

rej



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

---

---

"PROCEDIMIENTO DE ANALISIS GEOTECNICO  
PARA LA RECIMENTACION DEL EDIFICIO  
ADMINISTRATIVO DE TELEFONOS DE MEXICO"

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**I N G E N I E R O C I V I L**

P R E S E N T A :

**MARIA ALEJANDRA ACOSTA JIMENEZ**



DIRECTOR DE TESIS: ING. JUAN CARLOS ZAMUDIO VEGA.

MARZO DE 1999.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

275548



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

PAGINACION

DISCONTINUA.



FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-192/95

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

Señorita  
**MA. ALEJANDRA ACOSTA JIMENEZ**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. JUAN CARLOS ZAMUDIOS VEGA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

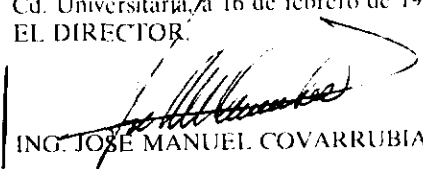
**"PROCEDIMIENTO DE ANALISIS GEOTECNICO PARA LA RECIMENTACION DEL EDIFICO ADMINISTRATIVO DE TELEFONOS DE MEXICO"**

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES GEOLOGICOS**
  - II. ANTECEDENTES DEL EDIFICIO EN ESTUDIO**
  - II. DEFINICION DE LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO**
  - III. ANALISIS GEOTECNICO**
  - IV. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 16 de febrero de 1996.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/GMP+nll

## A MIS PADRES

Sr. Miguel Acosta Araujo

Sra. Ana Jiménez Nava

Por su apoyo incondicional en cada una de las etapas de mi vida, nada de lo que pueda decirles aquí se compara con lo mucho que me han dado

## A MI HERMANO

Para que siempre infundas en tus hijos  
el deseo de superación y recordarles  
que nunca dejen inconclusas ninguna de  
las metas que se propongan.

INDICE

INTRODUCCIÓN

I ANTECEDENTES GEOLOGICOS

II ANTECEDENTES DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

III DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

IV ANALISIS GEOTECNICO

V CONCLUSIONES.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

## SUBINDICE

	página
INTRODUCCION .	1
a) Objetivo de la tesis.	2
b) Resumen de los siguientes capítulos.	4
I ANTECEDENTES GEOLOGICOS	5
I.1 Características geológicas y geotécnicas.	5
I.2 Zonificación geotécnica.	9
II ANTECEDENTES DEL EDIFICIO EN ESTUDIO	14
II.1 Características generales del edificio en estudio.	14
II.2 Investigación preliminar de las condiciones actuales del edificio.	17
II.2.1 Clasificación de la edificación.	18
II.2.2 Definición de la zona geotécnica.	18
II.2.3 Características de la cimentación existente.	19
II.3 Resultados del análisis estructural.	20
II.3.1. Descargas a cimentación, para las condiciones actuales.	21
II.3.2. Descargas a cimentación, para condiciones de reestructuración.	34
III DEFINICION DE LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO.	37
III.1 Métodos de exploración.	37
III.2 Pruebas de laboratorio.	41

III.3 Campaña de exploración y laboratorio efectuadas en el predio en estudio.	45
III.4 Secuencia estratigráfica.	46
IV ANALISIS GEOTECNICO.	49
IV.1 Capacidad de carga.	49
IV.1.1 Capacidad de carga de acuerdo con el RCDF-93.	52
IV.1.2 Capacidad de carga a partir de resultados de pruebas de penetración estándar.	57
IV.1.3 Capacidad de carga de acuerdo a pruebas de presiometría.	59
IV.2 Revisión de los estados límite de falla.	64
IV.2.1 Condición estática.	64
IV.2.2 Condición dinámica.	65
IV. 3 Etapa de recimentación.	69
IV.3.1 Elección de la teoría a utilizar para la obtención de la capacidad de carga.	69
IV.3.2 Revisión del estado límite de falla. Etapa de reestructuración.	70
IV.3.3 Propuesta de recimentación.	72
IV.3.4 Revisión de los estados límite de falla.	73
V. CONCLUSIONES.	75
LISTA DE FIGURAS	78
ANEXO I. Memoria de Cálculo	79
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.	80



## INTRODUCCIÓN

En general el comportamiento deficiente de cimentaciones ante cargas sísmicas intensas, los fuertes asentamientos diferenciales y el hundimiento regional son, entre otras, causas de que las edificaciones requieran ser recimentadas. Asimismo, se puede tomar la decisión de recimentar debido a: el cambio de uso de la construcción, daños o asentamientos diferenciales, problemas de estabilidad causados por obras cercanas o excavaciones en las colindancias, inadecuado proceso constructivo e inclusive por cambio de la reglamentación, como puede ocurrir con algún edificio clasificado como del Grupo A, y que no cumpla con las condiciones de seguridad estructural indicadas en el mismo.

Por otra parte es importante recordar que para el diseño de las cimentaciones se han desarrollado diferentes teorías, las cuales toman en cuenta principalmente su geometría y las características del subsuelo. Se ha reglamentado el uso de algunas de éstas teorías como se indica en el Reglamento de Construcción del D.F. (RCDF) y sus Normas Técnicas complementarias (NTC). Los criterios o métodos de diseño solicitados por dicha reglamentación toman en cuenta parámetros de diseño del suelo como resultado de pruebas de laboratorio (realizadas en muestras de tipo inalterado), utilizan factores de seguridad altos, debido a las condiciones de gran riesgo sísmico de la ciudad, los cuales conducen a un diseño conservador.

En cuanto a la exploración del subsuelo, se permite el uso de otros métodos a los señalados en el RCDF y NTC; siempre y cuando cumplan

con los factores de seguridad indicados, los cuales no necesariamente son aplicables; es decir no contemplan las características de las pruebas que se realizan ni el grado de certeza o incertidumbre que se obtiene de los resultados, por lo que en este caso la solución que se da a la cimentación queda generalmente bajo el criterio y experiencia de los proyectistas.

Cabe mencionar, que en el caso de una recimentación no existe un reglamento o anexo en el mismo en el que se enuncien lineamientos a considerar para la revisión, por lo que, la evaluación se hace considerando la estructura como nueva y las variaciones en cuanto a la resistencia de su elementos estructurales, queda a consideración del proyectista; el cual, deberá basarse entre otras cosas en el comportamiento actual de la estructura.

a) Objetivo de la tesis

En este trabajo se mostrará con un ejemplo específico, el análisis geotécnico de la capacidad de carga de la cimentación, efectuado para la revisión preliminar del Edificio Administrativo de Teléfonos de México (TELMEX), así como dar alternativas para su recimentación.

Se analizarán tres métodos o criterios de diseño para la revisión de la cimentación del edificio, con el fin de conocer el estado en que se encuentra ante la reglamentación vigente, y en caso de ser necesario adecuarla a él, con las modificaciones necesarias en su subestructura.

Los criterios de diseño son:

a) Mediante resultados de pruebas de laboratorio efectuadas en muestras obtenidas del sitio en estudio y utilizando la teoría indicada en el RCDF (criterio de Meyerhof)

- b) Mediante resultados de pruebas de SPT
- c) Mediante resultados de pruebas de presiometría.

Otro de los objetivos es que la solución sea razonablemente adecuada y viable de reestructuración, que por una parte satisfaga la reglamentación vigente y por otra sea económicamente factible de llevarse a cabo, en función de las características estructurales y arquitectónicas del edificio.

Este estudio se presenta a nivel de proyecto, por lo que la factibilidad de llevarlo a cabo dependerá de una evaluación técnica, económica y aprobación del mismo.

Es importante recordar que para el estudio de una edificación, se requiere de la aplicación de varias ramas de la ingeniería civil, en donde cada área abarca un considerable número de conceptos, por lo que sólo se hará referencia a aquellos que se consideren más importante

Se presentará en forma general algunos de los cálculos realizados durante el proceso de revisión, mostrando en forma resumida los resultados en cada etapa del estudio realizado.

El trabajo se enfoca básicamente a la parte de la cimentación del edificio y en la correspondiente a la revisión de la superestructura sólo se comentarán los criterios empleados en el estudio y resultados generales de la misma.

Como consecuencia de la diferencia de criterios y la variedad de análisis y diseños para la solución de un problema específico, el presente trabajo pretende aplicar el criterio de diseño que mejor represente las

características reales del edificio en estudio, tomando en cuenta la reglamentación vigente.

b) Resumen de los capítulos.

En el *primer capítulo* se hará una breve discusión sobre las condiciones geológicas del D.F., se mencionarán además, las características de la zonificación geotécnica indicada en el RCDF, como estratigrafía, resistencia de los suelos que la constituyen y espesores principalmente. En el *capítulo dos* se hablará primeramente sobre las condiciones estructurales que guarda la edificación; después en forma resumida se enunciará en que consistieron los trabajos de campo y análisis estructurales realizados, así como los resultados obtenidos y conclusiones generados de los mismos. En el *capítulo tres*, se mencionará los métodos de exploración del suelo más comunes y sólo se explicará a detalle los que se llevaron a cabo en la campaña de exploración realizada en el sitio, de igual forma se comentará sobre los trabajos de laboratorio que comúnmente se realizan y finalmente se mostrarán los resultados de los trabajos de exploración y laboratorio realizados en el predio en estudio. En el *capítulo cuatro*, se discutirá sobre el análisis geotécnico realizado y las conclusiones generadas por el mismo (bajo las consideraciones mencionadas en los objetivos de esta tesis). Por último en el *capítulo cinco* se concluirá sobre los resultados obtenidos; durante los análisis realizados en el desarrollo de este trabajo.

## CAPITULO I

### ANTECEDENTES GEOLOGICOS

#### I.1 Características geológicas y geotécnicas

Como bien sabemos, la cuenca de México se ubica en la provincia fisiográfica del Eje Neovolcánico que consiste en una cadena montañosa que atraviesa el país a la altura del paralelo 19° Latitud Norte, desde las costas de Nayarit en el Pacífico hasta las costas de Veracruz en el Golfo de México. Esta cadena montañosa presenta gran variedad de litologías, desde basaltos hasta rielitas, así como diversas estructuras de origen volcánico tales como estrato volcanes, calderas, conos cineríticos, domos, etc. Estas estructuras normalmente se encuentran afectadas por varios sistemas de fracturas, así como algunas fallas de carácter tensional que pueden favorecer al desarrollo de cuencas fluvio lacustres, de las cuales las más importantes desde el punto de vista morfológico son las de Toluca, México y Puebla.

La mayor parte de las montañas que conforman el Eje Neovolcánico tiene su origen en procesos de tipo volcánico, producto de la intensa actividad tectónica que ha tenido lugar a lo largo de la Trinchera de Mesoamérica.

En general esta provincia presenta relieves juveniles dado que la formación de las montañas es relativamente reciente y los agentes erosivos no han tenido tiempo de modelar el paisaje.

Particularmente, las lomas al pie de la Sierra de las Cruces y al Poniente de la ciudad de México, están formadas por diversos abanicos volcánicos sobrepuestos y entrelazados, correspondiendo por lo general cada

abanico a la vida activa de un volcán, por lo que están constituidos por acumulaciones de materiales piroclásticos depositados durante el plioceno inferior, este último determinado con base en su posición estratigráfica.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Capultepec y del cerro del Tepeyac. Los son también las lavas, brechas, tezontes y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina, con sus hileras de conos escoriaeos juveniles rodeados de lavas y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle, Cabe mencionar que los productos de estos derrames volcánicos no compiten en variedad y volumen con los de el volcán del cerro de San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México

En 1948, A F.V. Arellano y K. Bryan definieron la Formación Tarango basándose en la descripción de materiales que procedían precisamente de la Barranca Tarango ubicada al Poniente de la ciudad de México. En este sitio existían las clásicas minas de arena azul en explotación, las cuales ofrecían buenos cortes que permitieron la observación de los estratos. Con base en estos cortes se describieron originalmente las Formaciones Tarango, Becerra y Tacubaya, sin embargo en los años subsecuentes, la división del afloramiento en tres unidades estratigráficas se modificó, asignándoles el rango de horizontes de suelo a los depósitos que constituían a las Formaciones Tacubaya y Becerra, e interpretándose como horizontes tobáceos en la cima de la Formación Tarango los cuales fueron erosionados, redepositados en hondonadas y sometidos a distintos grados de meteorización, consecuencia de las condiciones climáticas del cuaternario.

La Formación Tarango muestra una aparente complejidad por presentar una estratigrafía formada por estratos, horizontes y lentes de materiales de diversas características litológicas y formacionales, que en algunos de los casos afloran y en otros no, o se encuentran entrelazadas con otros materiales escasamente distribuidos. Aunque no se tiene noción precisa de los fenómenos que dieron lugar a los estratos que conforman la Formación Tarango, se describen a continuación los principales elementos que la constituyen:

- a) Horizontes de ceniza volcánica de muy distintas granulometrías, que cuando se presentan con una gran compacidad o consistencia dura, se les conoce como tobas.
- b) Capas de arenas pumíticas con características granulométricas variables de un estrato a otro, encontrándose normalmente en un paquete de dos estratos intercalados con horizontes tobaceos.
- c) Acumulaciones de materiales piroclásticos de distintas granulometrías arrastrados por corrientes de agua. Estos materiales se diferencian de los primeros por presentar cantos subredondeados en una matriz mal clasificada, con presencia de poros y conteniendo restos de materia orgánica en la mayoría de los casos.
- d) Depósitos de avalanchas ardientes lubricados por gases calientes y originados en erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia.
- e) Depósitos fluviales reconocidos por presentar cantos rodados de forma subangulosa a subredondeada, con una matriz arenosa que en algunos casos muestra estratificación cruzada. En algunas ocasiones

existen depósitos que por su heterogeneidad granulométrica se le ha llegando a mencionar como depósitos fluvio - glaciares.

f) Cuerpo ígneo de composición intermedia, se trata de un macizo rocoso formado por andesita porfídica de hornblenda, que presenta estructura de domo o cuello volcánico. Por su posición estratigráfica y las huellas de glaciación que presentan algunos afloramientos, su edad debe corresponder al pleistoceno medio.

g) Por último se presentan los horizontes de suelos de edad antigua como los suelos Becerra y Tacubaya y los que actualmente están en formación.

Estratigrafía general.- a) depósitos del lago; corresponde a los depositados en la planicie del Valle de México, formados de arcillas principalmente, b) depósitos de transición, los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas, originando que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos. .c) Depósitos de Las Lomas; la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican tres fenómenos geológicos: - La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas, - El depósito en las barrancas de morrenas, y - El relleno parcial de estas barrancas como los productos clásticos de nuevas erupciones. Las unidades anteriores quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de su emplazamiento (ref. 1).



- 1.2 Zonificación Geotécnica.** Con el fin de caracterizar el subsuelo de la ciudad de México en cuanto a características geomecánicas, la zonificación del área urbana están basadas en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de las cuencas: lacustres, aluviales y volcánicos (fig. 1, ref. 1).
- a) Zona de Lago.** Se caracteriza por presentar grandes espesores de arcilla blanda de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas, la zona de lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia de dos factores independientes: 1) el espesor y propiedades de la costra superficial y 2) la consolidación inducida en cada sitio de la ciudad.
- a.1) Lago virgen.** Se localiza al oriente de la zona de Lago, en donde el subsuelo, prácticamente ha mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación, sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, esta incrementando las sobrecargas en la superficie así como el bombeo profundo.
- La estratigrafía característica de esta subzona esta comprendida primeramente por: la capa superficial de espesor variable entre 1 a 2.5 m, subyaciendo a la anterior se encuentra la serie arcillosa superior de espesor variable entre 38 a 40m; después se localiza la primera capa dura con espesor aproximado de 1 a 2m finalmente se encuentra la serie arcillosa inferior con espesor de 15 a 30m.
- a.2) Lago centro I.-** Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolla a principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas

por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre Lago virgen y Lago centro II.

La estratigrafía típica de esta zona esta formada por la costra superficial de espesor variable de 4 a 6m, continuando con la serie arcillosa superior con espesor de 20 a 30m, subyaciendo a la anterior se localiza la primera capa dura de espesor variable de 3 a 5m y la serie arcillosa inferior varía de 8 a 10m de espesor.

a.3) *Lago Centro II.* Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable, esta situación ha provocado que esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de relleno y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo y c) arcillas muy blandas en las cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efectos de la consolidación inducida.

Su estratigrafía la forma principalmente, la costra superficial de espesor variable de 6 a 10m, subyaciendo a esta se encuentra la serie arcillosa superior con espesor variable de 20 a 25m, continuando con la primera capa dura de 3 a 5m de espesor y terminando con la serie arcillosa inferior de 6 a 8m de espesor.

b) *Zona de Transición.* En la franja comprendida entre las zonas de lago y las Lomas; depositados en esta zona se alternan estratos arcillosos en un ambiente lacustre con subsuelos gruesos de origen aluvial.

La frontera entre las zona de transición y de Lago, se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la capa dura está a 20m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie. Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja que se describen a continuación.

*b.1) Transición Alta.*- Es la subzona de transición más próxima a las Lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de las cercanías a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas.

*b.2) Transición baja.*- Corresponde a la transición vecina a la zona de Lago; aquí se encuentra la zona arcillosa superior con intercalaciones de estratos arenolimosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo Lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en corta distancia, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las característica estratigráficas de la parte superior de transición baja son similares a la subzona de Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que la costra superficial esta formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga uniforme; b) los materiales compresibles se extienden únicamente a

profundidades máximas del orden de 20m, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limo-arenosos, y d) se presentan mantos colgados.

A las subzonas anteriores se les denomina como, zona de transición interestratificada del poniente; así mismo, se tiene una zona de transición abrupta cercana a los cerros, la cual corresponde a la transición entre las zonas de lago y cerros aislados como el Peñón de los Baños.

c) *Zona de Lomas.* La zona I o zona de Lomas, está constituida por materiales de baja compresibilidad y de alta resistencia, su origen es Igneo y/o Piroclástico.

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

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

*Tobas y lahares fracturados;* presentan fracturas en direcciones concurrentes que generen bloques potencialmente inestables; éstos pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento mediante humedecimiento por infiltraciones de escurrimientos no controlados.

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

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

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

El Edificio Administrativo de TELMEX se ubica en la Zona II, particularmente en la zona de transición baja.

Los términos de zonas de Lomas, Transición y Lago se cambiaron por los de zonas I, II y III en el RCDF- 93 y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia sitios prácticamente inexplorados, ver fig. 1.

## CAPITULO II

### ANTECEDENTES DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

En una estructura es común no contar con información suficiente para conocer las características estructurales de la misma, como son planos estructurales, arquitectónicos, memorias de cálculo, etc. Es necesario generar parte de esta información, mediante estudios y mediciones en campo y en algunos casos elaborar pruebas de laboratorio de los materiales que conforman el inmueble.

Para el estudio del edificio fue necesario llevar a cabo un levantamiento geométrico en el que se determinó las características generales del inmueble, así como, las dimensiones de cada elemento estructural, como son columnas, traveses y muros. Del mismo modo fue conveniente realizar una inspección ocular del inmueble con el fin de corroborar la información generada durante los levantamientos topográfico y observar si no existen indicios de daños estructurales que puedan poner en peligro la estabilidad del inmueble.

A continuación se presenta una descripción general del inmueble mostrando algunos datos obtenidos durante los levantamientos realizados.

II.1 Características. El Edificio de la Dirección General de Teléfonos de México, S.A. de C.V. generales del edificio en estudio fue motivo de una revisión estructural, como parte del programa de revisiones a que están siendo sujetas numerosas centrales telefónicas, propiedad de TELMEX, se enuncia a continuación las características generales del edificio (ref.2):

- a) Ubicación El edificio se ubica sobre Av. Universidad No.1311, Col. Axotla, Coyoacán, de esta ciudad (fig. 2). La importancia en dimensiones y características estructurales del edificio así como el cambio de la reglamentación, indicaron la conveniencia de hacer una evaluación integral de las condiciones del edificio.
- b) Funcionalidad. La estructura mencionada consta de 24 niveles y un apéndice de tres niveles en la parte alta del edificio, donde se aloja el cubo de elevadores y escaleras. El área construida es de aproximadamente 30 673 m<sup>2</sup> en un terreno con superficie de 2101 m<sup>2</sup> (fig. 3).
- Los ocho primeros niveles ocupan toda el área en la planta del predio; destinados a estacionamiento, quince restantes a oficinas y un nivel de azotea, asimismo existen algunos espacios que son ocupados como bodegas y pequeñas oficinas.
- El nivel de Planta Baja se aloja el acceso vehicular al interior del edificio, el vestíbulo principal que comunica a los elevadores y escaleras de servicio, un auditorio y una amplia área se destina a albergar espacios comerciales, actualmente en remodelación.
- Los niveles superiores, desde el 9 hasta el 23, están destinados a albergar las oficinas generales y privadas, en las cuales algunas áreas son ocupadas por archivos, salas de espera y equipos de computo.
- Las azoteas del edificio se encuentran ubicadas en los niveles 8 y 24, ya que el edificio presenta un cambio de forma en su altura, como se observa en la fig. 4.

Los últimos niveles (25, 26 y 27) sólo existen entre los ejes C-D y 4-6, constituyendo un apéndice en la parte alta del edificio. En esta zona se aloja el cuarto de máquinas y el área de mantenimiento para los cuatro elevadores con que cuenta el edificio.

### c)Estructuración

El edificio ocupa el área total del predio donde se encuentra desplantado, tiene una forma irregular en planta, con uno de sus ejes extremos inclinados hacia la parte interior del edificio, sus dimensiones máximas en planta son de 60.14 m en el lado poniente y de 41.3 m en el sur.

Las plantas tipo de los niveles de estacionamiento cuenta con 8 crujiás en la dirección norte- sur y 4 en la dirección oriente- poniente, con claros máximos de 7.9 m y 8m respectivamente

El edificio presenta un cambio de forma en elevación, a partir del nivel 9, variando su planta a un entorno rectangular con dimensiones máximas de 21.3m por 41.3m con tres crujiás en la dirección norte- sur y 4 en la dirección oriente- poniente. Del nivel 25 al 27 se desplanta el apéndice superior del edificio constituyendo un área de 10.6 x 8.35m.

La estructura del edificio está resuelta mediante columnas de concreto reforzado y sistema de piso de losa aligerada nervada tipo "waffle". Existen además muros de rigidez localizados en el cubo de elevadores, desde el nivel de cimentación hasta el apéndice del nivel de azotea, sus espesores varían conforme a la altura, siendo 35cm para los niveles de



estacionamiento y de 25 y 20 cm para los niveles de oficinas. Las secciones transversales de columnas son variables y van desde 60 x 280 cm en la torre principal hasta 60 x 120 cm en los niveles de estacionamiento.

El sistema de pisos de la losa aligerada está compuesto por nervaduras con anchos variables en ambas direcciones y un firme de concreto reforzado de 5 cm de espesor. Los espesores totales del sistema de piso son de 50 cm y 45 cm. El material usado para aligerar el piso se integra por piezas de bloc arena-cemento y en algunas zonas por casetones de poliestireno existen además, zonas macizas de concreto armado (ábacos) en las áreas circundantes a las columnas y muros de rigidez (ref. 2)

## II.2 Investigación preliminar de las condiciones actuales del edificio.

Primeramente se revisaron los documentos proporcionados por la compañía de TELMEX, tales como: planos estructurales con los que se determinaron y verificaron principalmente los claros entre columnas, altura de los niveles así como las dimensiones de todos los elementos estructurales; a su vez se revisaron documentos referentes a la exploración geotécnica del subsuelo cercano al edificio, reporte de pruebas de laboratorio realizados en algunos de los elementos estructurales existentes y la realización de calas para verificar las secciones y el armado de los elementos más representativos.

Posteriormente se efectuó un recorrido e inspección del edificio en el cual no se detectaron daños que puedan poner en peligro la estabilidad del inmueble sólo se identificaron algunas fisuras en los elementos estructurales existentes, aparentemente estables; sin modificación importante en el tamaño de las mismas; como lo demuestran los testigos de yeso colocados en algunos de ellos.

A partir del levantamiento topográfico no se apreciaron desplomes importantes en la estructura, lo que demuestra el buen comportamiento de la cimentación.

### II.2.1. Clasificación de la edificación.

De conformidad con el artículo 174 fracción I del RCDF-93 y atendiendo a las características que presenta el edificio, se clasifico a éste como una estructura del grupo "A", este tipo de construcciones son aquellas cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o de pérdidas materiales y culturales considerables; así como, construcciones cuyo funcionamiento es esencial por el servicio que prestan ante una emergencia urbana, como hospitales, escuelas, salas de espectáculos, hoteles, terminales de transporte, estaciones de bombeo, centrales telefónicas, museos y aquellas que alojen equipo valioso. Cabe mencionar que el edificio es ocupado diariamente por alrededor de 800 personas.

### II.2.2 Definición de la zona geotécnica.

De acuerdo con lo dispuesto en el RCDF vigente (artículo 219, cap. VIII) y con la fig.1 y 3.1 de las NTC para Diseño y Construcción de Cimentaciones y Diseño por Sismo respectivamente, el predio en estudio se localiza en la Zona II y más particularmente en la zona de transición baja, caracterizada por presentar irregularidades estratigráficas; es decir los depósitos firmes se encuentran a menos de 20 m de profundidad y están constituidos por estratos limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas(ref. 3), ver fig. 1.

En el capítulo IV se describirá más a detalle las características y propiedades del suelo que sobreyace al edificio de TELMEX.

### II.2.3 Características de la cimentación existente

La cimentación esta constituida por una reticula de contratrabes y pilas circulares, con diámetros de pila de 0.8 a 1.4 m y diámetros de campana de 0.8 a 2.0 m; las contratrabes principales y secundarias que conforman la cimentación, son de secciones transversales de diferentes dimensiones, siendo las de menor tamaño de 0.3x 1.5 m y de 0.3x 3.1 m las de mayores dimensiones. Las contratrabes de cimentación soportan el sistema de piso de la Planta Baja, el cual es de 15 cm de espesor y se encuentran al nivel de banqueteta.

En cada desplante de columnas se ubica un dado de cimentación de concreto reforzado, apoyado sobre pilas de sección circular.

La cimentación consta de un total de 62 pilas distribuidas en planta como se indica en la figura 5, siendo la zona de la torre, particularmente el cubo del elevador la que descarga a cimentación el mayo peso, asimismo es la zona que tiene el grupo de pilas de mayor diámetro.

El área que ocupa la cimentación es de aproximadamente 1953 m<sup>2</sup>. Las pilas están desplantadas a 19 m de profundidad con una longitud efectiva de pila de 18.0 m y longitud de campana de 1.0m.

Las características geométricas de los diferentes tipos de pilas así como el peso estimado total de la cimentación, se indican en la tabla 1, por otra parte la distribución en planta de las pilas que conforman la cimentación se muestra en al figura 5.

Tabla 1. Características Geométricas de la Cimentación.

Pila tipo	Bp (m)	Bc (m)	Canti dad	Peso (ton)
P- 1	0.8	0.8	5	114.60
P- 2	0.8	1.1	1	23.99
P- 3	0.9	1.2	10	301.97
P- 4	1.0	1.3	3	111.35
P- 5	1.0	1.4	11	413.86
P- 6	1.1	1.45	6	270.11
P- 7	1.1	1.55	4	182.33
P- 8	1.2	1.6	8	429.46
P-9	1.2	1.7	4	217.22
P- 10	1.3	2.0	4	259.52
P- 11	1.4	2.0	4	296.16
P- 12	1.0	1.0	2	71.63
Contratra bes	-----	-----	----	1606.48
Suma			62	4298.70

### II.3 Resultados del análisis estructural.

Es conveniente mencionar que se explicará de manera resumida el análisis estructural, mostrándose los resultados obtenidos y las conclusiones generadas del mismo, tanto para el estado actual del edificio como para su reestructuración; asimismo se mostrarán los valores numéricos que intervienen en la revisión geotécnica, tales como: las descargas a cimentación y momentos máximos de volteo.

El proceso de revisión y análisis de la estructura en su estado actual, se realizó conforme a las disposiciones y recomendaciones sobre seguridad estructural, de los reglamentos vigentes de construcción con el fin de conocer los esfuerzos y desplazamientos que se presentan en la estructura, ante las nuevas disposiciones de los mencionados reglamentos.

- II.3.1 Descargas a cimentación para las condiciones actuales.
- Primeramente se realizó el análisis estructural y trabajos de campo que enseguida se explican (ref. 2), el orden de las actividades es enunciativo:
- a) Evaluación de Cargas Conforme a lo dispuesto por el *Reglamento en el artículo 186 del Capítulo III (ref. 4)*, correspondiente a las categorías de acciones, de acuerdo con la duración con que obran sobre las estructuras, se consideraron tres tipos de acciones:
- a.1.) Cargas muertas (CM). La evaluación de la carga muerta que gravitan en la estructura se realizó considerando los pesos de los elementos estructurales, de los materiales que constituyen los acabados de los pisos, del material de relleno en la azotea, los muros de mampostería de fachadas e interiores y todo aquel elemento que ocupa lugar permanente dentro del edificio. Para cada caso particular se tomaron los valores máximos probables de los pesos volumétricos de cada material utilizado en la construcción del edificio.
- a.2.) Cargas vivas (CV). Para la evaluación de las cargas vivas nominales unitarias se siguieron los lineamientos marcados en el capítulo V, artículo 198 y 199 del Reglamento de 1993, el cual indica los siguientes tabulados:

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS

Destino de piso o cubierta	Wm (kg/ m2)	Wa (kg/ m2)	W (kg/ m2)
Oficinas y zonas de equipo	250	180	100
Azotea con pendientes no mayor al 5%	100	70	15
Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	250	100	40 más cargas concentradas
Escaleras	350	150	40

Donde:

W Carga Viva Media  
 Wa Carga Viva Instantánea  
 Wm Carga Viva Máxima

a.3.)Cargas Accidentales

Las acciones accidentales se calcularon de acuerdo a los parámetros que presenta el Reglamento y sus Normas para Diseño por Sismo (ref. 4).

Para la determinación de las fuerzas accidentales producidas por efectos sísmicos, se estableció el coeficiente respectivo conforme al espectro de sitio del lugar y como lo especifica el Reglamento vigente en su capítulo VI, artículo 202 al 206.

b) Parámetros del análisis Sísmico.

De acuerdo a los parámetros que presenta el RCDF y sus NTC para Diseño por Sismo y por consiguiente a las características e importancia del edificio, su ubicación dentro de la zonificación sísmica y al tipo de suelo, se realizó un estudio del espectro de aceleraciones de campo libre para el sitio de interés, en el cual se resume a continuación y se presenta en el inciso a.4.2 del presente trabajo:

➤ Clasificación de la estructura según su uso:	Grupo "A"
➤ Tipo de suelo:	II (zona de transición)
➤ Espectro de diseño :	
▪ Ordenada espectral máxima	$c = 0.21$
▪ Primer periodo característico ( $T_a$ ) seg:	1.0
▪ Segundo periodo característico ( $T_b$ ) seg:	2.2
▪ Exponente de la ordenada espectral ( $r$ ) para $T$ mayor que $T_b$ :	1.5
▪ Factor de amplificación :	1.5
▪ Factor de comportamiento sísmico ( $Q_x = Q_y$ ) :	2.0
▪ Factor por irregularidad estructural	0.8
▪ Coeficiente Sísmico Reducido (C.S.R.):	0.197

b.1) Carga por Análisis Sísmico

Para la estimación de las cargas a utilizar en el análisis sísmico, se calcularon los pesos que obran en cada nivel de acuerdo a una distribución por áreas tributarias en los elementos estructurales que conforman el edificio y considerando los valores de la carga viva instantánea para efectos accidentales. La revisión ante cargas laterales se realizó con el método de análisis sísmico estático y dinámico modal-espectral, de los cuales se obtuvieron las fuerzas horizontales de diseño y los periodos correspondientes a los modos de vibración de la estructura para cada dirección analizada. Por otro lado no fue necesario incrementar las fuerzas sísmicas por el efecto de desplome de la estructura ya que, el desplome máximo tiene una relación de 0.0075 con respecto a la altura de la construcción, menor que 0.01 establecida por el Reglamento.

b.2) Espectro de sitio

Según la zonificación geotécnica del Reglamento, el edificio en estudio se encuentra en la zona II o de transición, la cual se caracteriza por tener cambios bruscos en su perfil estratigráfico, lo que influye notablemente en las aceleraciones del terreno. Por lo anterior se consideró necesario llevar a cabo un estudio de las aceleraciones máximas probables de la zona y determinar un espectro de sitio específico para el edificio de Av. Universidad No. 1311.

Los espectros de aceleraciones (5 % de amortiguamiento) de las respuestas calculadas en la superficie del terreno se presentan en la fig. 6. Estas formas espectrales incluyen los efectos de la variación de las velocidades de onda de cortante, y las propiedades dinámicas de los suelos. Estos espectros son representativos de los movimientos sísmicos que se generan en el sitio por la acción de temblores con características representadas por el espectro de diseño consignado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para zona I. El intervalo de los valores de las ondas de cortante, así como de las curvas de módulo de rigidez, se estima lo suficientemente amplio para cubrir los aspectos de la estratigrafía no definidos en los perfiles disponibles. Con base en esto y considerando que la excitación tomada es representativa de los movimientos en terreno firme, se concluye que la información de la fig. 6 constituye una base confiable para definir el espectro de sitio.

A partir del espectro definido, se propone un espectro de sitio suavizado, con las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 S_a &= 0.9 + 0.12T ; & 0 < T < 1.0s \\
 S_a &= 0.21 ; & 1.0 < T < 2.2s \\
 S_a &= 0.21(2.2/T)^{1.5} & 2.2 < T
 \end{aligned}$$



Donde  $S_a$  es la ordenada espectral en decimales de la aceleración de la gravedad y  $T$  es el periodo en segundos. El espectro dado por las ecuaciones anteriores, es para edificios del Grupo B, elásticos y es representativo del movimiento sísmico en la superficie del campo libre del sitio.

c) Análisis sísmico y estructural.

El análisis sísmico y estructural, se realizó mediante un modelo matemático representativo del edificio existente, que consistió en idealizar a la estructura mediante un sistema estructural en el espacio, en el que se consideraron cada uno de los elementos constitutivos del edificio como columnas, muros de rigidez, trabes y losas. Debido a la estructuración que presenta el edificio, las trabes tuvieron que idealizarse a través de franjas de losas a ejes de columnas en ambas direcciones, siendo el ancho equivalente de éstas igual a  $C2 + 3H$ , donde  $C2$  representa el ancho de la columna medida perpendicularmente a la dirección del análisis y  $H$  el espesor de la losa aligerada. Para cada una de las trabes equivalentes fueron calculadas las propiedades geométricas de las secciones que conforman los módulos principales del edificio.

El análisis estructural se llevó a cabo con la ayuda de un programa de computadora denominado RC-Buildings, en su modalidad de análisis tridimensional; se efectuó un análisis dinámico modal espectral, obteniendo las fuerzas dinámicas de diseño y los periodos correspondientes a los modos de vibración de la estructura en cada dirección. El cortante basal producido por estas fuerzas se comparó con el 80% del cortante basal estático reducido tomando en cuenta al primer modo de vibrar para seleccionar las fuerzas de diseño más desfavorables. Las fuerzas fueron distribuidas tomando en cuenta los efectos de torsión indicados en el inciso 8.6 de las Normas para Diseño

por Sismo, observando las excentricidades que se presentan en el edificio al no existir una distribución uniforme de la carga.

En el análisis se consideraron los efectos de dos componentes ortogonales del movimiento, para ello, se tomó en cuenta el 100% de la componente sísmica en la dirección del análisis y el 30% de la componente perpendicular, para analizar los efectos de ambas direcciones en los elementos bajo estudio.

Se determinaron los desplazamientos horizontales que se presentan en cada nivel, producido por las cargas laterales, y se compararon con los máximos desplazamientos relativos de entrepiso permisibles indicados por el Reglamento, que son de  $0.012 h$ , donde  $h$  es la altura del entrepiso en cuestión por no haber elementos no estructurales que puedan dañarse.

También se obtuvieron los elementos mecánicos en los miembros estructurales para las diferentes combinaciones de carga, revisando que no se excediera la capacidad de resistencia de dichos miembros, estimada a partir de la información disponible en los planos estructurales de proyecto.

d) Trabajos de Campo (Medición de Períodos) La importancia, dimensiones y características estructurales del edificio, el terreno en que se encuentra desplantado, etc., indicaron la conveniencia de hacer una evaluación integral de las condiciones en que se encuentra, para determinar si es necesario mejorar su posible comportamiento durante sismos futuros. Por ello fue indispensable efectuar mediciones de sus principales modos naturales de oscilación.

Para el edificio en estudio fueron medidos los periodos fundamentales de oscilación en dos direcciones principales, a través de vibraciones ambientales, producidas por la actividad humana en la cercanía del edificio, además fueron medidos los periodos dominantes más largos del terreno, en dos direcciones normales entre sí. Las mediciones fueron realizadas aprovechando los pequeños movimientos inducidos en la estructura por la actividad humana, aunque los movimientos son imperceptibles al ser humano, los aparatos utilizados resultan ser lo suficientemente sensibles para detectar y registrar movimientos 50 o 100 veces menores.

Para las pruebas se realizaron mediciones en varios puntos del edificio, buscando coincidir con el eje de simetría en planta de la torre principal (punto A)(ver fig. 7).

De acuerdo a los registros obtenidos en campo y a los correspondientes espectros de Fourier calculados, se determinó que el periodo fundamental para el edificio en la dirección norte-sur es de 2.02 - 2.07 seg. para el primer modo fundamental de oscilación.

Para la dirección oriente - poniente los registros obtenidos para el punto A, reportaron un periodo calculado de 2.25 - 2.27 seg.

El periodo de torsión de la torre principal (puntos B y C ), es de 1.73 s; para los puntos D y E de la azotea de estacionamientos es de 1.24 s.

Como resultado de la instrumentación realizada y del posterior procesamiento de los registros de campo, se calcularon los periodos dominantes más largos correspondientes al terreno natural:

PUNTO	N-S Ts (seg)	E- W Ts (seg)
A	1.47	1.48
B	1.40	1.41
C	1.40	1.40
D	1.31	1.32

e ) Resultados del análisis estructural

Con el análisis estructural realizado al edificio, se obtuvieron datos importantes que permiten conocer con mejor precisión el comportamiento probable de la estructura en las condiciones actuales, y de acuerdo a los nuevos parámetros de diseño establecidos por el reglamento vigente.

Los periodos de vibración calculada para los primeros modos, fueron los siguientes

dirección	Modo	Periodos calculados (seg)	Periodos medidos (seg)
N- S	1	2.44	2.02
	2	0.94	-
	3	0.52	-
E- W	1	2.75	2.25
	2	0.83	-
	3	0.40	-

Como se puede observar los periodos de vibración para el modo fundamental, indican que la estructura es muy flexible para ambas direcciones, aún con la rigidez que le provocan los muros de concreto del cubo de elevadores. los periodos descritos se encuentran cercanos a

la zona de máxima respuesta del espectro de sitio, a partir de la cual se observa una importante disminución de la ordenada espectral Comparándola con la indicada por el Reglamento vigente para la zona II (ver fig 8 y 8a).

Los periodos calculados son más largos que los medidos, Seguramente por colaboración de muros no estructurales que pueden no estar bien diseñados, sobre todo para movimientos muy pequeños como los asociados a las mediciones. El periodo dominante más largo en el sitio, fue de 1.4 seg. Obtenido con mediciones ambientales y es menor a 1.0 seg. según la fig. A4.1 de las Normas para Diseño por sismo, por lo anterior se puede afirmar que no existe problema de resonancia en el edificio.

Las excentricidades calculadas no son muy grandes, debido a las características de simetría que presenta el edificio en planta, al tener los elementos rigidizante más importantes (muros de concreto) cercanos al centro de masas, por lo que los efectos de torsión son más significativos en los marcos perimetrales.

Considerando lo establecido en el Reglamento, capítulo II art. 1832, en el que se estipula que toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos referentes a la seguridad contra la aparición de todo estado límite de falla y por otro lado, a no rebasar ningún estado límite de servicio ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse, fueron revisadas las condiciones anteriores en cada una de las partes integrantes del edificio.

e.1 ) Revisión de los estados límite de falla

Se revisaron los elementos estructurales que conforman el edificio mediante lo dispuesto en las Normas, utilizando para ello los resultados del análisis estructural para las diferentes condiciones de carga y sus combinaciones.

Se revisaron las columnas por flexocompresión biaxial, calculando los porcentajes de acero requeridos para las diferentes combinaciones de carga y se compararon con los obtenidos en los planos estructurales de proyecto. Esta revisión se llevó a cabo con las indicaciones propuestas por las Normas para diseño de concreto y con un programa de computadora, el cual considera en cada caso analizado, los factores de amplificación de los momentos flexionantes por esbeltez, las excentricidades accidentales de diseño y los factores de reducción de resistencia de acuerdo a la calidad de los materiales existentes. Se observó en la mayoría de los casos revisados, que la capacidad de resistencia de las columnas es inferior a las solicitaciones provocadas por la condición de carga vertical más sismo, rebasando en la mayoría de los casos los porcentajes de acero existentes y más aún sobrepasando a los máximos permitidos, por lo que las secciones transversales de los elementos son insuficientes.

Los muros de rigidez de concreto, también tienen deficiencias en su resistencia. Se encontró que sus dimensiones no son adecuadas para soportar las fuerzas sísmicas de diseño, al requerir porcentajes de acero, en sus elementos extremos, superiores a los existentes. En la revisión de éstos, se construyeron los diagramas de interacción por flexocompresión, para cada muro, observando la capacidad de resistencia que tiene el elemento ante la combinación de la carga axial y momento flexionante, y actuando en la dirección paralela a su plano. Se encontró que los muros paralelos a la dirección norte- sur presentan

menor capacidad de resistencia al existir una concentración de esfuerzos en esta zona, por ser los elementos más importantes para soportar las cargas laterales de la torre principal.

Debido a que el sistema estructural del inmueble está compuesto por columnas de concreto reforzado y por losas aligeradas, fue necesario revisar la transmisión de cargas, entre la losa y las columnas, a través de la idealización de vigas equivalentes y con las indicaciones que aparecen en el inciso 6 de las Normas para Diseño de Estructuras de Concreto. Se realizó una revisión de los efectos originados por la carga vertical y las combinaciones de sismo en los anchos equivalentes, ante momento flexionante, cortante y por tensión diagonal alrededor de las columnas. La revisión por flexión se llevo a cabo considerando la distribución de momentos en las franjas de columnas y las franjas centrales, de acuerdo a los porcentajes para el momento negativo y positivo indicados por el inciso 6.9 de las Normas. En esta etapa se observó que el refuerzo existente en las nervaduras del sistema de piso, es adecuado para la condición de carga vertical; sin embargo, para la condición de sismo los porcentajes de acero requeridos por flexión sobrepasan a los máximos permitidos.

La revisión por cortante y tensión diagonal alrededor de las columnas, dio resultados similares al caso anterior, donde el refuerzo por cortante es insuficiente para los efectos ocasionados por la condición de sismo. Las secciones críticas alrededor de las columnas presentan problemas por esfuerzo cortante al ser insuficientes los peraltes de las losas nervadas para poder transmitir el momento flexionante hacia las columnas para las condiciones de sismo principalmente. También se observó que el número de estribos requerido en las secciones críticas es superior al existente, ya que no se cumple con la separación mínima de

colocar estribos a una distancia menor a la mitad del peralte efectivo de la losa, como lo solicita la nueva reglamentación, llegando incluso a requerir estribos adicionales en las nervaduras adyacentes a las franjas de columna en la revisión por cortante.

Por último fueron revisadas algunas de las contra trabes a nivel de cimentación, calculando los momentos resistentes de éstas mediante los datos contenidos en los planos estructurales originales. Se revisó la capacidad de resistencia a flexión y a cortante que tienen las contra trabes principales ante las sollicitaciones de carga vertical y de sismo. En general se encontró que éstas son adecuadas para ambas condiciones, ya que los efectos producidos son absorbidos principalmente por las pilas de cimentación que se encuentran apoyadas en el estrato firme.

#### e.2 ) Revisión de los Estados Límite de Servicio.

Atendiendo al artículo 184 del Reglamento, referente a las restricciones en los estados límite de servicio, entendiéndolo a estos como los desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento del edificio, fueron revisados los desplazamientos horizontales ante las condiciones de sismo.

Se revisaron las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debido a las fuerzas cortantes horizontales, identificando a aquellos que exceden 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

Se observó que los desplazamientos calculados, afectados por el respectivo factor de ductilidad  $Q$ , fueron mayores a los permisibles hasta en un 280% en la dirección norte-sur y hasta un 100% en la dirección oriente-poniente, lo que demuestra la flexibilidad del edificio ante cargas laterales.



Con base en los análisis estructurales realizados se llevó a cabo una revisión geotécnica de la cimentación, en su estado actual ( la cual se explica en el capítulo IV), empleando para ello las cargas generadas por la condición estática y su combinación con las condiciones dinámicas o de sismo así como los momentos de volteo producidos por las fuerzas sísmicas laterales, esta información se resume en la fig.9.

Concluyendo respecto a la condición actual del edificio, se tiene lo siguiente: Durante el recorrido e inspección del edificio, no se detectaron daños que puedan poner en peligro la estabilidad del inmueble, sólo se identificaron algunas fisuras en elementos estructurales existentes, aparentemente estables, sin modificación importante en el tamaño de las mismas, como lo demostraron los testigos de yeso colocados en algunos de ellos. El comportamiento de la estructura, desde su construcción a la fecha, ha sido aceptable. Físicamente no se aprecian desplomes importantes en la estructura, lo que demuestra el buen comportamiento de la cimentación.

Con respecto al análisis realizado se concluye que; habiendo inspeccionado el edificio y realizado el análisis de la estructura en sus condiciones actuales, de acuerdo con lo especificado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se puede concluir que el edificio no cumple con las Condiciones de seguridad establecidas para las construcciones clasificadas como grupo "A", ya que se rebasan las limitaciones correspondientes a los estados limite de falla en los elementos estructurales principales como son columnas, muros, y losas. Asimismo no cumple con las limitaciones indicadas para los estados limite de servicio al rebasar los desplazamientos permisibles por entrepiso.

Según el espectro de sitio obtenido para el edificio en particular, la máxima aceleración es de 0.219, muy similar al coeficiente sísmico de 0.20 que se usaba para estructuras del grupo B ubicadas en la zona II del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 con el que probablemente fue diseñada la estructura (ver fig. 8 y 8a). Sin embargo, debe recordarse que los factores de ductilidad empleados en ese entonces eran del orden de 3 a 6 para este tipo de construcciones, lo que disminuía considerablemente el coeficiente sísmico de diseño, lo que implica que se le daba demasiada confianza a la capacidad de resistencia de la estructura, al comportamiento de la misma en el rango inelástico.

II.3.2. Descargas a cimentación, para condiciones de reestructuración.

Como ya se ha mencionado, el incremento de los coeficientes sísmicos, ocasiona que las estructuras en general tengan que diseñarse con cargas más severas, aumentando considerablemente el tamaño de las secciones de soporte y requiriendo elementos adicionales como contraventeos, muros de rigidez, sistemas de amortiguamiento, etc.

La reestructuración deberá de ser tal que se logre disminuir los desplazamientos laterales ante la condición de sismo, reducir los esfuerzos de los elementos estructurales existentes y disminuir los efectos de torsión que se presentan en la estructura. En la etapa constructiva, se deberán indicar diferentes alternativas posibles de reparación.

Para la reestructuración se deberán de considerar lo siguiente:

- |                                 |   |   |
|---------------------------------|---|---|
| A) Limitantes                   | } | <ul style="list-style-type: none"> <li>Costo</li> <li>Funcionalidad</li> <li>Espacio</li> <li>Estética</li> <li>Importancia social</li> <li>Dificultad técnica (procedimiento constructivo)</li> </ul>  |
| B) Alternativas de rigidización | } | <ul style="list-style-type: none"> <li>Muros de rigidez</li> <li>Marcos, armaduras y contraventeos</li> <li>Contrafuertes</li> <li>Muros de mampostería</li> <li>Inyección de grietas</li> <li>Encamisado de concreto reforzado</li> <li>Encamisado metálico</li> </ul> |

Por lo anterior, la manera de acondicionar la estructura del Edificio de Av. Universidad No. 1311 para que cumpla con los requisitos establecidos por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1993, se propone una reestructuración mediante el encamisado de las columnas de concreto con placas metalizas, el refuerzo de las zonas de ábacos y diagonales de contraventeo de acero; y mediante el uso de sistemas de amortiguamiento en la estructura. Con lo anterior se busca disminuir los desplazamientos que presenta el edificio y darle una mayor capacidad de resistencia a los elementos estructurales existentes, manteniendo las condiciones dinámicas del edificio.

Una vez elegida la reestructuración a efectuar se revisa nuevamente, efectuándose el análisis y diseño estructural conforme se explicó en los puntos de A al E del subinciso II.3.1, exceptuando los trabajos de campo y espectro de sitio.

De igual forma, mediante el análisis estructural realizado para la etapa de reestructuración obtenemos los datos que intervienen en el análisis geotécnico y que se resumen en la figura 10.

## CAPITULO III

### DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

#### III.1 Métodos de exploración.

El conjunto de datos abundantes y seguros sobre las características y propiedades físicas y mecánicas del suelo deberán de ser tal se adquiera una concepción razonable de los mismos para ser considerados en el análisis.

Para ello se deberá realizar, primeramente la exploración del suelo y obtener muestras apropiadas para posteriormente realizar las correspondientes pruebas de laboratorio. Aunque el muestreo, debe estar regido anticipadamente por los requerimientos impuestos por el programa de pruebas de laboratorio; el correcto balance entre el programa de muestreo y laboratorio dará como resultado información suficiente respecto al suelo.

En las siguientes tablas enunciaremos los principales trabajos de campo, y recomendaciones para su aplicación para determinado tipo de suelo:

#### a) Exploración preliminar

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Blando	Cono eléctrico	SPT, geofísica
Duro	Cono mecánico, SPT	Geofísica
Duro (seco)	SPT (en seco) o penetración neumática	Geofísica

b) Muestreo Inalterado

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Suelos blandos	Tubo de pared delgada	--
Suelos preconsolidados y lentes duros	Tubo dentado	Tubo de pared delgada
costra superficial	Tubo dentado*	Tubo de pared delgada
Capa dura y tobas blandas	Barril Denison* o Tubo dentado*	--
Tobas duras	Barril muestreador o Barril Denison*	--

\* La calidad de las muestras puede ser mala

c) Métodos de Perforación

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Blandos fisurados	Posteodora- rimadora	Rotación con lodo; percusión o lavado
Blandos no fisurados	Posteodora- rimadora o rotación con lodo	Percusión o lavado
Duros abajo del nivel freático	Rotación en seco	Rotación con agua o lodo
Tobas duras	Rotación con aire o percusión- neumática	Rotación con agua

Es importante que se supervise la ejecución de los trabajos de campo, éstos se juzgarán a través de calificar con tres niveles (bien, regular o mal) los siguientes aspectos:

- ◆ Características del equipo
- ◆ Técnicas de operación
- ◆ Control técnico de trabajo
- ◆ Limpieza del sitio
- ◆ Organización de las actividades

Por otra parte, los métodos de exploración se puede clasificar en dos tipos:

- a) Los que miden las propiedades mecánicas del suelo en condiciones de falla; por ejemplo, como estático (CPT), como dinámico, penetración estándar (SPT) y la veleta.
- b) Las que miden las propiedades mecánicas del suelo tanto en condiciones de falla como antes de ésta (pruebas de carga); por ejemplo, presiómetro de Ménard.

No es objetivo de este trabajo explicar a detalle cada uno de los métodos de exploración, pero si se describirá brevemente en que consisten las pruebas de SPT y el Presiometro de Ménard por ser las pruebas, que en este caso, rigieron el análisis geotécnico del Edificio de TELMEX.

Prueba de penetración estándar (SPT).

Esta prueba está basada en la norma ASTM- D- 1586, la cual permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar y obtener muestras alteradas que nos permite identificar los suelos del sitio. Con esta prueba se pueden conocer las condiciones estratigráficas, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice; usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, así como estimar la resistencia al corte mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos, como los de la ciudad de México, no es recomendable porque las condiciones con el número de golpes son poco confiables.

La interpretación de la prueba SPT a partir de las correlaciones debe aplicarse con las debidas reservas.

Equipo.- El tubo muestreador, al que se llama penetrómetro estándar, debe de ser del tipo partido y tener las dimensiones que se muestran en la figura 11.a. La zapata tiene una altura de 6.62 cm, debe ser de acero endurecido y deberá sustituirse cuando pierda su filo. El tramo intermedio está formado por dos secciones de tubo en forma de media caña de 68.58 cm de largo, el cual se une a la sarta de perforación por medio de una cabeza de 12.75 cm de largo, la cual contará con una válvula para que permita la salida del azolve durante el proceso de hincado y evitar que la muestra se salga del mismo durante la extracción; se puede integrar en el tubo muestreador una canastilla o trampa para retener las muestras principalmente en el caso del muestreo en arena suelta. El equipo de hincado consta de una masa golpeadora de acero de 63.5 kg, guiada con una barra de 19 mm de diámetro, figura 11.

#### Presiómetro de Ménard.

Esta prueba mide las propiedades mecánicas del suelo in-situ, tanto en condiciones de falla como antes de ésta; los parámetros que se obtienen son el módulo presiométrico, el cual representa el módulo de rigidez al corte del suelo ( $E$ ); la presión de fluencia ( $P_f$ ) y la presión límite de ruptura ( $P_{lr}$ ).

El equipo empleado para la realización de esta prueba consta de: una consola de medición, una sonda dilatante y unas tuberías coaxiales, ver figura 12. Para la instalación de la sonda el procedimiento más adecuado consiste generalmente en realizar una perforación previa mediante una broca (de aletas tipo drag o tricónica).



Posteriormente se introduce una sonda dentro del tubo de ademe ranurado hasta la profundidad deseada procediendo con la ejecución propiamente del ensaye.

Este consiste en incrementar la presión dentro de la sonda según una progresión aritmética, registrando la correspondiente variación de volumen que ocurre durante determinado periodo manteniendo la presión constante.

De acuerdo por las normas establecidas por Ménard en colaboración con la Escuela de Puentes y Caminos de Francia, el ensaye debe tener de 6 a 15 incrementos de presión de la misma magnitud, durante los cuales se registraron las lecturas de deformación a 15, 30 y 60s.

### III.2 Pruebas de laboratorio.

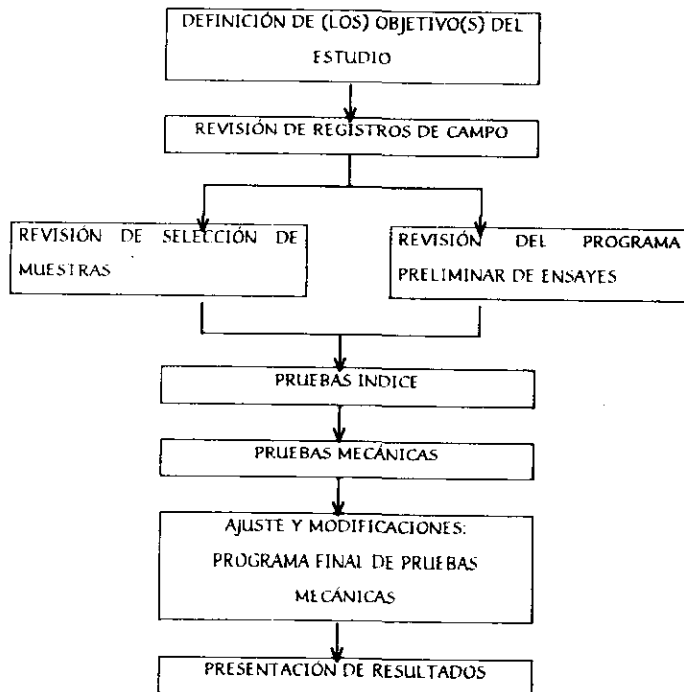
El objetivo es determinar las propiedades tanto físicas como mecánicas, de las muestras del suelo obtenidas a través de los trabajos de exploración y muestreo, existen diferentes aspectos que se deben de cuidar como son:

- ♦ Verificar la congruencia entre el registro de campo y las muestras recibidas en laboratorio
- ♦ Revisar el estado físico externo de las muestras
- ♦ Revisar el porcentaje de recuperación
- ♦ El supervisor manejará con escepticismo y cuidado el muestreo con lodo bentónico arriba del NAF.
- ♦ El manejo de las muestras inalteradas contenidas en el Tubo Shelby se realizarán con conservando siempre su verticalidad, manteniendo la zapata de los tubos hacia abajo.

Las anomalías que se encuentren en las muestras respecto a cualquiera de los puntos anteriores se registrarán en una relación, para ser consideradas en el programa de pruebas de laboratorio.

De igual forma se existen aspectos, como los antes mencionados, que se deben cuidar para el control de calidad de los trabajos; por ejemplo para: la extracción y selección de muestras, el programa de pruebas de laboratorio, la conservación de las muestras, así como para las ejecución de las pruebas índice y mecánicas.

La secuencia de los trabajos de laboratorio pueden resumirse como se indican en el siguiente diagrama de flujo:



Enseguida, se explicara en forma breve las pruebas más comunes de laboratorio:

### *Pruebas Índice*

En primer lugar, a cada muestra se le practica una clasificación macroscópica tomando en cuenta características como color, olor, resistencia en estado seco y reacción al agitado (dilatancia).

Posteriormente a cada tipo de material y con base en un programa de laboratorio se le practican al suelo los siguientes ensayos:

- ◊ Contenido de humedad.
- ◊ Análisis de vía húmeda para determinar el porcentaje de finos, arena y grava.
- ◊ Límites de consistencia o de Atterberg.
- ◊ Densidad de sólidos.

### *El contenido de humedad (w%):*

es una relación gravimétrica que permite en forma cualitativa prever el posible comportamiento mecánico del suelo, así este ensaye se lleva a cabo en cada una de las muestras. Con los resultados de este ensaye se elabora un registro de la variación de dicho parámetro con respecto a la profundidad.

### *Límites de consistencia o de Atterberg:*

se realizan con la finalidad de poder precisar el contenido de agua que marca el límite entre los estados líquido, plástico y semi- sólido del suelo. El ensaye se lleva a cabo en la fracción de suelo que pasa la malla No. 40; y los límites determinados son el Límite Líquido y el Límite Plástico, empleando el método estandarizado por A. Casagrande, con la diferencia de ambos resultados se determina el Índice de plasticidad.

### *Análisis por vía húmeda:*

Para poder evaluar los diferentes porcentajes de finos, arenas y gravas de que se compone el suelo, se realizan análisis por vía húmeda

consistentes en la separación por lavado de las diferentes partículas que componen el muestrero. El lavado se realiza con ayuda de los tamices No. 4 y 200.

Con los resultados de los ensayos mencionados con anterioridad se clasifican las muestras utilizando el criterio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), también mediante relaciones gravimétricas y volumétricas se obtienen otras propiedades como son el peso volumétrico tanto en estado natural como en estado seco, grado de saturación y relación de vacíos.

*Densidad de sólidos:* Los ensayos correspondientes a la densidad de sólidos se efectúan en todas aquellas muestras donde se obtuvieron parámetros mecánicos del suelo.

*Pruebas mecánicas.*

*Compresión simple* Esta prueba proporciona valores que subestiman la resistencia no drenada de las arcillas blandas de la ciudad de México

*Triaxial rápida (UU)* Mediante esta prueba se determinan las características esfuerzo-deformación y de resistencia al corte de especímenes arcillosos inalterados bajo condiciones no drenadas.

*Triaxial consolidada rápida (CU)* Se obtienen las curvas esfuerzo- deformación y los parámetros de resistencia al corte de especímenes arcillosos inalterados, mediante ensayos triaxiales consolidados no drenados, denominados (CU), es decir proporciona los parámetros para analizar las condiciones de estabilidad a largo plazo.

*Prueba de compresibilidad* La realización de la prueba de consolidación unidimensional permite obtener una curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos vs relación de vacíos o deformación unitaria y las curvas de consolidación,

deformación vs. tiempo, para los incrementos de carga que se apliquen. Con la información citada se pueden estimar la magnitud de los asentamientos y el tiempo para que ocurran

III.3 Campaña de exploración y laboratorio efectuada en el predio en estudio.

La campaña de exploración consistió en la realización de cuatro sondeos; dos de tipo mixto SM-1 y SM-2, a profundidades de 31.40 y 34.40 m. De todos los sondeos se obtuvieron muestras representativas de los estratos encontrados, ver figura 13.

Los sondeos mixtos se efectuaron combinando el muestreo inalterado, muestreador Shelby; con el muestreo alterado mediante la realización de pruebas de Penetración Estándar.

Es importante mencionar que fue necesario realizar una segunda etapa de exploración, la cual consistió en dos sondeos uno mixto (SM-3) y un sondeo continuo inalterado (SC-1) a 25.6 y 24m de profundidad respectivamente. Adicionalmente, en el sondeo SC-1 se efectuaron pruebas de presiometría a 18 y 24m, cuyos resultados se muestran en las figuras 13 y 14.

En las muestras representativas alteradas, se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

a) Propiedades índice.

- Contenido de humedad
- Porcentaje de finos
- Límites de consistencia de Atterberg
- Densidad de sólidos

Con los resultados de los ensayos mencionados con anterioridad se clasificaron las muestras utilizando el criterio del Sistema Unificado de los Suelos (SUCS) y se obtuvieron otras propiedades como es el peso volumétrico tanto en estado natural como en estado seco y relación de vacíos.

b) Pruebas mecánicas Resistencia a la compresión axial no confinada, resistencia a la compresión triaxial UU y consolidación unidimensional.

Los resultados de las pruebas realizadas se resumen más adelante y se muestran en la figura 15.

#### III.4. Secuencia estratigráfica.

Atendiendo a los resultados obtenidos en los trabajos de campo y laboratorio, se definió la siguiente secuencia estratigráfica:

Superficialmente, se presentó un relleno de 0.40 de espesor y hasta 5.80m de profundidad, se encuentra una arcilla de color café, de alta plasticidad y de consistencia blanda a media, el contenido natural de agua varía de 29 a 31%, cohesión media, obtenida en el ensaye de compresión triaxial , de 2.5 ton/m<sup>2</sup>.

De 5.80 a 13.42m se presenta una arcilla color gris oscuro, de alta plasticidad y consistencia blanda, un contenido natural de agua del orden de 43 a 59%, la cohesión ,media y el ángulo de fricción interna del suelo es de 2.2 to/m<sup>2</sup> y 11° respectivamente, obtenidos en ensayos de compresión triaxial UU, el peso volumétrico es de 2.51 ton/m<sup>3</sup>.

A continuación de 13.42 a 16.0 m se encuentra un estrato de arena color gris oscuro de compacidad media y contenido natural de agua promedio de 23.25%. un ángulo de fricción interna de  $30^\circ$ , mientras que el peso volumétrico representativo es de  $2.4 \text{ ton/m}^3$ .

Subyaciendo a éste, de 16.0 a 19.0 m, se encuentra una arcilla color gris y verde, de baja plasticidad y consistencia blanda; el contenido natural de agua en promedio es de 12%, mientras que la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo tienen valores de  $1.30 \text{ ton/m}^2$  y  $8^\circ$  respectivamente, obtenidos de ensayos de compresión triaxial UU, el peso volumétrico es de  $1.74 \text{ ton/m}^3$ .

De 24.7 a 26.20 m, se encuentra un estrato de arena pumítica color gris claro de compacidad media a compacta y contenido natural de agua de 55%.

Finalmente de 26.20 m y hasta la profundidad máxima explorada 33.5 m, se encuentra una arcilla limosa color café claro, de baja plasticidad y consistencia muy compacta; este estrato presenta un contenido natural de agua de 20% cohesión de  $6.5 \text{ ton/m}^2$ , ángulo de fricción de  $17^\circ$  y peso volumétrico de  $2.49 \text{ ton/m}^3$ . Los parámetros mecánicos se obtuvieron mediante pruebas de compresión triaxial UU.

El nivel de aguas freáticas se detectó a una profundidad de 7.0m, en el sondeo mixto SM-2 a 10m, en la figura 16 (diagrama de presiones). En la se indica la estratigrafía encontrada así como los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas.

Como bien sabemos la definición correcta de los parámetros geomecánicos del suelo, es un punto clave de la mecánica de suelos, en

virtud de que ésta determinación esta sujeta a errores inherentes como: ejecución de los sondeos, extracción de las muestras, la realización de las pruebas de laboratorio, el mismo procesamiento de datos, tiempo, etc.; por lo que no debemos de dejar de verificar en la medida de lo posible la valuación de estos parámetros, mediante métodos de exploración en campo, pruebas de carga y recopilación bibliográfica del lugar estudiado, por ejemplo, con el fin de obtener un diseño confiable y optimizar la solución.

Cabe mencionar que de la información recabada de exploraciones anteriores cercanas al lugar en estudio, se tomo el perfil estratigráfico mostrado en al figura 14.b, con el fin de verificar los resultados obtenidos de los trabajos de exploración y laboratorio realizados. La localización de estos sondeos se indican en la figura 13.



## CAPITULO IV

### ANALISIS GEOTÉCNICO

El análisis geotécnico en este caso, contempla la verificación de la seguridad de la cimentación existente ante el estado límite de falla, el cual consiste en comparar la capacidad de carga del suelo con el total de descargas actuantes, afectando la capacidad de carga última de la cimentación con un factor de resistencia y la suma de descargas con su respectivo factor de carga.

La capacidad del suelo se obtuvo mediante los siguientes criterios; el primero conforme a la teoría recomendada en el RCDF y sus NTC, el siguiente con base a resultados de la prueba de Penetración estándar y por último a partir de resultados de pruebas Presiométricas.

La capacidad de carga utilizada en el análisis geotécnico definitivo corresponde al método, mediante el cual se obtuvieron resultados más cercanos al comportamiento real de la estructura, como se mostrara más adelante.

#### IV.1. Capacidad de carga.

La capacidad de carga de una cimentación profunda, se puede decir que, depende esencialmente de la resistencia al corte del suelo en el cual se apoya y del mecanismo de transferencia de carga del elemento de cimentación al suelo.

En general se recomienda el uso de una cimentación profunda para apoyar una estructura cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por las solicitaciones a que quedaron sometidas exceden la capacidad de

soporte de los estratos más superficiales, o cuando las restricciones de funcionamiento u operación obliguen a dicha solución. Los elementos constructivos que pueden adoptarse como cimentaciones profundas son: pilotes, pilas y muros colados en el lugar; es importante destacar que los métodos de cálculo disponibles se aplican indistintamente a pilotes y pilas y que los muros colados en el lugar se calculan como pilas corridas.

Conviene tener presente que durante el diseño de una cimentación se pueden cometer errores, que pueden ser, entre otros, los siguientes:

- ◊ La carga supuesta es errónea.
- ◊ Las condiciones del suelo son diferentes de las previstas en el diseño.
- ◊ La teoría utilizada para los cálculos es imprecisa o inadecuada
- ◊ Se define incorrectamente los movimientos diferenciales de la estructura.
- ◊ Los defectos en la construcción de la cimentación pueden invalidar el diseño, aun cuando el conocimiento de cargas, condiciones del suelo y teorías sea virtualmente perfecto.

En términos generales, toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales:

- a) Tener un factor de seguridad contra falla última
- b) Los asentamientos no han de sobrepasar los límites permisibles para la superestructura.

Para un caso específico, uno de estos dos criterios condicionará las dimensiones de la cimentación; por tanto, es necesario calcular tanto la capacidad de carga como el asentamiento probable de la cimentación. Obviamente la influencia del tipo de suelo es evidente; así en arena densa o mediana, en la que los asentamientos son generalmente

pequeños, el criterio de asentamiento rara vez será el decisivo. Por el contrario, en cimentaciones sobre arcilla blanda, los asentamientos normalmente serán el factor gobernante.

Para nuestro caso, debemos recordar que el trabajo consiste en la revisión de la cimentación del edificio de TELMEX, un edificio existente, para el que se considera que los asentamientos a largo plazo ya se han presentado y que el suelo en que ésta se encuentra desplantado, está constituido por estratos de arcilla de baja plasticidad y estratos limo arenosos; por lo tanto, el criterio de diseño que se utiliza en este estudio contempla el verificar que los factores de seguridad contra falla por esfuerzo cortante estén dentro de los especificados por la reglamentación vigente.

Sabemos que la mayoría de los métodos para la determinación de la capacidad de carga, están fundamentados en principios teóricos con hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos; prácticamente estas teorías matemáticas parten de la solución de Prandtl que se desarrolla bajo el marco de la Teoría de la Plasticidad; es decir considera un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo.

Se tiene diferentes teorías para la evaluación de la capacidad de carga mismas que solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y según el tipo de cimentación, como las desarrolladas por: Terzaghi, Skempton, Meyerhof, Hensen y Vesic, Zeevaert, Tomlinson, etc

Por otra parte y como se mostrará más adelante, el problema de valuar la capacidad de carga no es posible obtenerse siempre, únicamente bajo enfoques teóricos; por lo que se tienen métodos de cálculo semi-empíricos; por ejemplo:

- ◊ Penetración estándar
  - ◊ Cono estático
  - ◊ Pruebas de carga
- } Prueba de placa  
} Prueba de presiometría

Como ya se menciona anteriormente, se calculara la capacidad de carga de la cimentación del edificio de TELMEX, mediante métodos de calculo teóricos y semi- empíricos, los cuales se indican a continuación.

**IV.1.1. Capacidad de carga de acuerdo con el RCDF- 93** La capacidad de carga para cimentaciones profundas según el RCDF-93 se basa en la teoría de Meyerhof, es este caso, para un suelo cohesivo friccionante, se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{adm} = [(cN_c F_{r1} + P_o N_q F_{r2}) F_R + P_v] \dots \dots \dots (1)$$

Donde:

- $Q_{adm}$  Capacidad de carga admisible, ton.
- $c$  Cohesión aparente del estrato de apoyo
- $N_c$  Coeficiente de capacidad de carga en función del ángulo de fricción
- $F_{r1}$  y  $F_{r2}$  Factores de forma
- $P_o$  Presión vertical efectiva por peso propio del suelo a la profundidad de desplante de la cimentación
- $N_q$  Coeficiente de capacidad de carga
- $B$  Diámetro de la base de la pila
- $N_{max}$ ,  $N_{min}$  Se obtienen en función de  $\phi$

Le	Longitud empotrada de la pila en el estrato resistente.
$\phi$	Ángulo de fricción interna del suelo, en grados
FR	Factor de resistencia
Pv	Presión vertical total a la profundidad de desplante, ton/m <sup>2</sup>
Ap	Área transversal de la base de la pila, m <sup>2</sup>

Procederemos a obtener los parámetros que intervienen en la ecuación (1):

Para obtener el coeficiente de capacidad de carga Nc utilizamos la tabla 1, tomada de las Normas técnicas complementarias para diseño de cimentaciones (ref. 3), a partir del ángulo de fricción.

Considerando la estratigrafía resumida en la figura 3, en la cual el ángulo de fricción del estrato de apoyo de la cimentación es:

$$\phi = 8^\circ$$

Tabla 1. Coeficiente de Capacidad de Carga

$\phi_u$	0°	5°	10°
Nc	7	39	13

Por lo que para  $\phi = 8^\circ$ , interpolando se obtiene Nc= 11.40.

A continuación se obtendrá el diagrama de presiones, para lo cual nos auxiliaremos de la siguiente tabla de cálculo:

Tabla 2. Cálculo del diagrama de presiones

Estrato	Espesor	$\gamma$ ton/m <sup>3</sup>	$\sigma_r$ ton/m <sup>2</sup>	$\sigma_w$ ton/m <sup>2</sup>	$\sigma_o$ ton/m <sup>2</sup>
0.0 - 0.4	0.4	2.5	1	0	1.0
0.4 - 5.8	5.4	2.5	14.5	0	14.5
5.8 - 10.0	4.2	2.51	25.0	0	25.0
10.0 - 13.8	3.8	2.51	34.6	3.8	30.8
13.8 - 16.2	2.3	2.45	30.8	6.2	24.6
16.2 - 18.5	2.4	2.6	37.	8.6	28.5
18.5 - 19.0	0.5	1.74	37.8	9.0	28.8
19.0 - 24.5	5.5	1.74	47.5	14.5	32.9
24.5 - 26.3	1.8	2.45	51.7	16.3	39.4
26.3 - 33.4	7.2	2.49	69.6	23.5	50.0

Del anterior diagrama de presiones vemos que la presión total y la presión efectiva a nivel de desplante de la cimentación de 28.8 y 37.8 ton/m<sup>2</sup>, respectivamente.

Para obtener el coeficiente de capacidad de carga, nos auxiliaremos de la expresión que a continuación se indica:

$$Nq = N_{min} + Le(N_{max} - N_{min})/[4B \tan(45 + \phi/2)]$$

$$\text{Para } Le/B < 4 \tan(45 + \phi/2)$$

Es conveniente recordar, que la longitud empotrada de la pila ( $le$ ) es igual a  $2B$  donde  $B$  es el diámetro de la base de la pila.

Los valores de  $N_{min}$  y  $N_{max}$  son función del ángulo de fricción y se obtiene de la siguiente tabla (Ref.: 3)

Tabla 3.

$\phi$	20°	25°	30°	35°	40°
Nmin	125	26	55	132	350
Nmax	7	115	20	39	78

Por lo que  $N_{max} = 12.5$  y  $N_{min} = 7$

El reglamento de construcción en sus NTC para diseño de cimentaciones (Ref.:3) establece que se debe afectar por un factor de resistencia (F.R.) la capacidad de carga por lo que para cimentaciones a base de pilas FR es igual a 0.35.

Asimismo, para el caso de pilotes o pilas de más de 0.5m de diámetro, deberá autocorregirse para tomar en cuenta los efectos de escala con los siguientes factores de reducción:

➤ Para suelos friccionantes:

$$F_{R1} = (B+1)/(2B+1)$$

➤ Para suelos cohesivos:

$$F_{R2} = [(b+0.5)/2b]^n; n = 2$$

$n = 1$  para suelo suelto

$n = 2$  para suelo medianamente denso

$n = 3$  para suelo denso

Para nuestro caso las pilas se apoyan en un estrato medianamente denso por lo que  $n = 2$ ; los valores de  $F_{R1}$  y  $F_{R2}$  se resumen en la tabla 4.

Es conveniente resumir los resultados obtenidos hasta ahora de los parámetros que intervienen en la ecuación (1):

$$\begin{aligned}
 c &= 1.3 \text{ ton/m}^2 \\
 N_c &= 11.14 \\
 P_o &= 28.8 \text{ ton/m}^2 \\
 N_{\max} &= 12.5 \\
 N_{\min} &= 7 \\
 \phi &= 8^\circ \\
 FR &= 0.35 \\
 P_v &= 37.8 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Sustituyendo por los valores correspondientes en la expresión (1), se obtiene la capacidad de carga admisible para cada tipo de pila y la capacidad de carga admisible para cada tipo de pila y la capacidad de carga global del sistema de pilas, cuyos valores se indican en la siguiente tabla:

Tabla 4.- Capacidad de carga de las pilas.

PILA TIPO	Bc m	Bp m	Al m <sup>2</sup>	At m <sup>2</sup>	Fr <sub>1</sub>	Fr <sub>2</sub>	Qp ton	Qadm ton	No	Qadm ton
P-1	0,80	0,80	47,75	0,50	0,69	0,66	516.9	388.7	5	1943.4
P-2	1,10	0,80	48,69	0,95	0,66	0,53	776.6	583.9	1	583.9
P-3	1,20	0,90	54,66	1,13	0,65	0,50	871.1	655.0	11	7204.7
P-4	1,30	1,00	60,63	1,33	0,64	0,48	969.6	729.0	3	2187.1
P-5	1,40	1,00	60,95	1,54	0,63	0,46	1072.1	806.1	10	8061.2
P-6	1,45	1,10	133,52	1,65	0,63	0,45	1124.9	845.8	6	5074.7
P-7	1,55	1,10	134,15	1,89	0,62	0,44	1233.4	927.4	4	3709.4
P-8	1,60	1,20	145,77	2,01	0,62	0,43	1289.1	969.2	8	7754.0
P-9	1,70	1,20	146,40	2,27	0,61	0,42	1403.6	1055.3	4	4221.3
P-10	2,00	1,30	79,80	3,14	0,60	0,39	1770.9	1331.5	4	5326.0
P-11	2,00	1,40	85,45	3,14	0,60	0,39	1770.9	1331.5	4	5326.0
P-12	1,10	1,00	60,00	0,95	0,66	0,53	776.6	583.9	2	1167.8
									62	52 559.6



Por lo que de la tabla anterior la capacidad de carga total de la cimentación es de:

$$Q_{adm} = 52\,559.6 \text{ ton}$$

Por el momento se deberá tomar con reserva el resultado obtenido, más adelante se hará una discusión sobre los análisis efectuados en el que se considera además los datos de donde partieron.

**IV.1.2. Capacidad de carga a partir de resultados de pruebas de penetración estándar.** Como ya se mencionó en el capítulo III, particularmente en el punto III.1, la prueba de Penetración Estándar (SPT) es una prueba realizada en campo; donde los resultados que se obtienen nos permiten medir la resistencia a la penetración del suelo en función del número de golpes, así como, obtener muestras de tipo alterado.

En las muestras que se recupera con la prueba SPT se realizan ensayos y pruebas para obtener valores índice del suelo.

El objetivo de este subcapítulo es buscar un método alternativo para valuar la capacidad de carga de la cimentación existente.

La capacidad de carga de la cimentación se evaluará en función de la prueba SPT mediante la siguiente ecuación (Ref.5):

$$Q_u = Q_f + Q_p \quad (2)$$

$$Q_f = 0.2N' A_l \quad (3)$$

$$Q_p = 40 N A_t \quad (4)$$

Donde:

$Q_f$  Capacidad de carga por fricción, ton

$Q_p$  Capacidad de carga por punta, ton

- Qu      Capacidad de carga última, ton
- N      Número de golpes promedio a la profundidad de desplante de la pila  
(N= 50 golpes, ver fig. 14)
- Ap      Área de la sección transversal de la pila, m<sup>2</sup>
- N'      Número de golpes promedio a lo largo del fuste de la pila  
(N'= 32 golpes, ver fig. 14)
- As      Área de la superficie lateral del fuste de la pila, m<sup>2</sup>

Asimismo, la capacidad de carga admisible esta dada por la siguiente expresión:

Donde:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{F.R} \dots\dots\dots ( 5 )$$

- Qadm    Capacidad de carga última, ton
- FS      4

El factor de seguridad aplicado a la capacidad de carga, se debe a la incertidumbre que representa la utilización de la prueba.

Utilizando el registro mostrado en la figura 14 se obtiene el número de golpes a lo largo del fuste de la pila (N') y en la base de la misma (N).

Sustituyendo por los valores correspondientes y para los diferentes diámetros de las pilas en las expresiones 2 y 3. En la tabla 5 se resumen los siguientes resultados:

Tabla 5. Capacidad de carga de las pilas, según la prueba SPT.

PILA TIPO	Bc m	Bp m	Al m <sup>2</sup>	At m <sup>2</sup>	Qf	Qp ton	Qadm ton	No	Qadm ton
P-1	0,80	0,80	47,75	0,50	305,61	1005,31	327,73	5	1638,65
P-2	1,10	0,80	48,69	0,95	311,65	1900,66	553,08	1	553,08
P-3	1,20	0,90	54,66	1,13	349,85	2261,95	652,95	11	7182,43
P-4	1,30	1,00	60,63	1,33	388,05	2654,65	760,67	3	2282,02
P-5	1,40	1,00	60,95	1,54	390,06	3078,76	867,21	10	8672,05
P-6	1,45	1,10	133,52	1,65	427,26	3302,60	932,46	6	5594,78
P-7	1,55	1,10	134,15	1,89	429,27	3773,84	1050,78	4	4203,11
P-8	1,60	1,20	145,77	2,01	466,46	4021,24	1121,93	8	8975,40
P-9	1,70	1,20	146,40	2,27	468,47	4539,60	1252,02	4	5008,08
P-10	2,00	1,30	79,80	3,14	510,70	6283,19	1698,47	4	6793,88
P-11	2,00	1,40	85,45	3,14	546,89	6283,19	1707,52	4	6830,07
P-12	1,10	1,00	60,00	0,95	384,03	1900,66	571,17	2	1142,35
								62,00	55470,9

De la tabla anterior se obtiene que Qadm=55 470.9 ton

IV.1.3 Capacidad de carga de acuerdo a pruebas de presiometría.

Como ya se mencionó en capítulos anteriores el problema de valuar la capacidad de carga en elementos de cimentación profunda no pueden calificarse únicamente bajo enfoques puramente teóricos, por lo que es indispensable incorporar una componente práctica que compare racionalmente las teorías. Por lo que la capacidad de carga se evaluará con la siguiente expresión (se explicará a detalle los parámetros y factores de seguridad empleados, conforme se vaya desarrollando el análisis, ref. 6):

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{F_{r,1}} + \frac{Q_f}{F_{r,2}} \dots\dots\dots ( 6 )$$

En donde:

- Qadm      Capacidad de carga admisible del sistema, ton
- Qp        Capacidad de carga por punta, ton

- Qf Capacidad de carga por fricción, ton
- F<sub>s1</sub>, F<sub>s2</sub> Factores de seguridad igual a 2 y 1.5, respectivamente

a) Capacidad de carga por punta.

La capacidad de carga de las pilas, para un suelo cohesivo friccionante, se determinó mediante la aplicación de la siguiente expresión:

$$Q_{adm} = [k_p(P_{le} - P_h) + P_v] A_p \dots \dots \dots (7)$$

En donde:

- Q<sub>adm</sub> Capacidad de carga admisible de la pila, ton
- K<sub>p</sub> Factor de capacidad de carga, según el tipo de pila y el terreno donde se apoya la punta de la pila
- P<sub>le</sub> Presión límite equivalente a la profundidad de desplante de la cimentación (51.8 kg/cm<sup>2</sup>), obtenida a partir del perfil presiométrico; fig.16b
- P<sub>h</sub> Presión horizontal a nivel del ensaye presiométrico en kg/cm<sup>2</sup>, obtenida a partir del perfil, fig.16.b.
- P<sub>v</sub> Presión vertical a nivel de desplante de la cimentación
- A<sub>p</sub> Área transversal de la pila , en m<sup>2</sup>

El factor de la capacidad de carga k<sub>p</sub> está en función de (D<sub>e</sub>), donde:

$$D_e = \sum \Delta z \left( \frac{P_{lr}}{P_{le}} \right)$$

- D<sub>e</sub> Empotramiento equivalente de la pila
- Δz Espesor del estrato de empotramiento
- P<sub>lr</sub> Presión límite de ruptura obtenido del perfil presiométrico

Como no se conoce en realidad cual es el empotramiento de las pilas, no se deberá afectar al valor de  $K_p$  por el  $D_e$ , por lo que  $K_p$ , se obtiene directamente de la siguiente tabla:

Tabla 6. Factor portante ( $k_p$ )

	Con perforación previa	Con flujo plástico del suelo (pila hincada)
Arcillas o limos	1.2	1.8
Arenas o gravas	1.1	3.2 a 4.2
Gis, lutita ó lutita y caliza	1.8	2.6
roca alterada ó fragmentada	1.1 ó 1.8	1.9 a 3.2

Por lo que  $k_p = 1.1$  considerando que el estrato de apoyo de las pilas es arenoso y el hincado de las pilas fue con perforación previa.

Resumiendo los parámetros a sustituir en la ecuación (7):

- $K_p$             1.1
- $P_{le}$            518ton/m<sup>2</sup>
- $P_h$             300 ton/m<sup>2</sup>
- $P_v$             36.0 ton/m<sup>2</sup>

Sustituyendo por los valores correspondientes en la ecuación 7, la capacidad de carga por punta para cada pila se muestra en la tabla 8.

b) Capacidad de carga por fricción.

La capacidad de carga por adherencia lateral o por fricción en las pilas  $Q_f$ , bajo esfuerzos de compresión se calcula como:

$$Q_f = \pi Bp \sum Q_{f_i} h_i \dots\dots\dots (8)$$

En donde:

- Qf            Fricción lateral última, ton
- Bp            Diámetro de la pila, m
- Qfli          Fricción lateral límite
- hi            Espesor del estrato considerado

Para definir el valor de fricción lateral límite ( $Q_{fli}$ ) se utilizan las gráficas Q1 a Q7 de la figura 17 y la tabla 7.

**Tabla 7.- Cálculo de la fricción lateral límite**

Tipo de cimentación y método de realización	Arcillas y limos	Arenas	Gravas	Gis	Lutita o lutita-caliza	Roca alterada o fracturada
Perforación previa simple	Q1+ Q2(2)Q3(3)			Q3+ Q6+(2)	Q4+ Q5(2)	Q(6)+
Perforación previa	Q1+ Q2(2)	Q1(6) Q(2)	Q(2)(6) Q(3)	Q3+ Q6+(2)	Q(4)+ Q5(2)	Q6+
Perforación previa con ademe provisional	Q1	Q1	Q2	Q2	Q3	
Perforación previa con ademe perdida	Q1	Q1	Q2	Q2	Q3	
Pilas excavadas manualmente (1)	Q2 Q3(5)			Q4+	Q5	Q6+
Tubos hincados con la base obturada	Q1 Q2(5)	Q2	Q3	Q4	Q4+	Q4+(7)
Pilas de concreto prefabricado e hincadas	Q2	Q3	Q3	Q4	Q4+	Q4+(7)
Micropilotes anclas o tirantes con inyección a baja presión	Q2+	Q3+	Q3+	Q5+	Q5+	Q6+
Micropilotes anclas o tirantes con inyección a alta presión (8)	Q5+	Q5+	Q6+	Q6+	Q6+	Q7+

Con el valor de Q1 y de las gráfica de la fig. 17 se obtuvo el valor de la fricción lateral límite igual a 5.58 ton/m<sup>2</sup>:

Sustituyendo por los valores correspondientes en la ecuación 8, la capacidad de carga por fricción  $Q_f$ , se muestran en la tabla 8, así como la capacidad de carga total del sistema de pilas.

Tabla 8.- Capacidad de carga de acuerdo a pruebas presiométricas.

PILA TIPO	Bc m	Bp m	Al m <sup>2</sup>	At m <sup>2</sup>	Qf ton	Qp ton	Qult ton	Qadm ton	No	Qadm
P-1	0,80	0,80	2,51	0,50	276,96	350,28	627,25	359,78	5	1798,92
P-2	1,10	0,80	2,51	0,95	282,43	632,11	914,54	504,34	1	504,34
P-3	1,20	0,90	2,83	1,13	317,05	633,12	950,17	527,92	11	5279,24
P-4	1,30	1,00	3,14	1,33	351,67	974,48	1326,15	721,68	3	2165,05
P-5	1,40	1,00	3,14	1,54	353,49	1059,09	1412,58	765,21	10	8417,26
P-6	1,45	1,10	3,46	1,65	387,20	2273,50	2660,70	1394,89	6	8369,31
P-7	1,55	1,10	3,46	1,89	389,02	2461,48	2850,51	1490,09	4	5960,36
P-8	1,60	1,20	3,77	2,01	422,73	2947,61	3370,34	1755,63	8	14045,01
P-9	1,70	1,20	3,77	2,27	424,55	3191,52	3616,07	1878,80	4	7515,18
P-10	2,00	1,30	4,08	3,14	462,82	1627,12	2089,94	1122,11	4	4488,42
P-11	2,00	1,40	4,40	3,14	495,62	1689,07	2184,69	1174,95	4	4699,78
P-12	1,10	1,00	3,14	0,95	348,03	227,89	575,92	345,96	2	691,92
					23 233.9	105 433.97	128 667.9		62	68 206.3

Por lo que de la tabla anterior la capacidad de carga total de la cimentación es:

$$Q_{adm} = 68\ 206.3 \text{ ton}$$

Es conveniente hacer el resumen de las capacidades de carga obtenida por cada uno de los métodos expuestos, el cual se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 9. Capacidad de carga global del sistema de pilas

	Qf Ton	Qp ton	Qult ton	Qadm ton
Según RCDF	0	32 108.3	32 108.3	52 559.6
Penetración estándar	11561,1	98056,9	109618,0	58875,9
Presiometría	23233,9	105433,9	128667,8	68206,2

A partir de la tabla anterior de capacidad de carga, se realizará el análisis de revisión del estado límite de falla para cada método expuesto y valoraremos el que más se apega a las condiciones reales del comportamiento de la estructura.

IV.2 Revisión de los estados límite de falla.

Pese a que el edificio en estudio será sujeto a una reestructuración en su superestructura se analizará para las condiciones originales de carga, los estados límite de falla estático y dinámico, para conocer el estado actual que guarda la cimentación.

La revisión del estado límite de falla en este caso consiste en comparar el total de las descargas actuantes multiplicando éstas por un factor de carga, contra la capacidad de carga admisible.

IV.2.1 Condición estática.

La revisión del estado límite de falla en condición estática, se realizó mediante la verificación de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma QF_c < Q_{adm} \dots\dots\dots(9)$$

En donde:

$\Sigma Q$  Acciones verticales más peso propio de la cimentación (CM+Cvmax +Wcim), 40 658.5 ton



- Fc Factor de carga (1.5 para edificios tipo A, según RCDF)
- Qadm Capacidad de carga admisible

Sustituyendo por los valores correspondientes en la expresión (9):

	Qadm ton	$\Sigma QF_c$ ton	Verificación $\Sigma QF_c < Q_{adm}$
Según RCDF	52 599.6	60 987.69	no cumple
Penetración estándar	58 875.9	60 987.69	no cumple
Presiometría	68 206.3	60 987.69	si cumple

#### IV.2.2 Revisión del estado límite de falla en condición dinámica.

La revisión del estado límite de falla en condición dinámica, se realizó mediante la verificación de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma QF_c < Q_{adm} \dots\dots\dots(10)$$

En donde:

- $\Sigma Q$  Acciones verticales más peso propio de la cimentación (CM+Cvmax +Wcim), 40 658.46 ton
- Fc Factor de carga (1.1 para edificios tipo Según RCDF)
- Qadm Capacidad de carga admisible, para la condición dinámica.

La capacidad de carga Qadm de las pilas, para la condición dinámica, se obtuvo considerando las pilas que se encuentran dentro del área reducida, resultante de disminuir en dos veces la excentricidad producida por sismo, más 0.3Qf de las pilas que se encuentran dentro de la zona de tensión.

La excentricidad producida por sismo, se determinó a partir de la siguiente expresión:

$$e_x = \frac{M_{vy}}{\Sigma Q}; \quad e_y = \frac{M_{vx}}{\Sigma Q} \dots \dots \dots (11)$$

En donde:

- Mvx Momento de volteo alrededor del eje y 151 322 ton-m
- Mvy Momento de volteo alrededor del eje x 151 324 ton-m
- ΣQ Acciones verticales más peso propio de la cimentación (CM+Cvmax +Wcim), 40 658.46 ton

Sustituyendo por los valores correspondientes en la expresión (11)

$$e_x = 3.72 \text{ m} \quad e_y = 3.72 \text{ m}$$

por lo que, el área de cimentación reducida se muestra en la figura.9., asimismo se indica las pilas que se consideran para el análisis dinámico.

Tabla 10 Capacidad de carga admisible, para la condición dinámica.

Zona de compresión Pila tipo	No.	RCDF Qadm (ton)	SPT Qadm (ton)	Presiometría Qadm (ton)
P- 1	4	1554.7	1310,92	1439,13
P- 2	0	0	0,00	0,00
P- 3	5	3274.9	3264,74	2639,62
P- 4	1	729.1	760,67	721,68
P- 5	7	5642.8	6070,44	5356,44
P- 6	6	5074.7	5594,78	8369,31
P- 7	4	3709.4	4203,11	5960,36
P- 8	4	3877.0	4487,70	7022,51
P- 9	4	4221.3	5008,08	7515,18
P- 10	4	5326.0	6793,88	4488,42
P-11	4	5326.0	6830,07	4699,78
P-12	2	1167.8	1142,35	691,92
SUMA		39 903.8	45466,75	48904,37

Tabla 11 Capacidad de carga admisible, para la condición dinámica.

Zona de tensión Pila tipo	No.	RCDF Qadm (ton)	SPT 0.3Qadm (ton)	Presiometría 0.3Qadm (ton)
P- 1	5	0	22,92	55,39
P- 2	0	0	23,37	56,49
P- 3	6	0	157,43	380,46
P- 4	2	0	58,21	140,67
P- 5	4	0	87,76	282,79
P- 6	0	0	0,00	0,00
P- 7	0	0	0,00	0,00
P- 8	4	0	139,94	338,19
P- 9	0	0	0,00	0,00
P- 10	0	0	0,00	0,00
P- 11	0	0	0,00	0,00
P- 12	0	0	0,00	0,00
<b>SUMA</b>			<b>489,64</b>	<b>1253,99</b>

La capacidad de carga admisible se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{adm} = *Q_{adm} + 0.3Q_{fadm} \dots\dots(12)$$

\*Q<sub>adm</sub> Capacidad de carga de las pilas que trabajan en zona de compresión, ton

Q<sub>fadm</sub> Capacidad de carga por fricción de las pilas que trabajan en zona de tensión, ton

Sustituyendo en las ec. (10) y (12) por los valores correspondientes, el estado límite de falla para la condición dinámica se resume en la siguiente tabla:

	$\Sigma QFc$ ton	$Qadm$ ton	Verificación $\Sigma QFc < Qadm$
Según RCDF	44 724.3	52 559.6	si cumple
Penetración estándar	44 724.3	58 875.9	si cumple
Presiometría	44 724.3	68 206.3	si cumple

Como se puede observar del análisis realizado, para las teorías o metodología expuestas, las condiciones de estabilidad de la cimentación cumple la condición dinámica en los tres casos; en tanto que, para la condición estática sólo la prueba de presiometría verifica la condición de estabilidad (9).

La conclusión que se generarían en el caso de no cumplirse con alguna de las dos condiciones de estabilidad o ambas, establecidas por el Reglamento, es de proponer una recimentación a la subestructura, por el contrario en caso de cumplirse ambas condiciones de estabilidad se puede decir que la cimentación es estable para las condiciones actuales de carga.

Es conveniente en estos momentos detenernos un poco y analizar los resultados obtenidos, recordar los datos de donde partieron, las condiciones establecidas y el estado físico que presenta el edificio en estudio, por otra parte cabe recordar que el edificio fue sujeto a una reestructuración en su superestructura.

En el siguiente subcapítulo se analizarán nuevamente las condiciones de estabilidad del edificio para la reestructuración de la superestructura y se seleccionará también el criterio de capacidad de carga de la cimentación a utilizar en los análisis.

### IV.3 Etapa de Recimentación

Como ya se indicó en el capítulo III fue necesario hacer una reestructuración a la superestructura del edificio; por lo cual, se revisará para las nuevas condiciones de carga el estado de la cimentación.

Es necesario realizar nuevamente la revisión del estado límite de falla tanto para la condición estática como para la condición dinámica con el fin de determinar la propuesta de recimentación más conveniente, en caso de requerirse.

#### IV.3.1 Elección de la teoría a utilizar para la obtención de la capacidad de carga.

Para determinar el criterio a utilizar para la obtención de la capacidad de carga, será necesario analizar los resultados obtenidos y reflexionar en las siguientes conclusiones derivadas de los subcapítulos anteriores:

- Los resultados de los parámetros geométricos obtenidos mediante las pruebas de laboratorio fueron mal obtenidos; por ejemplo, se aprecia en la figura 15 que para estratos arcillosos se tienen pesos volumétrico del orden de 1.74 a 2.5 ton/m<sup>3</sup>, los cuales no son valores comunes para las arcillas; inclusive el ángulo de fricción no es congruente para las características del estrato de apoyo, por lo que se descarta la utilización de la información obtenida mediante las pruebas de laboratorio (esta aseveración se fundamenta en la revisión y análisis de la información entregadas por parte de TELMEX de los trabajos de campo y los resultados de las pruebas laboratorio).
- El valor de capacidad de carga obtenido mediante la prueba de SPT presentan un cierto grado de incertidumbre, debido a que

según resultados de diversas observaciones efectuadas indican que , en gran parte de los casos, la prueba no se realiza conforme a las normas; por lo que se recomienda usar factores de seguridad altos.

- Por otra parte la prueba de SPT nos sirve para respaldar los resultados obtenidos, mediante otras pruebas.
- El análisis geomecánico hecho mediante la prueba de presiometría es generado a partir de una prueba de carga realizada en el lugar en estudio.
- La prueba de SPT respalda, en este caso, los resultados obtenidos mediante la prueba de presiometría.
- La obtención de la capacidad de carga obtenida mediante el criterio indicado en el RCDF no concuerdan con las condiciones actuales de estabilidad que presenta el edificio (aún con sus parámetros de diseño sobrestimados).
- La capacidad de carga de la cimentación, obtenida mediante la prueba de presiometría, se asemeja más a las condiciones actuales de estabilidad que presenta la estructura, por lo que éste será el criterio mediante el cual continuaremos con los análisis.

#### IV.3.2 Revisión del estado límite de falla. Etaps de reestructuración.

- a) Condición estática                      Como ya se expuso antes, la revisión del estado límite de falla en condición estática, se realizó mediante la verificación de la siguiente desigualdad (9):

$$\Sigma Q F_c < Q_{adm}$$

En el punto IV.2.1 se describió el significado de los elementos de esta ecuación por lo que siguiendo la metodología indicada se tiene los siguientes datos y resultados.

$$\begin{aligned}\Sigma Q &= 46\,247.9 \text{ ton} \\ F_c &= 1.5, \text{ para edificios tipo "A"} \\ Q_{adm} &= 68\,206.2 \text{ ton}\end{aligned}$$

Sustituyendo por los valores correspondientes en la expresión (9):

$$69\,371.9 > 68\,206.2 \text{ ton}$$

∴ no cumple con la revisión del estado límite de falla en condición estática (diferencia de 1,165.7 ton)

**b) Condición  
dinámica**

Verificando la condición de estabilidad indicada en el punto IV.2.2. y siguiendo la metodología indicada en el mismo punto se tiene los siguientes datos y resultados.

$$\begin{aligned}\Sigma Q &= 46\,247.9 \text{ ton} \\ F_c &= 1.1, \text{ para edificios tipo "A"} \\ Q_{adm} &= 49\,333.3 \text{ ton (capacidad de carga que considera el área reducida en dos veces la excentricidad)}\end{aligned}$$

Sustituyendo por los valores correspondientes en la expresión (10, 11 y 12) del punto IV.2.2:

$$50\,872.7 > 49\,333.3 \text{ ton}$$

∴ no cumple con la revisión del estado límite de falla en condición dinámica (diferencia de 1,539.5 ton )

Debido a que no se cumple con la revisión del estado límite de falla en la condición estática, se propondrá la recimentación de la subestructura más conveniente, de tal manera que se cumpla con los requerimientos de seguridad y estabilidad establecidos en la reglamentación vigente.

**IV.3.3 Propuesta de recimentación.** La recimentación de edificio surge debido a la necesidad de reforzar y modificar la capacidad sismo resistente de la estructura; asimismo al realizarse la revisión de la cimentación para las nuevas condiciones de carga ésta no cumple.

Cabe mencionar que existen varias alternativas para recimentar la estructura, las cuales podrían consistir en:

Alternativas de recimentación

- Pilotes de fricción
- Micropilotes
- Pilas
- Etc.

La elección de alguna de las opciones esta sujeta a diferentes limitaciones que como ya se mencionaron en el punto II.3.2

A) Limitantes

- Costo
- Funcionalidad
- Espacio
- Estética
- Importancia social
- Dificultad técnica (procedimiento constructivo)



En este caso para determinar la cimentación a utilizar se considero lo siguiente:

- i. Se utilizaran pilas desplantadas a la misma profundidad para que el funcionamiento de la cimentación sea homogéneo.
- ii. Se cuidará ubicar las pilas de tal manera que se interfiera lo menos posible con las actividades del edificio a solicitud de TELMEX.
- iii. La geometría de la sección estará condicionada por el número de pilas que sean necesarias para cubrir la carga excedente transmitida a cimentación.
- iv. Asimismo, se adicionaran pilas con el fin de reducir la excentricidad estática y con esto disminuir el riesgo por efectos sísmicos.

#### IV.3.4 Revisión del estado límite de falla

Del análisis realizado (ver memoria de calculo anexo I) se concluye que la cimentación se reforzará mediante 5 pilas tipo P-6, donde  $Q_{adm} = 1394.9$  ton

Por lo que siguiendo el procedimiento antes indicado en los puntos IV.2.1 y IV.2.2, se tiene lo siguiente:

	$\Sigma Q_{Fc}$	$Q_{adm}$
Condición estática		
( $F_c = 1.4$ )	69 371.9	75 180.7 ton
Condición dinámica		
( $F_c = 1.1$ )	54 172.7	54756.44

- a. si cumple con la revisión del estado límite de falla tanto en condición estática como en dinámica.

Para ubicar las pilas con el fin de reducir la excentricidad estática, se realizó un análisis de esfuerzos, en el cual, se determinó también el factor de seguridad con el que trabaja cada pila, obtenido de la relación entre la capacidad de carga y las acciones transmitida a la cimentación.

Es importante mencionar, que la determinación del tipo de pila a utilizar para la reestructuración, basada en su capacidad de carga y en su ubicación, requiere de varios ensayos iterativos hasta lograr cumplir principalmente con los puntos iii y iv del punto V.3.3, antes citados, por lo que los análisis se resumen en el anexo I.

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES

Primeramente debemos tomar en cuenta que las revisiones a edificaciones existentes, se hace siguiendo los lineamientos indicados en el reglamento correspondiente de cada ciudad, las condiciones de variación de la resistencia de los elementos que conforman la estructura queda a criterio del que diseña, con la debida fundamentación teórica mediante estudios o investigación preliminar.

Como es costumbre, la revisión a la reglamentación se hace después de ocurrido un sismo de considerable fuerza, tal que origina daños a las edificaciones, esto conduce a utilizar factores de seguridad más altos.

Los criterios de la reglamentación actual son bastante conservadores, por lo que conduce a hacer estructuras de mayores dimensiones en sus elementos estructurales, y en caso de revisiones los resultados pueden no representar las condiciones de estabilidad reales de la edificación.

Por otra parte, en el mismo reglamento se permite seguir otros métodos de diseño siempre y cuando garanticen el comportamiento óptimo de la estabilidad de las estructuras.

Para el estudio de las cimentaciones, es un hecho que la zonificación geotécnica y la caracterización geomécanica del subsuelo, está más explorada en la Zona III que en la Zona II o más aún que en la Zona I, lo que nos conduce a ser más cuidadosos en seleccionar la exploración a efectuar y analizar los resultados que de ello obtenemos.

Evidentemente la realización de pruebas de laboratorio veraces y la interpretación racional del proyectista disminuirá la incertidumbre con la que se diseñan las cimentaciones.

El diseño mediante pruebas de carga como el Piezómetro no es común, en la Ciudad de México, en donde los parámetros mecánicos de diseño se obtienen principalmente de resultados de pruebas de laboratorio realizados en muestras inalteradas del suelo. Por lo que durante el desarrollo de nuestra profesión debemos considerar su uso. La utilización de métodos de exploración alternativos como una prueba de carga (piezometro), para la corroboración de las propiedades de suelos en la Zona II y I es recomendable, principalmente si el resultado de las pruebas de laboratorio es ambiguo.

Los objetivos del uso de la prueba de presiometría son: 1) comparar cualitativamente los perfiles presiométrico con aquellos que resultan de la aplicación de otras técnicas, exponiendo las ventajas y desventajas, correspondientes y 2) determinar los parámetros mecánicos de los materiales para su aplicación al diseño de cimentaciones y de estructuras civiles en general.

También se realizan pruebas de tipo indirecto, para complementar los resultados de las pruebas de laboratorio, como el cono estático, cono dinámico o las pruebas de SPT (según el tipo de suelo) y que mediante el uso de correlaciones se obtienen las características físicas y mecánicas del suelo.

Sería importante que se emplearan con más frecuencia las pruebas de carga, con el fin de que se reglamente su uso y se consideren de más

peso para el diseño geomecánico, principalmente cuando en el terreno es difícil obtener muestras (Zonas II y III).

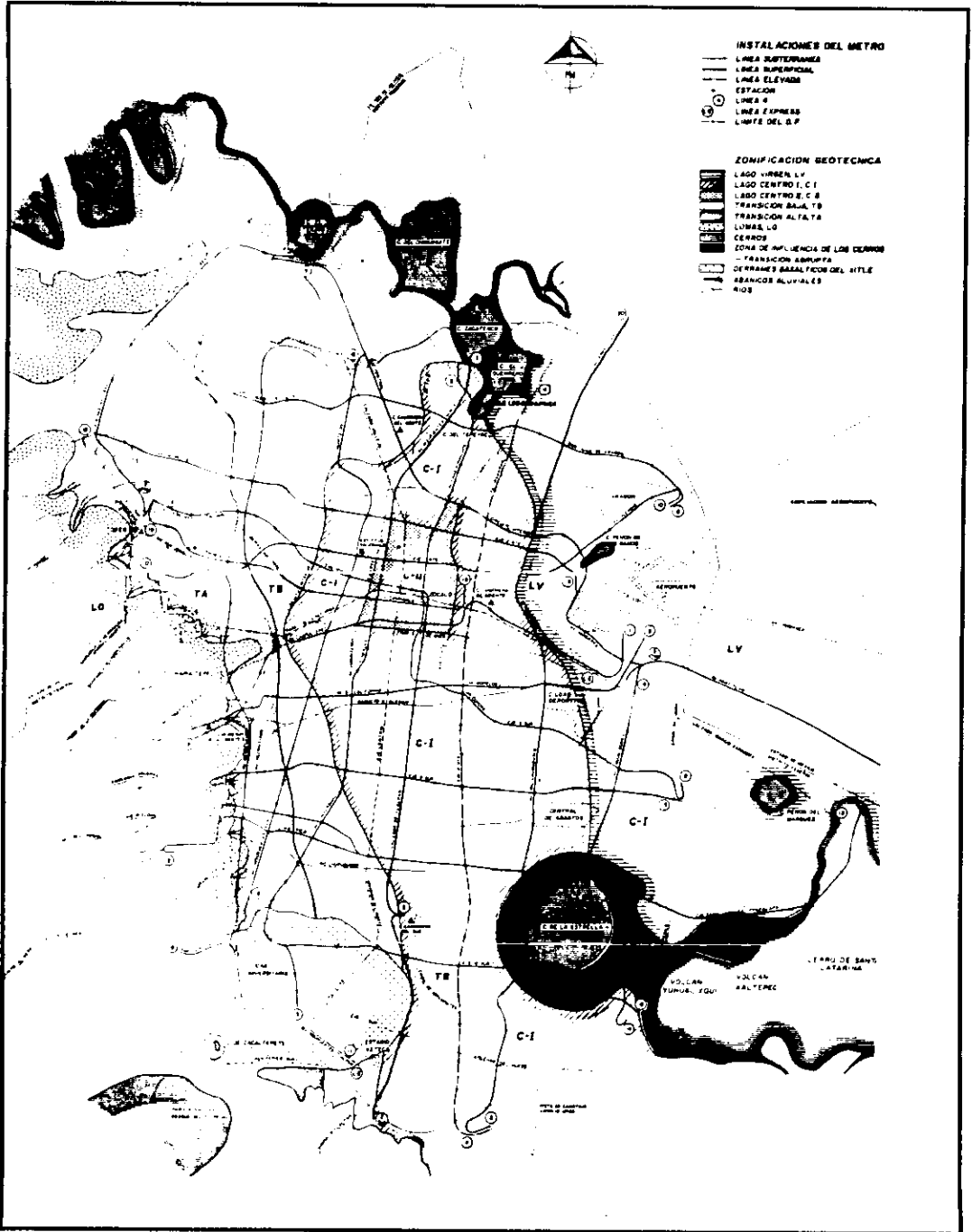
Lo ideal es siempre contar con suficiente información del suelo, mediante la campaña de exploración (sondeos SPT, tubo Shelby, cono estático, pozos, etc) pero no siempre es posible realizar todos los sondeos que se solicitan o exigen debido a las características del terreno, en ocasiones es imposible obtener muestras representativas; por lo que el uso de pruebas de campo se convierte en la alternativa para obtener o verificar las características del suelo.

Asimismo, debería de reglamentarse el diseño mediante pruebas de tipo indirecto (SPT, Cono estático, etc), con el fin de que los factores de seguridad utilizados no implique diseños excesivamente conservadores.

## LISTA DE FIGURAS

1. Zonificación geotécnica
2. Croquis de localización
3. Nivel de planta baja
4. Corte estratigráfico A-A
5. Planta de cimentación
6. Espectro de campo libre
7. Ubicación de los puntos instrumentado en campo libre
- 8.a Espectro de diseño y Espectro de sitio
- 8.b Espectro de diseño y Espectro de sitio
9. Descargas a cimentación ( Condición actual)
10. Descargas a cimentación (Reestructuración)
11. Prueba de penetración estándar
12. Prueba de presiometría, equipo empleado
13. Localización de sondeos
14. Registro de exploración y laboratorio
15. Corte estratigráfico
16. Diagrama de presiones
17. Gráficas para la obtención de la fricción límite equivalente

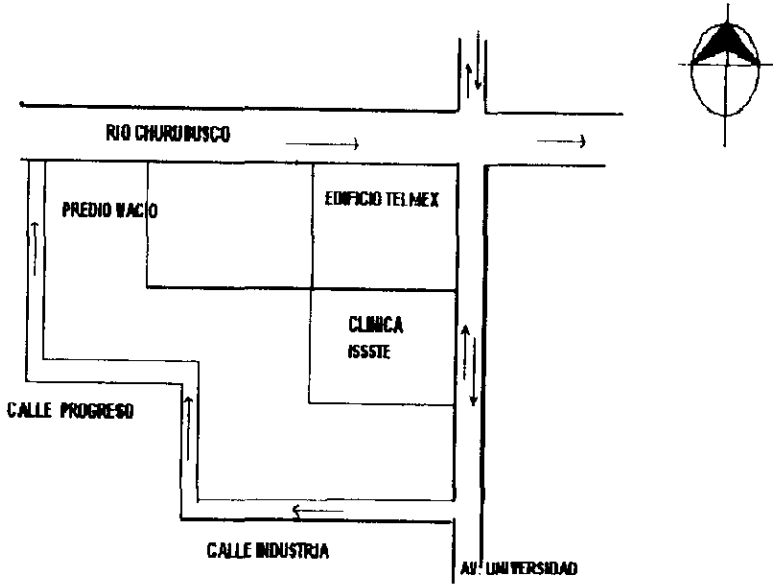
EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Zonificación Geotécnica

Fig. 1

EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX

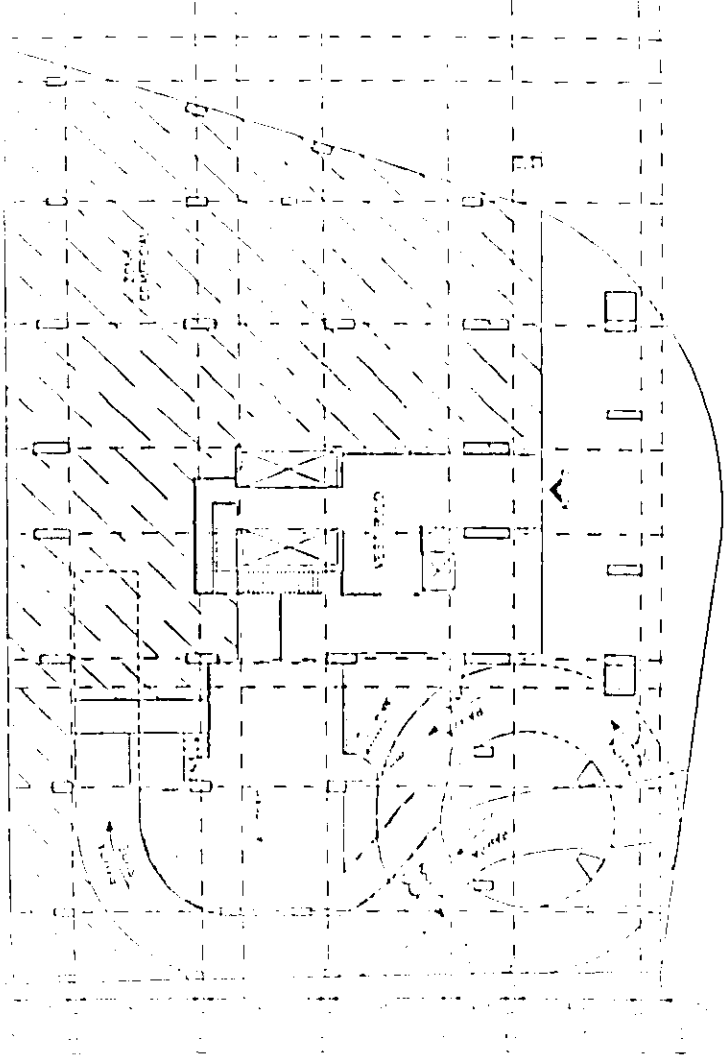


Croquis de localización

Fig. 2



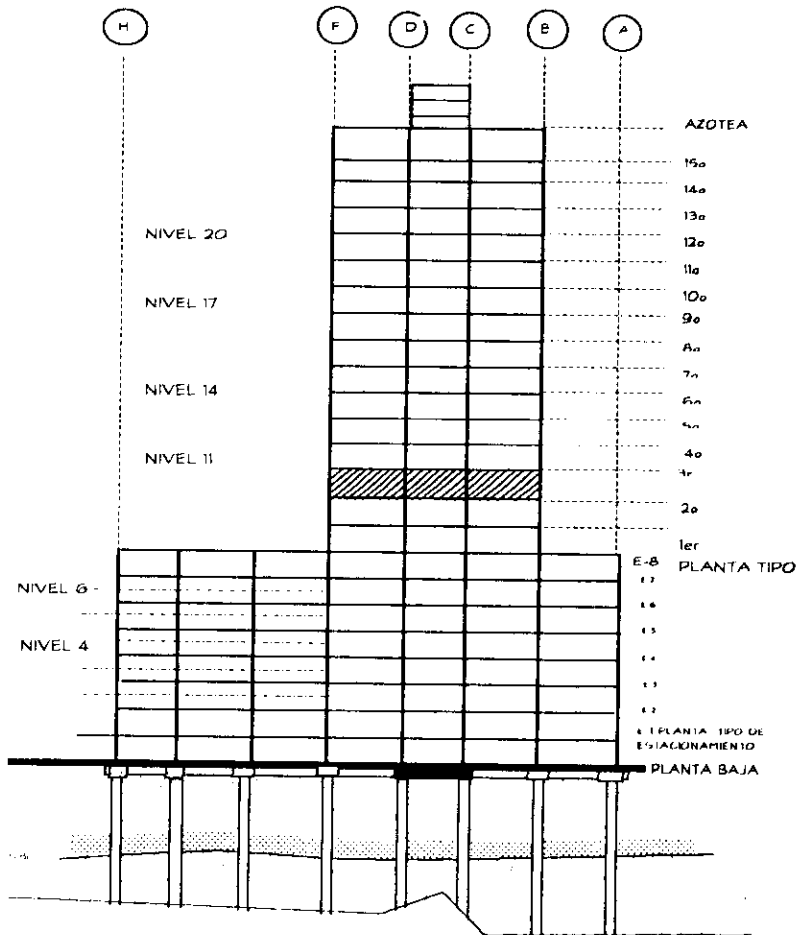
EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Planta baja

Fig. 3

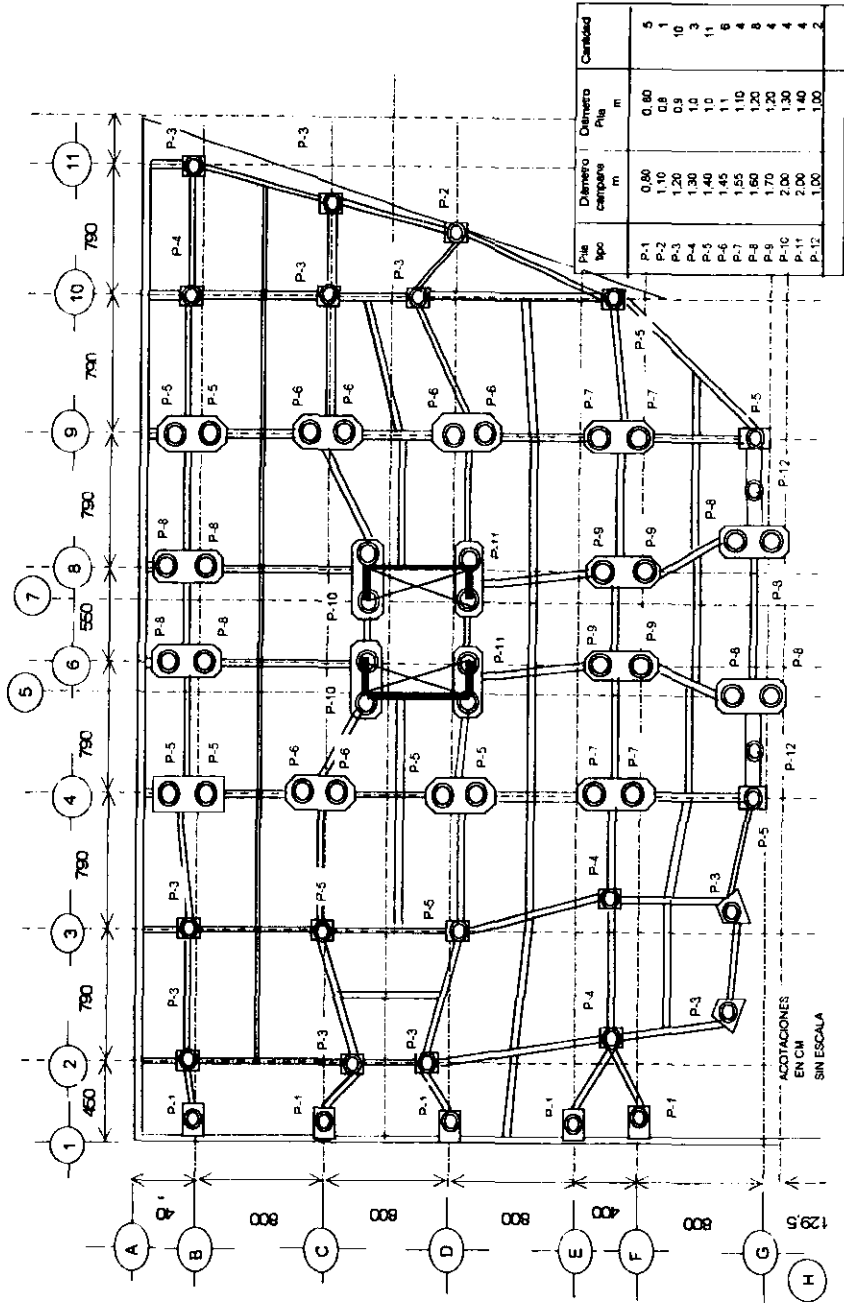
# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Elevación (corte esquemático)

Fig. 4

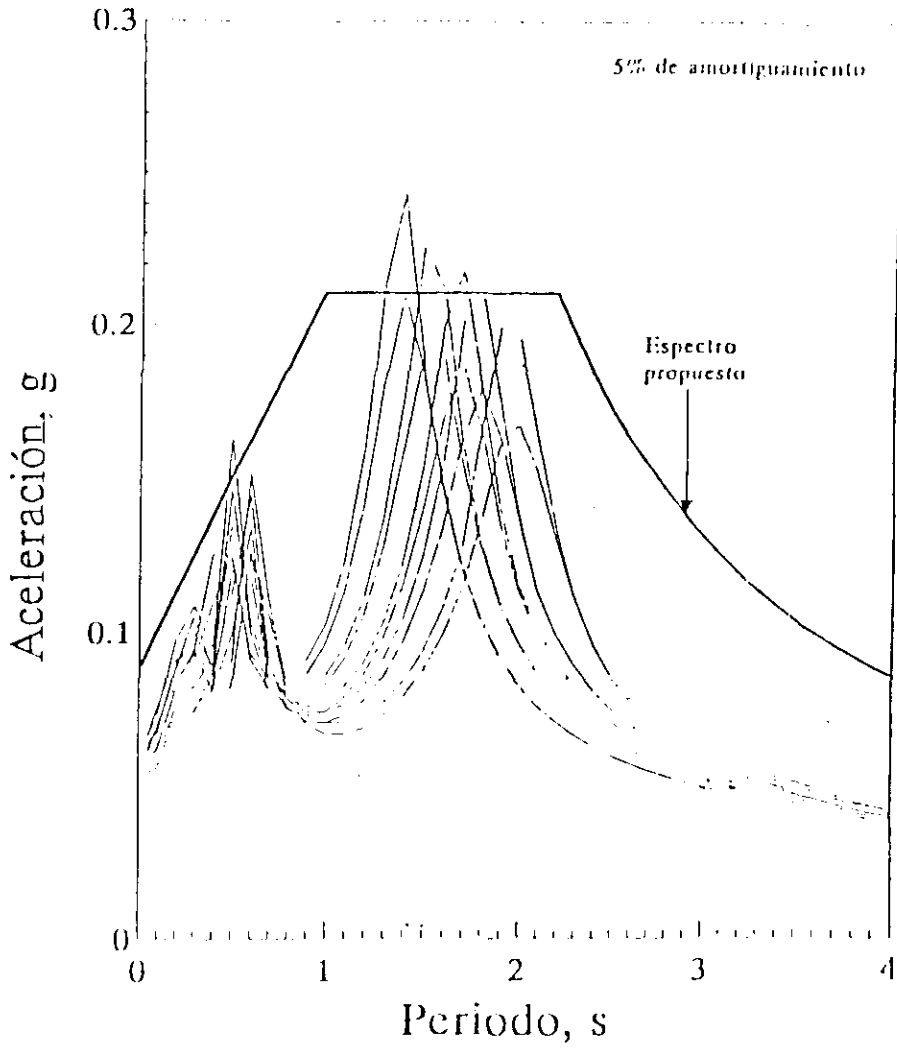
# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Planta de cimentación

Fig. 5

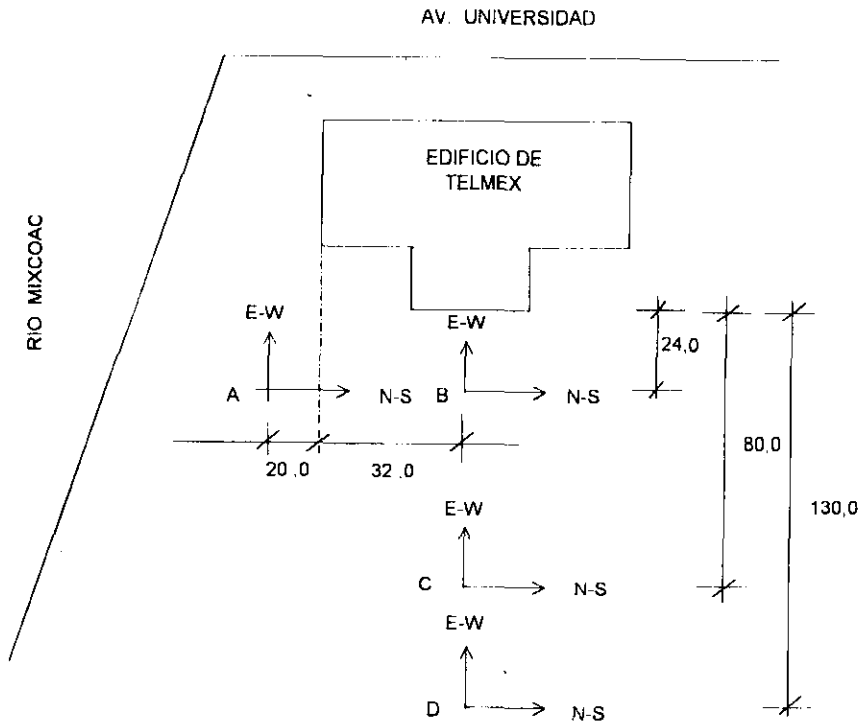
EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Espectro de campo libre

Fig. 6

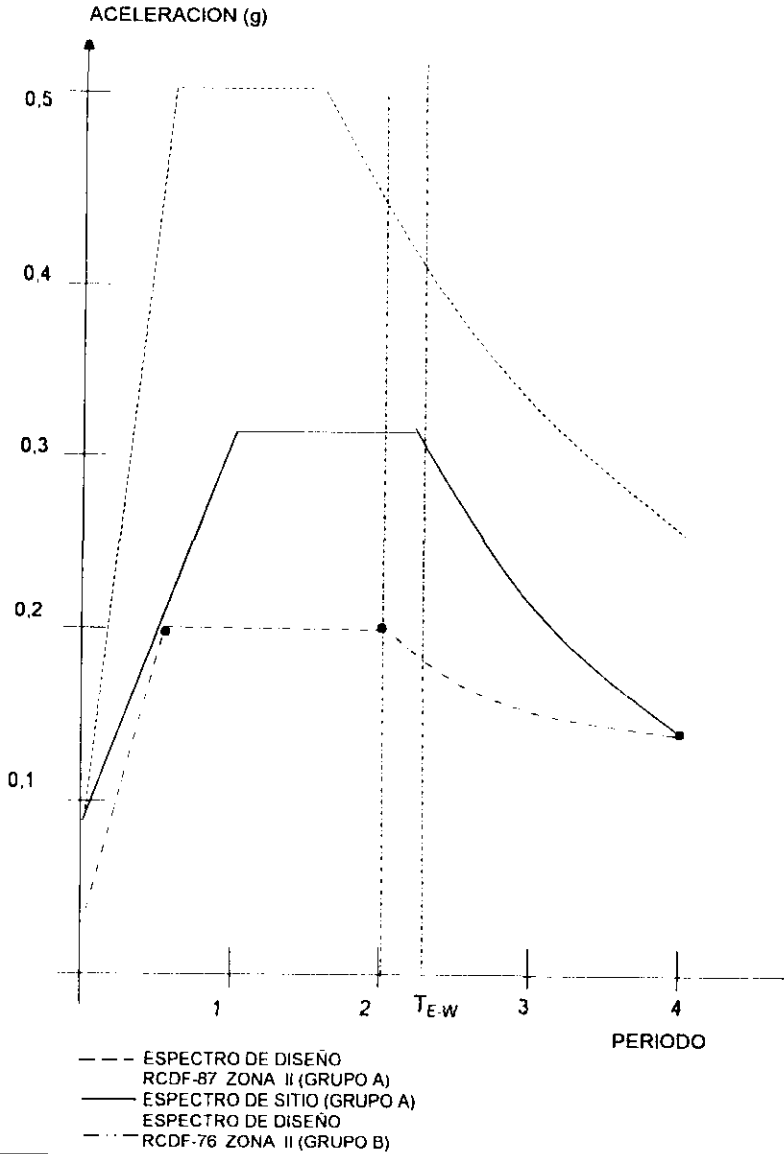
# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Ubicación de los puntos instrumentados en campo libre

Fig. 7

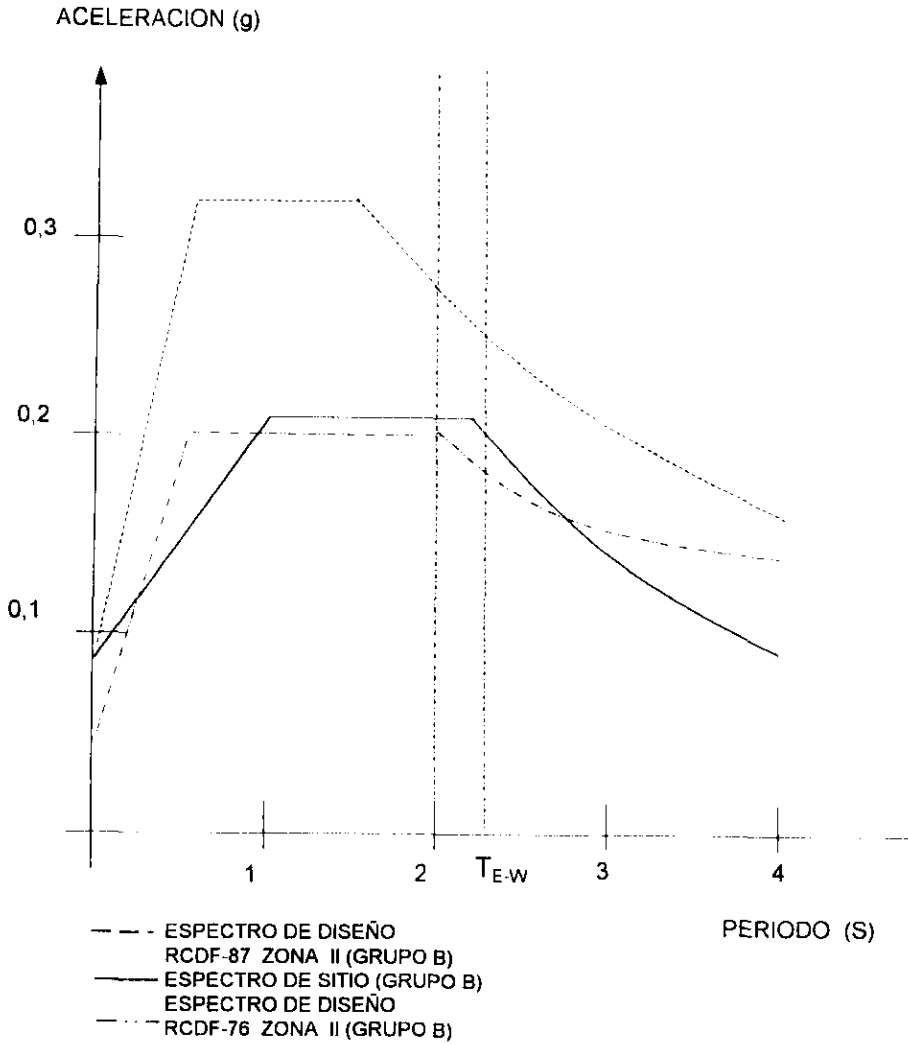
# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Espectro de diseño y Espectro de sitio

Fig. 8a

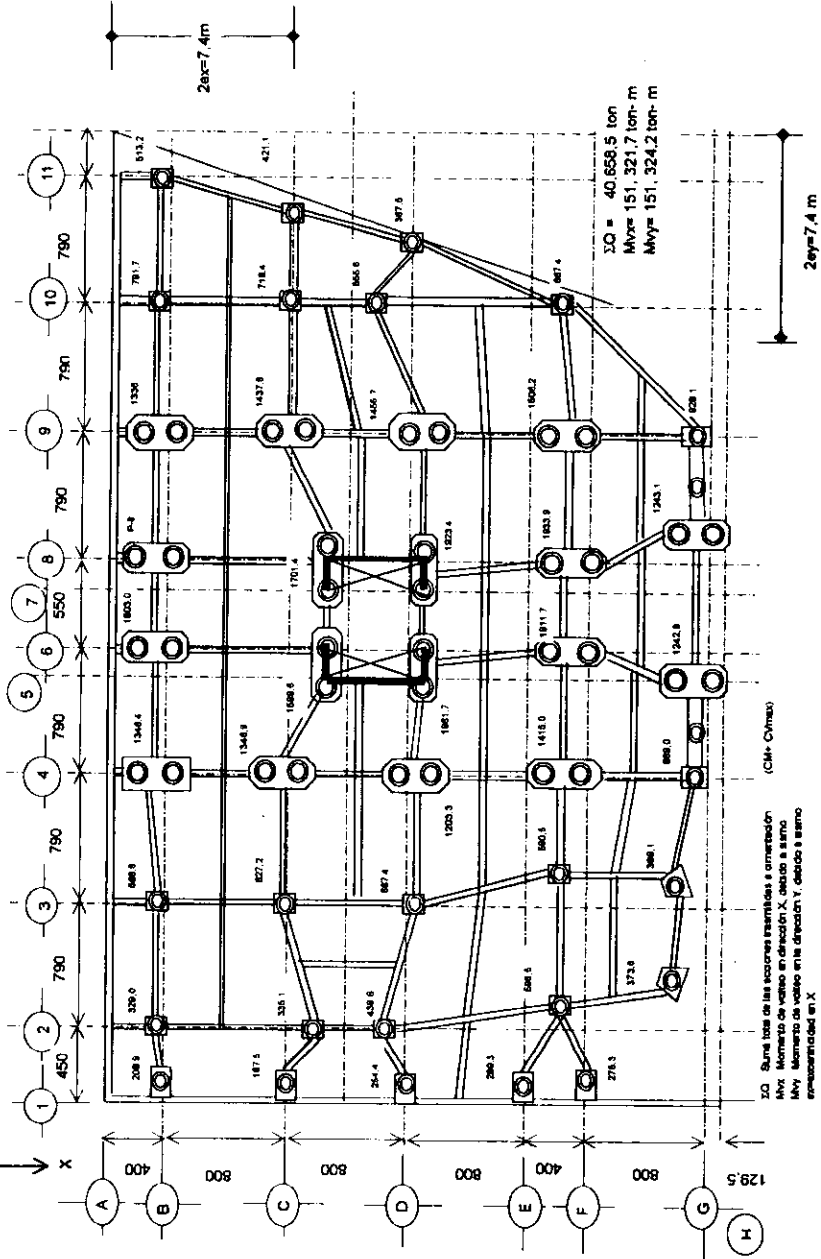
EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Espectro de diseño y Espectro de sitio

Fig. 8b

# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX

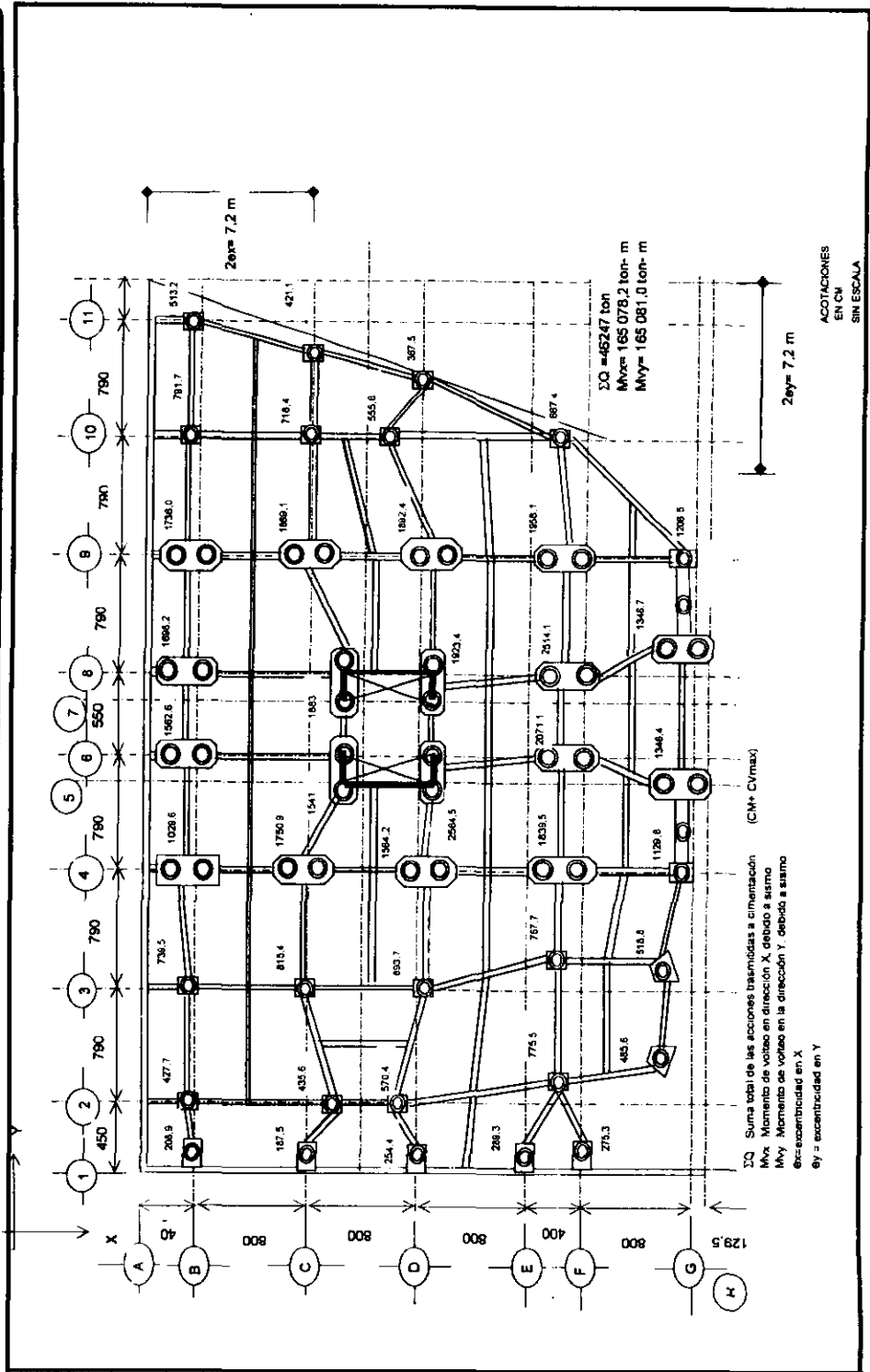


Descargas a cimentación ( Condición actual)

Fig. 9



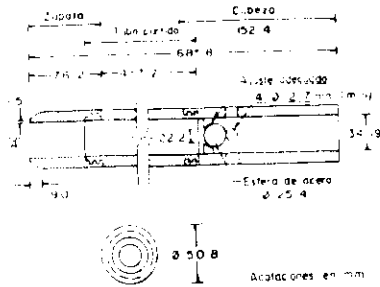
# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Descargas a cimentación (Reestructuración)

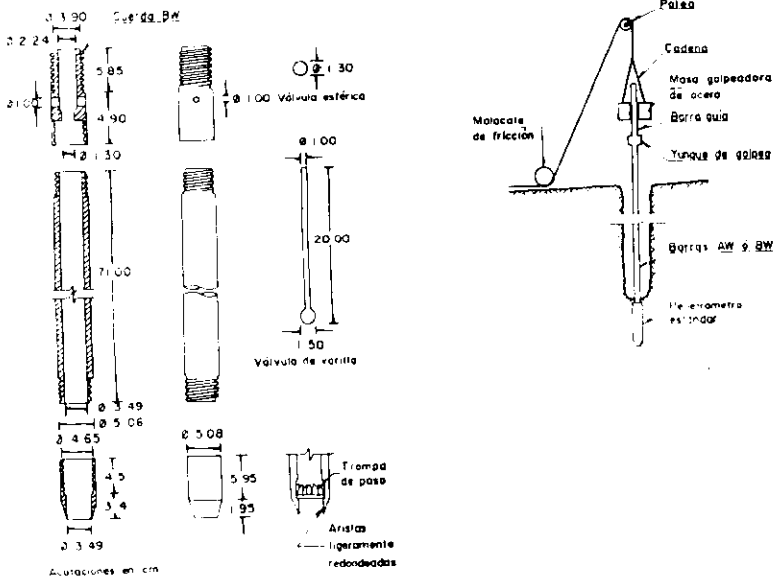
Fig. 10

# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



### VÓLTA

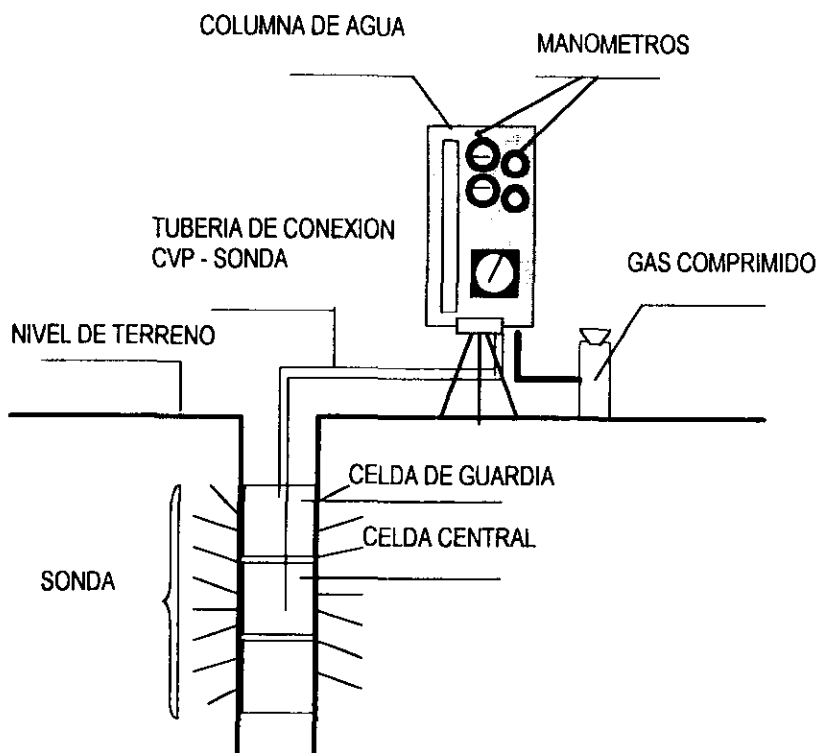
- El tubo curado puede ser de 38 mm de diámetro interior y producir un fondo de 1.5 mm de espesor y permite el uso de válvulas de paso con aristas ligeramente redondeadas.
- Se utiliza en A. Deben estar ligeramente redondeadas.



Prueba de penetración estándar

Fig. 11

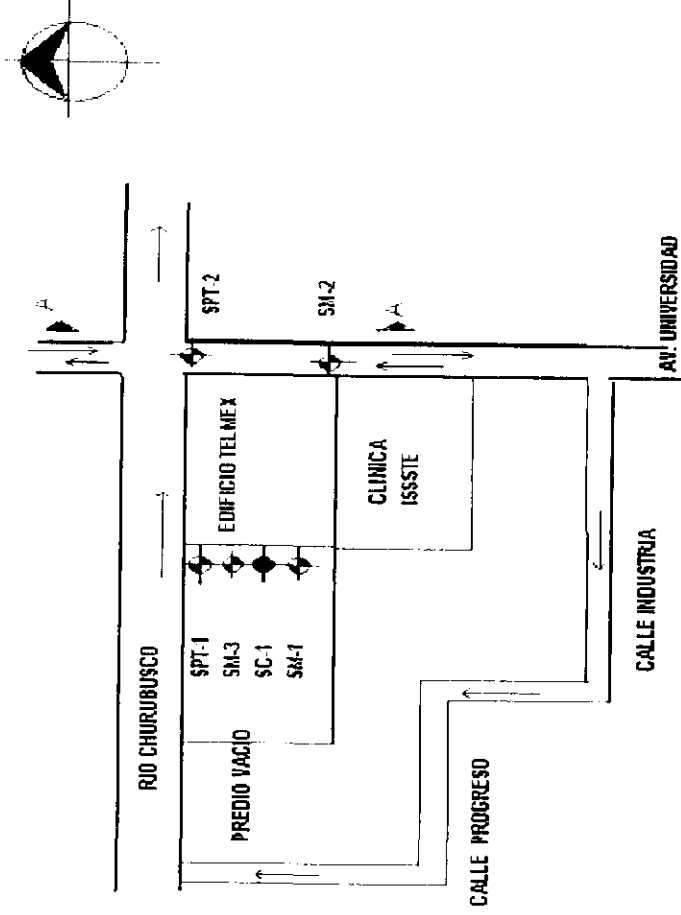
EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Prueba de presiometría, equipo empleado

Fig. 12

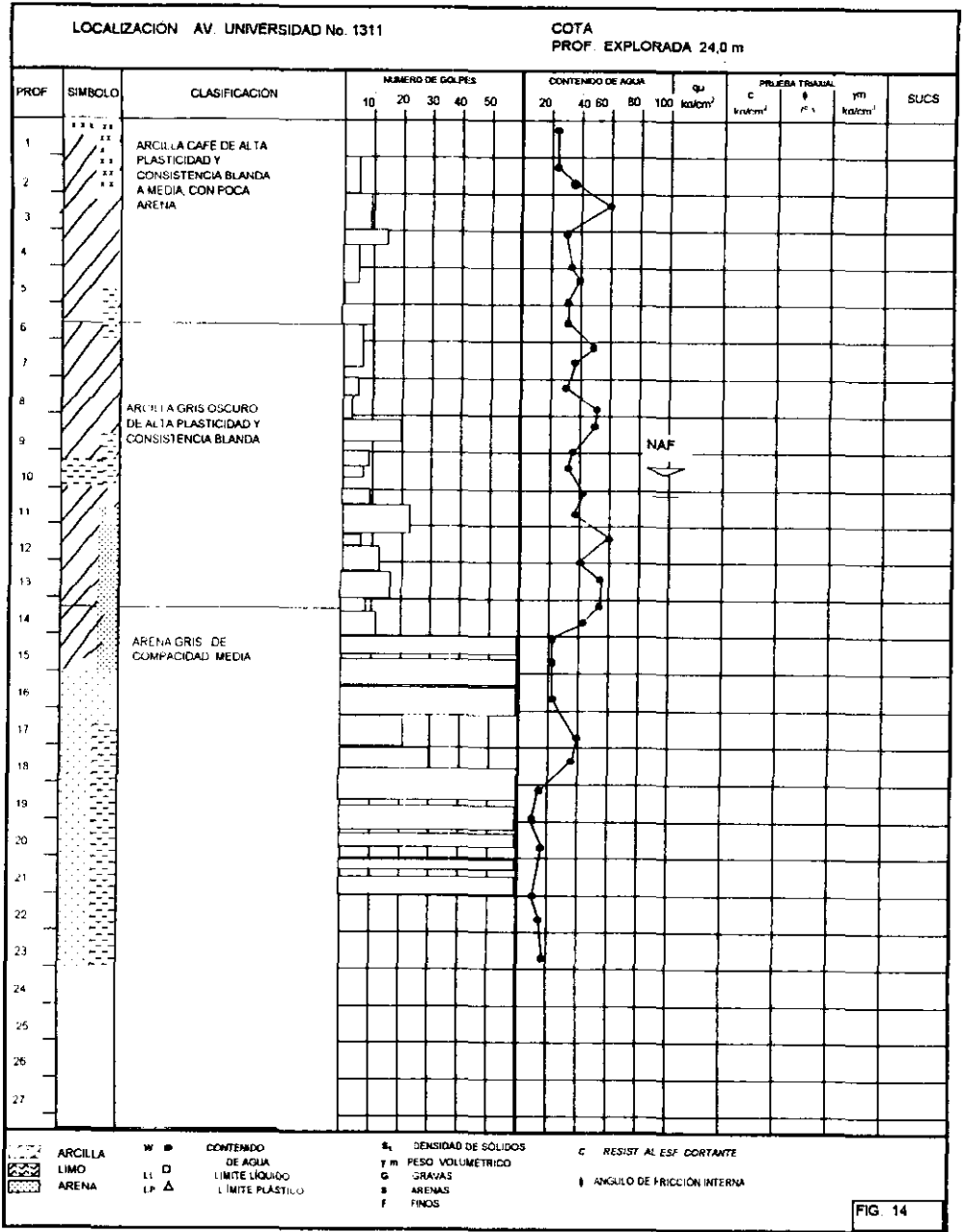
EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



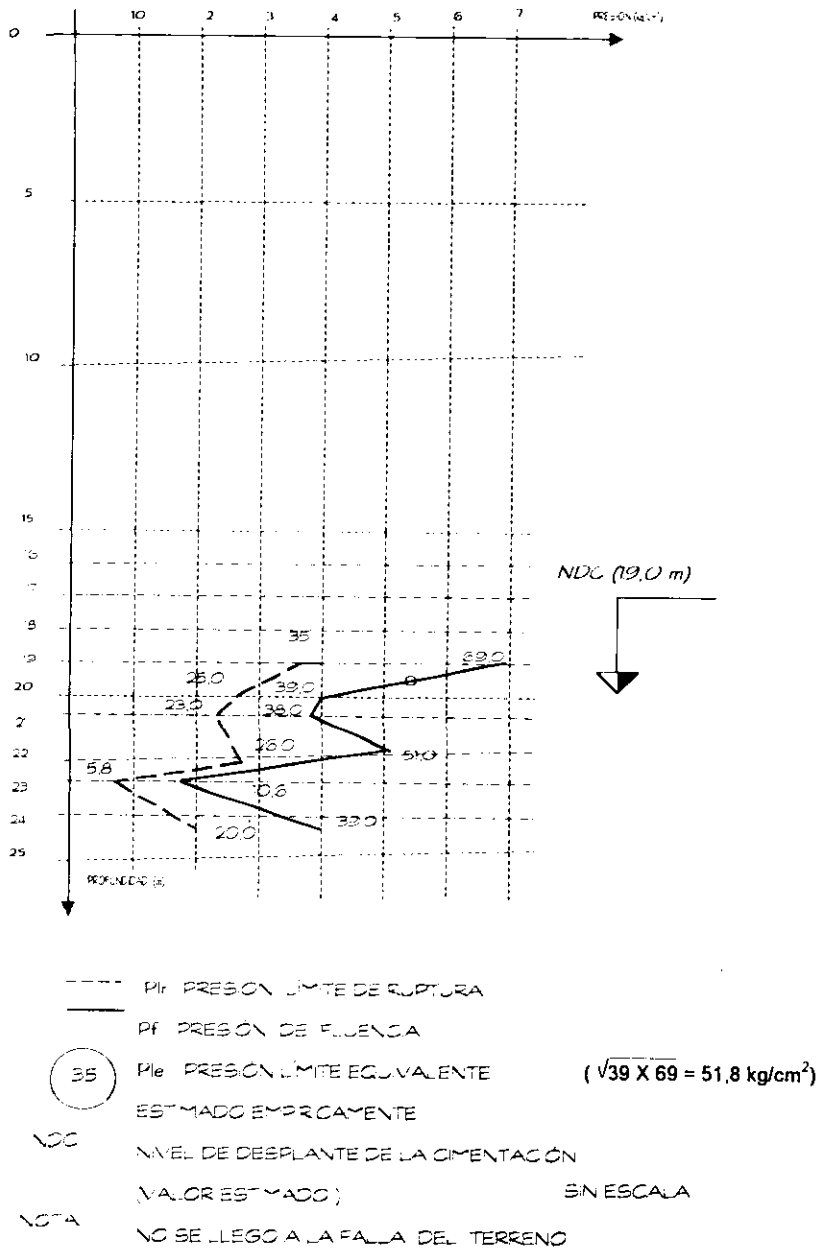
Localización de sondeos

Fig. 13

# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



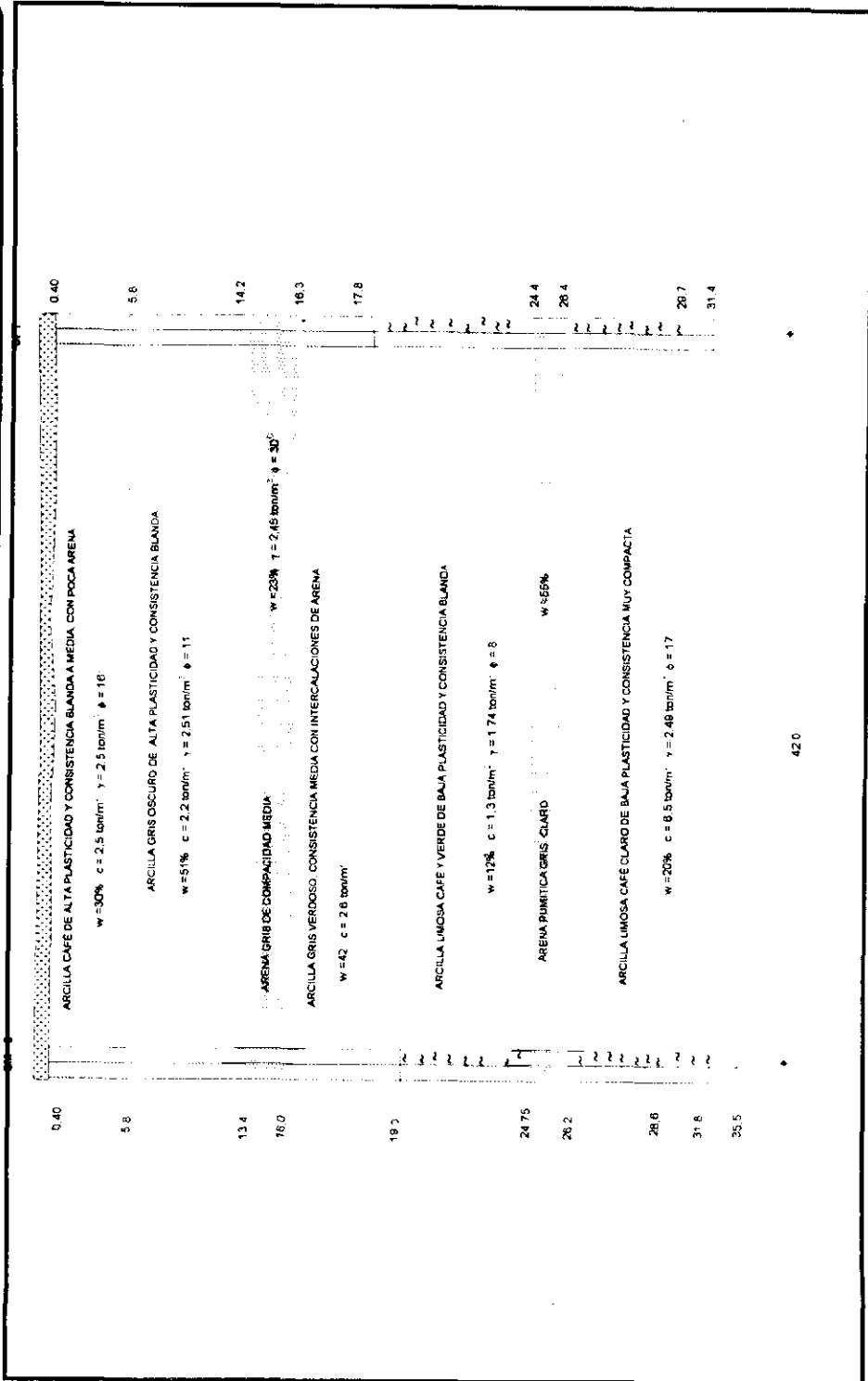
# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Perfil presiométrico

Fig. 14a

# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Corte estratigráfico A-A

Fig. 15

# EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX

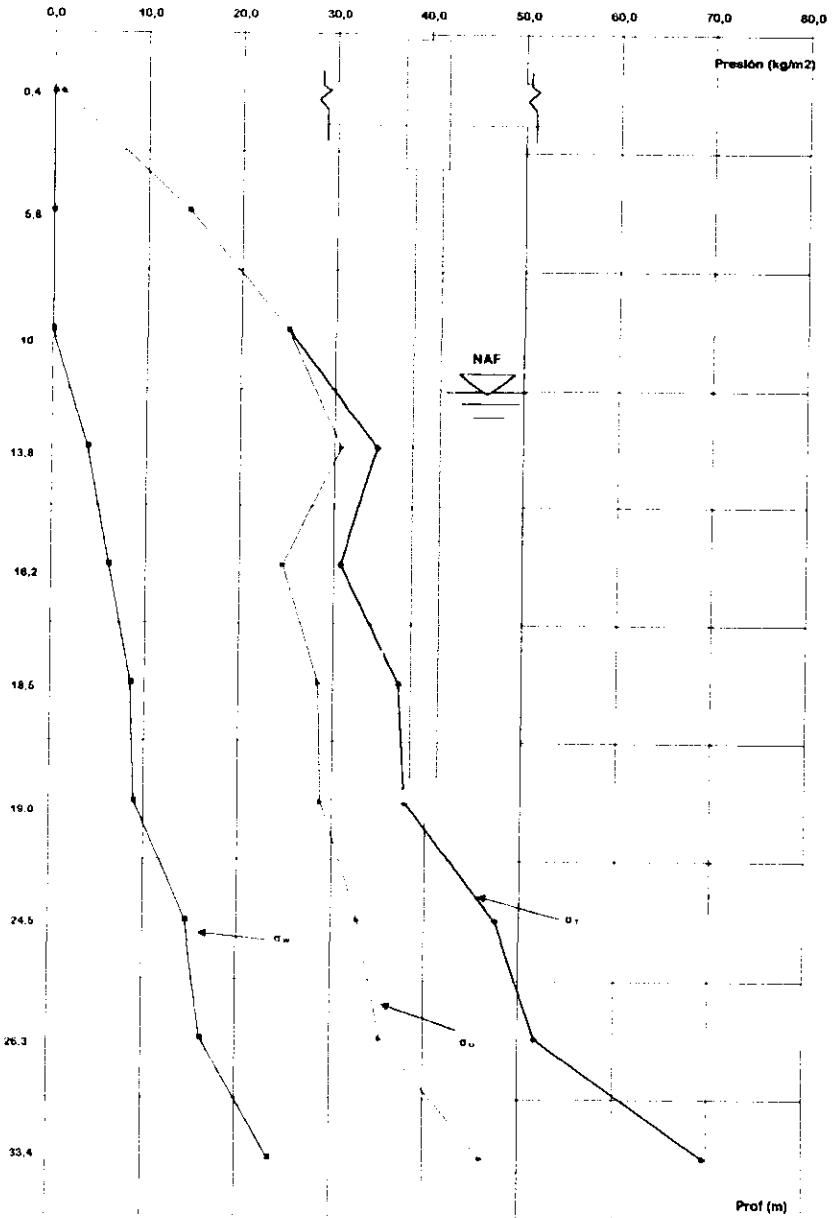
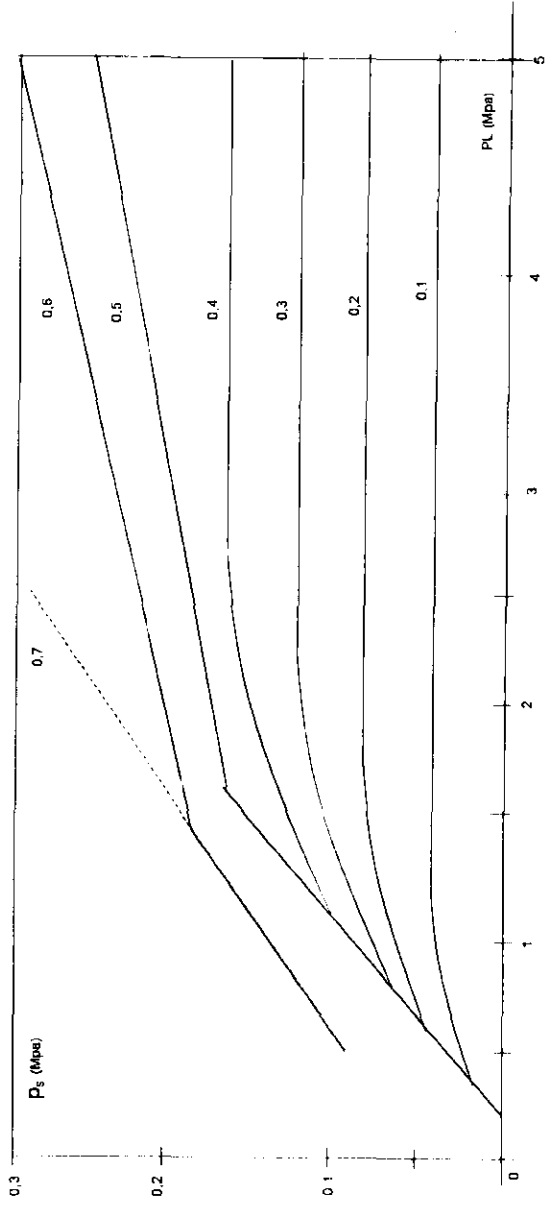


Diagrama de presiones

Fig. 16



EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE TELMEX



Gráficas para la obtención de la fricción límite equivalente

Fig. 17

## ANEXO I Memoria de cálculo

### Revisión de la estabilidad de la cimentación mediante análisis de esfuerzos metodología:

Condición estática:

$$\Sigma Q + \dots 1qe < Qadm$$

$$\Sigma Q - \Delta qe > 0$$

donde:

$\Delta qe_x = Me_x \cdot x_i / I_y$ , incremento de esfuerzo en la dirección x

$\Delta qe_y = Me_y \cdot x_i / I_x$  incremento de esfuerzo en la dirección y

$$\Delta qs = Mv (x_i / I_y + 0.3 y_i / I_x)$$

Datos

- Determinación del centro geométrico ( $x_g, y_g$ ) de las pilas y el centro de cargas ( $x_c, y_c$ ).
- Cálculo de las excentricidades ( $e_x = x_g - x_c, e_y = y_g - y_c$ )
- Momentos de volteo estáticos  $Me_x = \Sigma Qe_y, Me_y = \Sigma Qe_x$
- Cálculo del momento de inercia en las dos direcciones.,  $I_x, I_y$
- Incremento de esfuerzos  $\Delta qe_x = Me_x \cdot x_i / I_y, \Delta qe_y = Me_y \cdot x_i / I_x$
- Verificación de la condición estática:  $\Sigma Q + \Delta qe < Qadm$
- Revisión de esfuerzos de tensión  $\Sigma Q - \Delta qe > 0$  o bien
- $F.Se = Qadm / \Sigma Q + \dots 1qe$

Condición dinámica

- Incremento de esfuerzos para la condición sísmica  $\Delta qs = Mv (x_i / I_y + 0.3 y_i / I_x)$
- Verificación de la condición dinámica  $\Sigma Q + \Delta qe + \Delta qs < Qadm$
- $F.Sd = Qadm / (\Sigma Q + \Delta qe + \Delta qs)$
- Proponer tipo de pila a utilizar y número,  $\Sigma Q - Qadm_u / Qadm_u =$  No. pilas nuevas

Donde:

- $\Sigma Q$  Total de acciones transmitidas a cimentación, carga estática
- $Qadm$ , Capacidad de carga admisible inicial del conjunto de pilas
- $Qadm_u$  Capacidad de carga admisible de una pila según el tipo propuesto

m) Repetir los puntos hasta que se cumplan las condiciones f) y j)

EJE	PILA TIPO	X	Y	Ac	Xi	Yi	Quit	Qadm	Qe	Qgex	Qas	$\sigma$ + $\Delta$ estructivo	F5
1-E	P-1	3.52	0.43	0.52	-15.87	-28.92	627.25	358.76	208.62	0.24	245.94	159.53	2.17
1-E	P-1	11.63	0.43	0.52	7.42	-28.92	603.66	348.01	187.93	0.24	238.06	294.86	1.45
1-E	P-1	20.06	0.43	0.52	0.93	-28.92	677.38	384.65	254.44	0.24	231.22	474.92	0.82
1-E	P-1	27.79	0.43	0.52	8.69	-28.92	715.78	404.04	289.63	0.24	226.44	587.82	0.69
2-E	P-3	3.40	4.56	1.13	-13.16	-24.85	700.30	396.31	223.22	0.74	272.44	385.17	0.64
2-E	P-3	13.70	4.56	1.13	5.37	-24.85	294.67	527.79	427.75	4.37	287.22	110.48	4.76
2-E	P-3	18.60	4.56	1.13	-0.74	-24.85	170.88	583.27	435.57	4.37	237.21	247.42	7.15
2-E	P-3	36.10	6.56	1.52	11.07	-21.65	1326.15	583.27	570.34	4.37	87.66	428.48	1.37
2-E	P-3	37.90	7.60	1.73	-11.93	-21.65	999.17	529.42	485.62	6.31	87.59	672.18	1.37
3-E	P-3	3.40	12.40	1.12	-15.67	-16.79	1213.98	693.87	393.47	7.37	165.11	594.50	0.91
3-E	P-3	12.00	12.40	1.12	16.67	-16.79	832.59	622.82	615.39	12.07	248.71	408.57	1.62
3-E	P-3	20.65	17.40	1.54	1.58	-16.79	1478.82	798.32	893.66	12.03	268.11	343.52	2.27
3-E	P-3	32.10	12.40	1.12	-16.79	-16.79	3319.52	718.28	767.67	12.03	27.58	547.96	1.47
3-E	P-3	36.00	12.80	1.13	18.92	-16.79	1077.24	566.46	518.88	12.42	174.73	623.42	1.15
4-E	P-5	12.00	20.20	3.30	-17.55	-8.57	3348.59	2690.62	1759.91	19.65	618.89	2084.44	8.46
4-E	P-5	21.00	20.20	3.30	17.55	-8.57	5321.41	2785.77	1020.91	19.65	376.83	196.13	14.22
4-E	P-5	30.37	20.20	3.30	11.24	-8.57	4826.72	2533.20	1564.24	19.65	22.21	505.87	5.27
4-E	P-5	33.65	20.20	3.30	19.58	-8.57	5791.01	2480.23	2493.72	19.65	383.91	677.41	3.42
4-E	P-5	38.65	27.40	3.74	19.52	-6.77	1675.52	892.21	194.81	19.65	326.07	1033.96	0.87
5-E	P-9	14.27	28.25	3.14	-4.82	-3.47	2059.94	1142.11	860.61	22.22	350.22	159.22	2.13
5-E	P-9	21.11	28.25	3.14	4.81	-3.47	2843.61	1498.94	1627.78	23.50	350.00	78.85	18.23
6-E	P-9	31.12	28.25	3.14	15.97	0.94	5320.65	3311.77	1867.83	27.26	457.24	555.24	7.73
6-E	P-9	44.27	28.25	3.14	-4.82	-2.71	2089.94	1122.11	861.67	27.26	278.43	317.85	12.25
6-E	P-9	27.12	28.52	3.14	2.53	-0.87	2774.01	1214.14	961.67	27.26	413.52	100.20	11.54
6-E	P-9	30.33	28.72	3.14	11.23	-0.97	2222.14	3787.59	2071.26	27.26	358.67	1315.19	3.72
6-E	P-9	39.00	25.92	3.14	-19.26	-2.72	5509.30	2895.20	1386.43	0.06	572.83	1269.35	4.23
7-E	P-11	14.27	31.12	3.14	-4.82	1.92	2189.59	1174.53	921.94	26.71	453.13	140.15	8.29
7-E	P-11	21.12	31.12	3.14	2.02	1.92	2206.61	1226.01	961.67	30.17	86.92	192.04	3.54
7-E	P-11	31.12	31.12	3.14	2.02	1.92	2206.61	1226.01	961.67	30.17	86.92	192.04	3.54
8-E	P-11	14.27	33.82	3.14	-15.97	4.53	6797.43	3539.63	1698.13	32.65	611.03	2462.73	54.27
8-E	P-11	21.12	33.82	3.14	4.82	4.65	2184.69	1174.53	921.94	32.65	413.64	151.94	2.27
8-E	P-11	30.33	33.82	3.14	2.03	4.65	2306.81	1226.01	961.67	32.65	152.43	414.94	2.96
8-E	P-11	38.92	35.92	4.07	4.23	4.23	2280.85	3781.44	2514.26	32.65	621.34	1175.34	3.77
8-E	P-11	38.92	39.02	4.07	19.83	6.71	5508.82	2895.21	1346.86	34.88	958.07	1292.92	2.24
9-B	P-13	3.05	41.67	3.01	-16.42	12.45	5127.79	2679.22	1736.52	40.36	454.52	109.60	24.44
9-C	P-16	12.00	41.67	3.01	12.45	-12.45	5321.40	2895.21	1889.09	40.36	454.52	408.22	7.26
9-E	P-16	20.33	41.67	3.01	12.45	12.45	5560.87	3080.54	1951.11	40.36	384.74	746.92	3.92
9-E	P-16	30.33	41.67	3.01	12.45	12.45	5927.79	3080.54	1951.11	40.36	591.42	1120.21	2.85
10-B	P-4	3.40	49.55	4.37	-15.67	20.33	1940.81	1206.53	1206.53	40.36	384.74	1358.00	0.85
10-C	P-3	12.20	49.55	4.37	15.67	20.33	1940.81	1206.53	1206.53	40.36	384.74	1358.00	0.85
10-E	P-3	9.50	49.55	4.37	-20.33	17.84	376.54	747.11	718.44	48.07	311.52	603.61	1.23
10-E	P-3	29.53	49.55	4.37	20.33	1199.42	652.55	555.60	48.07	63.16	428.06	4.92	1.52
11-B	P-7	3.40	57.40	4.15	-13.62	28.23	1152.80	623.24	513.22	55.68	117.27	336.01	1.87
10-C	P-3	12.00	55.45	4.15	20.33	26.83	1051.48	578.56	421.11	53.84	14.63	357.72	1.62
10-D	P-2	20.00	53.00	0.95	0.93	22.83	914.54	504.34	367.47	51.42	66.59	451.26	1.11
<b>305.33</b>													
<b>68206.25 46247.93</b>													
<b>1172.61</b>													

NODO	E/E	PILA TIPO	X	Y	Bc	Bp	Al	At	Qf	Qp	Quit	Qedrin
			m	m	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	ton	ton	ton	ton
1	1-B	P-1	3.5	0.25	0.80	0.80	47.75	0.903	276.96	350.28	627.25	359.78
2	1-C	P-1	11.65	0.25	0.80	0.80	47.75	0.903	276.96	326.73	603.69	348.01
3	1-D	P-1	20	0.25	0.80	0.80	47.75	0.903	276.96	400.42	677.38	394.85
4	1-E	P-1	27.75	0.25	0.80	0.80	47.75	0.903	276.96	438.80	715.76	404.04
5	1-F	P-1	32.25	0.25	0.80	0.80	47.75	0.903	276.96	423.33	700.30	396.31
6	2-B	P-3	3.4	4.5	1.20	0.90	54.66	1.131	317.05	633.12	950.17	527.92
7	2-C	P-3	13.7	4.5	1.20	0.90	54.66	1.131	317.05	639.77	956.82	531.25
8	2-D	P-3	18.6	4.5	1.20	0.90	54.66	1.131	317.05	753.85	1070.89	588.29
9	2-E	P-4	30.1	6.5	1.30	1.00	60.63	1.327	351.67	974.48	1326.15	721.68
10	2-F	P-3	37	7.6	1.20	0.90	54.66	1.131	317.05	682.12	999.17	552.42
11	3-B	P-3	3.4	12.4	1.40	1.00	60.95	1.538	353.49	896.93	1213.98	659.83
12	3-C	P-5	12	12.4	1.40	1.00	60.95	1.538	353.49	1059.09	1412.58	765.21
13	3-D	P-5	20.65	12.4	1.40	1.00	60.95	1.538	353.49	1125.33	1478.83	798.33
14	3-E	P-4	30.1	12.4	1.30	1.00	60.63	1.327	351.67	967.86	1319.53	718.38
15	3-F	P-3	38	12.8	1.20	0.90	54.66	1.131	317.05	710.19	1027.24	566.46
17	4-B	2P-5	3.05	20.3	1.40	1.00	60.00	0.950	348.03	227.89	1678.59	898.21
19	4-C	2P-6	12	20.3	1.45	1.10	133.52	3.078	706.98	4438.60	5321.41	2789.77
21	4-D	2P-5	21	20.3	1.40	1.00	121.89	3.078	774.40	4547.01	5321.41	2789.77
23	4-E	2P-7	30.325	20.3	1.55	1.10	134.15	3.079	706.98	4123.75	4830.73	2533.20
24	4-F	P-5	38.65	20.3	1.40	1.00	60.95	1.539	353.49	4922.97	5701.01	2990.18
25	4-F	P-5	38.65	22.9	1.10	1.00	60.00	0.950	348.03	1325.09	1678.59	898.21
25	5-C	P-10	14.27	25.775	2.00	1.30	79.80	3.142	462.82	1627.12	2089.94	1122.11
26	5-D	P-10	17.12	25.775	2.00	1.30	79.80	3.142	462.82	2380.80	2843.61	1498.94
28	6-B	2P-8	3.1	28.2	1.60	1.20	145.77	4.021	845.47	5895.22	6740.69	3511.25
29	6-C	P-10	14.27	28.5	2.00	1.30	79.80	3.142	462.82	1627.12	2089.94	1122.11
30	6-D	P-10	21.12	28.5	2.00	1.30	79.80	3.142	462.82	1811.19	2274.01	1214.14
32	6-E	2P-9	30.325	28.2	1.70	1.20	146.40	4.540	849.11	6383.03	7232.14	3757.59
34	6-F	2P-8	39.00	25.95	1.60	1.20	145.77	4.021	845.47	4662.83	5508.30	2895.06
35	7-C	P-11	14.27	31.1	2.00	1.40	85.45	3.142	495.62	1689.07	2184.69	1174.95
36	7-D	P-11	21.12	31.1	2.00	1.40	85.45	3.142	495.62	1811.19	2306.81	1236.01
38	8-B	2P-8	3.1	33.7	1.60	1.20	145.77	4.021	845.47	5951.96	6797.43	3539.63
39	8-C	P-11	14.27	33.825	2.00	1.40	85.45	3.142	495.62	1689.07	2184.69	1174.95
40	8-D	P-11	21.12	33.825	2.00	1.40	85.45	3.142	495.62	1811.19	2306.81	1236.01
42	8-E	2P-9	30.325	33.7	1.70	1.20	146.40	4.540	845.47	4663.34	5508.30	2895.06
44	8-F	2P-8	38.9	35.95	1.60	1.20	145.77	4.021	845.47	4663.34	5508.30	2895.06
45	8-F	P-12	38.9	39	1.10	1.00	60.00	0.950	348.03	227.89	1678.59	898.21
47	9-B	2P-5	3.05	41.6	1.40	1.00	121.89	3.079	706.98	4415.81	5122.79	2679.23
49	9-C	2P-6	12	41.6	1.45	1.10	133.52	3.303	774.40	4747.00	5521.40	2889.77
51	9-D	2P-6	21	41.6	1.45	1.10	134.15	3.303	774.40	4786.47	5560.87	2909.50
53	9-E	2P-7	30.325	41.6	1.55	1.10	133.52	3.303	774.40	5123.67	5901.72	3080.54
55	9-F	P-5	38.65	41.6	1.40	1.00	60.95	1.539	353.49	1390.04	1743.53	930.68
56	10-B	P-4	3.4	49.5	1.30	1.00	60.63	1.327	351.67	1189.14	1940.81	829.02
57	10-C	P-3	12	49.5	1.20	0.90	54.66	1.131	317.05	1061.49	1378.54	742.11
58	10-C	P-3	9.5	49.5	1.20	0.90	54.66	1.131	317.05	892.37	1199.42	651.55
59	10-E	P-3	29.525	49.5	1.20	0.90	54.66	1.131	317.05	1005.35	1322.40	714.04
60	11-B	P-3	3.4	57.4	1.20	0.90	54.66	1.131	317.05	835.75	1152.80	629.24
61	10-C	P-3	12	55.5	1.20	0.90	54.66	1.131	317.05	734.43	1051.48	578.58
62	10-D	P-2	20	53	1.10	0.80	48.69	0.950	348.03	632.11	914.54	504.34

104,93

23233.90 1054533.97 128667.87 68206.25  
Qedrin pilas nuevas 75180.68

PILA TIPO	ZONA DE COMPRESION				ZONA DE TENSIÓN		
	Q1 ton	Qp ton	Quit ton	Qadm ton	CANTIDAD	CANTIDAD	0,30fadm <sup>(2)</sup>
1	276,96	350,26	627,25	359,78	4,00	1,00	55,39
2	282,43	632,11	914,54	504,34	0,00	1,00	56,49
3	317,05	633,12	950,17	527,92	5,00	5,00	317,05
4	351,67	974,48	1326,15	721,68	2,00	1,00	70,33
5	353,49	1059,09	1412,58	765,21	6,00	5,00	353,49
6	387,20	2273,50	2660,70	1394,89	7,00	4,00	309,76
7	389,02	2461,48	2850,51	1490,09	4,00	0,00	0,00
8	422,73	2947,61	3370,34	1755,63	4,00	4,00	338,19
9	424,55	3191,52	3616,07	1878,80	4,00	0,00	0,00
10	462,82	1627,12	2089,94	1122,11	4,00	0,00	0,00
11	495,62	1689,00	2184,69	1174,95	4,00	0,00	0,00
12	348,03	227,89	575,92	345,96	2,00	0,00	0,00
					46,00	21,00	1500,70
						<b>54756,4</b>	

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. *Manual de diseño Geotécnico Vol. 1* COVITUR, México, agosto de 1987.
2. *Dictamen de seguridad estructural para el Edificio administrativo propiedad de Teléfonos de México* CONIISA S.A. de C.V., 1995.
3. *Reglamento de construcciones del D.F. y Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo*, México, 1993.
4. *Reglamento de construcciones del D.F. y Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones*, México, 1993.
5. *Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes*.  
Sociedad Mexicana de Suelos, México
6. *Simposio: Experiencias Geotécnicas en la Zona Poniente del Valle de México*. Sociedad Mexicana de Suelos México, 1992.
7. *Estudio Geotécnico para el Edificio Administrativo de TELMEX*  
Profesionistas en Geocontrol S.A. de C. V. México, abril de 1994.
8. *Diseño Geotécnico de Cimentaciones* Holguín E., Gutiérrez C. cuevas  
A. TGC Geotécnia, 1992.
9. *Recimentaciones*. Sociedad Mexicana de Suelos, México, 1990
10. *Foundation Analysis and Design*, 3ª edición Joshep E. Bowles Mc  
Graw Hill