

25
2016



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
A R A G O N

Recomendaciones Geotécnica para Vivienda
de Interés Social por Construir en el
Distrito Federal

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
José Antonio Larios Resendiz



ENEP
ARAGON

San Juan Aragón, Edo. de México

1994

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

JOSE ANTONIO LARIOS RESENDIZ
Presente.

En contestación a su solicitud de fecha 20 de octubre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. MANUEL MARTINEZ ORTIZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "RECOMENDACIONES GEOTECNICA PARA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL POR CONSTRUIR EN EL DISTRITO FEDERAL", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., octubre 24 de 1994
EL DIRECTOR

M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.
c c p Ing. Daniel Velázquez Vázquez, Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Ing. Manuel Martínez Ortiz, Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/vr

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON - UNAM
JEFATURA DE CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
OF. NO. CCEC/052/54.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
JEFE DE LA CARRERA ACADÉMICA
P R E S E N T E .

Por medio de la presente se permite relacionar los nombres de los profesores que sugiero integren el Síndico del Examen Profesional del alumno: JOSE ANTONIO LARIOS RESENDIZ, con el tema de tesis :
" RECOMENDACIONES GEOTECNICA PARA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL POR CONSTRUIR EN EL DISTRITO FEDERAL ".

PRESIDENTE :	ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ	15-10-80
V O C A L :	ING. PASQUAL GARCIA CUEVAS	15-10-80
SECRETARIO :	ING. JOSE MARIO AVALOS HERNANDEZ	01-05-84
SUPLENTE :	ING. CELIA MARTINEZ RAYON	25-04-80
SUPLENTE :	M. en I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ	14-05-80

Quiero subrayar que el director de la tesis es el ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta escuela.

A T E N T A M E N T E
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

San Juan de Aragón, Edo. de Méx., a los 10 días del mes de Mayo de 1984.

EL JEFE DE CARRERA

M. en I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ



- C.C.P. ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ, Jefe del Departamento de Servicios Escolares.
- ING. JUAN CARLOS ORTIZ LEON, Srlo. Téc. de Ing. Civil.
 - ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ, Asesor de Tesis.
 - COMITE DE TESIS.
 - INTERESADO

DVV*onc.

DEDICO ESTE TRABAJO A TODAS
LAS PERSONAS QUE SIEMPRE
ESTUVIERON CERCA DE MI,
ENTRE ELLOS:

MIS DISTINGUIDOS MAESTROS:

ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ

ING. PASCUAL GARCIA CUEVAS

ING. JOSE MARIO AVALOS
HERNANDEZ

ING. CELIA MARTINEZ RAYON

M. EN ING. DANIEL VELAZQUEZ
VAZQUEZ

QUIENES HACIENDO ALARDE A
SU PROFESIONALISMO, ME
DIERON SU CONFIANZA PARA
PODER CULMINAR CON MI META.
GRACIAS POR BRINDARME SU
VALIOSO TIEMPO Y TODO LO
QUE ESTABA A SU ALCANCE
PARA CONCLUIR ESTE TEMA DE
TESIS, GRACIAS DE NUEVO POR
SUS SABIOS CONSEJOS QUE A SU
MOMENTO RECIBI.

A DIOS:

QUE HA SABIDO GUIARME EN
CADA MOMENTO DIFICIL DE LA
VIDA. LE DOY GRACIAS POR
PERMITIRME ESTAR DONDE
ESTOY HOY.

A MIS PADRES:

**POR EL GRAN APOYO QUE
SIEMPRE ME HAN BRINDADO Y
PORQUE LOS GRANDES
SACRIFICIOS HECHOS SE
REFLEJEN EN ORGULLO Y
SATISFACCION.**

A MI ESPOSA LUCY:

**PORQUE SIEMPRE ESTUVO A MI
LADO EN LOS MOMENTOS
DIFICILES , COMO PERSONA ,
AMIGA Y ESPOSA
INCONDICIONAL, GRACIAS MI
AMOR...**

**A MIS HIJOS: SERGIO IVAN Y
EDGAR ISSAC.**

**MI GRAN ORGULLO Y
FELICIDAD, QUE ME DIERON LAS
FUERZAS PARA CONCLUIR ESTA
META QUE INICIE A SU EDAD
CON ESFUERZO Y SACRIFICIO, Y
QUE HOY LES HEREDO. QUIERO
QUE AHORA ENTREN A ESTE
CAMINO Y LLEGUEN MAS LEJOS
DE DONDE YO ESTOY.**

A MIS HERMANOS:

**POR LOS MOMENTOS QUE
HEMOS VIVIDO JUNTOS, Y QUE
ESTO SEA INSPIRACION Y
EJEMPLO PARA SU SUPERACION.**

**A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS
QUE ESTUVIERON CERCA DE MI,
PARA CULMINAR CON ESTA
TAREA.**

A MIS CUÑADOS:

**LES DOY GRACIAS POR LA
CONFIANZA Y AMISTAD QUE ME
HAN BRINDADO.**

**A LAS EMPRESAS QUE ME HAN
ABIERTO SUS PUERTAS Y DE
ESTA FORMA PODERME
DESEMPEÑAR CADA DIA MEJOR
COMO PROFESIONAL.**

A MIS SUEGROS:

**POR EL GRAN APOYO QUE ME
DIERON EN LOS MOMENTOS
DIFICILES.**

**A TODOS ELLOS, QUIENES DE MUCHAS MANERAS, CON SU CARIÑO,
AMISTAD Y APOYO HAN HECHO POSIBLE QUE MI FORMACION EN LA
VIDA Y EN EL TERRENO PROFESIONAL, SEA UNA HERMOSA HERENCIA,
EXPERIENCIA Y ALEGRIA PARA MI**

**RECOMENDACIONES
GEOTÉCNICAS PARA
VIVIENDAS DE INTERÉS
SOCIAL POR
CONSTRUIR EN EL
DISTRITO FEDERAL**

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	4
2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO	11
2.1 GENERALIDADES	12
2.2 POZOS A CIELO ABIERTO	16
2.3 SONDEOS CON EQUIPO MECÁNICO	18
2.4 CLASIFICACIÓN DE MATERIALES	22
2.5 NIVEL FREÁTICO	25
2.6 ESTUDIO DE MINAS U OQUEDADES	26
2.7 INVESTIGACIÓN DE COLINDANCIAS	31
2.8 PRUEBAS DE LABORATORIO	33
2.9 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	35
3. RECOMENDACIONES GENERALES PARA LA ELABORACIÓN DE LOS PROYECTOS	36
3.1 INVESTIGACIÓN DE CONSTRUCCIONES PREEXISTENTES EN EL MEDIO	37
3.2 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO	38
3.3 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL	42
3.4 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL PROYECTO SANITARIO	44
4. TIPOS DE CIMENTACIONES	45
4.1 GENERALIDADES	46
4.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES	47
4.3 CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS DE UNO Y DOS NIVELES	51
4.4 CIMENTACIONES PARA CONSTRUCCIONES EN TRES, CUATRO Y CINCO NIVELES.	55

5. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES	57
5.1 EXCAVACIONES	58
5.2 PROTECCIÓN DE LAS CIMENTACIONES COLINDANTES	60
5.3 ABATAMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO	63
5.4 RELLENOS	65
5.5 CONSTRUCCIÓN DE LAS CIMENTACIONES	68
6. CONTROL DE CALIDAD Y TOLERANCIAS	71
6.1 RELLENOS CONVENCIONALES	72
6.2 RELLENOS LIGEROS	72
6.3 RELLENOS MEJORADOS	72
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	74
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	77

1. INTRODUCCIÓN

Hacer una edificación no importa cual sea el tamaño o destino que se le va a dar, requiere necesariamente del conocimiento geotécnico del terreno de cimentación, con el fin de determinar cuales serán las deformaciones y riesgos de falla que pudiera presentar y cual será la cimentación que más se ajuste a las condiciones del terreno.

El diseño de cimentaciones en el Distrito Federal presenta dificultades generalmente muy superiores a las que se encuentran en otras zonas urbanas. Retomando la historia geológica de esta zona, el Valle de México es la unidad geográfica limitada al Norte por las Sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Sur por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco, y al Oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo (Ver Fig. 1.1).

La superficie total del Valle es el orden de $7,160 \text{ Km}^2$, de los cuales $3,080 \text{ Km}^2$ corresponden a zona montañosa y $2,050 \text{ Km}^2$ a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja es de $2,240 \text{ m}$. aproximadamente.

Dentro del Valle de México está ubicado el D.F., cabecera política de la República Mexicana, el cual incluye a la Ciudad de México y ocupa un total de $1,480 \text{ Km}^2$, de los cuales unos 500 Km^2 son zona urbanizada. Una buena parte de la Ciudad de México se encuentra construida sobre el fondo del ex-lago de Texcoco y a este hecho se deben los problemas de cimentación que se presentan en la Ciudad.

Todo el Valle de México se caracteriza en general por la muy intensa actividad volcánica que tuvo lugar en el pasado, de la cual quedan aún vestigios en forma de un gran número de volcanes apagados, el Popocatepetl, aún activo y muy abundantes materiales de aquel origen. Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México han permitido a Marsal y Mazari zonificar la Ciudad de México en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico (Ver Fig. 1.2).

La primera de las áreas mencionadas corresponde a la zona llamada LOMAS por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y esta constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de grava unas veces y son tobas pumfíticas bien cementadas otras, por algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal. En general, la zona de las Lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras; la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático. Muchas de estas galerías pueden estar actualmente rellenas de material arenoso suelto, lo cual, sin disminuir en mucho su peligrosidad, hace muy difícil su localización.

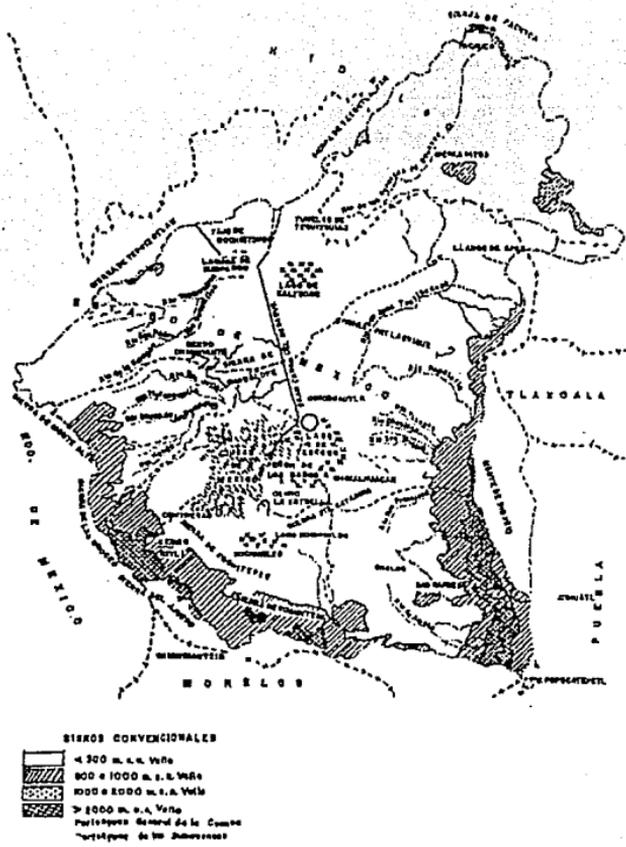


Figura 1.1

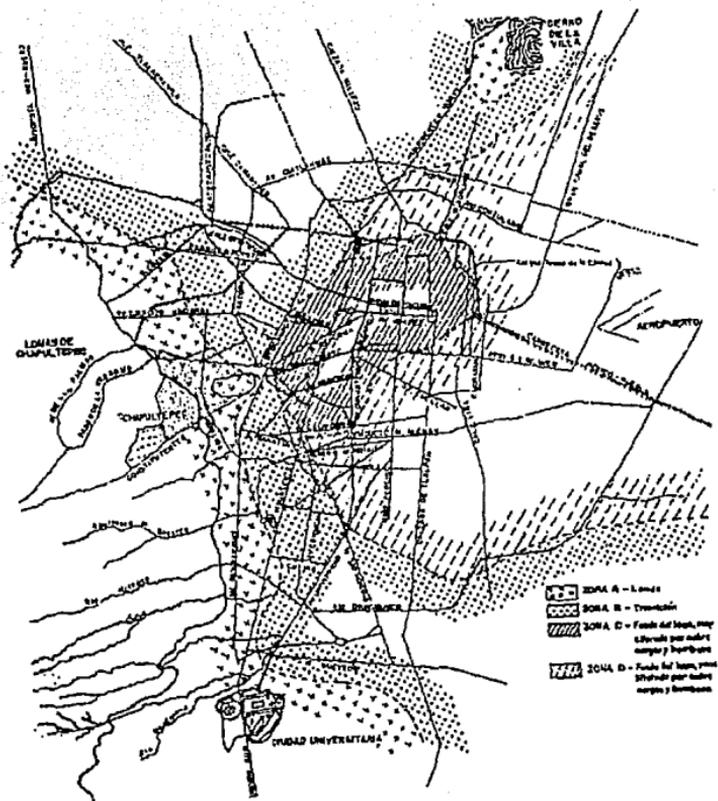


Figura 1.2

Cuando las zapatas de cimentación quedan asentadas en estas zonas falsas se producen asentamientos diferenciales fuertes entre columnas, lo cual ha sido fuente de problemas en estas áreas.

Otro problema que se presenta en la parte Norte, de la Ciudad de México, dentro de la zona general de Lomas, es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme; estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos y erráticos y exigen estudios importantes para elegir el tipo de cimentación más conveniente o el método más eficaz de compactación artificial.

Entre las serranías y el fondo del lago de Texcoco se presenta una ZONA DE TRANSICIÓN, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían demasiado de un punto a otro de la zona urbanizada. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto subyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, sobre todo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga dispares; esto es frecuente en construcciones industriales, por otra parte muy frecuentes en esta zona.

La tercera zona en que se clasifican Marsal y Mazari a la Ciudad de México se denomina ZONA DE LAGO, así llamada por corresponder a los terrenos que constituyen los antiguos lagos de Texcoco, Chalco y Xochimilco. Un corte estratigráfico típico de esta zona se exhibe en los siguientes estratos:

- 1) Depósitos areno-arcillosos o limosos o bien rellenos artificiales de hasta 10 de espesor.
- 2) Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.
- 3) La primera capa dura, de unos 3 m. de espesor, constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 m.
- 4) Arcillas volcánicas altamente compresibles de estructura cerrada, el espesor de este manto oscila entre 4 y 14 m.
- 5) Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

En algunos lugares a partir de los 65 m. se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible.

Es evidente que en la zona urbanizada pueden encontrarse variaciones importantes respecto a la anterior secuencia estratigráfica. Una causa importante de diferente comportamiento mecánico en los suelos radica en los antiguos monumentos aztecas o coloniales, hoy desaparecidos, pero que han inducido fuerte preconsolidación en zonas determinadas; hay lugares en que por estos efectos la capa arcillosa superior no pasa de 20 cm. de espesor (Palacio Nacional); otra causa de diferencias es el bombeo disparado de gran intensidad en los distintos puntos de la Ciudad. Con base en estos criterios, la Zona del Lago ha sido subdividida por Marsal y Mazari en dos: La primera abarca la ciudad antigua y en ella son frecuentes las diferencias por preconsolidación, notorias aún dentro de los límites de un predio; la segunda, cubriendo aquella parte de la ciudad que no fue antes cargada con construcciones antiguas y que por lo tanto, presenta mayor homogeneidad en propiedades mecánicas.

Debido a lo anterior tenemos que para una misma construcción existirán tres posibilidades de cimentación de acuerdo a la zona en que se ubique dentro del D.F., esto es solo tomando en consideración el tipo de suelo, a lo que habrá que agregarle las restricciones propias del predio, la economía de la cimentación, el movimiento de tierras, entre otras. Lo cual nos da muchas más opciones por analizar y nos obliga a verificar que la solución propuesta sea la más económica con el mayor grado de seguridad.

Ahora bien, debido a la creciente demanda de vivienda que existe en la Ciudad, la construcción de viviendas de interés social se ha intensificado por parte de Organismos Gubernamentales como son: FIVIDESU, FONHAPO, FICAPRO, FOVISSTE, etc. y más aún por iniciativa presidencial para este último sexenio de gobierno se construyeron aproximadamente 1.62 millones de casas habitación, que significan el doble de lo realizado el decenio anterior. Por lo mismo la etapa de planeación en la que intervienen todos los estudios y el proyecto se va apresurada, destinándole solo un breve lapso de tiempo, lo cual nos lleva a tener dificultades en la terminación completa de todas y cada una de las partes que se integran el proyecto ejecutivo y los estudios de campo y de gabinete.

Teniendo en cuenta las limitantes de tiempo que se tienen en la ejecución de los estudios de campo, como es la Mecánica de Suelos, y por considerarla parte fundamental en el desarrollo del proyecto ejecutivo dentro de su etapa preliminar, el presente trabajo tiene como objetivo proporcionar lineamientos geotécnicos de carácter general que permitan al proyectista, desde el inicio del proyecto, tomar en cuenta las condiciones particulares del subsuelo para que la distribución de edificios en cada predio sea tal que, tanto el suelo como la estructura se comporten en forma adecuada.

También se incluyen indicaciones para realizar la investigación de las características del subsuelo, posición del nivel freático, presencia de cimentaciones antiguas y características y limitaciones de las colindancias, casos especiales que requieran de un estudio más detallado, tipos de cimentación para los diferentes prototipos y agrupamientos posibles y especificaciones generales para la construcción de las cimentaciones.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 GENERALIDADES

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas.

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 al Ingeniero tener elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá con lo que estará en posibilidad de dar 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 las cuales se llevarán al laboratorio para su estudio, 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 preliminares del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentará, o bien cuando las construcciones sean relativamente pequeñas y los sondeos a realizar no se requieran a profundidades considerables (más de 20 m. de profundidad). Ahora bien, si se cimentará 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 permitirán 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.

De los métodos de Exploración Directa antes mencionados, las pruebas que se obtienen se refieren en los siguientes cuadros:

MÉTODOS MANUALES

Método	Tipo de Muestreo	Tipo de suelo al que se aplica
Pozo a cielo abierto	Inalterado Alterado	Todos
Taladro Manual Posteadora Barrenos helicoidales	Alterado	Muy blandos a firmes

METODOS EMPLEANDO EQUIPO MECANICO

Muestreador	Tipo de Muestra	Modo de Operación	Tipo de suelo al que se aplica
Tubo partido (Penetración Estándar)	Alterada	Percusión	Todos excepto suelos con mucha grava y boleos.
Tubo de abertura lateral	Alterada	Percusión	Granulares.
Tubo de pared delgada tipo Shelby	Inalterada	Presión	Arcilla o limos con poco material arenoso de consistencia blanda y poco firme.
Tubo de pistón	Inalterada	Presión	Arcillas y limos blandos poco firmes.
Denison	Alterada	Rotación	Arcillas y limos sin gravas abajo del N.A.F.
	Inalterada	Presión	
TAMS	Alterada	Rotación	Arcillas y limos sin gravas abajo del N.A.F.
	Inalterada	Presión	
Wire Line	Alterada	Rotación	Todos los suelos.
	Inalterada	Presión	
Barriles	Alterada	Rotación	Gravas con cantos rodados y rocas.
	Inalterada	Presión	

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.

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 posición del nivel del agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrará 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. Esta condición nos llevaría a encarecer el costo de la cimentación y deberá tomarse en cuenta al escoger el tipo de estructura a construir en el sitio.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 1.00 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar el N.A.F. (Nivel de Agua Freática). En el caso de que este se encuentre muy superficial se bombeará el agua y se seguirá excavando hasta una profundidad de 3.00 m., si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten, de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.

El sondeo 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 una persona especializada en Mecánica de Suelos, para que ahí mismo realice sencillas pruebas de campo que determinan 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 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 y de manera práctica se recomienda al proyectista realizar como mínimo el número de pozos que se indica en la siguiente tabla, pero este podrá incrementarse en función de las observaciones en el sitio.

NÚMERO DE POZOS A CIELO ABIERTO EN FUNCIÓN DEL ÁREA DEL PREDIO.

AREA m²	No. DE POZOS
200	2
201 A 500	4
501 A 1500	6
1501 A 3000	9
3001 A 5000	12
5001 A 10000	20

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

Los sondeos deberán indicarse en un croquis del terreno, ubicándolos dentro del mismo mediante dos coordenadas y referenciarlos a puntos como bardas, árboles, postes de luz, etc. Así como deberá ser definido el nivel de brocal a fin de que puedan ser localizados posteriormente de ser necesario.

2.3 SONDEOS CON EQUIPO MECANICO

Como complemento al estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, es conveniente realizar sondeos más profundos. Como se mencionó 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 podremos hacer uso de la posteadora manual, la cual nos permitirá llegar hasta 2.00 m. más abajo del nivel de excavación. Sin embargo con la realización de un sondeo a mayor profundidad podremos completar una estratigrafía del suelo más confiable, la cual será de gran ayuda en el cálculo de asentamientos.

De los métodos utilizados más comúnmente en México para el muestreo de suelos con equipo mecánico, y que consideramos los más adecuados por la veracidad de los resultados y lo económico de las pruebas, tenemos:

1. METODO DE PENETRACION ESTANDAR.

Con este método se obtienen 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 (ϕ) 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. El muestreador tiene las dimensiones mostradas en la figura 2.3.1. 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 muestra 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:

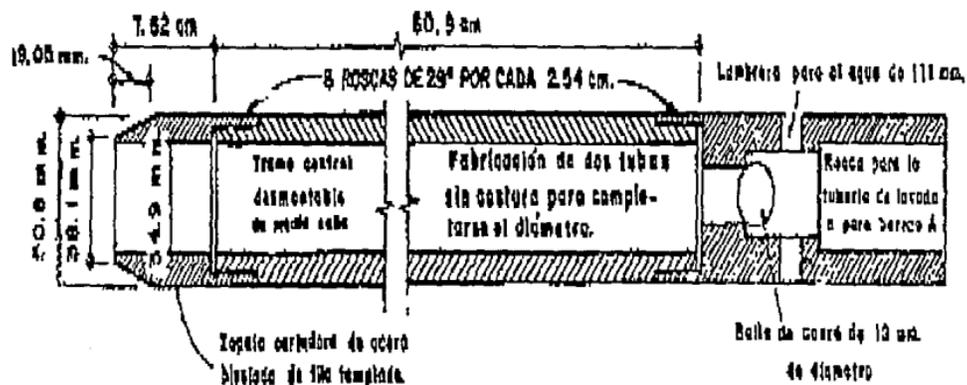
**CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION
Y LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS A PARTIR DE LA
PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR**

ARENAS (BASTANTE SEGURA)	
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

ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
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

MUESTREADOR DE MEDIA CAÑA PARA LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

FIGURA 2.3.1



2. MUESTREO CON TUBO DE PARED DELGADA.

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

La aclaración anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que esta tiene en relación al material que la rodea. Sin embargo con este procedimiento, y gracias a una corrección que se hace en el desarrollo de los cálculos, los datos que se obtienen son de gran confiabilidad.

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una presión constante, y para alcanzar un grado de alteración mínimo nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico.

Los muestreadores más comunes son:

1. Muestreador tipo Shelby.
2. Muestreador de pistón.

En suelos muy blandos y con alto contenido de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.

Para el caso de arenas, en especial las situadas abajo del N.A.F., se tiene una mayor dificultad para obtener la muestra, por lo que se recomienda no utilizar este método, sino de preferencia el de Penetración Estándar.

2.4 CLASIFICACION DE LOS MATERIALES

Los materiales que se encontrarán en los pozos se clasificarán en dos grupos: Rellenos y Suelo Natural.

RELLENOS.

Se clasificará como relleno a todo material cuya presencia en el sitio no sea atribuible a deposición natural. Como relleno podrá encontrarse basura, cascajo, residuos de construcción, tepetates, arenas, tezontle y relleno arqueológico. En general, todos los cuales solo pudieron ser colocados en el sitio por el hombre. De estos materiales deberá anotarse su composición, espesor total y grado de compacidad (suelto, compactado).

SUELO NATURAL.

Se clasificará como tal al suelo que subyace al relleno antes mencionado. Este suelo puede ser de diversa naturaleza según el sitio en el que se haya encontrado, para poder definir el tipo de material en campo, el ingeniero encargado de la exploración deberá contar con la experiencia suficiente para identificar el tipo de suelo en base a la observación del mismo y apoyándose en pruebas sencillas y rápidas que permiten desde un principio conocer ciertas características físicas del suelo.

Las pruebas que generalmente se practican en campo son:

1. Granulometría. Esta prueba se realiza disgregando una porción de material en el piso para apreciar la distribución y uniformidad de los diversos tamaños de las partículas. Se considerarán:

- Gravas: las partículas comprendidas entre 3'' y 1/4''.
- Arenas: las partículas comprendidas entre 1/4'' y 0.05 mm.
- Arcillas y Limos: las partículas menores de 0.05 mm.

Como es difícil apreciar a simple vista la cantidad de partículas menores de 1/4'', la identificación de suelos finos se lleva a cabo mediante varias pruebas manuales, las cuales dependiendo de las características observadas en cada una de ellas indican el suelo estudiado. Es necesario para ello, preparar el material haciéndolo pasar por la malla No. 40.

Las pruebas realizadas al material pueden ser:

ENSAYO DE DILATANCIA.

Consiste en depositar suelo húmedo en la palma de la mano y agitarla con movimientos horizontales, observando cuidadosamente el comportamiento que tiene el agua. Se cierra la mano y apreciaremos la facilidad o dificultad con que fluye el agua a través de la muestra, así tenemos que en el caso de arenas el agua fluirá muy rápidamente, mientras que para arcilla altamente plástica o materia orgánica no se aprecia ninguna reacción.

ENSAYO DE PLASTICIDAD O TENACIDAD CERCA DEL LIMITE PLASTICO.

Con el mismo material y auxiliándose de un trozo de cristal formamos una esfera de aproximadamente 3 cm. de diámetro, posteriormente con ella hacemos rollitos de material, en el caso de las arenas ni siquiera es posible dar la forma mencionada, en los limos con una o dos pruebas el rollito presenta agrietamientos, sin embargo las arcillas dependiendo de su plasticidad requieren de varias pruebas.

ADHERENCIA A LA PIEL.

Al estar preparando el material, se deja cierta cantidad untándolo en la palma de la mano hasta que se seque completamente y con la otra mano se trata de quitar, se observará la dificultad que presenta al desprenderse. Por ejemplo, la arena caerá al momento o con el mínimo contacto, el limo opondrá cierta resistencia mientras que la arcilla dependiendo su plasticidad opondrá de mediana a alta resistencia.

ENSAYO DE OLOR.

El olor en los suelos es característico únicamente si se tiene la presencia de materia orgánica, la cual se manifiesta por el olor fétido de putrefacción cuando el material se encuentra en estado húmedo, disminuyendo cuando se deposita a la intemperie y aumenta al estar en contacto con el fuego.

ENSAYO DE PENETRACION.

Esta prueba da una idea somera de la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos blandos utilizando un instrumento llamado PENETRÓMETRO DE BOLSILLO.

Su funcionamiento es muy sencillo, además la escala del Penetrómetro da la lectura directa en Kg/cm^2 de compresión no confinada; las lecturas registradas hasta 1.5 Kg/cm^2 de compresión corresponden a limos o arcillas de cohesión media y lecturas que llegan a 4 Kg/cm^2 pertenecen a arcillas con alto grado de cohesión.

Como comentario final a este tema cabe hacer notar que el ingeniero deberá tener especial cuidado en suelos que presentan características anormales como son:

1. Las turbas.
2. Arcillas expansivas.
3. Arcillas dispersas.

Estos suelos resultan indeseables, debido a que causan serios problemas al emplearse como materiales de sustentación o construcción.

2.5 NIVEL FREÁTICO

El nivel que toma el agua en pozos de observación hechos en la masa del suelo se conoce con el nombre de Nivel de Agua Subterránea, Superficie Libre de Agua o bien Nivel Freático.

En general, el nivel de agua freática abajo de la superficie del terreno de una zona, aún cuando sea pequeña, no es horizontal, sino que forma una superficie suavemente ondulada. El agua que proviene de la lluvia o de fuentes artificiales como el riego, circula continuamente a través del suelo, yendo de las elevaciones mayores a las menores, bajo la influencia de la gravedad.

Abajo del nivel de agua freática, los suelos están saturados o parcialmente saturados. Arriba de este nivel, el grado de saturación depende de las condiciones climatológicas, del tamaño de los granos del suelo y de la distancia al nivel freático. Los suelos gruesos solamente están saturados, aún a elevaciones cercanas al nivel freático, mientras que los finos pueden estar saturados a una considerable altura sobre el mismo.

Cuando se trabaja en suelos permeables, para hacer excavaciones abajo del N.A.F., por lo general se requiere desaguar el lugar antes o durante la construcción. Se deberá tener cuidado de que el bombeo del agua freática no afecte las construcciones vecinas, al provocar asentamientos. Así mismo se elegirá el sistema de bombeo más adecuado a las condiciones del terreno.

En la ciudad de México el nivel freático se encuentra como promedio a dos metros de profundidad, medido a partir de la superficie actual del terreno. Es recomendable que las cimentaciones se construyan arriba del nivel freático, pero cuando esto no sea posible se deberán dar al constructor todas las recomendaciones para desalojar al agua durante la construcción de la misma, así como para impermeabilizar la cimentación, una vez ya ejecutada.

2.6 ESTUDIO DE MINAS U OQUEDADES

En las últimas dos décadas se ha venido incrementando un grave problema en terrenos minados en los lomeríos del poniente del Área Metropolitana de la Ciudad de México.

Como se tiene conocimiento, la zona de lomas es considerada, entre las tres zonas en las que se divide el subsuelo de la Ciudad de México, como la mejor y más apta para recibir cimentaciones, desde el punto de vista de la ingeniería, dada la ausencia de formaciones lacustres de alta compresibilidad y además ajena, relativamente a los efectos del hundimiento regional.

La explotación desmedida de materiales para construcción de la propia Ciudad de México, originó que en ciertas áreas de la zona de lomas se realizarán minas subterráneas que en forma de galerías y salones se desarrollan erráticamente en el subsuelo.

Lo anterior no representaría ningún problema, de no ser porque el acelerado crecimiento de la población ha originado que estas zonas ahora estén habitadas. Las zonas afectadas en el Distrito Federal corresponden a las delegaciones Alvaro Obregón, Miguel Hidalgo, Magdalena Contreras, Cuajimalpa, Coyoacán, Tlahuac e Iztapalapa. El área donde se localizan minas se refiere en la fig. 2.5.1.

En los casos de obra nueva, la investigación del terreno minado debe de iniciarse con un reconocimiento minucioso del área, observando la geología y topografía del mismo, la posible presencia de bocaminas o de indicios que acusen la existencia de oquedades, auxiliándose con la información de la gente que tenga más tiempo viviendo en la zona.

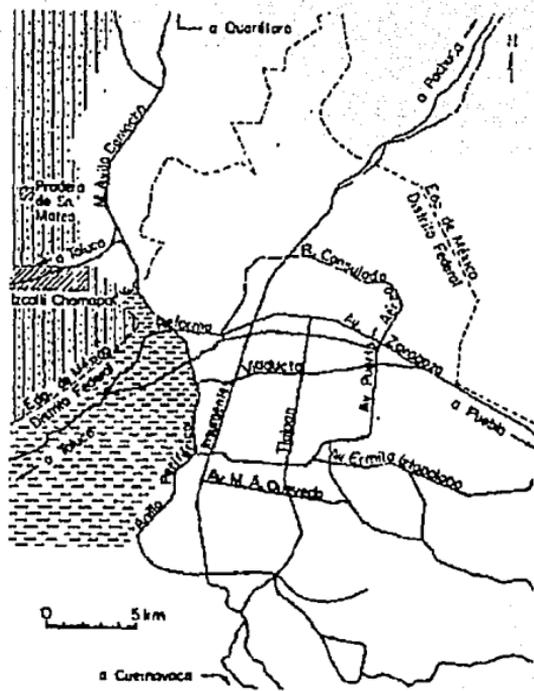


Figura 2.6.1. (a)
LOCALIZACION DE ZONAS MINADAS EN EL D.F.

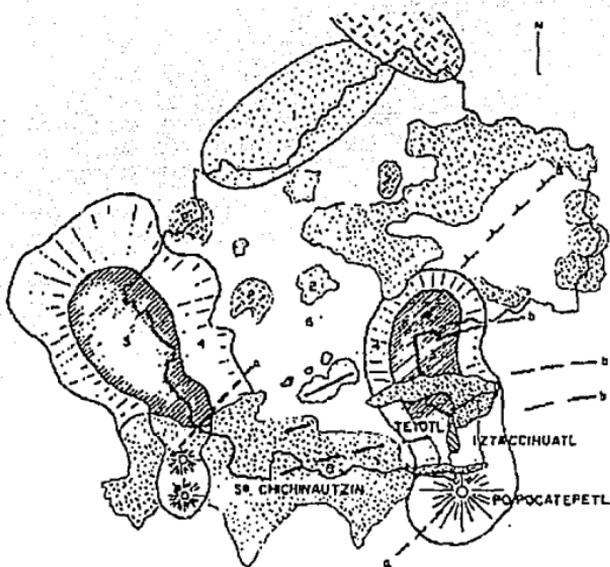


figura 2.6.1. (b)

LA CUENCA DE MEXICO, SUS FORMACIONES Y FRACTURAMIENTOS TECTONICOS.

- (1) Sierra de Tezontlalpan. (2) Sierras Menores. (3) Sierras Mayores.
 (4) Formación Tarango. (5) Formación Chichinautzin.
 (6) Relleno Aluvial:

- (a) Fracturamiento al NE del terciario superior.
 b) Fracturamiento en arco del tipo Santa Catarina,
 del Plió-Pleistoceno.

Otro elemento de apoyo son las fotografías aéreas, de las cuales se cuentan para el D.F. desde los años cuarentas. Estas constituyen una valiosa ayuda para la búsqueda de bocaminas y para conocer las transformaciones ocurridas en la superficie del terreno a través del tiempo.

Para realizar el estudio de minas lo más completo posible, se tendrán que considerar los siguientes métodos:

1. Exploración Directa: como la topografía de minas.
2. Exploración Indirecta: utilizando los llamados Métodos Geofísicos.
3. Exploración Semidirecta: a base de sondeos profundos.

La exploración indirecta a base de cualquier método Geofísico solo proporciona la información a lo largo de líneas o planos verticales, a partir de las cuales pueden iniciarse o continuarse el levantamiento directo, a través de perforaciones "Tamaño Hombre", practicadas en los sitios de anomalías.

Los métodos geofísicos, en particular el **METODO DE RESISTIVIDAD ELECTRICA**, tiene ventajas sobre otros en áreas extensas, explorando a lo largo de líneas que las inscriban, orientadas de forma tal que intercepten la probable trayectoria de las galerías, la cual no necesariamente será normal a las barrancas. Las anomalías deberán verificarse con barrenaciones, tratando de continuar la investigación de nueva cuenta con métodos directos, pudiendo aumentar, si fuera necesario, el número de tendidas eléctricas. Ver fig. 2.6.2.

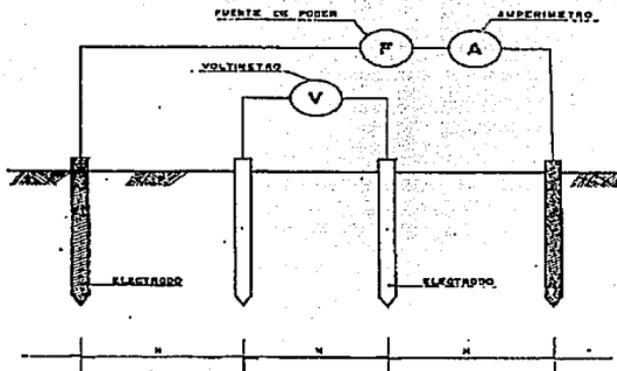


Fig. 2.6.2
EQUIPO DE RESISTIVIDADES (ARREGLO WENNER)

Otro métodos indirectos como el Método GEOSISMICO O SISMICO, el cual se funda en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales. Los métodos sísmicos son útiles especialmente para encontrar la profundidad a la que se encuentra la roca sana, por otra parte, la presencia de un material blando debajo de uno duro, no puede detectarse. Ver 2.6.3

La información obtenida de la geología superficial se completará con el muestreo del suelo, deberá determinar de este sus propiedades en el laboratorio para utilizar estos datos en el proyecto de la cimentaciones.

Una vez realizados todos los estudios y haber definido la existencia o no de las minas u oquedades, se determinarán las áreas que pueden ser usadas para cimentar los edificios. Se recomienda que no se cimente sobre las zonas que tienen oquedades, ya que su tratamiento puede ser costoso y en este caso sale de los objetivos de las viviendas de interés social, donde se pretende por todos los medios abaratar el costo de la obra.

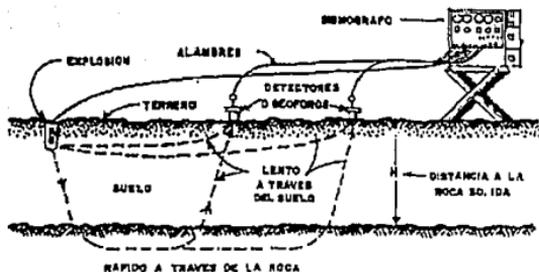


DIAGRAMA SIMPLIFICADO DE UNA PRUEBA DE REFRACCION SISMICA
 FIG. 2.6.3

2.7 INVESTIGACION DE COLINDANCIAS

Cuando se realiza una excavación se produce un cambio en el estado de esfuerzos del suelo, y este cambio está acompañado inevitablemente por deformaciones en el mismo. Estas deformaciones comúnmente toman la forma de hundimiento del área que rodea la excavación, de movimiento hacia adentro del suelo situado en los bordes y de hundimiento del suelo localizado en el fondo. Las estructuras apoyadas en cimentaciones que descansan sobre el material que se deforma, experimentan los movimientos correspondientes. Comúnmente se asientan y se mueven hacia la excavación.

Como no puede hacerse ninguna excavación sin alterar el estado de esfuerzos en cierto grado, puede considerarse como inevitable el que se produzcan algunos movimientos de las estructuras vecinas. Esto hace necesario que el proyectista conozca las características de las estructuras colindantes a la que está por construirse, para poder anticipar problemas durante dicho proceso y dictar medidas de protección a las mismas.

Dicho conocimiento puede derivarse de la recopilación de información en planos o mediante la investigación directa por medio de pozos a cielo abierto cuyo objetivo será determinar:

- a) Tipo de cimentación.
- b) Material de Construcción.
- c) Profundidad de Desplante.
- d) Geometría.
- e) Observaciones de su Estado Actual.

También deberá realizarse una estimación de las presiones que dichas estructuras están transmitiendo al nivel de desplante de la cimentación y de su fecha aproximada de construcción, a fin de tener elementos de juicio para analizar su interacción con la nueva estructura.

2.8 PRUEBAS DE LABORATORIO

Una vez obtenidas las muestras se emplearán para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que habrá que realizar a los suelos, de acuerdo al tipo de muestra:

MUESTRAS ALTERADAS

Propiedades Índice.

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

Propiedades Mecánicas.

1. Resistencia al esfuerzo cortante (empleando muestras remoldeables).
 - a) Compresión Simple.
 - b) Compresión Triaxial.

MUESTRAS INALTERADAS

Propiedades Índice.

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

Propiedades Mecánicas.

1. Resistencia al esfuerzo cortante .
 - a) Corte directo.
 - b) Compresión simple.
 - c) Compresión triaxial rápida.

2. Comprensibilidad (Consolidación unidimensional).

2.9 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Al termino de los estudios, la empresa de Mecánica de Suelos deberá presentar un reporte de los trabajos efectuados, el cual contemplará:

1. Memoria Descriptiva, señalando la ubicación del predio de acuerdo a la zonificación geológica del valle de México, la cual está dada en las N.T.C. de Diseño y Construcción de Cimentaciones para el D.F., además de dar una breve descripción de los métodos y criterios de cálculo empleados para analizar la capacidad de carga del suelo y los asentamientos.
2. Resultado de los estudios de laboratorio mediante gráficas y secuelas de cálculo.
3. Características de las construcciones cercanas y su estado actual, tipos de cimentación utilizados en la zona, indicación de posibles problemas constructivos con construcciones aledañas por su antigüedad y/o mala construcción, recimentación en colindancias.
4. Recomendaciones de excavación y construcción (cortes, rellenos, bombeo, dureza de suelo, etc.).
5. Conclusiones. Determinación del tipo de cimentación más adecuada, nivel de desplante y mejoramiento del suelo.
6. Reporte fotográfico de los pozos y/o sondeos profundos donde aparezca un letrero con el nombre de la empresa, fecha, y número de pozo o perforación; croquis de localización en donde por lo menos se den dos cotas para la localización de los sondeos, cota o nivel de brocal de los sondeos.

En el caso de haber utilizado Métodos Geofísicos se entregarán los registros de los sondeos obtenidos en campo, su interpretación y perfiles estratigráficos.

En el caso de realizar la topografía de minas se entregará el plano correspondiente anexo al reporte.

3. RECOMENDACIONES GENERALES PARA LA ELABORACIÓN DE PROYECTOS

Es muy frecuente que al realizar el anteproyecto de Unidades Habitacionales, los proyectistas consideren al terreno sobre el cual desplantarán sus estructuras, como una zona rígida y sin deformación. Sin embargo es importante tener presentes desde el principio del proyecto, aún cuando todavía no se cuente con el estudio definitivo de Mecánica de Suelos, ciertas recomendaciones que nos serán de mucha utilidad y evitarán en la mayor medida posible cambios radicales entre el anteproyecto y el proyecto definitivo.

3.1 INVESTIGACIÓN DE CONSTRUCCIONES PREEXISTENTES EN EL PREDIO

Si se construye sobre terrenos precargados o vírgenes, es decir, que jamás han estado sujetos a la acción de una sobrecarga. El procedimiento de la exploración se realiza normalmente.

Quando se encuentren predios, en los que existan edificaciones, el proyectista deberá efectuar una investigación para determinar el tipo de cimentación.

El proyectista deberá estimar el peso de las estructuras, cuando estas sean de varios niveles. Esto podrá hacerse en función del tipo de estructura y el número de niveles.

Una vez terminada la investigación se deberá elaborar un plano del predio a escala 1:100 debidamente acotado, e identificado claramente mediante su calle y número, en el cual se mostrarán las construcciones existentes, indicando altura de las construcciones, materiales de construcción de paredes, pisos, techos y de la cimentación.

3.2 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Este se elaborará teniendo como base el plano del estado actual del predio, en el caso de que existan construcciones o resto de ellas, y el estudio definitivo de Mecánica de Suelos. Cuando no esté terminado, la empresa de Mecánica de Suelos deberá entregar un informe preliminar donde indique al proyectista de forma general las condiciones en las que encontró el predio, además deberá indicarle la presencia de agrietamientos y fallas en el terreno, profundidad del N.A.F., presencia de suelos expansivos o colapsables mediante la indicación de deformaciones o grietas en banquetas, pavimentos, pisos, edificaciones colindantes, indicación de posibles problemas con las construcciones vecinas por su antigüedad y/o mala construcción. Se entregará un croquis del predio en el que se indiquen los lugares conflictivos.

Todo lo anterior auxiliará al proyectista, para que éste evite ubicar las edificaciones en dichos lugares, hasta conocer el informe definitivo de Mecánica de Suelos.

Se recomienda que el proyecto arquitectónico se haga de tal forma que los agrupamientos se ubiquen solo dentro de zonas precargadas o solo en zonas sin cargas previas, no debiendo localizarlas sobre ambas zonas a la vez, pues esto provocará agrietamientos en las estructuras. El comportamiento del suelo que ha sido sometido a una carga previa durante varios años, es muy diferente al del mismo suelo que no ha sido sometido a una precarga durante tiempo prolongado, y este es el motivo de los asentamientos diferenciales.

Para la elaboración del proyecto arquitectónico también deberá tomarse en cuenta el estado de las colindancias. Debe evitarse que los movimientos verticales producidos por la excavación y construcción de las nuevas viviendas que afecten. Esta observación se deberá cumplir estrictamente cuando las colindancias presenten condiciones precarias de estabilidad, debiendo hacer un levantamiento notarial del estado de las mismas y considerar el procedimiento de recimentación del Capítulo Cinco de este trabajo.

Se recomienda evitar que en el sembrado de módulos, la variación del número de pisos sea brusca, para lograr una distribución más uniforme de las presiones, lo que dará como resultado asentamientos diferenciales menores y un menor costo de la cimentación. En caso de hacerse módulos contiguos de diferentes alturas, las presiones transmitidas al suelo serán diferentes, lo que provocará asentamientos diferenciales más importantes y se requerirá un esfuerzo adicional en la estructura de la cimentación con el consiguiente incremento en costo de la misma.

El proyecto arquitectónico deberá contemplar el no permitir el incremento futuro del número de pisos en las viviendas, esto será posible únicamente en las construcciones de un nivel correspondientes a vivienda unifamiliar, donde las construcciones se podrán ampliar hasta dos niveles.

Es recomendable tomar en cuenta la simetría en planta del proyecto para que el centro de carga se acerque lo más que se pueda al de reacciones, y evitar así desplomes por excentricidad con el transcurso del tiempo, principalmente si las construcciones se localizan en las zonas donde existe arcilla altamente compresible, como es el caso de la zona del lago.

En el caso de este estudio se ha tomado como referencia la distribución arquitectónica del Prototipo S III, el cual es utilizado actualmente en muchas de las unidades habitacionales construidas por el FIVIDESU.

Este prototipo puede ser construido en 3, 4 y 5 niveles. Debido a la sencillez de su diseño y a la facilidad de su apareamiento en dos, tres y cuatro módulos. Ver fig. 3.2.1 y fig. 3.2.2.

Por lo general en los proyectos arquitectónicos se requiere una sobreelevación con respecto al nivel de banqueta el algunos casos esto se resolverá mediante rellenos. Debe tomarse en cuenta que los rellenos transmiten cargas adicionales importantes al subsuelo, con el respectivo incremento en asentamientos y movimientos diferenciales de la estructura, por lo que se recomienda limitarlos a un valor de 25 cm. como máximo. En caso de que esto no sea posible se deberá adoptar una solución estructural de tipo ligero.

También es muy importante impermeabilizar las cimentaciones de las viviendas para evitar que se ensalitre los muros y que el agua freática se filtre al interior de los cajones de cimentación, en caso de ser esta la solución de cimentación a emplear.

Deberán respetarse las separaciones de colindancias ya sea con construcciones habitacionales o con bardas existentes alrededor del predio de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del D.F., relativas a este renglón.

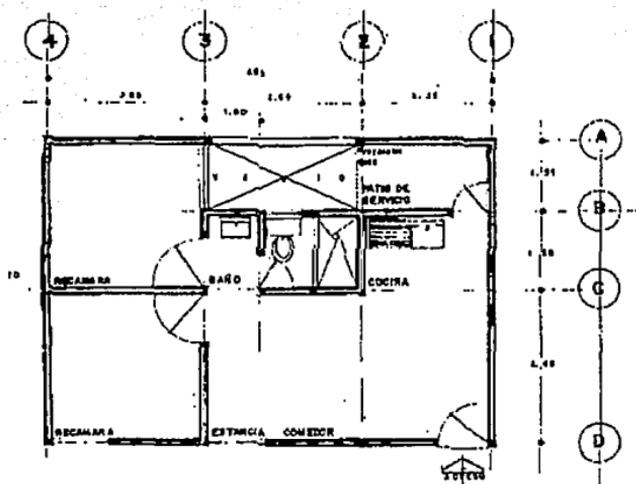


Fig. 3.2.1
 PROTOTIPO SIII
 DISTRIBUCION ARQUITECTONICA

3.3 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, depende de varios factores, como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura.

Cada unidad de cimentación debe ser capaz de soportar, con un margen de seguridad razonable, la carga máxima a la que vaya a quedar sujeta, aún cuando esta carga pueda actuar solo brevemente o una vez en la vida de estructura.

En el R.C.D.F. se especifican las cargas máximas, y las presiones correspondientes en el suelo, estos requisitos son restricciones legales al proyecto que deben satisfacerse. Sin embargo, como no pueden considerarse todas las eventualidades, el Ingeniero proyectista debe cerciorarse por el mismo que son seguras, aunque satisfagan el reglamento.

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones, las cuales son:

1. Acciones permanentes más acciones variables (Art. 186 R.C.D.F.) incluyendo carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límites de servicio como los de falla. Las acciones variables se consideran con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.
2. Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa del suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción.

Dado que en el diseño de cimentaciones se han establecido como límites superiores de asentamiento 15 cm. y una distorsión angular de 0.002 y además se ha considerado un coeficiente de reducción de asentamientos diferenciales por rigidez estructural de 0.75, el estructurista deberá revisar que dicha rigidez sea tal que proporcione dicho factor. Para el análisis se podrá utilizar algún método que

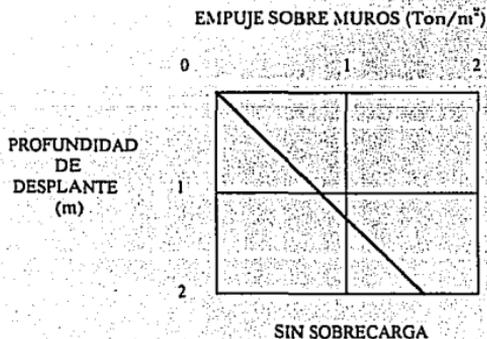
considere la interacción suelo-estructura y los asentamientos para cimentaciones con rigidez nula que proporcionarán los consultores de mecánica de suelos.

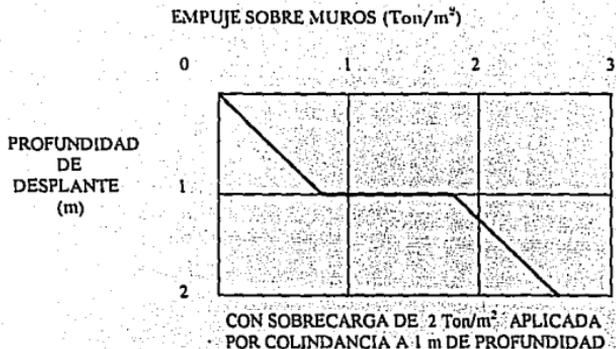
Con objeto de reducir las excitaciones sísmicas es deseable proporcionar continuidad estructural.

Por otra parte, cuando se requiera sobreelevar el nivel de piso, el peso del relleno para hacerlo, deberá considerarse como parte del peso de la estructura en la elección del tipo de cimentación. Cuando el peso sea muy importante, podrán considerarse rellenos ligeros de tezontle o soluciones estructurales. Cuando la solución de cimentación sea mediante zapatas corridas con losa de piso estructural (parcialmente compensada) o cajones de concreto, la sobreelevación requerida se logrará aumentando el peralte de las contratrabes.

Cuando se empleen rellenos, estos deberán quedar debidamente confinados en todo su perímetro mediante algún elemento estructural, para evitar que con el transcurso del tiempo sean deslavados por agua o intemperismo.

Los muros de contención se deberán diseñar para soportar los empujes del suelo que contienen, con los valores que se muestran a continuación:





Debido a que es problemático impermeabilizar los cajones de cimentación y que en caso de que estén inundados la compensación que se logra es mínima, cuando se requiera emplearlos se deberá limitar su profundidad de desplante a la del nivel freático mediante ampliación del cajón.

El responsable del proyecto estructural deberá proporcionar por escrito las descargas a nivel de cimentación de cada uno de los módulos y de agrupamientos tipo, separando las cargas vivas de las cargas muertas y proporcionando esta información en toneladas por metro cuadrado en cada módulo de los agrupamientos tipo.

3.4 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL PROYECTO SANITARIO

Es recomendable que en el diseño de instalaciones sanitarias se tome en cuenta que las viviendas nuevas van a sufrir asentamientos, por lo que deberán tomar las medidas necesarias para evitar que se produzcan contrapendientes o rotura de las uniones de estas instalaciones con la vivienda. Esto se logra utilizando en las descargas de los edificios tubo de PVC, el cual es mucho más flexible que el tubo de concreto simple.

Cuando la cimentación sea a base de un cajón estanco se deberá prever la construcción de un registro en la losa tapa y un cárcamo, los cuales nos servirán para extraer tanto el agua freática como el agua que llegue a estancarse producto de la ruptura de una tubería sanitaria.

4. TIPOS DE CIMENTACIONES

4.1 GENERALIDADES

Como se dijo anteriormente, el tipo de cimentación mas adecuado para una estructura depende de factores como su función, las cargas a las que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura.

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

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

Una vez definido el tipo de cimentación es necesario considerar que se presentarán dos problemas básicamente en el funcionamiento de la misma. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo o la roca sean incapaces de soportar la carga. Por otro lado, el suelo o roca de apoyo no pueden fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparaje, que la estructura puede agrietarse y dañarse. El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo de apoyo y se le denomina FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA. El segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo-deformación del suelo y se conoce como ASENTAMIENTO DIFERENCIAL.

4.2 CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES

En general existen dos tipos de cimentaciones, las llamadas SUPERFICIALES o POCO PROFUNDAS y las llamadas PROFUNDAS. Estas expresiones se refieren a cimentaciones con las que la profundidad de desplante no es mayor que dos veces el ancho del cimientó; 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.

CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Los tipos mas frecuentes de cimentaciones superficiales 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 armado.

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.

Quando 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 CIMENTACION, construídas también de concreto armado, las que pueden llegar a ocupar toda la superficie construída.

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 encuentren a mayores profundidades, llegándose así a las cimentaciones profundas.

CIMENTACIONES COMPENSADAS.

En el principio en que se basan estas cimentaciones es muy sencillo; se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que al nivel de desplante del suelo, por así decirlo, no sienta la sustitución efectuada. Este tipo de cimentación elige, por supuesto, que las excavaciones efectuadas no se rellenen posteriormente, lo que se logra o con losa corrida en toda el área de cimentación o construyendo un cajón hueco en lugar de zapatas.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues teóricamente, los eliminan por no dar al terreno ninguna sobrecarga. Sin embargo, como el proceso no es simultáneo con el de descarga, resultado de la excavación, tienen lugar expansiones en el fondo de ésta, que se traducen en asentamientos cuando, por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original. Así, los problemas principales de una cimentación compensada emanan de la excavación necesaria, generalmente profunda.

Todo lo anterior se refiere a las cimentaciones denominadas de compensación total, en las que el peso de la estructura es igual al de la tierra excavada. También existe la compensación parcial, en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se toma con pilotes o descanso sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la comprensibilidad de éste lo permiten.

CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda. 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 estos casos se hace necesario recurrir al uso de cimentaciones profundas.

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

Los elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales del 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. Para algunos especialistas 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 del orden de 1.

En general, se usan los pilotes como elementos de cimentación cuando se requiere:

1. Transmitir las cargas de una estructura, a través de un espesor blando o a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente, que garantice el apoyo adecuado. La forma de trabajo de estos pilotes podría visualizarse como similar a la de las columnas de una estructura.
2. Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre el suelo y pilote.
3. Compactar suelos granulares, con fines de generación de capacidad de carga.
4. Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras (como tablaestacas, por ejemplo) o resistir las fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas.
5. Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volcadura o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Estos son pilotes de tensión.
6. Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos nocivos.

Evidentemente, los pilotes pueden ser diseñados para cumplir dos o más de las funciones anteriores.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en de *PUNTA, DE FRUCCION* y *MIXTOS*. Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de

carga con apoyo directo en un estrato resistente. Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que generan contra el suelo que los rodea. Los pilotes mixtos aprovechan a la vez estos dos efectos.

Atendiendo al material del cual están hechos, los pilotes pueden ser de madera, de concreto, de acero o de una combinación de estos materiales. Los pilotes de madera ya se usan muy raramente en trabajos de importancia y han quedado prácticamente circunscritos a estructuras provisionales o a funciones de compactación de arenas. Los pilotes de concreto son los más ampliamente usados en la actualidad; pueden ser de concreto reforzado común o presforzado aunque en su mayoría son de sección llena, últimamente se ha desarrollado bastante el uso de pilotes huecos, de menor peso. Los pilotes de acero son de gran utilidad en aquellos casos en que la hincada de los pilotes de concreto se dificulta por la relativa resistencia del suelo, pues tienen mayor resistencia a los golpes de un martinete de hincado y mayor facilidad de penetración; suelen usarse secciones H o secciones tubulares, con tapón en la punta o sin él.

Según el procedimiento de construcción y de colocación, los pilotes de concreto pueden ser prefabricados e hincados a golpes o a presión o colocados en el lugar, en una excavación realizada previamente a la construcción del pilote. Para los pilotes hincados a golpes, quizá aún los más frecuentes, por lo menos en trabajos ejecutados fuera de las ciudades, existen tres tipos principales de martinetes de hincado. El de caída libre, de poco uso ya por su lentitud, consiste simplemente en una masa guiada, que se eleva por medio de un malacate y se deja caer desde la altura especificada; el de vapor de acción sencilla, que utiliza la energía del vapor para levantar la masa golpeante, para después dejarla caer por acción exclusivamente gravitacional y el de vapor de doble efecto, en el que la energía del vapor eleva la masa y la impulsa y acelera en su caída.

La efectividad de los tres distintos martinetes suele compararse recurriendo a su energía, expresada en gm/golpe. Hay gran variedad de tipos y tamaños, existiendo máquinas en que la masa golpeante llega a 6 toneladas de peso o más, con 100 golpes por minuto y con energías hasta de 10,000 kgm.

4.3 CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS DE UNO Y DOS NIVELES

Debido a que sería muy aventurado fijar el tipo de cimentación para cualquier estructura de uno o dos niveles utilizará en este caso la distribución arquitectónica del Prototipo PAF-90 (ver fig. 4.3.1.a y fig. 4.3.1.b) utilizado en el FIVIDESU, como referencia para las recomendaciones de cimentación que se describirán a continuación.

Dentro de este tipo de estructuras se puede hacer la siguiente clasificación:

- a) Estructuras construídas en zonas preconsolidadas (con obras previas).
- b) Estructuras construídas en zonas normalmente consolidadas (sin obras previas).
- c) Estructuras construídas sobre rellenos.

4.3.1 ESTRUCTURAS EN ZONAS PRECONSOLIDADAS.

El cálculo de cargas a nivel de cimentación se efectuará considerando una carga por piso de 1 ton/m^2 y para la azotea 0.7 ton/m^2 .

Considerando que el peso de estas estructuras será del orden de 1 ton/m^2 para construcciones de un nivel y de 1.7 ton/m^2 para construcciones de dos niveles, se adoptará preferentemente zapatas corridas o bien una losa corrida con contrarabes invertidas.

Para evitar deformaciones locales bajo la cimentación producidas por diferencia de compresibilidad de los materiales de desplante de la losa, deberá colocarse, en una excavación previa de 40 cm., relleno compactado en forma controlada con el mismo espesor (40 cm.).

Este relleno podrá ser de mayor espesor cuando en el sitio a 40 cm. de profundidad se tengan materiales de mala calidad, como: rellenos heterogéneos de cascajo o basura, suelos orgánicos o cimentaciones antiguas, todos los cuales deberán ser retirados.

Cuando se requieran sobreelevaciones que impliquen un peso adicional, se deberá utilizar un relleno ligero de tezontle, a una profundidad tal que compense dicho peso; para fines de estimación del espesor del relleno se considera un peso volumétrico del tezontle de 1 ton/m^3 y de 1.5 ton/m^3 del suelo superficial que se excavará para compensar.

Los materiales que se empleen como relleno serán limos o arcillas arenosas o tezontle.

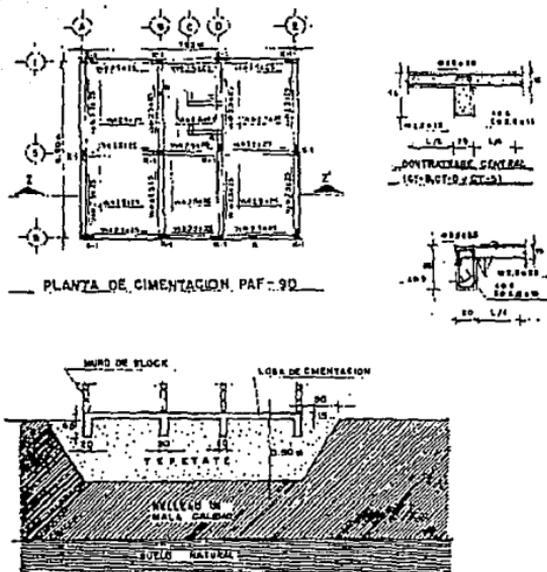
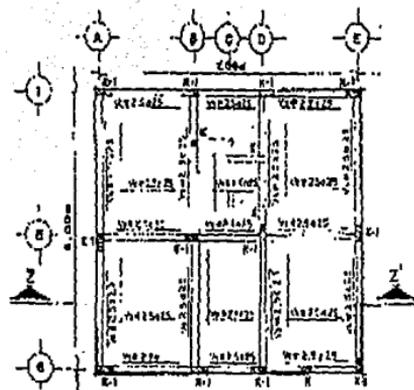
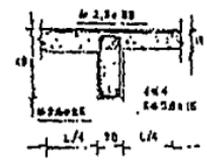


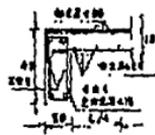
fig. 3.4.1.a



PLANTA DE CIMENTACION PAF-90



CONTRATASE CENTRAL
(CT-B, CT-C, CT-D y CT-E)



CONTRATASE PERIMETRAL
(CT-A, CT-E, CT-1 y CT-5)

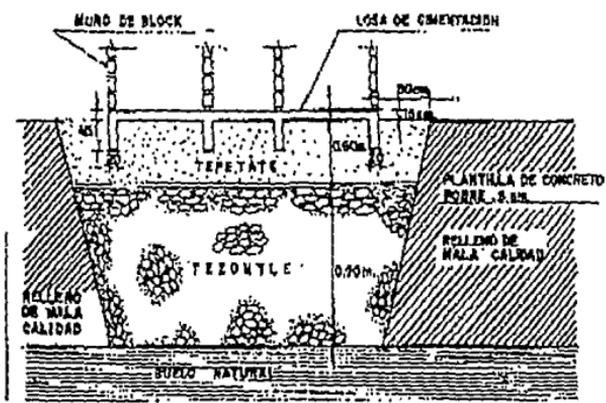


Fig. 3.4.1.b

4.3.2 ESTRUCTURAS EN ZONAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS.

Dado que en estas zonas los asentamientos producidos por sobrecargas del orden de 1.7 ton/m^2 causarán asentamientos inadmisibles por las construcciones, se adoptará como cimentación una losa corrida con contrarabes invertidas o engrosamiento de la losa, apoyada en un relleno ligero que compense parcialmente y en forma diferencial la carga transmitida y cuyo espesor será menor en los extremos y mayor en el centro. Cabe aclarar que en caso de requerirse sobre elevar el nivel del piso, se deberá considerar esta carga como parte del peso de la estructura. Este relleno no deberá apoyarse en materiales de mala calidad, como: rellenos heterogéneos, basura y suelos orgánicos, todo lo cual deberá ser retirado. El material ligero de relleno será tezontle.

4.3.3 ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS SOBRE RELLENOS.

En los casos donde se tenga que construir en suelos formados por materiales de mala calidad como basura, cascajo, materia orgánica, etc. Por lo que se recomienda que la cimentación sea de tipo superficial, con sustitución de materiales de mala calidad por rellenos controlados y compactados.

La cimentación para tales casos será una losa con contrarabes invertidas, apoyada directamente sobre materiales que permitan obtener grados de compactación mínimos del 90% de su P.V.S.M., estos materiales se colocarán de acuerdo a la profundidad de los rellenos de mala calidad, serán tezontles en la parte inferior y tepetates compactados en la parte superior.

Deberá tenerse especial cuidado en los procedimientos de colocación de los rellenos para garantizar con ello la estabilidad del mismo.

4.4 CIMENTACIONES PARA CONSTRUIRSE EN TRES, CUATRO Y CINCO NIVELES

Dentro de este tipo de estructuras se puede hacer la siguiente clasificación:

- a) Estructuras en zonas preconsolidadas (con construcciones previas).
- b) Estructuras en zonas normalmente consolidadas (sin construcciones previas).
- c) Estructuras construidas sobre rellenos.

4.4.1 ESTRUCTURAS EN ZONAS PRECONSOLIDADAS

Dado que el peso de estas estructuras será del orden de 2.7 a 4.7 ton/m^2 , el cual provocará hundimientos intolerables en el suelo, se adoptará como cimentación una losa corrida con contrarabes invertidas o engrosamiento de la losa, apoyada en un relleno ligero que compense parcialmente y en forma diferencial la carga transmitida y cuyo espesor será menor en los extremos y mayor en el centro. Cabe aclarar que en caso de requerirse sobreelevar el nivel de piso, se deberá considerar esta carga como parte del peso de la estructura. Este relleno no deberá apoyarse en materiales de mala calidad como: rellenos heterogéneos, basura y suelos orgánicos, todo lo cual deberá ser retirado.

El material ligero de relleno será tezontle que se colocará según lo indicado en el capítulo Cinco de este trabajo.

4.4.2 ESTRUCTURAS EN ZONAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS

En este caso la solución podría ser:

A) Zapatas continuas reticulares desplantadas sobre terreno natural a profundidades variables entre 1.5 y 2.00 m. y losa de piso estructurada, dejando un espacio hueco entre el fondo de la excavación y la cara inferior de la losa. La excavación se hará a mayor profundidad en el centro que en los extremos en el sentido largo. Las zapatas deberán desplantarse a 30 cm. por debajo del fondo de la excavación. Esta solución podrá adoptarse cuando la capacidad de carga admisible del terreno sea mayor o igual que 5 ton/m^2 . Para confinar el hueco deberá existir una contrarabe perimetral.

Es importante mencionar que con este tipo de cimentación la sobreelevación que se requiera podrá darse sin un incremento apreciable de la sobrecarga.

B) Cuando la capacidad de carga sea menor que 4 ton/m^2 se adoptará como solución un cajón hueco formado por losa plana, muros de contención, contratrabes y losa tapa, cuya profundidad de desplante será variable entre 1.50 a 2.00 m.

Para reducir los asentamientos diferenciales en el sentido largo, esta profundidad será mayor en el centro que en los extremos. Para economizar en el volumen de concreto, las contratrabes tendrán el peralte que resulte del diseño estructural y se rematarán hasta la losa tapa con muros de tabique recocado. Si a la profundidad de desplante se tienen materiales de mala calidad, será necesario retirarlos y sustituirlos por un relleno controlado sobre el cual se desplantará el cajón.

Dado que es posible que a la profundidad de desplante se tenga la presencia del nivel freático, para construir los rellenos se deberá abatir dicho nivel. Esta operación se hará siguiendo el procedimiento que se incluye en el capítulo Cinco.

Las excavaciones se harán atendiendo a los procedimientos constructivos del capítulo Cinco, al igual que en el caso anterior la sobreelevación de los pisos no representará un incremento apreciable en la sobrecarga impuesta por la estructura y se logrará aumentando el peralte de muros y contratrabes.

4.4.3 ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS SOBRE RELLENOS.

Cuando se tenga que construir sobre suelos producto de rellenos de basura, cascajo y/o materia orgánica en espesores considerables de más de 2.00 m. se considerarán las cimentaciones de tipo profundo como: pilotes. Esto cuando los espesores de suelo a mejorar sean muy grandes y resulten costosos.

5. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES

5.1 EXCAVACIONES

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan abajo de la superficie del terreno, por lo tanto no pueden construirse hasta que se ha excavado el suelo o roca que está arriba del nivel de la base de las cimentaciones.

Para la elección del procedimiento de excavación se deberá determinar previamente el nivel de desplante de las cimentaciones antiguas, en el caso de que existan, nivel de agua freática, espesor de rellenos de mala calidad o suelos orgánicos en cada sitio en particular.

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino, si existe el espacio adecuado para construir taludes que puedan soportar el material. La inclinación de los taludes que puedan soportar el material. La inclinación de los taludes es función del tipo y carácter del suelo o roca, de las condiciones climáticas, de la profundidad de excavación y del tiempo que la excavación vaya a permanecer abierta. Como regla, los taludes se hacen verticales como el material lo permita, porque la ocurrencia de pequeños derrumbes generalmente no tiene importancia. Lo anterior podrá realizarse en las colindancias libres de construcciones vecinas. En las colindancias con estructuras se recomienda colocar una protección en los cortes excavados con objeto de no dañar estas estructuras.

Cuando se encuentren estructuras enterradas en el terreno podemos ubicarnos en dos casos:

1. El nivel de desplante de las cimentaciones antiguas es mayor que el nivel de desplante de la nueva cimentación.

En este caso se realizará en el área que ocuparán las construcciones un despalme o excavación somera a 40 cm. de profundidad para eliminar rellenos superficiales y descubrir las cimentaciones antiguas.

Cuando se encuentren las cimentaciones estas se demolerán y extraerán en su totalidad y se retirarán del predio. En caso de que las cimentaciones antiguas tengan dimensiones tales (mayores de 2m.) que sea muy problemática su extracción, para determinar si es factible no demolerlas será necesario efectuar un estudio de detalle de deformabilidad de los suelos superficiales para estimar si los movimientos diferenciales que tendrá esta solución, sumados a los debidos a la consolidación de las arcillas compresibles son admisibles por la estructura.

Posteriormente se continuará la excavación hasta extraer totalmente los materiales de mala calidad, como rellenos heterogéneos de cascajo, arcilla y basura

o suelos orgánicos (de color gris oscuro o negro) y dar el nivel o los niveles que indique el proyecto de cimentación.

2. Cuando el nivel de desplante de la nueva cimentación sea mayor que el de las cimentaciones antiguas.

Se hará un despalme de 40 cm. para descubrir las cimentaciones antiguas, el material producto del despalme se retirará del área de construcción.

Las cimentaciones existentes se seccionarán manualmente o con equipo neumático en tamaños que sean manejables por el equipo de excavación que se emplee, que podrá ser un cargador frontal con cuchilla, una retroexcavadora o una draga.

Estos dos últimos equipos resultan más convenientes porque se pueden operar fuera del área excavada, evitando el remoldeo del suelo en que se apoyará la cimentación, en el caso de zapatas o cajón. Las excavaciones se dejarán con talud vertical en caso de hacerse a 1.30 m. de profundidad y con talud 0.5:1 para profundidades de 2m.

Por otro lado cuando en el terreno no se haya realizado construcción alguna, en el procedimiento de excavación se tendrán en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. Se deberá limpiar toda el área del terreno de escombros y vegetación existentes para posteriormente seguir con el trazo y nivelación.
2. La excavación deberá llevarse a cabo en zonas alternadas, para reducir el efecto de hundimiento en el terreno, cuando el tipo de suelo sea blando del tipo limo-arcilloso de alta compresibilidad. De lo contrario se podrá realizar la excavación en una sola etapa.
3. Las excavaciones podrán hacerse con equipos mecánicos, teniendo en cuenta que los últimos 30 cm. de la misma deberá ejecutarse con herramienta manual, para no alterar las propiedades del suelo de apoyo.
4. Deberá evitarse colocar sobrecargas en el perímetro de las excavaciones para no tener problemas de derrumbes en las paredes.
5. Solo se abrirán las excavaciones en las cuales se pretenda construir las cimentaciones de forma y inmediata para evitar la intemperización del subsuelo.
6. La excavación deberá quedar debidamente afinada y perfilada con el nivel o niveles de proyecto.

5.2 PROTECCION DE LAS CIMENTACIONES COLINDANTES

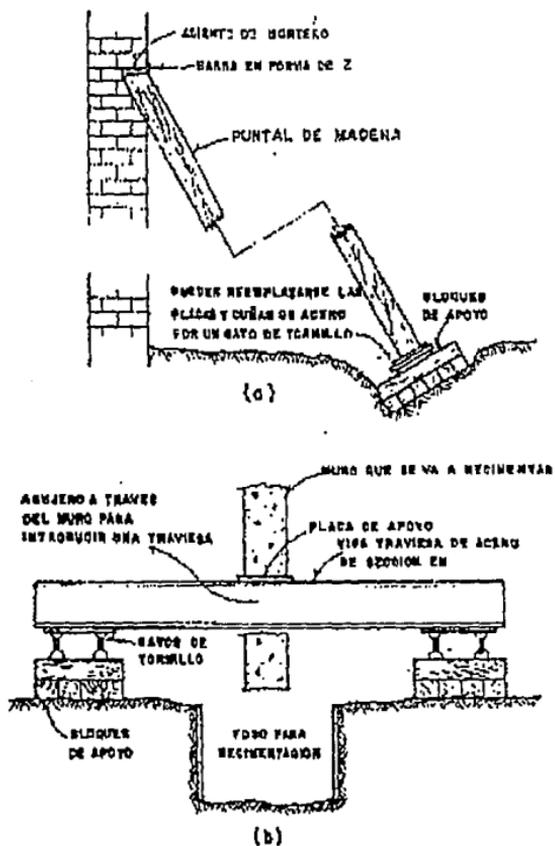
Cuando se realizan excavaciones abajo del nivel de la cimentación de estructuras adyacentes, usualmente es necesario soportarlas temporalmente. La instalación de apoyos temporales se llama APUNTALAMIENTO.

Uno de los métodos de apuntalamiento consiste en labrar en las paredes de las estructuras vecinas, ranuras en las que se insertan postes inclinados para soportar el peso de la parte del muro que queda arriba de los apoyos (Ver fig. 5.2.1). Las bases de todos los postes deben apoyarse sobre plataformas. Este método es adecuado solamente para estructuras de poca importancia por la carga que transmiten al subsuelo. Además es importante mencionar que en nuestro caso rara vez se realizan excavaciones mayores a la que ocupará la cimentación, el espacio queda limitado por lo que no se utiliza al apuntalamiento con frecuencia.

En algunos casos, es necesario reemplazar o reforzar la cimentación de una estructura existente. A la operación de construir nuevas cimentaciones permanentes se le llama RECIMENTACIÓN.

Una de las formas mas sencillas de recimentación consiste en reemplazar la zapata de un muro, por otra a mayor profundidad. Los muros de mampostería o de concreto pueden soportar temporalmente huecos en su cimentación, por lo tanto, es posible construir un foso a un lado del muro a una profundidad correspondiente a 20 cm. abajo del nivel máximo de excavación.

Se excavará debajo de las zapatas antiguas una longitud de 1 a 2 m. y construir un tramo corto de la nueva zapata en este espacio. La cimentación colindante deberá recibirse con muros de tabique o mampostería (Ver fig. 5.2.2). Esta operación deberá hacerse por tramos y no permitirá dejar un tramo mayor de 2m. sin haberlo recibido.



Métodos de apuntalamiento:

- a) Con ranuras en la pared.
- b) Viga atravesada.

Figura 5.2.1

PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

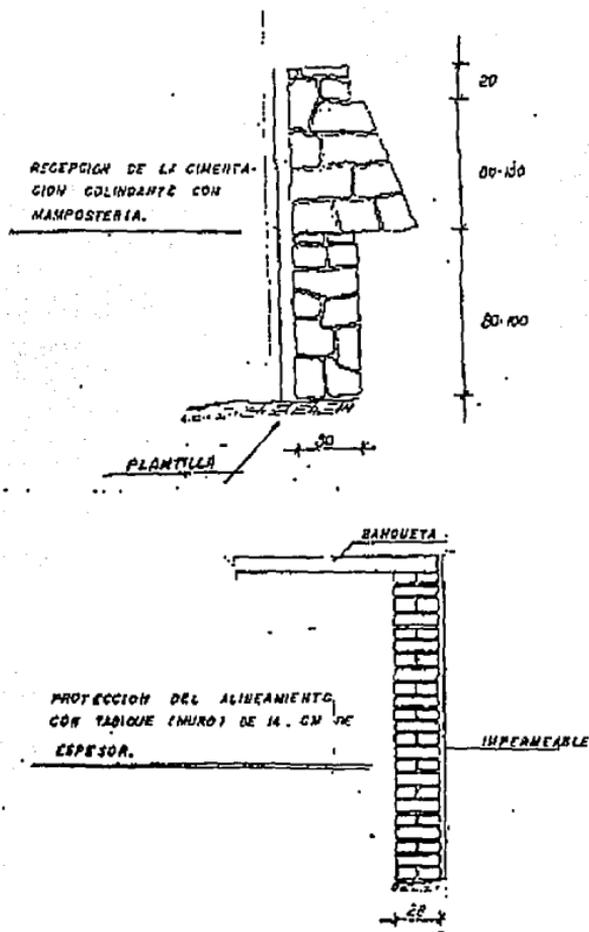


Figura 5.2.2

5.3 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Cuando la profundidad de excavación sea mayor que la distancia a la superficie del agua en un suelo permeable, que tenga un coeficiente de permeabilidad mayor que aproximadamente 10^{-3} cm/seg, el suelo debe desaguar para que permita la construcción e las cimentaciones en seco. Si el coeficiente de permeabilidad del suelo esta comprendido entre 10^{-3} y 10^{-5} cm/seg, la cantidad de agua que fluye hacia adentro de la excavación puede ser pequeña, pero todavía puede requerirse drenaje para mantener la estabilidad del fondo de la excavación. Si el coeficiente de permeabilidad es menor que 10^{-7} cm/seg, es probable que el suelo posea suficiente cohesión para vencer la influencia de las fuerzas de filtración y puede no ser necesario el drenaje, aunque la excavación se extienda a considerable profundidad del nivel de aguas freáticas.

Cuando se detecte el nivel freático arriba del nivel de excavación del proyecto de cimentación y cuando el espacio lo permita pueden usarse zanjas, para abatir el N.A.F. en arena o en otros materiales que se han hecho permeables por grietas o juntas. Estas zanjas conducirán a cárcamos de los cuales se bombeará el agua.

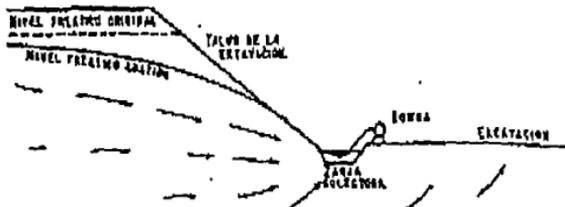
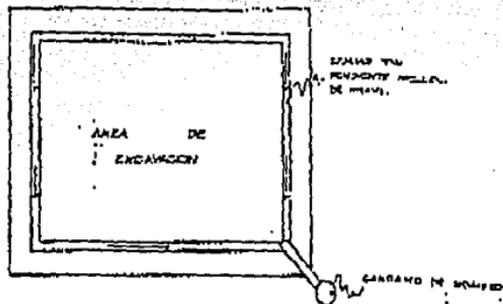
Las zanjas se realizan perimetrales el área excavada con una profundidad de 50 cm. mayor que el nivel máximo de excavación. Estas zanjas, como se mencionó, tendrán pendiente hacia un carcamo cuya profundidad será de 1.5 m. mayor que el nivel de excavación. Para evitar que las zanjas se cierren se deberán rellenar con grava gruesa. Considerando la baja permeabilidad de los suelos superficiales se estima que un área de 20.00 x 20.00 m. podrá manejarse con una bomba de 2" de descarga. (Ver fig. 5.3.1)

El agua producto del bombeo se verterá al pozo de visita de la red municipal más próximo al predio.

Es importante observar que deberán tomarse en cuenta los asentamientos debidos al abatimiento del N.A.F., y en general todos los asentamientos que se detecten, para lo cual durante el proceso de excavación y toda la construcción se llevará un registro en los edificios de los movimientos verticales, mediante nivelaciones semanales y posteriormente en forma semestral por un período mínimo de 3 años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

Para prevenir estos asentamientos es conveniente dejar un escalón de 10 cm. entre el nivel de piso terminado y el nivel de terreno natural para absorber hundimientos a largo plazo.

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO



Control de flujo hacia una excavación poco profundada con tanques colectores

Figura 5.3.1

5.4 RELLENOS

5.4.1 RELLENOS DE ZANJAS.

A) RELLENOS CONVENCIONALES O MEJORADOS.

En las zanjas que hayan quedado al extraer los cimientos antiguos se colocará material de relleno que cumpla con las siguientes características:

Límite Líquido	40% máximo
Índice plástico	15% máximo
Contracción Lineal	5 % máximo
V.R.S.	30 % máximo

Este material será usado con la humedad óptima y compactado en capas de 20 cm. hasta alcanzar el 90% de su peso volumétrico seco máximo Proctor Estandar.

El equipo que podrá utilizarse serán "bailarinas" o compactadores ligeros de rodillo. También podrá rellenarse con materiales mejorados con pequeñas cantidades de cemento (entre 3 y 8 % en peso), previamente homogeneizado y compactados con pisón de mano. El grado de compactación requerido en este caso se determinará efectuando pruebas con diferentes proporciones de cemento, variando el peso volumétrico hasta obtener relativo de soporte equivalente al del material no mejorado y compactado al 90%.

B) RELLENOS LIGEROS.

En el caso de rellenos ligeros el material más conveniente es el tezontle, el cual debe cumplir con las siguientes características:

La curva granulométrica del tezontle a emplear estará comprendida entre:

MALLA	% QUE PASA
2" (51 mm)	50 - 100
1.5" (38 mm)	35 - 80
1" (25 mm)	20 - 55
3/4" (19 mm)	10 - 35
1/2" (13 mm)	0 - 10

El peso volumétrico del tezontle acomodado con su humedad natural deberá ser de 1 ton/m^3

El tezontle deberá tener la resistencia suficiente para resistir su compactación sin sufrir la rotura de sus partículas, ya que de ocurrir este fenómeno es de esperarse un incremento en su peso volumétrico por la reducción de la relación de vacíos.

El tezontle se colocará en las zanjas que hayan quedado al extraer los cimientos, en capas de 20 cm. y se acomodarán con pisón de mano. Debido a su naturaleza granular puede lograrse un buen acomodo de sus partículas con este procedimiento.

5.4:2 RELLENOS EN AREAS MAYORES.

A) RELLENOS CONVENCIONALES O MEJORADOS.

Estos rellenos están formados por mezclas de los materiales convencionales con diferentes proporciones de cemento (entre 3 y 8%). A las mezclas se les harán las pruebas de plasticidad (límites de Atterberg), contracción (contracción lineal) y resistencia (valor relativo de soporte y valor cementante) para conocer si cumplen con las siguientes especificaciones:

Límite Líquido	40% máximo
Índice plástico	15% máximo
Contracción Lineal	5 % máximo
V.R.S.	30 % máximo

Para definir el grado de compactación requerido en la construcción, se harán pruebas variando dicho parámetro y el contenido de cemento agregado, fijando como valores de construcción las combinaciones de grado de compactación y contenido de cemento que proporcionen un valor relativo de soporte igual que el del material de relleno convencional compactando al 90 %.

El relleno de áreas mayores se hará empleando material que cumpla con las especificaciones mencionadas en el inciso anterior y colocado con la humedad óptima en capas de 20 cm. compactadas hasta alcanzar el 90 % de su peso volumétrico seco máximo. El equipo a emplear para la operación de relleno podrá ser motoconformadora para extender y plancha de rodillo liso para compactar.

Cuando el suelo sobre el cual se esté colocando el relleno sea muy deformable y por tanto no permita alcanzar el grado de compactación especificado (90%), se podrá optar por la solución de mejorar las características del material agregándole cemento, siguiendo las indicaciones proporcionadas para las zanjas, con salvedad de que para compactar se empleará equipo mecánico.

Los rellenos deberán quedar debidamente afinados y perfilados y con los niveles de proyecto.

En caso de que las áreas queden preparadas para recibir a las cimentaciones y no sea posible trabajar de inmediato sobre ellas, para evitar deterioro por acción de las lluvias deberán protegerse con un riego de impregnación con asfalto tipo FR-3 en una proporción de 1 lt/m^2 . Además, deberá evitarse la acumulación de agua en las zonas de desplante de las cimentaciones.

B) RELLENOS LIGEROS.

Estos rellenos se tenderán en toda el área excavada en capas de 20 cm. de tezontle y se compactarán con rodillo liso vibratorio, dándole el número de pasadas necesario para lograr un buen acomodo de las partículas. Además, el relleno debe quedar confinado lateralmente.

Los rellenos deberán quedar debidamente afinados y perfilados y con los niveles de proyecto.

5.5 CONSTRUCCIÓN DE LAS CIMENTACIONES

5.5.1 LOSA CORRIDA CON CONTRATRABES INVERTIDAS.

A) SOBRE RELLENOS CONVENCIONALES O MEJORADOS.

Una vez construido el relleno, se trazarán los ejes y se excavarán las cepas para alojar las contratraves de la losa. Las excavaciones se harán dejando taludes verticales que sirvan como cimbra. En caso de producirse desconchamientos en las paredes se aplicará un mortero de cemento-arena como protección. A continuación se colocará el armado de la contratraves de la losa y el de la propia losa, y se colará integralmente la cimentación.

Dado que se pretende emplear la losa como piso de las construcciones, después del colado deberá darse un acabado pulido integral. Así mismo cuando se realice el colado del primer entrepiso se colocará una cama de arena de aproximadamente 2 cm. para que los puntales de la cimbra y el tráfico sobre la losa no perjudiquen la apariencia de la misma.

Finalmente, antes de construir los muros, se deberá aplicar un tratamiento impermeabilizante en la cimentación a base de microlastic y polietileno que impida el ascenso del agua con salitre sobre muros.

B) SOBRE RELLENOS LIGEROS DE TEZONTLE.

Una vez construido el relleno, se trazarán los ejes y se excavarán las cepas para alojar las contratraves de la losa con talud 1:1 hasta el nivel correspondiente y se colocará la cimbra que podrá consistir en elementos metálicos o de madera recuperables o en muros capuchinos. Como siguiente paso se procederá a colocar el armado de las contratraves y a colarlas, retirando la cimbra una vez que hayan alcanzado la resistencia requerida. A continuación se rellenará el espacio de talud con tezontle compactado con equipo vibratorio manual. Para terminar se colocará el armado de la losa efectuando los traslapes con las contratraves y se colará la losa de cimentación.

5.5.2 CAJONES DE CONCRETO HUECOS.

Si al alcanzar el nivel de desplante se tiene suelos naturales muy blandos, deberán excavar 10 cm. adicionales para colocar sobre el fondo de la excavación una plantilla de tezontle que evite un excesivo remoldeo del suelo de apoyo durante las operaciones de armado y colado de la losa de fondo.

Una vez que se tenga la superficie de desplante afinada, perfilada y con los niveles de proyecto, se procederá a armar la losa de fondo, los muros de contención y las contratraves y a colar la losa de fondo. A continuación se colocará la cimbra de los muros de contención y contratraves y se colarán. Como siguiente paso, y de estar contemplando el diseño estructural, se rematarán las contratraves con muros de tabique recocado. Finalmente se colocará la cimbra de la losa tapa, se armará y se colará, dando un acabado pulido integral.

Construida la cimentación se procederá a rellenar el espacio dejado por los taludes empleando el tepetate, colocado en capas de 30 cm. y compactado al 85 % de su peso volumétrico seco máximo Proctor Estandar.

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

El proyecto estructural debe comprender un cárcamo y pasos hombre entre las celdas del cajón, así como un registro en la losa tapa para desalojar el agua freática que se llegue a filtrar, o bien para dar mantenimiento a la instalación sanitaria en el caso de que las tuberías se fracturen o tengan fugas.

Finalmente, antes de construir los muros, se deberá aplicar un tratamiento impermeabilizante en la cimentación a base de microlastic y polietileno que impida el ascenso del agua con salitre sobre los muros.

6. CONTROL DE CALIDAD Y TOLERANCIAS

6.1 RELLENOS CONVENCIONALES

Los materiales que se pretendan emplear como rellenos convencionales, se someterán a las pruebas de laboratorio correspondientes que permitan verificar si cumplen con las especificaciones.

Durante la construcción de los rellenos se deberá verificar que en cada capa se alcance el grado de compactación especificando con una tolerancia de -2%. La verificación se hará mediante la ejecución de calas de 10 x 10 x 10 cm., para determinar el peso volumétrico seco en el sitio, las cuales se harán una por cada 100 m² de área compactada. El peso volumétrico seco máximo, que servirá de base para calcular el grado de compactación alcanzado, se determinará mediante pruebas Proctor Estandar que hará una por cada 200 m³ de material empleado o cuando cambia el tipo de material.

Deberá entregarse diariamente reportes escritos donde se indique la fecha de prueba, la localización en planta y profundidad de la cala y las observaciones pertinentes.

6.2 RELLENOS LIGEROS

El tezónde que se pretenda emplear como relleno ligero se someterá a las pruebas de laboratorio correspondientes que permitan verificar si cumplen con las especificaciones.

Durante la construcción de los rellenos se deberá verificar que en cada capa no se exceda el peso volumétrico especificado con una tolerancia de 10 %. La verificación del peso volumétrico se hará en calas de 20 x 20 x 20 cm., las cuales se harán una por cada 200 m² de área compactada. La degradación del material bajo la compactación se investigará mediante pruebas de campo, determinando su peso volumétrico y granulometría antes y después de compactarlo.

6.3 RELLENOS MEJORADOS

Dado que los proporcionamientos y grados de compactación requeridos se establecerá en función de pruebas de laboratorio que se efectuarán previamente, se deberá verificar sistemáticamente que las características de los materiales no varíen en forma importante.

Durante la construcción de los rellenos se harán determinaciones del grado de compactación siguiendo el criterio que se indica en el inciso 6.1. Otro aspecto que deberá cuidarse en éste tipo de rellenos será la homogeneidad de la mezcla, por lo que con los materiales obtenidos de las calas se deberán hacer pruebas, cuyos resultados se compararán con los valores obtenidos en el diseño de la mezcla y se podrán tener las conclusiones correspondientes.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

HACER UNA EDIFICACION NO IMPORTA CUAL SEA, SU TAMAÑO Y DESTINO QUE SE LE VA A DAR, REQUIERE NECESARIAMENTE DEL CONOCIMIENTO GEOTECNICO DEL TERRENO DE CIMENTACION, CON EL FIN DE DETERMINAR CUALES SERAN LAS DEFORMACIONES Y RIESGOS DE FALLA QUE SE PUDIERAN PRESENTAR Y CUAL SERA LA CIMENTACION QUE MS SE AJUSTE A LAS CONDICIONES DEL TERRENO.

EL AREA QUE COMPRENDE EL DISTRITO FEDERAL Y AREA METROPOLITANA SE HA SUBDIVIDIDO PARA SU ESTUDIO ENTRES GRANDES ZONAS:

1. ZONA I. TAMBIEN LLAMADA ZONA DE LOMAS
2. ZONA II ZONA DE TRANSICION
3. ZONA III ZONA DEL LAGO

ESTA ULTIMA POR SUS CARACTERISTICAS DE DEFORMABILIDAD Y RESISTENCIA DE LOS SUELOS ARCILLOSOS, AUNADO A LA PRESENCIA DE UN NIVEL FREÁTICO CASI SUPERFICIAL EN ALGUNAS AREAS Y ABATIDO EN OTRAS POR EL EXCESIVO BOMBEO DE LOS MANTOS ACUIFEROS, AL AGRIETAMIENTO POR SECADO Y HUNDIMIENTO REGIONAL, REPRESENTAN SERIAS DIFICULTADES EN LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES Y OBRAS TERREAS.

TENIENDO EN CONSIDERACION LO ANTERIOR Y DEBIDO A LA CRECIENTE DEMANDA DE VIVIENDA EN NUESTRO PAIS, LA CUAL DEBE ESTAR AL ALCANCE DE LAS CLASES POPULARES, SE HA TENIDO LA NECESIDAD DE CONSTRUIR EN ZONAS CADA VEZ MAS PROBLEMATICAS, ES EL EJEMPLO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ZONAS MINADAS O EN LUGARES QUE ANTERIORMENTE SERVIAN COMO BASUREROS, LOS CUALES PRESENTAN RELLENOS DE VARIOS METROS DE ESPESOR.

ASI MISMO LA INICIATIVA PRESIDENCIAL PARA ESTE SEXENIO PREDISPUO LA CONSTRUCCIÓN DE 1.62 MILLONES DE VIVIENDAS. CON ESTO LOS ESTUDIOS QUE SE REALIZAN PARA LA ELABORACIÓN DE LOS PROYECTOS SE VEN LIMITADOS EN TIEMPO.

COMO ETAPA PREELIMINAR EN LA ELABORACIÓN DE CUALQUIER PROYECTO ARQUITECTÓNICO, LA MECÁNICA DE SUELOS PRETENDE DAR AL PROYECTISTA Y CONSTRUCTOR LOS LINEAMIENTOS EN CUANTO AL SUELO DE REFIERE PARA QUE LAS CONSTRUCCIONES SE DESARROLLEN CON EL MAXIMO DE SEGURIDAD.

EN ESTE TRABAJO SE PONEN AL ALCANCE DEL PROYECTISTA LAS RECOMENDACIONES Y PROCEDIMIENTOS BASICOS DE MECANICA DE SUELOS QUE DEBERA CONTEMPLAR PARA LA ELABORACION DE CUALQUIER PROYECTO.

ES IMPORTANTE MENCIONAR QUE LO IDEAL ES QUE EN CADA PROYECTO QUE SE PRESENTE, SE REALICEN TODOS LOS ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS TANTO LOS QUE SE REFIERAN A SONDEOS SUPERFICIALES, COMO A LOS SONDEOS PROFUNDOS, NO ESCATIMANDO EN LO MAS MINIMO, HASTA TENER LA SEGURIDAD DEL COMPORTAMIENTO DEL SUELO SOBRE EL CUAL DESCANSARAN NUESTRAS ESTRUCTURAS.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- 1.- INGENIERÍA DE CIMENTACIONES.
RALPH B, PECK
WALTER E. HANSON.
EDIT. LIMUSA.
- 2.- CIMENTACIONES EN ZONAS MINADAS DE LA CIUDAD DE MEXICO.
SIMPOSIUM - MARZO DE 1976
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS.
- 3.- MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS EN INGENIERIA CIVIL.
JOSEPH E, BOWLES.
EDIT. Mc GRAW HILL.
- 4.- MECANICA DE SUELOS
WILLIAM LAMBE
ROBERT V. WHIFMAN.
EDIT. LIMUSA.
TERCERA REIMPRESION 1979.
- 5.- ESTUDIOS DE SUELOS Y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION.
GORDON A. FLETCHER.
EDIT. LIMUSA.
- 6.- V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS.
CIMENTACIONES EN AREAS URBANAS, COATZACOALCOS,
GUADALAJARA, DISTRITO FEDERAL Y MONTERREY.
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS 1970.
- 7.- SIMPOSIUM SOBRE ZONAS MINADAS
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS

- 8.- EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO.
MARSAL R. J.
MAZARI M.
UNAM 1959.

- 9.- MECANICA DE SUELOS TOMO II
JUAREZ BADILLO
RICO RODRIGUEZ
EDIT. LIMUSA.