

37
2 ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**"ESTUDIO GEOTECNICO PARA 4 TORRES PARA
USO HABITACIONAL EN LA ZONA PONIENTE
DE LA CIUDAD DE MEXICO."**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A ,
AGUSTIN GONZALEZ GARCIA

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO.**



MEXICO, D. F.

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-159/94

Señor
AGUSTIN GONZALEZ GARCIA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"ESTUDIO GEOTECNICO PARA 4 TORRES PARA USO HABITACIONAL EN LA ZONA PONIENTE DE LA CIUDAD DE MEXICO"

- I. INTRODUCCION
- II. HIDROLOGIA Y GEOLOGIA
- III. GEOFISICA
- IV. TRABAJOS DE CAMPO
- V. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES
- VI. ANALISIS DE LA CIMENTACION
- VII. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION
- VIII. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

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 20 de octubre de 1994.
EL DIRECTOR.

ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/RCR:nl

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México el haberme acogido en su seno y brindarme la oportunidad de realizar este anhelo.

Agradezco el Dr. Rigoberto Rivera Constantino por al aceptar ser director de la presente tesis.

Agradezco los consejos que siendo niño me dio en Prof. Jesús Aguirre Martínez y aunque ya no esta con nosotros yo se que desde el cielo se alegra de este trabajo que en gran parte es logro suyo... "Gracias profe Chucho "

Gracias a todos mis profesores que en diferentes épocas de mi preparación me brindaron su tiempo.

Agustín .

El presente trabajo se lo ofrezco con admiración, cariño y respeto a mis padres que son la bendición primera que Dios me ha dado.

Mamá, gracias por tu amor, la dedicación y tus bendiciones que siempre me han acompañado.

Papá, gracias por ser como eres..... Te admiro y te respeto.

A mis hermanos Manuel, Martín y Paula , Enrique y Teresa y Luis con todo mi cariño y agradecimiento por el apoyo que siempre me han brindado.

A mis sobrinos: Luis Enrique, Cristina, Laura, Jaime y Miguel, por que no pierdan la inocencia y las ganas de salir adelante.

Agustín.

A mi esposa Adrina: te quiero y gracias por el apoyo y la comprensión que me has brindado durante el tiempo que has compartido a mi lado en mi período de sacrificios, trabajo y estudios hasta llegar a esta meta.

A mi hijo Juan Pablo, con amor:

Dios, que mi ruego como padre hacia tí se resuma en la siguiente oración:

Te pido para mi hijo Señor, que sea lo bastante fuerte para saber cuando es débil y lo bastante valeroso para enfrentarse consigo mismo cuando sienta miedo, que se orgulloso e inflexible en la derrota honrada, humilde en la victoria.

Te pido que nunca doble la espalda cuando deba erguir el pecho; que sepa conocerte a Tí... y conocerse a Sí mismo, que es la piedra fundamental de todo conocimiento.

Condúcelo, te lo ruego, no por el camino cómodo y fácil, sino por el camino áspero agujoneado por las dificultades y los retos. Allí déjalo aprender a sostenerse firme en la tempestad y a sentir compasión de los fallan.

Permite que su corazón sea claro y sus ideales sean altos, enséñale a que se domine así mismo antes de que pretenda dominar a los demás, permite que aprenda reír, pero que también sepa llorar, permite que avance hacia el futuro, pero que nunca olvide el pasado.

Y después que le hayas dado eso, agregale, te lo suplico, suficiente sentido del humor, de modo que pueda ser siempre serio, pero que no se tome a sí mismo demasiado en serio.

Dale humildad para que pueda recordar siempre la sencillez de la verdadera grandeza, la imparcialidad de la verdadera sabiduría, la mansedumbre de la verdadera fuerza. Después de esto Señor, yo su padre, me atreveré a decir "GRACIAS POR QUE MI VIDA NO HA SIDO VANA".

ESTUDIO GEOTECNICO PARA 4 TORRES
EN LA ZONA PONIENTE DE LA CIUDAD DE MEXICO.

C O N T E N I D O

I. INTRODUCCION

II. HIDROLOGIA Y GEOLOGIA

III. GEOFISICA

IV. TRABAJOS DE CAMPO

V. ESTRATIGRAFIAS Y PROPIEDADES

VI. ANALISIS DE LA CIMENTACION

VI.1 Capacidad de carga

VI.2 Estados límite de falla

VI.2.1 Primera combinación de cargas

VI.2.2 Segunda combinación de cargas

VI.2.3 Módulo de reacción

VI.2.4. Cálculo de hundimientos

VI.3 Estabilidad de los cortes

VI.4 Recomendaciones para la realización de los cortes.

VII. ANALISIS DE ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

VIII PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO I

INTRODUCCION

I. INTRODUCCIÓN

La zona poniente de la ciudad de México presenta pocos problemas de capacidad de carga y de deformaciones, esto se debe a la naturaleza de sus materiales, formados principalmente por tobas compactas de cementación variable, depositos de origen glacial y aluviales. Esta zona ha estado sometida desde hace muchos años a una fuerte explotación mediante la construcción de minas a cielo abierto y subterráneas, con la finalidad de obtener diferentes materiales utilizados en la industria de la construcción.

Testigo de esto han sido los restos de minas que fueron explotadas a través de túneles, de las cuales algunas de ellas se han descubierto una vez que se han colapsado. En el caso de las minas a cielo abierto una vez que fueron explotadas se les abandonó y al paso de los años han sido rellenadas en algunos casos con materiales de baja calidad, en otros el agua ha arrastrado materiales que cubrieron a éstas, generando rellenos que no tienen la capacidad de soportar estructuras pesadas.

Los problemas de cimentación que se derivan al construir cualquier estructura en la zona mencionada, se deben principalmente a la existencia de cavidades y de rellenos sueltos.

El presente trabajo tiene la finalidad de ilustrar los criterios utilizados para el diseño y construcción de la cimentación de cuatro torres que se construyen al poniente de la ciudad de México, cada una de ellas consta de tres sótanos, plata

baja, diecinueve niveles tipo y pent-house, con un peso, sin considerar la cimentación de 25,500 ton, siendo el área en planta el área en planta de cada una de las torres de aproximadamente 1250 m². En la fig. I.1 se presenta un corte esquemático de una torre tipo.

El predio en el que se construirán las torres se localiza sobre la ladera de un cerro, formado por fragmentos de roca en estado alterado, empacados en una matriz arenosa en estado muy compacto (brecha). La topografía del predio es irregular ya que dividiendo el mismo en dos zonas, una situada al oriente y la otra al poniente, la primera zona presenta una pendiente de aproximadamente 60 %, y la segunda es sensiblemente horizontal, de este modo se tiene que de las cuatro torres por construirse dos quedan alojadas en la parte superior del predio, y las dos restantes estarán situadas prácticamente en la ladera del cerro (fig. 1.2).

La cimentación que se adopte para cada una de las torres deberá cumplir con los requisitos que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC), además de ser económica.

Como posible tipo de cimentación podría considerarse el empleo de pilotes o pilas, en caso de ser corroborada la existencia de cavidades o rellenos mediante la realización de sondeos geofísicos y exploraciones directas en el lugar. La longitud de éstas estaría en función del diámetro de la cavidad o del espesor del relleno, de modo tal que la pila o pilote transmita las cargas hasta un estrato firme. Por la naturaleza de los materiales de la zona, se descarta la posibilidad de emplear pilotes de fricción.

En caso de que no existan rellenos o cavidades en todo el predio se podría considerar el empleo de zapatas corridas, pilas o pilotes para solucionar la cimentación de las torres más cercanas

al talud del cerro, y para las torres superiores se podrían emplear zapatas aisladas, zapatas corridas o pilas. La determinación del tipo de cimentación a emplear queda condicionada por los parámetros mecánicos que se obtengan de las pruebas de laboratorio en muestras inalteradas, así como por los posibles accidentes geológicos que pudieran encontrarse en el predio.

Una vez que se resuelva el sistema de cimentación, este deberá cumplir con los estados límite de servicio, estipulados en las NTCDCC.

Cabe mencionar que para alojar los sótanos se tendrá que realizar una excavación, produciendo alivio de esfuerzos efectivos en las paredes de los cortes y en el fondo de la excavación, por tal motivo el proceso constructivo, deberá tomar en cuenta este aspecto. Se deberá considerar también que las colindancias poniente y sur (en cada una de las torres) tendrán taludes verticales, a los que se debe proteger para evitar el peligro de caídos, o la posibilidad de una falla local.

Un aspecto importante en el diseño de la cimentación es el dimensionamiento y cálculo de la estructura de cimentación, las cargas de la superestructura en conjunto con las reacciones del suelo producirán elementos mecánicos a los que estará sujeta la estructura de cimentación a lo largo de su vida útil. En el capítulo VII se hace referencia a las hipótesis que dieron lugar a la obtención de los elementos mecánicos considerados para el diseño estructural de las cimentación.

Por último en el capítulo VIII se dan las conclusiones y recomendaciones más importantes derivadas del trabajo.

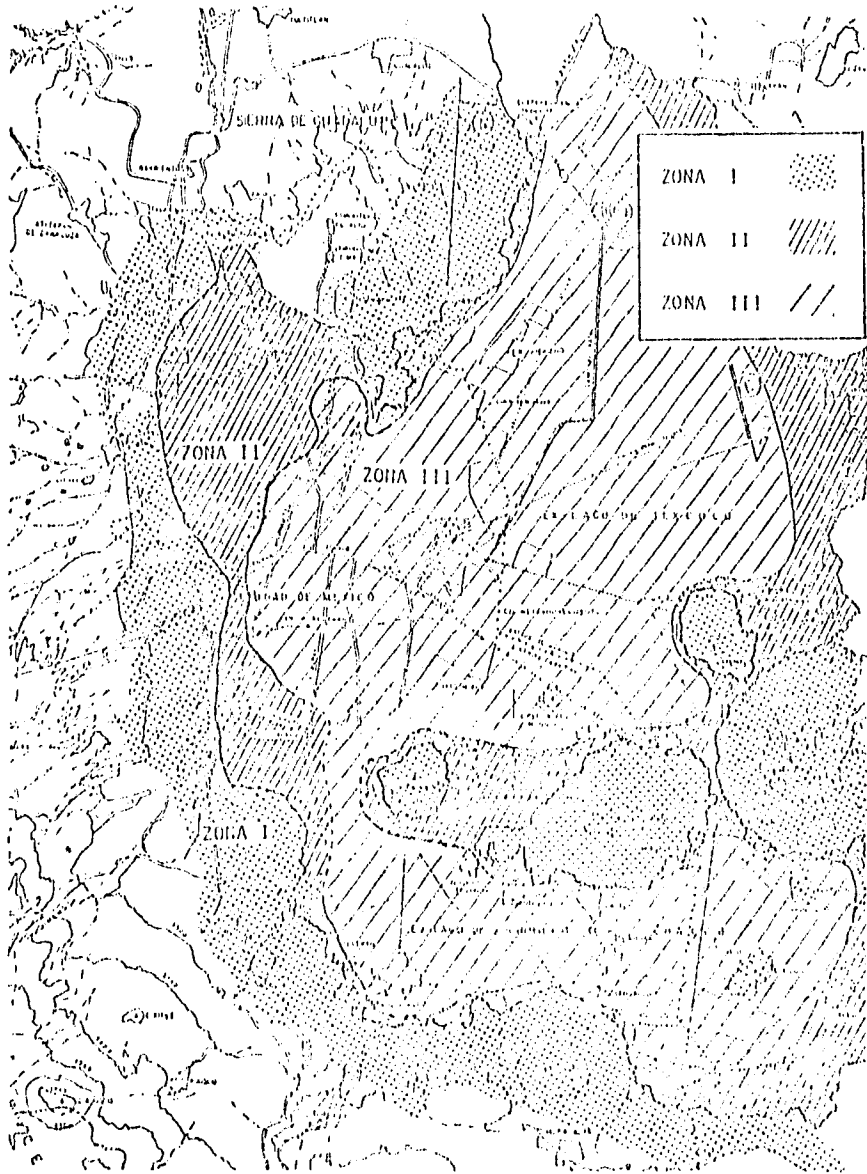


Fig. 1 Zonificación Geográfica de la Ciudad de México.

CORTE ESQUEMATICO.

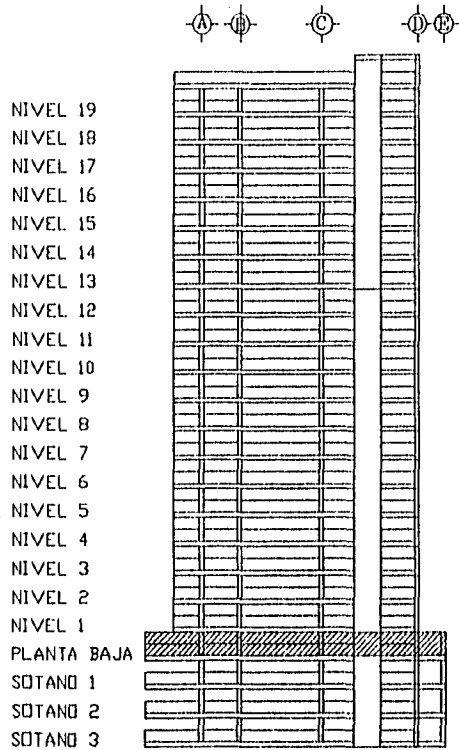
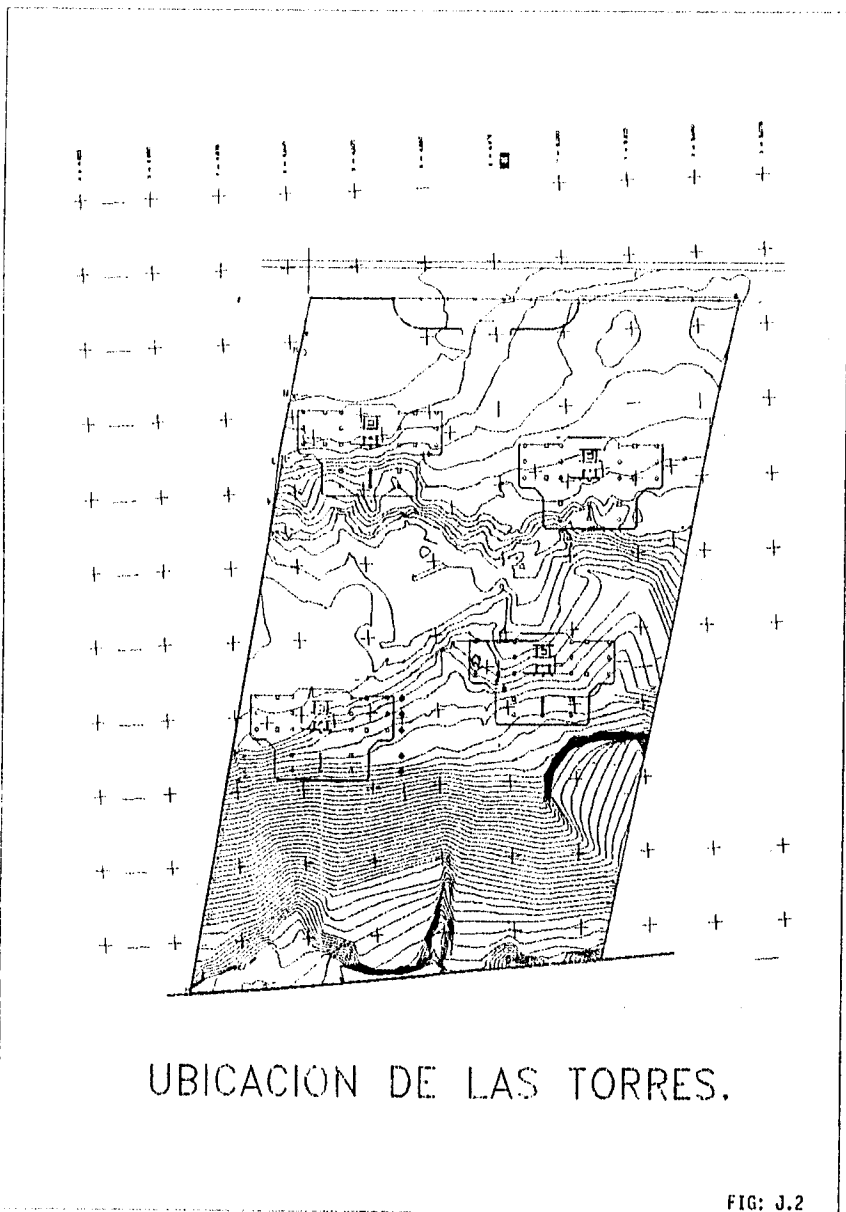


FIG: J.1



UBICACION DE LAS TORRES.

FIG: J.2

CAPITULO II

HIDROLOGIA Y GEOLOGIA

II HIDROLOGIA Y GEOLOGIA.

Como actividad inicial se recopiló la información geológica, climática, hidrogeológica y topográfica existente en la zona, con lo cual se obtuvo un conocimiento preliminar del área. Dentro de la información recabada se encuentra la del Instituto Nacional de Geografía e Informática (INEGI), que comprende cartas de fraccionamiento de la República Mexicana de tipo topográfico, geológico y climatológico. Además se analizó la información existente de áreas vecinas al predio en estudio, reportada en estudios y boletines.

A nivel regional el área de estudio se localiza dentro de la provincia fisiográfica denominada "Eje Neovolcánico Transmexicano", constituido principalmente por rocas volcánicas de composición andesítico basáltico y productos piroclásticos; geomorfológicamente a nivel local y de acuerdo al plano hipsométrico, la región forma una zona montañosa de prominencias topográficas, dicha geomorfología posiblemente corresponda a la ladera de un aparato volcánico de tipo compuesto, el cual es evidenciado por el tipo de rocas involucradas.

Para reconocer más a fondo el marco geológico de la zona de interés, fue necesario efectuar recorridos de verificación de las unidades litológicas aflorantes y de sus relaciones estratigráficas, en un radio aproximado de 5 km, con lo cual se pudo establecer las condiciones geológicas y el modelo conceptual de funcionamiento hidrogeológico de la región.

II.1 Estratigrafía.

A grandes rasgos se reconocen tres unidades litológicas, que debido a la falta de estudios geológicos a detalle, se desconoce con exactitud su distribución espacial y estratigráfica, sin embargo, la siguiente descripción puede ser tomada como válida:

Terciario:

Ignibrita riolítica y toba pumítica asociada (Tor).

Es una secuencia de 50 a 150 m de espesor, de derrames riolíticos e ignibritas irregularmente piroconsolidadas, que hacia la base contiene algunos horizontes delgados de toba de caída libre. Existen rocas tobáceas constituidas por cuarzo, pómez, feldespatos y biotita, con alteraciones a caolín de aspecto compacto, la unidad presenta algunas variaciones laterales hacia tobas pumíticas.

En lo que se refiere a la roca compacta, litológicamente corresponde a derrames decíticos a riolíticos de color gris y tonalidades verdosas, de grano medio a grueso, constituidos principalmente por cuarzo y en menor proporción plagioclasas (ésta última fuertemente alterada a arcilla), presenta un fracturamiento de bajo a moderado y espaciado; se distribuye ampliamente en todas las prominencias topográficas de la región, presentando buenas exposiciones en las zonas escarpadas y en las formas dominicas.

II.2 GELOGIA ESTRUCTURAL.

Con base en los resultados del levantamiento geológico superficial, se determinó que las estructuras geológicas más importantes, que afectan a las unidades litológicas del área

estudiada, estan representadas principalmente por las fracturas de enfriamiento; sobre todo, en las coladas de lava de composición dacítica a riolítica.

II.3 GEOHIDROLOGIA.

Como es bien sabido uno de los factores primordiales que sustentan el desarrollo de casi la totalidad del área urbana en la zona metropolitana es el agua subterránea, razón por la cual es necesario analizar los riesgos de contaminación de los mantos freáticos.

De acuerdo con la verificación realizada en campo, en las unidades de rocas aflorantes en un radio de aproximadamente 5 km, se presenta una permeabilidad que va de media a buena, constituyendo principalmente una zona de recarga para los acuíferos del valle de México; los registros de la Comisión Nacional del Agua (CNA), clasifican a la región como de veda rígida, siendo los alumbraamientos subterráneos escasos, localizados con mayor abundancia hacia la zona del valle principalmente.

La profundidad de los niveles piezométricos de la zona en estudio oscilan entre los 150 y 200 m. Los acuíferos actualmente explotados son profundos y presentan un comportamiento errático, ya que es sabido de numerosos intentos por localizar agua subterránea hasta los 400 m de profundidad que han resultado fallidos en la región. La dirección del flujo subterráneo es aproximadamente de poniente a oriente.

II.4 MODELO DE FUNCIONAMIENTO HIDROGEOLOGICO.

Para establecer el modelo conceptual de funcionamiento hidrogeológico en la zona de estudio fue necesario dividir al conjunto de materiales localizados en el subsuelo en dos sistemas:

1) el sistema acuitardo, constituido por un paquete predominantemente arcilloso y 2) el sistema profundo que es una extensión del acuífero principal de la ciudad de México. A continuación se hace una descripción de éstos:

II.4.a SISTEMA ACUITARDO

Lo constituye el paquete lacustre predominantemente arcilloso de espesor reducido, conformado por una formación arcillosa superior de espesor, en algunas zonas retiradas a los cerros, entre 10 m y 20 m; los espesores referidos se obtienen de la interpretación de la exploración geofísica eléctrica.

La distribución del paquete arcilloso no es muy amplia, restringiéndose a las zonas elevadas y a la porción poniente del área estudiada; locamente se acuñan en las proximidades de los cerros, siendo su límite inferior el techo del sistema acuífero profundo; superficialmente estos materiales conforman una barrera semipermeable al flujo vertical debido al fracturamiento que las afecta; la presencia de grietas en la superficie, puede provocar la recarga vertical e infiltración de los contaminantes de la superficie del terreno.

II.4.b ACUIFERO PROFUNDO

Bajo el sistema acuitardo que constituyen los sedimentos arcillosos, se localiza un sistema acuífero que se asocia a la formación Tarango que es considerado principalmente como zona de recarga del acuífero principal que abastece a la ciudad de México.

Las zonas de recarga de este acuífero las constituyen las laderas de las sierras que limitan al valle de México y que están conformadas por rocas ígneas fracturadas y/o porosas.

Este sistema acuífero tiene espesores variables entre 100 y 400 m, detectados mediante estudios geofísicos; se interdigita hacia el este y noreste con los materiales volcánicos que constituyen el parteaguas de la ciudad de México. Su límite inferior, de acuerdo con trabajos consultados, está definido por una secuencia de tobas y margas, inferidas mediante estudios geofísicos y por pozos profundos.

En base a la información recabada en la Dirección de Obras de la Delegación Cuajimalpa, el predio en estudio pertenece a la región hidrográfica No. 26, ésta a su vez forma parte de la subcuenca del Río Pánuco, el cual vierte sus aguas en el Golfo de México.

La densidad de la red de drenaje es regular y sigue un patrón de tipo dendrítico, subparalelo, comprendiendo la zona montañosa (depósitos de origen vulcanosedimentario localizados en las sierras). Entre otras características el drenaje presenta alta disección, es intermitente y limitado en época de lluvias, en las cercanías no existen cuerpos de agua superficial, ya que en la zona no hay depresiones, sino más bien fuertes pendientes.

CAPITULO III

GEOFISICA

III GEOFISICA

Los métodos geofísicos pueden ser de refracción sísmica o de resistividad eléctrica.

Mediante los métodos de refracción sísmica se busca deducir las posibles características estratigráficas de un sitio y las propiedades mecánicas de los suelos, a partir de la interpretación de los tiempos de arribo de las ondas refractadas en los estratos de mayor densidad.

Con los métodos de resistividad eléctrica se busca deducir las posibles características estratigráficas de un sitio y las posición del nivel freático, a partir de la interpretación de las resistividades medidas en los suelos.

Considerando las características del terreno en estudio se programó la utilización de un método geofísico de resistividad eléctrica denominado arreglo Polo-Dipolo, ya que este método es el más apropiado para la detección de estructuras geológicas inestables tales como fallas, cavernas, etc., que puedan afectar obras civiles (en este caso se trata de un conjunto residencial de varios niveles).

Este método tiene dos técnicas de operación: el sondeo eléctrico, que estudia la estratigrafía según una vertical y rastreo eléctrico, que lo hace conforme una horizontal a una cierta profundidad; combinando ambas técnicas se puede tener una idea clara de las condiciones del subsuelo del sitio en estudio.

III.1 SONDEOS GEOFISICOS

El reconocimiento general del terreno se realizó mediante la

ejecución de tres líneas del arreglo Polo - Dipolo. Las longitudes de las líneas trazadas fueron de 170, 190 y 100 m (fig. No III.1).

Con base en levantamiento de resistividad se construyeron las secciones electroestratigráficas de cada una de las líneas.

En las secciones construidas se alcanzó una investigación promedio de 28 m de profundidad.

III.2 ANALISIS DE RESULTADOS

Línea No 1

Esta línea consiste de 17 estaciones con espaciamentos a cada 10 m y 170 m de longitud, se extiende con dirección NW-SE. En ella se observa la presencia de dos anomalías isorresistivas, la primera se localiza entre las estaciones 4 y 5 a una profundidad de 20 m; se asocia con una zona de menor resistencia.

La segunda anomalía es un alineamiento importante de las isorresistividades aparentes y se asocia a una zona de fallamiento del terreno natural, que se detectó entre las estaciones 12 y 13, que posteriormente fue enmascarada por procesos recientes.

En la sección electroestratigráfica se definieron tres unidades geoelectricas:

Unidad A (45 y 55 Ω -m). Limos y arcillas con arena y gravas.

Unidad B (100 y 150 Ω -m). Toba arenosa, limos y arcillas.

Unidad C (1500 Ω -m). Arenas y gravas (brecha volcánica).

Línea 2.

Consistió en 19 estaciones con espaciamiento de 10 m y 190 m de longitud; se ubica con dirección NE-SW y en ella se determinaron

dos anomalías isorresistivas de importancia; la primera se localiza entre las estaciones 8 y 9, y se asocia a una zona de menor resistencia. La segunda es un lineamiento resistivo debajo de la estación No. 14 y se asocia con la continuidad de la falla detectada en la sección anterior.

La sección electroestratigráfica correspondiente a esta línea determinó tres unidades geoelectricas:

Unidad A (45 y 60 Ω -m). Limos y arcillas con limos y gravas.

Unidad B (70 y 100 Ω -m). Toba arenosa, limos y arcillas.

Unidad C (1600 Ω -m). Arenas y gravas (Brecha volcánica).

Línea No 3.

Esta línea presenta 10 estaciones con espaciamiento de 10 m y 100 m de longitud; se ubica en dirección N-S y presenta una anomalía resistiva asociada con la presencia de la falla descrita anteriormente. Se detectó entre las estaciones 8 y 9.

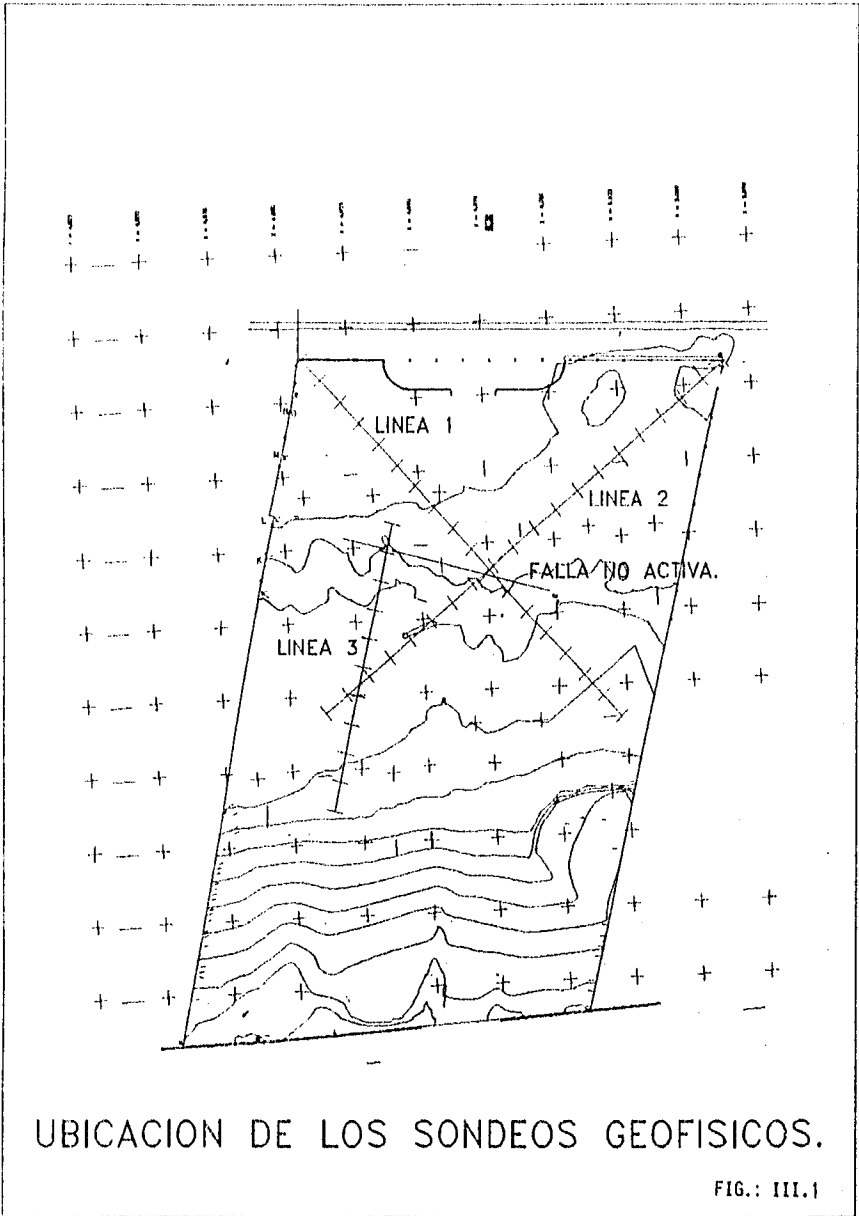
El resultado de las secciones electroestratigráfica comprende tres unidades geoelectricas:

Unidad A (45 y 60 Ω -m). Limos y arcillas, con arenas y gravas.

Unidad B (70-100 Ω -m). Toba arenosa, limos y arcillas.

Unidad c (400-700 Ω -m). Arenas y gravas (brecha volcánica)

De acuerdo con los resultados del estudio la anomalía más importante es una falla **no activa** con dirección E-W, localizada aproximadamente a 8.00 m del pie de las torres A y B, de la cual se concluye que ésta no constituye ningún peligro para las estructuras por desplantarse.



CAPITULO IV

TRABAJOS DE CAMPO

IV. TRABAJOS DE CAMPO

De acuerdo con el RCDF el predio en estudio se encuentra localizado en la Zona denominada de Lomas (Zona I), la cual comprende el poniente de la ciudad de México y algunas áreas del sur de la misma.

En base a la descripción proporcionada en las NTCDC, esta zona se encuentra formada por suelos y rocas firmes de origen volcánico, generalmente tobas y brechas en el poniente, y derrames basálticos en el sur; tiene una capacidad de carga mayor que las otras zonas del D.F., pero presenta el problema de la existencia de "minas" originadas por la explotación de bancos de materiales para la construcción, las cuales fueron abandonadas sin garantizar su estabilidad futura.

Conforme a lo establecido en las NTCDC del RCDF, las estructuras proyectadas se clasifican como "Construcciones Pesadas" ya que el peso unitario medio de la estructura es superior a 5 t/m^2 y el perímetro de la construcción es superior a 80 m.

De acuerdo con la NTCDC el número mínimo de exploraciones por realizar es un sondeo por cada edificio, pero debido a las características del conjunto habitacional y a la topografía del predio, se adoptó un programa de exploración directo más extenso.

Dicho programa se realizó con la finalidad de detectar irregularidades tales como cavidades, rellenos sueltos, presencia de estratos compresibles, etc.

Se inició con un reconocimiento del sitio y de sus alrededores para detectar indicios de grietas, cavidades y rellenos superficiales.

El número y tipo de sondeos exploratorios fue:

-Seis sondeos de penetración estándar (SPT-1 a SPT-6); tres a 15 m de profundidad y tres a 20 m de profundidad.

-Seis pozos a cielo abierto (PCA-1 a PCA-6).

De los pozos a cielo abierto realizados, solo en uno se logró alcanzar la profundidad de 3.00 m, y en los demás no fue posible avanzar más de 1.50 m de profundidad debido a la dureza del material encontrado.

De los sondeos de penetración estándar y de los pozos a cielo abierto se obtuvieron muestras alteradas representativas para su clasificación, además del PCA-1 se extrajo una muestra cúbica inalterada a la profundidad de 2.85 m.

Todas las muestras extraídas de los sondeos se clasificaron en forma preliminar en campo y debidamente protegidas y empacadas se trasladaron al laboratorio para su clasificación definitiva y ensaye.

Respecto a las condiciones hidráulicas del sitio, el nivel de aguas freáticas no se detectó.

IV.1 PRUEBAS DE LABORATORIO

A las muestras extraídas de los sondeos (alteradas e inalteradas) se les clasificó y determinó su contenido natural de agua según el Sistema de Clasificación de Suelos (SUCS). Adicionalmente se efectuaron las siguientes pruebas a la muestra cúbica extraída del PCA-1:

- 1) Peso volumétrico en estado natural.
- 2) Resistencia a la Compresión Simple (q_u).
- 3) Compresión triaxial rápida (UU).

A partir de las pruebas índice y de clasificación se prepararon las figuras IV.1 a la IV.5 donde se muestran los diferentes estratos y la variación con la profundidad del contenido de agua y del número de golpes en prueba de penetración estándar.

CAPITULO V

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

V. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

En base a los reportes obtenidos de campo y laboratorio se pudo determinar que la estratigrafía encontrada entre un sondeo y otro es muy similar. Las diferencias encontradas se deben principalmente a que los niveles de brocales de los sondeos no fueron los mismos, además de que en ciertas zonas la ladera del cerro se encuentra más expuesta al intemperismo.

A continuación se describe la estratigrafía encontrada en cada uno de los sondeos realizados:

SPT - 1.

Profundidad (m)	Descripción
0.00- 2.40	Limo arcilloso color café oscuro con arena fina en estado semi-compacto a compacto, el contenido natural de agua promedio es de 18%.
2.40- 3.60	Limo arcilloso color café claro con arena fina y gravilla, el material se encuentra en estado compacto y presenta un contenido de agua promedio de 17%.
3.60 - 6.00	Limo color gris oscuro con arena fina y gravilla, el material se encuentra en estado compacto, el contenido natural de agua promedio es de 13%.
6.00 -15.00	Arena limosa color gris oscuro con gravillas, el material se encuentra en estado compacto y presenta un contenido natural de agua promedio de 12%.

SPT - 2.

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 3.00	Limo color café oscuro con arena y poca arcilla en estado semi-compacto a compacto, el contenido natural de agua promedio es de 21%.
3.00 - 6.00	Limo arenoso color café oscuro en estado compacto y con un contenido natural de agua promedio de 22%.
6.00 - 6.60	Limo arenoso color café oscuro con gravilla, en estado compacto y con un contenido natural de agua promedio de 25%.
6.60 - 10.40	Limo arenoso color café oscuro en estado compacto, el contenido natural de agua promedio es de 35%.
10.40 - 13.80	Arena color gris oscuro en estado compacto con poca gravilla, el contenido natural de agua promedio es de 13%.
13.80 - 15.00	Fragmentos de roca basáltica con poca arena fina en estado compacto, el contenido natural de agua promedio es de 12%.

SPT - 3.

Profundidad (m)	Descripción.
0.00 - 0.60	Limo arenoso en estado compacto, el contenido natural de agua promedio es de 15 %.
0.60 - 1.20	Arena fina en estado compacto con gravilla, el contenido natural de agua promedio es de 13%.
1.20 - 7.20	Limo arenoso color café oscuro en estado compacto con gravilla color gris oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 15%.

7.20 - 8.40	Arena fina limosa color gris oscuro en estado compacto, el contenido natural de agua promedio es de 18%.
8.40 - 9.60	Limo arenoso color café oscuro en estado compacto con gravilla, el contenido natural de agua promedio es 13%.
9.60 - 15.00	Arena fina limosa color café oscuro en estado compacto con gravilla, el contenido natural de agua promedio es de 12%.

SPT - 4

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.60	Materiales de relleno constituidos por arcillas arenosas, color café claro, con basura, el contenido natural de agua promedio es de 25%.
0.60 - 1.20	Materiales de relleno constituidos por arcilla limo arenosa, color café claro, con fragmentos de tabique, el contenido natural de agua promedio es de 29%.
1.20 - 2.60	Materiales de relleno constituidos por arcilla limo arenosa color café claro, con basura y fragmentos de tabique, el contenido natural de agua promedio es de 33%.
2.60 - 10.50	Arena limosa, color café claro (toba volcánica muy alterada) el contenido natural de agua promedio es de 17%. La granulometría del material es: 16% de gravas, 65% de arenas, y 18% de finos.
10.50 - 20.10	Brecha limosa constituida por arena limosa, color café claro con gravillas; el contenido natural de agua promedio es de 16% granulometría del material es: 17% de gravas, 65% de arena y el 18% de finos.

SPT -5

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 3.0	Toba volcánica constituida por arcilla limo-arenosa, grumosa y quebradiza, color café claro y contenido natural de agua promedio de 18%, granulométricamente está constituida por 9% de gravas, 43% de arena, y 48% de finos.
3.00 - 5.20	Toba volcánica, constituida por arcilla arenosa color café claro, con gravas de hasta 1" de diámetro; el contenido natural de agua promedio es de 18%. Granulométricamente está constituida por 22% de grava, 46% de arena y 32% de finos.
5.20 - 5.70	Arena limosa en grumos, color gris con gravillas, el contenido natural de agua promedio es de 12%.
5.70 - 9.00	Toba volcánica, integrada por arcilla arenosa color gris verdoso, con gravillas de 1/2" de diámetro; el contenido natural de agua promedio es de 19%, granulométricamente constituida por 35% de grava, 43% de arena y 22% de finos.
9.00 - 10.50	Arena arcillosa color gris con gravillas de 1/2" de diámetro, el contenido natural de agua promedio es de 18%.
10.5 - 20.00	Brecha volcánica constituida por arena poco limosa, con gravas hasta de 3/8" de diámetro

SPT - 6

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.60	Material de relleno constituido por arcilla poco arenosa, color café claro, el contenido natural de agua promedio es de 39%.
0.60 - 3.00	Toba volcánica constituida por arcilla con poca arena fina, color café claro, el contenido natural de agua promedio es de 42%.
3.00 - 6.00	Toba volcánica constituida por arcilla, color café con poca arena fina y toba andesítica muy alterada, en color gris, el contenido natural de agua promedio es de 21%, granulométricamente constituida por 2% de grava, 53% de arena y 45% de finos.
6.00 - 7.50	Toba volcánica constituida por arcilla arenosa y gravas de hasta 1" de diámetro, color café, el contenido natural de agua promedio es de 18%; granulométricamente constituida por 34% de grava, 42% de arena y 24% de finos.
7.50 - 9.00	Toba volcánica, constituida por arcilla arenosa, color café claro, con gravas de hasta 1/2" de diámetro, el contenido natural de agua promedio es de 16%.
9.00 - 12.00	Brecha volcánica, constituida por arena arcillosa, color café claro, con gravas de hasta 1" de diámetro, el contenido natural de agua promedio es de 16%, granulométricamente constituida por 30% de gravas 46% de arena y 24% de finos.
12.00 - 13.80	Brecha volcánica, constituida por arena limosa, color gris verdoso, con gravas hasta de 3/4 de pulgada de diámetro; granulométricamente constituida por 7% de grava, 64% de arena y 24% de finos.

- 13.80 - 16.00 Brecha volcánica constituida por arena poco arcillosa, gris verdoso, con gravas hasta de 1/4" de diámetro; el contenido natural de agua promedio es de 16%.
- 16.00 - 20.00 Brecha volcánica, constituida por arena limosa, color gris verdoso, con gravas hasta de 1/4" de diámetro, el contenido natural de agua promedio es de 11%, granulométricamente constituida por 10% de gravas, 64% de finos y 26% de arenas.

En la tabla I se presentan los resultados de la Prueba de Compresión Triaxial Rápida y en la II se consignan los resultados correspondientes a la prueba de Compresión Simple.

Tabla I.

Resultados de pruebas de compresión triaxial rápida (UU).

Muestra	Prof. media (m)	w (%)	γ_m t/m ²	σ_3 kg/cm ²	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ kg/cm ²	ϕ Grad.	c kg/cm ²
PCA-1	2.70	7.0	1.66	0.50	10.88	45	1.70
		7.5	1.69	1.00	11.83		
	3.00	8.1	1.68	1.50	15.86		

- 3: Esfuerzo principal mayor.
 1: Esfuerzo principal menor
 : Angulo de fricción interna.
 c: Cohesión aparente.

Tabla II

Resultados de pruebas de compresión simple.

Muestra	prof. media (m)	w (%)	γ_m t/m ³	qu* kg/cm ²	c kg/cm ²	Me cm ² /kg
PCA-1	2.70- 3.00	6.6	1.74	9.78	4.89	0.0011

c: cohesión aparente del suelo.

M_e: Módulo de respuesta elástica.

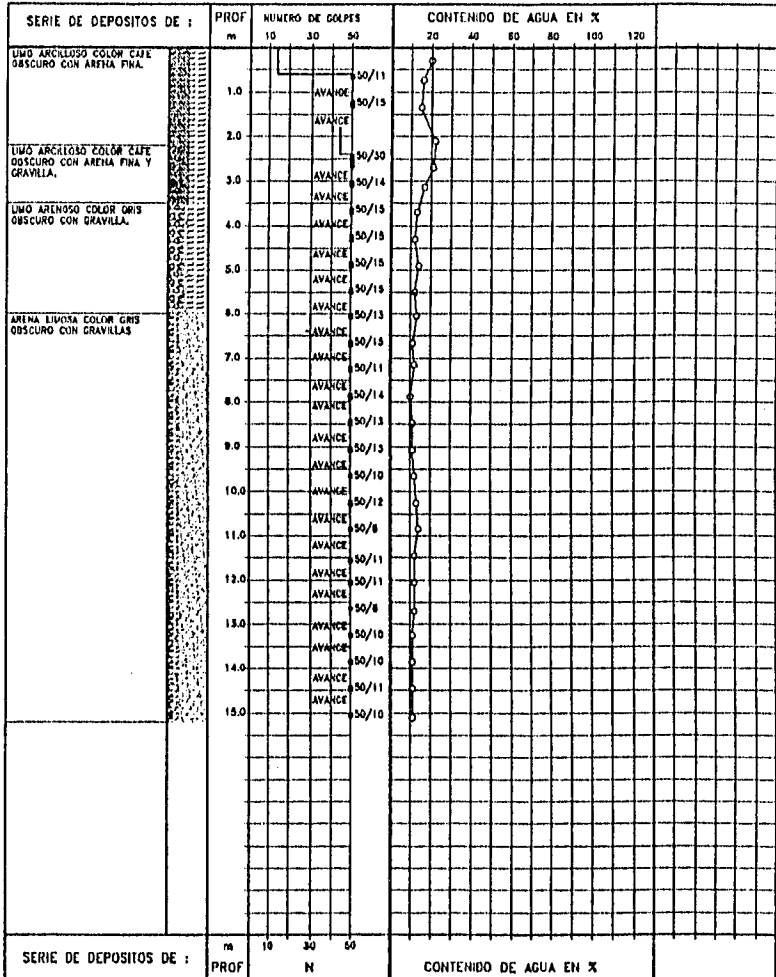
Las propiedades mecánicas del suelo podrán determinarse tomando en cuenta las correlaciones con el número de golpes en la prueba de Penetración Estándar, tal como se indica en el inciso 2.3 de las NTCDC.

PERFIL ESTRATIGRAFICO

OBRA: GIRALTA - REFORMA.

LOC. : Biv. Ref. No. 2969.

SONDEO: S.P.E. - 1.N.A.F.: NO SE DETECTO.



SIMBOLOGIA:

- LIMITE LIQUIDO
- △ LIMITE PLASTICO
- ⊕ DENSIDAD DE SÓLIDOS

	GRAVA		LIMO		MATERIA ORGANICA
	ARENA		ARCILLA		RELLENO

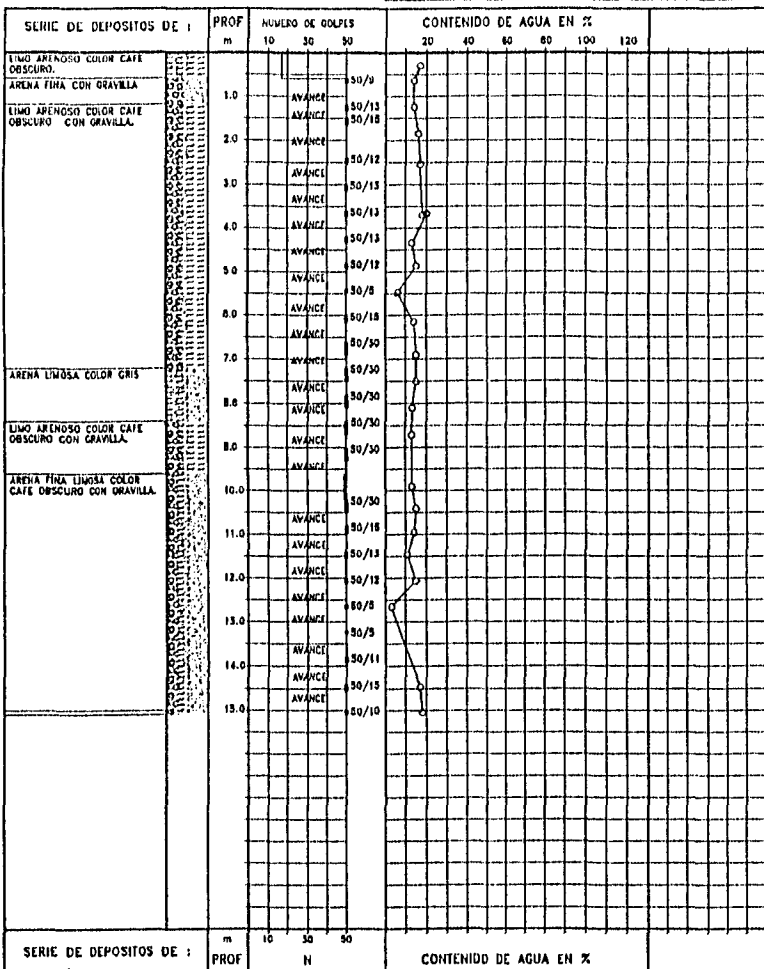
FIG.: v.1

PERFIL ESTRATIGRAFICO

OBRA: GIRALTA-REFORMA.

LOC.: BLV. REF. 2969.

SONDEO: SPE-3 N.A.F.: NO SE DETECTO.



SIMBOLOGIA:

- LIMITE LIQUIDO
- ▲ LIMITE PLASTICO
- ρ DENSIDAD DE SOLIDOS



GRAVA



LIMO



MATERIA ORGANICA



ARENA



ARCILLA



RELLENO

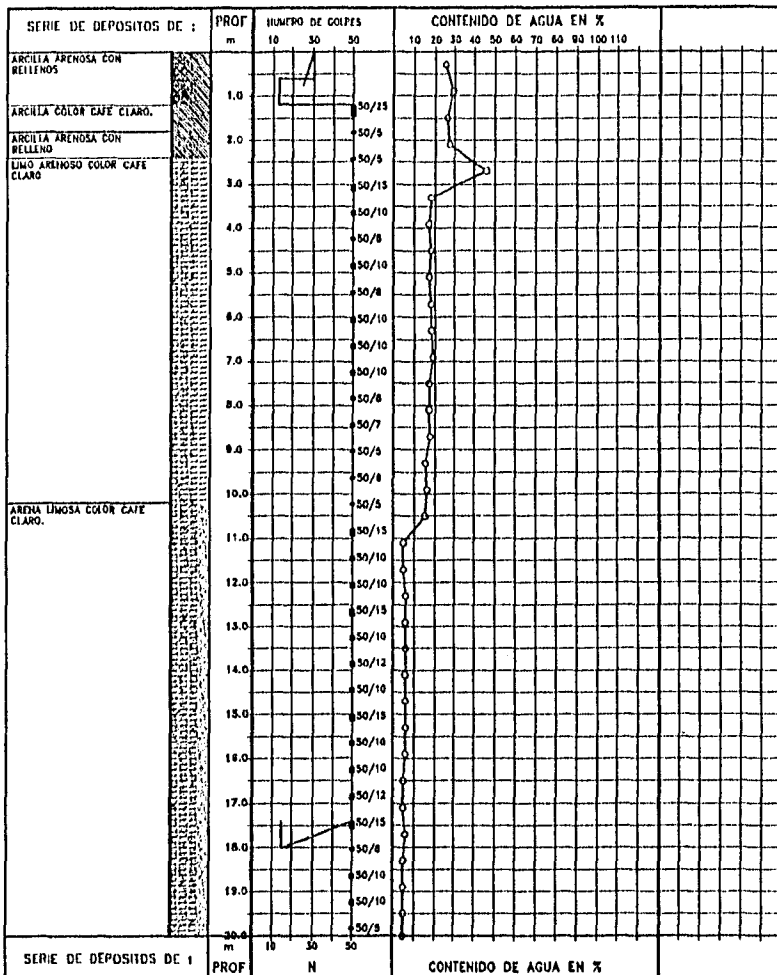
FIG.: V.3

PERFIL ESTRATIGRAFICO

OBRA: GIRALTA - REFORMA.

LOC. : Biv. Ref. No. 2969

SONDEO: S.P.T. - 4 N.A.F.: NO SE DETECTO



SIMBOLOGIA:

□ LIMITE LIQUIDO
 ▲ LIMITE PLASTICO
 s_u DENSIDAD DE SOLIDOS



GRAVA



LIMO



MATERIA ORGANICA



ARENA



ARCILLA



RELLENO

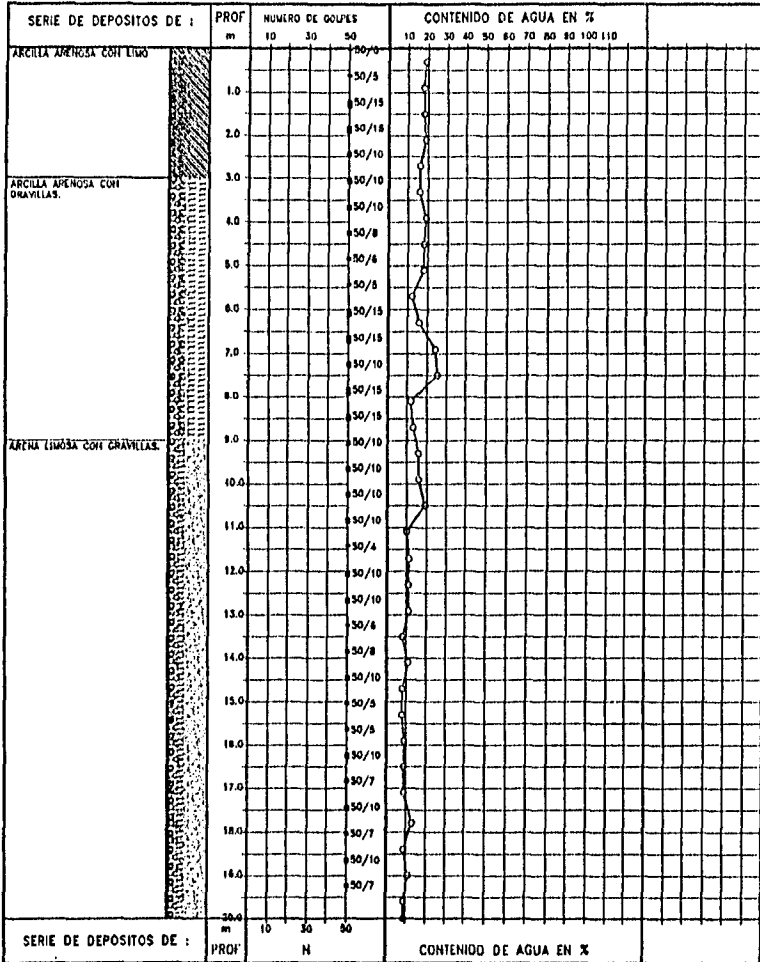
FIG.: v.4

PERFIL ESTRATIGRAFICO

OBRA: GIRALTA - REFORMA.

LOC. : Blv. Ref. No. 2969

SONDEO: S.P.E. - 5. N.A.F.: NO SE DETECTO.



SIMBOLOGIA:

- LIMITE LIQUIDO
- ▲ LIMITE PLASTICO
- S_d DENSIDAD DE SOLIDOS



GRAVA



LIMO



MATERIA ORGANICA



ARENA



ARCILLA



RELLENO

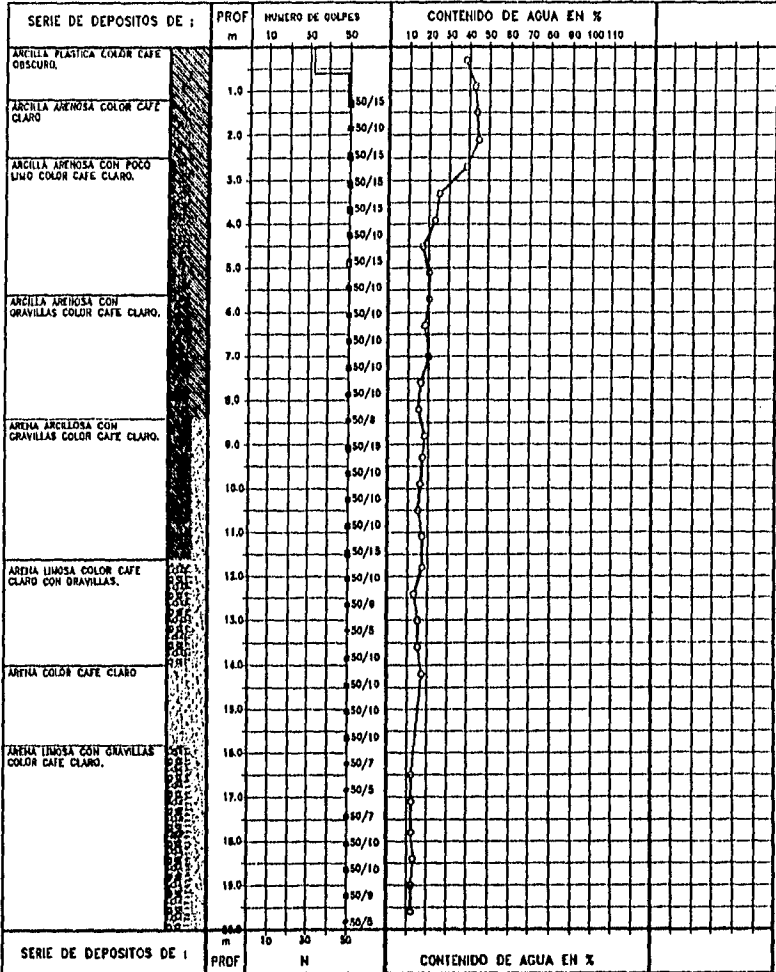
FIG.: V.5

PERFIL ESTRATIGRAFICO

OBRA: GIRALTA - REFORMA.

LOC. : Div. Ref. No. 2969.

SONDEO: S.P.E. - 6 N.A.F.: NO SE DETECTO.



SIMBOLOGIA:

□ LIMITE LIQUIDO
▲ LIMITE PLASTICO
S_u DENSIDAD DE SONDOS

GRAVA	LIMO	MATERIA ORGANICA
ARENA	ARCILLA	RELLENO

FIG.: v.6

CURVA ESFUERZO-DEFORMACION COMPRESION SIMPLE.

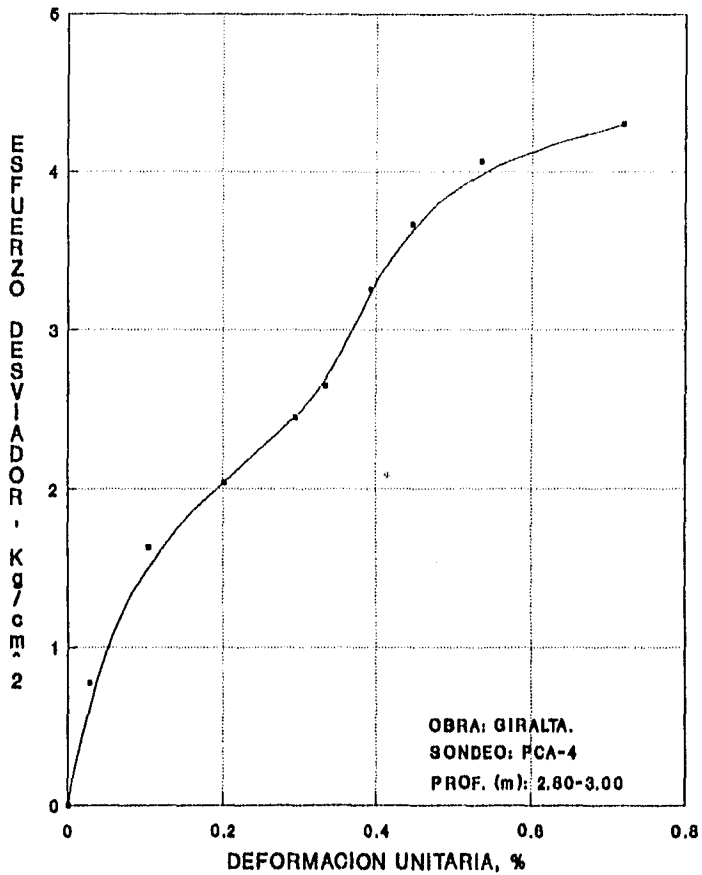


FIG. : V.6

CURVA ESFUERZO-DEFORMACION COMPRESION SIMPLE

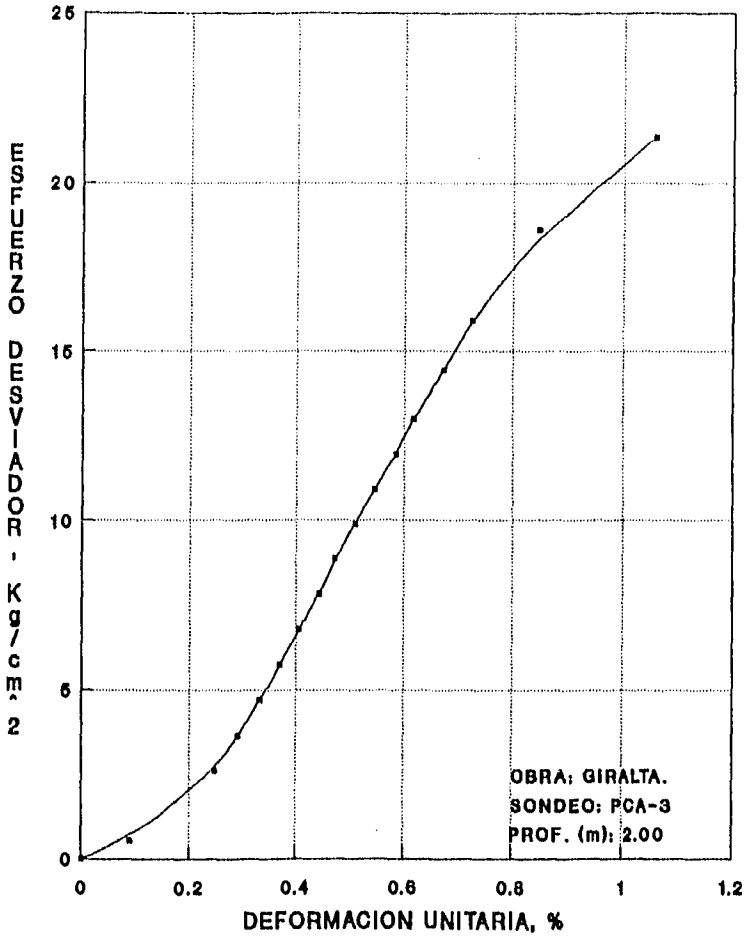


FIG. : V.7

CURVA ESFUERZO-DEFORMACION COMPRESION SIMPLE.

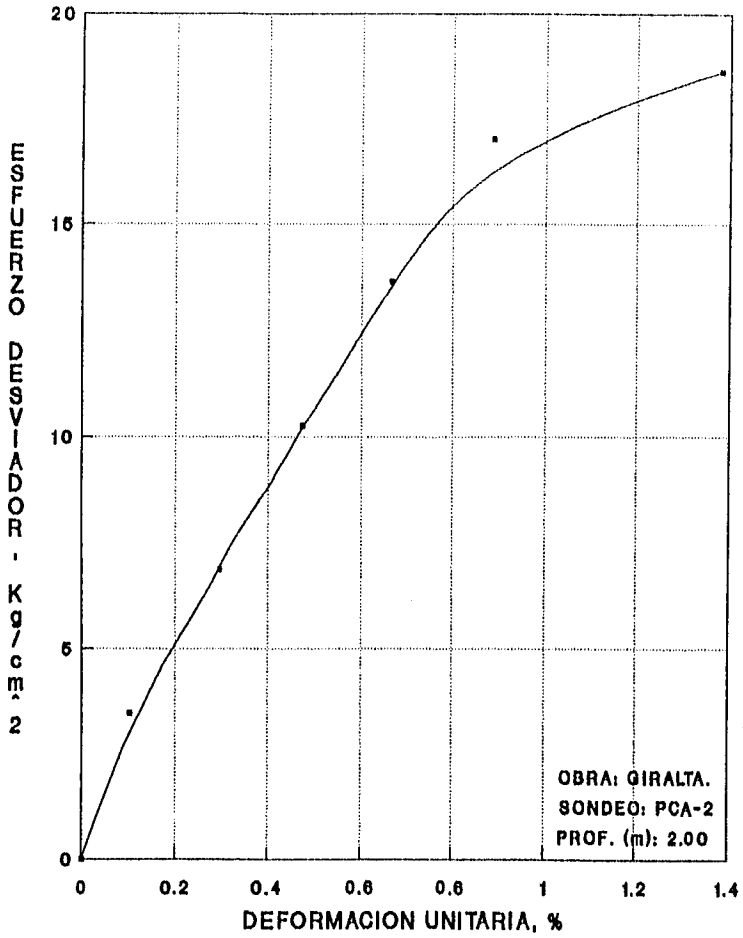


FIG. : V.8

CURVA ESFUERZO-DEFORMACION COMPRESION SIMPLE.

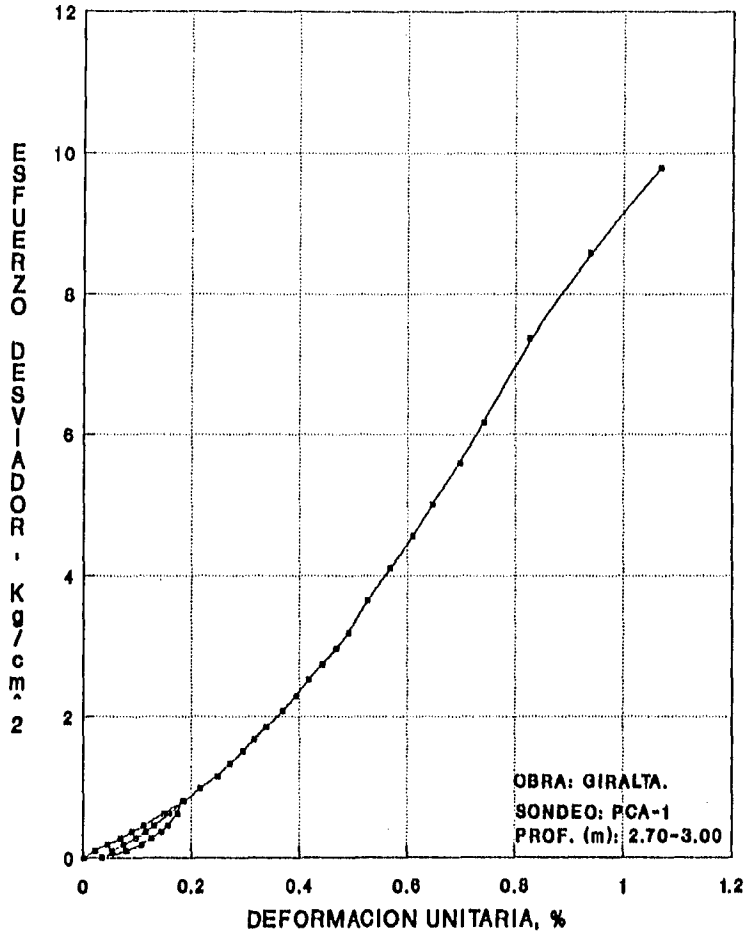


FIG. : V.9

CURVA ESFUERZO-DEFORMACION PRUEBA TRIAXIAL.

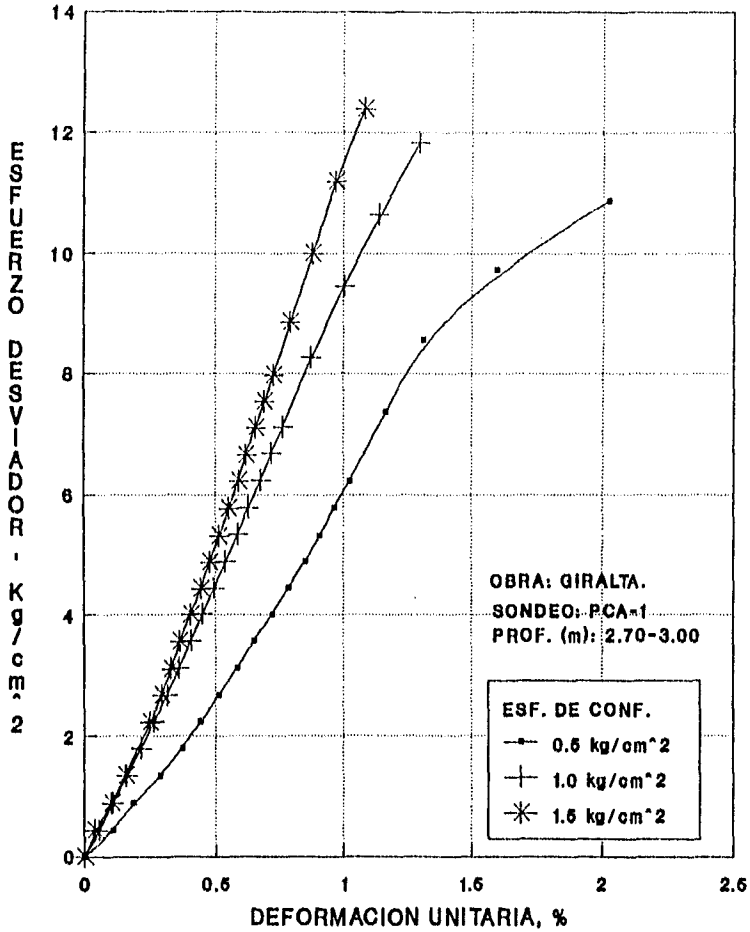


FIG.: V.10

CIRCULOS DE MOHR

OBRA: GIRALTA
SONDEO: PCA-1
PROFUNDIDAD: 2.70-3.00 m
 $c = 3.53 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 23^\circ$

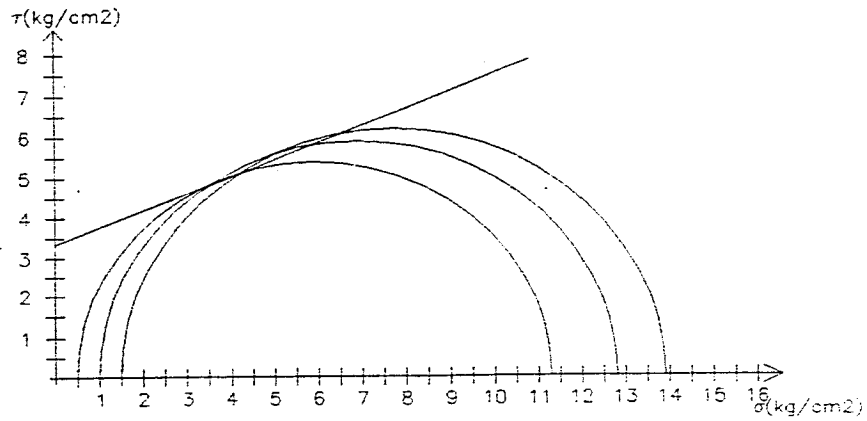


FIG.: V.11
007

CAPITULO VI

ANALISIS DE LA CIMENTACION

VI ANALISIS DE LA CIMENTACION

Con el fin de determinar el tipo de cimentación adecuado para el conjunto residencial se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

-La edificación se clasifica de acuerdo con las NTCDCC dentro de las "construcciones pesadas", esto en base en las características de anteproyecto ($w \leq 5 \text{ t/m}^2$, $P \leq 80 \text{ m}$ y $D_f < 2.50 \text{ m}$).

-El área en planta de cada torre es de aproximadamente 1250 m², de acuerdo con los planos arquitectónicos.

-Cada torre estará integrada por tres sótanos, planta baja diecinueve niveles tipo y pent-house, además de un helipuerto en la azotea de la misma.

-Se estima que el peso de cada torre sin incluir el peso de la cimentación será de 25,500 ton, aproximadamente, de acuerdo con los cálculos proporcionados por el diseño estructural de la misma.

Tomando en cuenta los puntos antes expuestos, la topografía del predio y el tipo de suelo en estudio, se llegó a la conclusión de utilizar para las diferentes torres una cimentación combinada a base de zapatas aisladas y corridas, desplantadas a 2.50 m de profundidad (figs. VI.1, VI.2 VI.3).

El nivel de desplante de la cimentación para los diferentes edificios deberá ser a 2.50 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del primer sótano.

VI.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga del suelo de apoyo, se calculó mediante la expresión de Terzaghi para un suelo predominantemente cohesivo, la cual es:

$$q_a = \frac{c \cdot N_c}{FS} + \sigma_z \dots \dots (1)$$

donde:

- qa = Capacidad de carga admisible; en t/m².
- c = Cohesión aparente del suelo: 49 t/m².
- N_c = Factor de capacidad de carga: 5.7 (Teoría de Terzaghi).
- FS = Factor de seguridad: 3.0
- σ_z = Esfuerzo total a nivel de desplante de la cimentación: 4.25 t/m².

Evaluando la ecuación (1) resulta una capacidad de carga admisible de:

$$q_a = 100 \text{ ton/m}^2$$

VI.2 Estados límite de falla.

Para la revisión de la cimentación de las diferentes torres, ante las distintas combinaciones de acciones, se tomó en cuenta el análisis de cargas que arrojó el Diseño Estructural de la misma.

VI.2.1 Primera combinación de acciones (carga muerta más carga viva máxima).

Para la revisión de los estados límite de falla las NTCDC (ref.3 Art. 3.3.1), señalan que se debe cumplir la siguiente desigualdad para zapatas en suelos cohesivos:

$$\sum \frac{QF_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v \dots \dots (2)$$

donde:

Q/A: Suma de cargas (Q) a tomar en cuenta en la condición considerada, divididas entre el área de la cimentación; ton/m².

F_c: Factor de carga; 1.4.

c_u: cohesión aparente; 49 ton/m².

N_c: Factor de capacidad de carga; evaluado como:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D/B + 0.25B/L) \dots \dots (3)$$

B: Ancho de cimentación; m

L: Largo de la zapata; m.

D: Profundidad de desplante; 2.5 m

F_R: Factor de resistencia; 0.35

p_v: Presión vertical total a la profundidad de desplante; 4.25 ton/m².

En las siguientes tres tablas se presentan los resultados del análisis a través de la ecuación 2, para cada una de las zapatas consideradas,

TORRES A Y B

Zapata No	Ancho	Largo	(Q/A)Fc	CuNcF _g +Pv
E-1	5	5	32.98	125.49
D-1	4	4	61.59	99.37
CB'-1	4	6	39.6	120.87
B'-1'	1.5	1.5	18.96	136.47
E-2	4	4	78.34	99.37
C-2	4	4	98.42	99.37
B-1'	4	4	5.99	99.37
A-1'	4	4	7.14	99.37
E-3	4	4	58.26	99.37
D-3	4	4	80.06	99.37
C-3	4	4	89.37	99.37
B-3	4	4	83.28	99.37
A-3	4	4	72.50	99.37
LOSA DE C a E CENTRO EJE 4	8	10.5	84.170	116.08
LOSA DE A-B CENTRO EJE 4	4	9.5	91.75	115.47
E-5	4	4	60.92	99.37
D-5	4	4	82.49	99.37
C-5	4	4	91.49	99.37
B-5	4	4	83.98	99.37
A-5	4	4	72.83	99.37
E-6	4	4	83.11	99.37
C-6	4	4	102.7	99.37
B-6'	4	4	4.09	99.37
A-6'	4	4	7.15	99.37
E-7	5	5	55.20	125.49
D-7	4	4	65.17	99.37
CB'-7	4	6	41.88	120.87
B'-6''	1.5	1.5	18.97	136.17

TORRES C

Zapata No	Ancho	Largo	(Q/A) Fc	CuNcF _p +Pv
E-1	5	5	32.98	125.49
D-1	4	4	61.59	99.37
CB'-1	4	6	39.6	120.87
B'-1'	1.5	1.5	18.96	136.17
E-2	4	4	78.34	99.37
C-2	4	4	98.42	99.37
B1'-A1'	6	2	17.51	120.01
E3-A3	2.5	25	74.79	116
LOSA DE C a E CENTRO EJE 4	8	10.5	84.170	116.08
LOSA DE A-B CENTROE EJE 4	4	9.5	91.75	115.47
E5-A5	2.5	25	77.08	119.49
E-6	4	4	83.11	99.37
C-6	4	4	102.7	99.37
B6'-A6'	1.5	6	17.97	101.59
E-7	5	5	55.20	125.49
D-7	4	4	65.17	99.37
CB'-7	4	6	41.88	120.87
B'-6'	1.5	1.5	18.97	136.17

TORRE D

ZAPATA	Largo	Ancho	(Q/A) Fc	CuNcF _p +Pv
C1-B'1	17	2.5	48.76	117.73
A1'-B1'	6	2	17.51	120.01
A3-B3	25	2.5	74.76	116.65
C4-D'4	10.5	8	84.17	116.08
A4-B4	9.5	4.0	91.75	115.47
A5-B5	25	2.5	77.08	119.49
A6-B6	6	1	30	127.9
B'7-E7	17	2.5	49.88	117.73
1B-3B	13.5	2.5	60.18	114.41
5B-7B	13.5	2.5	63.73	114.41
1C-3C	13.5	3	72.80	110.77
5C-7C	13.5	3	75.62	110.77
B'-1'	1.5	1.5	18.96	136.17
B'-6''	1.5	1.5	18.97	136.17

dado que se satisface la desigualdad (2) para los cimientos propuestos se considera que no existe riesgo de falla por capacidad de carga.

VI.2.2. Segunda combinación de acciones

Considerando la segunda combinación de cargas (Art. 188, R.C.D.F.), en la que se consideran acciones permanentes más acciones accidentales, se analizaron las siguientes posibles combinaciones de cargas en cada una de las zapatas propuestas:

- I) (Carga muerta+Carga viva)*1.1 + Sismo en X * 0.33 + Sismo

- en Y * 1.1
- II) (Carga muerta+Carga viva)*1.1 + Sismo en X * 0.33 - Sismo en y * 1.1
- III) (Carga muerta + Carga viva)*1.1 + sismo en X * 1.1 + Sismo en Y * 0.33
- IV) (Carga muerta + Carga viva)*1.1 + sismo en X *0.33 + Sismo en Y * 1.1

Para fines de análisis, el ancho y el largo de diseño se modifica para tomar en cuenta el momento de volteo debido a fuerzas sísmicas, obtenido en este caso mediante el análisis estático (Cap. 8 NTCDS).

En el caso de momentos de volteo que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia "e" del centro geométrico del cimiento, las dimensiones de éste se tomarán como:

-en el sentido actuante del sismo:

$$B' = B - 2e_b$$

-en el sentido perpendicular al sismo:

$$L' = L - 0.30 e_l$$

De esta forma el área reducida será:

$$A' = B' * L'$$

En la tabla IV se indica, para cada cimiento, la combinación que resultó crítica para la torre D, así como los resultados que se obtuvieron al aplicar la desigualdad (2).

Tabla No. IV

Eje	TRAMO	COM. CRIT	Q	Mx	My	A'	1er. mem	2do. mem
1	B'-E	2	1377	287	-152	38.87	35.4	114.9
2	A-B	2	133	42	-14	5.20	24.1	128
3	A-E	2	4978	751	-396	62.53	80.9	106
4	C-D'	1	5694	-480	-99	71.20	80.0	119
4	A-B	2	3632	671	-97.7	37.75	96.2	121
5	A-E	2	4926	840	-192	61.78	79.7	106
6	A-B	2	173	49	-20	5.51	31.3	128
7	B'-E	1	1977	357	-155	41.6	47.5	121.7
E	1-3	1	3293	-389	-79.4	32.14	102.5	229
E	5-7	1	3691	-460	-98.8	38.79	95.1	224
C	1-3	2	3330	449	-272	38.61	86.2	197
C	5-7	2	3588	516	-271	38.49	93.2	197
B'	1'	2	36.5	-6.9	-2.8	1.87	19.57	136
C'	6-6'	2	248	18.3	-32.6	9.60	25.8	145

De acuerdo con los resultados anteriores se puede concluir que no existe riesgo de falla por cortante en la base de las zapatas debido a la segunda combinación de cargas.

El análisis descrito se realizó para las otras tres torres comprobándose en todos los casos el cumplimiento de la desigualdad (2).

NOTA: Cabe mencionar que las presiones de contacto en las zapatas se revisaron mediante la fórmula de la escuadría, verificando que no se presenten esfuerzos de tensión en la base de las mismas.

VI.2.3 Módulo de reacción

Para determinar el módulo de reacción máximo que se puede asignar al suelo en estudio se utilizó la expresión de Bowles:

$$K_R = 1.22 q_u \dots 3$$

donde:

q_u : capacidad de carga admisible en kg/cm^2

k_s : módulo de reacción en kg/cm^3

para la capacidad de carga admisible adoptada de 10 kg/cm^2 , se obtiene:

$$k_s = 12.2 \text{ kg/cm}^3$$

$$k_s = 12,200 \text{ ton/m}^3$$

VI.2.4 Cálculo de Hundimientos

El análisis de hundimientos totales se efectuó mediante la teoría de la elasticidad aplicando la siguiente expresión:

$$\delta_z = \frac{PB}{E} f_u$$

donde:

δ : Hundimiento.

B : Ancho del cimiento.

E : Módulo de elasticidad del suelo, determinado del ciclo de carga y descarga efectuado en la prueba de compresión simple.

F_u : Funciones de z/B y L/B , en donde z es la profundidad en el estrato considerado.

Aplicando la ecuación (4) se estimó un hundimiento menor de 1 cm, el cual se considera despreciable.

En lo referente a marcos de concreto, la relación existente entre el asentamiento diferencial y el claro, no debe exceder el valor de 0.004 señalado en la tabla II de las NTCDC.

Conforme a los resultados obtenidos esta condición de seguridad se cumple.

VI.3 Estabilidad de los cortes

Para alcanzar el nivel de desplante de la cimentación es necesario realizar una excavación del orden de 10.5 m, sobre el talud del cerro en los sitios en los que se ubicará cada una de las torres, por lo cual resulta necesario revisar la estabilidad de los cortes, y en caso de requerirse, proponer el sistema de soporte adecuado, tanto temporal como definitivo.

En lo que respecta al análisis de estabilidad de los cortes necesarios para desplantar la estructuras, se consideró que el estos tendrán una profundidad $H = 10.5$ m, talud vertical y sobre la corona de éste actúa una sobrecarga $q = 1.5$ t/m².

Para que el talud de la excavación resulte estable, deberá satisfacerse la siguiente desigualdad (RCDF):

$$F_c [(\gamma H^2 q) / \mu_q] < CN_o F_R \dots \dots (5)$$

donde:

γ_m : Peso volumétrico del material: 1.70 t/m³.

c : Cohesión aparente del terreno, 49 t/m³.

μ_q : Coeficiente de reducción por efecto de sobrecarga: 0.93.

Ne: Número de estabilidad, en función del ángulo de talud:
3.83

Fc: Factor de carga: 1.1.

FR: Factor de resistencia: 0.35.

Sustituyendo valores en la desigualdad anterior se obtiene:

$$23.0 < 65.7 \text{ t/m}^2$$

Por lo que se verifica que no existe riesgo de falla del talud.

VI.4 Recomendaciones para la realización de los cortes que se realizarán en cada una de las estructuras.

La construcción, en la mayor parte de las cimentaciones, requiere la excavación previa del área que ocuparán; pueden realizarse sin soporte utilizando un talud o con soporte usando algún tipo de ademe. Para la realización adecuada de las excavaciones se debe verificar que éstas se encuentren lejos de los estados límite de falla y de servicio. En la zona I de la ciudad de México por lo regular se pueden realizar sin soporte, no requieren bombeo y prácticamente no presentan movimientos durante su ejecución.

Cabe mencionar que el Artículo 226 del RCDF, ordena la suspensión de todo trabajo de excavación si se encuentra en ella restos fósiles o arqueológicos.

Para la realización de los cortes necesarios para desplantar las torres se recomienda protegerlos para evitar la acción de los agentes climáticos (intemperismo) en las paredes resultantes. Esta protección no cumple ninguna función estructural.

1.) La protección estará compuesta por una malla electrosoldada de 15 *15 de 1/4 de espesor con anclas formadas de varillas de 3/8 de diámetro, separadas entre sí a cada 2.0 m y dispuestas en tresbolillo. Se colocará un recubrimiento de concreto con un f'_c de 150 kg/cm², con un espesor de 5 cm.

2.) Con el propósito de evitar que el agua se acumule detrás del zampeado se deberá contar con un buen sistema de drenaje en la corona del talud y se deberá colocar drenes horizontales, incrustados en el mismo, formados por tubos de 2" de diámetro espaciados a cada 4 m.

CIMENTACION PROPUESTA PARA LAS TORRES A Y B

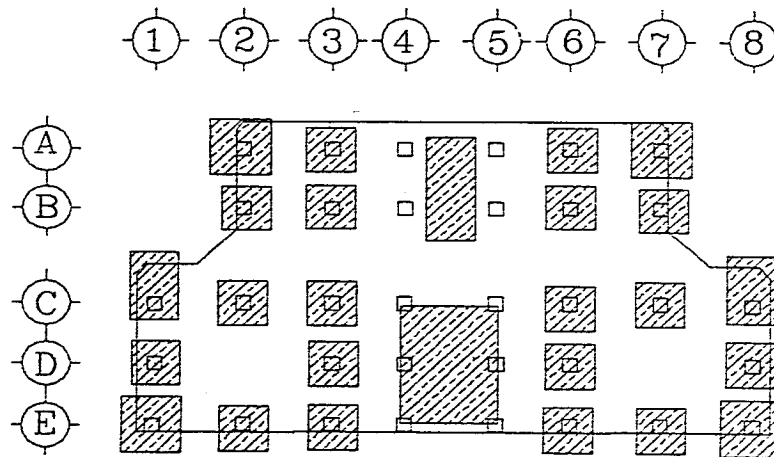


FIG: VI.1

CIMENTACION PROPUESTA PARA LA TORRE C

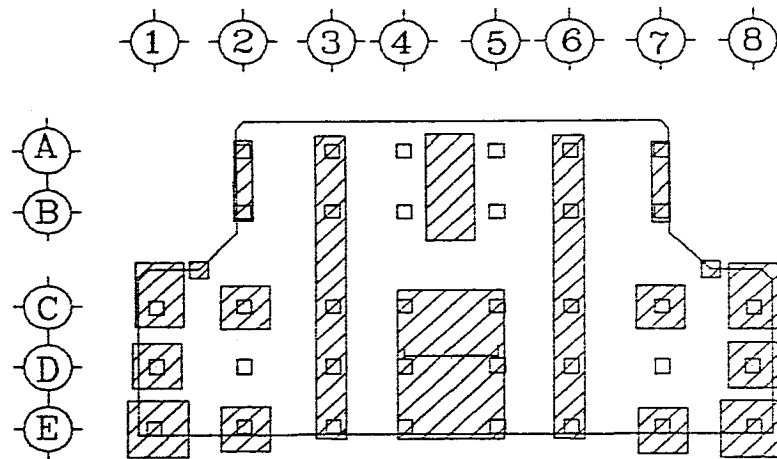


FIG: VI.2

CIMENTACION PROPUESTA PARA LA TORRE D

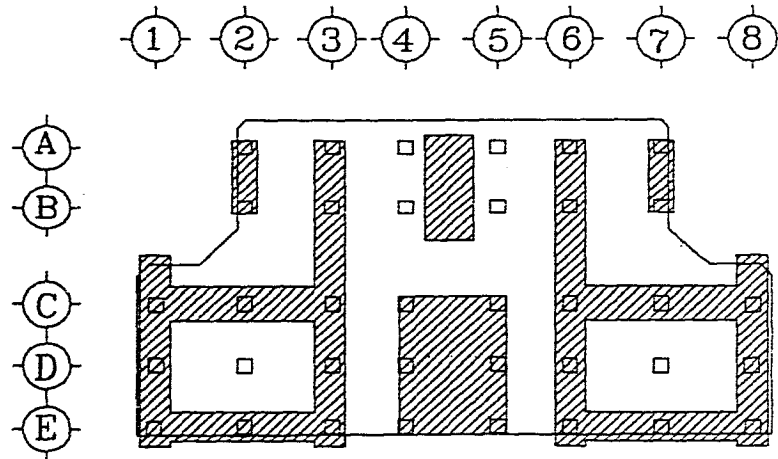


FIG: VI.3

CAPITULO VII

ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

VII ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION.

De acuerdo con las NTCDC, Capítulo 4, los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación, deberán determinarse a partir de revisar la combinación crítica de las diferentes.

Además, las presiones de contacto deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con dichos parámetros coincidan aproximadamente con el sistema subestructura-superestructura. Para lo anterior será aceptable suponer la existencia de un medio elástico y continuo.

Para ilustrar el diseño estructural de los tipos propuestos de cimentación se presenta el diseño de una zapata aislada y una corrida.

Se presenta el diseño de la zapata c-3, que de acuerdo con el estudio de Mecánica de Suelos resultó ser cuadrada, de 4.00 m de lado, desplantada a 2.50 m de profundidad. El diseño está basado en los ordenamientos contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC).

VII.1 ZAPATA AISLADA

Primera combinación de cargas:

Datos:

$$F_{az} = 1443.00 \text{ t}$$

$$M_{ax} = -3.13 \text{ t-m}$$

$$M_{ay} = -2.15 \text{ t-m}$$

El peso propio de la zapata se asignó considerando un peralte de 1.00 m, tal que

$$W_{zap} = 4.00 * 4.00 * 1.00 * 2.4 = 38.40 \text{ t}$$

de esta modo:

$$Q = 1443.00 + (38.40) * 1.4 = 1496.76 \text{ t}$$

$$q = Q/A = 1446.76/ 16 = 93.55 \text{ t/m}^2$$

Obtención del momento flexionante de diseño,

El momento flexionante de diseño resulta de:

$$M_u = \frac{R_n x^2 a}{2}$$

donde:

M_u : Momento flexionante último de la sección crítica localizada, por metro de ancho.

R_n : Reacción debida a la carga: 93.55 t/m²

x : Brazo de palanca (fig. VII.1)

a : Ancho de la zapata (4.00 m)

al sustituir valores se tiene que,

$$M_u = 36, 671 600 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del peralte necesario por flexión:

El momento flexionante resistente máximo de secciones rectangulares simplemente armadas (sin acero de compresión).

$$M_u = F_R b d^2 f'_c q_{max} (1 - 0.59 q_{max})$$

El porcentaje del acero de refuerzo (p), deberá estar comprendido entre un mínimo y un máximo para evitar agrietamiento por efectos de cambios volumétricos, así como comportamiento frágil.

-Porcentaje mínimo de acero:

$$p_{min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y} = 0.002635$$

y

- Porcentaje de acero de la condición balanceada:

$$p_b = \frac{f''_c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f'_c \cdot 6000} = \frac{0.8 \times 0.85 \times 250}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 \cdot 6000} = 0.01935$$

donde:

p_{min} Porcentaje mínimo de acero requerido

p_b Porcentaje balanceado de acero

f'_c Resistencia especificada del concreto en compresión = 250 kg/cm²

$f''_c = 0.80 \times 0.85 f'_c = 170$ kg/cm²

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero = 4200 kg/cm²

Considerando el 75% de porcentaje balanceado.

$$p_{máx} = 0.75 p_b = 0.75(0.019) = 0.01425$$

$$q_{máx} = p_{máx} \frac{f_y}{f'_c} = 0.3529$$

Así, el peralte por flexión, considerando el acero máximo como sección simplemente armada es:

$$d^2 = \frac{M_u}{f_r b f_c q_{máx} (1 + 0.5 q_{máx})}$$

sustituyendo valores:

$$d^2 = \frac{36,671600}{0.9 (400) (170) (0.353) (0.3529)}$$

de resolver la ecuación anterior una de las raíces nos arroja:

$$d = 45.40 \text{ cm}$$

Esto si se pusiese la máxima cantidad de acero de tensión como sección simplemente armada, ante la acción del M_u se requiere solo un peralte efectivo de 45.40 cm.

Revisión por esfuerzo cortante, (fig VII.2)

De acuerdo con las NTCDEEC, sección 2.1.5.h, la sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa y se ubica de acuerdo a lo siguiente:

.Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada a una distancia igual a $d/2$.

.Si el área cargada tiene entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea mínimo y que en ningún punto de su distancia a la periferia del área cargada sea menor que $d/2$, por lo demás se aplica lo dicho anteriormente.

Para el caso de este trabajo la sección crítica se encuentra separada del paño exterior de la zapata a una distancia:

$$x = \text{ancho de zapata}/2 - \text{ancho de columna}/2 - d/2$$

$$x = 4.00/2 - 1.20/2 - 0.454/2$$

$$x = 1.173 \text{ m}$$

tal que al área sombreada = $1.173 * 4.00 = 4.692 \text{ m}^2$

Así, la fuerza cortante que aporta el área sombreada es:

$$V_{\text{max}} = 4.692 * 93,550 = 438,936.60 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante que se aplica en la sección crítica de la zapata es:

$$v_{\text{cr}} = 438,936.6 / 400 * 45.4 = 24.17 \text{ kg/cm}^2$$

y, según el RCDF el esfuerzo cortante máximo de diseño no debe exceder de:

$$F_R (0.5 + \gamma) f_c^* = 0.8 (0.5 + 1) 0.8 * 250 = 21.2 \text{ kg/cm}^2$$

ni

$$F_R f_c^* = 0.8 (0.8 * 250) = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

Con base en los resultados anteriores se considera que la zapata falla por esfuerzo cortante, y por este motivo se debe incrementar el peralte "d".

Determinación del peralte mínimo debido a cortante:

Para determinar el peralte mínimo requerido se usa la siguiente expresión:

$$d_v = \frac{V_{\max}}{F_R b v_{cr}} = \frac{439,936.6}{0.8 \cdot 400 \cdot 11.31} = 121.28 \text{ cm}$$

Si se considera un recubrimiento de 8.00 cm, el peralte h resulta de 130 cm.

Revisión por penetración o perforación.

Mediante la siguiente ecuación se obtiene el perímetro de la sección crítica:

$$b_o = 4 \cdot (\text{ancho de columna} + d)$$

$$b_o = 4 (1.20 + d) = 4.80 + 4d$$

multiplicando todo por d se obtiene al área crítica:

$$b_o d = 4d^2 + 4.80 d$$

igualando con cero se obtiene la siguiente ecuación de segundo grado:

$$0 = 4d^2 + 4.80 d + b_o d$$

Al resolver la ecuación anterior se obtiene que el peralte mínimo por penetración requerido es:

$$d_1 = 122 \text{ cm}$$

con lo que se verifica que el diseño es adecuado.

- Revisión por flexión del diseño obtenido.

Con el peralte efectivo definido por cortante enseguida se evalúa cuanto se requiere de acero de tensión por Momento Flexionante, por ello a partir de la ecuación:

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q_{m\acute{a}x} (1 - 0.59 q_{m\acute{a}x})$$

al igualar el Mu actuante se obtiene que:

$$36,671,000 = 0.9 (400) (122)^2 (250 * 0.8 * 0.85) (q - 0.5q^2)$$

$$0.04026 = (q - 0.5q^2)$$

$$0 = q^2 - 2q + 0.08052$$

tal que al resolver la ecuación de segundo grado la raíz de interés vale:

$$q = 0.041$$

de este modo conociendo q, se puede obtener p,

$$p = \frac{q f'_c}{f_y} = \frac{0.041 * 170}{4200}$$

$$P_{necesario} = 0.0016$$

al comparar este valor con el p_{min} , rige este último, por tanto

$$p = 0.002635$$

DIMENSIONES DE LA ZAPATA CUADRADA				
b (cm)	d (cm)	r (cm)	p (t)	A _s (cm ²)
400	122	8	0.002635	128.6

finalmente la distribución de acero queda resuelta mediante varillas del # 6 @ 8 cm.

VII.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ZAPATA CORRIDA.

Para realizar el diseño estructural de la zapata corrida que se empleará en el eje 6 tramo A-E, de la torre D, se tomaron los datos proporcionados en el análisis de cargas que se presentan para cada una de las columnas involucradas.

Del estudio de Mecánica Suelos se tiene que la zapata requerida debe tener un largo de 25.0 m y un ancho de 2.5 m.

Datos

primera combinación de cargas:

En el siguiente cuadro se presentan los elementos mecánicos que actúan en cada una de las columnas que serán soportadas por la zapata en estudio (fig. VII.3):

Columna	A-3	B-3	C-3	D-3	E-3
F _{ax} (t)	1151.72	1391.61	1443.57	1152.00	916.94
M _{ay} (tm)	-4.59	9.82	-3.15	0.45	-0.17
M _{ax} (tm)	9.46	0.46	2.15	4.00	1.82

consideraciones:

Al analizar la acción de las cargas y momentos que actúan sobre las columnas, se idealizó la reacción que se tendrá en la zapata de la siguiente manera:

- La carga que baja por cada una de las columnas se distribuirá uniformemente sobre la sección de zapata adyacente cada una de ellas (fig. VII.4)

- Los momentos que se presentan en las columnas actuarán en la unión entre la zapata y la columna.

Una vez realizado el análisis estructural se obtuvieron los elementos mecánicos mostrados en la fig. VII.5.

Tomando en cuenta que los elementos mecánicos obtenidos son sumamente grandes se llegó a la conclusión de reforzar la zapata mediante la utilización de una contratrabe de rigidez.

Diseño de la contratrabe:

Para el diseño de la contratrabe se consideraron los elementos mecánicos críticos.

Datos:

$F_{az} = 979.66 \text{ t}$ $M_x = 1,022.625 \text{ tm} = 102,262,500$
kg.cm

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

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

Cálculo del peralte necesario por flexión.

El momento flexionante resistente máximo de secciones rectangulares simplemente armadas sin acero a compresión se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$M_R = F_R b d^2 f''_c q_{m\acute{a}x} (1 - 0.59 q_{m\acute{a}x})$$

El porcentaje de acero de refuerzo (p), deberá estar comprendido entre un mínimo y un máximo para evitar un agrietamiento por efectos volumétricos, así como comportamiento frágil

-Porcentaje mínimo de acero:

$$P_{min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y} = 0.002635$$

Y

- Porcentaje balanceado:

$$P_b = \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{0.8 \times 0.85 \times 250}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.01905$$

donde:

P_{min} : Porcentaje mínimo de acero requerido

P_b : Porcentaje balanceado de acero

f'_c : Resistencia especificada del concreto en compresión, 250 kg/cm²

$f''_c = 0.80 \times 0.85 f'_c = 170$ kg/cm²

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero = 4200 kg/cm²

Al considerar el 75% de porcentaje balanceado,

$$P_{max} = 0.75 P_b = 0.75 (0.01905) = 0.01429$$

$$q_{m\acute{a}x} = P_{m\acute{a}x} \frac{f_y}{f''_c} = 0.01425 \cdot \frac{4200}{170} = 0.3520$$

Como primera aproximación se asigna a la trabe un ancho de 0.80 m:

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q_{max} (1 - 0.59 q_{max})$$

al sustituir valores en la ecuación anterior, resulta:

$$102,262,500 = 0.9 (80) d^2 (170) (0.352) [1 - 0.5 (0.353)]$$

$$102,262,500 = d^2 (3550.19)$$

$$d = 169 \text{ cm}$$

Considerandole a la trabe un peralte 100 cm:

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q_{max} (1 - 0.59 q_{max})$$

al sustituir en esta ecuación, resulta:

$$102,262,500 = 0.9 (100) d^2 (170) (0.352) [1 - 0.5 (0.353)]$$

$$102,262,500 = d^2 (3550.19)$$

$$d = 151.8 \text{ cm}$$

De lo anterior se tiene que si se pusiera la máxima cantidad de acero en tensión como sección simplemente armada, ante la acción del M_u , las dimensiones de la trabe serán:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 152 \text{ cm}$$

$$r = 8 \text{ cm}$$

Revisión por esfuerzo cortante.

De acuerdo con las NTCDCEC, en vigas con relación claro a peralte total $L/4$, no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto V_{CR} se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{si } p < 0.1 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) f_c$$

$$\text{si } p > 0.1 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d f_c$$

Si L/h es menor que 4 las cargas y reacciones comprimen directamente la cara superior e inferior de la viga, V_{CR} , se obtendrá multiplicando el valor de la ecuación anterior por:

$$(3.5 - 2.5 M/Vd) > 1.0$$

pero sin que se tome V_{CR} mayor que:

$$1.5 F_R b d f_c$$

Datos:

Cortante en la columna $V = 979660 \text{ kg}$

Carga uniforme $w = 227300 \text{ kg/m}$

Peralte efectivo $d = 152 \text{ cm}$

Cortante crítico.

La fuerza cortante crítica en la trabe se encuentra localizada a una distancia "d" del paño de la columna de este modo:

$$V_{cr} = V - w (c/2 + d)$$

$$V_{cr} = 979660 - 227300 (0.60 + 1.52)$$

$$V_{cr} = 497,784 \text{ kg}$$

donde

V es el cortante máximo que actúa en la columna

w es la carga uniformemente repartida

c es el ancho de la columna

como $p > 0.1$

$$C_{CR} = 0.5F_Rbd f_c$$

$$C_{CR} = 0.5(0.9)(100)(152)(0.85)(250)$$

$$C_{CR} = 99,709.27 \text{ kg}$$

C_{CR} cortante que toma el concreto.

Considerando los resultados anteriores se tiene que el cortante que toma el concreto no es suficiente para absorber el cortante crítico que actúa en la trabe, para lo cual se puede aumentar el peralte o bien la diferencia se puede tomar mediante la colocación de estribos.

Con el propósito de absorber el esfuerzo cortante que no toma el concreto se colocarán estribos del número 5, y la separación de estos se obtendrá mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{F_R A_v d f_y}{V_u - V_{CR}}$$

donde:

- F_R Factor de resistencia: 0.8
- A_v Area transversal del acero de refuerzo (estribos): 1.99 cm² por cada hilo.
- d Peralte efectivo de la trabe : 170 cm.
- f_y esfuerzo de fluencia del acero: 4200 kg/cm².
- V_u Cortante que actúa en la sección crítica: 388,620 kg.
- V_{CR} Cortante que toma el concreto: 99,709,27 kg.

$$s = \frac{0.8(1.99)(2)(170)(4200)}{388620 - 99709.27} = 7.03 \text{ cm}$$

-aumentando el peralte efectivo d a 200 cm y el ancho b a 120 cm

$$C_{CR} = 0.5F_R b d f_c$$

$$C_{CR} = 0.5(0.9)(120)(200)(0.85)(250)$$

$$C_{CR} = 157435.70 \text{ kg}$$

$$s = \frac{0.8(1.99)(2)(200)(4200)}{388620 - 157435.7} = 11.57 \text{ cm}$$

de acuerdo con lo anterior las dimensiones de la trabe resultan ser:

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$d = 2.00 \text{ m}$$

$$r = 0.10 \text{ m}$$

- Revisión por flexión del diseño obtenido.

Con el peralte efectivo requerido por esfuerzo cortante se verifica cuanto se requiere de acero por tensión para absorber el momento flexionante

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q_{\max} (1 - 0.59 q_{\max})$$

al igualar el M_u actuante se tiene que:

$$102,262,500 = 0.9(120)(200)^2(250 * 0.8 * 0.85)(q - 0.5q^2)$$

$$0.1392 = (q - 0.5q^2)$$

$$0 = q^2 - 2q + 0.1392$$

al resolviendo la ecuación de segundo grado la raíz e interés vale:

$$q = 0.0722$$

Así una vez conocido q, se puede obtener p,

despejando p

$$p = \frac{q \cdot f_y}{f_y} = \frac{0.0722 \cdot 170}{4200}$$

$$p = 0.0029$$

Al compara este valor con el p_{\min} y con p_{\max} se tiene que queda comprendido entre ambos, por tal motivo el porcentaje requerido de acero es de $p = 0.0029$.

Así las características de la trabe de rigidez será de las siguientes características:

DIMENSIONES DE LA CONTRATRABE.				
(cm)	d (cm)	r (cm)	p (%)	A_s (cm ²)
120	200	8	0.0029	69.4

de este modo la distribución de acero de refuerzo se hará mediante 9 varillas de # 12 @ 12 cm y estribos del # 5 @ 12 cm.

DISEÑO DE LA ZAPATA EN QUE SE SOPORTARA LA CONTRATRABE.

Para revisar el ancho de la zapata en que se desplantará la trabe se considero el tramo A-B.

Conforme al estudio de Mecánica de Suelos el ancho de la zapata deberá ser de 2.50 m.

Primera combinación de carga:

Datos

b: 2.50 m

w: 118540 kg/cm²

ancho de trabe 1.20 m

Obtención del momento de flexionante de diseño:

El momento flexionante de diseño resulta de la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{R_n x^2 a}{2}$$

M_u: Momento flexionante último de la sección crítica localizada a un peralte "d" del paño de la columna, por metro de ancho

R_n: Reacción debida a la carga: 118.54 t/m².

x: Brazo de palanca: 0.65 m

a: Ancho de la zapata (2.50 m)

Al sustituir los valores se tiene que:

$$M_u = 2,504,157.5 \text{ kg.cm}$$

Cálculo del peralte necesario por flexión:

El momento flexionante resistente máximo de secciones rectangulares simplemente armadas (sin acero a compresión) es:

$$M_R = F_R b d^2 f'_c \alpha_{max} (1 - 0.59 \alpha_{max})$$

El porcentaje de acero de refuerzo (p) deberá estar comprendido entre un mínimo y un máximo para evitar agrietamiento por efectos de cambios volumétricos, así como comportamiento frágil.

-Porcentaje mínimo de acero:

$$P_{min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y} = 0.002635$$

- Porcentaje de acero de la condición balanceada:

$$P_b = \frac{f'_c \text{ subc}}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{0.8 \times 0.85 \times 250}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.01905$$

donde:

P_{min} Porcentaje mínimo de acero requerido

P_b Porcentaje balanceado de acero

f'_c Resistencia especificada del concreto en compresión = 250 kg/cm²

$f'_c = 0.80 \times 0.85 f'_c$

f_y Esfuerzo especificado de fluencia del acero = 4200 kg/cm²

Al considerar el 75% de porcentaje balanceado,

$$P_{max} = 0.75 P_b = 0.75 (0.01905) = 0.01429$$

$$q_{max} = P_{max} \frac{f_y}{f_c} = 0.3529$$

Así el peralte por flexión, considerando el acero máximo como sección simplemente armada es:

$$d^2 = \frac{M_u}{F_R b f_c \rho_{max} (1 - 0.5 \rho_{max})}$$

$$d^2 = \frac{2,504157.5}{0.9(100)(170)(0.3529)(1 - 0.5 \times 0.3529)}$$

Al resolver la ecuación anterior, una de las raíces nos arroja:

$$d = 23.73 \text{ cm}$$

Esto es si se pudiese la máxima cantidad de acero de tensión como sección simplemente armada, ante la acción del M_u , se requiere solo un peralte efectivo de 23.73 cm.

Revisión del peralte debido al esfuerzo cortante (fig. VII.2)

Para el caso de este trabajo la sección crítica se encuentra separada del paño de la columna a una distancia:

$$x = \text{ancho de zapata}/2 - \text{ancho de columna}/2 - d/2$$

$$x = 2.50/2 - 1.20/2 - 0.23/2$$

$$x = 0.535 \text{ m}$$

tal que el área sombreada = $0.535 \times 1.00 = 0.535 \text{ m}^2$

Así, la fuerza cortante que aporta el área sombreada es:

$$V_{max} = 0.535 * 118,540 = 63,418.90 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante que se aplica en la sección crítica de la zapata es:

$$V_{cr} = 63,418.90 / (0.8 * 100 * 23) = 34.47 \text{ kg/cm}^2$$

el cortante que toma el concreto se determina con la siguiente expresión.

$$V_u = F_R f_c = (0.8)(0.8)(250) = 11.31$$

en base a los resultados anteriores se considera que la zapata falla por esfuerzo cortante, y por este motivo se debe incrementar el peralte "d".

Determinación del peralte mínimo debido a cortante:

$$d_v = \frac{V_{max}}{F_R b V_{cr}} = \frac{63,420}{0.8 * 100 * 11.31} = 70 \text{ cm}$$

si se considera un recubrimiento de 10 cm el peralte h resulta de 80 cm.

Revisión del nuevo peralte:

La distancia de la sección crítica al paño de la columna es:

$$x = \text{ancho de zapata}/2 - \text{ancho de columna}/2 - d/2$$

$$x = 2.50/2 - 1.20/2 - 0.70/2$$

$$x = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{área sombreada} = 0.30 * 1.00 = 0.30 \text{ m}^2$$

así la fuerza cortante que aporta el área sombreada es:

$$V_{\text{max}} = 0.30 * 118,540 = 35,562 \text{ kg}$$

y el esfuerzo que se aplica en la sección crítica de la zapata es:

$$v_{\text{cr}} = 35,562 / (0.8 * 100 * 70) = 6.35 \text{ kg/cm}^2$$

lo que indica que la sección propuesta por cortante es la adecuada.

- Revisión por flexión del diseño obtenido.

Con el peralte efectivo definido por cortante, se calculará cuanto se requiere de acero a tensión por momento flexionante, para ello a partir de la ecuación

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q_{\text{máx}} (1 - 0.59 q_{\text{máx}})$$

se iguala al M_u actuante y se tiene que:

$$2,504,157 = 0.9 (100) (70)^2 (250 * 0.8 * 0.85) (q - 0.5q^2)$$

$$0.0334 = (q - 0.5q^2)$$

$$0 = q^2 - 2q + 0.0334$$

Tal que al resolver la ecuación de segundo grado la raíz de interés vale:

$$q = 0.017$$

conociendo q, se puede obtener p,

$$p = \frac{q * F_c}{f_y} = \frac{0.041 * 170}{4200}$$

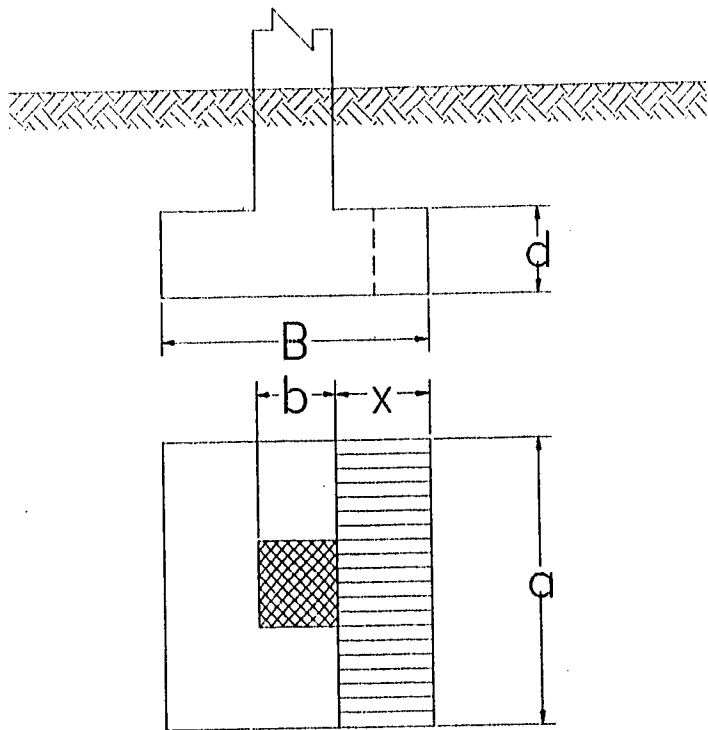
$$p = 0.00069$$

de comparar este valor con el p_{min} , rige este último, por tanto

$$p = 0.002635$$

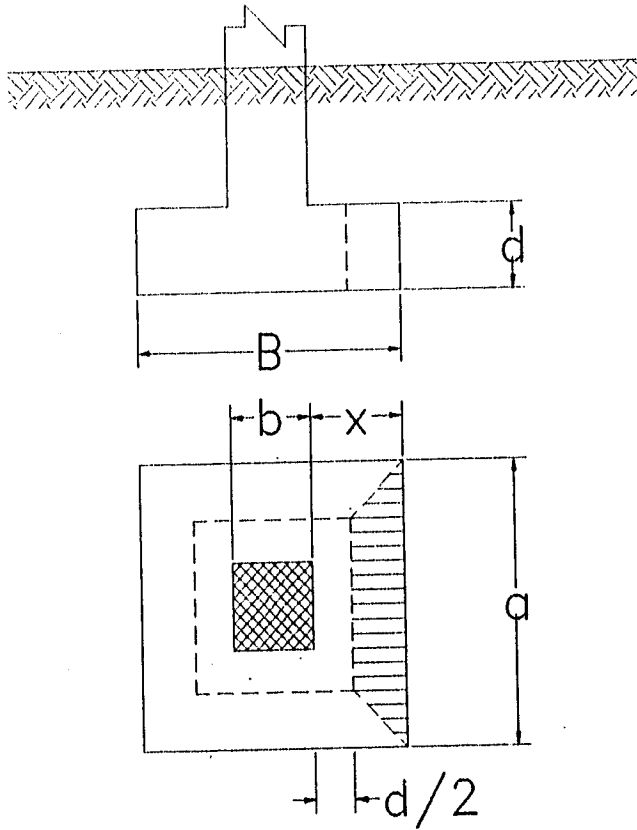
DIMENSIONES DE LA ZAPATA CORRIDA					
b (cm)	L (m)	d (cm)	r (cm)	p (%)	A_s (cm ²)
400	25	70	8	0.002635	73.778

finalmente la distribución de acero queda resuelta mediante Varillas del # 6 @ 15 cm.



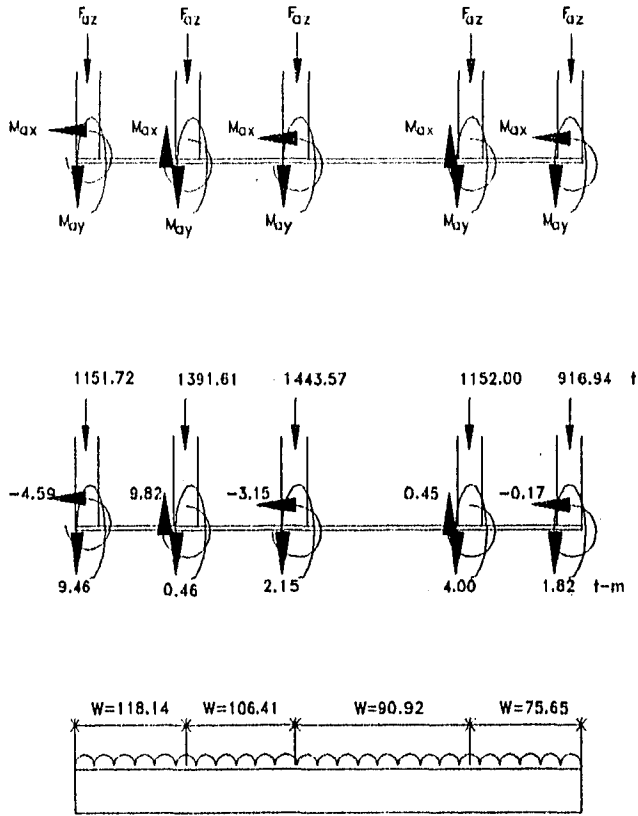
AREA TRIBUTARIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE.

FIG.: VII.1



AREA TRIBUTARIA PARA FUERZA CORTANTE

FIG.: VII.2



CARGAS DE DISEÑO

FIG.: VII.3

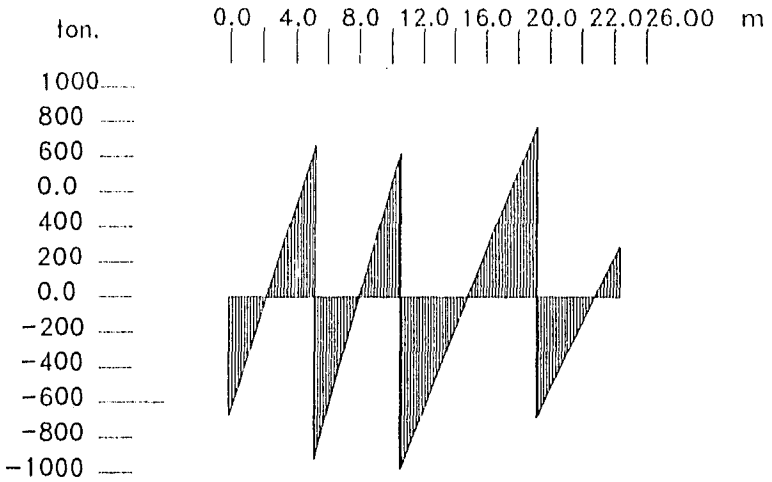


DIAGRAMA DE ESFUERO CORTANTE

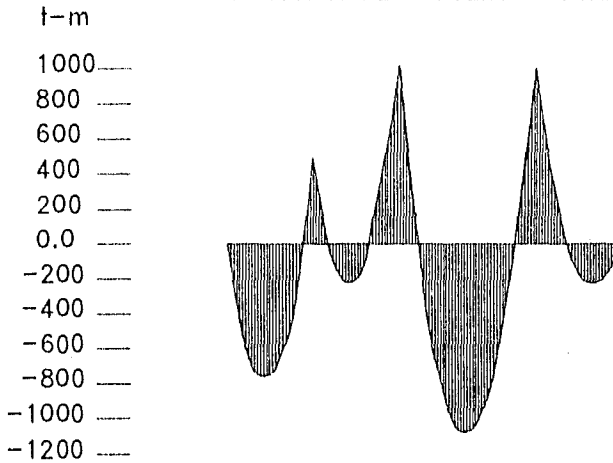
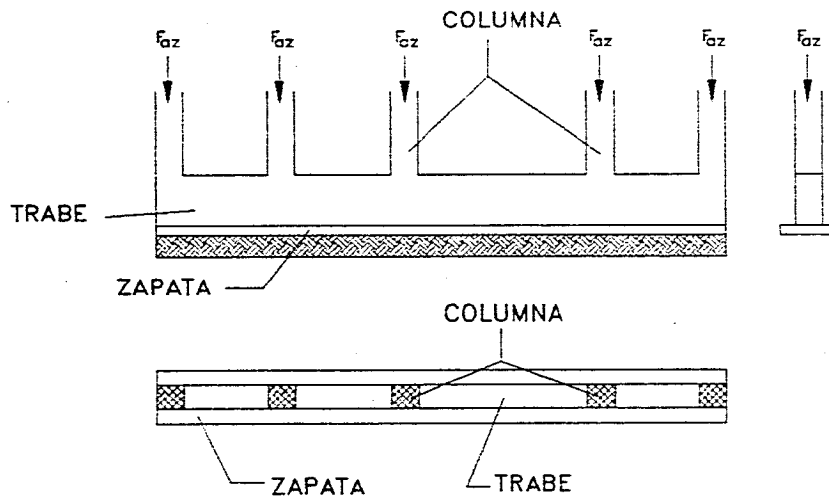


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

FIG.: VII.4



CORTE ESQUEMATICO

FIG.: VII.5

CAPITULO VIII

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

VIII PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de la cimentación de las diferentes torres requiere de realizar excavaciones, las cuales deberán sujetarse a los siguientes lineamientos:

a) Antes de comenzarlas se deberá de construir un sistema de drenaje superficial, el cual evite que el agua producto de precipitaciones pluviales escurra dentro de las zonas en que se realizarán los diferentes cortes (figura VIII.1).

b) Los cortes necesarios para alojar la cimentación y los sótanos, se podrán realizar en forma vertical y en una sola etapa, hasta el nivel de piso terminado (NPT) del primer sótano (figura VIII 2).

En caso de que la excavación se realice en época de lluvias es conveniente que el fondo de ella tenga una pendiente de 2%, hacia la parte más baja del terreno natural, y para permitir la salida del agua pluvial hacia la barranca.

c) Los cortes ejecutados deberán protegerse contra el intemperismo mediante concreto lanzado, de $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$, en espesor mínimo de 5 cm y malla electrosoldada de 15×15 de 1/4 de espesor, anclada con varillas de 3/8" de diámetro y 60 cm de longitud. En los tramos en que se requerirá traslapar la malla, el traslape no será menor de 50 cm en ambos sentidos. Para evitar que el agua de lluvia se acumule detrás del zampeado, se colocarán drenes horizontales de 15 cm de longitud, constituidos por tubos perforados de 2" de diámetro, espaciados a 3.5 m en ambos sentidos (figura VIII.3).

d) La protección de concreto lanzado deberá iniciarse en los cortes adyacentes a ejes a los 1 y 8, y una vez construidas las

zapatas del eje E (como se indica más adelante) se procederá con el zampeado del corte adyacente a dicho eje.

e) Para realizar la construcción de las zapatas localizadas a lo largo del eje E una vez concluida la actividad mencionada en el punto anterior se procederá de la siguiente manera.

- e.1 Las zapatas cuadradas se alojarán en excavaciones de 2.50 m de profundidad bajo NPT, de dimensiones $B * (B-P)$, siendo B el ancho del cimiento y P la penetración de la excavación sobre el talud vertical (figura VIII.4).
- e.2 Para cada zapata la excavación sobre el corte vertical se iniciará del centro hacia las orillas (figura VIII.5).
- e.3 Una vez realizada la excavación en la zona central del corte se colocará un puntal de sección cuadrada tipo cajón formado por dos ángulos de lados iguales de 3" soldados. En el extremo superior del puntal se soldará una placa cuadrada metálica de 1/2" de espesor y de 50 cm de lado, mientras que en extremo inferior se soldará una placa similar de 30 cm de lado (figura VIII.6).
- e.4 Conforme avance la excavación en hacia los extremos se colocará un par de puntales más, separados del puntal central una distancia igual a $B/4$ (figura VIII.7).
- e.5 En caso de que no se utilice cimbra para el colado de las zapatas, será necesario proteger las paredes de la caja mediante un repellado de concreto.
- e.6 Se procederá al armado del acero necesario para la zapata en proceso (figura VIII.8).

- e.7 Una vez concluido el armado de las zapatas se colará de adentro hacia afuera. Cabe mencionar que los puntales colocados durante el proceso de excavación deberán quedar ahogados en el concreto.
- e.8 Una vez concluido el colado del cuerpo de la zapata se procederá a rellenar con concreto ciclopeo de $f'c=150$ kg/cm² el espacio que resulta vacío entre la zapata y el talud del corte (figura VIII.9).
- e.9 Para hacer el piso de los sótanos, se rellenará la parte A mostrada en la figura 9.

Para la construcción de las zapatas interiores no se requiere de ninguna protección, ya que al realizar la excavación requerida no se pone en peligro la estabilidad de las paredes de los cortes.

ADVERTENCIA:

El proceso descrito en el inciso No. e deberá de realizarse en el menor tiempo posible.

Durante el proceso constructivo deberá de llevarse un registro permanente del movimiento que pudiera presentarse en los diferentes taludes, sobre todo durante la construcción de las zapatas alojadas en el eje E.

CUNETETA PARA DRENAJE PLUVIAL.

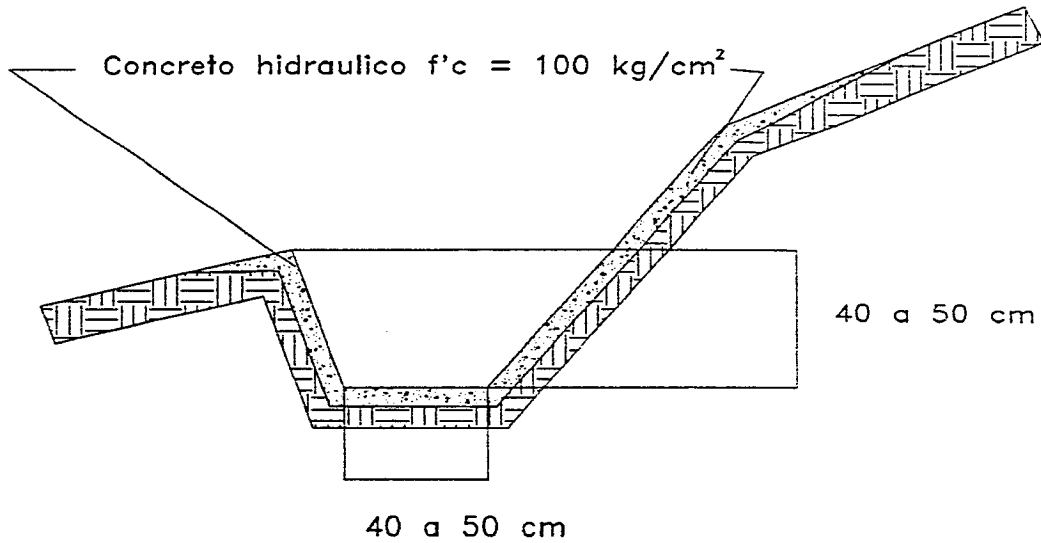


FIG: VIII.1

ESQUEMA DEL CORTE ORIENTE-PONIENTE DE LA EXCAVACION

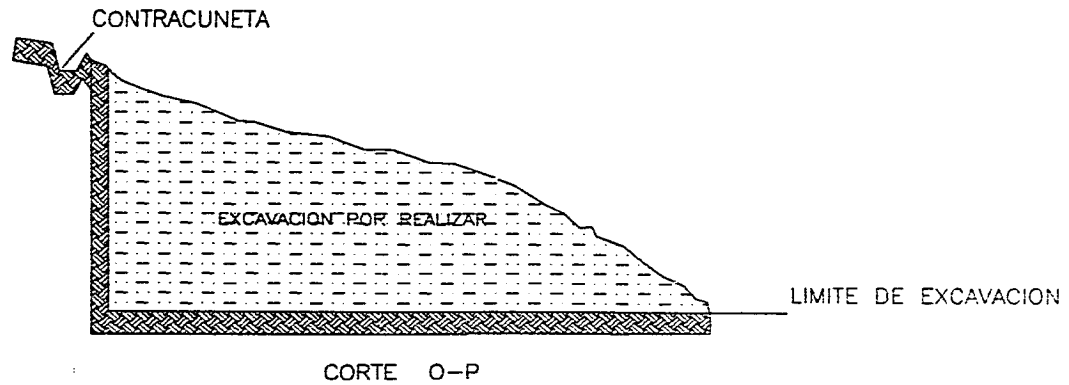
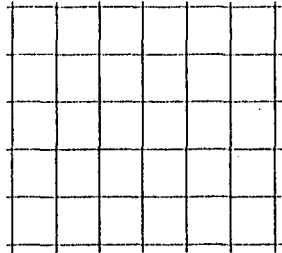


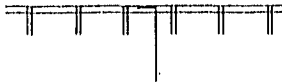
FIG.:VIII.2

ZAMPEADO.

MALIA ELECTROSOLDADA.
DE 15 X 15 DE 1/4 O



DRENES HORIZONTALES DE 15 cm
DE LONGITUD FORMADOS POR
TUBOS PERFORADOS DE 2" DE
DIAMETRO, ESPECIADOS A 3.5 m
EN AMBOS SENTIDOS



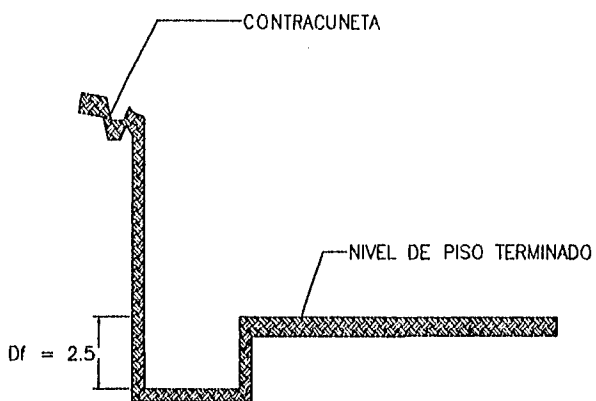
BORDE DEL TALUD NATURAL

ANCLA
VARILLA No 3 DE 0.5 m
DE LONGITUD; CON ESCUADRA
EN EL EXTREMO DE 10 cm
Ø 2.5 m DISPUESTAS EN
TRESBOLILLO.

FIG.: VIII.3

EXCAVACION SOBRE EL CORTE VERTICAL PARA EL HINCADO DE ZAPATAS.

CORTE O-P



PLANTA.

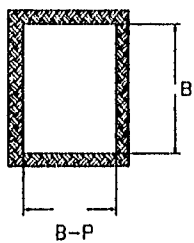


FIG.: VIII.4

EXCAVACION SOBRE EL TALUD VERTICAL.

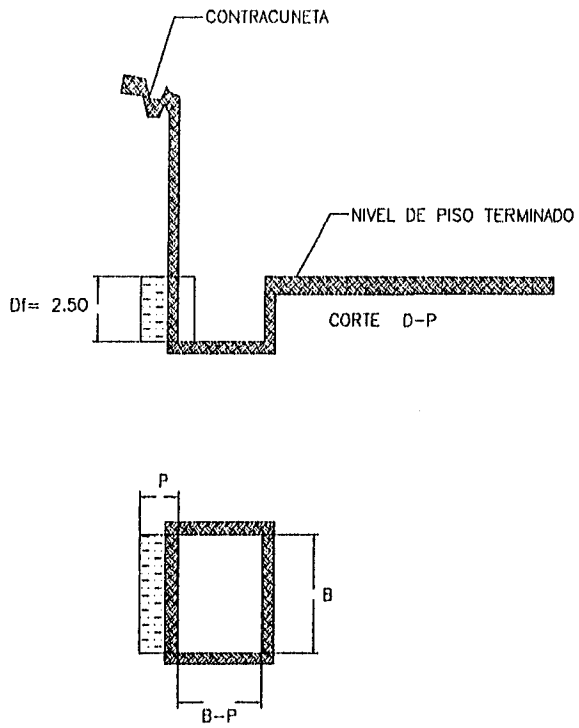


FIG.: VIII.5

COLOCACION DEL PUNTAL DE PROTECCION

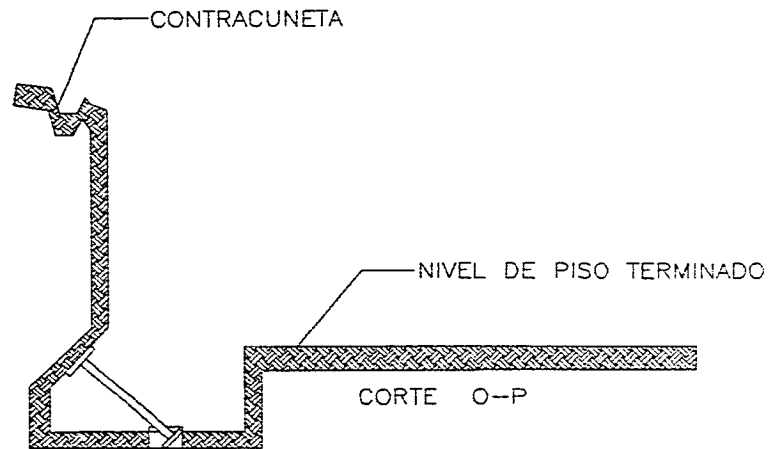


FIG.: VIII.6

DISTRIBUCION DE PUNTALES

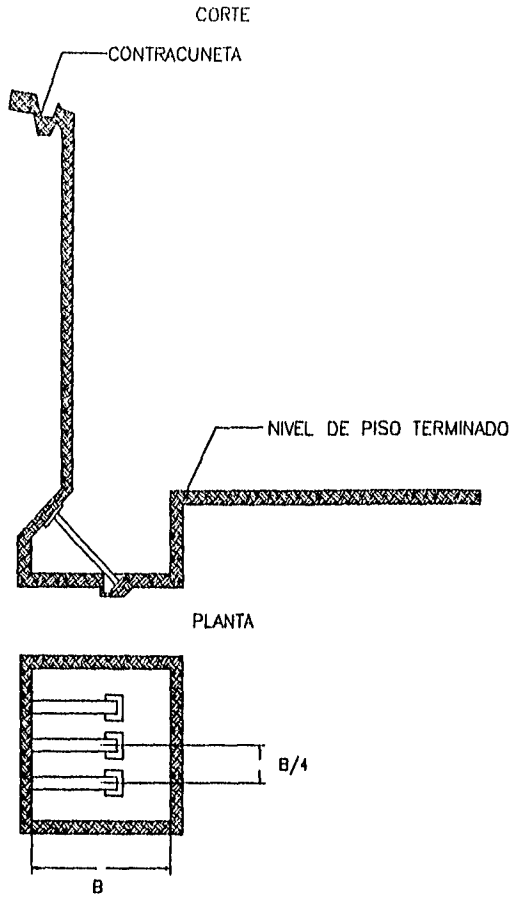


FIG.: VIII.7

ARMADO EN ZAPATAS CUADRADAS DEL EJE E.

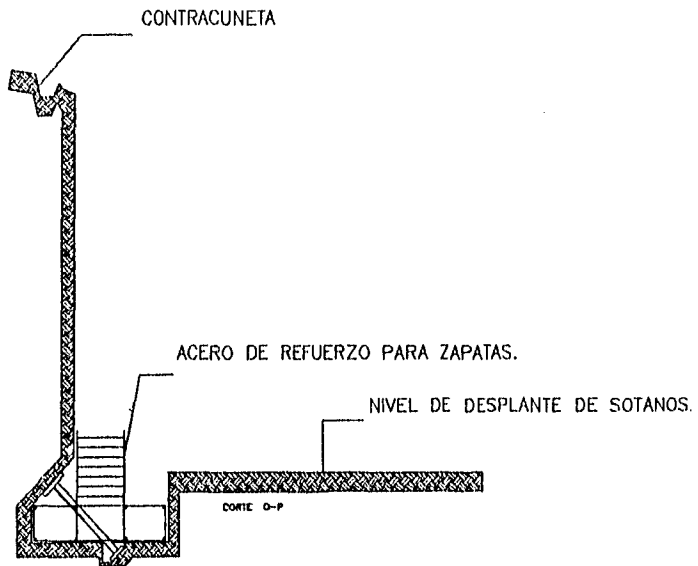


FIG.: VIII.8

RELLENO DE CONCRETO CICLOPEO

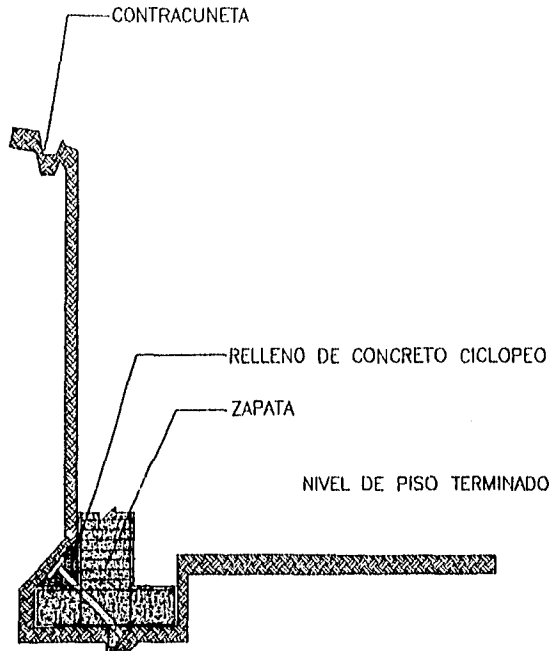


FIG.: VIII.9

CAPITULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

IX CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la presente tesis se han disentido los conceptos que se intervienen en el diseño de una cimentación localizada al poniente de la ciudad de México.

El predio en estudio se localiza dentro de la provincia fisiográfica denominada "Eje Neovolcánico Transmexicano". La zona presenta una permeabilidad que va de media a buena, pasando a formar parte de la zona de recarga para los acuíferos del valle de México, localizados a una profundidad entre 150 y 200 m.

El funcionamiento hidrogeológico se basa en un sistema acuitardo, constituido principalmente por un paquete predominantemente arcilloso, y un sistema profundo que presenta una extensión del acuífero principal de la ciudad de México, con lo que se tiene que la densidad de red es regular siguiendo un patrón dendrítico, subparalelo.

Del reconocimiento Geofísico del tipo Polo-Dipolo, en el que se realizaron tres líneas de 170, 190 y 100 m cada una, con espaciamiento de 10 m, la anomalía más importante localizada fue una falla no activa con dirección E-W, situada a 8.00 m del pie de las torres A y B, y que por su naturaleza no constituye ningún peligro para las estructuras por desplantarse.

La zona en la que se pretende construir el conjunto habitacional, se encuentra formada por suelos y rocas firmes de origen volcánico, generalmente de tobas y brechas en el poniente y derrames basálticos en el sur. El problema principal que presenta la zona es la posible existencia de minas originadas por la explotación de bancos de materiales utilizados en la industria de la construcción. En nuestro predio no se encontraron minas al menos

en los puntos en donde se localizaron los sondeos.

Las NTCDC, recomiendan como mínimo un sondeo exploratorio por edificio, pero considerando la importancia de las obras por realizar el programa se estante a la realización de tres sondeos de penetración estándar a 20 m. de profundidad y tres a 15 m, complementados con seis pozos a cielo abierto programados a 3.00 m de profundidad, pero debido a la dureza del material, solo uno alcanzo la profundidad de 3.0 m y los restantes 1.0 m.

Todas las muestras obtenidas en los sondeos fueron objeto de una clasificación preliminar en campo y enviadas a laboratorio para su clasificación definitiva y ensaye.

En lo que respecta a las condiciones hidráulicas del sitio, el nivel de aguas freáticas no se detectó.

En general los materiales encontrados en cada uno de los sondeos no presentaron cambios significativos, ya que las diferencias encontradas se debieron principalmente a la ubicación de los sondeos, respecto al nivel de perforación. El material encontrado en cada uno de los sondeos consistió principalmente de limo con arena y gravillas en estado compacto, con contenidos de agua que oscilan entre el 10 y 35 %.

Del PCA-1 se extrajo una muestra cúbica a la cual se le practicaron las pruebas triaxial y de compresión simple. De la primera se obtuvieron como parámetros de resistencia: un ángulo de fricción $\phi = 45^\circ$ y una cohesión $c = 1.70 \text{ kg/cm}^2$, y de la segunda $c = 4.89 \text{ kg/cm}^2$. Las propiedades mecánicas de los suelos atravezados en los sondeos de Penetración Estándar se determinaron mediante correlaciones entre numero de golpes y los parámetros de resistencia y compresibilidad.

Para analizar el tipo de cimentación requerida para las estructuras por construir se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

-El área en planta de cada una de las torres es de 1250 m².

-Cada torre estará integrada por tres sótanos, planta baja, diecinueve niveles tipo, pent-hause, además de un helipuerto ubicado en la azotea de cada torre.

-El peso de cada torre sin tomar en cuenta la cimentación es de 25,500 ton.

-La topografía del predio y propiedades mecánicas de los materiales encontrados.

Considerando los aspectos antes mencionados se llegó a la conclusión de utilizar para cada una de las torres una cimentación combinada a base de zapatas aisladas y corridas, desplantadas a 2.50 m de profundidad.

De los parámetros obtenidos de las pruebas mecánicas realizadas y utilizando la teoría de Terzaghi para un suelo predominantemente cohesivo se obtuvo una capacidad de carga de 100t/m².

Se revisaron los ELF de acuerdo con el RCDF, encontrándose que la cimentación propuesta cumple con dichos estados límite, tanto para la primera como para la segunda combinación de acciones.

El módulo de reacción máximo que se puede asignar al suelo en estudio para la capacidad de carga admisible de 10 kg/cm², es de $k_s = 12.2 \text{ kg/cm}^3$ o $k_s = 12,200 \text{ ton/m}^3$.

Para revisar el ELS de la cimentación se hizo uso de la teoría de la elasticidad de la cual se obtuvo que el hundimiento máximo esperado será del orden de 1.00 cm, el cual resulta despreciable. Por otra parte la relación que existe entre el asentamiento diferencial y el claro no excede de 0.004 señalado como máximo por las NTCDC en la tabla II (estructuras a base de marcos de

concreto).

Del análisis estructural realizado a una zapata aislada y a una zapata corrida se desprende el siguiente dimensionamiento:

La Zapata aislada ubicada en el cruce de los ejes C y 3, en las torres A y B, que de acuerdo con el estudio de Mecánica de Suelos esta resulta ser cuadrada de 4.00 m de lado.

En base al análisis realizado la zapata aislada por construir tendrá las siguientes características:

DIMENSIONES DE LA ZAPATA CUADRADA				
b (cm)	d (cm)	r (cm)	p (%)	A _s (cm ²)
400	122	8	0.002635	128.6

finalmente la distribución de acero queda resuelta mediante varillas del # 6 @ 8 cm. ambos sentidos, se recomienda que adicional al acero colocado por flexión en el lecho inferior de la zapata, se coloque el 60 % de este en el lecho superior.

La zapata corrida recomendada para la Torre D, a lo largo del eje 6 en el tramo de A-B, deberá tener las siguientes características:

DIMENSIONES DE LA CONTRATRABE.				
(cm)	d (cm)	r (cm)	p (%)	A _s (cm ²)
120	200	8	0.0029	69.4

la distribución de acero de refuerzo se hará mediante 9 varillas de # 12 @ 12 cm y estribos del # 5 @ 12 cm.

y

DIMENSIONES DE LA ZAPATA CORRIDA					
B (cm)	L (cm)	d (cm)	r (cm)	p (%)	Λ_s (cm ²)
400	2500	70	8	0.002635	73.778

y la distribución de acero será resuelta mediante Varillas del # 6 @ 15 cm en el lecho inferior y se recomienda que el 60 % del acero colocado en el lecho inferior se coloque también en el lecho superior.

Conforme al proyecto arquitectónico del desarrollo residencial, para ubicar los sótanos se deberá realizar una excavación del orden de 10.50 m, en talud vertical y para su análisis se considero que sobre la corona de este actúa una carga de 1.5 t/m² a lo largo del corte.

Para alcanzar el nivel de desplante de la cimentación es necesario realizar una excavación del orden de 10.5 m, sobre el talud del cerro en los sitios en los que se ubicará cada una de las torres, por lo que se revizó la estabilidad de los cortes, y se propusó el sistema de protección para necesario.

En lo que respecta al análisis de estabilidad de los cortes necesarios para desplantar la estructuras, se consideró que el corte tendrá una profundidad de H = 10.5 m, talud vertical y sobre la corona de éste actúa una sobrecarga $q = 1.5$ t/m².

1.) La protección estará compuesta por una malla electrosoldada de 15 *15 de 1/4 de espesor con anclas formadas de varillas de 3/8 de diámetro, separadas entre sí a cada 2.0 m y dispuestas en tresbolillo. Se colocará un recubrimiento de concreto

con un $f'c$ de 150 kg/cm², con un espesor de 5 cm.

2.) Con el propósito de evitar que el agua se acumule detrás del zampeado se deberá contar con un buen sistema de drenaje en la corona del talud así como la colocación de drenes horizontales, incrustados en el mismo, formados por tubos de 2" de diámetro espaciados a cada 4 m.

ESTE FOLIO HA DEBE
SER DE LA BIBLIOTECA

REFERENCIAS

1. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions
L. Zeevaert. Van Nostrand Reinhold 1973.

2. Reglamento de Construcciones para el D.F.
Gaceta Oficial de la Federación. 1993.

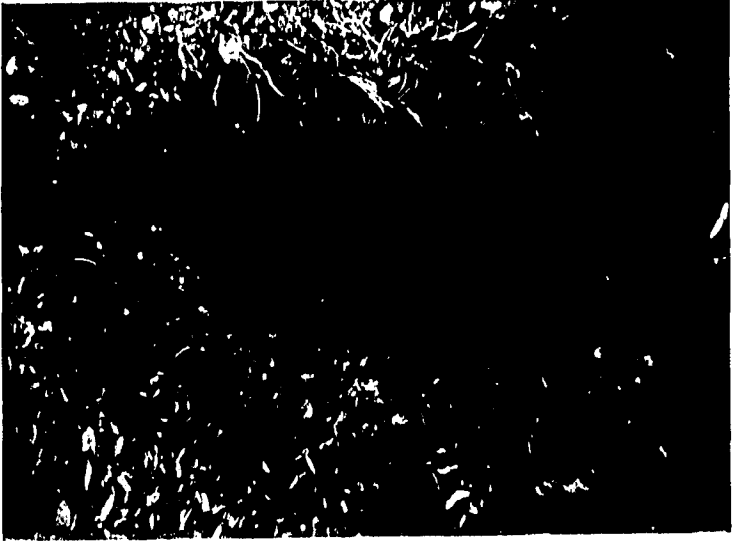
3. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y
Construcción de Cimentaciones. Gaceta Oficial de la
Federación. 1987.



ASPECTO FÍSICO DEL PREDIO EN ESTUDIO



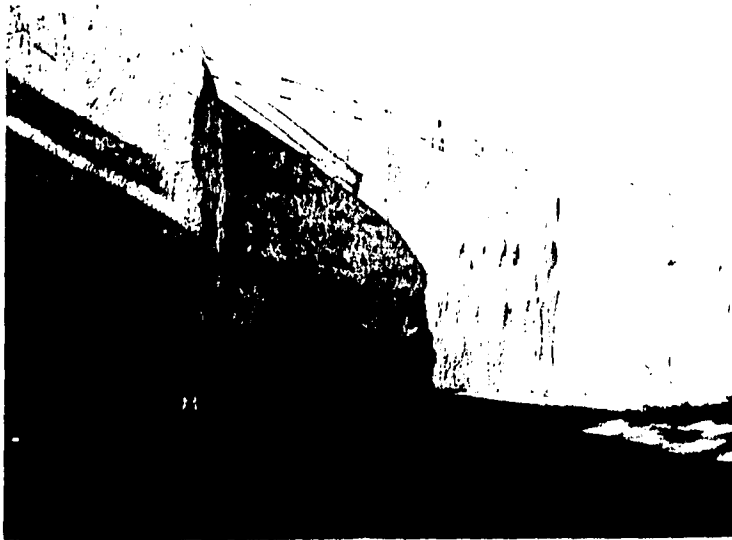
ASPECTO DE LA CAÑADA FRENTE A LA TORRE D



POZO A CIELO ABIERTO N° 1.



POZO A CIELO ABIERTO N° 2



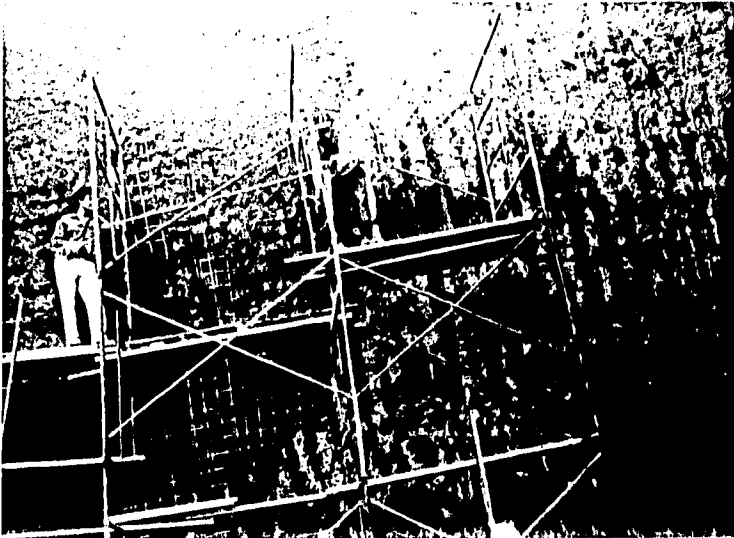
ZONA DE CORTE PROTEGIDA CONTRA INTEMPERISMO



CORTE REQUERIDO PARA ALOJAR ZAPATAS.



DISTRIBUCION DE ACERO DE UNA ZAPATA CUADRADA



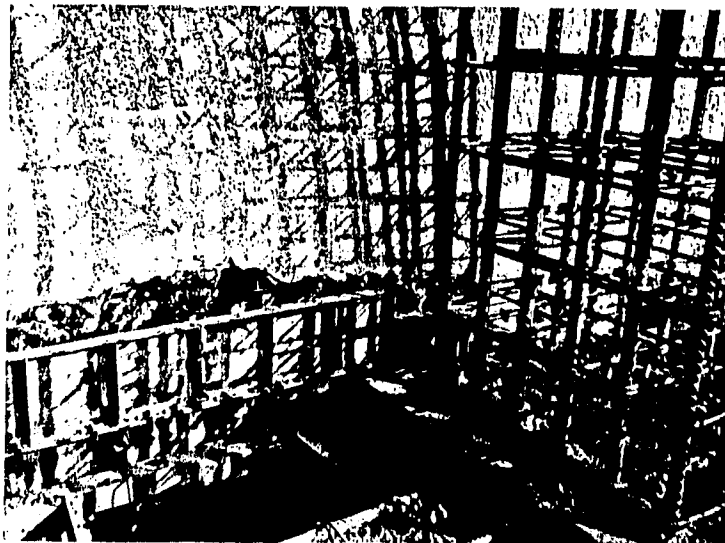
PROTECCION DE CORTES PARA AJUSTO DE ZAPATAS



COLOCACION DE PUNTALES PARA LA PROTECCION DEL TALUD VERTICAL.



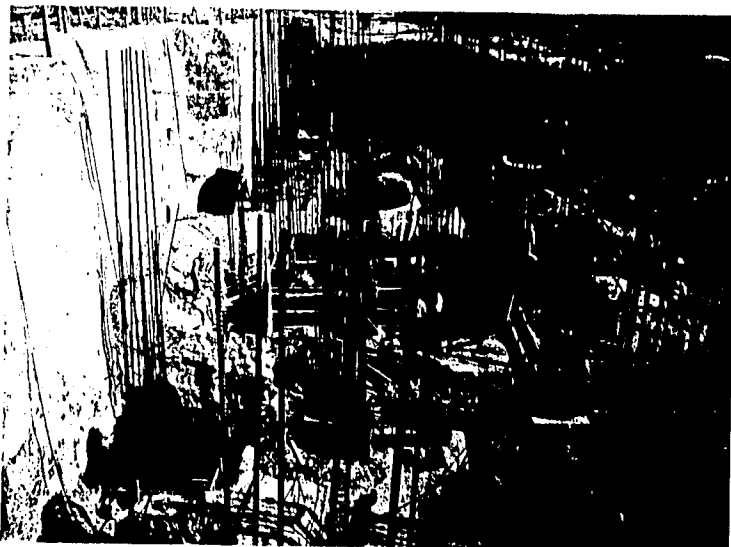
DISTRIBUCION DE ACEIRO EN UNA ZAPATA CUADRADA



RELLENO DEL CORTE REALIZADO EN EL TALUD A BASE DE CONCRETO CICLOPEO



ASPECTO DE UNA ZAPATA CUADRADA SOBRE EL EJE E'



CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION PROPUESTA

