición de los electrodos, implica que la resistividad en la ecuación es aparente dado que no es correcto tomar promedios de todas las resistividades ni medias ponderadas, etc.

ANOMALIA ELECTRICA

El término anomalía se refiere a los contrastes existentes entre los valores normales de un campo eléctrico a través de un medio homogéneo y los valores altos o bajos del campo característicos del medio heterogéneo.

Una forma simple de expresar esta anomalía, es obtener la relación entre el V_t observado sobre el medio heterogéneo investigado y el V_t' que se observaría en las mismas condiciones sobre un medio homogéneo de resistividad unidad. De la ecuación 5 se deduce, haciendo δ_a en lugar de δ en el caso de un medio heterogéneo

$$V_t = \frac{\delta_a}{2 \pi} \times \frac{a}{(r+a)r} \dots \text{ecuación 6}$$

$$V_t' = \frac{I}{2 \pi} \times \frac{a}{(r+a)r} \dots \text{ecuación 7}$$

y como las distancias entre los electrodos, como la intensidad deben ser iguales, resulta para la anomalía A:

$$A = \frac{V\pm}{U\pm'} = \delta a \dots\dots\dots\text{ecuacion 8}$$

es decir, la resistividad aparente es igual a la anomalía. esta anomalía puede considerarse entonces como la resistividad (ρ_a) de un medio homogéneo que en igualdad de las demás condiciones, produciría entre los electrodos de potencial una diferencia de potencial igual a la observada, como la perturbación producida en el potencial normal por causa de heterogeneidades del subsuelo.

DISPOSITIVOS ELECTRODICOS

Al conjunto de electrodos dispuestos en la forma de la figura 28 o similar, se le denomina dispositivo electrodico. Consta en general de cuatro electrodos, los electrodos de corriente A y B (B se mantiene situado a gran distancia) y los electrodos de potencial M y N . Estos electrodos están unidos por medio de cables aislados a un generador eléctrico provisto de un amperímetro. Los electrodos M y N, análogamente están unidos a un voltímetro que mide la diferencia de potencial entre ellos. Este dispositivo denominado tetrapolo puede adoptar cualquier disposición geométrica sobre el terreno. En éste estudio se eligió el dispositivo polo-dipolo semi-Schlumberger ó trielectrodico. Caracterizado porque el electrodo B se mantuvo alejado 300 metros de A con el objeto de que no influya en el valor de $V\pm$ observado.

En cualquier dispositivo, conociendo las distancias mutuas entre los electrodos y midiendo la intensidad (I) que pasa por los electrodos A y B, conociendo la diferencia de potencial $V\pm$ que, como consecuencia aparece entre M y N, se puede calcular la resistividad aparente ρ_a mediante la fórmula

$$\delta a = K \frac{V\pm}{I} \dots\dots\dots\text{ecuacion 9}$$

donde $K = 2 \pi \left[\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} - \frac{1}{AN} + \frac{1}{BN} \right]^{-1}$ ecuacion 10

V.2 EJECUCION DE SECCIONES POLO - DIPOLO

En base a los fundamentos descritos brevemente en las páginas anteriores, se procedieron a realizar 56 secciones eléctricas polo - dipolo en toda la unidad habitacional, haciendo un total de 8 Kilómetros. En razón de que el 90 % del terreno se encuentra cubierto por construcciones y vialidades, las secciones se realizaron en áreas jardinadas adyacentes a los edificios y en

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

otras franjas libres junto a las banquetas. Algunas de estas secciones se observan en el plano de conjunto (figura 1).

Como se mencionó anteriormente, se realizaron secciones polo-dipolo en un arreglo semi-Schulmberger (como se muestra en la figura 2B), tomando 10 lecturas por dipolo. Se empleó un transmisor Scintrex modelo PR3 y un receptor, cuatro electrodos de potencial M, N, O, P formados por tasas de porcelana porosas, cables de conexión, un voltímetro digital y otros accesorios menores.

El procedimiento consistió sencillamente en aplicar corriente entre los electrodos A y B y medir la caída de voltaje entre los electrodos M, N, O y P; después de lo cual se desplazaba el arreglo colinealmente para repetir el proceso hasta terminar la sección.

V.3 PROCESAMIENTO DE DATOS

Con la información obtenida de los registros de campo (I, U+ y el valor de K para cada lectura) se procedieron a calcular los valores de resistividad aparente (δa) por medio de la fórmula :

$$\delta a = K \frac{U+}{I} \dots\dots\dots \text{ecuacion 11}$$

Calculados los valores de δa , se trazaron en secciones longitudinales escala 1:33.

Con la referencia de las secciones eléctricas de prueba se establecieron hipótesis para explicar cada una de las anomalías considerando su extensión, su forma, el contraste con respecto a los " valores de fondo " (factor de anomalía), su ubicación con respecto a los rasgos superficiales y su profundidad.

Algunas anomalías francamente parecidas a la anomalía característica de cavidades se comenzaron a perforar, en tanto que otras anomalías que no evidenciaban relación alguna con rasgos superficiales se repitieron. En las figuras 29 y 30 se observan algunas secciones que contienen anomalías definidas por medio de la perforación. En ésta etapa se comprobaron las causas que produjeron cada una de las anomalías.

V.4 ANALISIS

Al respecto se pueden mencionar los siguientes puntos :

i.- El levantamiento de las secciones en campo se restringió al espacio disponible en áreas jardinadas y áreas libres. Esta restricción limita la investigación del subsuelo de tal manera que se corre el riesgo de no detectar cavidades bajo construcciones. Si bien, al aumentar la densidad de secciones de acuerdo a un criterio Geotécnico se resuelve parcialmente el inconveniente.

ii.- La profundidad de investigación por medio de secciones eléctricas fué insuficiente en éste estudio, puesto que muchas cavidades conocidas no se detectaron o bien, se registró únicamente su efecto suprayacente.

iii.- Anomalías eléctricas causadas por diferentes factores tienen respuestas semejantes, por lo que fué necesario perforar todas ellas.

iv.- Al cambiar el contenido de agua en las tobas por efecto de la lluvia, cambian los valores de resistividad del subsuelo a tal grado que al siguiente día de lluvia se podían registrar anomalías en un sitio, pero después de varios días sin lluvia al realizar nuevamente la sección no se observaba la anomalía.

VI.- RESULTADOS

Los resultados de este estudio son básicamente tres en orden sucesivo: El primero de ellos, consiste en la localización de cavidades; el segundo, consiste en la elección del tratamiento adecuado a éstas y el tercero, consiste en la aplicación de dicho tratamiento. A continuación se describen cada uno de ellos.

VI.1 La localización de cavidades ya se describió ampliamente por lo cual aquí se menciona únicamente.

VI.2 La elección del tratamiento se describió también ampliamente en la sección de Geotecnia. El resultado concluyente del estudio consistió en el relleno de algunas galerías que se encuentran bajo construcciones y vislindas.

VI.3 Se describirá únicamente el procedimiento de relleno en las cavidades de las manzanas 5 y 7 puesto que el relleno de las cavidades localizadas en las manzanas 0 y 1 no se ha terminado, si bien, el procedimiento de relleno es el mismo en ambos sitios, se presentan las siguientes diferencias: El volumen total de relleno en la cavidad terminada fué de 1118 m³ aproximadamente, en tanto que el volumen por rellenar en las galerías pendientes es de 1890 m³ aproximadamente. la profundidad de trabajo de 6 a 14 metros en el primer caso y de 29 a 35 metros en las manzanas 0 y 1 y por último el acceso horizontal por el socavón en la cavidad que se describirá, en tanto que en las galerías de las manzanas 0 y 1 el acceso es vertical a través de tiros perforados para tal efecto.

RELLENO DE CAVIDAD LOCALIZADA EN LAS MANZANAS 5 Y 7

Se perforaron 7 pozos de inyección de 8" de diámetro y una trinchera de 1 m² de sección como se observa en las figuras 31 y 32; posteriormente, se dividió esta galería en tres cámaras por medio de costales llenos de tapetate traído de un banco cercano y de rezaga producto de derrumbes anteriores. Calculada la carga hidráulica aproximada del material, se diseñaron los encostalados con una sección de 3.5 metros en la base y de 1.5 metros en la cima. Los peones se encargaron de llenar y acomodar los costales de acuerdo a las instrucciones señaladas. Se dejó un espacio de 40 cm en la cima de los encostalados con el objeto de observar el flujo de lodocreto y para facilitar el flujo del mismo en el interior de la cavidad.

Terminadas las preparaciones anteriores, se procedió a vaciar el lodocreto en dos etapas:

La primera consistió en el vaciado del lodocreto sin aplicarle presión adicional a la presión normal de la bomba de concreto. Mediante tubos y mangueras de 4" se hizo llegar el lodocreto al

interior. En esta etapa se pidió a la planta de concreto una composición de 1300 L de agua, 600 Kg de arena y 64 Kg de cemento normal, con el objeto de garantizar una resistencia mínima de 20 Kg/cm² a los 28 días y con un revenimiento mínimo de 18.

Cabe señalar que las primeras ollas se tiraron debido a que la revoltura llegaba al sitio de tratamiento prácticamente fraguada y con bloques mayores de 10 cm que tapaban las bombas.

Se comensó a llenar la cámara 1, por ser ésta la más lejana de la entrada y por facilidad de trabajo. Faltando entre 30 y 40 cm para que la revoltura alcanzara la clave de la galería, se derramó a través de la abertura superior del encostado hacia la cámara número 2, repitiéndose el proceso hasta el momento en que la revoltura se derramó en la cámara número 3. Igualados los niveles de relleno en las tres cámaras, se dejaron transcurrir 15 días con el objeto de que la revoltura contrajese su volumen y para preparar el equipo y materiales de la inyección a presión.

En la segunda y última etapa de relleno, se empleó una revoltura compuesta por una relación de 350 Kg de cemento normal, 30 Kg de bentonita, 400 Kg de arena y 700 lt de agua. Una vez instaladas la unidad mezcladora compuesta por un depósito y dos tanques, una bomba neumática de pistón para alta presión y los materiales a la mano, se procedió a inyectar la lechada con una presión constante de 1.5 Kg/cm² hasta el momento en que la lechada subió por todos los pozos de inyección a la superficie. En este proceso no fué necesario comprobar mediante perforación la existencia de campanas de aire en la clave, puesto que previamente se enrasaron manualmente las ondulaciones en la clave.

En las figuras 33 y 34 se observan las casas tipo duplex que se están protegiendo en las manzanas 0 y 1, así como algunos pozos de inyección.

CONCLUSIONES

1.- Se han presentado y seguirán presentandose pérdidas de vidas humanas y grandes pérdidas económicas por efecto de colapsos violentos, así como una gran cantidad de perjuicios por efecto de asentamientos; Estos efectos se pueden reducir en la medida en que se prohíba la construcción de viviendas sobre estos terrenos, que se respete (o en caso de no existir), se formule una reglamentación sobre el uso de los mismos y por último, que se aplique un tratamiento a las galerías que actualmente se encuentran bajo obras civiles en general (ó en caso de justificarse) que sea demolidas las construcciones antes de que éstas fallen y causen desgracias.

2.- El relleno de las cavidades localizadas bajo viviendas protegerá a éstas de colapsos futuros, sin embargo, los colapsos vecinos que se presentarán en las galerías adyacentes afectarán de alguna manera las vialidades, áreas jardinadas y otras viviendas cercanas debido al efecto de formación de fracturas de tensión asociadas a los colapsos.

3.- Se espera que ocurran colapsos violentos en los asentamientos humanos irregulares llamados Colonias " México 86 " y 1^o DE Septiembre " debido a los cuales se espera que ocurran grandes pérdidas económicas y de vidas humanas.

4.- Es de esperarse que la probabilidad de ocurrencia de colapsos aumente con el tiempo en todas las zonas minadas no atendidas adecuadamente. Es decir, entendidos los procesos dinámicos que deterioran las galerías provocando con ello cambios en la forma y extensión de la zona relajada y cuando ésta interseca la superficie del terreno puede fallar la bóveda y ocurrir un colapso.

El fenómeno de alterabilidad ocasionado por la descomposición de los feldespatos en arcillas (sobretodo en arcillas expansivas), puede ser la causa del debilitamiento acelerado de la clave y pilares en tiempo de lluvias.

5.- Obstruir el drenaje natural con un relleno arcilloso relativamente impermeable iduce a la generación de presiones de poro adicionales, que pueden reducirse mediante un nuevo drenaje natural; si embargo, cuando éstas presiones son altas, pueden presentarse problemas tales como movimiento de tierras, deterioro de la carpeta asfáltica, deslizamiento de taludes, etc. En este tipo de suelo, la saturación de agua incrementa la capacidad de carga e condiciones naturales, pero dado que se realizaron rellenos arcillosos e niveles topográficos bajos a lo

largo del arroyo Las Mias, esde esperarse que se presenten problemas derivados de presiones de poro adicionales e las zonas B y C de éstauidad habitacioal en temporadas de lluvias.

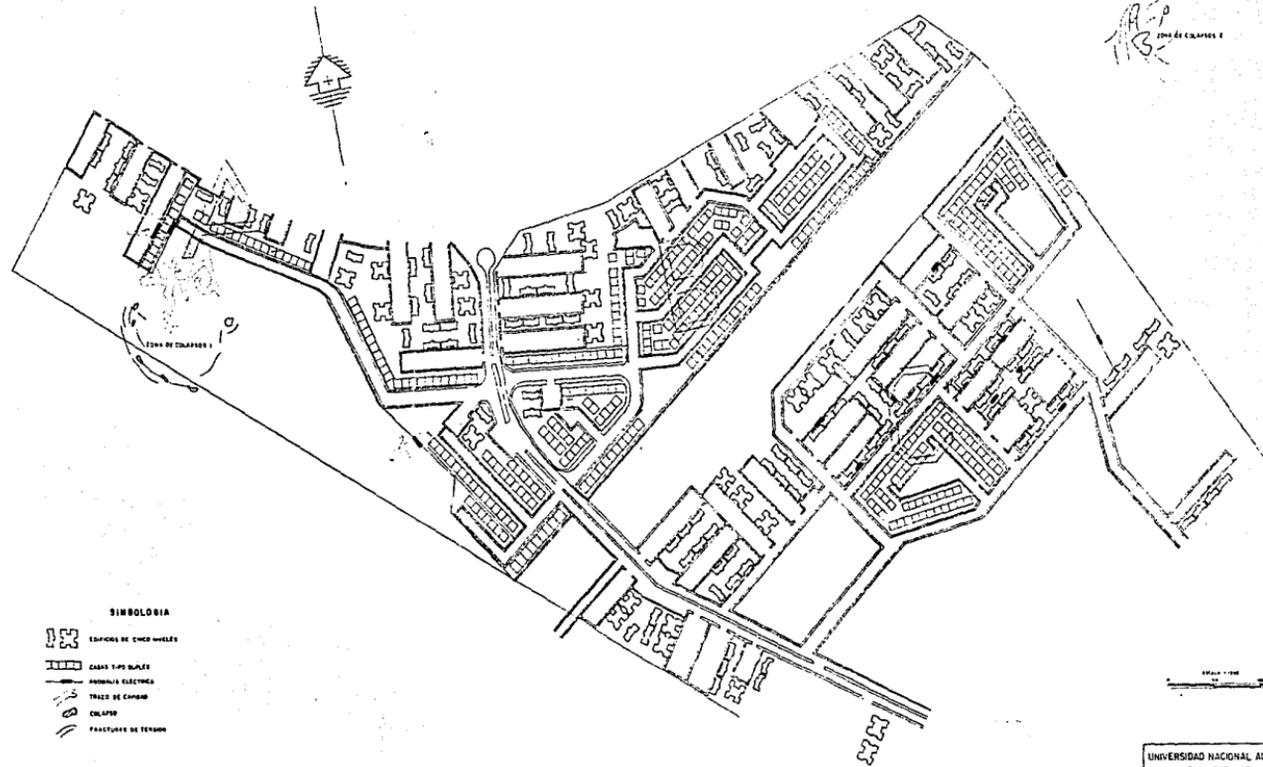
6.- Es adecuado y coveniente construir sobre terrenos minados siempre y cuando las bóvedas sobre las cavidades cumplan con dos condiciones generales ; La primera consiste en que la bóveda debe tener la capacidad de carga adecuada; en tanto que la segunda consiste en que ésa capacidad de carga no disminuya significativamente con el tiempo.

La última palabra e cuanto a la decisión de construir sobre terrenos minados debe tomarla siempre un especialista. El costo de una asesoria especializada se justifica siempre.

BIBLIOGRAFIA

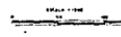
- 1.- Comisión Federal de Electricidad
Manual de Obras Civiles,
Tomo B.3.2. Obras subterráneas
Tomo B.2.2. Propiedades físicas y mecánicas de los suelos
Tomo B.2.4. Cimentaciones en suelos
- 2.- E. Hoek y E.T.Brown.
Excavaciones subterráneas en roca.
Mc Graw-Hill Books, I edición en Español
España, 1985.
- 3.- Orellana Ernesto
Prospección eléctrica en corriente continua
Editorial Paraninfo
Madrid, 1972.
- 4.- R.F.Legget y P.F.Karrow.
Geología aplicada a la Ingeniería Civil
Mc Graw-Hill Books, I Edición en Español
México, 1986.
- 5.- Sociedad Mexicana de mecánica de suelos
Cimentaciones en zonas minadas de la ciudad de México.
México, 1986.
- 6.- Sociedad Mexicana de mecánica de suelos.
Túneles en suelos blandos y firmes
I reimpresión, México, 1985.
- 7.- Sociedad Mexicana de mecánica de suelos.
Experiencias sobre algunos túneles construidos
en la República Mexicana,
Reunión técnica, Guadalajara, 1986.
- 8.- Tomlinson, H.J.
Diseño y construcción de cimientos.
Ediciones URMO
México, 1971.
- 9.- Terzaghi, K. y Peck, R.B.
Soil Mechanics in Engineering practice.
John Wiley and Sons, Inc. 1956

ABC
ZONA DE COLAPSO I



SIMBOLOGIA

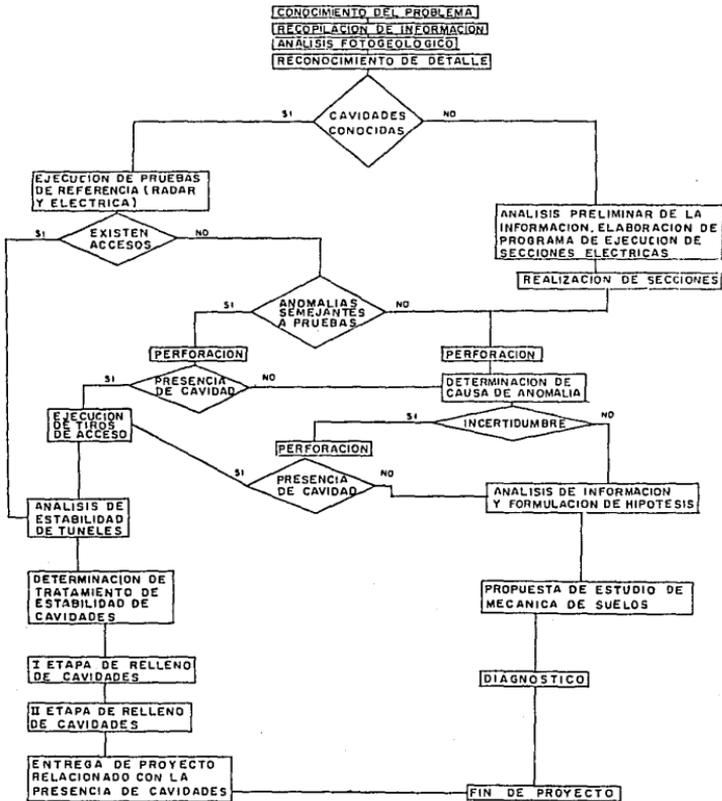
-  EDIFICIOS DE CINCO NIVELES
-  CASAS TIPO BLANCO
-  RED ELECTRICA
-  TRAZO DE CALLES
-  COLAPSO
-  FRACTURAS DE TERRENO



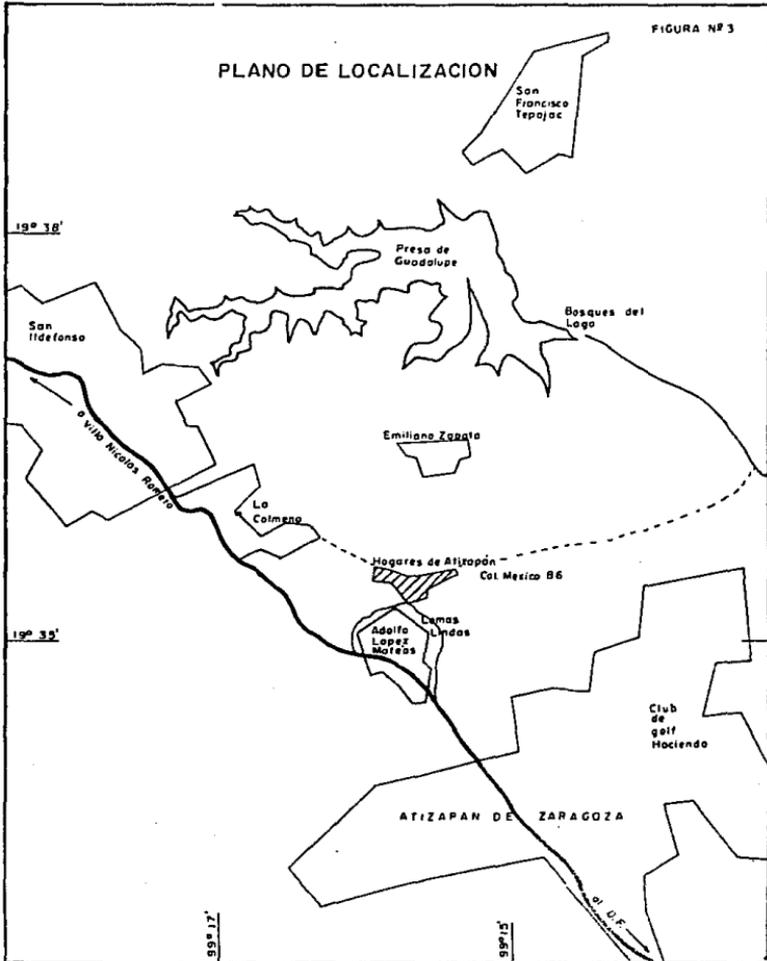
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PLANO DEL COLONTO MAN	
TESIS M4D.F.13	
1971-1988	1971-1988

DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROYECTO

FIGURA Nº 2



PLANO DE LOCALIZACION



COLUMNA ESTRATIGRAFICA DE
ATIZAPAN DE ZARAGOZA, MEX.

(SIN ESCALA)



Suelos residuales y aluviales



Toba pumicítica



Toba arenosa de cuarzo



Lahar



Vitrofiro

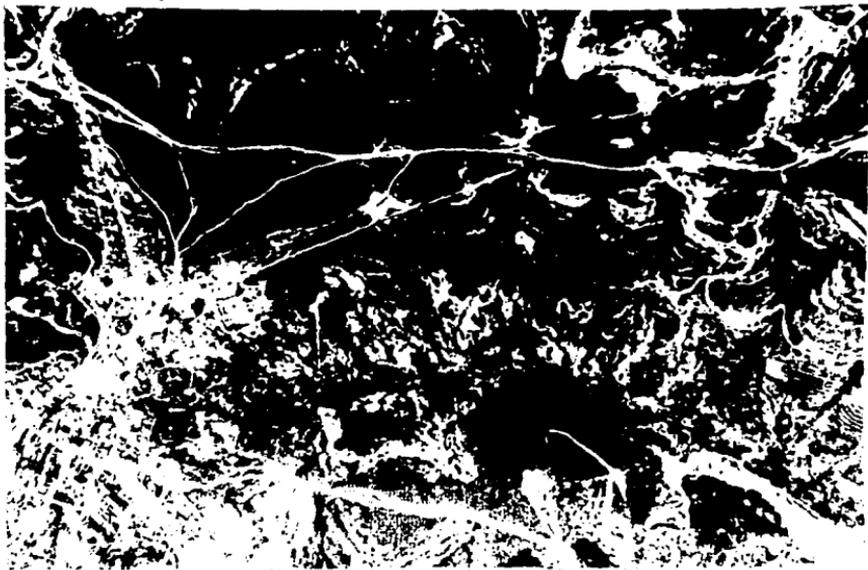


FIGURA 5
FOTOGRAFIA AEREA ANO 1977



FIGURA 6
FOTOGRAFIA AEREA AÑO 1985

FIGURA 7

COLAPSO EN ZONA 1



FIGURA 8

CAVIDAD EN ZONA DE COLAPSOS 1



FIGURA 9
CAVIDAD EN ZONA DE COLAPSOS 1

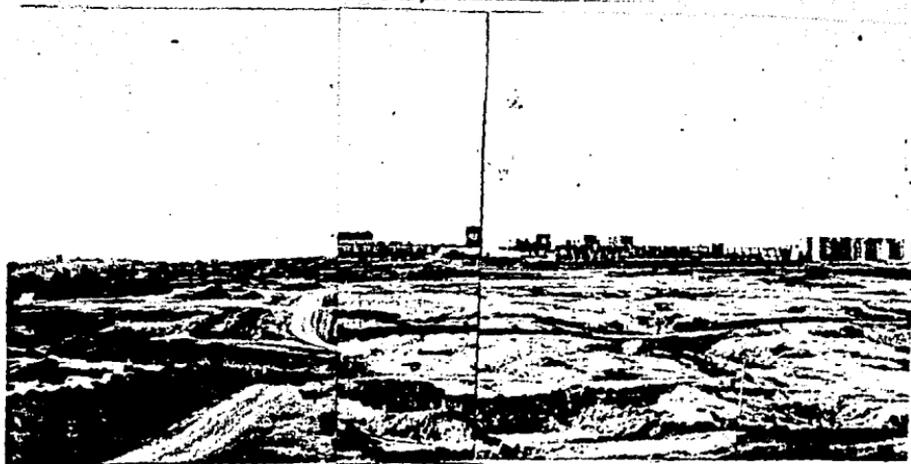


FIGURA 10
PANORAMICA DEL CONJUNTO HABITACIONAL
JULIO DE 1985

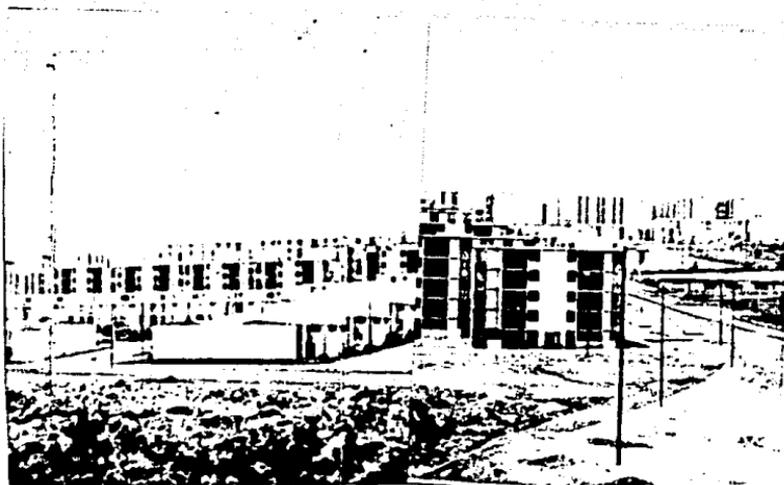


FIGURA 10-BIS
PANORAMICA DEL CONJUNTO HABITACIONAL
AGOSTO DE 1989



FIGURA 11
EDIFICIO EN ZONA B



FIGURA 12
EDIFICIO EN ZONA B

FIGURA 14

CAVIDADES EN ZONA DE COLAPSOS 2





FIGURA 15
AGRIETAMIENTO EN ZONA DE
COLAPSOS 2

FIGURA 16
PANORAMICA DE ZONA DE COLAPSOS 2



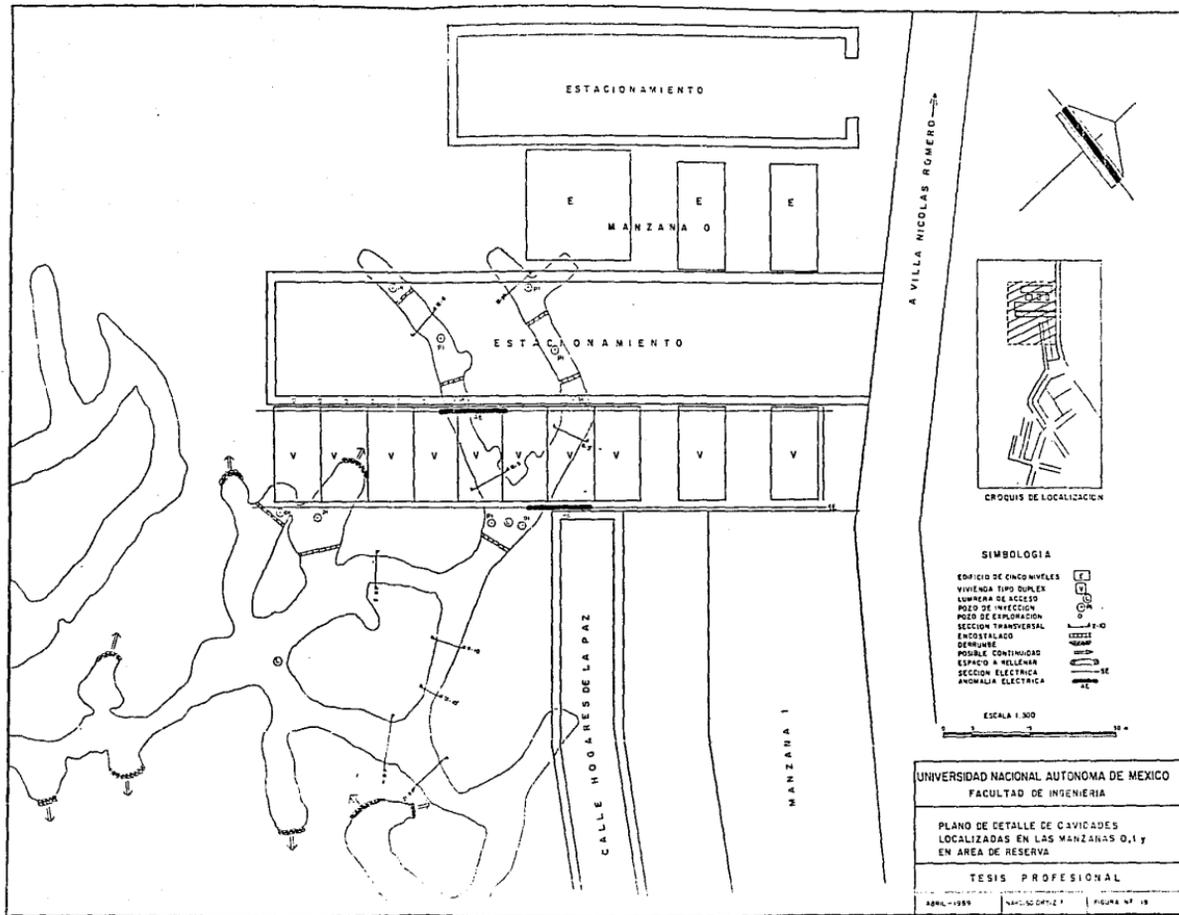


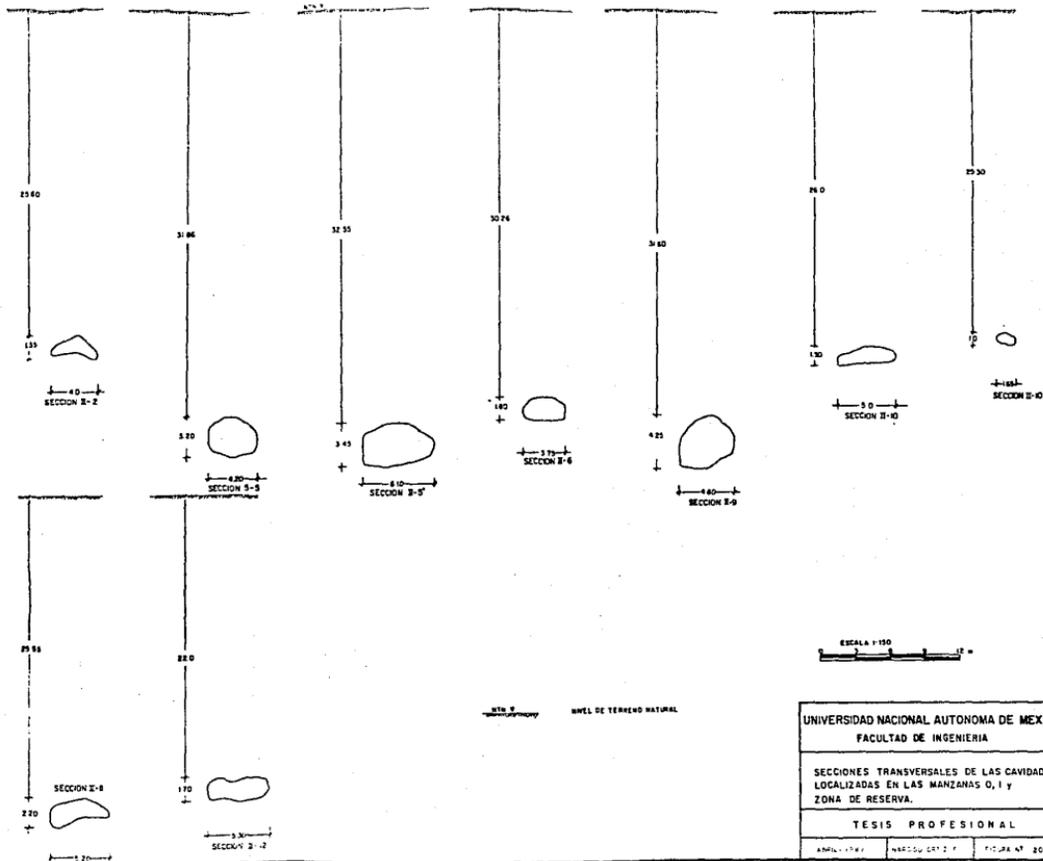
FIGURA 17

DETALLE DE COLAPSOS EN ZONA 2



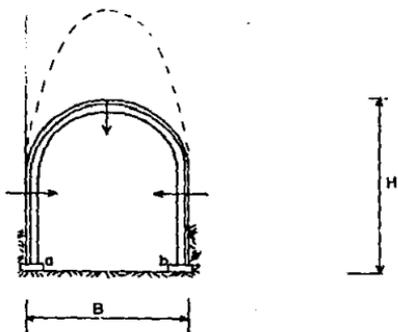
FIGURA 18
COLAPSOS EN ZONA 2





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		
FACULTAD DE INGENIERIA		
SECCIONES TRANSVERSALES DE LAS CAVIDADES LOCALIZADAS EN LAS MANZANAS Q, I Y ZONA DE RESERVA.		
TESIS PROFESIONAL		
ANEXO 1762	NECESSARIO 2 P	FIGURA N° 20

FIGURA Nº 21
CARGAS SOBRE UN TUNEL EXCAVADO EN
SUELOS



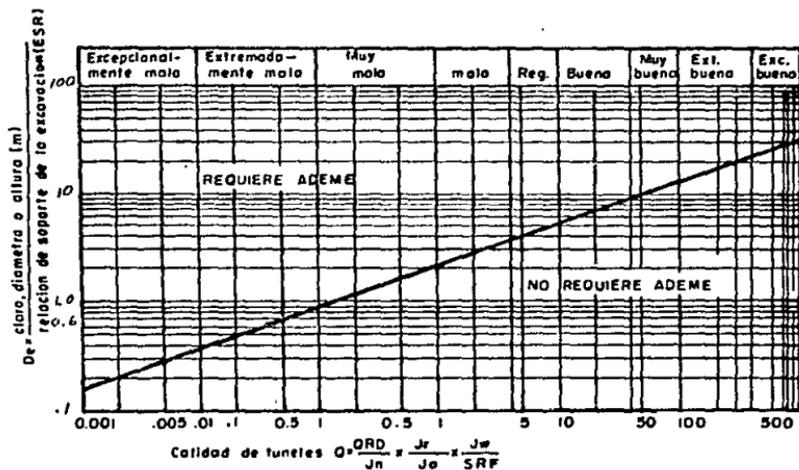
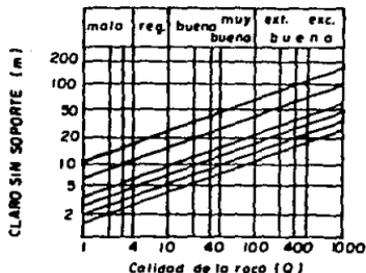


FIGURA 22
RELACION ENTRE LA DIMENSION EQUIVALENTE MAXIMA DE UNA
EXCAVACION Y EL INDICE DE CALIDAD DE TUNELES

FIGURA Nº 23

CLAROS MAXIMOS DE EXCAVACION SIN ADEME RECOMENDADOS PARA DIFERENTES CALIDADES DE ROCA.

Relacion excavacion-soporte



ESR

- 5 excavaciones mineras provisionales
- 3
- 1.6 excavaciones mineras permanentes acueducto para plantas hidroelectricas (excepto tuneles de alta presion), tuneles de exploracion, galerias.
- 1.3 camaras de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, tuneles menores para carreteras y ferrocarriles, camaras de compensacion, tuneles de acceso.
- 1.0 casa de maquinas, tuneles mayores para carreteras o ferrocarriles, refugios de defensa civil, portales, cruces.
- 0.8 plantas nucleoelectricas subterraneas, locales deportivos o publicas, fabricas, etc.

FIGURA 23

CLAROS MAXIMOS DE EXCAVACION SIN ADEME RECOMENDADOS PARA DIFERENTES CALIDADES DE ROCA

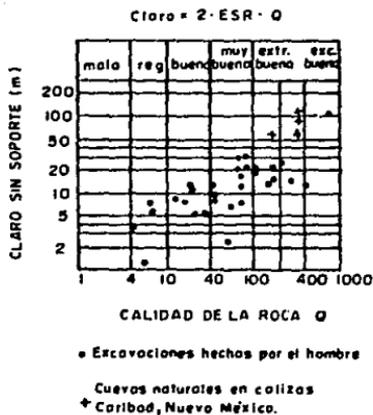


FIGURA 24
CALIDAD DE ROCA VS. CLARO SIN SOPORTE

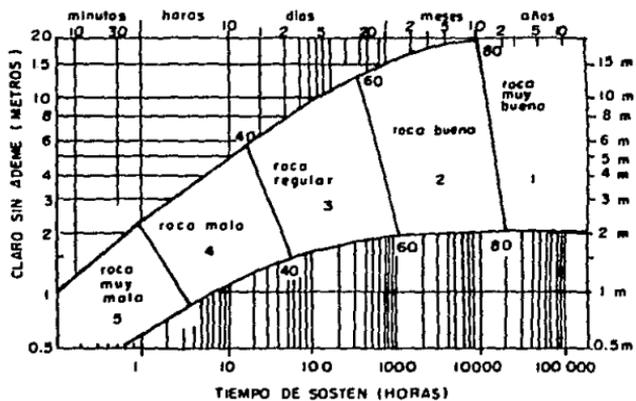


FIGURA 26

CLARO SIN ADEME vs TIEMPO DE SOSTEN

FIGURA Nº 27

EFECTO DE UN CUERPO RESISTIVO SOBRE
LINEAS DE CORRIENTE

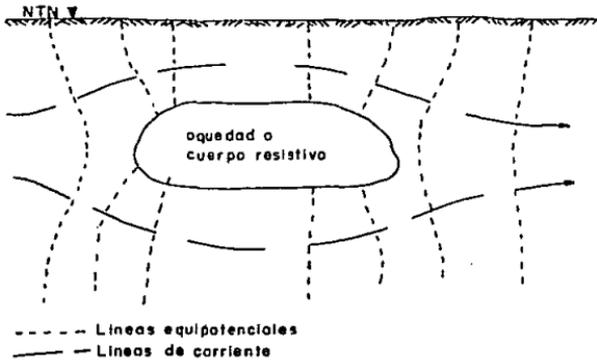
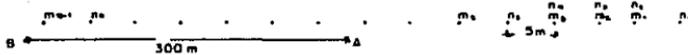
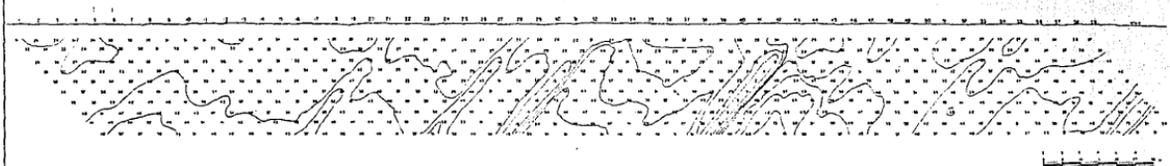


FIGURA Nº 28

DISPOSITIVO ELECTRÓDICO SEMISCHLUMBERGER

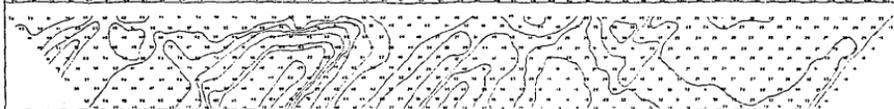


SECCION ELECTRICA N° 6



SECCION ELECTRICA N° 6

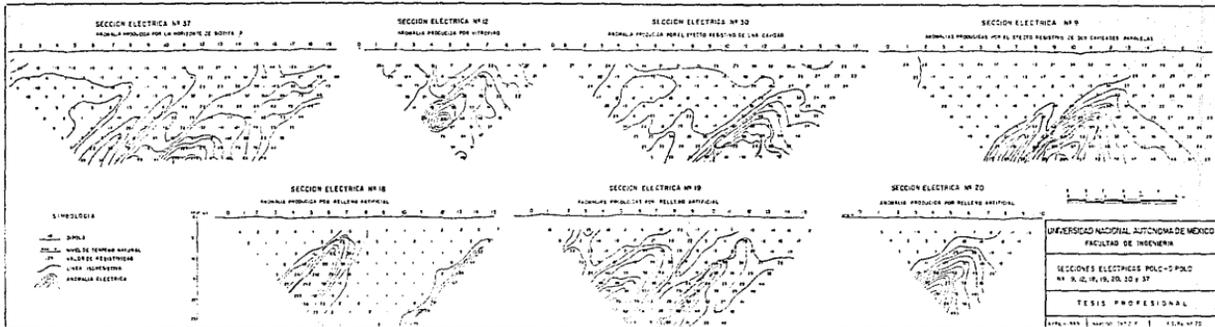
SECCION ELECTRICA N° 6

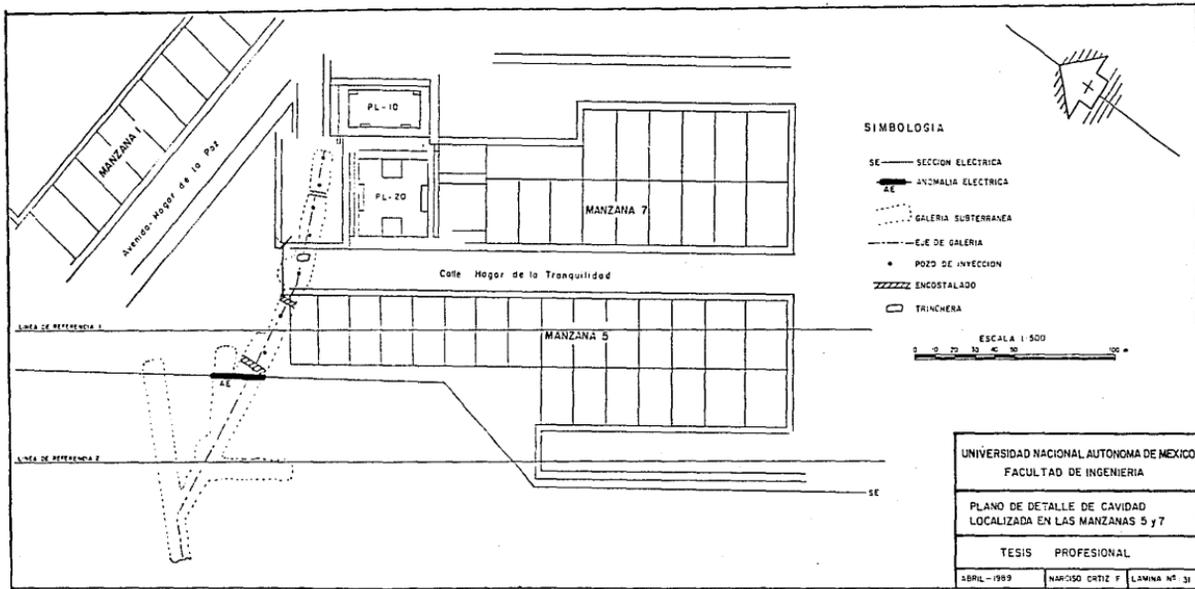


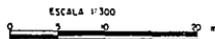
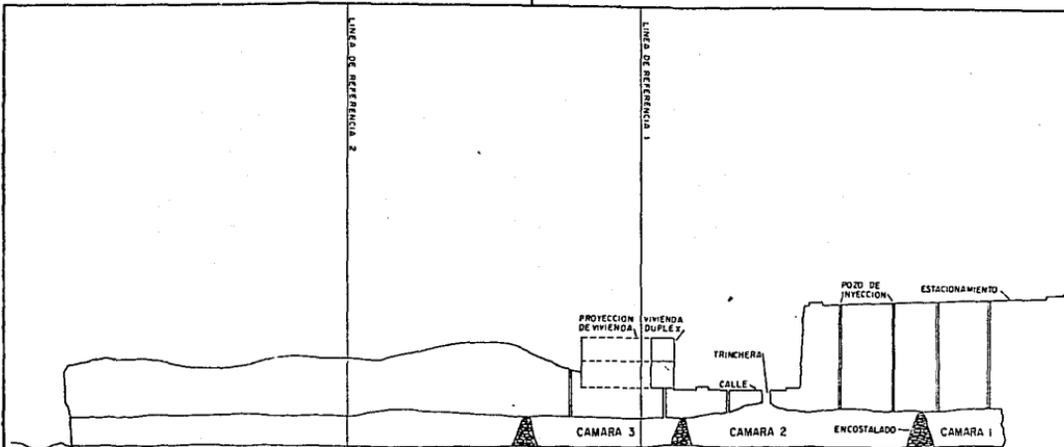
LEGENDA

- 0 PISO
- 20.00 METROS DE TERRENO NATURAL
- 40.00 METROS DE TERRENO
- 60.00 METROS DE TERRENO
- 80.00 METROS DE TERRENO
- 100.00 METROS DE TERRENO
- LINEA ELECTRICA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
SECCION ELECTRICA POLO-DIPOLO N° 6
TESIS PROFESIONAL
1968-1969 MEXICO D.F. 15/11/68







UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

SECCION LONGITUDINAL DE LA CAVIDAD
LOCALIZADA EN LAS MANZANAS 5 y 7

TESIS PROFESIONAL

ABRIL- 1989

NARCISO ORTIZ E

LAMINA N°: 32

FIGURA 33

CASAS DUPLEX SOBRE CAVIDADES



FIGURA 34
INYECTANDO MORTERO