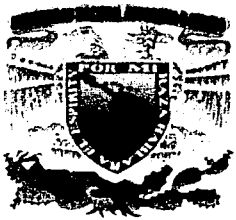


14



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGON

“ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y PROPUESTA DE CIMENTACION PARA UNA TORRE DE TELEFONÍA CELULAR”

## T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JESÚS ROBERTO GONZÁLEZ SOTO

ASESOR: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

MÉXICO

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

2002



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  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCIÓN

JESÚS ROBERTO GONZÁLEZ SOTO  
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 10 de octubre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA pueda dirigirla el trabajo de tesis denominado "ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA UNA TORRE DE TELEFONÍA CELULAR", con fundamento en el punto 8 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 aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

San Juan de Aragón, México, 10 de octubre de 1981  
LA DIRECTORA

*L. M...*  
ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



*GR*

- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

LTG/AIR/la.

*R*

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

AGRADECIMIENTOS

A DIOS, POR DARME TODO LO QUE TENGO Y POR ENSEÑARME EL CAMINO A LA FELICIDAD.

A MI ESPOSA LUCIA, POR CONFIAR EN MI, POR SU AMOR INCONDICIONAL Y POR SOPORTAR TODA LA CARGA SIN RECLAMARME NUNCA NADA.

A MI HIJO EDUARDO, POR QUE AL TOMARME CON SUS MANITAS SUPE QUE LA RESPONSABILIDAD Y SACRIFICIOS POR UNA FAMILIA VALEN LA PENA.

A MIS PADRES RAFAEL Y REYNA, POR QUE EN TODOS LOS MOMENTOS QUE NECESITE DE SU APOYO SIEMPRE ESTUVIERON PRESENTES.

A MIS HERMANAS MONICA Y DIANA, POR ENSEÑARME A SER PACIENTE Y POR DARME TODO SU CARIÑO EN TODOS ESTOS AÑOS.

A MI ESCUELA Y PROFESORES, POR DARME TODOS SUS CONOCIMIENTOS PARA PODER SER EL PROFESIONISTA QUE ELLOS ESPERAN.

A MIS ABUELOS FIDEL Y CARMEN, POR ENSEÑARME QUE SEGUIR EL SENDERO CORRECTO HACE LAS COSAS MAS FACILES.

A MI ABUELO JESÚS GONZALEZ, PORQUE SU EJEMPLO DE SUPERACIÓN SIEMPRE HA SIGNIFICADO ALGO MUY IMPORTANTE PARA MI.

AL LIC. RAFAEL SOTO MORENO, POR AYUDARME A TOMAR LA DECISIÓN MAS IMPORTANTE DE MI VIDA Y POR CUBRIR ESOS ESPACIOS TAN IMPORTANTES QUE SOLO EL SABE.

AL ING. TRINIDAD VARGAS GONZALEZ, POR  
ENSEÑARME A TENER VALOR Y FUERZA PARA  
MANTENER MIS CONVICCIONES Y QUE EL CAER NO  
ES SER DERROTADO, LA DERROTA ES NO  
LEVANTARSE Y SEGUIR ADELANTE.

AL ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA, POR  
DEDICARME SU TIEMPO TAN IMPORTANTE Y POR  
MOSTRARME QUE EXISTEN CAMINOS MAS FACILES SI  
UNO LOS BUSCA.

AL ING. GUSTAVO ADOLFO JIMÉNEZ VILLEGAS, POR  
TODOS LOS CONSEJOS QUE ME DIO TANTO  
TÉCNICOS COMO PERSONALES QUE ME HAN  
AYUDADO A SER MEJOR PROFESIONISTA Y  
PERSONA.

A TODAS LAS PERSONAS QUE EN ALGUN MOMENTO  
DE SU VIDA ME BRINDARON SU APOYO PARA  
CUMPLIR MIS OBJETIVOS.

A TODOS GRACIAS.

**"ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN  
PARA UNA TORRE DE TELEFONÍA CELULAR EN ZONA DE LOMAS"**

I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 TELEFONÍA CELULAR .....	2
1.2 EQUIPO DE RADIO FRECUENCIA .....	3
1.3 ASPECTOS SOBRE LA SALUD .....	4
1.4 RADIO BASES .....	4
1.5 TELÉFONOS CELULARES .....	7
1.6 FUNCIONAMIENTO BÁSICO DE UN SISTEMA DE TELEFONÍA CELULAR .....	7
1.7 TIPOS DE RADIOBASES Y SU CIMENTACIÓN.....	11
II. ANTECEDENTES .....	15
II.1 DEPÓSITOS DE LOMAS .....	15
II.2 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA .....	19
II.3 CIMENTACIONES .....	21
II.3.1 CIMENTACIONES POCO PROFUNDAS O SUPERFICIALES.	
II.3.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS.	
II.4 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO .....	28
II.5 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES .....	29
II.5.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA.	
II.5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.	
II.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES .....	36
III. MECÁNICA DE SUELOS .....	39
III.1 ANTECEDENTES .....	42
III.2 EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO .....	43
III.3 PRUEBAS DE LABORATORIO .....	49
III.4 GEOLOGÍA Y SISMICIDAD .....	51
III.5 CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS .....	52
III.6 ANÁLISIS DE CIMENTACIONES .....	56
III.7 CONCLUSIONES .....	75

IV. PROYECTO DE SISTEMA DE TIERRAS PARA RADIO BASES DE TELEFONÍA CELULAR .....	90
CAMPO DE APLICACIÓN .....	90
EQUIPO DE MEDICIÓN .....	91
DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE ELECTRODOS .....	92
ELECTRODOS COPPERWELD DE PUESTA A TIERRA .....	95
CALIBRE DEL CABLE QUE FORMA EL ANILLO DE TIERRAS .....	96
CONEXIONES CADWELD .....	96
ATERRIZAMIENTO DE ESTRUCTURAS .....	98
ATERRIZAMIENTO DEL PARARRAYOS .....	99
LÍNEAS DE TRANSMISIÓN .....	100
ATERRIZAMIENTO DE LA BARRA DE COBRE DE T. F. A. ....	101
VARILLA COPPERWELD .....	101
V. ANEXO .....	102
V.1 MEMORIA DE CÁLCULO DE CIMENTACIÓN DE ZAPATA AISLADA.....	103
V.2 MEMORIA DE CÁLCULO DE CIMENTACIÓN DE PILA CILÍNDRICA.....	110
V.3 MEMORIA DE CÁLCULO DE SISTEMA DE TIERRAS .....	119
V.4 FIGURAS Y PLANOS DEL PROYECTO .....	126
V.5 CONCLUSIONES .....	144
BIBLIOGRAFÍA .....	149



## I. INTRODUCCIÓN

El sistema telefónico tradicional no será capaz de satisfacer un grupo creciente de usuarios (la gente en movimiento). Por ello, hay una competencia creciente por parte de un sistema que usa ondas de radio en lugar de hilos telefónicos y fibras para la comunicación. Este sistema desempeñará un papel cada vez más importante en la conexión a redes de computadoras portátiles, teléfonos de bolsillo, y asistentes personales digitales en los años por venir.

Tales dispositivos ya están creando un enorme mercado. Muchas compañías en la industria de telefonía y otras quieren una parte de la acción. El resultado es un marco caótico, con numerosos productos y servicios que se traslapan y son incompatibles, que cambian con rapidez, y que normalmente son diferentes en cada país.

Nuestra era ha dado origen a adictos a la información: gente que necesita estar todo el tiempo en línea. Para estos usuarios móviles, los pares trenzados, los cables coaxiales y la fibra óptica no son útiles; necesitan obtener los datos para sus computadoras laptop, notebook, de bolsillo, de mano o reloj de pulsera sin estar atados a la infraestructura de comunicaciones terrestres. Para estos usuarios, la respuesta es la comunicación inalámbrica.

Algunas personas incluso creen que en el futuro sólo habrá dos clases de comunicación: de fibra e inalámbrica. Todos los aparatos fijos (computadoras, teléfonos, faxes y demás), se conectarán con fibra; todos los móviles usarán comunicación inalámbrica.

Sin embargo, la comunicación inalámbrica también tiene ventajas para los dispositivos fijos en ciertas circunstancias. Por ejemplo, si es difícil tender fibras hasta un edificio debido al terreno (montañas, selvas, pantanos, etc.), podría ser preferible un sistema inalámbrico. Es interesante que la comunicación digital inalámbrica moderna se inició en las islas de Hawai, donde largos tramos del Océano Pacífico separaban a los usuarios y el sistema telefónico era inadecuado.

En esta tesis nos enfocaremos principalmente a las comunicaciones inalámbricas, en donde la Ingeniería Civil tiene un papel muy importante en la era de las telecomunicaciones, ya que se encarga de coordinar toda la estructura de apoyo para estos equipos de comunicación.

## **1.1 TELEFONÍA CELULAR.**

Actualmente las telecomunicaciones son parte fundamental del desarrollo tecnológico de una nación. En los países más modernos y avanzados las comunicaciones han jugado, y juegan un papel preponderante en todos los aspectos de la vida, tales como el desarrollo social, la educación, la economía nacional, los negocios, etc.

Hoy, cada vez más mexicanos están en contacto con las tecnologías de vanguardia existentes en el mundo.

Estamos participando de los múltiples beneficios que estos avances generan en nuestras vidas, y al mismo tiempo también nos enfrentamos a las controversias que éstos provocan:

### **VENTAJAS.**

- La telefonía celular es una forma indispensable de comunicación y cercanía con nuestros seres queridos, amigos y negocios.
- Las señales de radiofrecuencia telefónica no causan daños al organismo humano ni a la salud.
- No existe interferencia en aparatos electrónicos del hogar debido a que las señales de las antenas se transmiten por una banda determinada y ésta es diferente a la banda por la que se transmiten las señales de los aparatos electrónicos que se utilizan en los hogares.

- Ni en la aeronáutica, ni en los equipos médicos existe interferencia de las señales que emiten las antenas de telefonía inalámbrica.
- Mejora el servicio de telefonía celular porque es más amplia la cobertura.
- El funcionamiento del equipo de transmisión NO produce ruido.

## DESVENTAJAS.

- Habrá interferencia con aquellos equipos que por falta de normalización o mal funcionamiento invadan el intervalo de frecuencia asignado a los teléfonos celulares.

## 1.2 EQUIPO DE RADIO FRECUENCIA.

El equipo de Radio Frecuencia (R.F.) utilizado en este Sistema Telefónico Celular no provoca ninguna clase de interferencia con señales de televisión, los cuales se encuentran comprendidas en la Banda de VHF (Very High Frecuency) en la gama de frecuencia de 58 MHz a 216 MHz. Donde trabajan los canales de T.V. 2, 4, 5, 7, 9, 11, y 13.

Tampoco existe alguna interferencia con la señal de Radio A.M. (Amplitud Modulada) la cual trabaja en la Banda de 530 KHz y la de F.M. (Frecuencia Modulada) que trabaja en la banda comprendida de 88 MHz a 108 MHz.

Para comunicaciones existentes con la Policía, Radiopatrullas y de otra índole del tipo policiaco, tampoco causa interferencia puesto que éstas se utilizan en la Banda que va de los 300 KHz a 3000 KHz.

El sistema celular se encuentra comprendido entre los 846 a 893 Mhz y cabe mencionar que se han instalado más de 120 Radio Bases con el equipo descrito usando torres y antenas especiales para proporcionar este servicio, las cuales cuentan además con un *sistema de tierras* indispensable y necesario.

### I.3 ASPECTOS SOBRE LA SALUD.

Hasta la fecha ningún estudio ha demostrado que los campos electromagnéticos generados por la telefonía celular causen algún daño a los seres humanos a los niveles de potencia que se utilizan. De hecho se ha progresado mucho en el conocimiento sobre las interacciones de los campos de radiofrecuencia con organismos vivos. Este conocimiento ha permitido el acuerdo entre la mayoría de los organismos científicos y reguladores de tal forma que tanto las normas nacionales de diferentes países como las internacionales, establecen las mismas ó aproximadamente las mismas recomendaciones sobre los niveles de exposición que se consideran seguros. Entre estas normas se encuentran la última versión de IEEE aprobada por ANSI en 1992.

Las antenas desde donde se transmiten las señales, ***están cimentadas a base de concreto reforzado***, se utilizan tubos de aluminio y cables de soporte, los cuales son materiales no nocivos para la salud. Las radio bases son ubicadas a un lado de las antenas sobre el suelo y contienen baterías eléctricas, similares a las de un automóvil, un sistema de aire acondicionado y cables de transmisión, como los utilizados para el televisor.

La información revisada, así como las mediciones efectuadas señalan que efectos biológicos adversos son extremadamente improbables como resultado de efectos térmicos de los campos electromagnéticos producidos por las radio bases y los teléfonos celulares cuando se utilizan incorrectamente. El nivel de potencia por unidad de área que se recibe a 30 metros de la antena de una torre, es por lo menos 10 veces menor que el máximo especificado por la norma IEEE/ANSI.

### I.4 RADIO BASES.

Un sitio celular tiene como función la recepción y transmisión de señales de voz y datos a través de antenas que son recibidas en un equipo terminal (teléfono móvil). Las principales partes componentes de un sitio son: ***la torre y el contenedor***. En la torre

están montadas las antenas y en el contenedor se encuentran los equipos de radio transmisión.

#### **Localización del sitio:**

Se buscan predios o inmuebles que reúnan las condiciones técnicas para la correcta operación de las Radio bases.

#### **Diseño y construcción:**

El diseño del proyecto debe garantizar la seguridad de las instalaciones y de la estructura, apegándose en todo momento a las normas y reglamentos de construcción, uso de suelo y aeronáutica vigentes, obteniéndose los permisos y licencias correspondientes.

El proceso constructivo del sitio celular se realiza con mano de obra calificada, empleando materiales y equipo que cumplen con los estándares internacionales de calidad. **Se realiza un estudio de mecánica de suelos para el diseño de la cimentación**, durante la construcción se efectúan pruebas de concreto para confirmar la resistencia. Las torres se pintan y se iluminan de acuerdo a lo recomendado por la Dirección General de Aeronáutica Civil (D.G.A.C.). **Todas las torres cuentan con sistema de pararrayos y sistemas de aterrizaje**. Los equipos de medición y radiación se protegen dentro de un contenedor con aire acondicionado.

El nombre completo que se ha dado al uso de esta tecnología es Sistema de Radiotelefonía Móvil con Tecnología Celular.

El método celular para el Sistema de Radiotelefonía Móvil proporciona un mejor cubrimiento, con menor potencia radiada, que el que se proporcionaría con una gran antena para servir una enorme área. Al contrario de lo que ocurre en radio y televisión donde al aumentar la potencia, se aumenta el auditorio, el área de las células se define por el número de usuarios simultáneos: esto significa que se necesitan más células a medida que aumenta el número de usuarios en un área determinada. Como esto da

lugar a más radio bases cubriendo una misma área, entonces las antenas de dichas radio bases deben emitir menor potencia para no interferir entre ellas.

Las antenas de las radiobases están montadas en torres y, por lo tanto, se encuentra a una cierta distancia del público en general. La potencia radiada por cada antena es de 50 a 200 Watts, equivalente a un foco común. Los niveles de potencia generados por las radio bases celulares son menores que los generados por estaciones de radio y televisión, que van de varios miles a millones de Watts.

Los teléfonos celulares operan en la banda entre 800 y 900 MHz. Este intervalo de frecuencias es menor que el que se utiliza en los hornos de microondas (2,450 MHz).

Aunque las antenas de las radio bases emiten más potencia que la de los teléfonos celulares, el ser humano generalmente está más próximo a estos últimos. La distancia típica a la que se encuentran las personas desde la antena de un teléfono celular es de unos centímetros, mientras que la de la antena es de más de 30 metros.

La densidad de potencia alrededor de la antena de una radio base decrece con el cuadrado de la distancia. Sin embargo, los campos de radiofrecuencia muestran fenómenos de reflexión e interacción con campos generados por otras antenas.

Para el caso de ambientes no controlados a una frecuencia entre 800 y 900 MHz, el límite establecido por la Norma IEEE/ANSI está dado por la fórmula:

$$f/1500$$

donde  $f$  es la frecuencia en MHz y el resultado está en  $\text{mW}/\text{cm}^2$ . Así para el peor caso, 800 MHz, se tiene que el límite establecido es de  $0.53 \text{ mW}/\text{cm}^2$ .

Cabe aclarar que el límite utilizado es el correspondiente a ambientes no controlados: en estos, los individuos no conocen, ni pueden controlar, los campos a los que están expuestos. Dentro de los ambientes no controlados se encuentran las casas, los condominios, escuelas y la mayoría de los lugares en donde pueden encontrarse niños,

ancianos y/o enfermos. El límite establecido para ambientes controlados es 5 veces mayor, y éste a su vez es diez veces menor que el nivel considerado de riesgo en exposición crónica.

### **1.5 TELÉFONOS CELULARES.**

En la mayoría de los casos, los estudios se han concentrado en la radiación emitida por los teléfonos celulares, ya que, aunque las radiobases manejan mayor potencia, aquellos son los que utilizan con mayor cercanía los humanos.

En algunos casos especiales se ha calculado que hasta el 50% de la potencia radiada se puede depositar en el cuerpo del usuario cuando la antena se encuentra pegada a la cabeza. Por esta razón, se llevó a cabo un estudio en el que se desarrollaron un modelo y un método práctico para evaluar la exposición al tejido cerebral en comparación con otros modelos más correctos anatómicamente para poder establecer una cota superior. Aun en el caso descrito, se obtiene que la potencia por unidad de masa no rebasa el límite establecido por la norma vigente. La norma anterior (1982) se consideraba aceptable un nivel 5 veces mayor, que es el que ahora se usa solo para ambientes controlados.

### **1.6 FUNCIONAMIENTO BÁSICO DE UN SISTEMA DE TELEFONIA CELULAR.**

El sistema celular es un moderno sistema de telecomunicaciones que satisfacen las necesidades de comunicación telefónica, permitiendo estar en contacto a toda hora y desde cualquier lugar dentro del área de servicio celular. Este sistema viene a revolucionar a la telefonía convencional, ya que deja atrás los cables y los sustituye por frecuencias de radio, dando la opción de servicio telefónico móvil. El término CELULAR se refiere a la manera en que están agrupadas las zonas de servicio que proporciona el sistema por medio de las estaciones de radio (Radio bases). Estas radio bases proporcionan el enlace bidireccional de radio con su teléfono y permiten el establecimiento de la comunicación telefónica. La central ó MTX a su vez también está

conectada a la red pública telefónica (en México TELMEX) para dar paso a llamadas que entran o salen de la red celular hacia la red pública.

También se puede interconectar varios MTX para realizar la función de visitante (ROAMING) entre diferentes zonas de servicio celular. La figura 1 muestra las partes principales en las que se compone un sistema de radiofrecuencia celular.

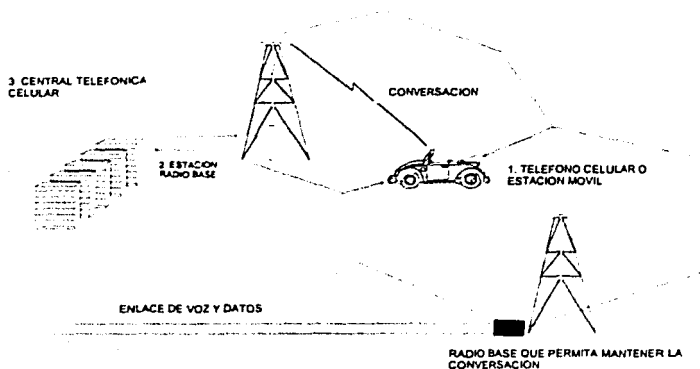


FIG. 1 SISTEMA DE TELEFONÍA CELULAR

### Crecimiento del sistema celular.

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

La forma en que la planeación de un área geográfica se realiza depende de las necesidades de cobertura y de la demanda de servicio en ciertas zonas, ya que el tráfico no se distribuye de manera uniforme.

Primeramente se ubica un punto en la ciudad en el que se instala una radiobase y la cual se toma como referencia para el crecimiento posterior del sistema (ver Fig. 2).



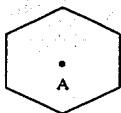


Fig. 2 Radio base y cobertura inicial.

Posteriormente, y en cuanto la demanda de servicio celular aumenta, se forma alrededor de este sitio un hexágono en cuyos vértices se instala una nueva radio base (Fig. 3).

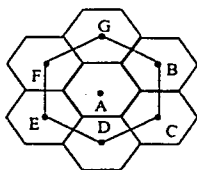


Fig. 3 Distribución de las nuevas Radio bases alrededor de la primera.

Al aumentar el número de abonados en la región las células deben sectorizarse, esto es que la cobertura de cada radio base se divide en tres sectores, permitiendo con ello dar un aislamiento para reutilizar frecuencias y preparando al sistema para un mayor crecimiento a futuro. En la figura 4 se muestra la radiobase original y la sectorización de su cobertura. apreciando la reducción de su cobertura con la consecuente reducción de su potencia de transmisión. El hecho de manejar potencias menores disminuye el riesgo de interferencia y eleva la calidad de las llamadas.

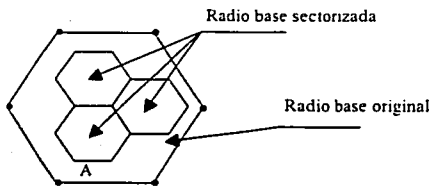


Fig. 4 Sectorización de una radio base.

Conforme va aumentando la demanda de servicio celular, se hace necesario instalar nuevas radio bases hasta que se alcanza un equilibrio entre la demanda y la capacidad para brindar servicio sin saturación. Es por ello que se hace necesario el reducir la distancia entre radio bases de modo que la demanda de servicio pueda satisfacerse. Al no presentarse una demanda uniforme, la instalación de una nueva radio base puede darse en cualquier punto de la ciudad; en cuyo caso se observa un crecimiento con una mayor densidad de radio bases por kilómetro cuadrado en ciertas zonas, como puede verse en la figura 5.

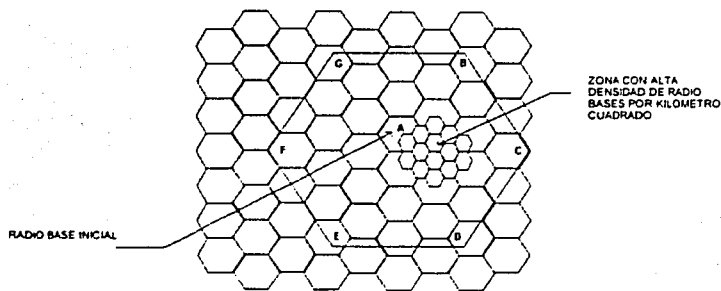


Fig. 5

En el caso de que se instale una radio base en un lugar determinado, se generan problemas de ruido en la conversación, cruce de llamadas, dificultad para poder establecer una llamada, etc. (ver fig. 6).

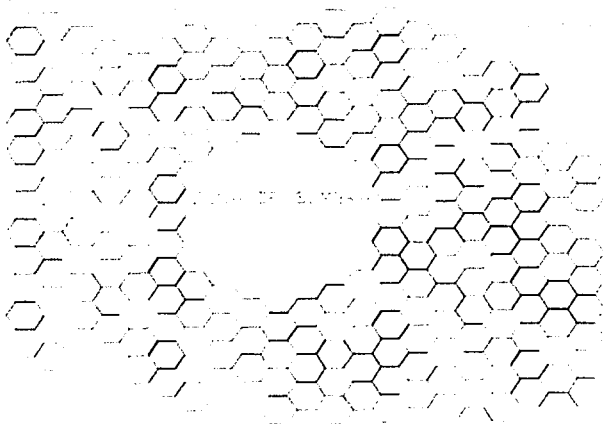


Fig. 6

## 1.7 TIPOS DE RADIOBASES Y SU CIMENTACIÓN.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Las radio bases pueden tener tres tipos de torre: arriostradas, autosoportadas ó monopolos; en las últimas dos la cimentación es muy importante, por lo que en esta tesis estudiaremos la cimentación del monopolo en la Zona I o Zona de Lomas donde tendremos dos alternativas, por medio de zapata aislada y/o pilote de punta.

Para comprender mejor el tema se realiza un breve comentario sobre este tipo de cimentaciones.

### Problemas básicos en el diseño de cimentaciones.

El diseño de la cimentación para grandes construcciones no se puede separar de los problemas generales de la estructura en construcción y de los diseños de ésta y de la configuración del terreno en general. Sin embargo, es útil considerar los aspectos específicos que se deben de contemplar en el diseño de la cimentación.

## **Exploración del terreno.**

Para propósitos del diseño de la cimentación, así como para el diseño constructivo y la adecuación del terreno en general, es necesario conocer las condiciones reales del terreno. Comúnmente, esta investigación consiste en dos partes: determinación de las condiciones de la superficie del suelo y de las condiciones del subsuelo. Las condiciones de superficie se determinan por medio de un estudio del terreno, que establece la geometría tridimensional de la superficie y la ubicación de objetos y características del terreno. Cuando éstos existen, la ubicación de objetos enterrados como los drenajes, líneas de energía y teléfono subterráneas, etc., también deben aparecer en el estudio del terreno.

A menos que se conozcan por exploraciones previas, las condiciones del subsuelo se deben determinar perforando la superficie para obtener muestras de material a diversos niveles debajo de ésta (por lo general aunque se tengan exploraciones previas se realiza un estudio de mecánica de suelos). La inspección y pruebas de campo sobre estas muestras y, en el laboratorio de pruebas, se usan para identificar los materiales y establecer una descripción general de las condiciones del subsuelo.

## **Adecuación del proyecto al sitio.**

La adecuación del proyecto al sitio consiste en posicionar la construcción en el sitio y definir o redefinir, en forma general, los contornos y características del terreno. La construcción se tiene que situar tanto horizontal como verticalmente. La adecuación de la superficie del terreno puede implicar tanto el retiro de materiales existentes (llamado corte) o la formación de una nueva superficie con materiales traídos o tomados de otros sitios del terreno (llamado relleno). Una parte importante de la adecuación del proyecto al sitio es el diseño del drenaje controlado del sitio para el desalojo de corrientes de agua.

### **Elección del tipo de cimentación.**

La primera parte formal del diseño de la cimentación es la determinación del tipo de sistema de cimentación que se va a usar. Esta decisión no se puede tomar, normalmente, hasta que las condiciones de la superficie y del subsuelo se conozcan con cierto detalle y estén determinados el tamaño, forma y ubicación de la construcción. En algunos casos, puede ser necesario hacer un diseño aproximado de varios posibles esquemas de la cimentación, a fin de comparar los resultados.

### **Diseño de los elementos de la cimentación.**

Una vez establecido el diseño de la construcción y la adecuación del proyecto al terreno, conocidas las condiciones del sitio y determinado el tipo de cimentación, el trabajo siguiente será el diseño detallado de los elementos estructurales individuales del sistema de cimentación.

### **Planificación de la construcción.**

En muchos casos, la construcción de la cimentación requiere de una planificación cuidadosa. Algunos de los problemas posibles incluyen: condiciones que requieren el desalojo del agua del terreno durante la construcción, arriostamiento lateral de la excavación, apuntalamiento de construcciones o edificios adyacentes, excavación en suelos con objetos que la dificultan, como grandes raíces de árboles o construcciones existentes, y trabajar con suelos difíciles como arcillas mojadas, arenas o cieno movedizo, suelos con muchos cantos rodados, etc. La factibilidad de tratar estos problemas, primero en términos de costo y demoras, puede influir en el diseño de la cimentación, así como en el posicionamiento de la construcción en el terreno y la adecuación general del terreno.

### **Inspección y pruebas.**

Durante el diseño y la construcción de la cimentación, muchas veces será necesario efectuar inspección o pruebas. Sean hechas por el diseñador u otros, los resultados de

las inspecciones y las pruebas se usarán para influir en las decisiones sobre el diseño para verificar la idoneidad de los diseños completos o de la construcción. La necesidad de este trabajo dependerá del tamaño y tipo de construcción, de las condiciones específicas del suelo, del tipo de sistema de cimentación y de los diversos problemas que se presenten durante la construcción.

Algunas de las inspecciones o pruebas ordinarias son las siguientes:

*Investigación preliminar del terreno.* Por lo general consiste en un estudio del sitio y algunas investigaciones mínimas del subsuelo previas a la construcción y, a menudo, antes del diseño final de la cimentación. Para proyectos mayores o condiciones difíciles del subsuelo, comúnmente se necesita tener información incluso antes de la adecuación preliminar del proyecto al sitio y del diseño de la torre.

*Configuración detallada del terreno.* En algunos casos, se necesita información adicional antes del diseño final o de la construcción de la cimentación. En algunos casos, se puede incorporar esta investigación a las primeras etapas del trabajo de cimentación, con cualquier ajuste de diseño necesario, hecho a medida que se realiza el trabajo.

*Inspección y pruebas durante la construcción.* Como mínimo, se debe inspeccionar visualmente la excavación terminada antes de que se realice cualquier construcción, a fin de comprobar que las condiciones reales encontradas son las supuestas en el diseño.

## **II ANTECEDENTES**

El estudio de Mecánica de Suelos se realizó en un predio ubicado en la Zona I o Zona de Lomas, por lo que se hará una descripción de la misma, además se analizará la seguridad de las cimentación conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal.

### **II.1 DEPÓSITOS DE LOMAS.**

#### **Características generales.**

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

#### **Zona Poniente.**

a) Sierra de las cruces. Está constituida por abanicos volcánicos de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva (principalmente en el Plioceno Inferior) y que fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores.

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

b) Pedregal del Xitle. Del cerro del Xitle descendió, hace unos dos mil años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Ángel. Las lavas descendieron sepultando dos importantes valles antiguos: uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el

mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltépetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de la Magdalena Contreras (fig. 7). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Ángel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

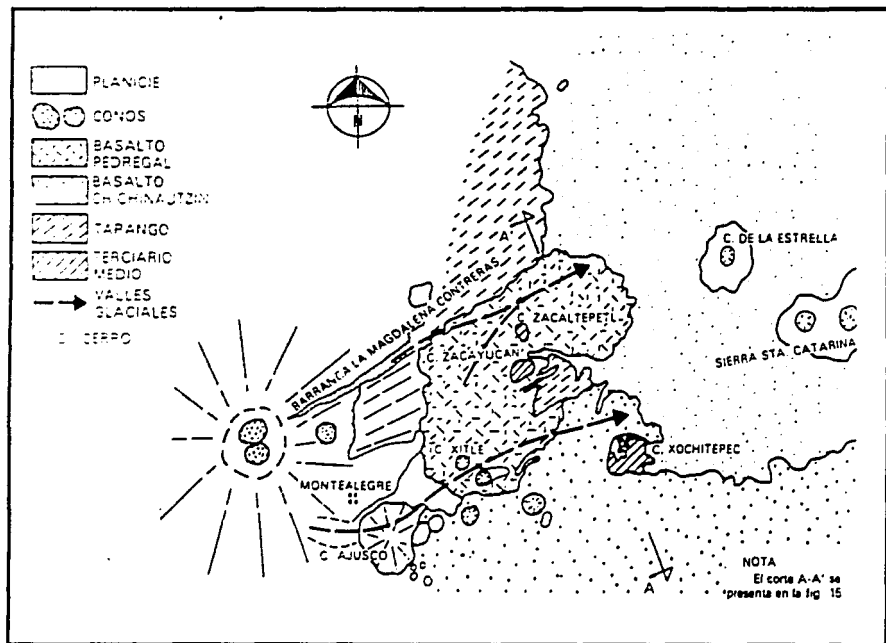


Figura 7 Geología del Pedregal del Xitle.

**TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN**



Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la Sierra de Xochitepec; este valle tuvo su cabecera en Monte Alegre. Este afluente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

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

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Ángel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Ángel deben existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas; el corte geológico de la figura 8 muestra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

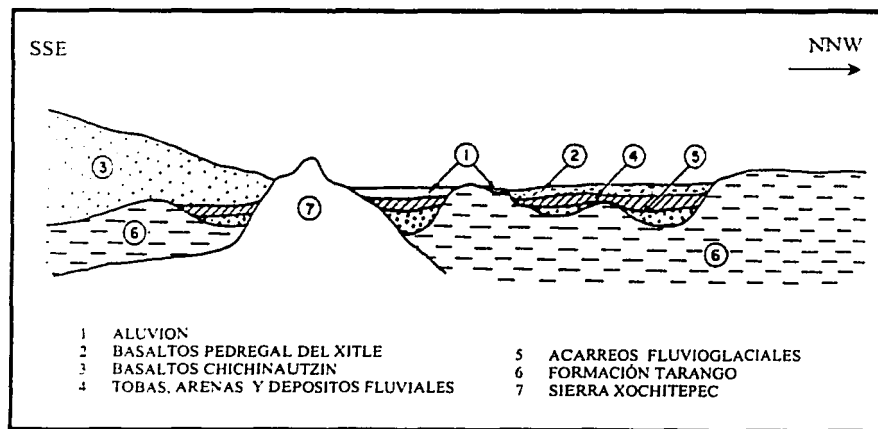


Fig 8 Sección Chichinautzin – Lomas cortando el Pedregal de San Ángel.

## **Zona norte.**

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

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

Una característica de la sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de las tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces durante el Mioceno y Pleistoceno Inferior.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior, las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciales, que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess. Finalmente, al azolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la sierra de Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte; de estos depósitos emerge esta sierra hoy como isla.

## II.2 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA.

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

- Horizontes de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumíticas.
- Lahares.
- Avalanchas ardientes.
- Depósitos glaciales.
- Depósitos fluvio-glaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos

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

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

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

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que otras son

fácilmente degradables y erosionables.

**Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arena azules.** Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

**Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvioglaciales.** Éstos depósitos presentan una compacidad y cimentación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que solo detiene su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

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

**Basaltos.** Son pedregales generados por el Xitle (fig. 8), formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

## **II.3 CIMENTACIONES.**

### **Objetivo de una cimentación.**

El objetivo principal de una cimentación es el transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable durante su vida útil.

### **Factores que determinan el tipo de cimentación.**

1. Cargas
2. Suelo
3. Técnica y economía

### **Clasificación de las cimentaciones.**

1. Cimentaciones superficiales.
  - Zapatas aisladas.
  - Zapatas corridas.
  - Losas.
2. Cimentaciones compensadas.
  - Cajón de cimentación.
3. Cimentaciones profundas.
  - Pilotes.
  - Pilas.

## **II.3.1 CIMENTACIONES POCO PROFUNDAS O SUPERFICIALES.**

### **Introducción.**

Se refiere a las cimentaciones en las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento; sin embargo, es evidente que no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación poco profunda de una profunda.

La preocupación del constructor por el comportamiento de las cimentaciones es, por supuesto, tan antigua como la construcción misma, pero hasta épocas relativamente recientes tal preocupación no se reflejó en intentos de analizar científicamente el comportamiento de las cimentaciones, tratando de establecer principios generales que sirvieran a la vez de normas tanto para el proyecto, como para la construcción de campo.

Durante mucho tiempo, la tecnología de las cimentaciones se estableció solamente bajo bases burdamente empíricas; más que de una técnica en el actual sentido de la palabra, resulta justificado hablar de un "arte de cimentar". El hecho de que con lo que hoy se antojan tan pobres armas, el constructor de antaño fuera capaz de realizar obras magníficas que perduraron hasta los tiempos actuales, más bien habla a favor de la inventiva y capacidad de adaptación de los ingenieros de otras épocas, que de la técnica que utilizaron. Hoy no resulta razonable seguir usando tan pobres medios y prescindir de los avances recientes en el conocimiento del campo, en nombre de las mayores realizaciones de la ingeniería clásica.

La transmisión de conocimientos puramente experimentales en forma de una auténtica tradición oral, fue, durante largos siglos, el único modo de que disponía un constructor para adquirir el arte de cimentar. Naturalmente, todos los vicios del conocimiento puramente experimental, sin bases científicas generalizadoras, estaban presentes en este método.

En el momento en que el ritmo de la construcción aumentó hasta niveles similares a los que hoy se conocen, el método del "arte" se transformó en algo particularmente peligroso, al aumentar el número de construcciones, con lo que, necesariamente, el arte de cimentar cayó en manos no siempre muy bien dotadas. Los fracasos que entonces se hicieron notar condujeron al primer intento de racionalizar la construcción de las cimentaciones. Los constructores de alguna determinada ciudad volvieron la vista a sus realizaciones bien logradas y, relacionando la carga soportada con el área del cimiento, trataron de establecer un valor "seguro" del esfuerzo que era posible dar al suelo de aquel lugar particular. Nacieron así las leyes "Código" o "Reglamento", que en muchas partes perduran en la actualidad. Sin embargo, basta pensar por un instante en las

complejidades y variaciones del suelo en cualquier lugar del planeta, para darse cuenta que la generalización que se persigue en un código urbano de tal estilo es, por lo menos, muy peligrosa. Además, hoy se dispone de una gran variedad de tipos de cimentación poco profunda, adaptable cada uno de ellos a tipos peculiares de suelos y estructuras, consiguiéndose con una buena combinación seguridad y economía máximas; es claro que los estudios que una técnica de tal naturaleza requiere, quedan muy lejos de la generalización burda que presupone un simple Código.

Las Teorías de Capacidad de Carga, desarrolladas a partir de 1920, proporcionaron una base más o menos científica al estudio de las cimentaciones. Combinadas con el creciente conocimiento de los suelos y sus propiedades mecánicas y con el mejoramiento de las técnicas de medición de campo, han permitido en la actualidad el desarrollo de una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones mucho más racional y avanzada que la que nunca antes poseyó el ingeniero. De lo anterior no debe seguirse que las teorías recientemente desarrolladas resuelven los problemas por completo; ya se ha insistido sobre sus limitaciones aún enormes. Pero tales teorías, auxiliadas por su clasificación y el estudio de los suelos y por mediciones del comportamiento de cimentaciones construidas, que permiten encasillarlas y asimilar correctamente las experiencias adquiridas, proporcionan una base común, que hace posible el intento de generalizar el conocimiento sobre cimentaciones, convirtiendo el arte de cimentar en una disciplina que tiende a lo científico cada vez más.

### **Clasificación de las cimentaciones poco profundas.**

Los tipos más frecuentes de cimentaciones poco profundas son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación.

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares y más raramente circulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de éstas al terreno en una mayor área, para lograr una presión apropiada. En ocasiones las zapatas aisladas soportan más de una columna. Las zapatas aisladas se construyen generalmente de concreto reforzado.

Las zapatas corridas son elementos análogos a los anteriores, en los que la longitud supera en mucho al 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 en 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.

Cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegándose al empleo de verdaderas losas de cimentación, construidas también de concreto reforzado, las que pueden llegar a ocupar toda la superficie construida.

No existe ningún criterio preciso para distinguir entre sí los tres tipos anteriores, siendo la práctica la norma para su distinción. También existen multitud de variedades de cimentaciones combinadas, en las que los tres tipos básicos se entremezclan al gusto del proyectista o del constructor, que se esforzará siempre por extraer del suelo el mayor partido posible, combinando los factores estructurales con las características del terreno de la manera más ventajosa en cada punto.

Si aún en el caso de emplear una losa corrida la presión transmitida al subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de éste, es evidente que habrá de recurrirse a soportar la estructura en estratos más firmes, que se encuentran a mayores profundidades. Llegándose así a las cimentaciones profundas.

### **II.3.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS.**

#### **Introducción.**

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda, del tipo de las descritas anteriormente. En tal caso será preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces éstos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como



apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo. En todos estos casos se hace recurrir al uso de cimentaciones profundas.

### **Tipos de cimentaciones profundas.**

Los elementos que forman las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente se distinguen entre si por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección circular o rectangular, que son las más comunes.

Los elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 m y 1.0 m se denominan pilotes. A pesar del amplio rango de dimensiones que se indicó, la inmensa mayoría de los pilotes en uso tienen diámetros o anchos comprendidos entre 0.30 m y 0.60 m; pueden ser de madera, concreto o acero.

Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 m, pero no excede del doble de ese valor suelen llamarse pilas. Sin embargo, no se ha establecido hasta hoy una distinción definida entre pilas y pilotes y el criterio arriba expuesto tiene el único mérito de ser seguido por un cierto número de especialistas. Para otros una pila es simplemente un elemento que, trabajando exactamente igual que una zapata, transmite cargas a mayor profundidad que la que suele considerarse en aquellas; según estos especialistas un elemento es pila cuando la relación profundidad a ancho es 4 o mayor, en tanto que para una zapata suelen considerarse relaciones de orden de 1. En cualquier caso, las pilas se construyen de mampostería o de concreto.

Por último, se requieren muchas veces elementos de mayor sección que los anteriores a los que se da el nombre de cilindros, cuando son de esa forma geométrica o cajones de cimentación, cuando son paralelepípedicos. Los diámetros de los primeros suelen oscilar entre 3.0 y 6.0 m, se construyen huecos para ahorro de materiales y de peso, con un tapón en su punta y siempre se hacen de concreto. Los cajones tienen anchos similares, son huecos por la misma razón y se construyen con el mismo material.

En nuestro caso las alternativas de cimentación para la torre de telefonía celular serán el de una zapata aislada o una pila y en dado caso una combinación de éstas.

## **PILAS.**

Como ya se ha dicho, no existe entre pilas y pilotes una diferencia más substancial que su diámetro. La capacidad de carga y los asentamientos en pilas pueden establecerse en la misma forma descrita para los pilotes.

Las pilas pueden ser preexcavadas a mano o con maquinaria especial, pues sus dimensiones prohíben su hinc a golpes. El procedimiento denominado del pozo seco consiste simplemente en fabricar manualmente un pozo hasta el estrato resistente, convenientemente adomado y de dimensiones tales que un hombre por lo menos pueda trabajar en su interior; como su nombre lo indica, el método sólo puede aplicarse en terrenos secos o en los que las filtraciones sean muy pequeñas. El llamado método Chicago es una variante del anterior, en la que se va excavando el material hasta una profundidad del orden de 1 a 2 m, según su consistencia; la excavación se adema con largueros verticales de madera, que se mantienen con anillos de acero; se continúa después la excavación, repitiendo las operaciones de adomado en cada tramo; al alcanzar el nivel de apoyo, suele ampliarse la base, para mejorar el poder portante del elemento. el hueco así producido, se rellena de concreto. Si las filtraciones de agua resultan grandes puede usarse el método Gow en el cual se van introduciendo en el terreno secciones tubulares de acero, telescópicamente, excavando a mano el material que va quedando dentro de cada sección (ver figura 9).

Los métodos de excavación a mano resultan muy costosos en la actualidad, por lo que se han desarrollado últimamente máquinas capaces de construir pilas, que además no tienen la limitación que la presencia de agua impone a los métodos manuales. Entre éstas destaca la máquina Benoto, de patente francesa, que fabrica pilas del orden de 1 m de diámetro.

La excavación se realiza hincando un tubo exterior resistente, del que se va extrayendo el material usando una cuchara de almeja. El tubo se hinca con un efecto combinado de

presión y rotación alternado, con lo que se asegura que no se adhiera al suelo. Al terminar la perforación se vacía dentro concreto, a la vez que se extrae la tubería de perforación.

Para tener una buena elección del tipo de cimentación es indispensable tener una investigación del subsuelo completa a fin de poder tomar una solución segura y económica que cumpla con todos los requisitos que marquen los Reglamentos y Normas de cada localidad.

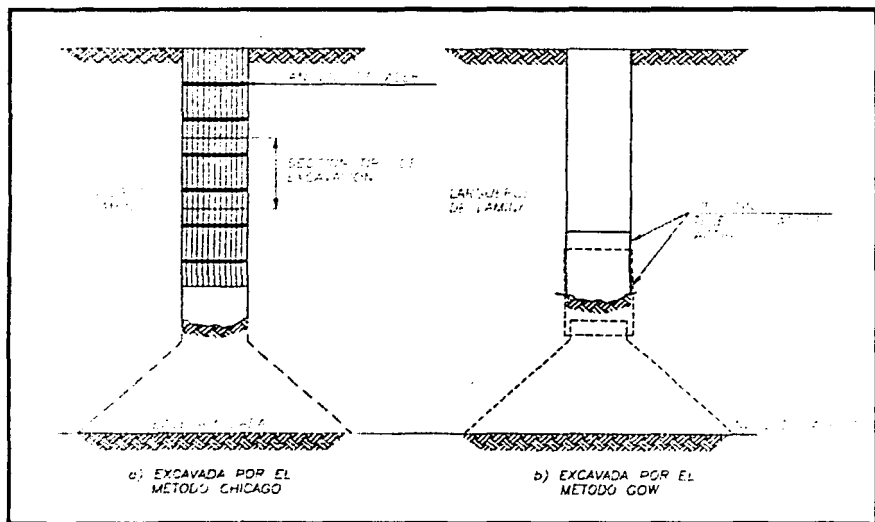


Fig. 9

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## **II.4 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO.**

### **Reconocimiento del subsuelo.**

En la porción de la Zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debido a variaciones del grado de cementación de los materiales que lo constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

### **Exploraciones.**

En nuestro caso: Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

## **Determinación de Propiedades.**

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de carga que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas, y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas, estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de estabilidad o de los movimientos de la construcción.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

## **II.5 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES.**

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los artículos 193, 223 y 224 del Reglamento, en comparar (para cada elemento de la cimentación y para ésta en su conjunto) la capacidad de carga del suelo

con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

*Nota: en nuestro caso, el estudio de mecánica de suelos fue para una pila de cimentación, ya que por la poca superficie que tiene el sitio es lo más favorable de realizar. Por lo tanto en este capítulo sólo mencionaremos el Estado Límite de Falla y el Estado Límite de Servicio para cimentaciones someras ya que para pilas se mencionaran en el estudio de mecánica de suelos del Capítulo III de esta tesis.*

### **Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas).**

#### **II.5.1 Estados Límite de Falla.**

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales. En nuestro caso para suelos friccionantes.

$$\sum Q F_c / A < [p_v (N_q - 1) + \gamma B N_{q,2}] F_R + p_v \quad \dots (2.1)$$

donde:

$\sum Q F_c$ , suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada (en el nivel de desplante), afectada por su respectivo factor de carga, t.

A, área del cimiento, m<sup>2</sup>.

$p_v$ , presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m<sup>2</sup>.

$p_v$  . presión vertical efectiva a la misma profundidad,  $t/m^2$ .

$\gamma$  . peso volumétrico del suelo,  $t/m^3$ .

$B$  . ancho de la cimentación, m.

$N_q$  . coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El coeficiente  $N_q$  se multiplicará por  $1 + (B/L) \tan \phi$  para cimientos rectangulares y por  $1 + \tan \phi$  para zapatas circulares o cuadradas.

$N_\gamma$  . coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

El coeficiente  $N_\gamma$  se multiplicará por  $1 - 0.4 (B/L)$  para cimientos rectangulares y por  $0.6$  para cimientos circulares o cuadrados.

$F_R$  . Factor de resistencia especificado que se especifica en las Normas.

(También podrá utilizarse como alternativa una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la de penetración estándar o en resultados de pruebas presiométricas y respaldada por evidencias experimentales).

Además, al emplear las relaciones anteriores, se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro  $\phi$  estará dado por:

$$\phi = \text{Ang } \tan(a \tan \phi^*) \dots (2.2)$$

donde  $\phi^*$  es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70%, el coeficiente  $\alpha$  será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

- b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho  $B$  de la cimentación sea mayor que la profundidad  $Z$  del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico  $\alpha$  a considerar en la ecuación 2.1 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B)(\gamma_m - \gamma') \dots (2.3)$$

donde:

$\gamma'$  = peso volumétrico sumergido del suelo (entre las profundidades  $Z$  y  $(B/2)\tan(45+\phi/2)$ ).

$\gamma_m$  = peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático,  $t/m^3$ .

- c) En el caso de combinaciones de carga (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia  $e$  del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \dots (2.4)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes  $x$  y  $y$ ), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será  $A' = B'L'$ .



Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación se multiplicará el coeficiente  $N_q$  de la ecuación 2.1 por  $(1 - \tan \delta)^2$ , donde  $\delta$  es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical).

- d) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis llímite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia siguiente:
- a. 0.35 para la capacidad de carga (ante cualquier combinación de acciones) en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
  - b.  $\{0.7 (1 - s/5)\}$ , en que  $s$  es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre un pilote, (para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción) ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.
  - c. 0.7 para los otros casos.
- e) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en la ecuación 2.1 deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción del Departamento que es aplicable otro valor.

f) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas.

- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.
- Demolición o refuerzo de bóvedas.
- Desplante bajo el piso de las cavidades.

### II.5.2 Estados Limite de Servicio.

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo (generado por la segunda combinación de acciones) se calcularán cuando proceda, como se indica en el artículo 203 del capítulo de diseño sísmico (del Reglamento). La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[ \frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \dots (2.5)$$

donde:

$\Delta H$  asentamiento de un estrato de espesor  $H$ .

$e_0$  relación de vacíos inicial.

$\Delta e$  variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical  $\Delta p$  inducido a la profundidad  $z$  por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

$\Delta z$  espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical  $\Delta p$  inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

Los asentamientos esperados de una cimentación se podrán valorar por procedimientos distintos al enunciado, bajo la responsabilidad del Director Responsable de Obra y del Corresponsable en seguridad estructural.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## **II.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES.**

El procedimiento de construcción de las cimentaciones deberá ajustarse a las hipótesis de diseño, garantizar la integridad de los elementos de cimentación y su seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

### **Cimentaciones someras.**

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplantes estarán libres de cuerpos sueltos o extraños.

En el caso de los elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicaran procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que pueda afectar sus características de resistencia o durabilidad.

### **Cimentaciones con pilotes o pilas.**

Nos enfocaremos a las pilas o pilotes colados en el lugar por que así lo marca el proyecto.

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si, por el contrario, se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la penetración para verificar

que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar una área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90% del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser del 50% del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el sangrado del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilas de menos de 60 cm de diámetro hasta 20 m de profundidad, ni de menos de 80 cm hasta 30 m, ni de menos de 100 cm hasta

profundidades mayores. No deberán construirse pilas con diámetro mayor de 120 cm sin ademe o con ademe a base de lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 4% de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será del 2% de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3% para mayor profundidad.

Durante la construcción, se realizarán todas las mediciones requeridas para conocer si ocurre cualquier movimiento imprevisto del suelo que pueda ocasionar daños la propia construcción, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.

### III. MECÁNICA DE SUELOS

Partiendo de la base de que en la Cd. de México y zona aledaña, existen tres tipos de suelo; La Zona I o de Lomas, La Zona II o de Transición y la Zona III o Zona de Lago, para cada zona se utilizan diferentes tipos de exploración, así como la realización de pruebas de laboratorio diferentes para cada zona, por lo que el tiempo de terminación del estudio y los trabajos a realizar tanto en campo como en laboratorio son más tardados según la zona y a su vez más costosos, por el alcance de la tesis sólo se comentará la zona I:

#### **Para la Zona I o Zona de Lomas.**

Se debe de considerar la realización de un sondeo del tipo mixto alternando penetración estándar y avance por rotación con brocas de tungsteno y/o diamante, con extracción de muestras inalteradas hasta una profundidad variable entre 6.00 a 10.00 metros (dependiendo la resistencia del terreno y/o a consideración del ingeniero especialista en geotecnia).

En laboratorio la realización de pruebas de tipo índice tales como; pruebas de clasificación visual y al tacto, contenido de agua, peso volumétrico y en caso de ser posible y/o necesario, pruebas de densidad de sólidos, límites de consistencia y análisis granulométrico. Todo en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

#### **En los sitios donde sea difícil el acceso para los equipos de exploración:**

Se podrán realizar de uno a dos pozos a cielo abierto de 2.00 a 3.00 m de profundidad con extracción de muestras cúbicas inalteradas y obtención de muestras alteradas.

Los ensayos de laboratorio a realizar serán del tipo índice y en caso de ser posible y/o necesario la realización de los ensayos de tipo mecánico (de resistencia). En base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

**FINALMENTE**, para las tres zonas (I, II y III), la realización de un informe técnico, en donde se incluirán los resultados e interpretación de la exploración del subsuelo, ensayos de laboratorio, corte estratigráfico, determinación de capacidad de carga, cálculo de asentamientos, profundidad de desplante, tipo(s) de cimentación factibles de emplearse, conclusiones, recomendaciones y reporte fotográfico.

A continuación se muestra el índice del estudio de mecánica de suelos y el alcance para esta tesis:

## **INDICE**

### **III.1 ANTECEDENTES.**

### **III.2 EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.**

*III.2.1 Generalidades.*

*III.2.2 Pozos a cielo abierto.*

*III.2.3 Sondeos con equipo mecánico.*

### **III.3 PRUEBAS DE LABORATORIO.**

*III.3.1 Muestras alteradas.*

*III.3.2 Muestras inalteradas.*

### **III.4 GEOLOGÍA Y SISMICIDAD.**

### **III.5 CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS.**

*III.5.1 Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés.*

### **III.6 ANÁLISIS DE CIMENTACIONES.**



Contenedor.

*III.6.1 Primera Alternativa para contenedor mediante losa de cimentación.*

*III.6.1.1 Elección de la alternativa de Cimentación.*

*III.6.1.2 Determinación de la Capacidad de Carga.*

*III.6.1.3 Dimensionamiento de la cimentación.*

*III.6.1.4 Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas.*

*III.6.1.5 Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas.*

*III.6.1.6 Estado Limite de Servicio.*

*III.6.1.7 Procedimiento Constructivo.*

Torre Monopolo Camuflada.

*III.6.2 Segunda Alternativa para la torre mediante Pilas.*

*III.6.2.1 Elección de la alternativa de Cimentación.*

*III.6.2.2 Determinación de la Capacidad de Carga.*

*III.6.2.3 Dimensionamiento de la cimentación.*

*III.6.2.4 Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas.*

*III.6.2.5 Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas.*

*III.6.2.6 Estado Limite de Servicio.*

*III.6.2.7 Procedimiento Constructivo.*

**III.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

### III.1. ANTECEDENTES

Se solicitó realizar un estudio de Mecánica de Suelos para una radio base de transmisión de comunicación celular con una torre monopolo camuflada de sección circular, en el predio ubicado en la Zona I .

De acuerdo al proyecto se requiere construir una torre de 24 m de altura y un contenedor con las características que se muestran en los planos AP-02, AP-03 que se muestran en el Anexo de esta tesis, con la ubicación dentro del predio como se muestra en dichos planos. De acuerdo a los datos proporcionados por el cliente las cargas que transmitirá la antena será del orden de 9500 kg las cuales no han sido afectadas por el factor de carga correspondiente.

La topografía del terreno es plana y se encuentra en la parte alta de una ladera, en el área donde se construirá la torre existe un área sobreelevada por materiales de rellenos de mala calidad y colocados a volteo, los cuales fueron colocados en forma aleatoria para dejar un área semiplana en la zona propuesta para la ubicación de la escuela y colinda con una estructura de uno y dos niveles la cual tiene un muro divisorio de 2.5 m de altura que tiene un desplante mínimo de 3.0 m con respecto al nivel actual del jardín que se encuentra sobreelevado 2.5 m aprox. por arriba del nivel de banqueta de la calle y la cual queda apoyada sobre los materiales de depósito natural de acuerdo al sondeo realizado. La sala (contenedor) se adaptará en la planta baja que se encuentra a  $-0.85$  m del nivel de banqueta de la calle y la superficie es horizontal con la ubicación que se indica en el corte A-A del plano AP-02.

Con objeto de determinar las alternativas de cimentación más adecuadas para las estructuras proyectadas, se efectuaron diversos análisis de Mecánica de Suelos, basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el sitio de interés, así como en las propiedades mecánicas de los materiales determinadas mediante pruebas de campo y de laboratorio.

En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones, para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzgue más adecuada para las estructuras proyectadas.

### **III.2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.**

#### **III.2.1 Generalidades.**

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación, para lo anterior se realizaron en el sitio de interés un sondeo exploratorio profundo a 13 m de profundidad y un pozo a cielo abierto.

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo se han ideado pruebas de campo y laboratorio que permiten obtener en forma aproximada valores y propiedades índice y mecánicas de los suelos. Estos datos permiten tener elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá con lo que podrá dictaminarse la recomendación de la cimentación a emplear.

La exploración del suelo en campo puede realizarse de dos maneras:

- 1.- Exploración Directa
- 2.- Exploración Indirecta

En la Exploración Directa se obtienen muestras de suelo alteradas o inalteradas de las cuales se llevarán al laboratorio para su ensaye, mientras que en la Exploración Indirecta se obtienen las propiedades físicas del suelo a través de la propagación de ondas sísmicas, conducción de corriente eléctrica, propagación de ondas sónicas.

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, o bien cuando

las construcciones sean de importancia, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades considerables (más de 15 m de profundidad). Ahora bien, si se cimentara en zonas minadas, con oquedades por su misma formación geológica o que contengan grandes capas de rellenos ya sean naturales o artificiales, se considerará conveniente utilizar los métodos de Exploración Indirecta, ya que estos nos permitirían conocer una porción más amplia del terreno.

Respecto al propósito con el que se toman las muestras, estas se dividen en muestras de inspección y muestras para el laboratorio. De las muestras de inspección solo se requiere que sean representativas. En cambio, las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos con respecto al tamaño, método de obtención, embarque, etc.

Tanto las muestras de inspección como las de laboratorio pueden ser inalteradas, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno de donde procede y alteradas cuando se modifica básicamente su estructura sin cambios químicos. Las muestras de suelo alteradas pueden ser :

- a) Representativas: cuando han modificado su estructura, conservando sus componentes.
- b) No representativas: cuando además de haber modificado su estructura, han perdido alguno de sus componentes.

Para nuestro propósito, la Exploración Directa con cualquiera de los métodos expuestos es recomendable, por la rapidez en la obtención de las muestras y que requiere de equipo menos sofisticado, lo cual implica que sea más económico el estudio y se obtienen buenos resultados. Cabe aclarar que cuando el suelo de cimentación sea conflictivo, en el caso de minas u oquedades por ejemplo, no se restringirá el uso de uno o más de los métodos de Exploración Indirectos.

### III.2.2 Pozos a cielo abierto.

Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

El método queda limitado principalmente al tipo de material y/o a la posición del nivel de agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo en caso necesario.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso no se detecto hasta máxima profundidad explorada, ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza hasta 2 ó 2.5 m , de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm. de lado por 20 cm. de profundidad, este trozo de suelo se empaqueta debidamente y se envía al laboratorio para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.

Es importante mencionar que la excavación y todos los trabajos realizados deberán estar supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos, para que ahí mismo realice sencillas pruebas de campo que determinen de manera preliminar el tipo de suelo y algunas de sus características como granulometría, plasticidad, entre otras.

La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y de las colindancias.

Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas.

Los pozos también deben permitir obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes y de las cimentaciones antiguas en el predio mismo en el que caso de que existan.

Para determinar las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, en particular en el área donde se desplantará la estructura proyectada, se realizó la excavación de un pozo a cielo abierto a 2.30 m de profundidad, denominado PCA - 1, con la ubicación que se muestra en plano AP-01. Se determinó la resistencia de los materiales in situ, mediante un penetrómetro manual instrumentado y se inspeccionaron sus paredes determinando la estratigrafía mediante la clasificación de los materiales, con técnicas de campo y obteniendo muestras representativas alteradas de los materiales encontrados y una muestra cúbica inalterada de los materiales de depósito natural.

El perfil del pozo excavado se indica en la figura 11 del Anexo y en el plano AP-02 se presenta el corte A-A del terreno ubicándolo dentro del mismo, donde será colocada la pila de cimentación.

### **III.2.3 Sondeos con equipo mecánico.**

Además de realizar la excavación de un pozo a cielo abierto, es necesario la realización de un sondeo más profundo en el sitio de interés. Como se menciono anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y

filtración del agua freática, por lo que en este caso se requiere hacer un sondeo de tipo Mixto, denominado SPT-1 que se realizó a 13 m de profundidad alternando la penetración estándar y avance con rotación de brocas de tungsteno y/o diamante con extracción de muestras inalteradas hasta una profundidad variable y que se determino en campo fuera a 13 m, con el objeto de conocer la estratigrafía del subsuelo obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga, la ubicación del sondeo realizado que se presenta en el plano AP-01 del Anexo, a continuación se presenta en que consiste:

### **III.2.3.1 Método de penetración estándar.**

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes  $N$  necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración.

Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm. constituyen el valor de  $N$ .

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de  $N$  son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de  $N$  deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito. A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck :

**Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar**

No. DE GOLPES POR 30 cm. N	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

No. DE GOLPES POR 30 cm. N	CONSISTENCIA
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA

En las figuras 12 y 13 del Anexo se presentan el registro de campo y el perfil estratigráfico del sondeo mixto realizado.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



### **III.3 PRUEBAS DE LABORATORIO.**

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades Índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:

#### **III.3.1 Muestras alteradas.**

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

##### **Propiedades Índice**

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto.
- 2.- Contenido de Humedad.
- 3.- Análisis Granulométrico.
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg.
- 5.- Densidad de Sólidos.

#### **III.3.2 Muestras inalteradas.**

A las muestras cúbicas inalteradas se les realizaron las siguientes pruebas:

##### **Propiedades Índice**

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto.
- 2.- Contenido de Humedad.
- 3.- Análisis Granulométrico.
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg.
- 5.- Densidad de Sólidos.

## **Propiedades Mecánicas.**

### **1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante.**

a) Compresión Simple.

b) Compresión Triaxial Rápida UU.

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua.

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las figuras del Anexo.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

En las figuras del Anexo se presentan los registros de laboratorio y la gráfica de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada no drenada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural.

En las figuras 14 a 22 del Anexo se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del pozo a cielo abierto y del sondeo de tipo mixto realizados en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

### III.4 GEOLOGÍA Y SISMICIDAD.

El predio de interés forma parte de la Sierra de las Cruces ubicada al occidente de la Cuenca del Valle de México conocida como Zona de Lomas, de acuerdo con la zonificación de los materiales del subsuelo, y denominada geotécnicamente Formación Tarango. En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y lenticular, y se encuentran constituidos por los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones en grandes volcanes andesíticos estratificados .

- a ) Horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variable, producida por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.
- b ) Capas de erupciones pumíticas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.
- c ) Lahares, definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

El área de interés se encuentra en la parte baja de un talud de una loma, en la que para tener superficies horizontales sobre las que se han desplantado las construcciones existentes se han construidos terraplenes, que en la zona en que se construirá la torre y se adaptara el contenedor alcanza espesores del orden de 3.3 y 0.80 m respectivamente, se encuentra limitado por un talud de 8 m de altura, aproximadamente. La parte baja del terreno, sobre la que se adaptara el contenedor, presenta rellenos de calidad media y arcillas redepositadas en estado natural con una profundidad máxima de 3.2 m de profundidad, subyaciendo a los materiales antes mencionados y hasta una profundidad de 7.4 m de profundidad se encuentra una toba volcánica arenosa poco limo arcillosa, café clara, de compacidad variable entre medianamente compacta y compacta, poco compresible, únicamente en su parte

inferior se tiene una arcilla arenosa negra con gravas de consistencia firme, posteriormente desde 7.40 m y hasta una profundidad de 13.10 m que fue la máxima explorada se encontró un estrato rocoso de tipo andesítico con un RQD de 50% que corresponde a una roca poco fracturada, únicamente en el primer metro y medio es decir entre 7.40 y 8.90 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta la roca tiene un RQD inferior al 45% lo que se resulta ser una roca muy fracturada con una capacidad de carga del orden de  $30 \text{ ton/m}^2$  de acuerdo a su correlación con otros materiales semejantes de la misma zona .

De acuerdo a la información existente 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. Considerando las observaciones hechas en recorridos efectuados en la vecindad del predio de interés, donde no se detectaron indicios de la existencia de cavidades en el subsuelo, como depresiones o agrietamientos del terreno, en general observando la morfología, así como los accidentes del área estudiada y tomando en cuenta la exploración realizada, se concluye que la probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo en el predio de interés, es muy baja.

A esta zona le corresponde un coeficiente sísmico de 0.16, de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones.

### **III.5. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS.**

#### **III.5.1 Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés.**

En particular el terreno de interés se encuentra en la parte baja de una ladera en una zona en que los materiales del subsuelo corresponden a depósitos tobaceos y macizos rocoso de tipo andesítico, a los cuales les sobreyacen materiales aluviales producto de la erosión y transporte aluvial de los materiales superficiales por ser la parte baja de la

ladera, formado por depósitos aluviales constituidos por clásticos de diversos tamaños, predominando las arenas finas arcillosas, que hacia la superficie son poco limosas.

De acuerdo a la exploración realizada se encontró a partir del nivel de jardín (ubicado en la parte trasera de la casa y cuyo nivel de piso esta 2.65 m por arriba del nivel de banquetta) materiales de relleno de mala calidad colocados a volteo con un espesor de 2.5 m, estos materiales están constituidos por arcillas arenosas poco limosas que empacan material orgánico, basura y pedacería de construcción, café obscuro, con raíces, de compacidad media; subyaciendo a los rellenos y hasta 7.40 m de profundidad, se encontraron materiales aluviales constituidos por depósitos aluviales y en su parte superior por arcillas plásticas de color negro de consistencia variable entre media y firme, mientras que en su parte inferior con un espesor de 4.2 m se detectó una arena fina limosa poco arcillosa, café claro, medianamente compacta en su parte superior y compacta en la parte inferior; el porcentaje de finos se incrementa conforme se profundiza el estrato, finalmente entre 7.40 y 13.10 m se detecto un macizo rocoso de tipo andesítico muy fracturado en la parte superior donde se tienen gravas ígneas extrusivas, con redondez que varía de subangulosa a redondeados, con diámetros hasta de 4", empacadas en una matriz arenosa de media a fina, poco limosa, en estado compacto, y poco fracturado en su parte inferior.

Las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, determinadas mediante los trabajos de exploración realizados en el pozo a cielo abierto presenta la siguiente secuencia:

#### POZO A CIELO ABIERTO PCA - 1

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 2.30	Relleno constituido por una arena limosa, poco arcillosa, café obscuro, con raíces y fragmentos de tabique aislados, con contenido de agua medio de 36%, de compacidad suelta a media, con índice de resistencia medida con penetrometro manual de 0.2 kg/cm <sup>2</sup> , del grupo SM según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S).

En general las características estratigráficas de los materiales del subsuelo, definidas mediante los trabajos de exploración realizados en el sondeo mixto, presentan la siguiente secuencia:

<b>SONDEO MIXTO SPT – 1</b>	
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
De 0.00 – 0.25	Rellenos constituidos por concreto con arena arcillosa gris claro, con contenido natural de agua medio de 6%, en estado compacto, avance con barril a rotación.
De 0.25 – 0.80	Fragmentos de roca con concreto, avance con barril a base de rotación, material de roca colocado en forma manual (cimienta).
De 0.80 a 3.20	Arcilla plástica de color negro, arenosa, con consistencia variable entre media y firme, contenido natural de agua medio de 18%, de límite plástico de 17%, límite líquido de 27%, índice plástico de 10%, cohesión de 4.5 t/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 16° y peso volumétrico de 1.51 t/m <sup>3</sup> determinado en prueba de compresión triaxial rápida UU; índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 7 y 18 golpes.
De 3.20 – 6.00	Arena fina limosa de color café oscuro, en estado medianamente compacto, contenido natural de agua de 35%, índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 10 y 37 golpes.
De 6.00 a 7.40	Arcilla arenosa gris oscuro con gravas en la parte inferior, contenido natural de agua de 13%, índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 18 y 50 golpes, de consistencia dura.
De 7.40 a 13.10	Roca de tipo andesítico empacado en una matriz arcilloarenosa de color gris y café claro, con un RQD variable entre 45 y 60% el cual se incrementa conforme se profundiza, contenido natural de agua promedio de 6%.

El nivel de aguas freáticas no se encontró hasta la máxima profundidad explorada y en la fecha en que se realizó la exploración.

El área de interés se encuentra en la parte baja de un talud de una loma, en la que para tener superficies horizontales sobre las que se han desplantado las construcciones existentes se han construido terraplenes, que en la zona en que se construirá la antena y el contenedor alcanza espesores del orden de 3.3 y 0.80 m respectivamente, se encuentra limitado por un talud de 4 m de altura, aproximadamente. La parte baja del terreno, sobre la que se adaptara el contenedor, presenta rellenos de calidad media y arcillas redepositadas en estado natural con una profundidad máxima de 3.2 m de profundidad, subyaciendo a los materiales antes mencionados y hasta una profundidad de 7.4 m de profundidad se encuentra una toba volcánica arenosa poco limo arcillosa, café clara, de compacidad variable entre medianamente compacta y compacta, poco compresible, únicamente en su parte inferior se tiene una arcilla arenosa negra con gravas de consistencia firme, posteriormente desde 7.40 m y hasta una profundidad de 13.10 m que fue la máxima explorada se encontró un estrato rocoso de tipo andesítico con un RQD de 50% que corresponde a una roca poco fracturada, únicamente en el primer metro y medio es decir entre 7.40 y 8.90 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta la roca tiene un RQD inferior al 45% lo que se resulta ser una roca muy fracturada.

De acuerdo a la información existente 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. Considerando las observaciones hechas en recorridos efectuados en la vecindad del predio de interés, donde no se detectaron indicios de la existencia de cavidades en el subsuelo, como depresiones o agrietamientos del terreno, en general observando la morfología, así como los accidentes del área estudiada y tomando en cuenta la exploración realizada, se concluye que la probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo en el predio de interés, es muy baja.

### III.6. ANÁLISIS DE CIMENTACIONES.

Considerando las características estratigráficas y mecánicas del subsuelo antes descritas, en particular que el área de interés se encuentra en la parte baja de un talud de una loma, en la que para tener superficies horizontales sobre las que se han desplantado las construcciones existentes se han construido terraplenes; que en la zona en que se construirá la antena y el contenedor alcanza espesores del orden de 3.3 y 0.80 m respectivamente, la parte baja del terreno, sobre la que se construirá el contenedor, presenta rellenos de calidad media y arcillas redepositadas en estado natural con una profundidad máxima de 3.2 m de profundidad, subyaciendo a los materiales antes mencionados y hasta una profundidad de 7.4 m de profundidad se encuentra una toba volcánica arenosa poco limo arcillosa, café clara, de compactidad variable entre medianamente compacta y compacta, poco compresible, únicamente en su parte inferior se tiene una arcilla arenosa negra con gravas de consistencia firme, posteriormente desde 7.40 m y hasta una profundidad de 13.10 m que fue la máxima explorada se encontró un estrato rocoso de tipo andesítico, y tomando en cuenta el proyecto arquitectónico y estructural se determinó que la alternativa de la cimentación más adecuada para el contenedor, estará desplantado mediante una losa de cimentación a menos 1.0 m con respecto al nivel de banqueta sobre una plataforma de materiales mejorados (base granular controlada) con un espesor mínimo de 0.40 m, diseñada para una capacidad de carga de  $10 \text{ ton/m}^2$  y para la torre monopolo será mediante una pila de 10 m de longitud diseñada para una capacidad de carga de  $59 \text{ ton/m}^2$ , debido a que en esta área se tienen rellenos de 2.5 m (mínimo) por arriba del nivel de banqueta y arcillas plásticas negras del orden de 3.5 m por debajo del nivel de banqueta, por lo que a partir de 6 m aparecen materiales aluviales y a partir de 9.5 m se tienen materiales de depósito rocoso de tipo andesítico.



TIPO DE ESTRUCTURA	TIPO DE CIMENTACION	NIVEL DE DESPLANTE	ESPECIFICACIONES
CONTENEDOR	LOSA DE CIMENTACION	SUPERFICIAL Y APOYÁNDOSE EN UNA CAPA DE BASE GRANULAR DE 40 CM	SE DEBERÁ VERIFICAR EL DESPALME A 1.40 M DE PROFUNDIDAD CON RESPECTO AL NIVEL DE BANQUETA
MONOPOLO	PILA CIRCULAR DE 1 M DE DIAMETRO	10 M CON RESPECTO A NIVEL DE JARDIN	SE DEBERÁ EMPOTRAR A 0.50 M COMO MINIMO

A continuación se presentan los criterios aplicados para el análisis de los estados límites de falla y de servicio, de las alternativas de cimentación elegidas y los resultados obtenidos.

## CONTENEDOR

### III.6.1 Losa de cimentación.

#### III.6.1.1 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 expresión<sup>1</sup>:

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

<sup>1</sup> Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Quinta Época No. 40, México, D.F. 12 de Noviembre de 1987.

en donde :

$C_a$  : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las zapatas, en  $t/m^2$

$c$  : 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 de la cimentación en m.

$B$  : ancho del cimiento, en m.

$L$  : largo del cimiento, en m.

$P_v$  : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en  $ton/m^2$ .

$N_q$  : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por

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

siendo :

$\phi$  : 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.

$\gamma$  : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en  $t/m^3$

$N_\gamma$  : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:

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

$N_\gamma$  : 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  $5 \text{ ton/m}^2$ , un ángulo de fricción interna de  $12^\circ$  y un peso volumétrico de  $1.5 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de los resultados de las pruebas de compresión axial no confinada realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño de  $10 \text{ ton/m}^2$ .

TIPO DE ESTRUCTURA	TIPO DE CIMENTACIÓN	CAPACIDAD DE CARGA
CONTENEDOR	LOSA DE CIMENTACIÓN DESPLANTADA SOBRE UNA PLATAFORMA DE MATERIALES CONTROLADA GRANULARES DE 40 CM DE ESPESOR	10 TON/M <sup>2</sup>
MONOPOLO	PILA CIRCULAR DE 1.0 M DE DIÁMETRO Y DESPLANTADA A 10 M DE PROFUNDIDAD	59 TON

### III.6.1.2 Dimensionamiento de la cimentación.

Para el dimensionamiento de la cimentación 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.

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 cimientto el ancho efectivo de éste, deberá considerarse igual a:

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

donde :

B' : ancho reducido, en m.

B : ancho de la cimentación, 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 Pétreo o de Lomas.

### III.6.1.3 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, y una vez dimensionada la cimentación 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<sub>c</sub> : factor de carga, adimensional e igual a 1.4

A : área de apoyo de la cimentación, en m<sup>2</sup>.

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

F<sub>R</sub> : factor de resistencia, igual a 0.35

### III.6.1.4 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, y una vez dimensionada la cimentación, 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 cimentación.

$F_R$  : factor de resistencia igual a 0.35.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicarán la cimentación empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

$$P = Q / A + ( Mv / Ix ) y + 0.3 ( Mv / Iy ) x$$

donde:

$P$ : Esfuerzo a la distancia  $x$  del eje centroidal.

$Q$ : Suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.

$A$ : área de apoyo de la zapata de cimentación.

$Mv$ : Momento de volteo debido a sismo.

$x, y$ : distancia centroidal de la zapata de cimentación a la orilla más alejada.

$Ix, Iy$ : Momento de inercia centroidal de apoyo de la zapata de cimentación, en el sentido largo y corto.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la de cimentación bajo condiciones de sismo de  $0.556 \text{ ton/m}^2$  que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo que es de  $35 \text{ ton/m}^2$ , que equivale a la capacidad de carga admisible recomendada de  $10 \text{ ton/m}^2$ . afectada por el factor de reducción de la resistencia  $F_R$

### III.6.1.5 Estado límite de servicio

Los asentamientos elásticos que sufrirán los materiales de apoyo de la 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 :

$\delta$  : deformación vertical, bajo el centro del área cargada, en m.

$u$  : relación de Poisson, adimensional.

$E$  : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en  $\text{ton/m}^2$ .

$P$  : presión de contacto aplicada por la cimentación, en  $\text{ton/m}^2$ .

$B$  : ancho de la cimentación, en m.

$I_s$  : factor de forma adimensional que depende del punto en que se deseé estimar el asentamiento, y la forma de la cimentación.

Se calcularon los asentamientos para un ancho de 3.45 m y 4.20 m de longitud que resulta ser un área menor a la inicialmente de 2.7 por 7.0 m considerando una presión de contacto de  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo  $1200 \text{ ton/m}^2$  (obtenidos de las correlación de las propiedades índice con otros materiales semejantes a los materiales de apoyo), obteniéndose asentamientos de 1.0, 1.3 y 1.7 cm para la esquina, a un tercio y al centro de la losa de cimentación que son admisibles.

### III.6.1.6 Procedimiento constructivo.

A continuación se indica el procedimiento constructivo para la construcción de la losa de cimentación.

- a) Las excavaciones necesarias para alojar a una plataforma de materiales mejorados en una profundidad de 1.40 m se podrán hacer con taludes verticales, empleando maquinaria hasta 0.10 m arriba del nivel de desplante, la última capa se excavará a mano para evitar la alteración del material de apoyo.
- b) Una vez realizada la excavación se retirarán todos los materiales sueltos.
- c) De ser necesario se colocara a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores e intemperismo.
- d) La excavación que se realice deberá efectuarse en varias etapas, inicialmente se excavará toda el área excepto la colindancia con el muro de contención que colinda con el muro que mantiene el desnivel entre el nivel de jardín y el de estacionamiento. Todas las paredes de la excavación se realizaran a talud vertical dejando una pequeña berma en la colindancia antes mencionada constituida por una banqueta de 0.50 m y un talud 0.5: 1.0 ( horizontal:vertical) la cual se retirará en la siguiente etapa.
- e) En el caso de requerir proteger los materiales expuestos por la excavación se les deberá aplicar un repellado de concreto par protegerlos del intemperismo y en el caso de cimentaciones superficiales deficientes deberá tratárseles con un junteo o de ser necesario recimentarlo mediante un murete por debajo de la cimentación existente.
- f) Para la siguiente etapa se recomienda retirar la berma dejada por etapas, es decir abrir inicialmente los extremos para ello toda la longitud de 4.2 m se divide entre cuatro y se modulan en forma consecutiva del 1 al 4, hincando la



excavación de los módulos 1 y 4, para ello se deberá apuntalar la zona que se descubra o excave con el fin de evitar algún posible volteo del muro por falta de capacidad de soporte del mismo en su cimiento, el apuntalamiento se mantendrá hasta haber rellenado el espesor recomendado dado que con la vibración de los compactadores reduce la estabilidad de una estructura descubierta

- g) Posteriormente terminada la excavación de los módulos 1 y 4 se procederá abrir el módulo 2 y finalmente terminado esté, se procederá abrir el módulo numerado con el número 3.
- h) Terminada la excavación y apuntalada debidamente en una de sus colindancias se procederá a colocar un material controlado mediante el uso de grava controlada con las siguiente especificaciones:

Para base de granulometría:

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver fig. 14), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente. La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

Zonas granulométricas del material	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, kg/cm <sup>2</sup>	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	2" máx.	1" máx.
Peso volumétrico seco máximo, kg/cm <sup>3</sup>		

- i) Concluido la plataforma de materiales mejorados se procederá abrir los cartelamientos necesarios para alojar a las traves de cimentación de la losa de

cimentación, si fuese necesario se colocara a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores e intemperismo.

- j) Se procederá a colocar el armado de la parrilla que alojará a la losa de cimentación y a colar la cimentación

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.

## **TORRE MONOPOLO CAMUFLADA**

### **III.6.2 Pilas de sección constante.**

A continuación se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio para la alternativa de cimentación en base a pilas de sección constante, apoyadas a 10 m de profundidad con respecto al nivel del jardín, aproximadamente, de tal manera que se empotren 1.0 m en los materiales naturales de consistencia dura pero que se garantice su apoyo en un estrato resistente.

#### **III.6.2.1. Estado límite de falla.**

Para que la cimentación sea estable bajo las condiciones de carga a que estará sujeta, deberá satisfacer la siguiente desigualdad:

$$Q F_c < R F_r$$

donde:

Q Fc: Carga aplicada sobre la cimentación, afectada por el factor de carga correspondiente.

R Fr: Capacidad de carga de la cimentación, afectada por el factor de reducción de la resistencia correspondiente.

### III.6.2.2 Capacidad de carga .

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y que se indica a continuación :

Dado que las pilas quedarán prácticamente fijas en la relación a los rellenos arcillosos que se encuentran sobre su nivel de desplante, al generarse en éstos asentamientos provocados por sobrecargas superficiales o por compactación de los rellenos al saturarse, las pilas se sobrecargarán al desarrollarse fricción negativa sobre su fuste.

Los efectos de este proceso son: una disminución de la presión efectiva al nivel de la base de la pila y una reducción en la capacidad de carga útil.

La fricción negativa ( FN ) se calculó aplicando la siguiente fórmula :

$$FN = ( w k_o ) / ( 1 + ( w k_o d / 3a ) ) \int \text{Poz } dz$$

donde :

FN : magnitud de la fricción negativa, en ton.

w : perímetro del fuste de la pila, en m.

**Ko** : coeficiente de adherencia entre los materiales de relleno y la pila; para este caso igual a 0.2.

**d** : longitud de la pila, en la que ocurre la fricción negativa, en ton.

**a** : área tributaria de las pilas.

**Poz**: esfuerzo vertical a la profundidad z, en m.

La disminución de la presión efectiva se calculó como :

$$P_d = FN / a$$

La capacidad de carga útil de las pilas ( **Qa** ) se obtuvo de la siguiente expresión :

$$Q_a = ( P_v N^* q F_R + P_v ) A_b - FN$$

donde:

**Qa**: Capacidad de carga admisible.

**Pv**: Presión efectiva al nivel de los materiales de apoyo.

**FR**: factor de reducción de la resistencia, igual a 0.35.

**Pv**: Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de apoyo de la pila.

**N\*q**: factor de capacidad de carga, que es función del ángulo de fricción interna, y de la longitud de la pila que este empotrada en los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente expresión:

$$N^* q = N_q + (N^* q - N_q) D^* / D'$$

siendo:

$D''$ : empotramiento de diseño de la pila, dentro de los materiales resistentes.

$N_q$ : factor de capacidad de carga para el caso en que la pila quede apoyada sobre los materiales resistentes.

$N'_q$ : factor de capacidad de carga para el caso en que la pila tenga como mínimo el empotramiento óptimo,  $D'$ , dentro de los materiales resistentes, obteniéndose  $D'$  mediante la siguiente expresión:

$$D' = 4 \star N_\phi B$$

donde:

$$N_\phi = \tan^2 \left( \pi / 4 + \phi / 2 \right)$$

La capacidad de carga de la pila obtenida con el criterio anterior, se deberá afectar por el resultado de la siguiente ecuación:

$$F_{re} = \left\{ (B + 0.5) / (2B) \right\}^n$$

donde:

$F_{re}$ : factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

$B$ : diámetro de la base de la pila.

$n$ : exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo muy denso

En los cálculos realizados se consideró un ángulo de fricción interna de  $34^\circ$  para los materiales de apoyo de las pilas de un metro de diámetro, obteniéndose una capacidad de carga de  $59 \text{ ton/m}^2$ , para un empotramiento de 1.0 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

#### Capacidad de carga a la tensión.

La capacidad de carga a la tensión se obtuvo considerando la contribución a la adherencia entre el suelo y el fuste de la pila debida a la cohesión media y del ángulo de fricción interna del material que rodea la pila, y aplicando la siguiente expresión:

$$C_t = (c + 0.3 \text{ fr}) A_l F_R$$

donde:

$C_t$ : capacidad de carga admisible a la tensión.

$c$ : cohesión del material a lo largo del fuste de la pila.

$A_l$ : área lateral de la pila.

$F_R$ : factor de reducción de la resistencia, igual a 0.7

$\text{fr}$ : fuerza de fricción que se genera entre el suelo y la pila debida al ángulo del material determinada con la siguiente expresión.:

$$F_r = K_o \gamma z \tan \delta$$

donde:

$K_o$ : coeficiente de presión de tierras en reposo, igual a 0.5

$\gamma$ : peso volumétrico del suelo.

z: profundidad a la que se determina la fuerza de fricción.

$\delta$ : ángulo de fricción efectiva entre la pila y el suelo. Igual a  $2/3$  de  $\phi$ , siendo  $\phi$  el ángulo de fricción interna del suelo.

Considerando una cohesión media de  $6 \text{ ton/m}^2$  y ángulo de fricción promedio de  $18^\circ$  de los materiales a lo largo del fuste de la pila se obtuvo una capacidad de carga admisible a la tensión de 84 ton, para una pila de 1.0 m de diámetro y 10 m de longitud, que es muy superior a las cargas por tensión que soportará la pila.

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

\*Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.

\*Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene las características de la zona que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal denomina Zona I o de lomas.

### III.6.2.3. Estado límite de servicio.

Los asentamientos elásticos que sufrirán las pilas debido a las cargas verticales a que estarán sometidas se calcularon mediante la siguiente expresión:

$$S = (Q L) / (E_c A_b) + (F_N L) / (2 E_c A_b) + (m C_s f_p Q (1 - u^2)) / (E_s A_b)$$

donde:

S: asentamiento de la cabeza de la pila, en m.

L: longitud de la pila, en m.

$E_c$ : módulo de elasticidad del concreto de la pila, en  $\text{ton/m}^2$ .

$A_b$ : área de la base de la pila, en  $\text{m}^2$ .

m: factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilas de sección transversal circular.

$C_s$ : factor de rigidez de la subestructura de cimentación, adimensional e igual a 1.

$f_p$ : factor de profundidad, adimensional e igual a 0.5 para  $D/B > 5$ .

$E_s$ : módulo de elasticidad del manto de apoyo, en  $\text{ton/m}^2$ .

Q: carga aplicada al nivel de la base de la pila, en ton.

u: relación de Poisson.

$F_N$ : fricción negativa, en ton.

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de  $5,000 \text{ ton/m}^2$  y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 1.06 cm, para pilas de 1.0 m de diámetro que se consideran admisibles.



### III.6.2.4 Procedimiento constructivo.

A continuación se indica el proceso constructivo que debería considerarse para las pilas:

- a) Dado la problemática de acceso de una maquinaria para perforación de pilas se recomienda, efectuarla en forma manual, es decir con la siguiente secuencia.
- b) Inicialmente se hará una excavación circular mediante el uso de pico y pala a un metro de profundidad, posteriormente se anclará al talud una malla de tipo electrosoldada 6x6/6-6 con varillas de 3/8" de 25 cm de longitud, posteriormente se colocará sobre ella un espesor repellido de concreto de 4 cm para que funcione como un ademe perdido.
- c) Posteriormente se procederá a excavar un metro adicional con la misma secuencia anterior hasta llegar al nivel especificado y procediendo a proteger las paredes expuestas de la excavación dejada para tal propósito.
- d) Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará la limpieza del fondo de la excavación, de todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.
- e) Inmediatamente después de hacer limpieza del fondo de la perforación, se bajará el armado y se colará la pila.
- f) El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado, con sus separadores correspondientes para un correcto centrado dentro de la perforación.

- g ) El colado, deberá seguir a la colocación del acero, se realizará usando tubo tremie, con objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto. Al inicio del colado, el tubo tremie se llevará a 0.2 m sobre el fondo de la perforación. La punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado, de tal manera que ésta permanezca dentro del concreto, durante todo el colado, una longitud mínima de 1m.
- h) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la cubicación de la misma.
- i ) El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.5 m abajo del nivel superior del concreto.
- j ) Se recomienda usar concreto con revenimiento de 12 cm.
- k ) Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.

Sin embargo dado las condiciones en las que se encuentra la zona donde se nos indico la ubicación de la antena se recomienda a continuación el proceso más adecuado para el sitio de interés en la construcción de su pila de cimentación:

### III.7 CONCLUSIONES.

Se solicitó realizar un estudio de Mecánica de Suelos para una radio base de transmisión de comunicación celular con una torre monopolo camuflada de sección circular ubicado en la Zona I.

De acuerdo al proyecto se requiere construir una torre de 24 m de altura y un contenedor con las características que se muestran en planos AP-02 y AP-03 del Anexo, con la ubicación dentro del predio como se muestra en el plano AP-01 del Anexo. De acuerdo a los datos proporcionados por el cliente las cargas que transmitirá la antena será del orden de 9500 kg y el contenedor será del orden de 8000 kg que no han sido afectados por el factor de carga correspondiente.

La topografía del terreno es plana y se encuentra en la parte alta de una ladera, en el área donde se construirá la Torre existe un área sobreelevada por materiales de rellenos de mala calidad y colocados a volteo, los cuales fueron colocados en forma aleatoria para dejar un área semiplana en la zona propuesta para la ubicación de la escuela y colinda con una estructura de uno y dos niveles la cual tiene un muro de divisorio de 2.5 m de altura que tiene un desplante mínimo de 3.0 m con respecto al nivel actual del jardín que se encuentra sobreelevado 2.65 m aprox. por arriba del nivel de banqueta de la calle y la cual queda apoyada sobre los materiales de depósito natural de acuerdo al sondeo realizado. La sala (Contenedor) se colocará en la planta baja que se encuentra al nivel de banqueta de la calle y la superficie es horizontal con la ubicación que se indica en el corta A-A del plano AP-02.

Con objeto de determinar las alternativas de cimentación más adecuadas para las estructuras proyectadas, se efectuaron diversos análisis de Mecánica de Suelos, basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el sitio de interés, así como en las propiedades mecánicas de los materiales determinadas mediante pruebas de campo y de laboratorio.

En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones, para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzgue más adecuada para las estructuras proyectadas.

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación, para lo anterior se realizaron en el sitio de interés un sondeo exploratorio profundo a 13 m de profundidad y un pozo a cielo abierto.

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo se han ideado pruebas de campo y laboratorio que permiten obtener en forma aproximada valores y propiedades índice y mecánicas de los suelos. Estos datos permiten tener elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá con lo que podrá dictaminarse la recomendación de la cimentación a emplear.

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, o bien cuando las construcciones sean de importancia, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades considerables (más de 15 m. de profundidad). Ahora bien, si se cimentara en zonas minadas, con oquedades por su misma formación geológica o que contengan grandes capas de rellenos ya sean naturales o artificiales, se considerará conveniente utilizar los métodos de Exploración Indirecta, ya que estos nos permitirían conocer una porción más amplia del terreno.

Respecto al propósito con el que se toman las muestras, estas se dividen en muestras de inspección y muestras para el laboratorio. De las muestras de inspección solo se requiere que sean representativas. En cambio, las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos con respecto al tamaño, método de obtención, embarque, etc.

Tanto las muestras de inspección como las de laboratorio pueden ser *inalteradas*, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno de donde procede y *alteradas*

cuando se modifica básicamente su estructura sin cambios químicos. Las muestras de suelo alteradas pueden ser :

- a) Representativas: cuando han modificado su estructura, conservando sus componentes.
- b) No representativas: cuando además de haber modificado su estructura, han perdido alguno de sus componentes.

Para nuestro propósito, la Exploración Directa con cualquiera de los métodos expuestos es recomendable, por la rapidez en la obtención de las muestras y que requiere de equipo menos sofisticado, lo cual implica que sea más económico el estudio y se obtienen buenos resultados. Cabe aclarar que cuando el suelo de cimentación sea conflictivo, en el caso de minas u oquedades por ejemplo, no se restringirá el uso de uno o más de los métodos de Exploración Indirectos.

El pozo a cielo abierto es uno de los sondeos comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

El método queda limitado principalmente al tipo de material y/o a la posición del nivel de agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo en caso necesario.

Para determinar las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, en particular en el área donde se desplantará la estructura proyectada, se realizó la excavación de un pozo a cielo abierto a 2.30 m de profundidad, denominado PCA - 1, con la ubicación que se muestra en el plano AP-01 del Anexo. Se determinó la resistencia de los materiales in situ, mediante un penetrómetro manual instrumentado y se inspeccionaron sus paredes determinando la estratigrafía mediante la clasificación de los materiales, con técnicas de campo y obteniendo muestras

representativas alteradas de los materiales encontrados y una muestra cúbica inalterada de los materiales de depósito natural.

El perfil del pozo excavado se indica en la figura 11 del Anexo y en el plano AP-02 se presenta el corte A-A del terreno ubicándolo dentro del mismo, donde será colocada la pila de cimentación.

Además de realizar la excavación de un pozo a cielo abierto, es necesario la realización de un sondeo más profundo en el sitio de interés. Como se menciono anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió hacer un sondeo de tipo Mixto, denominado SPT-1 que se realizó a 13 m de profundidad alternando la penetración estándar y avance con rotación con brocas de tungsteno y/o diamante con extracción de muestras inalteradas hasta una profundidad variable y que se determino en campo fuera a 13 m, con el objeto de conocer la estratigrafía del subsuelo obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga, la ubicación del sondeo realizado que se presenta en el plano AP-01 del Anexo, a continuación se presenta en que consiste:

Con el método de penetración estándar se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración.

En las figuras 12 y 13 se presentan el registro de campo y el perfil estratigráfico del sondeo mixto realizado.

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

Propiedades Índice.

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

A las muestras cúbicas inalteradas se les realizaron las siguientes pruebas:

Propiedades Índice.

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

- a) Compresión Simple
- b) Compresión Triaxial Rápida UU

En las figuras del Anexo se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural.

En las figuras 14 a 22 se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del pozo a cielo abierto realizado y del sondeo de tipo mixto realizados en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

El predio de interés forma parte de la Sierra de las Cruces ubicada al occidente de la Cuenca del Valle de México conocida como Zona de Lomas, de acuerdo con la zonificación de los materiales del subsuelo, y denominada geotécnicamente Formación Tarango. En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y lenticular.

El área de interés se encuentra en la parte baja de un talud de una loma, en la que para tener superficies horizontales sobre las que se han desplantado las construcciones existentes se han construido terraplenes, que en la zona en que se construirá la antena y el contenedor alcanza espesores del orden de 3.3 y 0.80 m respectivamente, se encuentra limitado por un talud de 8 m de altura, aproximadamente. La parte baja del terreno, sobre la que se construirá el contenedor, presenta rellenos de calidad media y arcillas redepositadas en estado natural con una profundidad máxima de 3.2 m de profundidad, subyaciendo a los materiales antes mencionados y hasta una profundidad de 7.4 m de profundidad se encuentra una toba volcánica arenosa poco limo arcillosa, café clara, de compacidad variable entre medianamente compacta y compacta, poco compresible, únicamente en su parte inferior se tiene una arcilla arenosa negra con gravas de consistencia firme, posteriormente desde 7.40 m y hasta una profundidad de 13.10 m que fue la máxima explorada se encontró un estrato rocoso de tipo andesítico con un RQD de 50% que corresponde a una roca poco fracturada, únicamente en el primer metro y medio es



decir entre 7.40 y 8.90 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta la roca tiene un RQD inferior al 45% lo que se resulta ser una roca muy fracturada con una capacidad de carga es del orden de 30 ton/m<sup>2</sup> de acuerdo a su correlación con otros materiales semejantes de la misma zona .

De acuerdo a la información existente 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. Considerando las observaciones hechas en recorridos efectuados en la vecindad del predio de interés, donde no se detectaron indicios de la existencia de cavidades en el subsuelo, como depresiones o agrietamientos del terreno, en general observando la morfología, así como los accidentes del área estudiada y tomando en cuenta la exploración realizada, se concluye que la probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo en el predio de interés, es muy baja.

La zona de interés forma parte de la Sierra de las Cruces y se encuentra al poniente de la Cuenca del Valle de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona I conocida como Zona de Lomas, de acuerdo con la zonificación de los materiales del subsuelo, y denominada geotécnicamente como formación Tarango en la que esta constituida por una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y lenticular, y se encuentran constituidos por elementos litológicos, producto de erupciones en grandes volcanes andesíticos estratificados. A esta zona le corresponde un coeficiente sísmico de 0.16, de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones.

En particular el terreno de interés se encuentra en la parte baja de una ladera en una zona en que los materiales del subsuelo corresponden a depósitos tobaceos y macizos rocoso de tipo andesítico, a los cuales les sobreyacen materiales aluviales producto de la erosión y transporte aluvial de los materiales superficiales por ser la parte baja de la

ladera, formado por depósitos aluviales constituidos por clásticos de diversos tamaños, predominando las arenas finas arcillosas, que hacia la superficie son poco limosas.

De acuerdo a la exploración realizada se encontró a partir del nivel de jardín que se encuentra en el fondo de la casa y cuyo nivel de piso esta 2.65 m por arriba del nivel de banquetta materiales de relleno de mala calidad colocados a volteo con un espesor de 2.5 m. estos materiales están constituidos por arcillas arenosas poco limosas que empañan material orgánico, basura y pedacería de construcción, café obscuro, con raíces. de compacidad media; subyaciendo a los rellenos y hasta 7.40 m de profundidad, se encontraron materiales aluviales constituidos por depósitos aluviales constituidos en su parte superior por arcillas plásticas de color negro de consistencia variable entre media y firme, mientras en su parte inferior con un espesor de 4.2 m se detectó una arena fina limosa poco arcillosa, café claro, medianamente compacta en su parte superior y compacta en la parte inferior, el porcentaje de finos se incrementa conforme se profundiza el estrato, finalmente entre 7.40 y 13.10 m se detecto un macizo rocoso de tipo andesítico muy fracturado en la parte superior donde se tienen gravas ígneas extrusivas, con redondez que varía de subangulosa a redondeados, con diámetros hasta de 4", empacadas en una matriz arenosa de media a fina, poco limosa, en estado compacto, y poco fracturado en su parte inferior.

El nivel de aguas freáticas no se encontró hasta la máxima profundidad explorada y en la fecha en que se realizo la exploración.

El área de interés se encuentra en la parte baja de un talud de una loma, en la que para tener superficies horizontales sobre las que se han desplantado las construcciones existentes se han construidos terraplenes, que en la zona en que se construirá la antena y el contenedor alcanza espesores del orden de 3.3 y 0.80 m respectivamente, se encuentra limitado por un talud de 4 m de altura, aproximadamente. La parte baja del terreno, sobre la que se construirá el contenedor, presenta rellenos de calidad media y arcillas redepositadas en estado natural con una profundidad máxima de 3.2 m de profundidad, subyaciendo a los materiales antes mencionados y hasta una profundidad de 7.4 m de profundidad se encuentra una toba volcánica arenosa poco limo arcillosa, café clara, de compacidad variable entre

medianamente compacta y compacta, poco compresible, únicamente en su parte inferior se tiene una arcilla arenosa negra con gravas de consistencia firme, posteriormente desde 7.40 m y hasta una profundidad de 13.10 m que fue la máxima explorada se encontró un estrato rocoso de tipo andesítico con un RQD de 50% que corresponde a una roca poco fracturada, únicamente en el primer metro y medio es decir entre 7.40 y 8.90 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta la roca tiene un RQD inferior al 45% lo que se resulta ser una roca muy fracturada.

De acuerdo a la información existente 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. Considerando las observaciones hechas en recorridos efectuados en la vecindad del predio de interés, donde no se detectaron indicios de la existencia de cavidades en el subsuelo, como depresiones o agrietamientos del terreno, en general observando la morfología, así como los accidentes del área estudiada y tomando en cuenta la exploración realizada, se concluye que la probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo en el predio de interés, es muy baja.

Considerando las características estratigráficas y mecánicas del subsuelo antes descritas, en particular que el área de interés se encuentra en la parte baja de un talud de una loma, en la que para tener superficies horizontales sobre las que se han desplantado las construcciones existentes se han construido terraplenes, que en la zona en que se construirá la torre y el contenedor alcanza espesores del orden de 3.3 y 0.80 m respectivamente, la parte baja del terreno, sobre la que se construirá el contenedor, presenta rellenos de calidad media y arcillas redepositadas en estado natural con una profundidad máxima de 3.2 m de profundidad, subyaciendo a los materiales antes mencionados y hasta una profundidad de 7.4 m de profundidad se encuentra una toba volcánica arenosa poco limo arcillosa, café clara, de compacidad variable entre medianamente compacta y compacta, poco compresible, únicamente en su parte inferior se tiene una arcilla arenosa negra con gravas de consistencia firme, posteriormente desde 7.40 m y hasta una profundidad de 13.10 m que fue la máxima explorada se encontró un estrato rocoso de tipo andesítico, y tomando en cuenta el

proyecto arquitectónico y estructural se determino que la alternativa de la cimentación más adecuada para el contenedor estará desplantado mediante una losa de cimentación a - 1.0 m con respecto al nivel de banqueta sobre una plataforma de materiales mejorados ( base granular controlada ) con un espesor mínimo de 0.40 m diseñada para una capacidad de carga de 10 ton/m<sup>2</sup> y para la torre monopolo será mediante una pila de 10 m de longitud diseñada para una capacidad de carga de 59 ton/m<sup>2</sup> debido a que en esta área se tienen rellenos de 2.5 m (mínimo) por arriba del nivel de banqueta y arcillas plásticas negras del orden de 3.5 m por debajo del nivel de banqueta, por lo que a partir de 6 m aparecen materiales aluviales y a partir de 9.5 m se tienen materiales de depósito rocoso de tipo andesítico.

TIPO DE ESTRUCTURA	TIPO DE CIMENTACION	NIVEL DE DESPLANTE	ESPECIFICACIONES
CONTENEDOR	LOSA DE CIMENTACION	SUPERFICIAL Y APOYÁNDOSE EN UNA CAPA DE BASE GRANULAR DE 40 CM	SE DEBERÁ VERIFICAR EL DESPALME A 1.40 M DE PROFUNDIDAD CON RESPECTO AL NIVEL DE BANQUETA
MONOPOLO	PILA CIRCULAR DE 1 M DE DIAMETRO	10 M CON RESPECTO A NIVEL DE JARDIN	SE DEBERÁ EMPOTRAR A 0.50 M COMO MINIMO

A continuación se presentan los criterios aplicados para el análisis de los estados límites de falla y de servicio, de las alternativas de cimentación elegidas y los resultados obtenidos.

## CONTENEDOR.

### Losa de cimentación

#### 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 expresión<sup>2</sup>:

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

Considerando una cohesión de 5 ton/m<sup>2</sup>, un ángulo de fricción interna de 12° y un peso volumétrico de 1.5 ton/m<sup>3</sup>, obtenidos de los resultados de las pruebas de compresión axial no confinada realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño de 10 ton/m<sup>2</sup>.

TIPO DE ESTRUCTURA	TIPO DE CIMENTACIÓN	CAPACIDAD DE CARGA
CONTENEDOR	LOSA DE CIMENTACIÓN DESPLANTADA SOBRE UNA PLATAFORMA DE MATERIALES CONTROLADA GRANULARES DE 40 CM DE ESPESOR	10 TON/M <sup>2</sup>
MONOPOLO	PILA CIRCULAR DE 1.0 M DE DIÁMETRO Y DESPLANTADA A 10 M DE PROFUNDIDAD	59 TON

<sup>2</sup> Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Quinta Época No. 40, México, D.F. 12 de Noviembre de 1987.

Para el dimensionamiento de la cimentación 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 Pétreo o de Lomas.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la de cimentación bajo condiciones de sismo de  $0.556 \text{ ton/m}^2$  que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo que es de  $35 \text{ ton/m}^2$ , que equivale a la capacidad de carga admisible recomendada de  $10 \text{ ton/m}^2$ . afectada por el factor de reducción de la resistencia  $F_R$ .

Se calcularon los asentamientos para un ancho de 3.45 m y 4.20 m de longitud que resulta ser un área menor a la inicialmente de 2.7 por 7.0 m considerando una presión de contacto de  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo  $1200 \text{ ton/m}^2$  (obtenidos de las correlación de las propiedades índice con otros materiales semejantes a los materiales de apoyo), obteniéndose asentamientos de 1.0, 1.3 y 1.7 cm para la esquina, a un tercio y al centro de la losa de cimentación que son admisibles.

## TORRE MONOPOLO CAMUFLADA.

### Pilas de sección constante

Se realizaron los análisis de los estados límite de falla y de servicio para la alternativa de cimentación en base a pilas de sección constante, apoyadas a 10 m de profundidad con respecto al nivel del jardín, aproximadamente, de tal manera que se empotren 1.0 m en los materiales naturales de consistencia dura pero que se garantice su apoyo en un estrato resistente.

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el reglamento de construcciones para el distrito federal y que se indica a continuación :

Dado que las pilas quedarán prácticamente fijas en la relación a los rellenos arcillosos que se encuentran sobre su nivel de desplante, al generarse en éstos asentamientos provocados por sobrecargas superficiales o por compactación de los rellenos al saturarse, las pilas se sobrecargarán al desarrollarse fricción negativa sobre su fuste.

Los efectos de este proceso son: una disminución de la presión efectiva al nivel de la base de la pila y una reducción en la capacidad de carga útil.

En los cálculos realizados se consideró un ángulo de fricción interna de  $34^\circ$  para los materiales de apoyo de las pilas de un metro de diámetro, obteniéndose una capacidad de carga de  $59 \text{ ton/m}^2$ , para un empotramiento de 1.0 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

La capacidad de carga a la tensión se obtuvo considerando la contribución a la adherencia entre el suelo y el fuste de la pila debida a la cohesión media y del ángulo de fricción interna del material que rodea la pila.

Considerando una cohesión media de  $6 \text{ ton/m}^2$  y ángulo de fricción promedio de  $18^\circ$  de los materiales a lo largo del fuste de la pila se obtuvo una capacidad de carga

admisibles a la tensión de 84 ton, para una pila de 1.0 m de diámetro y 10 m de longitud, que es muy superior a las cargas por tensión que soportará la pila.

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 5,000 ton/m<sup>2</sup> y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 1.06 cm, para pilas de 1.0 m de diámetro que se consideran admisibles.

En el inciso 5.2.4 se indica el proceso constructivo que deberá considerarse para las pilas.

Se construirá una capa de mejoramiento mínimo de 40 cm de espesor o a la que indique el proyecto por debajo del área que cubrirá la estructura, deberá ser con material de banco base en capas no mayores de 20 cm y compactadas al 98% de su peso volumétrico seco máximo.

El presente estudio es aplicable al desplante de un jardín de niños. El predio está situado en la zona I denominada de Lomas.

La exploración del subsuelo se realizó con un sondeo mixto a 13 m de profundidad combinando la herramienta de penetración estándar auxiliándose con maquinaria rotatoria Long Year y con brocas de diamante denominado SPT-1.

No se detectó el nivel freático. Por las características del subsuelo únicamente se obtuvieron muestras alteradas a las que en forma selecta se les realizaron pruebas de contenido de agua, límites de plasticidad, granulometría y clasificación. En los pozos a cielo abierto se obtuvieron muestras cúbicas inalterada.

La cimentación de la estructura del jardín de niños será a base de una losa de cimentación eliminando la capa superficial en las zonas más bajas como mínimo en sus primeros 25 cm, para colocar en su lugar material de banco compactado en capas de 20 cm. Los asentamientos máximos esperados tendrán una magnitud reducida y admisible.



Es necesario cumplir con los lineamientos del proceso constructivo especificados anteriormente, verificando el grado de compactación de la plataforma requerida con material de banco y la resistencia del concreto suministrado.

## **IV PROYECTO DE SISTEMAS DE TIERRAS PARA RADIO BASES DE TELEFONÍA CELULAR**

Debido a la necesidad de tener una alta seguridad para el personal y equipo en el manejo de energía eléctrica de corriente directa y corriente alterna, se han puesto en práctica técnicas de puesta a tierra para equipos de fuerza, climas, transmisión y conmutación de datos en instalaciones denominadas **RADIO BASES**, que se encuentran ubicadas en varios puntos de la República Mexicana.

En la actualidad se utiliza un anillo de tierras, que cubre toda el área donde se ubica el contenedor (también llamado **shelter**), así como otro en el área en donde se encuentra la estructura metálica (**torre**) que contiene a las antenas de telefonía celular y microondas. De estos anillos se toman todos los conductores de puesta a tierra. Método denominado como conexión múltiple de puesta a tierra, que asegura un buen funcionamiento del equipo de telefonía celular.

Debido a que los equipos de transmisión y conmutación son muy delicados a las variaciones de voltaje, se ha visto en la necesidad de utilizar una técnica que garantice la igualación de los potenciales en cada uno de los equipos, a fin de reducir la impedancia y proporcionar protección contra altas tensiones transitorias, descargas electrostáticas y disminuir el ruido en los sistemas electrónicos; ya que los equipos digitales presentan requerimientos específicos de puesta a tierra.

El anillo de tierra utilizado cumple con los requerimientos de seguridad y operación de los equipos, y del personal que se encuentre laborando en el sitio.

### **CAMPO DE APLICACIÓN (Función Principal del Sistema de Tierras).**

- a) Proveer un medio seguro para proteger al personal y al equipo de los peligros de una descarga eléctrica bajo condiciones de falla (descargas atmosféricas y corto circuito).

- b) Proporcionar un circuito de mínima impedancia para la circulación de las corrientes de falla debidas a condiciones anormales de operación.
- c) Evitar que durante la circulación de estas corrientes a tierra, se produzcan diferencias de potencial entre los diversos equipos a tierra.
- d) Evitar la inducción de ruido en los equipos de telecomunicaciones.

#### **Elementos Principales del Sistema de Tierra.**

- a) Anillo de conductores enterrados a una profundidad mínima de 0.6 m.
- b) Electrodo de tierra conectados a la red de conductores y enterrados a la profundidad mínima de 0.6 m, para obtener el mínimo valor de resistencia a tierra.
- c) Conductores de puesta a tierra, a través de los cuales se hace la conexión a tierra de las partes de la instalación a el equipo que requiera dicha conexión

#### **EQUIPO DE MEDICIÓN.**

El equipo utilizado para medir la resistividad eléctrica del sitio, en donde se colocara una **RADIO BASE** es conocido como **MEGGER DE TRES PUNTAS**.

El método a utilizar para obtener la medición que determina la resistividad promedio en grandes volúmenes de tierra no homogénea, en un edificio o terreno es el método de tres puntas que consiste en dos electrodos de pequeña longitud enterrados en la tierra a una profundidad "c" (30cm) y espaciados en una línea recta entre sí en intervalos de separación "a" y "b", y en una referencia de tierra (tubería de agua, estructura o varilla) donde se hace circular una corriente de prueba y una diferencia de potencial. Se mide

con un potenciómetro o voltímetro de alta impedancia. Por lo que  $v/i$  (voltaje entre corriente) proporciona la resistencia ( $r$ ) en ohm.

El método de prueba de los 3 puntos es utilizado para determinar la resistividad en  $\Omega/\text{km}$ . La resistividad de la tierra puede calcularse partiendo de las mediciones de resistencia a tierra efectuadas con el medidor de tierras, como se muestra en el esquema siguiente:

El método que se utiliza se conoce como el del **62 %**, el cual consiste en distribuir 3 varillas en el área en donde se colocara el contenedor a una distancia total de **10 m**.

Las 3 varillas estarán distribuidas de la siguiente manera:

- La distancia entre la primera y segunda varilla será del **62 %**, de la distancia total.
- La distancia entre la segunda y tercera varilla será del **38 %**, de la distancia total.

La varilla que se tomara como referencia para la lectura será la tercera varilla.

Generalmente se hacen 3 lecturas del **MEGGER** y se obtiene un valor promedio con el que se calcula la resistencia del terreno.

## **DETERMINACIÓN DEL NUMERO DE ELECTRODOS.**

El número de electrodos en un SITIO RADIO BASE depende de que en cada uno de ellos tengamos una resistencia eléctrica no mayor de 3 ohms.

Con el Método del 62% de efectividad tomamos 3 lecturas en el MEGGER de la resistencia eléctrica del terreno del SITIO y al promedio de ellas le aplicamos una serie de cálculos que nos permiten determinar el número de electrodos a utilizar en el sitio donde se instalara la **RADIO BASE** (Ver memoria de cálculo en Anexo).

Por norma la cantidad mínima de electrodos a utilizar depende, del tipo de torre que será instalada en el sitio.

La cantidad de electrodos utilizados es la siguiente:

- Para un sitio en el cuál se instalara una torre **auto soportada** se necesitan colocar **8 electrodos**, los cuales están distribuidos de la siguiente manera:
  1. **Cuatro electrodos** se colocaran alrededor del área en donde se encuentra el contenedor. Este anillo le llamaremos Anillo Principal.
  2. **Tres electrodos** se colocaran alrededor de la estructura de la torre, formando una delta que se una en dos extremos al anillo principal. Cada una de las piernas de la torre se conectara a cada uno de estos 3 electrodos.
  3. **Un electrodo** más se utilizara para aterrizar únicamente el pararrayos. Este electrodo formara parte del Anillo Principal.
- Para un sitio en el que se instalara una torre tipo **monopolo** se necesitan colocar **6 electrodos**; los cuales están distribuidos de la siguiente manera:
  1. **Cuatro electrodos** colocados alrededor del área en donde se encuentra el contenedor. Este anillo le llamaremos Anillo Principal.
  2. **Un electrodo** colocado alrededor de la estructura de la torre, en una delta unida al anillo principal por 2 de sus extremos.
  3. **Un electrodo** donde se aterrizará el pararrayos y que formara parte del anillo principal.
- Para un sitio en el que se instalara una torre tipo **arriostrada** se necesitan colocar **5 electrodos**, los cuales están distribuidos de la siguiente manera:

1. **Cuatro electrodos** colocados en el patio más cercano al lugar donde se colocara el contenedor (este normalmente está ubicado en la azotea del inmueble), los cuales se utilizan para aterrizar el contenedor, la estructura de la torre, así como cualquier estructura metálica que se encuentre en el área donde se ubica el contenedor.
  2. **Un electrodo** el cuál es utilizado para aterrizar el pararrayos y que forma parte del anillo principal.
- Para un sitio en el que se instalara una **microcélula** el sistema de tierras se ubica en áreas jardinadas o en patios de servicios. Donde se instalan **2 electrodos** EP-ET interconectados entre si y con una separación de 1.0 m. A los cuales en forma independiente se interconectan con cable forrado de 2/0 AWG al apartarrayos y el equipamiento del contenedor. Estos cables son conducidos a través de tubería conduit anexa a los parámetros internos o externos de la construcción. Toda conexión deberá ser con soldadura cadweld.
1. **Un electrodo** colocado en el patio más cercano al sitio donde se colocaran los equipos y gabinetes.
  2. **Un electrodo** para aterrizar el apartarrayos y que a su vez este conectado al otro electrodo.

En algunos casos se requerirá instalar un mayor número de electrodos, cuando por las características del terreno no sea posible obtener en los electrodos, lecturas menores de 3 ohms.

#### **DISTANCIA DE SEPARACIÓN ENTRE ELECTRODOS.**

La distancia mínima de separación entre electrodos, de acuerdo a las normas es de **1.83 m.** entre electrodos del anillo principal y del anillo secundario.

La distancia mínima que debe de haber entre el anillo del contenedor y el anillo formado en la estructura de la torre, donde se ubica el electrodo que aterriza el pararrayos, será de 5.00 m.

En el caso que no se tuviera espacio suficiente para cumplir con estas distancias de separación, se tratará de colocar los electrodos lo más alejados posibles.

Ver plano ST-01 del Anexo.

### **ELECTRODOS COPPERWELD DE PUESTA A TIERRA.**

Son varillas de hierro con recubrimiento de cobre electrolítico y de sección circular, resistente a la corrosión y con resistencia mecánica, que permite su instalación en todo tipo de terreno. Deben de cumplir con las normas ANSI-C-33-8-1972, en las que se especifica:

- Revestimiento de cobre puro con un espesor mínimo de **0.254 mm ( 0.010")** y **1.5 m** de longitud.
- El revestimiento de cobre debe ser unido molecularmente al núcleo de hierro.
- Ausencia de cualquier fisura en el revestimiento de cobre, aún cuando el electrodo sea doblado.
- Se deben colocar los electrodos de tierra en las aristas que se encuentren sobre la periferia del anillo y en las uniones con otras colas de tierras. Considerando la cantidad de electrodos que resulten del cálculo del sistema de tierras se deben construir registros para la inspección del anillo de tierra en puntos estratégicos sobre los electrodos, para tomar lecturas periódicas de la resistencia del anillo de tierras.

- Los electrodos **COPPERWELD** de un anillo de tierra, se instalan a una separación de cuando menos 2.0 m de cualquier estructura existente.

Ver plano ST-01 del Anexo.

### **CALIBRE DEL CABLE QUE FORMA EL ANILLO DE TIERRAS.**

El calibre del cable utilizado para formar al anillo de tierras es del número **2/0 desnudo**, el cual se enterrará a una profundidad de **60 cm** con respecto al nivel de terreno natural (N.T.N) en una cepa de las siguientes características:

- Sección de **20 x 60 cm**.
- **40 cm** de material de relleno compactado al **95 %** de la prueba proctor.
- **20 cm** de relleno con tierra negra.

**NOTA:** La trayectoria del anillo de tierras (cepa) que se ubique por debajo de la losa de cimentación del contenedor, deberá tener un relleno adicional de **40 cm** por encima del relleno de tierra negra, el material de dicho relleno dependerá de la mecánica de suelos del sitio. Ver plano ST-01 del Anexo.

### **CONEXIONES CADWELD.**

Las conexiones utilizadas para el aterrizamiento de toda estructura metálica que se encuentra ubicada dentro del área de la **RADIO BASE** deben ser con soldadura exotérmica (cadweld) de las siguientes características ver figura 10.

- Conexión **cable a cable:** Se utilizara el tipo de soldadura exotérmica **TA**.
- En el caso de la unión del anillo con los electrodos se utilizará una carga de **90**, ya que sé esta uniendo el cable calibre **2/0 desnudo** al electrodo.



- En el caso de la unión de la estructura al anillo se utiliza una carga de **45**, ya que el cable utilizando para aterrizar cualquier estructura es del calibre **2 aislado**.
- **Conexión cable a acero:** Se utiliza el tipo de soldadura exotérmica **VS**. Este tipo de soldadura se utiliza una carga de **45**, ya que se utiliza un cable del calibre **2 aislado**. Este tipo de soldadura es utilizada para el aterrizamiento de soportes metálicos y torres autosoportadas y arriostradas.
- **Conexión cable a acero:** Se utiliza la soldadura exotérmica **HA** para aterrizamiento de la estructura del monopolo. La carga utilizada para este tipo de soldadura es de **45**, ya que se utiliza un cable de calibre del No. **2 aislado**.
- **Conexión cable a varilla:** Se utiliza la soldadura exotérmica **GT** para aterrizamiento de la varilla **CADWELD** ubicada en el registro eléctrico del nicho. La carga utilizada para este tipo de soldadura es de **90**, ya que el diámetro de la varilla utilizada es de **5/8"** utilizando un cable de calibre **2/0**.

CONEXIONES CADWELD

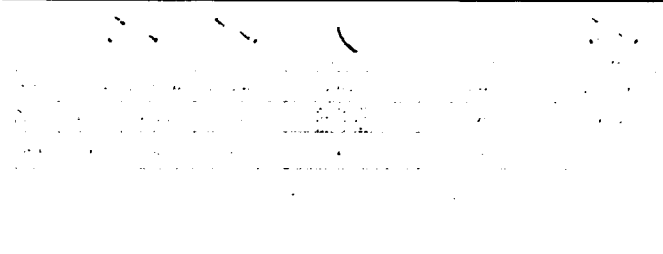


Fig. 10

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## **ATERRIZAMIENTO DE ESTRUCTURAS.**

El cable utilizado para aterrizamiento de cualquier estructura metálica es de calibre 2 AWG con forro color verde y colocado a una altura de **50 cm**.

Por norma se tiene un aterrizamiento del contenedor como mínimo en 2 esquinas opuestas.

Cuando el contenedor se encuentra ubicado en la azotea de cualquier casa o edificio aparte de aterrizar al contenedor, se aterriza la estructura en la cual esta descansado el contenedor. Aterrizando esta estructura como mínimo en uno de sus extremos, utilizando soldadura exotérmica **VS** y **TA** para unión de cables.

La forma de aterrizar cualquier tipo de poste es de la siguiente manera.

- Para aterrizamiento de los postes de la cama de feeders se utiliza la soldadura exotérmica **VS** una carga de **45** y estos colocados a una altura de **50 cm**.
- Para aterrizamiento de los postes de los reflectores se utiliza la soldadura exotérmica **VS** con una carga de **45** y estos colocados a una altura de **50cm**.
- Para aterrizar los postes de la malla ciclónica se coloca una soldadura exotérmica **VS** con una carga de **45** y colocada estos a una altura de **30 cm**. La distancia que se toma como referencia para determinar el número de aterrizamiento es de **3.0 m** entre cada poste.
- También se utiliza una trenza flexible para aterrizar tanto el marco como las puerta del acceso al sitio y del contenedor. Ubicado esta trenza a una altura de **0.20 m**.

Para aterrizar el alambre de púas de la malla ciclónica se utiliza un conector de compresión tipo C bimetálico conectado en cascada y aterrizado directamente al anillo de tierras.

Para el aterrizamiento de las retenidas (cuando se utiliza una torre arriostrada), se utilizan conectores bimetálicos de compresión tipo "C" utilizando cable del número 2 aislado de color verde y unido a su vez al anillo perimetral ubicado en la azotea.

En este tipo de anillo se utiliza un cable aislado de color verde del mismo calibre, en el cual se aterriza todo tipo de estructura metálica y que a su vez se conecta al anillo de tierras utilizando cable del mismo calibre. Para ello se utiliza tubo P.V.C de 19 mm de diámetro y una altura mínima de 2.0 m con respecto del nivel del suelo.

El tipo de abrazaderas utilizadas para sujetar el cable que se interconecta con el anillo de tierras, es la abrazadera tipo **omega** de ½" , colocadas a una distancia de separación de 1.5 mts.

El tipo de sujeción utilizados para sujetar el tubo P.V.C. que baja de la azotea es la abrazadera tipo **unicanal** de 19 mm, con una separación entre las mismas de 2.0 m.

Para el aterrizamiento de las estructuras tanto autosoportada, como arriostradas se utiliza con soldadura exotérmica **VS** , con carga de 45 colocada a una altura de 50 cm con respecto al nivel donde comienza la estructura.

En el caso de una estructura tipo monopolo se utiliza una soldadura exotérmica **HA**, la cual es colocada en la base del mismo monopolo, aterrizando a esta por 2 de sus extremos opuestos y uniéndolas a la delta formada por el electrodo.

## **ATERRIZAMIENTO DEL PARARRAYOS.**

Para el aterrizamiento del pararrayos se ocupa el cable forrado del número 2/0 THW (negro) que se conecta directamente al electrodo. Utilizando para su sujeción abrazaderas bimetálicos con una separación de 1.5 m.

El lugar por donde baja el cable del pararrayos de la torre es la cara opuesta de la bajada de la cama de feeders.

### LÍNEAS DE TRANSMISIÓN.

Las líneas de transmisión se aterrizarán independientemente al sistema del pararrayos, esto será a través de cable forrado # **2 THW (verde)**, que ira desde el 1er "kit de aterrizaje" (el primero se instalara en la cúspide de la torre y la segunda a **30 m.**), hasta el anillo perimetral del cable desnudo, que se instalara en el hueco de entrada del contenedor, para posteriormente conectarse al sistema de tierras del propio contenedor.

A lo largo de las líneas de transmisión y donde se instale el kit de aterrizaje, se colocan **2** soleras de cobre de **80 x 5.0 x 0.9 cm** con separación entre si de **25 cm**, barrenada con tornillos de **3/8"**.

Estas líneas de transmisión se aterrizarán a cada **30 m.**, pero como obligación será al inicio y final de las líneas, es decir el primer aterrizaje será inmediatamente debajo de la plataforma celular y el último a **20 cm** aprox. antes de entrar las líneas al contenedor. En caso de haber un cambio de dirección horizontal a vertical el aterrizaje se colocara antes de comenzar la curva (de arriba hacia abajo) aún existiendo los dos aterrizajes anteriormente mencionados.

La sujeción del cable # **2 THW** a lo largo de la cama guía de onda será por medio de cinturones metálicos para intemperie y la conexión de soleras de cobre a cama guía de onda por medio de tornillos con barriles aisladores de resina para **15 KVA** de **2 1/2"** de peralte.

Para unir las líneas de transmisión con el anillo del contenedor se utiliza una barra de cobre de **15.24 x 50.8 x 0.625 cm** ubicada en la parte inferior la entrada de las líneas de transmisión al contenedor utilizando cable del # **2 THW** color verde, utilizando una zapata ponchable con tornillo de **3/8"** de diámetro.

Esta barra se encuentra ubicada a **2.4 m.** de la altura total del contenedor.

## **ATERRIZAMIENTO DE LA BARRA DE COBRE DE TIERRA FÍSICA AISLADA.**

Para el aterrizamiento de los equipos de conmutación, transmisión, equipos de fuerza, aires acondicionados se utiliza una barra de cobre ubicada en el interior del tablero principal, el cuál se encuentra en el interior del contenedor. Esta **barra de cobre de tierra física aislada (B.C.T.F.A)**, se conectada a un electrodo que forma parte del anillo de tierras, con objeto de no tener diferencia de potencial que pueda dañar al equipo de comunicaciones.

El aterrizamiento de esta barra se realiza por medio de tubo P.V.C de uso rudo, color verde de **19 mm** de diámetro.

## **VARILLA COPPERWELD.**

El aterrizamiento de esta varilla se utiliza para aterrizar el nicho en donde se encuentra ubicada la acometida eléctrica, esta se realiza con el fin de aterrizar el neutro a tierra física y de esta manera tener una diferencia de potencial entre el neutro y la tierra física menor de **0.3 V**.

Esta varilla se encuentra ubicada en el registro eléctrico ubicado en el mismo nicho de la acometida eléctrica y para su unión se utiliza la soldadura exotérmica **GT** con una carga de **90** ya que la varilla utilizada cuenta con un diámetro de **5/8"** y utilizando un cable de cobre para el aterrizamiento del número **2/0 aislado**.

## V ANEXO

El orden de este anexo es el siguiente:

**V.1 Memoria de cálculo de cimentación mediante zapata aislada.**

**V.2 Memoria de cálculo de cimentación de pila cilíndrica.**

**V.3 Memoria de cálculo de sistema de tierras.**

**V.4 Figuras y planos del proyecto.**

**V.5 Conclusiones.**

Se utilizará el Reglamento de Construcciones para el D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, así como el Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Los datos necesarios para realizar los cálculos de cimentación son:

- peso de la torre monopolo de 24 m de altura = 9.5 ton.
- capacidad de carga del terreno para diseño de zapata aislada = 25.95 t/m<sup>2</sup>.
- capacidad de carga del terreno para pila = 59 ton (para diseño).

TESIS  
FALLA DE ORIGEN

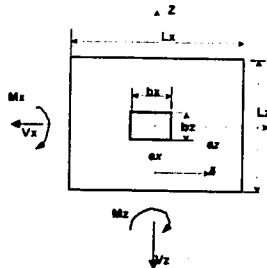
**V.1 MEMORIA DE CALCULO DE CIMENTACIÓN MEDIANTE ZAPATA AISLADA**

**ZONA I**

**Revisión de Esfuerzos en el Terreno**

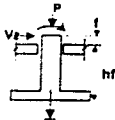
**a) Materiales**

Acero de ref.	$f_y$ : 4200	kg/cm <sup>2</sup>
Concreto	$f_c$ : 280	kg/cm
	$\gamma_c$ : 240	ton/m <sup>3</sup>
Terreno	$\gamma_r$ : 1.50	ton/m <sup>3</sup>
	$q_a$ : 25.95	ton/m <sup>2</sup>



**b) Dimensiones de zapata**

Zapata	Lx:	4.50	m
	Lz:	4.50	m
Prof de desplante	hf:	3.00	m
Peralte de zapata	h:	0.50	m
Altura de relleno	hr:	2.50	m
Dados	bx:	1.50	m
	bz:	1.50	m
Altura de dado	f:	0.40	m
	ht:	2.90	m



**Elementos Mecánicos sin factorizar**

**1) CM + CV + C Viento**

P =	9.5	Ton
Vx =	6.30	Ton
Vz =	0.00	Ton
Mx =	0.00	Ton-m
Mz =	109.77	Ton-m

**Elementos Mecánicos factorizados**

**4) (1.1 CM + 1.1 CV + 1.1 CViento)**

P <sub>1</sub> =	10.45	Ton
Vx <sub>1</sub> =	6.93	Ton
Vz <sub>1</sub> =	0.00	Ton
Mz <sub>1</sub> =	0.00	Ton-m
P <sub>2</sub> =	120.75	Ton-m

**c) Peso de cimentación**

Dado	Ad =	bx bz	=	1.50	x	1.50	=	2.25	m <sup>2</sup>
	Pd =	(Ad ht) $\gamma_c$	=	2.25	x	2.90	x	2.40	1.00
	Pd =	15.66	ton						
Zapata	Az =	Lz Lx	=	4.50	x	4.50	=	20.25	m <sup>2</sup>
	Pz =	Az h $\gamma_c$	=	20.25	x	0.50	x	2.40	
	Pz =	24.30	ton						
Relleno	Ar =	Az - Ad	=	20.25	-	2.250	=	18.00	m <sup>2</sup>
	Pr =	Ar hr $\gamma_r$	=	18.00	x	2.50	x	1.50	
	Pr =	67.50	ton						

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$$P_{om} = P_d + P_z + P_t = 33.16.00 + 34.30 + 37.90 = 107.46 \text{ ton}$$

$P_{cm}$   
 $h = h_1 + f$   
 $P_t = P + P_{om}$

$$P_o = 9.50 \text{ ton}$$

Peso de la resultante de las fuerzas incluyendo peso de cimentación:

$$z = 2.20m \quad z = L_z/2 = 2.20m \quad R_t = P_{om} + P_o = 107.46 + 9.5 = 116.96$$

$$x = 2.20m \quad x = L_x/2 = 2.20m$$

Momento actuante

$$M_x = R_t \cdot z = 253.16 \text{ ton-m}$$

$$M_z = R_t \cdot x = 253.16 \text{ ton-m}$$

Momento Volteo

$$M_{xo} = 0.00 \text{ ton-m}$$

$$M_{zo} = 108.77 \text{ ton-m}$$

### d) REVISION POR VOLTEO

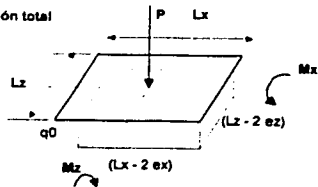
Volteo alrededor eje x

$M_{vx}$	=	$M_{xo} + (\Sigma V_z) \cdot (h_1 + h)$	=	0.00	+ 107.46	=	116.96
$M_{rx}$	=	$R_t \cdot z$	=	116.96	- 2.25	=	263.16
$F_{vx}$	=	$M_{rx}$	=	77400.00	>	2 o.k	
$M_{vx}$	=	0.00					

Volteo alrededor eje z

$M_{vz}$	=	$M_{zo} + (\Sigma V_x) \cdot (h_1 + h)$	=	108.77	+ 21.42	=	131.19
$M_{rz}$	=	$R_t \cdot x$	=	116.96	- 2.25	=	263.16
$F_{vz}$	=	$M_{rz}$	=	263.16	>	2 o.k	
$M_{vz}$	=	131.19					

Plastificación total



$L_x = 4.50$   
 $L_z = 4.50$   
 $A = 20.25$

$$q_0 = \frac{P_t}{(L_x - 2ex) \cdot (L_z - 2ez)}$$

$P_t =$	116.96				
$q_0 =$	25.95				
$ex = M_{vx} / P_t$	=	0.00 / 116.96	=	0.00	m
$ez = M_{vz} / P_t$	=	131.19 / 116.96	=	1.12	m

$L_x - 2ex =$	4.50	-	2	x	0.00	=	4.50	m
$L_z - 2ez =$	4.50	-	2	x	1.12	=	2.26	m

$$q_0 = \frac{116.96}{(4.50) \cdot (2.26)} = 11.52 \text{ ton/m}^2$$

Como  $q_0 < q_a$  o.k

Se aceptan las dimensiones de la zapata



## d) PRESIONES DE DISEÑO

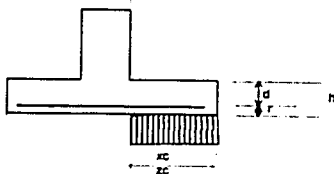
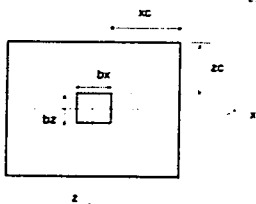
(No se consideran el peso propio ni el peso del relleno)

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.1 \cdot (P_o + P_{alm}) = 1.1 \cdot 10.45 + 118.21 = 128.66 \\
 M_{uz} &= 1.1 \cdot (M_{zo} + (\Sigma V_x) \cdot h) = 1.1 \cdot 120.75 + 23.98 = 144.31 \\
 M_{ux} &= 1.1 \cdot (M_{xo} + (\Sigma V_z) \cdot h) = 1.1 \cdot 0.00 + 0.00 = 0.00 \\
 e_x &= M_{ux} / P_u = 0.00 / 128.66 = 0.00 \text{ m} \\
 e_z &= M_{uz} / P_u = 144.31 / 128.66 = 1.12 \text{ m} \\
 L_x - 2 e_x &= 4.50 - 2 \cdot 0.00 = 4.50 \text{ m} \\
 L_z - 2 e_z &= 4.50 - 2 \cdot 1.12 = 2.26 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$q_0 = \frac{P_u}{(L_x - 2 e_x)(L_z - 2 e_z)} = \frac{128.66}{(4.50) \cdot (2.26)} = 12.67 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{max} = 12.67 \text{ ton/m}^2$$

Elementos	$P_u = 128.66 \text{ ton}$
Mec de diseño	$M_{ux} = 0.00 \text{ ton-m}$
	$M_{uz} = 144.31 \text{ ton-m}$



$$d = 0.45 \text{ m}$$

Planta

$$L_{1x} = (L_x - b_x) / 2 - d = (1.50 - 0.45) / 2 = 0.525 \text{ m}$$

$$L_{1z} = (L_z - b_z) / 2 - d = (1.50 - 0.45) / 2 = 0.525 \text{ m}$$

$$L_{1z} = (L_z - b_z) / 2 - d = (1.50 - 0.45) / 2 = 0.525 \text{ m}$$

$$L_{1x} = (L_x - b_x) / 2 - d = (1.50 - 0.45) / 2 = 0.525 \text{ m}$$

Flexión

$$r = 5.00 \text{ cm}$$

$$d = 50.00 - 5.00 = 45.00 \text{ cm}$$

## e) Cuantería de acero

$$\rho_{min} = 14 / f_y = 0.0033$$

$$f_y = 4200$$

$$\rho_b = \frac{f_c}{f_y} \times \frac{4800}{6000 + f_y} = \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{10200}$$

$$\rho_b = 0.01905$$

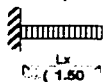
$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.0143$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 f_c \rho_{12}}{f_y} = \frac{11.07}{4200} = 0.00264$$

b) Dirección x

Tomando una franja de 1.00 m de ancho

$$q_{dim} = \frac{1.1 \cdot P \cdot cm}{(Lx \cdot Lz)}$$



$$q_0 = q_{max} - q_{dim} \quad q_0 = 5.84 \quad \text{ton/m}^2$$

$$q_{cm} = 5.84 \quad \text{ton/m}^2$$

$$q_0 = 6.83 \quad \text{ton/m}^2$$

$$M_{m\acute{a}x} = q_0 Lx^2 / 2$$

$$M_{m\acute{a}x} = 6.83 \times (1.50)^2 / 2 = 7.66 \quad \text{ton-m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 766,605 \quad \text{kg-cm}$$

$$F_R F_c b d^2 = 0.90 \times 170.00 \times 100.00 \times 2025.00$$

$$F_R F_c b d^2 = 30982500$$

$$Q = \frac{M_r}{F_R F_c b d^2} = \frac{766,605}{30982500} = 0.02480771$$

$$F_R F_c b d^2 = 30982500$$

0.85  $\phi$  f c b d<sup>2</sup> calculo de q

$$q = 1 - (1 - 2Q) = 0.0251233$$

Cuanta de acero  
7.12.2

$$p = q F_c / f_y = 0.0251 \times \frac{170}{4,200} = 0.001017$$

como  $p < p_{min}$  Rige mínimo  
 $< p_{max}$  OK

Usar  $p =$  [redacted]

$$A_s = p b d = 0.00264 \times 100.00 \times 45.00$$

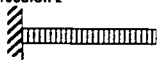
$$A_s = 11.86 \quad \text{cm}^2$$

se propone usar varillas # 6  $A_v = 2.86 \quad \text{cm}^2$

$$S = \frac{100 A_s}{A_v} \quad S = 24.04 \quad \text{cm}$$

usar varillas del # 6  $\bullet$  25 cm

c) Dirección z



1.00

Tomando una franja de 1.0 m de ancho

Lz = 1.05

$$M_{m\acute{a}x} = q_0 Lx^2 / 2$$

$$M_{m\acute{a}x} = 6.83 \times (1.05)^2 / 2 = 3.766 \quad \text{ton-m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 376,616 \quad \text{kg-cm}$$

$$F_R F_c b d^2 = 0.90 \times 170.00 \times 100.00 \times (45.00)^2$$

$$F_R F_c b d^2 = 30982500$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$Q = \frac{M_r}{F_r F_c b d^2} = \frac{0.376.816}{3.0682500} = 0.01215578$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2Q} = 0.0122306$$

$$p = q F_c / f_y = 0.0122 \times \frac{170}{4200} = 0.000495 \quad \text{cm}$$

como  $p < p_{\min}$  Rige mínimo

$< p_{\max}$  OK

Usar  $p =$  [redacted]

$$A_s = p b d = 0.0026 \times 100.00 \times 48.60 = 12.636 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.86 \text{ cm}^2$$

se propone usar varillas # 6  $A_v = 2.86 \text{ cm}^2$

$$S = 24.04 \text{ cm}$$

usar varillas del # 6  $\bullet$  25 cm

Revisión como Viga ancha (sección crítica a un peralte del paño)

Dirección en X

$$V_u = q_0 \cdot L_1 x$$

$$V_u = 7.17 \text{ ton}$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \quad (F_c)$$

$$V_{cr} = 25455.84 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 25.46 \text{ ton}$$

$v_u < v_{cr}$  OK

$$FR = 0.8$$

$$d = 0.45$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Dirección en z

$$V_u = q_0 \cdot L_2 z$$

$$V_u = 7.17 \text{ ton}$$

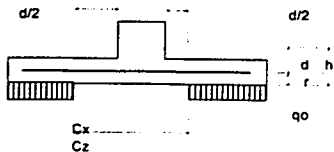
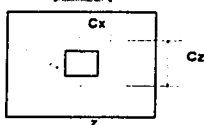
$$V_{cr} = 0.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \quad (F_c)$$

$$V_{cr} = 25455.84 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 25.46 \text{ ton}$$

$v_u < v_{cr}$  OK

Revisión por penetración



$$C_x = b_x + d = 1.50 + 0.45 = 1.95 \text{ m}$$

$$C_z = b_z + d = 1.50 + 0.45 = 1.95 \text{ m}$$

$$b_o = 2(C_x + C_z) = 2(1.95 + 1.95) = 7.80 \text{ m}$$

$$b_o = 7.80 \text{ m} = 400.00 \text{ cm}$$

$$A_c = b_o d = 780.00 \times 45.00 = 35,100.00 \text{ cm}^2$$

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN

## b) Cortante actuante

$$V_u = P_u - q_0 (C_x C_z)$$

$$V_u = 128.86 - 0.83 \cdot (1.95 \times 1.95) = 102.677$$

kg

## c) Transmisión de momento dirección x

Fracción de momento transmitido

$$\alpha_{vx} = \frac{1}{1 + (2/3)(C_x/C_z)} = \frac{1}{1 + (2/3)(1.95/1.95)} = 0.40$$

Momento polar de inercia

$$J_{cx} = \frac{d C_x^3 + C_x d^3 + d C_z C_x^2}{6}$$

$$d C_x^3 = 45.00 \times (195.00)^2 = 333,889,375 \text{ cm}^4$$

$$C_x d^3 = 195.00 \times (45.00)^3 = 17,769,375 \text{ cm}^4$$

$$d C_z C_x^2 = 45.00 \times 195.00 \times (195.00)^2 = 333,889,375 \text{ cm}^4$$

$$J_{cx} = 55,811,563 + 2,981,563 + 198,834,888 = 225,407,813 \text{ cm}^4$$

$$C_{cx} = C_x / 2 = 195.00 / 2 = 97.50 \text{ cm}$$

## d) Transmisión de momento dirección z

Fracción de momento transmitido

$$\alpha_{vz} = \frac{1}{1 + (2/3)(C_z/C_x)} = \frac{1}{1 + (2/3)(1.95/1.95)} = 0.40$$

Momento polar de inercia

$$d C_z^3 = 45.00 \times (195.00)^2 = 333,889,375 \text{ cm}^4$$

$$C_z d^3 = 195.00 \times (45.00)^3 = 17,769,375 \text{ cm}^4$$

$$d C_x C_z^2 = 45.00 \times 195.00 \times (195.00)^2 = 333,889,375 \text{ cm}^4$$

$$J_{cz} = 55,811,563 + 2,981,563 + 198,834,888 = 225,407,813 \text{ cm}^4$$

$$C_{cz} = C_z / 2 = 195.00 / 2 = 97.50 \text{ cm}$$

## e) Esfuerzo actuante

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha_{vx} M_{zu} C_{ox}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_{vz} M_{xu} C_{oz}}{J_{cz}}$$

$$v_u = 2.93 + 0.00 + 0.00 = 2.93 \text{ kg/cm}^2$$

## f) Esfuerzo resistente

$$v_{c1} = F_r (0.5 + \gamma) (f_c)^{1/2}$$

$$\gamma_c = \frac{b_x}{b_z} = \frac{1.50}{1.50} = 1.50$$

$$v_{c1} = 14.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{c2} = F_r (f_c)^{1/2}$$

$$v_{c2} = 9.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{cr} = 9.90 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{RIGE}$$

Como  $v_u < v_{cr}$  OK

g.) Refuerzo por temperatura

g.1) Acero en positivo

$$as = \frac{(680(x1))}{Fy(x1+100)} \quad Aa2 = 11.86 \text{ cm}^2$$

usar var # 6

● 25 cm

x1 = Dim. Mínima perpendicular al refuerzo

$$as = 0.05238 \quad Aa \text{ min} = 5.238$$

se propone usar varillas # 4  $Av = 10.127 \text{ cm}^2$

$$Sep = 24.38 \text{ cm}$$

ARMADO DEL DADO

$$p = 0.0070 \quad Aa = 157.5 \text{ cm}^2$$

COLOCAR:

14 VARILLAS # 8 159.60 cm<sup>2</sup> O.K

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## V.2 MEMORIA DE CÁLCULO DE PILA CILÍNDRICA.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos, se tiene un capacidad de carga para el diseño de la cimentación de 59 ton.

### CÁLCULO DE LA PILA DE CIMENTACIÓN.

Parámetros de diseño:

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.5 \text{ ton/m}^3 \text{ (considerando este valor en toda la profundidad).}$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$D_f = 9.7 \text{ m}$$

$$B \text{ cabeza} = 1.20 \text{ m.}$$

$$H \text{ cabeza} = 1.50 \text{ m.}$$

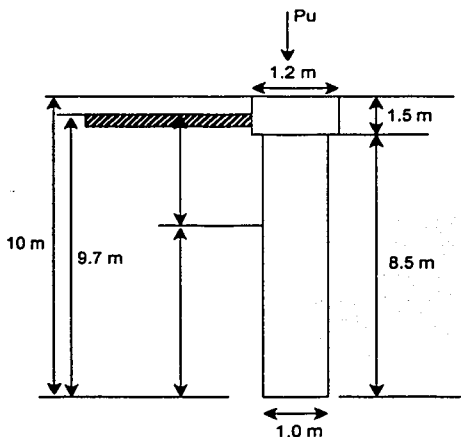
$$\text{Diám cuerpo} = 1.00 \text{ m.}$$

$$H \text{ cuerpo} = 8.50 \text{ m.}$$

$$\text{Base (B)} = 1.00 \text{ m.}$$

$$p = 10.00 \text{ m.}$$

$$P_u = 9.5 \text{ ton.}$$



Cálculo del peso de la pila:

$$\text{- Refuerzo de la cabeza (B*B)} = 1.20 * 1.20 * 1.50 = 2.16 \text{ m}^3$$

$$\text{- Cuerpo } (\pi d^2/4) = 0.7854 \text{ m}^2 * 8.5 \text{ m} = 6.68 \text{ m}^3$$

$$\text{- Total} = 8.84 \text{ m}^3$$

$$\text{- Peso de la pila} = 8.84 \text{ m}^3 * 2.4 \text{ ton/m}^3 = \mathbf{21.22 \text{ ton.}}$$

Carga puntual del monopolo = 9.5 ton.

W pila = 21.22 ton.

Peso total = 30.72 ton.

De acuerdo a las NTCDCC del D.F.:

Se debe cumplir que:

$$\sum Q_{fc} \leq R$$

en donde:

$\Sigma Q_{fc}$ : es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta por la combinación de cargas más desfavorables, afectadas por sus respectivos factores de carga, incluyendo el peso de la pila.

R: capacidad de carga de la pila de cimentación, la cual debe corregirse cuando la pila es de más de 0.50 m de diámetro multiplicando la propia capacidad por el factor Fre.

$$\Sigma Q_{fc} = 30.72 \text{ ton} \cdot 1.4 = 43.01 \text{ ton}$$

R = 59 ton de acuerdo al estudio de mecánica de suelos.

( $\Sigma Q_{fc} = 43.01 \text{ ton.}$ ) < (R = 59 ton.) correcto.

Diseño de la pila como columna corta de sección circular.

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.80 \times f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

como  $f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$

$$f''c = (1.05 - (f^*c/1250))f^*c = 231.28 \text{ kg/cm}^2$$

Condiciones críticas de carga de servicio:

$$P_u = 9.5 \text{ ton.}$$

$$M_u = 32.00 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$D = 0.95$$

$$F_r = 0.85$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 3.37 \text{ m}$$

$$K = \frac{P_u}{F_r D^2 f'_c} = 0.0054$$

$$R = \frac{M_u}{F_r D^3 f'_c} = 0.0190$$

Con los valores de  $K$  y  $R$ , se obtiene el valor de  $q$  el cual es de **0.10** (ver gráfica).

El acero requerido para el refuerzo longitudinal de la pila es:

$$A_s = q \frac{\pi D^2}{4} \frac{f'_c}{f_y} = 39.03 \text{ cm}^2$$

utilizando varilla No 6 =  $2.87 \text{ cm}^2$ . Cantidad = 14  $A_s = 40.18 \text{ cm}^2$ , con lo que se cubre el acero requerido.

**Cálculo de la resistencia de la pila con refuerzo.**

Notación:

$A_g$ : área total de la sección.

$A_c$ : área del núcleo de concreto confinado por el refuerzo helicoidal.

$f'_c$ : resistencia del concreto.

$f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero.

$A_s$ : área de acero de refuerzo longitudinal.

$\rho_s$ : cuantía volumétrica de refuerzo longitudinal.



Recubrimiento libre = 6.5 cm.

Paso de la helice = 6.0 cm.

Helice del No. 5

Ae = 1.93 cm<sup>2</sup>.

d<sub>1</sub> = 95 cm (Considerando los defectos que se puedan tener durante la perforación).

d<sub>2</sub> = 82 cm

Ag = (π d<sub>1</sub><sup>2</sup>)/4 = 7088.22 cm<sup>2</sup>

Ac = (π d<sub>2</sub><sup>2</sup>)/4 = 5281.02 cm<sup>2</sup>

### Revisión del refuerzo helicoidal.

$$\rho_s > 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_s > 0.12 * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_s = \frac{4 A_e}{s d_2} = \frac{4 * 1.93}{6 * 82} = 0.01569$$

$$0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) = 0.01283$$

$$0.12 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.01000$$

por lo tanto es CORRECTO.

### Cálculo de la resistencia.

$$P_{f10} = f'_c * A_g + A_s * f_y = I$$

$$P_{f10} = 1783.02 \text{ ton}$$

### Cálculo de la resistencia de diseño.

$$P_{r0} = Fr * P_{r0} \quad Fr = 0.85$$

$$P_{r0} = 1515.56 \text{ ton.}$$

### Diseño del refuerzo de la cabeza como (dado de cimentación).

$$FR = 0.7$$

$$A_g = 14400 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 13225 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) = 0.00333$$

$$\rho_s = 0.12 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.01000$$

$$\text{se toma } \rho_s = 0.01000$$

$$\rho_s = 0.007 \text{ por RCDF.}$$

$$A_s = 100.8 \text{ cm}^2$$

se propone utilizar varillas del No. 6 ( $A_\phi = 2.87 \text{ cm}^2$ )

$$\text{No de varillas} = \frac{A_s}{A_\phi} = 35.12$$

aproximado 35 varillas

Paquetes de varillas de 2 diámetros.

18 juegos de varillas del No. 6 en paquetes de 2 varillas.

Se colocarán 14 paquetes con 2 varillas del No. 6 y los últimos 4 paquetes se contarán de las varillas longitudinales de la pila. Sumando el área cubierta por el acero de refuerzo =  $120.54 \text{ cm}^2 > 100.8 \text{ cm}^2$

## Refuerzo transversal.

Estribos del No. 5 diámetro de la varilla = 1.59 cm

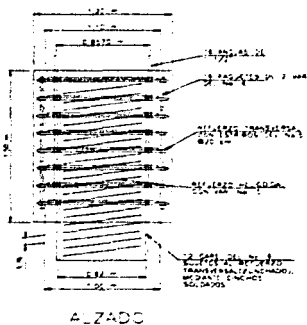
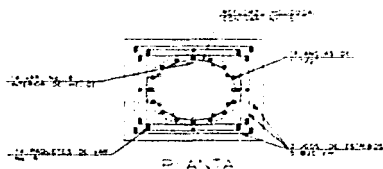
$$\frac{850}{fy} = 20.85 \text{ cm}$$

$$48 \times 1 \text{ diám estribo} = 76.2 \text{ cm}$$

$$b/2 = 60 \text{ cm}$$

sep. estribos  $\leq 20 \text{ cm}$

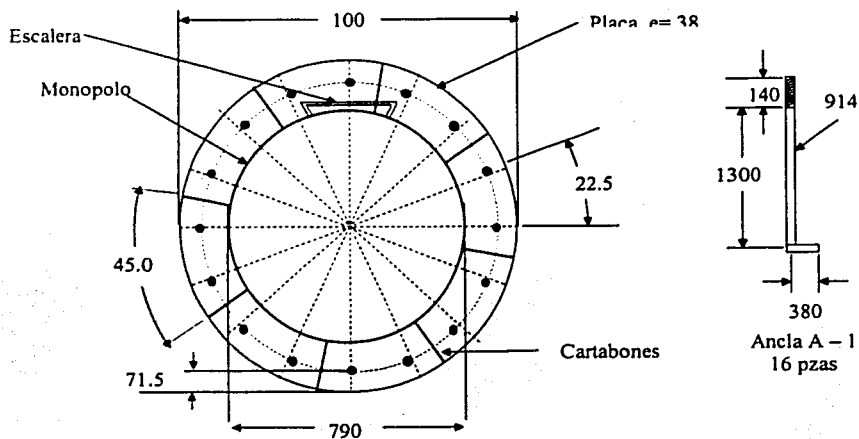
se proponen 4 juegos de estribos del No. 5 @ 20 cm una será cuadrado, 2 rectangulares y el último será el propio refuerzo helicoidal.



Detalles de armado en el refuerzo en la cabeza de la pila de cimentación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Revisión de anclajes.



$\phi$  ancla = 1.50 in.  
 # anclas = 16  
 d = 0.857 m a ejes de anclas.  
 M = 32.00 ton\*m

$P = M/d = 37.34$  ton.

$R_z = 2.14$  ton.

debido al incremento de los esfuerzos permisibles del acero por acciones accidentales se tiene que:

$P = 28.92$  ton. (tensión).

$R_z = 1.60$  ton (cortante).

El esfuerzo permisible de las anclas estará dado por la siguiente expresión:

$$F_t = 1830 - 1.8fv \leq 1410 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\text{anclas}} = 182.4147 \text{ cm}^2$$

$$fv = \frac{Rz}{A_{\text{anclas}}} \text{ Esf. corte} = 8.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$ft = \frac{Ry}{A_{\text{anclas}}} \text{ Esf. tensión} = 158.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{como: } Ft = 1814.17 \text{ kg/cm}^2 > 1410 \text{ kg/cm}^2$$

se toma en cuenta:

$$Ft = 1410 \text{ kg/cm}^2$$

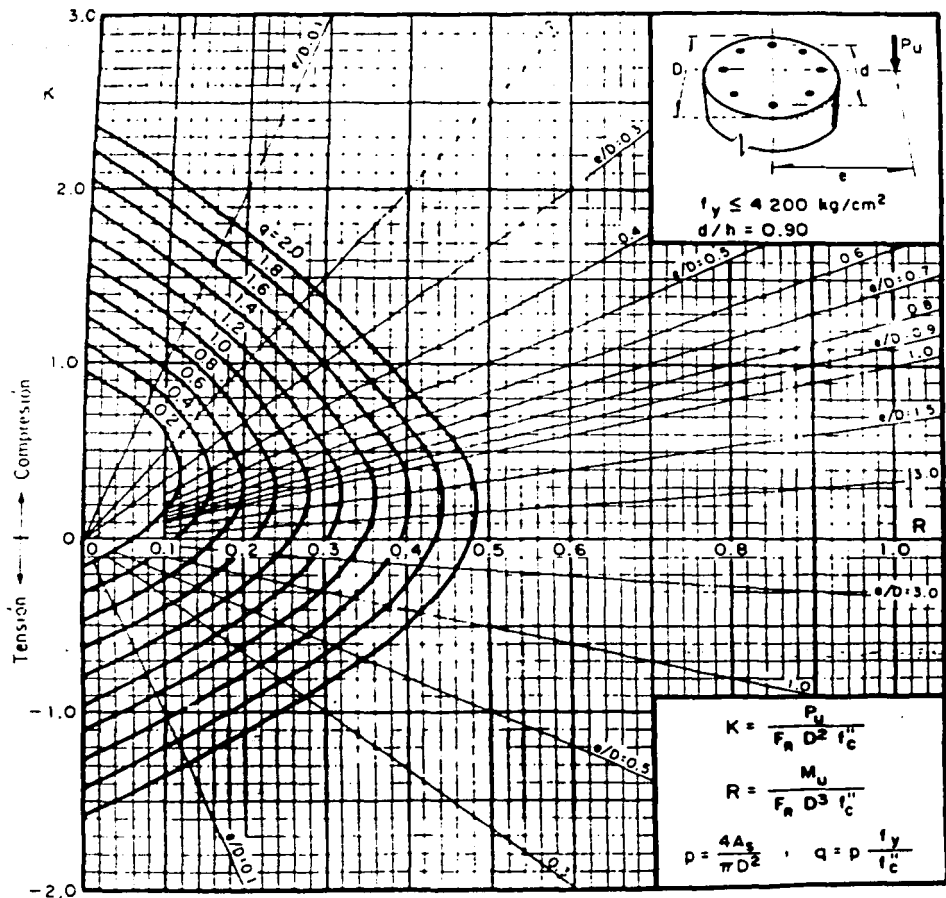
$$Ft = 1410 \text{ kg/cm}^2 > 158.57 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{CORRECTO.}}$$

Nota: se proponen 8 cartabones para resistir el cortante en la base del monopolo.

#### JUSTIFICACIÓN:

Se decidió construir una pila de cimentación en el sitio para soportar las acciones de la torre camuflageada y transmitir las al subsuelo a una profundidad mayor para que de esta forma no se afecten las obras complementarias tales como la cimentación de la casa u el muro de contención.

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN



$A_s$  = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c'$ , si  $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c'}{1250}) f_c'$ , si  $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$

$F_R$  = Factor de resistencia

$P_u$  = Carga axial de diseño

$M_u$  = Momento flexionante de diseño

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN

## V.3 MEMORIA DE CÁLCULO DE SISTEMA DE TIERRAS

### MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA DEL TERRENO

NOMBRE DEL SITIO RADIO BASES CLAVE: S/N FECHA: 2002

DIRECCION ZONA I

REALIZADO POR: JESÚS ROBERTO GONZÁLEZ SOTO.

TIPO DE INMUEBLE: TERRENO. ÁREA DEL SITIO: 35 m<sup>2</sup>

MÉTODO UTILIZADO: DEL 62% ( 3 PUNTOS).

MEDICIÓN No.1 620.00 Ω

MEDICIÓN No.2 660.00 Ω

MEDICIÓN No.3 680.00 Ω

MEDICIÓN PROMEDIO: 653.33 Ω

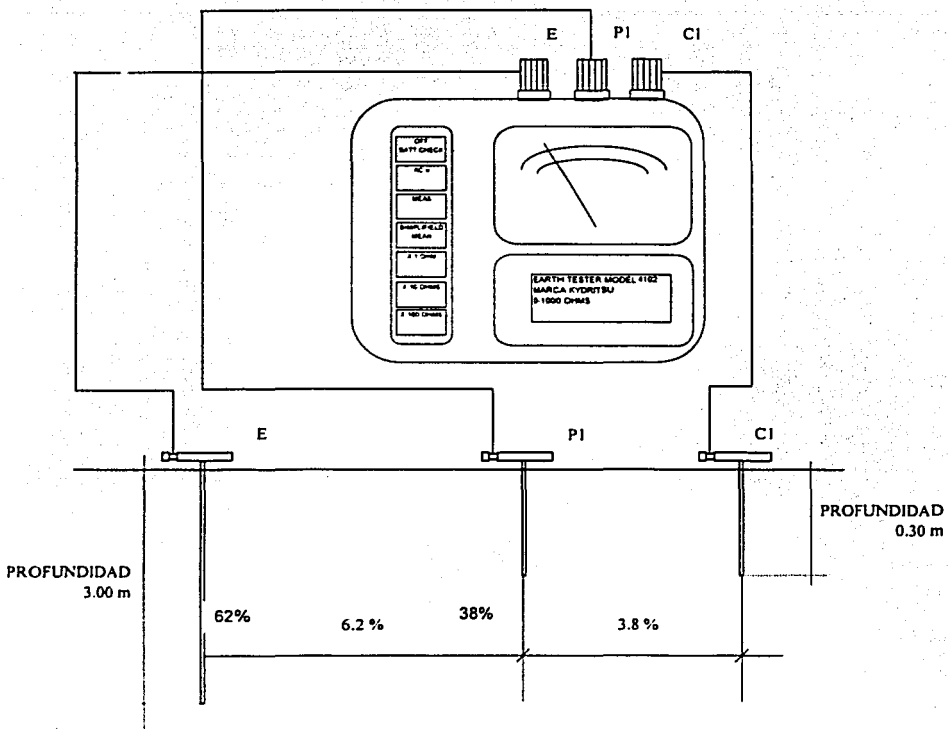
POSIBILIDADES DE ATERRIZAMIENTO:

BUENA  X  
MALA  
REGULAR

EL MÉTODO A UTILIZAR PARA OBTENER LA MEDICIÓN QUE DETERMINA LA RESISTIVIDAD PROMEDIO EN GRANDES VOLÚMENES DE TIERRA NO HOMOGÉNEA, EN UN EDIFICIO O TERRENO ES EL MÉTODO DE TRES PUNTAS QUE CONSISTE EN DOS ELECTRODOS DE PEQUEÑA LONGITUD ENTERRADOS EN LA TIERRA A UNA PROFUNDIDAD "C" (30cm) Y ESPACIADOS EN UNA LÍNEA RECTA ENTRE SI EN INTERVALOS DE SEPARACIÓN "A" Y "B", Y EN UNA REFERENCIA DE TIERRA (TUBERÍA DE AGUA, ESTRUCTURA O VARILLA) DONDE SE HACE CIRCULAR UNA CORRIENTE DE PRUEBA Y UNA DIFERENCIA DE POTENCIAL. SE MIDE CON UN POTENCIÓMETRO O VOLTÍMETRO DE ALTA IMPEDANCIA. POR LO QUE V/I PROPORCIONA LA RESISTENCIA DE R OHMS.

EL MÉTODO DE PRUEBA DE LOS 3 PUNTOS ES UTILIZADO PARA DETERMINAR LA RESISTIVIDAD EN xm. LA RESISTIVIDAD DE LA TIERRA PUEDE CALCULARSE PARTIENDO DE LAS MEDICIONES DE RESISTENCIA A TIERRA EFECTUADAS CON EL MEDIDOR DE TIERRAS, COMO SE MUESTRA EN EL ESQUEMA SIGUIENTE.

DE LOS RESULTADOS DE LA MEDICIÓN, SE PROCEDE A CALCULAR LA RESISTENCIA DEL TERRENO, YA QUE CON ESTE DATO DE DISEÑO EL ARREGLO DEL SISTEMA DE TIERRAS DEBERÁ DE SER LO SUFICIENTEMENTE SEGURO (MENOR A 3 OHMS TOTALES), CONTRA DESCARGAS ATMOSFÉRICAS DE POTENCIAL GRANDES.



### CALCULO DE LA RESISTENCIA DEL TERRENO

LA RESISTIVIDAD EN LOS TERMINOS DE LAS UNIDADES DE LONGITUD EN LA QUE SON MEDIDOS LA REFERENCIA Y LA DISTANCIA A Y B SE DETERMINA POR:

$$\rho = \frac{2 * \pi * L * R}{\ln \left[ \frac{2.934 * L}{d} \right]}$$



# TESIS CON FALLA DE ORIGEN

DONDE:

L = LONGITUD DE LA VARILLA DE TIERRA  $0.3$  m

d = DIAMETRO DE LA VARILLA  $0.015875$  m

R = RESISTIVIDAD DEL TERRENO EN OHMS  $653.33$   $\Omega$

POR LO TANTO LA RESISTIVIDAD DEL TERRENO ES:  $\rho = 306.695 \Omega \cdot m$

## CALCULO DE LA RED DE TIERRAS

PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE PUESTA A TIERRA DEL SITIO "RB AHUEHUETES", SE PARTE DE LOS VALORES OBTENIDOS DE LA RESISTIVIDAD DEL TERRENO, PARA QUE MEDIANTE UN ARREGLO DE ELECTRODOS SE OBTENGA LA RESISTENCIA REQUERIDA, POR LO QUE A CONTINUACION TENEMOS LOS SIGUIENTES DATOS.

RESISTENCIA REQUERIDA PARA LA PUESTA A TIERRA: MENOR A 3.0 OHMS.

EQUIPO DE MEDICION EMPLEADO: MEGGER DE TIERRAS DE TRES ELECTRODOS DE REFERENCIA (2).

METODO DE MEDICION EMPLEADO: 62% (3 PUNTOS).

RESISTIVIDAD MEDIDA EN SITIO:

$$\rho = 306.695$$

$\rho$  = resistividad del terreno en  $\Omega/m$

a = distancia entre electrodos en m

R = lectura directa en  $\Omega$

SE CONSIDERA COMO EL SISTEMA DE PUESTA A TIERRA ELECTRODOS QUIMICOS DE MARCA ELECTROSTATICA TIPO PARES.

DE ACUERDO CON LA MEDICION REALIZADA EN EL SITIO LA RESISTIVIDAD DEL TERRENO ES DE

$$\rho = 306.695 \Omega/m$$

EN ESTUDIOS DE LABORATORIO, LA RESISTENCIA DE UN ELECTRODO DE COMPUESTOS QUIMICOS ES MENOR A LA DE LAS VARILLAS COOPERWELD, POR LO QUE EL ESTUDIO SE HARA CON VARILLAS ACERADAS CON RECUBRIMIENTO DE COBRE DE ESPESOR MINIMO 0.254 mm Y DIMENSIONES 5/8" x 3.00 mts.

**LA RESISTENCIA DE UNA VARILLA DE TIERRA ESTA DADA POR:**

$$R = \frac{\rho}{2\pi * L} \left[ \ln \frac{4L}{r} - 1 \right] \quad R = 102.848 \Omega$$

**DONDE:**

- R:** RESISTENCIA DE LA VARILLA DE PUESTA A TIERRA EN OHMS
- L:** LONGITUD DE LA VARILLA A INSTALAR EN mts
- r:** RADIO DE LA VARILLA A INSTALAR EN mts\*
- p:** RESISTIVIDAD DEL TERRENO [ $\Omega / m$ ]

\* radio de la varilla, se obtiene de la siguiente forma: diámetro de la varilla es de 5/8" = 0.625 pulg.  
Radio de la varilla = diámetro x 2.54/2 = 0.793 cm = 0.0079375 mts PARA BAJAR LA RESISTENCIA,  
APLICAR LOS FACTORES DE LA TABLA

VARILLA	FACTOR A APLICAR
2	1.16
3	1.29
4	1.36
8	1.68
12	1.80
16	1.92
20	2.00
24	2.16

N= 7 F= 1.68

APLICANDO LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$R1 = \frac{R}{N} (F) \Omega$$

**DONDE:**

- R1:** RESISTENCIA DE VARILLAS DE PUESTA A TIERRA.
- R:** RESISTENCIA DE LA VARILLA DE PUESTA A TIERRA.
- N:** NUMERO DE VARILLAS.
- F:** FACTOR DE CORRECCION CUANDO SE USAN MAS DE UNA VARILLA.

$$R1 = \frac{102.848}{7} \quad (1.68)$$

POR LO TANTO TENEMOS:  $R1 = 24.684 \Omega$

LA RESISTENCIA DE LOS ELECTRODOS ES 20 VECES MENOR A LA DE LAS VARILLAS COPPERWELD, POR LO QUE LA RESISTENCIA DEL NUMERO DE VARILLAS SERA:

$$R_{ELECTRODO} = \frac{R1}{20}$$

$$R \text{ (ELECTRODO)} = 1.2342 \Omega$$

CALCULO DE LA RESISTENCIA DEL CABLE CONDUCTOR EN EL CAL. 2/0 AWG (MALLA) (1) PARA CALCULAR LA RESISTENCIA DEL CABLE CONDUCTOR (MALLA), CON UNA LONGITUD DE 120 m, ENTERRADO A UNA PROFUNDIDAD DE 0.6 m SE APLICA LAS SIGUIENTES FORMULAS:

$$R_{MALLA} = \rho \left[ \frac{1}{L} + \frac{1}{20(A)} \left( 1 + \frac{1}{1 + H \left( \frac{20}{A} \right)} \right) \right] \Omega$$

DONDE:

$R_{MALLA}$ : RESISTENCIA DEL CABLE ENTERRADO ( MALLA ) EN W

A: AREA DE LA MALLA DE TIERRAS EN METROS CUADRADOS	35.00 m <sup>2</sup>
L: LONGITUD DEL CABLE EN METROS	50 m
H: PROFUNDIDAD DEL CABLE ENTERRADO	0.60 m
$\rho$ : RESISTIVIDAD DEL TERRENO	306.695 $\Omega/m$

SUSTITUYENDO LOS VALORES EN LA FORMULA TENEMOS:

$$RMALLA = 28.492 W$$

LA RESISTENCIA TOTAL EQUIVALENTE DE LAS VARILLAS Y CABLES ENTERRADO (MALLA), SE APLICA EN LA SIGUIENTE FORMULA:

$$R_{TOTAL} = \frac{RMALLA \times R_{CABLE}}{RMALLA + R_{CABLE}}$$

$$R_{TOTAL} = \frac{28.49 \times 1.2342}{28.49 + 1.234}$$

$$R_{TOTAL} = 1.183 \Omega$$

TABLA DE RESULTADOS:

SITIO No.	MEDICION Resistividad del terreno $\rho/m$	Resistividad VARILLA $\Omega$	NUMERO DE VARILLAS	FACTOR DE # VARILLAS	LONG. CABLE MALLA mts	RESIST. CABLE MALLA (ELECTRODO) $R1\Omega$	RESIST. CABLE MALLA $RCABLE\Omega$	RESIST. TOTAL EQUIV. $RTOTAL\Omega$
MIR	306.695	102.848	7	1.68	50	1.2342	28.492	1.183

EL VALOR DE RESISTENCIA DE PUESTA A TIERRA, ES MENOR AL CRITERIO DEL CLIENTE (3 OHMS); POR LO QUE SE CUMPLE CON LOS REQUISITOS DE SEGURIDAD QUE MARCA LA NORMA OFICIAL MEXICANA

EN CONCLUSIÓN POR EL ARREGLO Y DEBIDO AL CRITERIO DEL CLIENTE SE REQUIEREN 7 ELECTRODOS QUIMICOS DE MARCA ELECTROSTATICA TIPO PARRES Y 50 m DEL CABLE CAL 2/0 DESNUDO, ENTERRADO A UNA PROFUNDIDAD DE 0.60 m, CONECTADOS ENTRE SI POR MEDIO DE CONEXIONES CADWELL. PARA OBTENER UNA RESISTENCIA EN EL SISTEMA DE PUESTA A TIERRA DE 1 183  $\Omega$ . ADEMÁS SE REQUIERE DE UNA VARILLA COPPERWELD DE 5/8" x 3.00 m DE LONGITUD. PARA ATERRIZAR EL NEUTRO DE ACOMETIDA.

#### NIVEL DE CORRIENTE DE CORTO CIRCUITO

Para determinar el diámetro del conductor para el sistema de tierra se considera como corriente máxima de corto circuito  $I_{cc} = 30000$  A

Calibre del conductor

Se determina el calibre del conductor por medio de la formula Onderdonk (pag. 17 del std. 80-IEEE)

$$A = \frac{I}{33 * s \log\left(\frac{tm - ta}{234 + ta}\right) + 1}$$

donde:

A: Sección del conductor en Circular Mil

I: Corriente de falla a tierra (Icco = 30000 A)

tm: Temperatura máxima admisible en °C  
 450 °C para conectores soldables  
 250 °C para conectores mecánicos

ta: Temperatura ambiente en °C (30 °C)

s: Tiempo de falla en segundos (0.1 seg)

por lo tanto:

$$A = 49715.30 \text{ MCM}$$

Esto equivale al calibre 2 AWG con 66370 MCM, el cual es menor al calibre mínimo que marca la norma que es de 4/0 AWG, por lo que, (NOM-001-semp-1994), ART. 2403-2C:

**CALIBRE A UTILIZAR EN LA MALLA 2/0, CON 133100MCM. (CRITERIO TELCEL)**

#### **V.4 FIGURAS Y PLANOS DEL PROYECTO**

127







PROF (m)	DESCRIPCIÓN	PERFIL ESTRATIGRAFICO	GRUPO SUELOS	W %	LL %	LP %	IP %	e	Gs %	UU			P V	Ss	SIMBOLOGIA
										qu C	C	$\phi$			
-0.0	PCA - 1														 ARCILLA
-0.2	CAPA DE SUELO VEGETAL														 LIMO
-0.4	RELLENO CONSTITUIDO POR LIMO ARENOSO Y ARCILLA DE COLOR CAFÉ OSCURO, CON RAICES, PEDACERIA DE TABIQUE Y BASURA EN ESTADO SUELTO														 ARENA
-0.6															 GRAVAS
-0.8															 RELLENO
-1.0															 BASALTO
-1.2	RELLENO CONSTITUIDO POR LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO EMPACADO EN FRAGMENTOS DE ANDESITA Y RAICILLAS SECAS														W CONTENIDO DE AGUA LL LIMITE LIQUIDO LP LIMITE PLASTICO IP INDICE PLASTICO e RELACIÓN DE VACIOS Gs GRADO DE SATURACIÓN
-1.4															q RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE
-1.6															UU PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA
-1.8															C COHESIÓN (ton/m <sup>2</sup> ) $\phi$ ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA
-2.0															Ss DENSIDAD DE SOLIDOS VRS VALOR RELATIVO DE SOPORTE H.O. HUMEDAD ÓPTIMA PVS PESO VOLUMÉTRICO SECO % EXP % DE EXPANSIÓN
-2.2															
-2.4															
-2.6															
-2.8															
-3.0															

FIGURA No. 11

PERFORADORA LONYEAR 34				TIPO DE BOMBA MOYNO 3L6			REGISTRO DE CAMPO SONDEO SPT - 2				
No MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTANDAR				CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES
							PESO DE MARTILLO 54 kg		TIPO DE HERRAMIENTA		
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR % 15 (DEERE)	No DE GOLPES EN			MUESTREO	
							15 cm	30 cm	15cm		
1	0 00	0 25	0 25	0 20	0 33		ROTACIÓN			BARRIL	RELI ENOS CONCRETO CON ARENA ARCILLOSA
2	0 25	0 80	0 55	0 40	0 67		ROTACIÓN			BARRIL	ROCAS
3	0 80	1 40	0 60	0 50	0 83		1	7	8	T P	ARCILLA NEGRA
4	1 40	2 00	0 60	0 35	0 58		4	17	13	T P	ARCILLA PLASTICA NEGRA
5	2 00	2 60	0 60	0 37	0 62		13	8	12	T P	ARCILLA PLASTICA NEGRA
6	2 60	3 20	0 60	0 58	0 97		6	18	8	T P	ARCILLA NEGRA POCO ARENOSA
7	3 20	3 80	0 60	0 30	0 50		6	15	10	T P	ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ
8	3 80	4 20	0 40	0 25	0 42		7	10	13	T P	ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ
9	4 20	4 80	0 60	0 27	0 45		11	37	31	T P	ARENA LIMOSA
10	4 80	5 40	0 60	0 35	0 58		12	28	30	T P	ARENA FINA POCO LIMOSA
	5 40	6 00	0 60	0 00	0 00		13	17	28	T P.	ARENA FINA (MUESTRA REPRESENTATIVA)
11	6 00	6 70	0 70	0 50	0 83		10	20	7	T.P.	ARCILLA ARENOSA CON LENTE
12	6 70	7 40	0 70	0 35	0 58		12	18	10	T.P.	ARCILLA ARENOSA NEGRA
13	7 40	7 70	0 30	0 20	0 33		12	50/15		T.P.	ARCILLA CON ARENA Y GRAVAS EN ZAPATA
	7 70	7 80	0 10	0 00	0 00		AVANCE			B.T.	
14	7 80	7 95	0 15	0 05	0 08		50/10			T.P.	PEDACERIA DE ROCA
	7 95	8 40	0 45	0 00	0 00		AVANCE			B.T.	
	8 40	8 55	0 15	0 00	0 00		50/15			T.P.	
	8 55	9 00	0 45	0 00	0 00		AVANCE			B.T.	
15	9 00	9 15	0 15	0 00	0 00		50/15			T.P.	MUESTRA REPRESENTATIVA
	9 15	9 60	0 45	0 00	0 00		AVANCE			B.T.	PEDACERIA DE ROCA
	9 60	9 63	0 03	0 00	0 00		50/3			T.P.	
	9 63	10 20	0 57	0 00	0 00		AVANCE			B.T.	
	10 20	13 10	2 90	0 00	0 00					BW	AVANCE CON BROCA DE TUNGSTENO

FIGURA 12

126



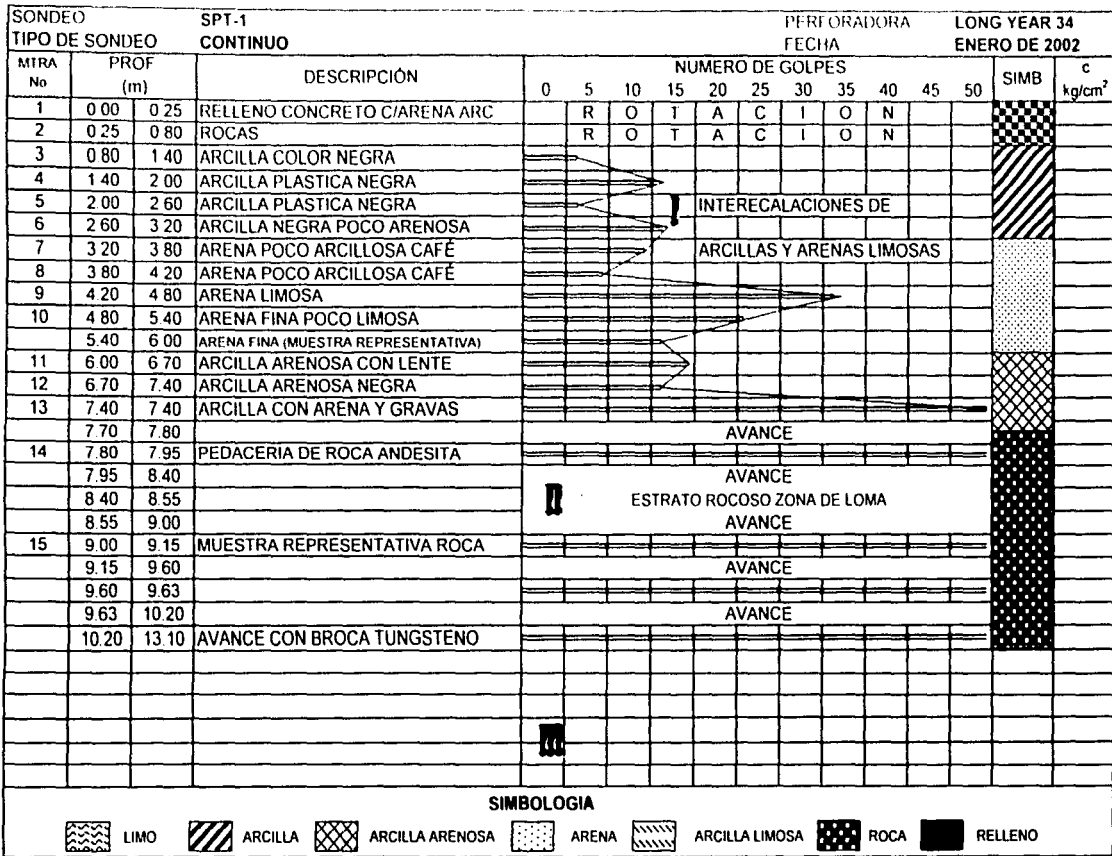


FIGURA 13

DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D2216-71

CLASIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO SEGUN SIST. UNIFICADO DE CLASIF. DE SUELOS (SUCS)

NOMENCLATURA:

Wc = PESO DE LA CAPSULA  
 Wh = PESO DE LA MUESTRA HUMEDA  
 Ws = PESO DE LA MUESTRA BECA  
 Ww = PESO DEL AGUA

PROYECTO: BOSQUES DE AHUEHUETES

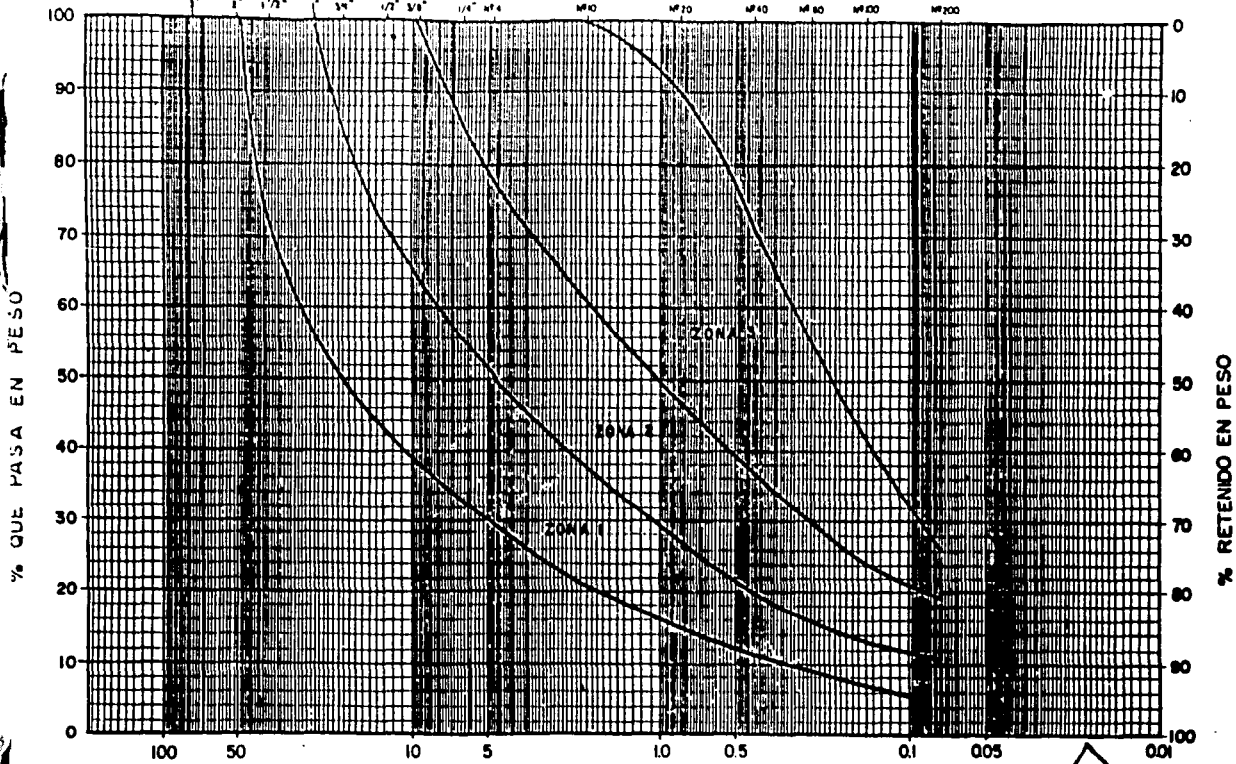
UBICACION:

BONDEO: SPT-1

FECHA:

CUESTA	PROFUNDIDAD		CAPSULA		CÁLCULO DEL CONTENIDO DE HUMEDAD					CLASIFICACION VISUAL Y AL TACTO		MUESTRA
	DE (m)	A (m)	N	Wc (g)	Wh+Wc (g)	Ws+Wc (g)	Ww (g)	Ws (g)	Ww %	DESCRIPCION	Tipos	
1	0.00	0.25	8	25.10	34.90	32.70	2.2	7.6	29%	MATERIAL DE RELLENO CON FRAGMENTOS DE CONCRETO Y ALGUNAS GRAVAS		
2	0.25	0.80	---	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0%	FRAGMENTOS DE ROCA GRIS CLARO (ANDESITA)		
3	0.80	1.40	9	24.40	35.50	33.30	2.2	8.9	25%	ARCILLA NEGRA PLASTICA EMPACANDO A GRAVAS FINAS A GRUESAS		
4	1.40	2.00	10	36.9	51.10	47.70	3.4	10.8	31%	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD OSCURO CON ARENA FINA		
5	2.00	2.80	11	24.50	40.02	36.20	3.8	11.7	33%	ARCILLA NEGRA PLASTICA CON ARENA FINA A MEDIA		
6	2.80	3.20	12	36.30	50.02	46.40	3.6	10.1	36%	ARENA FINA LIMOSA CAFÉ CLARO		
7	3.20	3.80	13	36.30	48.20	45.50	2.7	9.2	29%	LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON ARENA FINA		
8	3.80	4.20	14	25.00	36.30	35.00	3.3	10.0	33%	LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CLARO CON ARENA FINA A MEDIA		
9	4.20	4.80	15	24.70	40.04	37.80	2.2	13.1	17%	ARENA FINA A MEDIA LIMOSA CAFÉ		
10	4.80	5.40	16	25.00	47.30	42.80	4.5	17.8	25%	ARENA FINA POCO LIMOSA CAFÉ		
11	5.40	6.00	17	25.00	36.70	33.50	3.2	8.5	38%	LIMO ARCILLOSO CAFÉ CLARO CON ARENA FINA A MEDIA		
12	6.00	6.70	18	24.60	40.03	36.20	3.8	11.6	33%	LIMO ARENOSO CAFÉ CON GRAVA FINA		
13	6.70	7.40	19	24.70	35.50	32.80	2.9	7.9	37%	LIMO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA MUY PLASTICO.		
14	7.40	7.70	20	24.60	29.30	28.30	1.0	3.7	27%	LIMO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA EMPACANDO GRAVAS.		
15	7.70	18.20	---	---	---	---	---	---	---	FRAGMENTOS DE ROCA		

MALLA U.S. ESTANDAR



TAMAÑO DEL GRANO EN mm

BOLEOS	GRAVA		ARENA			LIMO o ARCILLA
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIANA	FINA	

PROFUNDIDAD	MUESTRA	SÍMBOLO	D 10	D 30	D 60	Cu = D 60 / D 10	Cc = D 30 / D 10 x D 60	GRAVA	ARENA	FINOS	CONTENIDO DE	GRUPC
MEDIA	No.		mm	mm	mm			%	%	%	AGUA NATURAL	SUCS
											%	
ZONAS 1, 2 Y 3 ESPECIFICACIONES PARA BASE Y SUB-BASE												

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

131

# LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO **BOQUES DE AHUEHUETES**

LOCALIZACION \_\_\_\_\_

SONDEO **SPT-1**

MUESTRA **4**

FECHA \_\_\_\_\_

PROF. **1.00 A 2.00 M.**

## L I M I T E L I Q U I D O L.L.

CAPSULA No	5	6			
PESO DE LA CAPSULA (gr)	25.30	24.30			
No. DE GOLPES	26.00	20.00			
PESO MUESTRA HUMEDA+CAPSULA (gr)	28.70	31.10			
PESO MUESTRA SECA+CAPSULA (gr)	27.50	26.80			
PESO DEL AGUA (gr)	1.20	2.50			
PESO DEL SUELO SECO (gr)	2.20	4.30			
CONTENIDO DE AGUA	54.5%	58.1%			

## L I M I T E P L A S T I C O L.P.

CAPSULA No	7	8
PESO DE LA CAPSULA (gr)	24.80	25.10
PESO MUESTRA HUMEDA+CAPSULA (gr)	25.90	26.20
PESO MUESTRA SECA+CAPSULA (gr)	25.60	25.90
PESO DEL AGUA (gr)	0.30	0.30
PESO DEL SUELO SECO (gr)	0.80	0.80
CONTENIDO DE AGUA	37.5%	37.5%

L I M I T E L I Q U I D O

56.3

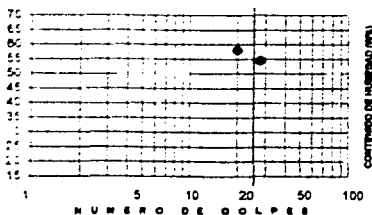
L I M I T E P L A S T I C O

37.5

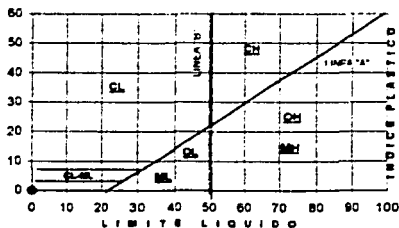
I N D I C E D E P L A S T I C I D A D

18.8

### GRAFICA PARA LIMITE LIQUIDO (L.L.)



### CARTA DE PLASTICIDAD



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

POR LO TANTO LA MUESTRA ENSAYADA ES

**MH**

#### CONTRACCION LINEAL

LI (cm) =  
LF (cm) =  
CL =

#### DETERMINACION DE INDICES

I N D I C E D E F L U I D E Z  $F_w = \frac{(W_p - W_L)}{\log \frac{N_p}{N_{L1}}}$  =  
C O N S I S T E N C I A R E L A T I V A  $CR = \frac{IP}{LL - W_p}$  =  
I N D I C E D E T E N A C I D A D  $T_w = \frac{F_w}{IP}$  =  
I N D I C E D E L I Q U I D E Z  $II = \frac{W - W_p}{IP}$  =

# LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO BOSQUES DE AHUEHUETES

LOCALIZACION \_\_\_\_\_

SONDEO SPT-1

MUESTRA 6

FECHA \_\_\_\_\_

PROF. 2.80 A 3.30 M.

## L I M I T E L I Q U I D O L L.

CAPSULA No	1	2
PESO DE LA CAPSULA (gr)	25.30	25.00
No DE GOLPES	30.00	23.00
PESO MUESTRA HUMEDA+CAPSULA (gr)	28.70	29.70
PESO MUESTRA SECA+CAPSULA (gr)	27.60	28.10
PESO DEL AGUA (gr)	1.10	1.60
PESO DEL SUELO SECO (gr)	2.30	3.10
CONTENIDO DE AGUA	47.8%	51.6%

## L I M I T E P L A S T I C O L P.

CAPSULA No	3	4
PESO DE LA CAPSULA (gr)	25.10	25.30
PESO MUESTRA HUMEDA+CAPSULA (gr)	26.20	26.60
PESO MUESTRA SECA+CAPSULA (gr)	25.90	26.20
PESO DEL AGUA (gr)	0.30	0.40
PESO DEL SUELO SECO (gr)	0.80	0.90
CONTENIDO DE AGUA	37.5%	44.4%

LIMITE LIQUIDO

49.7

LIMITE PLASTICO

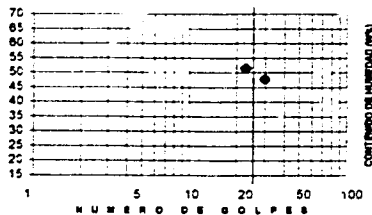
41.0

INDICE DE PLASTICIDAD

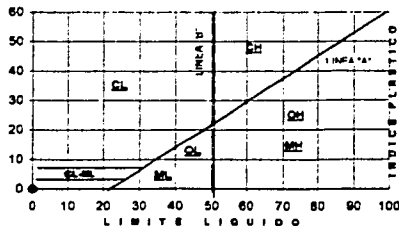
8.7

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

### GRAFICA PARA LIMITE LIQUIDO (L.L.)



### CARTA DE PLASTICIDAD



POR LO TANTO LA MUESTRA ENSAYADA

ES

**ML**

CONTRACCION LINEAL

LJ (cm) =

LF (cm) =

CL =

DETERMINACION DE INDICES

INDICE DE FLUIDEZ  $F_w = \frac{W - W_p}{W - W_L} =$

CONSISTENCIA RELATIVA  $CR = \frac{LL - W}{IP} =$

INDICE DE TENACIDAD  $T_w = \frac{IP}{F_w} =$

INDICE DE LIQUIDEZ  $I_L = \frac{W - W_p}{IP} =$

# LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO **BOSQUES DE AHUEHUETES**

LOCALIZACION \_\_\_\_\_

SONDEO **SPT-1**

MUESTRA **10**

FECHA \_\_\_\_\_

PROF. **4.80 A 5.40 M.**

## L I M I T E L I Q U I D O L L.

CAPSULA No	13	14
PESO DE LA CAPSULA (gr)	36.30	25.00
No DE GOLPES	27.00	20.00
PESO MUESTRA HUMEDA+CAPSULA (gr)	42.50	32.80
PESO MUESTRA SECA+CAPSULA (gr)	40.50	30.20
PESO DEL AGUA (gr)	2.00	2.60
PESO DEL SUELO SECO (gr)	4.20	5.20
CONTENIDO DE AGUA	47.6%	50.0%

## L I M I T E P L A S T I C O L P.

CAPSULA No	15	16
PESO DE LA CAPSULA (gr)	24.70	25.00
PESO MUESTRA HUMEDA+CAPSULA (gr)	26.00	29.50
PESO MUESTRA SECA+CAPSULA (gr)	25.70	28.50
PESO DEL AGUA (gr)	0.30	1.00
PESO DEL SUELO SECO (gr)	1.00	3.50
CONTENIDO DE AGUA	30.0%	28.6%

L I M I T E L I Q U I D O

48.8

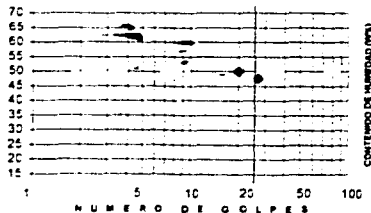
L I M I T E P L A S T I C O

29.3

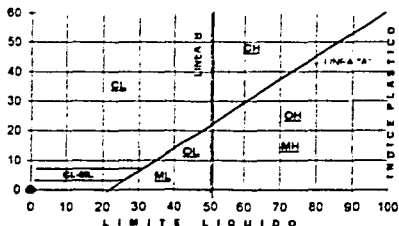
I N D I C E D E P L A S T I C I D A D

19.5

### GRAFICA PARA LIMITE LIQUIDO (L.L.)



### CARTA DE PLASTICIDAD



POR LO TANTO LA  
MUESTRA ENSAYADA

ES

**ML**

#### CONTRACCION LINEAL

LI (cm) =

LF (cm) =

CL =

#### DETERMINACION DE INDICES

INDICE DE FLUIDEZ  $F_w = \frac{W_w - W_L}{L - W_L}$

CONSISTENCIA RELATIVA  $CR = \frac{IP}{IP_c}$

INDICE DE TENACIDAD  $T_w = \frac{F_w}{F_w - W_L}$

INDICE DE LIQUEZ  $I_L = \frac{W - W_L}{IP}$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

134

# MECANICA DE SUELOS

## ANALISIS DE GRANULOMETRIA

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

OBRA: BOSQUES DE AHUEHUETES

LOCALIZACION:

SONDEO:

MUESTRA:

5

PROFUNDIDAD:

2.00 A 2.90 M.

FECHA:

CALCULO: G.O.L.

MALLA No.	Abertura (mm)	Peso suelo retenido (gr)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje que pasa (%)	MALLA No.	Abertura (mm)	Peso suelo retenido (gr)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje que pasa (%)
2"	50.800				10	2.000	2.8	1.0	99.0
1 1/2"	38.100				20	0.840	5.9	2.2	96.8
1"	25.400				40	0.420	20.5	7.5	89.2
3/4"	19.050				60	0.288	0.0	0.0	89.2
1/2"	12.700				100	0.149	29.6	11.0	78.2
3/8"	9.520			100	200	0.074	14.3	5.3	72.9
No 4	4.750	0	0.0	100.0	Pasa 200				
Pasa No 4									
SUMA					SUMA	269.40			

PORCENTAJES:	
3" =	%
G =	0%
S =	27%
F =	73%
TOTAL:	100%

CLASIFICACION SUELO: ARCILLA CON ARENA FINA A MEDIA OSCURA

# MECANICA DE SUELOS

## ANALISIS DE GRANULOMETRIA

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

OBRA: **BOSQUES DE AHUEHUETES**

LOCALIZACION:

SONDEO:

MUESTRA: **8**

PROFUNDIDAD: **3.80 A 4.20 M.**

FECHA:

CALCULO: G.O.L.

MALLA No.	Abertura (mm)	Peso suelo retenido (gr)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje que pasa (%)	MALLA No.	Abertura (mm)	Peso suelo retenido (gr)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje que pasa (%)
2"	50.800				10	2.000	4.9	3.0	97.0
1 1/2"	36.100				20	0.840	7.3	4.5	92.5
1"	25.400				40	0.430	19.7	12.1	80.4
3/4"	19.050				60	0.288	0.0	0.0	80.4
1/2"	12.700				100	0.148	40.8	25.1	55.2
3/8"	9.520			100	200	0.074	10.7	6.8	48.6
No.4	4.750	0	0.0	100.0	Pasa 200				
Pasa No.4									
SUMA					SUMA		162.40		

PORCENTAJES:		
3"		%
0"		0%
8"		81%
Fa		49%
TOTAL:		100%

CLASIFICACION SUELO: **ARENA FINA A MEDIA LIMOSA CAFÉ**



# MECANICA DE SUELOS

## ANALISIS DE GRANULOMETRIA

OBRA: **BOSQUES DE AMUEHUETES**

LOCALIZACION:

SONDEO: **MUESTRA: 11 PROFUNDIDAD: 5.40 A 6.00 M.**

FECHA:

CALCULO: G.O.L.

MALLA No.	Abertura (mm)	Peso suelo retenido (gr)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje que pasa (%)	MALLA No.	Abertura (mm)	Peso suelo retenido (gr)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje que pasa (%)
2"	50.800				10	2.000	3.9	1.7	98.3
1 1/2"	36.100				20	0.840	5.0	2.2	96.1
1"	25.400				40	0.420	10.9	4.7	91.4
3/4"	19.050				60	0.280	0.0	0.0	91.4
1/2"	12.700				100	0.140	35.1	15.3	76.1
3/8"	9.520			100	200	0.074	18.2	7.9	68.2
No. #	4.750	0	0.0	100.0	Pasa 200				
Pasa No. A									
SUMA					SUMA		230.03		

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

PORCENTAJES:	
3" =	%
G =	0 %
S =	32 %
F =	-- 68 %
<b>TOTAL:</b>	<b>100 %</b>

CLASIFICACION SUELO: **UMO ARCILLOSO CAFÉ CLARO CON ARENA FINA A MEDIA**

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN

LECTO: BOBQUES DE AHUEHUETES

**COMPRESIÓN SIMPLE**  
QU.

CONDICIONES:  
 ZONACIÓN: SPT-1 Muestra: 2  
 PROFUNDIDAD: 0.25 A 0.80 M.  
 TIPO: ANDESITA GRIS CLARO

Presión de confinamiento,  $\sigma_3 = 0$  kg/cm<sup>2</sup>

346 40

DIMENSIONES DE LA MUESTRA

$D_s = 4.7$  cm       $A_s = 17.34$  cm<sup>2</sup>  
 $D_c = 4.7$  cm       $A_c = 17.34$  cm<sup>2</sup>  
 $D = 4.7$  cm       $A_u = 17.34$  cm<sup>2</sup>  
 $D_{prom} = 4.70$  cm       $A_{prom} = 17.34$  cm<sup>2</sup>

$H_m = 7.7$  cm  
 $W_m = 306.40$  g  
 $V_m = 133.52$  cm<sup>3</sup>  
 $\gamma_m = 2.29$  Ton/m<sup>3</sup>

Vel. de aplicación de carga: 0.5 Vel. de deformación: \_\_\_\_\_ Cte. del anillo de carga: \_\_\_\_\_

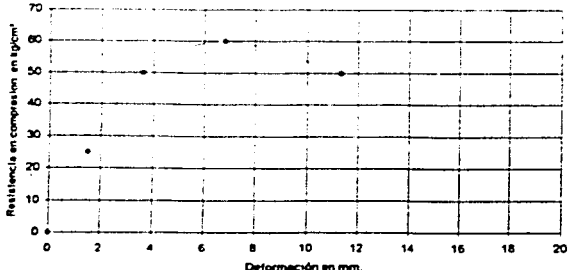
CONTENIDO DE AGUA

Tara #	Wtara g	Wtara + sw g	Wtara + ss g	Ww g	Wws g	w(%)

Tiempo min	Carga Axial (kg)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura micrometro (mm)	Deformación total mm	Deformación Unitaria (e)	Area corregida cm <sup>2</sup>	Resistencia en compresión (kg/cm <sup>2</sup> )
	0	0	0	0	0		0
	442	25 000	1.51	1.510	0.0196	17.69	25
	891	50 000	2.10	3.610	0.0273	17.83	50
	1085	60 000	3.25	6.860	0.0422	18.10	60
	921	50 000	4.50	11.360	0.0584	18.42	50

$S_s =$  \_\_\_\_\_  
 $V_s =$  \_\_\_\_\_  
 $e =$  \_\_\_\_\_  
 $G(\%) =$  \_\_\_\_\_

Formulas empleadas  
 $A_c = \frac{A_u}{1 - e}$   
 $e = \frac{\Delta H}{H_0}$   
 Nomenclatura  
 $A_c$  = Area corregida  
 $A_u$  = Area inicial  
 $e$  = deformación unitaria  
 $\Delta H$  = desplazamiento vertical  
 $H_0$  = altura inicial de la probeta

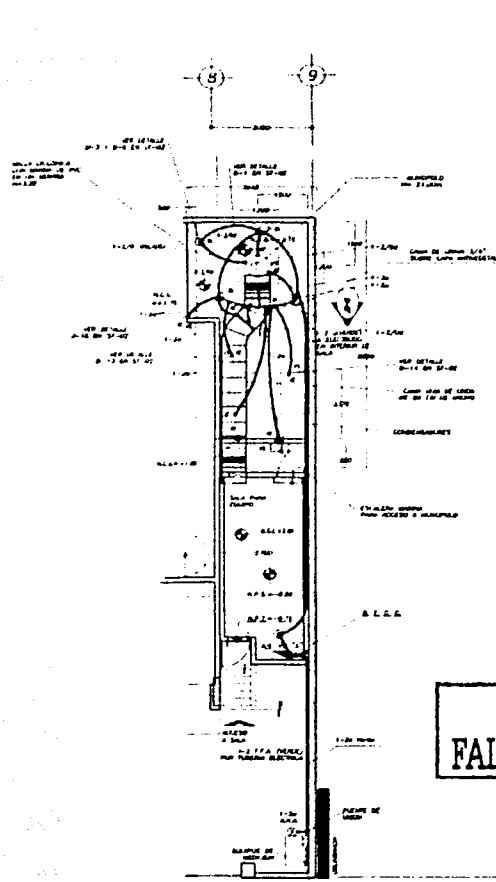


Croquis de la falla

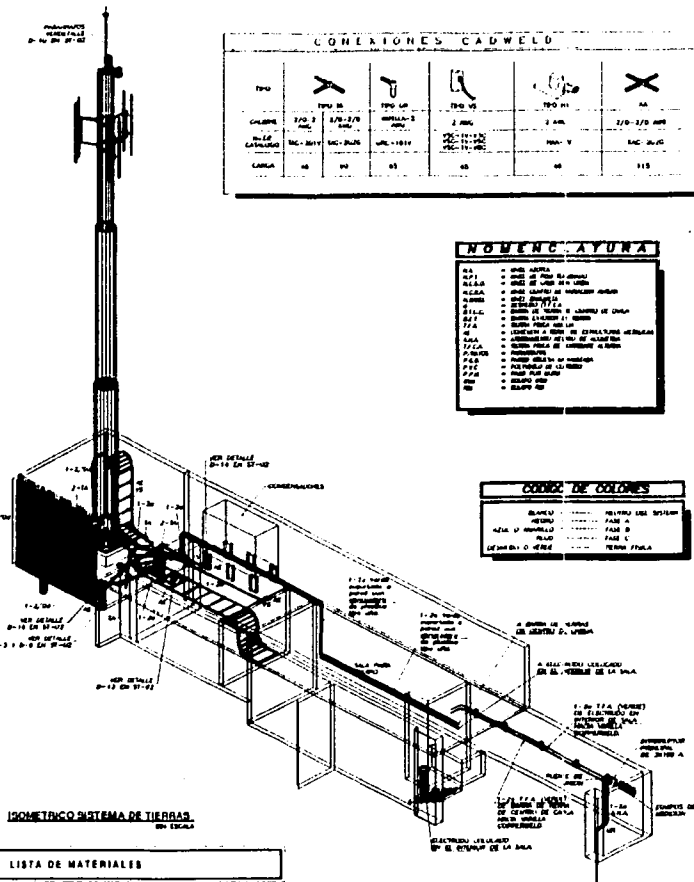


RESISTENCIA EN LA FALLA: 60 kg/cm<sup>2</sup>

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_



**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**



**CONEXIONES CADWELD**

TIPO	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
DIAMETRO	3/8" a 1 1/4"	1 1/2" a 2 1/4"	2 1/2" a 3 1/2"	4"	6"
TIPO DE CABLE	3/8" a 1 1/4"	1 1/2" a 2 1/4"	2 1/2" a 3 1/2"	4"	6"
TIPO DE CABLE	3/8" a 1 1/4"	1 1/2" a 2 1/4"	2 1/2" a 3 1/2"	4"	6"
TIPO DE CABLE	3/8" a 1 1/4"	1 1/2" a 2 1/4"	2 1/2" a 3 1/2"	4"	6"

**NOMENCLATURA**

1	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
2	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
3	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
4	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
5	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
6	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
7	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
8	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
9	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
10	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
11	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
12	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
13	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
14	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
15	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5

**CODIGO DE COLORES**

TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5

**LISTA DE MATERIALES**

NO.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
1	...	...	...
2	...	...	...
3	...	...	...
4	...	...	...
5	...	...	...
6	...	...	...
7	...	...	...
8	...	...	...
9	...	...	...
10	...	...	...
11	...	...	...
12	...	...	...
13	...	...	...
14	...	...	...
15	...	...	...

**LISTA DE MATERIALES**

NO.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
1	...	...	...
2	...	...	...
3	...	...	...
4	...	...	...
5	...	...	...
6	...	...	...
7	...	...	...
8	...	...	...
9	...	...	...
10	...	...	...

**NOTAS GENERALES**

1. MARCAS Y FABRICANTES DE TIERRAS...
2. PARÁMETROS...
3. MATERIALS...
4. SISTEMAS...
5. CONEXIONES...
6. CODIGO DE COLORES...
7. NOMENCLATURA...
8. LISTA DE MATERIALES...
9. LISTA DE MATERIALES...

**SIEMBOLO**

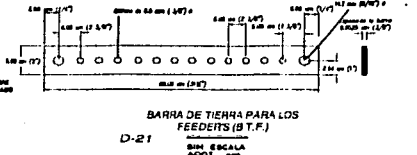
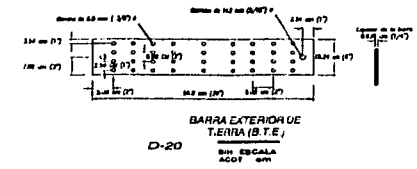
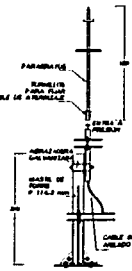
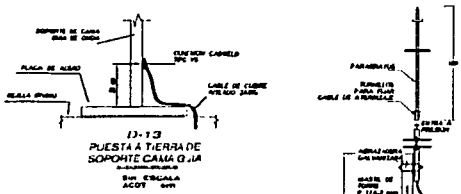
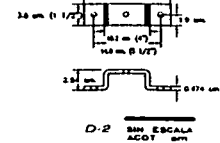
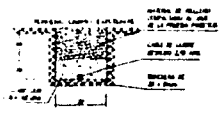
REF.	CONCEPTO
1	...
2	...
3	...
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...
11	...
12	...
13	...
14	...
15	...

**CRONOGRAMA DE LOCALIZACIÓN**

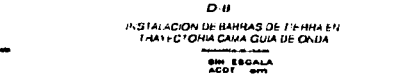
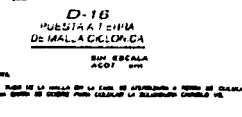
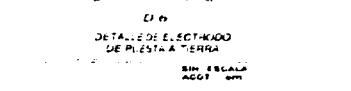
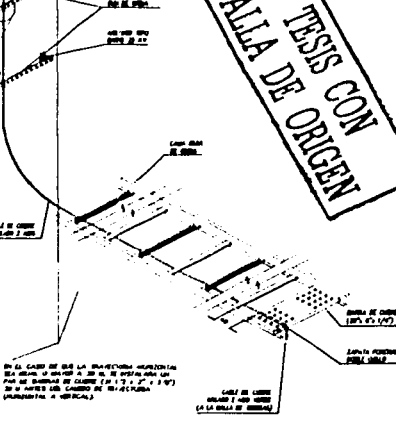
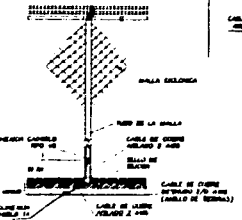
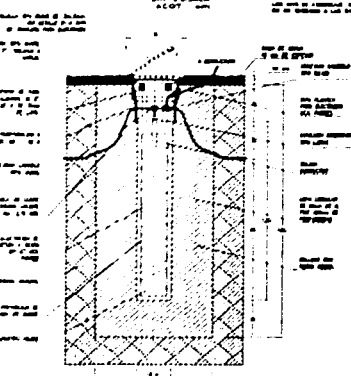
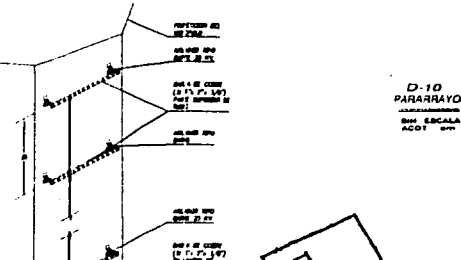
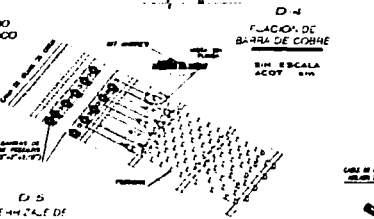
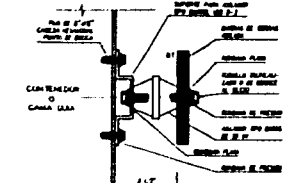
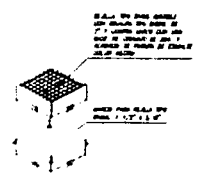
**MODIFICACIONES**

FECHA	MODIFICACIONES
...	...
...	...

**ST-01**

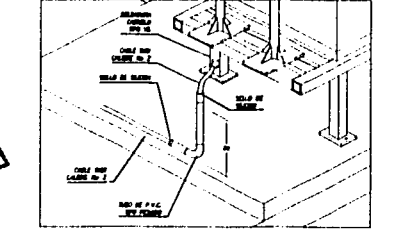


TUBO DE CABLE  
ESCALA 1:10



**FALLA DE TIERRA CON ORIGEN**

NOTA: LA CONECTA A TIERRA DE LAS PLACAS DE MALLA QUE CONECTA CON LOS BARRAS DE TIERRA Y CON LAS PLACAS DE MALLA QUE CONECTA CON LOS BARRAS DE TIERRA DEBE SER DE 3.0 mm DE ANCHO POR 300 mm DE ANCHO Y DEBE SER DE TIPO DE MALLA DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm x 2.0 mm CON MALLA PLANA Y DE PRESION.



NOTA: LA CONECTA A TIERRA DE LAS PLACAS DE MALLA QUE CONECTA CON LOS BARRAS DE TIERRA Y CON LAS PLACAS DE MALLA QUE CONECTA CON LOS BARRAS DE TIERRA DEBE SER DE 3.0 mm DE ANCHO POR 300 mm DE ANCHO Y DEBE SER DE TIPO DE MALLA DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm x 2.0 mm CON MALLA PLANA Y DE PRESION.

**CODIGO DE COLORES**

ALUMINIO	VERDE
ACERO	ROJO
ALUMINIO	VERDE
ACERO	ROJO
ALUMINIO	VERDE
ACERO	ROJO

**NOMENCLATURA**

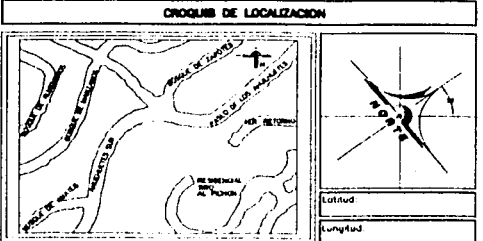
ALUMINIO	VERDE
ACERO	ROJO
ALUMINIO	VERDE
ACERO	ROJO
ALUMINIO	VERDE
ACERO	ROJO

**NOTAS GENERALES**

- 1. BARRAS Y TUBOS DE TIERRA:**
  - 1.1. DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 1.2. LA SUPERFICIE DE LAS BARRAS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 1.3. DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 1.4. LA SUPERFICIE DE LAS BARRAS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 1.5. LA SUPERFICIE DE LAS BARRAS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
- 2. PARARRAYOS:**
  - 2.1. DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 2.2. LA SUPERFICIE DE LOS PARARRAYOS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 2.3. LA SUPERFICIE DE LOS PARARRAYOS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 2.4. LA SUPERFICIE DE LOS PARARRAYOS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 2.5. LA SUPERFICIE DE LOS PARARRAYOS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
- 3. ESTRUCTURAS METALICAS:**
  - 3.1. DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 3.2. LA SUPERFICIE DE LAS ESTRUCTURAS METALICAS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 3.3. LA SUPERFICIE DE LAS ESTRUCTURAS METALICAS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 3.4. LA SUPERFICIE DE LAS ESTRUCTURAS METALICAS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 3.5. LA SUPERFICIE DE LAS ESTRUCTURAS METALICAS DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
- 4. BARRAS DE TIERRA:**
  - 4.1. DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 4.2. LA SUPERFICIE DE LAS BARRAS DE TIERRA DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 4.3. LA SUPERFICIE DE LAS BARRAS DE TIERRA DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 4.4. LA SUPERFICIE DE LAS BARRAS DE TIERRA DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 4.5. LA SUPERFICIE DE LAS BARRAS DE TIERRA DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
- 5. CONEXIONES:**
  - 5.1. DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 5.2. LA SUPERFICIE DE LAS CONEXIONES DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 5.3. LA SUPERFICIE DE LAS CONEXIONES DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 5.4. LA SUPERFICIE DE LAS CONEXIONES DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 5.5. LA SUPERFICIE DE LAS CONEXIONES DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
- 6. EMPALME:**
  - 6.1. DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 6.2. LA SUPERFICIE DE LOS EMPALMES DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 6.3. LA SUPERFICIE DE LOS EMPALMES DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 6.4. LA SUPERFICIE DE LOS EMPALMES DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.
  - 6.5. LA SUPERFICIE DE LOS EMPALMES DEBE SER DE TIPO DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO DE 2.0 mm DE ANCHO Y 2.0 mm DE ALTO.

**CONEXIONES CADWELD**

TIPO	1	2	3	4	5	6
Descripción	...	...	...	...	...	...
Material	...	...	...	...	...	...
Dimensiones	...	...	...	...	...	...

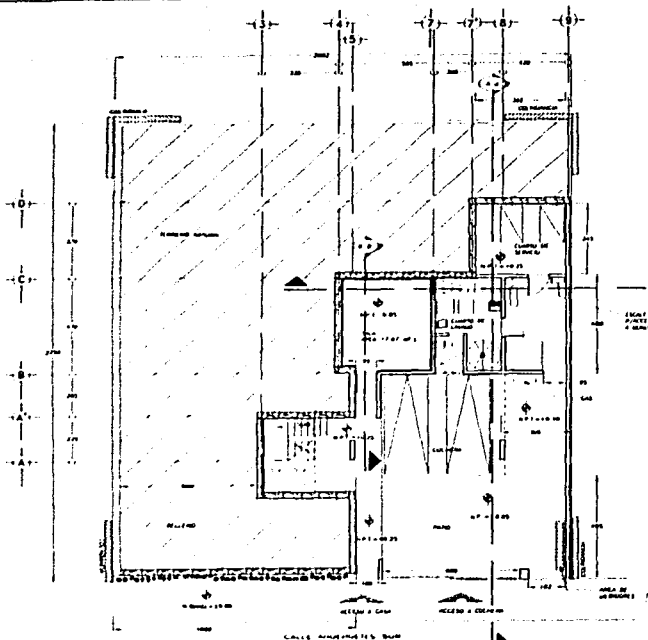


**MODIFICACIONES**

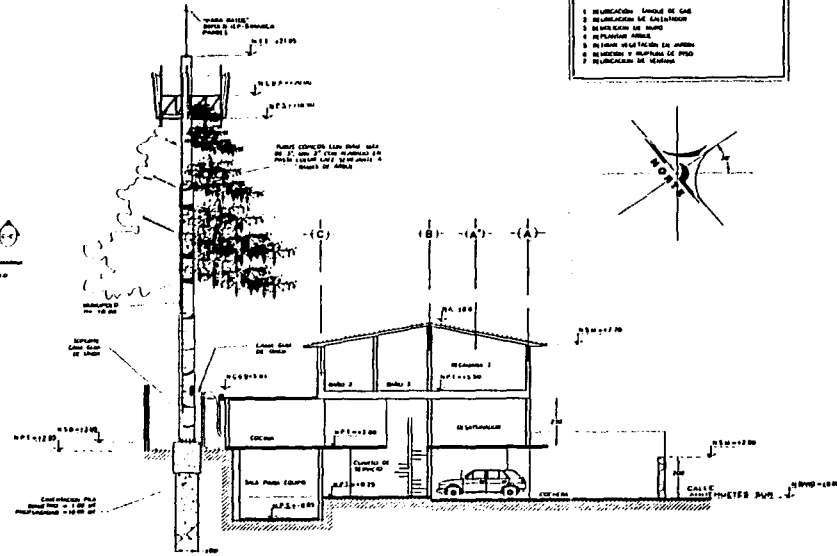
FECHA	BAJO	MOVIL	DIPSA	S.A.D.E. C.V.

**ST-02**



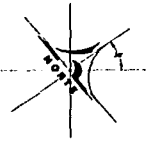


PLANTA DE SERVICIO  
PROYECTO  
ESC. 1:100  
ACQ. 1.000



CORTE A-A  
ESC. 1:100  
ACQ. 1.000

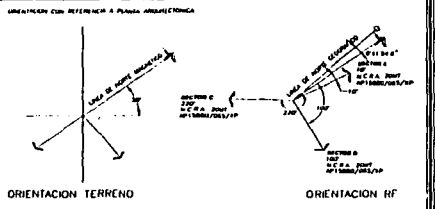
- PRELIMINARES**
- 1 REVISIÓN DE DATOS
  - 2 REVISIÓN DE DATOS
  - 3 REVISIÓN DE DATOS
  - 4 REVISIÓN DE DATOS
  - 5 REVISIÓN DE DATOS
  - 6 REVISIÓN DE DATOS
  - 7 REVISIÓN DE DATOS
  - 8 REVISIÓN DE DATOS
  - 9 REVISIÓN DE DATOS
  - 10 REVISIÓN DE DATOS



**NOTAS GENERALES**

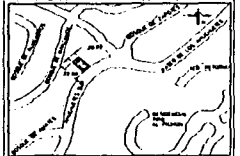
- 1 REVISIÓN DE DATOS
- 2 REVISIÓN DE DATOS
- 3 REVISIÓN DE DATOS
- 4 REVISIÓN DE DATOS
- 5 REVISIÓN DE DATOS
- 6 REVISIÓN DE DATOS
- 7 REVISIÓN DE DATOS
- 8 REVISIÓN DE DATOS
- 9 REVISIÓN DE DATOS
- 10 REVISIÓN DE DATOS

**DIAGRAMAS DE ORIENTACION**

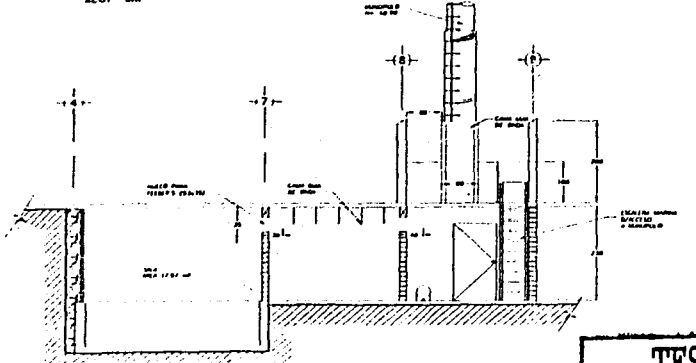


**SIMBOLOGIA**

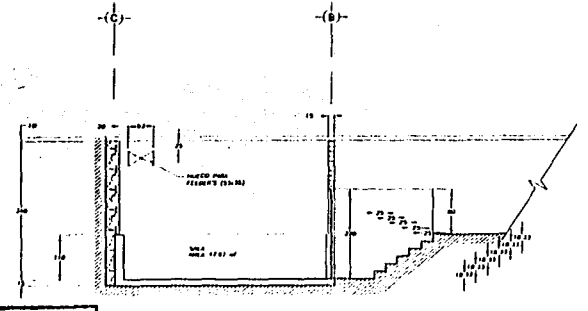
- PUNTO DE COTE
- PUNTO DE TALLAS
- JARDIN
- METRICALIA DE CORTE
- METRICALIA DE PLANO
- METRICALIA DE DETALLE
- METRICALIA DE PLANO
- COTAS A INTERIORS
- COTAS A TALLAS



CROQUIS DE LOCALIZACION



CORTE C-C'  
ESC. 1:100  
ACQ. 1.000



CORTE D-D'  
ESC. 1:100  
ACQ. 1.000

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

MODIFICACIONES	FECHA:		

AP-02



## V.5 CONCLUSIONES

El crecimiento acelerado de las telecomunicaciones inalámbricas han creado una amplia competencia a nivel mundial por apoderarse de este mercado, lo que ha generado un marco caótico en la competencia por alcanzar dicha meta.

En México el crecimiento de la comunicación inalámbrica a alcanzado niveles mayores a los esperados, lo que genera una mala cobertura en el sistema provocando una señal de mala calidad en los celulares, por lo tanto las empresas de comunicación inalámbrica deben mejorar dicho sistema al construir (en lugares estratégicos) lo que se denomina radio bases, las cuales aumentan la cobertura de dichas áreas o mejoran la calidad de la señal en espacios saturados.

La forma en que se planea una radio base en un área geográfica depende de las necesidades de cobertura y de la demanda de servicio en ciertas zonas, ya que el tráfico no se distribuye de manera uniforme.

Primeramente se ubica un punto en la ciudad en el que se instala una radio base y la cual se toma como referencia para el crecimiento posterior del sistema (ver figura 23).

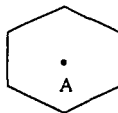


Fig. 23 Radio base y cobertura inicial.

Posteriormente, y en cuanto la demanda de servicio celular aumenta, se forma alrededor de este sitio un hexágono en cuyos vértices se instala una nueva radio base como se muestra en la figura 24.



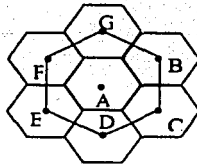


Fig. 24 Distribución de las nuevas Radio bases alrededor de la primera.

Al aumentar el número de abonados en la región las células deben sectorizarse, esto es que la cobertura de cada radio base se divide en tres sectores, permitiendo con ello dar un aislamiento para reutilizar frecuencias y preparando al sistema para un mayor crecimiento a futuro. En la figura 25 se muestra la radio base original y la sectorización de su cobertura, apreciando la reducción de su cobertura con la consecuente reducción de su potencia de transmisión. El hecho de manejar potencias menores disminuye el riesgo de interferencia y eleva la calidad de las llamadas.

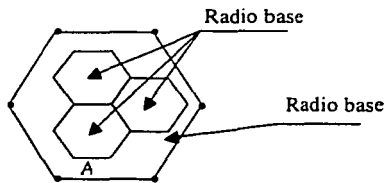
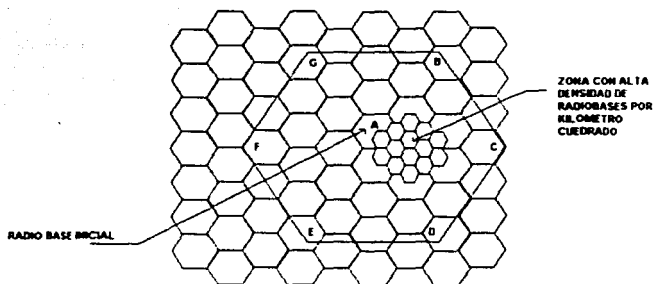


Fig. 25 Sectorización de una radio base.

Conforme va aumentando la demanda de servicio celular, se hace necesario instalar nuevas radio bases hasta que se alcanza un equilibrio entre la demanda y la capacidad para brindar servicio sin saturación. Es por ello que se hace necesario el reducir la distancia entre radio bases de modo que la demanda de servicio pueda satisfacerse. Al no presentarse una demanda uniforme, la instalación de una nueva radio base puede darse en cualquier punto de la ciudad; en cuyo caso se observa un crecimiento con una mayor densidad de radio bases por kilómetro cuadrado en ciertas zonas, como puede verse en la siguiente figura 26.



Las partes más importantes de una radio base son la torre y el contenedor, en la primera se ubican las antenas de radiofrecuencia y en la segunda se colocan los radios, aires acondicionados y equipos para el funcionamiento de la radio base. Los proyectos de las radio bases deben ser cuidadosamente realizados ya que por lo general se construyen en zonas urbanas y suburbanas en donde la gente debe sentirse segura al tener una torre cerca de su casa, por lo cual se realiza un estudio en donde todos los vecinos donde será situada la radio base deberán estar de acuerdo con su construcción. Siempre que pueda ser posible se les permite acceder a la construcción (debidamente protegidos) para mostrarles el trabajo que se realiza y que no se están dañando las construcciones aledañas al sitio.

La parte más importante en la construcción de una radio base es la **cimentación**, en la cual se realiza previamente un **estudio de mecánica de suelos**, este estudio nos proporciona los datos necesarios para empotrar dicha cimentación al suelo. Una vez decidido el sistema de cimentación se entrega el estudio de mecánica de suelos y la propuesta de cimentación a las compañías que se encargan del diseño y construcción de la torre, los cuales nos proporcionan las dimensiones y parámetros en conjunto con el estudio de mecánica de suelos para construir la cimentación.

Las torres utilizadas en las radio bases son de tres tipos: arriostadas, autosoportadas y monopolos, en el caso de esta tesis nos enfocaremos en la cimentación de un

monopolo, la cual puede ser realizada de dos formas ya sea por zapata de cimentación ó pila de cimentación.

La zona donde se encuentra ubicada la cimentación del monopolo es Zona I o de Lomas; una vez realizados los cálculos para los dos tipos de cimentaciones se decide que la mejor opción es utilizar la pila de cimentación esto con el fin de no dañar las construcciones vecinas ya que en el caso de escoger la zapata de cimentación tendríamos una mayor área de excavación con la cual se podrían dañar las construcciones vecinas, esto a largo plazo generaría un costo mayor en las reparaciones de las zonas dañadas que el que se tendría al construir la pila de cimentación.

Lo anterior muestra que la elección del tipo de cimentación no siempre será lo más económico a corto plazo sino que se debe de prevenir los costos que se tendrían a largo plazo y evaluar que es lo más conveniente.

Se decide que el monopolo será del tipo camuflado debido a que en la zona donde será colocado es de un alto nivel económico y por lo general a los habitantes de esos lugares no les gusta que se vea afectado su entorno visual con una torre de acero balizada con colores internacionales (siete franjas alternadas en naranja y blanco) marcados por la D. G. A. C., por lo cual se decide que el monopolo deberá cubrirse con un texturizado para darle un aspecto de árbol al cual se le deberán de añadir ramas fabricadas con resinas especiales para poder resistir las fuerzas provocadas por el viento, de esta manera se permitirá la construcción de la radio base en la zona.

Una vez decidido el tipo de cimentación se realiza el estudio de mecánica de suelos el cual debe de considerar la realización de un sondeo del tipo mixto alternando penetración estándar y avance por rotación con brocas de tungsteno y/o diamante, con extracción de muestras inalteradas hasta una profundidad variable entre 6.00 a 10.00 metros (dependiendo la resistencia del terreno y/o a consideración del ingeniero especialista en geotecnia).

En laboratorio la realización de pruebas de tipo índice tales como; pruebas de clasificación visual y al tacto, contenido de agua, peso volumétrico y en caso de ser posible y/o necesario, pruebas de densidad de sólidos, límites de consistencia y análisis granulométrico. Todo en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

Finalmente el estudio debe contener un informe técnico, en donde se incluirán los resultados e interpretación de la exploración del subsuelo, ensayos de laboratorio, corte estratigráfico, determinación de capacidad de carga, cálculo de asentamientos, profundidad de desplante, tipo(s) de cimentación factibles de emplearse, conclusiones, recomendaciones y reporte fotográfico. El capítulo III de esta tesis nos muestra un informe detallado del estudio de mecánica de suelos que se realizó en dicho sitio.

Una vez establecida la ubicación de la torre y el contenedor el siguiente paso es establecer la ubicación del sistema de tierras y electrodos en el sitio. El número de electrodos se determina haciendo un estudio de resistividad del suelo, el cual se realizan con un Megger de tres puntas, una vez obtenidos los datos se realiza el cálculo para establecer el número de electrodos y el calibre del cable a utilizar para el anillo de tierras. Este estudio se puede revisar en el capítulo V.3 de esta tesis.

El sistema de tierras se utiliza para aterrizar todas las estructuras susceptibles a recibir alguna descarga eléctrica la cual provocaría alguna falla en los equipos utilizados para la transmisión de las frecuencias de radio. Además se deberán aterrizar las corrientes físicas alterna y aislada a dicho anillo de tierras esto por si ocurriera un cambio en el voltaje o un corto circuito en los equipos directo de los equipos, este fenómeno es explicado con más claridad en el capítulo IV de esta tesis.

## BIBLIOGRAFÍA

- **Mecánica de suelos Tomo 2**  
Juárez Badillo y Rico Rodríguez  
Edit. LIMUSA 1996 Decimacuarta Reimpresión
- **Apuntes del Diplomado en diseño de estructuras y cimentaciones**  
Palacio de Minería División de Educación Continua  
12 al 23 de marzo de 2001
- **Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, DDF.**  
Instituto de Ingeniería UNAM  
Series del Instituto de Ingeniería No. ES-6 julio 1993
- **Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.**  
Colegio de Ingenieros Civiles de México  
Centro de Actualización Profesional.
- **Redes de Computadoras**  
Andrew S. Tanenbaum  
PRENTICE HALL 1997
- **Folleto Informativo TELCEL**  
Año 2001
- **Normas TELCEL**  
Año 1998