

69
1ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"ANÁLISIS DE CIMENTACION DE UN EDIFICIO
DE 60 NIVELES EN LA CIUDAD DE MÉXICO
(TORRE CHAPULTEPEC)"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

HUGO RODRIGUEZ OLVERA

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. GABRIEL MORENO PECECO



MEXICO, D. F.

1999

278979

TESIS CON
PALLA 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
60-1-114/97

Señor
HUGO RODRIGUEZ OLVERA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M. I. GABRIEL MORENO PECERO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

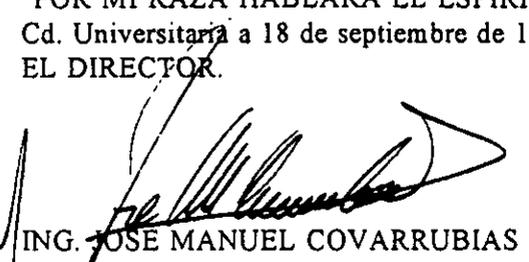
"ANALISIS DE CIMENTACION DE UN EDIFICIO DE 60 NIVELES EN LA CIUDAD DE MEXICO (TORRE CHAPULTEPEC)"

- INTRODUCCION
- I. ANTECEDENTES
- II. GEOLOGIA DEL VALLE DE MEXICO
- III. SONDEOS Y ESTRATIGRAFIA
- IV. CRITERIOS Y OPCIONES DE CIMENTACION
- V. PROCESOS CONSTRUCTIVOS
- VI. PRUEBA DE CARGA
- VII. 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 18 de septiembre de 1997.
EL DIRECTOR.



ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*lmf

DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS

DEDICO ESTE TRABAJO A MIS PADRES, LUIS BERNARDO RODRÍGUEZ GONZÁLEZ Y ELSA SIUROB OLVERA DE RODRÍGUEZ BASE FUNDAMENTAL DE MI EDUCACIÓN.

LUIS, ELSITA Y TOTOL, SIEMPRE LOS TENGO PRESENTES, GRACIAS POR SER PARTE DE MI VIDA.

A MIS ABUELOS BERNARDO, GUADALUPE, AGUSTÍN Y SOLEDAD, EL MEJOR EJEMPLO DE TRABAJO, HUMILDAD Y HONRADÉZ.

LUCESITA, GRACIAS POR TU PACIENCIA Y CARIÑO, TE AMO.

OMAR, IGNACIO, LUZ MARIA, ALICIA, ITALIA, PACO BAHAMONDE, ENRIQUE, EMILIANO, LUIS OTERO, RICARDO, EDUARDO, GRACIAS POR SU AMISTAD SINCERA.

M. en I. GABRIEL MORENO PECERO, GRACIAS POR SU PACIENCIA, CONSEJO Y APOYO EN LA REALIZACIÓN DE ESTE TRABAJO.

GRACIAS A LAS EMPRESAS REICHMANN, ICA C.U. E ICA INGENIERÍA POR SU APOYO EN LA REALIZACIÓN DE ESTA TESIS, EN ESPECIAL AL ING. JOSÉ LUIS GARCÍA RUBIO E ING. ALFREDO SÁNCHEZ GÓMEZ.

GRACIAS A TODOS MIS PROFESORES Y EN ESPECIAL A LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, MI ALMA MÁTER.

¡LA UNIVERSIDAD ESTÁ DONDE ESTÁN LOS UNIVERSITARIOS!



I. Antecedentes	1
<i>I.1 Descripción del proyecto</i>	3
II. Geología del Valle de México	10
<i>II.1 Descripción general</i>	10
<i>II.2 Piezometría</i>	13
<i>II.3 Sismicidad y Riesgo Sísmico</i>	17
<i>II.4 Hundimiento Regional</i>	19
III. Sondeos y estratigrafía	23
<i>III.1. El subsuelo en la zona del edificio</i>	23
<i>III.2. Piezometría local</i>	27
<i>III.3. Espectro de sitio</i>	33
IV. Criterios y opciones de cimentación	37
<i>IV.1 Selección de la cimentación</i>	37
<i>IV.2. Criterios para el diseño de cimientos profundos</i>	38
<i>IV.3. Análisis de deformaciones</i>	67
V Procesos constructivos	80
<i>V.1. Selección de la maquinaria</i>	80
<i>V.2. Excavación y colado de la pila</i>	94



VI Prueba de carga	109
<i>VI.1. Diseño estructural de la pila y de la estructura de reacción</i>	117
<i>VI.2. Instrumentación</i>	136
<i>VI.3. Ejecución de las pruebas</i>	141
<i>VI.4 Resultados e interpretación</i>	144
VII Conclusiones	158



I ANTECEDENTES

Como una respuesta a la demanda de edificios de oficinas que cumplan con los estándares más rigurosos que hoy día exigen las empresas nacionales e internacionales para establecerse en la Ciudad de México, y para poder desarrollar sus actividades en un lugar situado estratégicamente, con oficinas que brinden seguridad, flexibilidad para adaptarlas a las necesidades de cada empresa, confortables, con precio competitivo por m², que brinden imagen y comodidad a sus clientes, nace el proyecto denominado Torre Mayor.

Este proyecto, que promete ser el edificio mas alto de la República Mexicana con sus 55 niveles y una inversión para su construcción de 140'000,000 USD aproximadamente, nace de la asociación de las empresas: Ingenieros Civiles Asociados, empresa mexicana y Reichmann International, empresa canadiense; las cuales suman sus esfuerzos y forman una sociedad denominada ICA-Reichmann para desarrollar proyectos inmobiliarios de calidad internacional, como lo es este caso.



Figura I-1, Torre Mayor



Para determinar la rentabilidad del proyecto, se hizo un análisis financiero del proyecto y para la ubicación del inmueble, una serie de estudios de mercado para identificar el mejor punto geográfico y estratégico de la Cd. de México, que ofreciera a los usuarios de la torre el mejor sitio para el desempeño óptimo de sus actividades, haciendo atractivo el edificio a diferentes empresas nacionales y extranjeras mediante una buena oferta de costo por metro cuadrado.

La Torre se ubicó en la avenida Paseo de la Reforma, a la altura del Bosque de Chapultepec, en las orillas de los corredores comerciales Reforma y Polanco, siendo éstos los más importantes y exclusivos de la ciudad, ofreciendo una diversidad de actividades económicas, brindando las condiciones favorables para el desarrollo de negocios y haciéndola atractiva a diferentes giros empresariales.



Figura I-2, Torre mayor (vista panorámica)



I.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto denominado Torre Mayor es una construcción de gran importancia debido a la magnitud del edificio, así como a la gran inversión que se ha hecho para hacer realidad un edificio de estas características.

La Torre se clasifica, de acuerdo con la clasificación de la compañía inmobiliaria que realizó el estudio de mercado, como un edificio Inteligente, cumpliendo, como mínimo, los siguientes requerimientos:

- a) Que se encuentre localizado en una zona estratégica para su desarrollo.
- b) Que cuente con mas de dos elevadores de alta velocidad.
- c) Que tenga aire acondicionado.
- d) Que cuente con un cajón de estacionamiento por cada 40 m² construidos.
- e) Que tenga una planta de energía eléctrica.
- f) Que cuente con un sistema de prevención de incendios.

Torre Mayor será un edificio de 55 niveles, contará con 13 niveles de estacionamiento, 4 de ellos subterráneos y 9 superficiales y del nivel 10 en adelante, nacerá la torre de oficinas, rematando en la parte más alta del edificio con un helipuerto.

Estacionamientos

Los cuatro niveles subterráneos de estacionamiento, serán para uso exclusivo de los ocupantes de la torre mientras que los nueve niveles superficiales serán para el uso de los visitantes y de los ocupantes del edificio. Proporcionarán ambos estacionamientos tres cajones por cada 100 m² de espacio de oficinas.

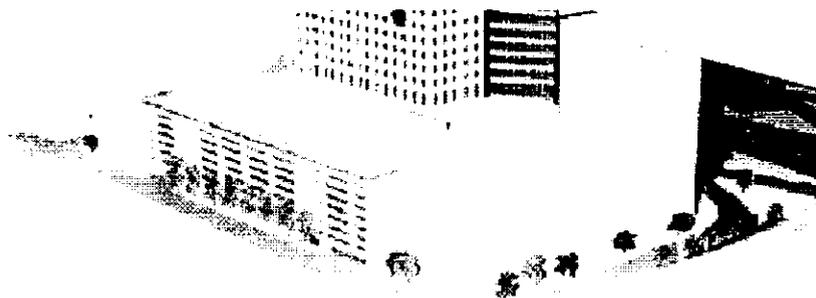


Figura I-3, Vista trasera de la torre donde se aprecian los niveles de estacionamiento superficiales en su base.



Entrada Principal

El edificio contará con una plaza en su frente que en combinación con el vestíbulo, darán acceso al edificio. Dicho vestíbulo, en dos niveles, conducirá al núcleo central donde se encuentran los grupos de elevadores, así como un centro comercial que ocupará también dos niveles. El acceso principal para vehículos será desde la Av. Paseo de la Reforma.



Figura I-4, Entrada principal por la Av. Paseo de la Reforma

Torre de Oficinas

La arquitectura de la torre ofrece 43 pisos de oficinas (Fig I-5) con un total de 72,000 m² de área de oficinas y 3,400 m² de espacios comerciales. El tamaño típico de área rentable en cada piso de oficinas varía aproximadamente entre 1,700 m² y 1,825 m², éstos pueden subdividirse fácilmente para múltiples usuarios de un solo piso. Cada piso ofrece una vista panorámica del Bosque y Castillo de Chapultepec, así como de la Ciudad de México.

El espacio de oficinas no se ve afectado por columnas, excepto en las partes del edificio donde hay vigas de sostén. Las alturas libres verticales de las plantas varían de 8.5 a 12 metros, teniendo como mínimo 2.74 m en las plantas típicas. La altura entre pisos es de 4 m lo cual permite el acomodo de los ductos, instalaciones, cableado y cualquier otro equipo mecánico.

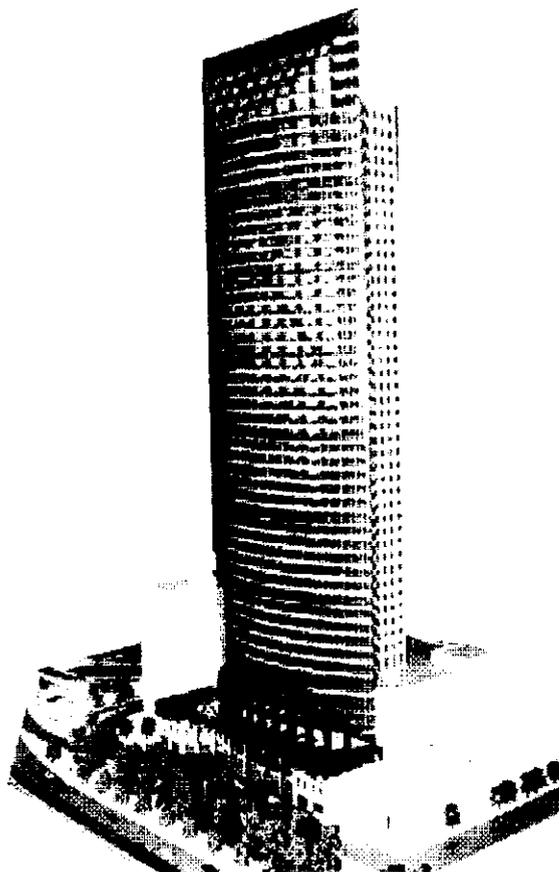


Figura 1-5, Torre de oficinas (Maqueta)

Elevadores

Veinte elevadores de alta velocidad darán servicio a los usuarios del edificio, donde 3 de ellos atenderán únicamente a los niveles de estacionamiento, 16 a la torre y uno de alta seguridad que tiene acceso a todos los pisos del edificio desde el nivel de estacionamiento. Los elevadores tendrán velocidades cercanas a los 6 metros por segundo y una capacidad para 24 pasajeros y se encuentran agrupados para dar servicio a los pisos inferiores, intermedios y superiores de la torre. Controlados por computadora, estarán programados para reducir al mínimo el tiempo de espera y la duración de cada viaje.

Existirán elevadores de servicio de grandes proporciones (3.3 m de largo, 1.6 m de ancho y 3.4 m de alto) diseñados para transportar mobiliario, materiales y suministros; el cual podrá dar servicio para pasajeros durante las horas pico. También existirá un elevador en el muelle de carga que dará servicio a los dos niveles comerciales.



Telecomunicaciones

Existirá una red de cableado de fibra óptica y de cobre que darán apoyo a 7,500 líneas de telecomunicaciones proporcionando un sistema que cumpla con las necesidades presentes y futuras de los sistemas de comunicación mas avanzados de cableado o inalámbricos, incluyendo microondas y satelitales, para sistemas de telecomunicación de transferencia de voz, datos, imagen y video-conferencias. Se dejarán preparaciones (ductos vacíos), para futuras expansiones o para satisfacer las necesidades de alguna empresa en particular.

Seguridad

La torre está diseñada para tener un solo punto de acceso en el nivel de la calle, por donde deberán pasar todos lo empleados y visitantes antes de llegar a los niveles de los pisos para oficinas. Existirá personal de seguridad para el control de movimientos internos y externos al edificio, además de contar con cámaras detectores de movimiento y puertas en las escaleras controladas desde el mostrador de seguridad. El edificio contará con avanzada tecnología en seguridad, ya que contará con vigilancia por circuito cerrado en todos los accesos de los pisos desde el nivel de calle y dentro del estacionamiento, así como lectores de tarjeta para personal autorizado.

Helipuerto

Todos los ocupantes corporativos contarán con este servicio, el cual tiene una suite ejecutiva, que servirá además como plataforma de operaciones de rescate en caso de situaciones de emergencia.

Control del Clima

El edificio contará con aire acondicionado en todas sus instalaciones el cual brindará una temperatura constante, el sistema de captación externa que alimentará de aire el interior del edificio, filtrará el aire utilizando un pre-filtro y un filtro final de alta eficiencia que asegure el suministro constante de aire purificado. Este sistema tendrá la capacidad de controlar la humedad y la extracción de humo cuando sea requerido.



Servicios Eléctricos de Emergencia

En casos de falla en el suministro de energía, se contará con una planta generadora de diesel-eléctrica que proporcione electricidad a los servicios básicos del edificio para la prevención de incendios, seguridad personal, alarmas, extracción de humo y presurización del sistema hidráulico que accionan las escaleras, iluminación de las salidas de emergencia, elevadores y sistemas de seguridad. También se tomarán provisiones para que los ocupantes puedan instalar generadores de emergencia adicionales para sus operaciones individuales que demanden carga adicional.

Sistemas de Seguridad Personal

La Torre está diseñada para cumplir con los requisitos de la NFPA (Agencia de Protección contra Incendios de los Estados Unidos). Todas las instalaciones de la torre, incluyendo el estacionamiento, cuentan con rociadores de agua. La combinación de tomas de agua y aspersores proporcionan al departamento de bomberos salidas con válvulas y mangueras de 3.81 cm de diámetro en las escaleras, así como aspersores hidráulicos en cada nivel. Se contará con un sistema de salvamento en caso de incendio que incluye detectores de humo, alarmas sonoras, dispositivos de alarma visuales, controles manuales y automáticos de ventiladores, ductos de extracción para eliminación de humo, sistemas de presurización de escaleras, dejando espacios adicionales para la instalación de sub-sistemas en cada uno de los pisos de los ocupantes.

Los pisos se pueden aislar totalmente con un mecanismo de detección de incendio de dos horas de duración. Todas las puertas a las áreas comunes están diseñadas para cumplir con las normas de la NFPA. Los cubos de las escaleras están presurizados y a una distancia adecuada de todas las áreas del piso.

Sistemas de Ahorro en el Consumo de Agua Potable y de Energía Eléctrica

De acuerdo a los requerimientos de la Dirección General de Construcción y Operación de Obras Hidráulicas del Distrito Federal, se implantará un sistema de captación y reaprovechamiento de las aguas pluviales. Este sistema captará el agua de las lluvias en la zona de azoteas y en la plaza de acceso, canalizándola hacia una cisterna ubicada en el último nivel de sótanos, el agua será sometida a un proceso de filtrado y utilizada en las torres de enfriamiento del sistema de aire acondicionado. Por otra parte, los muebles sanitarios serán de bajo consumo y estarán operados por sensores electrónicos.



En cuanto al consumo de la energía eléctrica, el edificio contará con sensores de presencia en las áreas comunes y baños. Para los usuarios de la torre, se contará con tableros de control de iluminación, para sus áreas rentables, pudiendo desconectar la energía eléctrica cuando esta no sea requerida. Todas las áreas comunes contarán con luminarias de balastro de bajo consumo de energía.

En cuanto al sistema de Aire acondicionado, el cual hace uso de energía eléctrica, contará con un mecanismo automático de regulación, el cual administrará el funcionamiento óptimo de los equipos para obtener un máximo de confort con un consumo mínimo de energía.

El ahorro del consumo de energía eléctrica y de agua potable, así como de reaprovechamiento del agua pluvial, contribuirán a disminuir el impacto ambiental que pueda generar la construcción de la torre.

La naturaleza propia del proyecto exige un diseño seguro, en la superestructura tanto en la subestructura ó cimentación, la utilización de los mejores materiales y la mano de obra calificada para su construcción.

La primera estará constituida de acero en su mayoría y en la parte baja de la misma (sótanos de estacionamiento) será una estructura mixta entre elementos de acero y de concreto.

La subestructura deberá soportar las solicitaciones de carga que le transmita la torre y sus ocupantes, ya que sus magnitudes serán considerables debido a la altura del edificio así como las solicitaciones más severas impuestas por un sismo debido a las características geológicas y geotécnicas en la zona donde se encuentra el proyecto.

Una vez descritas, en los párrafos anteriores, las características del edificio y tomando en cuenta la magnitud del proyecto, el análisis y diseño de la cimentación toma gran importancia debiéndose realizar de una manera minuciosa, identificando todos los factores que contribuyan al buen desempeño de la misma, que se reflejará en un buen comportamiento del edificio durante su vida útil.

En los capítulos subsecuentes, se utilizarán unidades de diferentes sistemas de medición, ya que los equipos de trabajo, aparatos de calibración e instrumentación así lo disponen. Se utilizarán las unidades que se manejan en el campo, propias de cada aparato de medición, estando consciente el autor de este trabajo que en el corto plazo el sistema internacional de unidades será el utilizado en México.



Objetivo

El objetivo de este trabajo es el de demostrar que las pruebas de carga desarrolladas en el campo, en los pilotes que formarán parte de una edificación, siempre proporcionan un conocimiento adicional y complementario a los elementos y resultados considerados durante la etapa de diseño, y algunas veces, como en este caso, modifican las consideraciones de diseño de la cimentación.

Aportación

La aportación más importante de este trabajo de tesis, resulta en el hecho de que, como se menciona al final en las conclusiones, el trabajo más importante de las pilas del edificio de la torre mayor, es proporcionado en más de un 70 % por la fricción y el resto por la punta, para condiciones de trabajo estáticas y de servicio. En contra de lo que siempre se espera en las pilas de las cimentaciones de edificios altos.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- "**Torre Mayor**" Folleto de presentación, ICA Reichmann, México, 1998.
- 2.- "**Análisis de Mercado**" ICA Inmobiliaria, México 1997.
- 3.- "**Real Estate Advisory Report Project Rosebud**" Colliers Lomelín, México, 1997.



II GEOLOGIA DEL VALLE DE MEXICO

II.1 Descripción General

El valle de México es una cuenca cerrada, limitada al norte por las sierras de Tepetzotlán y Pachuca; al sur por las sierras del Ajusco y Cahuatzin; al este con la sierra Nevada y al oeste por la sierra de las Cruces, El Monte Alto y El Monte Bajo (ver figura II-1). Su área aproximada es de 7160 km², con una altura, sobre el nivel del mar en la zona más baja, de 2240m. Por estas características, geológicamente, la cuenca está localizada en el extremo sur de la mesa central de acuerdo al origen, orden de aparición estratigráfica y grado de erosión sufrida, de los distintos depósitos y volcanes. Se pueden identificar tres grupos descritos al Terciario medio, Plioceno y Pleistoceno.

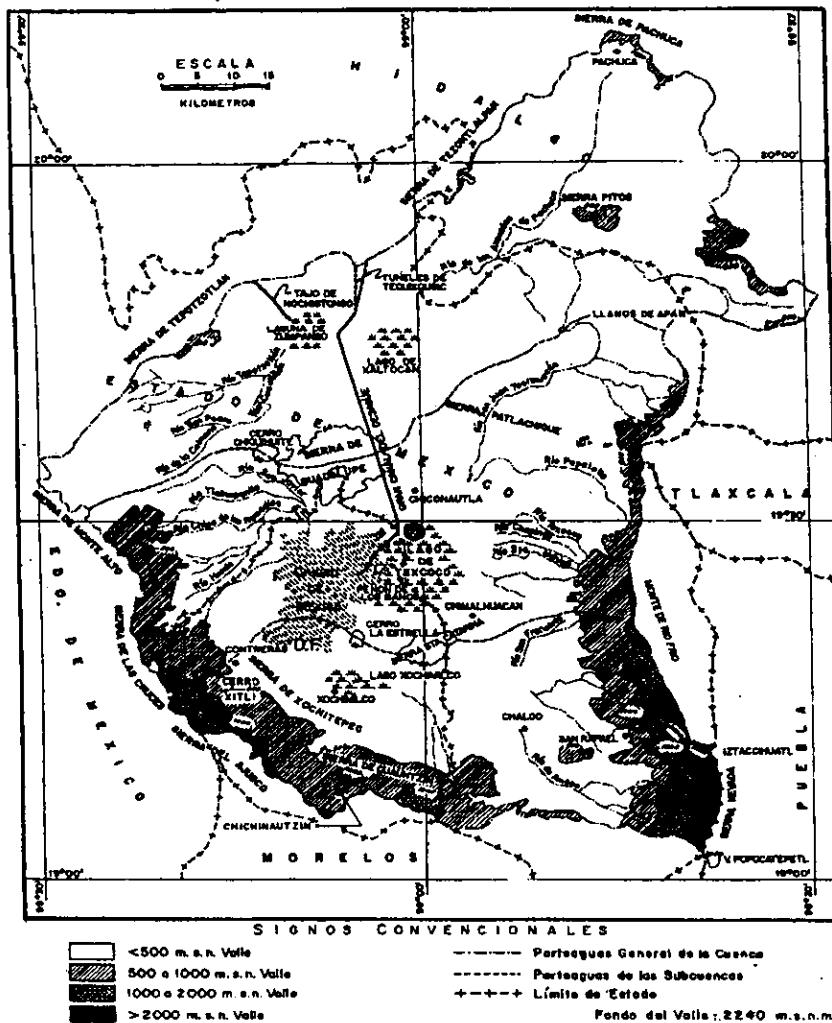


Figura II-1, Mapa Orográfico e Hidrográfico del Valle de México. (1)



El Terciario se caracteriza porque en sus inicios, a raíz de los esfuerzos tectónicos, se abrieron grietas por las que fluyeron lavas, mismas que formaron grandes aparatos volcánicos como: la sierra de Xochitepec, localizada al sur de Xochimilco, y las faldas de las sierras que limitan la cuenca al este y oeste, así como en el núcleo de la sierra de Guadalupe. El contenido petrográfico de estas formaciones es diverso, encontrándose andesitas basálticas, andesitas francas con anfíbolas y piroxenas, dacitas y latitas, con espesores mayores a 1500m.

Hacia finales del Mioceno disminuye la actividad, seguida de un período de erosión intensa que regularizó el relieve abrupto del terreno, de acuerdo a la superficie que presenta la sierra de las cruces a 1000m sobre el fondo del valle.

El Plioceno se caracterizó por la emisión de grandes masas de lavas ácidas dácticas y riolíticas, hoy localizadas en la cima de las sierras del cerro del Chiquihuite. Seguido a éste suceso aparecen los derrames andesíticos de la sierra Nevada y de las Cruces que a su vez fueron cubiertas por lavas de la serie andesítica del Iztaccihuatl y del Ajusco. A este grupo también pertenecen los restos que alguna vez formaron volcanes y que ahora conforman los cerros del Peñon de los Baños, el Tigre y las prominencias al suroeste de la sierra de Guadalupe.

El Plioceno superior comienza cuando los volcanes del Plioceno inferior cesan su actividad y ésta se manifiesta al norte de la cuenca con potentes derrames de andesitas basálticas, creando una división de ésta zona con el resto de la cuenca. La presencia de un mecanismo tectónico cobra importancia, ligado a la falla Clarión que disloca la corteza en grandes bloques a lo largo de fracturas originadas de NNW a SSE, acompañado de la presencia de fuertes emisiones de nubes ardientes, las cuales dejaron huellas en los depósitos de « Piedra cantera » que rodean al cerro del Guajolote al norte del Santuario de los Remedios.

En el Plioceno superior predomina un clima semiárido acompañado de lluvias torrenciales que erosionaron el relieve abrupto, depositando en los flancos poniente y oriente de la cuenca, abanicos aluviales integrados por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limos, producto de la destrucción de los complejos volcánicos del terciario medio y superior. Estos depósitos dan origen a la formación Tarango, cuya característica principal es la ausencia de lavas.



Los últimos ciclos de vulcanismo, cuyas manifestaciones se aprecian hoy día, se generaron hacia el Pleistoceno, con impulsos tectónicos que generaron fracturas por las cuales escuerrieron lavas con orientación SW a NE. La humedad y las bajas temperaturas que se presentaron durante este periodo, propiciaron la formación de grandes glaciares en el Iztaccíhuatl y el Popocatepetl, mismos que al deshielarse, provocaron la destrucción de la formación Tarango, labrando profundas barrancas y los dos valles principales en los que desaguaban, por el sur en el Río Amacuzac. El primero de estos valles, el occidental, se situaba desde Pachuca, abarcando el sitio donde ahora se localiza la Cd. de México, extendiéndose hasta Cuernavaca, al oeste de la Sierra del El Tepozteco; el segundo, nacía al pie de la Sierra Nevada, atravesaba Chalco y Amecameca, alcanzando la cuenca del Alto Amacuzac en Cuautla. Un ejemplo de la erosión ocurrida durante el Pleistoceno son los cañones de Contreras y San Rafael.

La actividad volcánica que tuvo lugar en la parte norte de la cuenca, cubrió los valles con gruesas capas de basalto y pómez, esta actividad se trasladó hacia el sur, creándose los cerros de Chiconautla, Chimalhuacán y la Estrella, hasta que las potentes erupciones volcánicas del Chichinautzin, con derrames de lava de cerca de 2000 m de espesor, cerraron el drenaje hacia el sur, transformando el Valle de México en una cuenca cerrada.

La obstrucción del drenaje de la cuenca antes mencionada combinada con diferentes sucesos provocó un continuo depósito de materiales los cuales constituyen hoy día las diferentes formaciones del subsuelo del Valle de México. Dichos sucesos comenzaron con los depósitos fluviales que rellenaron las zonas abruptas del terreno, creando un perfil mas regular, a éstos se les denominó serie clástica fluvial y aluvial del Pleistoceno. Sus rasgos característicos son la presencia de elementos redondeados incluidos en una matriz arenosa. Posteriormente, se presentó una intensa depositación de cenizas volcánicas en el periodo denominado Tacubaya, que acompañado por una periodo de clima seco dió origen a suelos cementados con caliche.

La formación Becerra se originó posteriormente, la cual se caracteriza por estratos de aluvión y polvo volcánico con alto contenido de fósiles, es en esta formación la única donde se han encontrado restos de mamíferos del Pleistoceno Superior y restos del hombre de Tepexpan. Un periodo de clima árido aparece, dejando como huella la presencia de capas y vetas de caliche, teniendo como sucesora a la formación Totoltsingo, integrada por material orgánico presente en tierras de color café y negro. Posterior a esta formación, durante la época Arqueológica la cual se divide en Zacatecano y Azteca, se tiene la presencia de arenas con tepalcates y diferentes restos que confirman la presencia de las diferentes culturas que se asentaron en el Valle.



Las actividades volcánicas registradas recientemente corresponden al Xitli, al pie del Ajusco el cual apareció hace 2400 años aproximadamente y las erupciones moderada que presentó el Popocatepetl en el periodo de 1994 a 1997.(2)

II.2 Piezometría

La evolución piezométrica en el Valle de México presenta una historia muy ligada al abastecimiento de agua potable de la población, a su crecimiento y como consecuencia al hundimiento. Así R. J. Marsal y M. Mazari, reportan que ya "Durante la época colonial era frecuente el alumbramiento de mantos permeables por medio de pozos indios y que el agua alcanzara la superficie del terreno. La historia prehispánica y los restos de construcciones hidráulicas de esos tiempos, demuestran que los aztecas se abastecían de los manantiales que brotaban en zonas vecinas a la capital."(1)

Ya en el presente siglo, el crecimiento de la ciudad llevó a la construcción de pozos de abastecimiento de agua que iniciaron la pérdida de los niveles piezométricos de los acuíferos. Hasta los años treinta, el abastecimiento de agua a la ciudad cubre las necesidades de la población, sin embargo, como lo muestran las "famosas" gráficas de los autores antes mencionados, a partir de estas fechas se da un incremento notable en la población originado por el crecimiento demográfico y por la inmigración rural, provocando el incremento en la construcción de pozos de bombeo para el abastecimiento del vital líquido, y por tanto un incremento en las pérdidas de presión piezométrica en los acuíferos. En la figura II-2 se muestra la gráfica que corresponde al crecimiento de la población entre los años 1895 a 1960 y la figura II-3 muestra el número de pozos que se perforaron y pusieron en funcionamiento entre los años de 1930 y 1959.

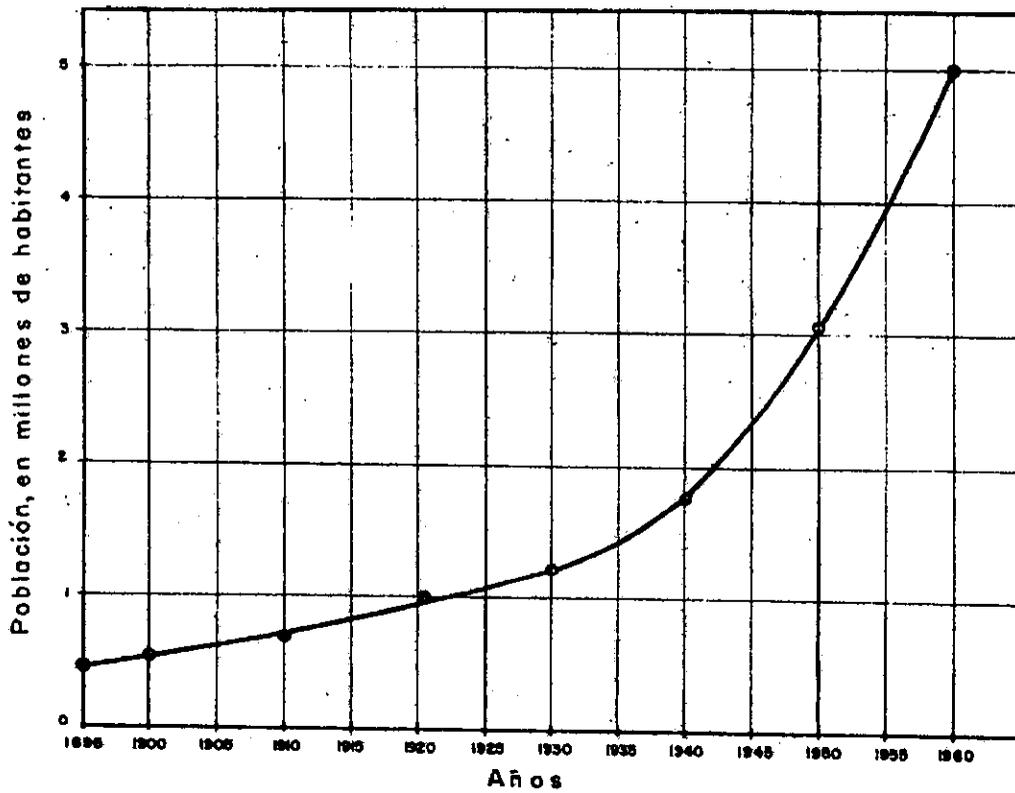


Figura II-2, Crecimiento de la población en la ciudad de México. (1)

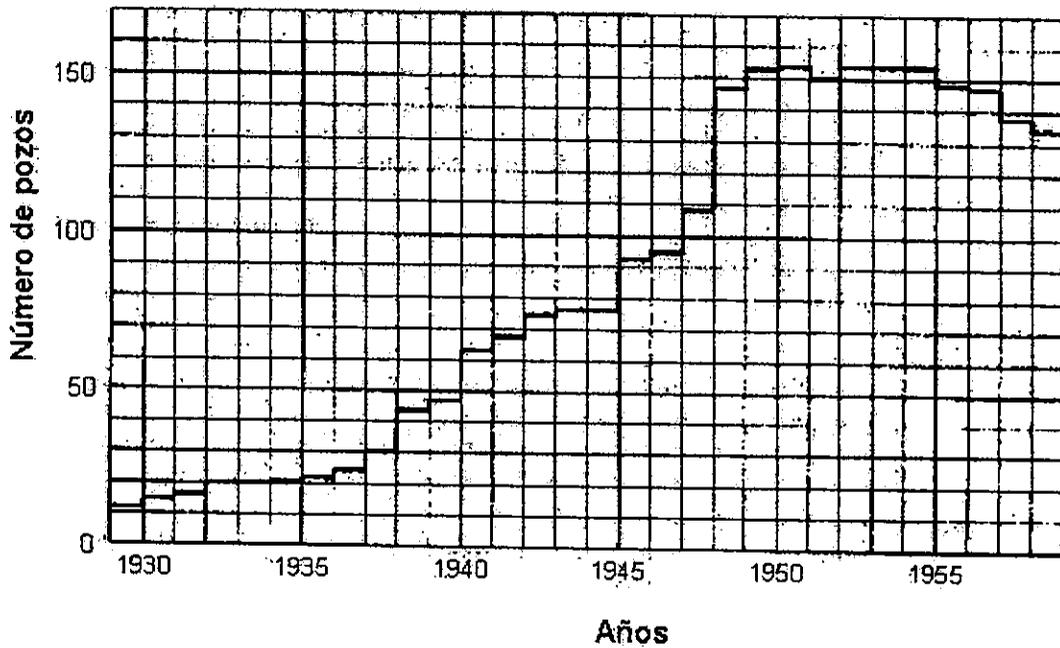


Figura II-3, Pozos en operación del Departamento del Distrito Federal, durante el periodo 1929-1958. (1)



A continuación se muestra en la figura II-4 un mapa de la ciudad de México en donde se indican las condiciones que presentaba la ciudad en el año de 1956 en cuanto al abatimiento de la presión piezométrica en mantos permeables localizados a 33 m de profundidad, en ella se puede observar que las mayores pérdidas piezométricas se ubican en zonas como la confluencia de las avenidas Mariano Escobedo y Ejército Nacional y en la zona de Nonoalco con valores de 30 m de pérdida piezométrica y zonas como el Viaducto Miguel Alemán en el cruce con Insurgentes en donde la pérdida fue para esta época de 25 m.

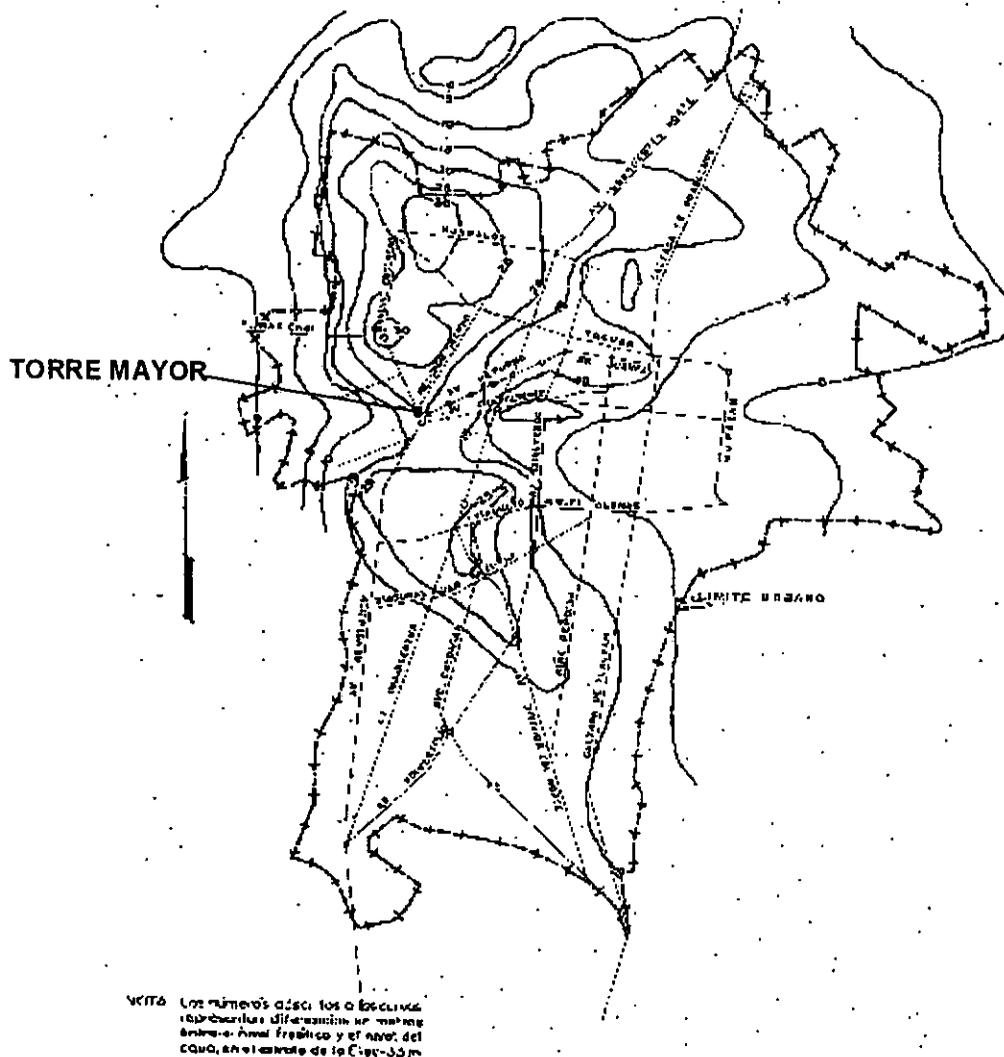


Figura II-4, Curvas de igual abatimiento de la presión piezométrica a los 33 m de profundidad, en 1956.(1)



En la zona de la Torre Mayor para ese año, las pérdidas piezométricas a 33 m de profundidad registraban valores cercanos a los 20 m.

En esas fechas las mayores velocidades de hundimiento regional de la ciudad se reportaban del orden de 30 a 35 cm por año, en la zona de "El Caballito" ubicada en la esquina de la Av. paseo de la Reforma y Av. Juárez. (7)

La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del DDF, entre 1983 y 1994 realizó una serie de mediciones, las cuales indican que, en el presente, las pérdidas de presión piezométrica de los mantos acuíferos, se han reducido en las zonas céntricas de la ciudad, sin embargo registros recientes indican que estas pérdidas se han acentuado hacia otras regiones del valle, como son la zona sureste de Chalco y Xochimilco y al noroeste de Zumpango, debido a la clausura de pozos localizados en el centro de la ciudad y la perforación de nuevos en las zonas antes mencionadas.

M. Mazari, J. Alberro, C. Ramírez y P. Tapie, mencionan "Lo alarmante respecto al agua es el cercano agotamiento de la subcuenca de Zumpango, descendiendo su nivel freático a razón de 1.15 m por año, actualmente ya por los 40 m de profundidad, y la pérdida de presión y contenido de agua del acuitardo Chalco-Xochimilco, con velocidad de hundimiento creciente de 40 cm por año".(8)

Actualmente, el abastecimiento de agua a la ciudad se logra importando este líquido de otras cuencas en un 40%, y mediante pozos de bombeo localizados en el área del Valle de México, en un 60% (4). En el futuro, considerando el crecimiento de la Ciudad, ésta situación deberá modificarse, reduciendo el abastecimiento proporcionado por los pozos de bombeo, fomentando una cultura de ahorro de agua y aplicando programas para el mantenimiento de redes así como de una fuerte reducción de fugas, entre otras medidas.

Con lo anterior, se logrará reducir en el futuro los abatimientos piezométricos de los acuíferos del Valle de México, y por consecuencia, los hundimientos regionales.

Para la zona donde se ubica la Torre Mayor, también es de esperarse que en un futuro, se reduzcan las pérdidas piezométricas y los hundimientos regionales, hasta que prácticamente sean despreciables.



II.3 Sismicidad y Riesgo Sísmico

Desde el punto de vista sísmico y teniendo presente la teoría de placas, la cual supone que la litósfera o corteza terrestre, de 80 km de espesor aproximadamente, está dividida en diferentes placas, para el caso particular de la República Mexicana, esta se localiza principalmente sobre la placa Norteamericana, teniendo como fronteras a las fallas de San Andrés en vecindad con la Placa del Pacífico y la falla de Motagua como frontera con la Placa de Cocos. Esta última, localizada hacia la costa sur del pacífico, es la principal generadora de sismos para el caso de México.

Desde tiempos pasados se han tenido registrados la ocurrencia de sismos, y conforme se comenzaron a recabar datos de la ocurrencia de estos a lo largo del tiempo y de las magnitudes de los mismos, medidas en diferentes zonas, se hizo una zonificación sísmica. Lo anterior permitió poder identificar en un sitio determinado la frecuencia con la que ocurren sismos y sus diversas magnitudes, llamando a esto sismicidad.

Cuando un proyecto va a ser construido en un sitio determinado, deben tenerse presente las características sísmicas del lugar para así determinar la conveniencia de su construcción en esa zona tomando en cuenta las características de la estructura. Como no siempre se encontrará el ingeniero con las condiciones sísmicas ideales para desplantar una obra civil, debe evaluar el riesgo sísmico, es decir, analizar si la estructura de que se trate y el subsuelo interactúan de una manera adecuada al momento que se presenta un evento sísmico.

Resulta complejo poder predecir el comportamiento de una estructura bajo la acción de un sismo, pero el diseñador, teniendo como su aliado la información adecuada, tal como un buen registro de la sismicidad de la zona, un buen conocimiento de la geología y características geotécnicas del lugar, así como la definición de la estructura que desea construir, el ingeniero puede llegar a tener una mejor certidumbre de la factibilidad del proyecto que desea realizar.



Los factores que ayudan a evaluar el riesgo sísmico de un proyecto en una zona determinada son variados y algunos, hasta nuestros días no están perfectamente acotados. Entre ellos podemos identificar tres ramas que agrupan las diferentes variables que intervienen en el riesgo sísmico. Estas ramas son: la geología del sitio, las características geotécnicas del lugar y el aspecto estructural refiriéndose al comportamiento de estructuras específicas sometidas a eventos sísmicos.

En cuanto a las características geológicas del sitio es importante tener identificadas perfectamente las fallas mas cercanas al lugar, su historial de actividad y el registro de las aceleraciones registradas durante los eventos sísmicos. Con esta información es posible crear zonificaciones de acuerdo a las aceleraciones máximas que cada sitio presentó en particular.

Las características del subsuelo de cada zona resultan de gran importancia durante los eventos sísmicos. Tales características como el tipo de material, su compacidad y/o consistencia, su espesor y la topografía del mismo son factores que influyen de manera directa en el comportamiento del subsuelo bajo las acciones de un sismo, ya que a estas características se asocian fenómenos tales como licuación de arenas, amplificación de ondas sísmicas que pueden resultar desde un daño en la estructura parcial ó total, hasta el colapso de la misma.

El aspecto estructural se refiere al comportamiento que presentará la edificación propuesta ante un evento sísmico. Cuando el proyecto a ejecutarse se encuentra en una zona donde ya existen estructuras construidas y registros de sismos, puede tenerse un compendio en el cual se conozca: a las estructuras del mismo tipo que han sufrido daños bajo los sismos ocurridos en ese lugar, qué edificios han presentado un buen comportamiento ante dichas sollicitaciones, el número de niveles de las estructuras que han sufrido daños y hasta poder conocer que tipo de estructuración y materiales de las estructuras existentes que han proporcionado el mejor comportamiento de las estructuras. En el caso de que no se cuente con este tipo de información, o que el proyecto tenga ciertas características que no puedan ser comparables con ningún otro, es un deber del ingeniero echar mano de todas las herramientas disponibles para inferir el comportamiento de la estructura en cuestión, tales como el modelar el comportamiento de la estructura bajo un sismo característico de la zona en un programa de cómputo.



En forma concreta, el riesgo sísmico de una estructura se deberá evaluar usando la siguiente metodología:

- 1) Conocer o determinar el período natural de vibración de la formación geológica o del terreno de cimentación, ya sea mediante estudios directos o por el conocimiento de información previa existente de la zona.
- 2) Determinar el Espectro de Sitio y conocer el período natural de vibración de la estructura por construir.
- 3) Desarrollar el estudio de la interacción dinámica suelo-estructura modelando tanto al terreno de cimentación como a la estructura, con los parámetros de rigidez dinámica que caractericen lo mejor posible a cada uno de los elementos y materiales involucrados.
- 4) Comparar el Espectro de Sitio con el espectro del sismo de diseño y analizar los diferentes modos de vibración de la estructura, de tal manera que los períodos del conjunto suelo cimentación, se alejen lo mas posible de los períodos que corresponden a la máxima aceleración espectral, con objeto de evitar el efecto de resonancia.

Cuando los tres factores antes expuestos se hacen interactuar de una manera adecuada, es posible conocer con una razonable aproximación, si la estructura que el ingeniero piensa construir en una zona de sismicidad determinada, con un perfil del subsuelo bien estudiado, es segura antes de que el constructor coloque en el sitio una sola piedra. Y en el caso contrario, pone en conocimiento al diseñador que debe tomar las medidas necesarias para que su proyecto sea seguro.

II.4 Hundimiento Regional

Este fenómeno, cuyo conocimiento en la ingeniería civil mexicana tiene cerca de cien años, fue detectado y medido en 1890 por Roberto Gayol durante los trabajos constructivos del Gran Canal del Desagüe, y finalmente hasta 1945 Nabor Carrillo pudo demostrar que el hundimiento que sufría la ciudad de México se debía a la extracción de agua de los acuíferos profundos. Este fenómeno es el producto de la consolidación de los suelos arcillosos debido al cambio de los niveles piezométricos por la continua extracción de agua del subsuelo.



Una vez que el hundimiento regional fue detectado en la década de los 50's, se comenzaron a instalar una serie de bancos de nivel y estaciones piezométricas en toda la cuenca, con los cuales se llevaron mediciones de las deformaciones y de los efectos sobre las edificaciones de la época. Con la información que se generó de las lecturas de estos instrumentos, se tomaron en 1956 las primeras medidas para reducir los efectos de este fenómeno, clausurándose algunos pozos de bombeo en la zona central de la cuenca, así como la construcción de nuevos pozos. Pero la inevitable demanda, auspiciada por una falta de planeación en el crecimiento de la ciudad y un incremento en la demografía la cual rebasó la capacidad para abastecer a una población de aproximadamente 7 millones de personas, obligó a las autoridades a la perforación de nuevos pozos en el norte del Valle, trasladando dicha problemática a esa zona.

En la figura II-5 se muestra la relación entre el hundimiento regional del Valle de México, el crecimiento de la demanda de agua potable y la sobreexplotación del acuífero profundo.

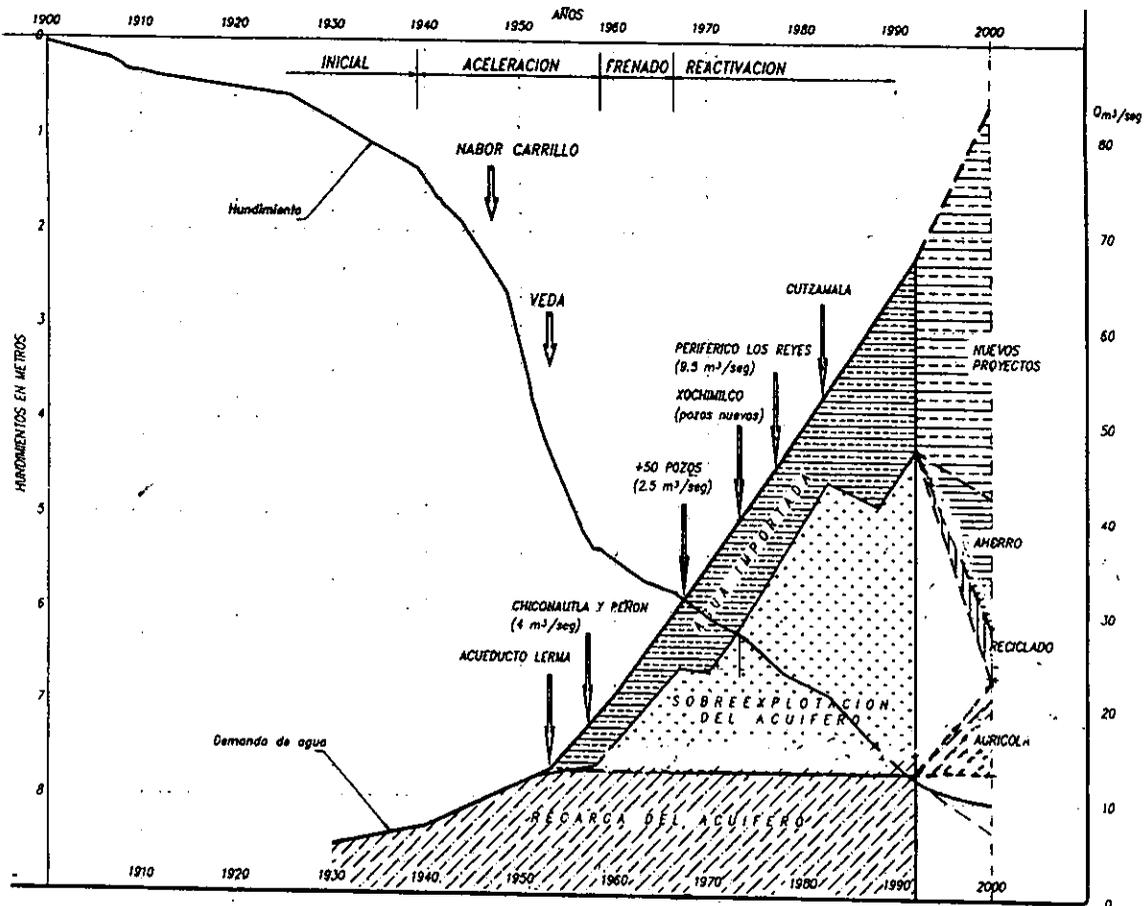


Figura II-5, Relación entre el hundimiento regional del Valle de México, el crecimiento de la demanda de agua potable y la sobreexplotación del acuífero profundo.(B)



En la figura II-5 se muestra que la velocidad de hundimiento regional en las primeras tres décadas de 1900, registró velocidades de 4 cm/año, para las dos décadas siguientes la velocidad tuvo un incremento hasta alcanzar los 30 cm/año. En las décadas de los sesenta se tuvo un decremento, teniéndose un hundimiento de 10 cm/año. Al inicio de los setenta y hasta nuestros días, se presenta una reactivación de la extracción del agua del subsuelo, pero teniéndose una reducción en el hundimiento regional hasta valores de 5 cm/año, debido a que se comenzó a importar agua de otros acuíferos comenzando por el Río Lerma, trayendo agua hoy día de la cuenca del Río Cutzamala.

Conforme el problema se agudizó, la ingeniería de cimentaciones en el área del Valle de México, ante la imposibilidad de solucionar el problema de raíz, se abocó a solucionar sus consecuencias, haciendo uso de varios tipos de pilotes, como los pilotes de control y pilotes encamisados. Hasta nuestros días, aunque el fenómeno ha disminuido, sigue presente lo cual obliga a los ingenieros geotecnistas a tomar en cuenta este fenómeno junto con los efectos secundarios que genera.

Un ejemplo de dichos efectos, y el cual aplica al edificio que se presenta en este trabajo es la reducción de capacidad de carga en pilas que trabajan por punta debido a la generación de fricción negativa, misma que se discutirá en capítulos subsecuentes.

Para el caso particular donde se encuentra localizado el proyecto denominado Torre Mayor, la velocidad del hundimiento regional registrada entre los años 1983 a 1994 es de 1cm/año, de acuerdo a los datos proporcionados por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) del Departamento del Distrito Federal. Aunque la magnitud de esta velocidad de hundimiento es pequeña, en comparación con otras zonas, como en el oriente de la ciudad donde se presentan velocidades de hasta 25 cm/año, debe considerarse la problemática propia del fenómeno, la cual debe ser tomada en cuenta para el diseño de la cimentación.(6)



BIBLIOGRAFÍA

- 1.- **"El subsuelo de la Ciudad de México"** R. Marsal, M. Mazari, Facultad de Ingeniería UNAM, México DF, 1969.
- 2.- **"Historia eruptiva del volcán popocatepetl"** CENAPRED
(<http://www.cenapred.unam.mx/popo/historia.html>)
- 3.- **"Trabajos de exploración geotécnica y ambiental para el proyecto Torre Mayor. México DF."** TGC Geotecnia, México, 1994.
- 4.- **"Transporte de contaminantes a través de los sedimentos lacustres fracturados, hacia el acuífero de la Cd. de México"** M. A. Ortega G., Instituto de Geología UNAM, XII Conferencia Nabor Carrillo, SMMS, Xalapa, México, 1994.
- 5.- **"Diseño estructural"** R. Meli P., Limusa, México, 1995.
- 6.- **"Mapa del hundimiento total, período 1983-1994 (hundimientos relativos a la Cd. de México)"** DGCOH, 1994.
- 7.- **"Mapa hundimiento medio anual, período 1983-1994 (hundimientos relativos a la Cd. de México)"** DGCOH, 1994.
- 8.- **"Artículo: Sobre la sustentabilidad de la cuenca del Valle de México"** M. Mazari, J. Alberro, C. Ramírez y P. Tapie, 40 años de Investigación y práctica geotécnica, Memoria tomo 1, ICA Solum, Instituto de Ingeniería, México 1996.
- 9.- **"Artículo: Influencia de las condiciones locales de los suelos en el riesgo sísmico"** G. Moreno, SAHOP, México, Instituto de Ingeniería, México 1996.



III SONDEOS Y ESTRATIGRAFÍA

III.1 EL SUBSUELO EN LA ZONA DEL EDIFICIO

Con el fin de determinar las condiciones estratigráficas del subsuelo donde se ubicará la Torre Mayor, así como para definir los valores característicos de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad de los diferentes estratos que se identifiquen se programó y realizó la exploración que se describe en párrafos subsecuentes.

Para determinar la cantidad y tipo de sondeos se hizo uso de la información geotécnica existente, además de que dicha exploración debía cumplir con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTRC-CDF).

La exploración consistió en:

- 3 Sondeos de Muestreo Continuo (SMC) llevados a 40 m el SMC-1 y el SMC-2, y a 45 m el SMC-3.
- 4 Sondeos de Muestreo Selectivo (SMS), llevados a 40 m el SMS-1 y el SMS-2 y a 30 m el SMS-A y el SMS-B.
- 3 Sondeos de Cono Eléctrico (SCE), llevados a 36 m el SCE-1, a 39 m el SCE-2 y a 38 m el SCE-3.
- 2 Pozos de Muestreo Ambiental (PMA), el PMA-1 a 20 m de profundidad y el PMA-2 a 23 m.
- 2 Pozos de Exploración (PE) a 4 m el PE-1 y a 4.5 m el PE-2.
- 1 Pozo de Monitoreo a 20 m de profundidad.
- 4 Sondeos mixtos (SCEa), penetración estándar, cono eléctrico y muestreo selectivo a 60 metros de profundidad.

La localización de estos estudios se muestra en la figura III-1.



LOCALIZACIÓN DE SONDEOS

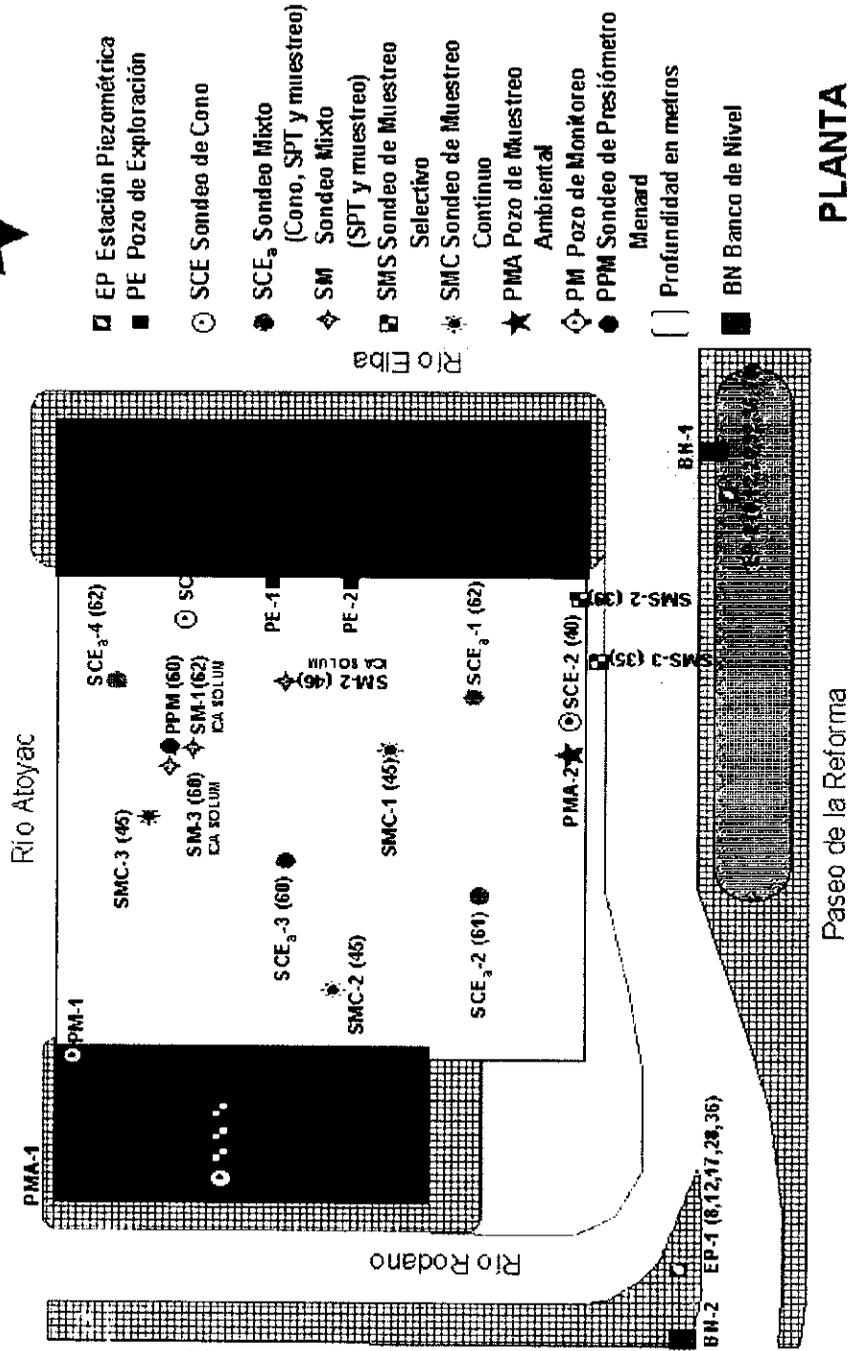


Figura iii-1, Planta de localización de la exploración ejecutada.



Del sondeo denominado SMS-1 se extrajeron 24 muestras para ser empleadas en ensayos para definir propiedades dinámicas de los suelos y del sondeo SMS-2 se obtuvieron 18 muestras para la determinación de sus parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y características de deformación.

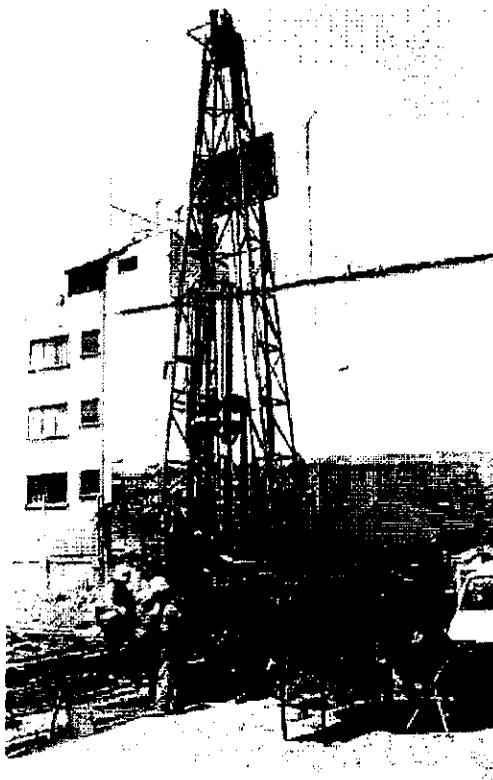


Figura III-2, Ejecución de los sondeos.

Las muestras obtenidas durante la etapa de exploración en los sondeos SMS-2 se sometieron a ensayos índice para su clasificación e identificación y, para evaluar sus propiedades de resistencia y deformabilidad, se programaron y ejecutaron pruebas de consolidación unidimensional y ensayos de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (tipo UU) y consolidadas no drenadas (CU).

En los sondeos mixtos SCE-A, se obtuvieron muestras inalteradas de la segunda formación arcillosa y depósitos profundos para obtener sus propiedades índice, deformabilidad y resistencia al corte.



Estratigrafía del lugar

Los sondeos realizados mostraron una estratigrafía característica de la zona III denominada Zona del Lago, su descripción y resistencia obtenida de los ensayos de laboratorio se describen a continuación:

Relleno Artificial

Con un espesor de 2.5 m se encuentra formado por arcillas con arenas y gravas, se localiza debajo del pavimento.

Costra superficial

Este estrato, comprendido del nivel 2.5 al nivel 5.0 aproximadamente, está formado por limos arcillosos de color café, preconsolidado por la desecación solar, con lentes delgadas de arena; su resistencia a la penetración al cono eléctrico varía entre 8 y 55 kg/cm². El nivel de aguas freáticas se localizó a los 4.5 m de profundidad.

Tanto el relleno artificial, como la costra superficial se localizaron solamente en los sondeos realizados en el estacionamiento público (ver planta de localización de sondeos); en el predio donde se ubicaba la guardería del IMSS, en los primeros 5.0 m se encuentra la cimentación previa, cubierta por un relleno de arena y grava empacando fragmentos de roca.

Manto Arcilloso Superior

Comprendida entre los 5.0 m hasta los 25.0 metros de profundidad, se encuentra la serie arcillosa superior, formada por estratos de arcilla limosa y de arcilla franca de alta plasticidad así como contenidos naturales de agua que van desde el 100% hasta el 300%.

Capa Dura

Se encuentra formada por arenas limosas de origen aluvial, intercaladas con lentes de arcillas o limos arcillosos, comprendida entre los 25.5 y 30.0 m de profundidad; la resistencia a la penetración del cono eléctrico en las arenas limosas alcanza más de 350 kg/cm², y 25 kg/cm² para las lentes blandas, su contenido natural de agua varía entre 28% y 50%.

Formación arcillosa inferior

Formada entre los 29.5 m a los 32.0 m de profundidad, esta capa presenta una serie de substratos de arcillas lacustres, intercalados con lentes de suelos duros, arenosos o limosos; la resistencia a la penetración del cono eléctrico se ubica entre 15 y 25 kg/cm², en tanto que en los lentes resistentes alcanza valores de hasta 300 kg/cm². El contenido natural de agua de esta formación es de 150% aproximadamente.



Depósitos Profundos

A partir de 32.0 m de profundidad, se encuentran conformados por arenas limosas muy compactas, con resistencias a la penetración del cono del orden de 250 kg/cm². Muestran intercalaciones de lentes de arenas muy compactas, así como de lentes formadas por cenizas volcánicas muy compactas también. En los sondeos que llegaron a los 60 m de profundidad, apareció una intercalación de arena limosa con una compacidad media en donde el número de golpes bajo de manera significativa de N=65 a N=30, su espesor aproximado es de 2.0 m y está ubicada a los 40 m de profundidad.

El contenido natural de agua del material localizado arriba del estrato suave antes mencionado, oscila entre 19% y 30%, mientras que los dos metros subsecuentes indican un valor de 50%. A partir de los 42.0 m de profundidad y hasta los 60.0 m, el contenido natural de agua vuelve a retomar valores entre el 19% y 27%.

Tercera Formación Arcillosa

En los 60.0 m de profundidad se encontró un estrato de arcilla limosa de color café oscuro, el número de golpes disminuyó drásticamente hasta N=10, con una consistencia suave. Su contenido natural de agua fue registrado en 38%.

En las figuras III-3 a la III-5 se muestra un registro del sondeo SCE-2 realizado en el predio de la Torre Mayor hasta alcanzar 60 m de profundidad. Los primeros 23 metros se empleó el cono eléctrico y en la longitud restante se empleó el sistema de penetración estándar.

III.2 PIEZOMETRÍA LOCAL

Con el objeto de conocer la presión de poro del subsuelo, se instalaron dos estaciones piezométricas mostradas en la figura III-1. Cada estación cuenta con piezómetros abiertos desplantados a diferentes profundidades.

La estación piezométrica denominada como EP-1, cuenta con cinco piezómetros desplantados a 8.0, 11.9, 17.2, 27.6 y 35.2 metros de profundidad.

La estación piezométrica denominada como EP-2, cuenta con seis piezómetros desplantados a 8.0, 12.1, 19.85, 31, 35.22 y 60.3 metros de profundidad.

Las lecturas leídas en las estaciones piezométricas se muestran en las gráficas III-6 y III-7.

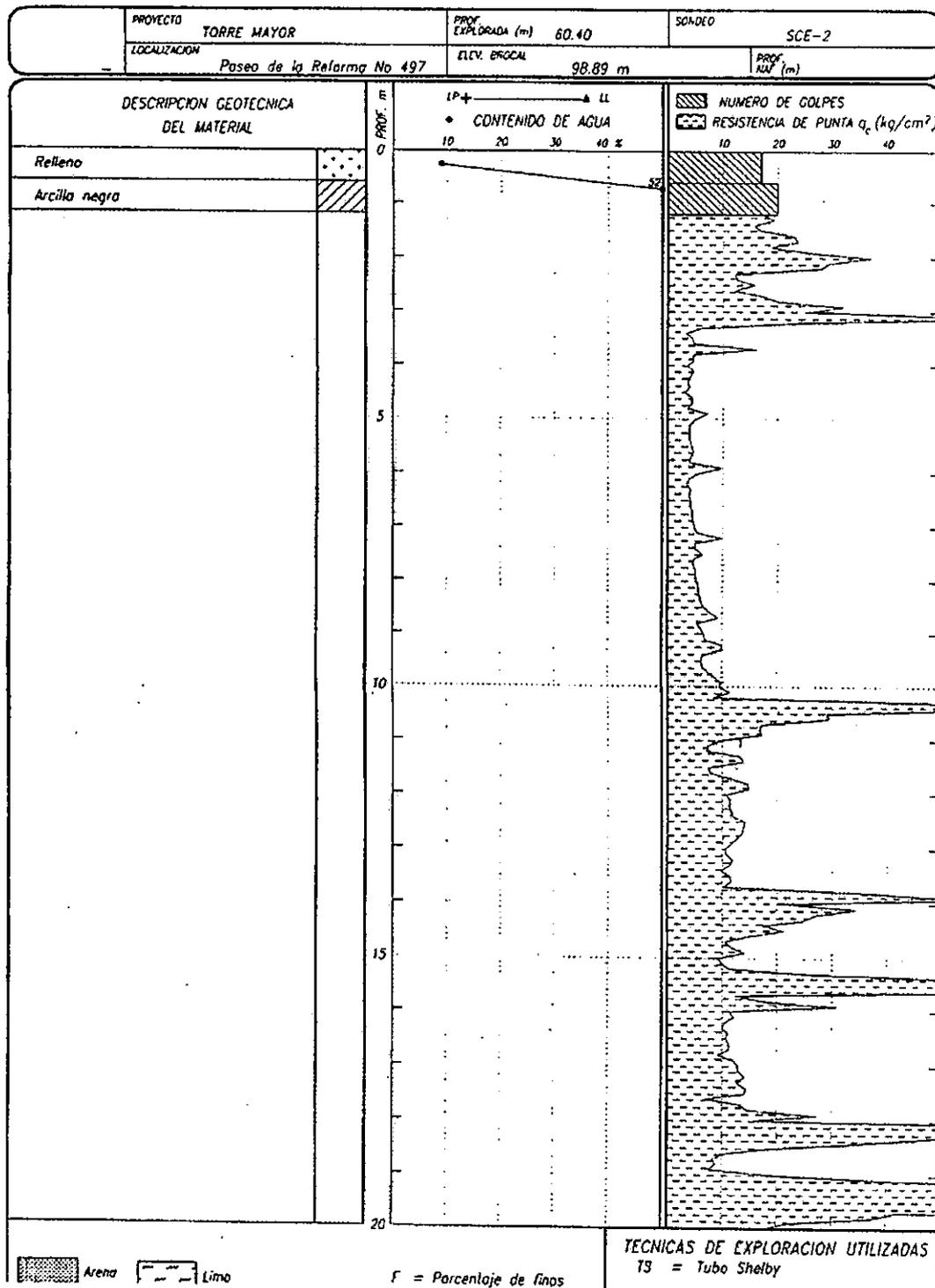


Figura III-3, Registro de sondeo tipo mixto de 0 a 20 m.

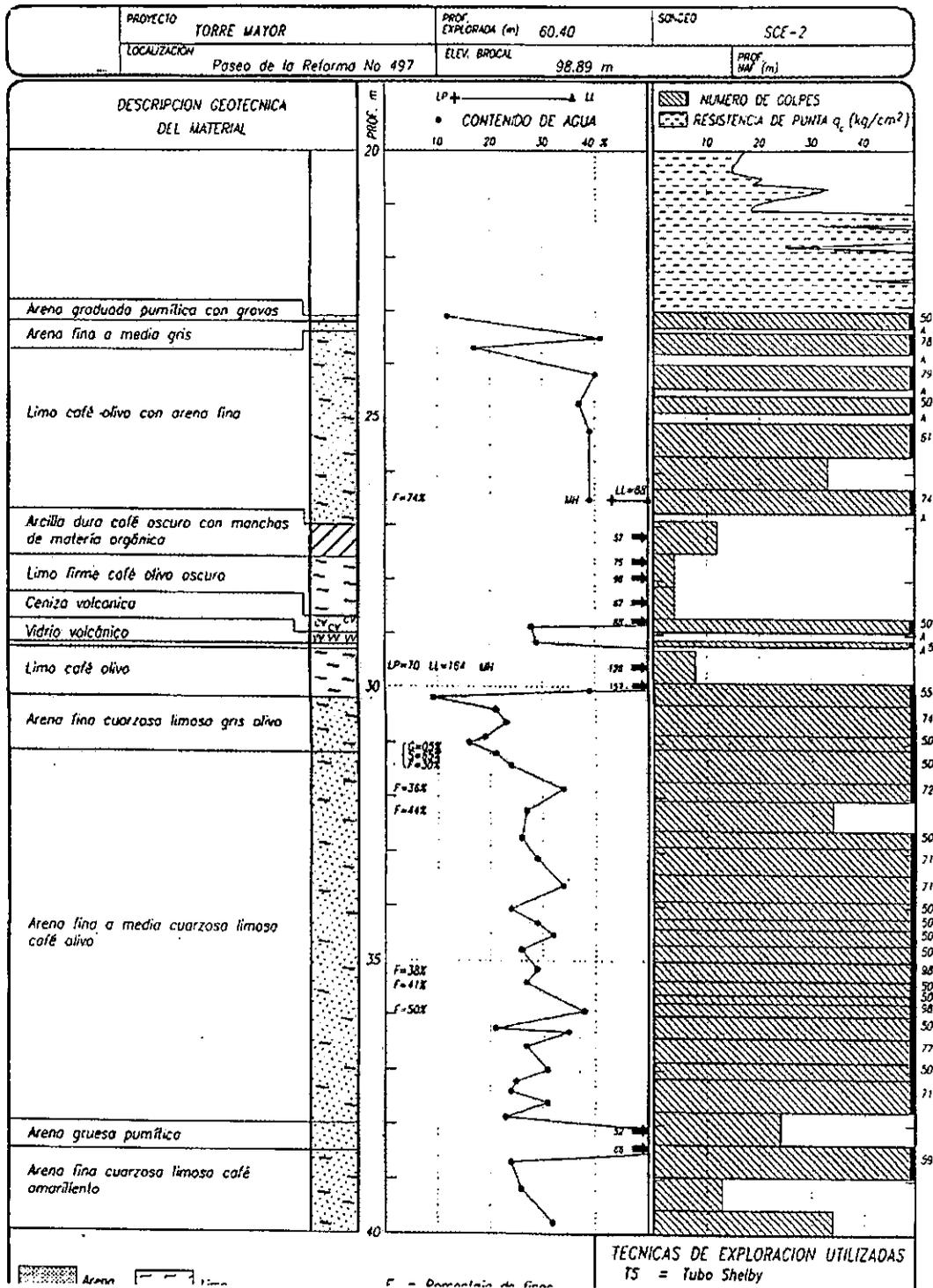


Figura III-4, Registro de sondeo mixto de 20 a 40 m.

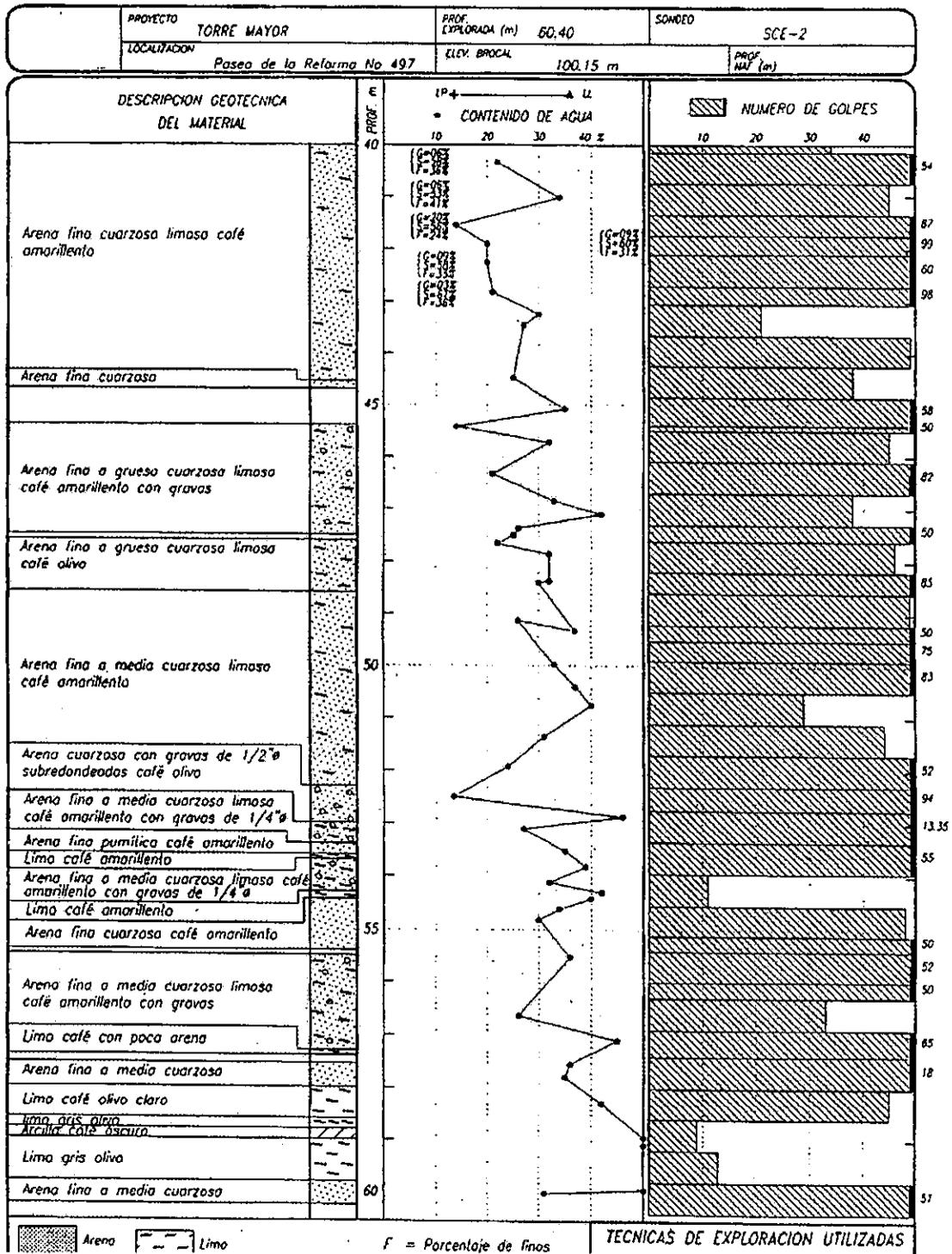
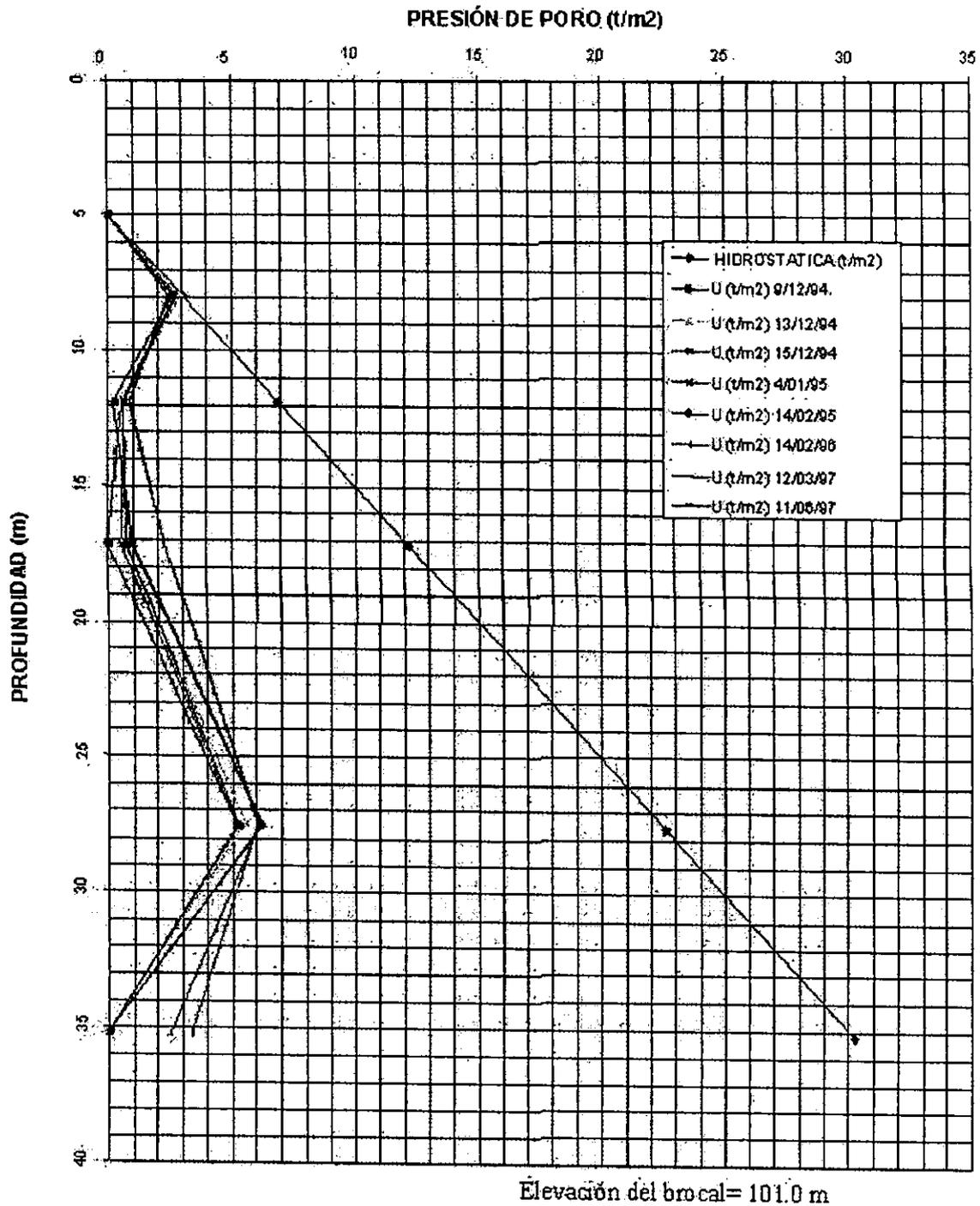


Figura III-5, Registro de sondeo tipo mixto de 40 a 60 m.



HISTORIA DE PIEZOMETRÍA EP -1

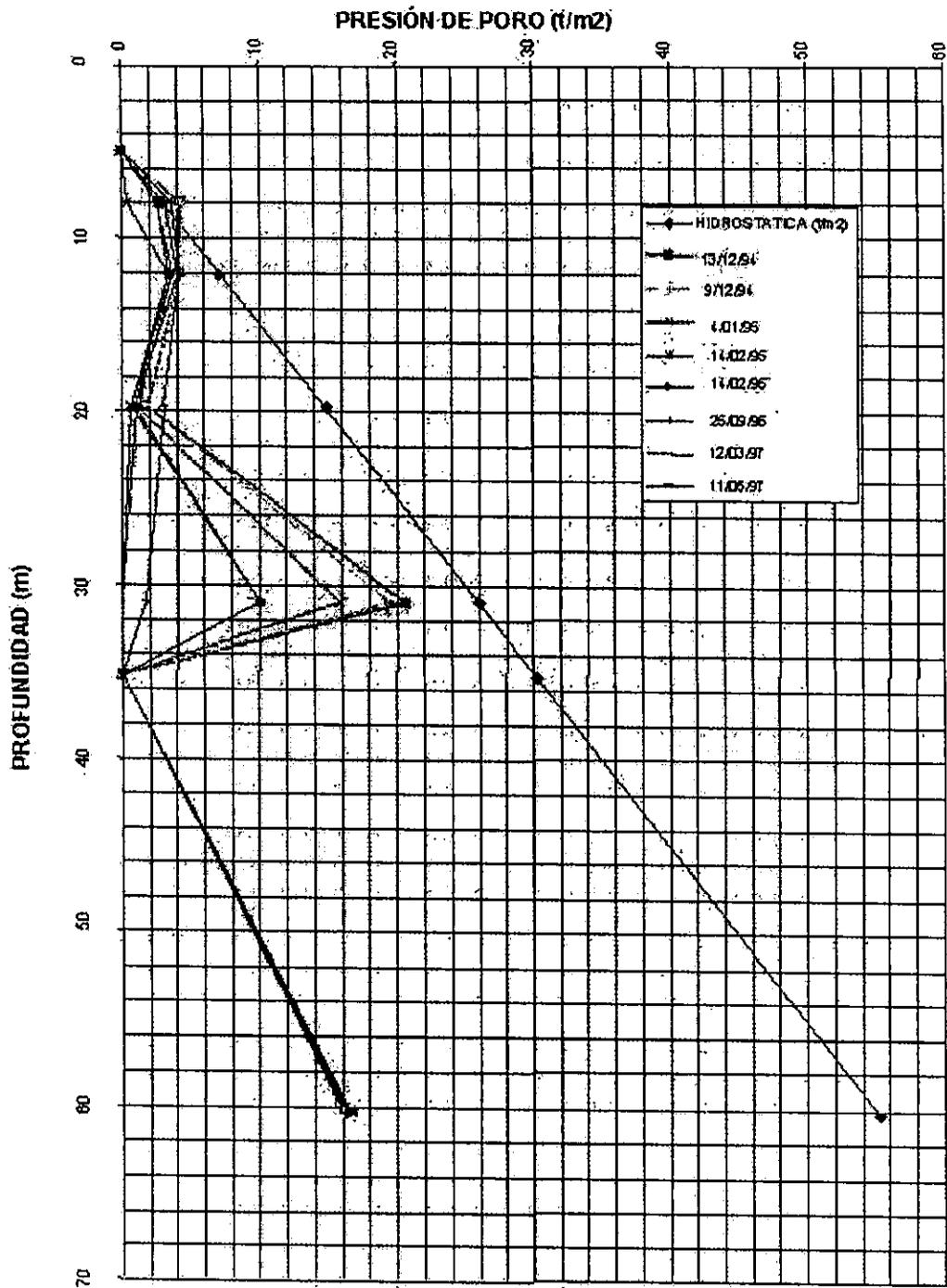


ESTACIÓN PIEZOMÉTRICA EP-1

Figura III-6, Lecturas registradas en la estación piezométrica EP-1.



HISTORIA DE LA PIEZOMETRÍA EP-2



Elevación del brocal= 100.36 m

ESTACIÓN PIEZOMÉTRICA EP-2

Figura III-7, Lecturas registradas en la estación piezométrica EP-2.



En la gráfica que corresponde a la estación Ep-1 se puede apreciar que la presión de poro registrada corresponde a la hidrostática hasta los 7.5 m de profundidad y de ahí en adelante, se muestra un abatimiento de la presión. Esto puede deberse a la continua extracción de agua del subsuelo en el pasado para cubrir la demanda del agua en las zonas aledañas al sitio.

En la estación piezométrica EP-2 se observa que las condiciones hidrostáticas se mantienen hasta los 8 metros de profundidad, y se aprecia nuevamente que la presión de poro medida en el sitio dista mucho de ser similar a la hidrostática, presentándose abatimientos que van desde las 6.5 t/m² hasta presentar abatimientos totales de la presión de poro, en los cuales se supone la presencia de una lente permeable por donde se realiza el bombeo de agua del subsuelo.

Las gráficas piezométricas confirman que en el diseño de la cimentación no se debe considerar el empuje sobre la losa de fondo que aporta el agua freática debido al fenómeno de flotación ó subpresión. Además, ésta condición confirma que los mantos arcillosos presentan una consolidación provocada por el fenómeno de la extracción de agua, mostrando en algunos casos, contenidos de agua bajos con relación a los registrados en exploraciones anteriores.

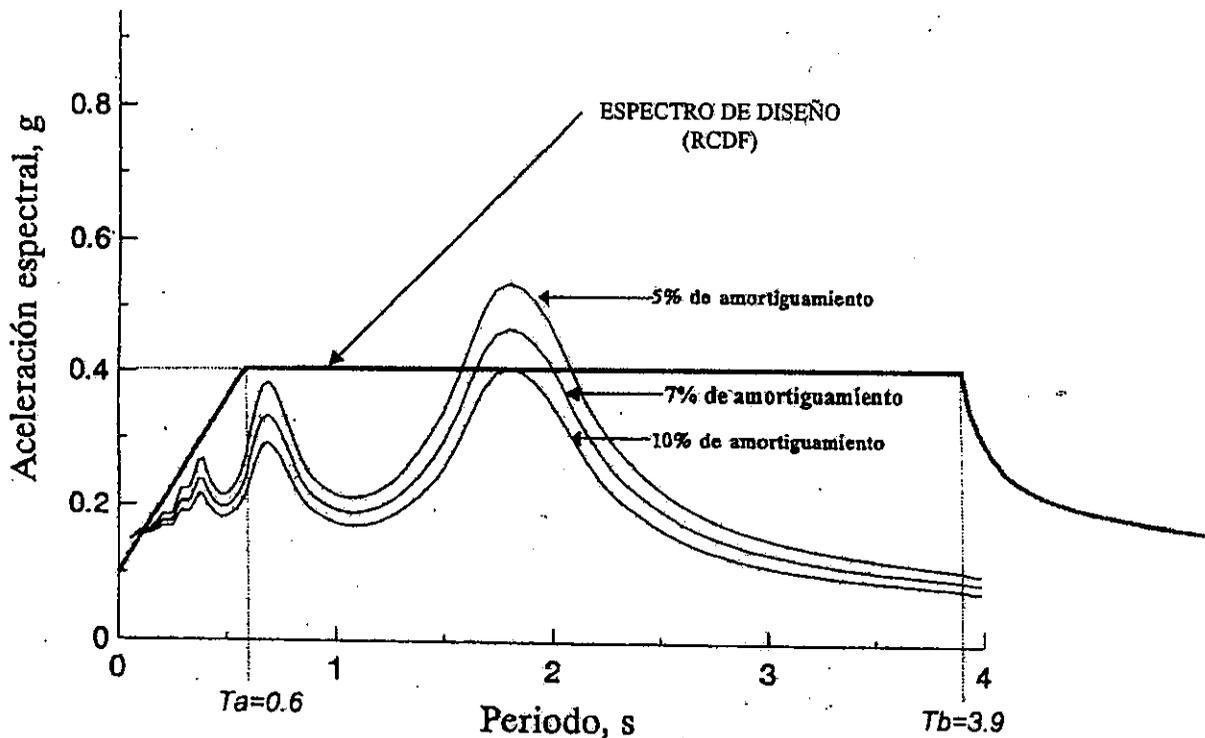
III.3 ESPECTRO DEL SITIO

De acuerdo a la importancia del proyecto, así como el riesgo sísmico que representa la zona donde se encuentra ubicado, el diseñador consideró necesario realizar estudios que permitieran la obtención del espectro del lugar donde se construiría. El procedimiento que utilizó para obtener estos espectros consistió en la utilización de modelos que permitieran simular sismos característicos de la zona en un medio interestratificado, proponiendo acelerogramas representativos de la zona y obteniendo así las respuestas máximas para sistemas con diferentes periodos, es decir, un espectro de respuesta del lugar.

Por medio de una simulación por computadora, la cual consistió en simular sismos por medio de acelerogramas en un medio interestratificado con las características del subsuelo del lugar, se obtuvieron espectros de respuesta para diferentes valores de amortiguamiento, considerando para el diseño el más representativo de ellos de acuerdo a las características dinámicas del lugar.



De esta forma se obtuvieron los espectros de respuesta de la simulación para los diferentes valores de amortiguamiento y se compararon con el propuesto por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF). El diseño de la estructura se puede optimizar cuando se obtienen valores menores a los propuestos en el documento antes mencionado. La gráfica de la figura siguiente muestra la superposición del espectro propuesto por el RCDF y los obtenidos de la simulación para el sitio de la Torre Mayor.



Espectros medio de campo libre para el sitio de la Torre Mayor

Figura III-8, Resultados de la simulación por computadora.

Puede observarse de la figura III-8, que el espectro que mejor se ajusta al propuesto por el RCDF, es el que presenta el 10 % de amortiguamiento, siendo que en las arcillas del valle de México el valor promedio estimado es del 12% por lo que el espectro encontrado resulta ser una buena aproximación. Esto muestra también que el espectro que presenta el RCDF, el cual es una envolvente de diferentes espectros de sitio encontrados en la zona de lago es muy similar en los valores máximos de la aceleración espectral.



El espectro del sitio encontrado por la simulación por computadora muestra que para estructuras que presenten un periodo de 1.75 segundos aproximadamente, se generarán las aceleraciones máximas, así como en el valor de 0.65, se presenta otro punto en el cual las aceleraciones espectrales son de un valor mayor a los que se aprecian para otros periodos. Por lo anterior, se buscará que el periodo natural de la estructura no sea parecido a los valores antes mencionados, es decir, el período se mantendrá lejos de los que corresponden a las máximas aceleraciones espectrales.

En el caso de que el periodo natural de la estructura sea, por ejemplo, igual a uno, el espectro propuesto por el RCDF arroja una aceleración espectral de 0.4g mientras que el espectro de respuesta propone valores aproximadamente a la mitad. Si la estructura de la Torre Mayor presentara un periodo natural igual a 1, el diseñador podría realizar su diseño sísmoresistente de la estructura con el menor valor, resultando esto en secciones estructurales y materiales de construcción óptimos y por lo tanto más económicos, sin que esto ponga en riesgo la seguridad de la estructura.



BIBLIOGRAFÍA

- 1.-"Trabajos de exploración geotécnica y ambiental para el proyecto Torre Mayor, México, DF" TGC Geotécnica, México 1994.
- 2.-"Trabajos de exploración para la Torre Mayor" ICA Solum, México 1998.
- 3.-"Espectro del sitio para la Torre Mayor" Instituto de Ingeniería UNAM, México 1994.
- 4.-"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" DDF, 1999.
- 5.-"Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" DDF, 1997.



IV CRITERIOS Y OPCIONES DE CIMENTACIÓN

IV.1 SELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Para elegir el tipo de cimentación que deberá utilizarse para la Torre Mayor, se tomaron en cuenta varios factores, tales como el peso del edificio, las características del subsuelo, el área disponible, las características del proyecto y la magnitud y distribución de los esfuerzos generados por el peso de edificio.

Como ya se comentó en el primer capítulo, el proyecto arquitectónico demanda el uso de 4 niveles subterráneos para estacionamiento y diversas instalaciones lo que hace que el desplante del edificio se haga a 16 m de profundidad, por lo que el uso de una cimentación superficial quedó descartado desde un inicio.

Por otra parte, el peso del edificio es de aproximadamente 200,000 toneladas, repartido en un área de 6,320 m² y genera un esfuerzo promedio de 28.48 t/m² que al compararse con el esfuerzo efectivo del suelo al nivel del desplante de la cimentación de 10.62 t/m² transmite un incremento de esfuerzo a la formación arcillosa superior de 17.86 t/m², lo que provocaría una falla por capacidad de carga del suelo generándose deformaciones de gran magnitud.

Lo anterior obliga a profundizar el desplante de la cimentación para que ésta transmita los esfuerzos provocados por las sollicitaciones del edificio a un estrato mas competente que pudiera admitir ese incremento de esfuerzo, permitiendo deformaciones dentro de un rango aceptable.

En virtud de lo anterior, el diseñador decidió llevar el desplante de la cimentación a los depósitos profundos, a una profundidad promedio de 40 m. Una vez que el desplante de la cimentación estaba identificado, se analizó la forma de llevar las cargas del edificio hasta dicho nivel de desplante. Para hacer esto no podría pensarse en un cajón de cimentación desplantado a esta profundidad ya que resultaría antieconómico y poco práctico desde el punto de vista constructivo, por lo que se propuso el uso de pilotes ó pilas.

La primera alternativa se descartó debido a que el número de pilotes a utilizar sería excesivo, el proceso de hincado resultaría lento y problemático debido a su longitud, y habría riesgo de que estos elementos quedaran atrapados por una capa o lente dura que no permitiera hincarlos hasta su nivel correspondiente, con el riesgo de dañarlos por un exceso de golpes.



La alternativa del uso de pilas coladas en sitio fue considerada la mas factible, ya que el tiempo de construcción de las mismas sería menor en comparación con el de los pilotes y no habría problemas en desplantarlos hasta la profundidad requerida. Se descartó el uso de pilas con punta acampanada debido a que no se tendría la certeza de su configuración regular ya que según la experiencia del constructor, existe la posibilidad de que se generen derrumbes al construirse su punta.

Las pilas, junto con el cajón, formado por los muros perimetrales y losa de fondo de los sótanos del estacionamiento, formarían la cimentación de la Torre Mayor.

IV.2 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE CIMIENTOS PROFUNDOS

Los criterios utilizados para el diseño geotécnico de la cimentación no fueron los recomendados por las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, ya que solo son recomendaciones y queda a la libertad del ingeniero el uso de otras teorías siempre y cuando pueda demostrarse su aplicación.

Una vez que se definió el tipo de cimentación, se procedió a la determinación de las propiedades mecánicas del subsuelo en el cual se desplantaría la estructura, de la magnitud y distribución de las cargas transmitidas por la misma, así como de las características de las pilas a emplear.

En el diseño de las pilas se hizo intervenir, además de la geometría, las propiedades de los materiales de que estarían formadas a fin de resistir las fuerzas a que fueran sometidas.

Para definir las características de las pilas, se tuvieron que definir la geometría, su capacidad de carga, el número de elementos a utilizar y los materiales de los cuales deberían estar constituidas para resistir las cargas que deberían tomar. Cuando se definieron estas características, se analizó el comportamiento de las pilas para asegurar el buen comportamiento del edificio.



Es importante señalar que la mayoría de los datos que se expondrán a lo largo de este capítulo, son propuestos por el que realizó este trabajo, del mismo modo, los criterios que se expondrán a continuación, son en su mayoría, los que utilizó el diseñador original, indicando con oportunidad al lector, en que momento se utiliza el criterio del que realizó este documento y cuando se aplican criterios del diseñador original.

Para las pilas de cimentación se propusieron utilizar 3 tipos: de 1, 1.2 y 1.5 m de diámetros. Su distribución se muestra en la figura siguiente, siendo en total 251 pilas. Todas ellas desplantadas en los depósitos profundos. El criterio para analizar la capacidad de las pilas consistió en suponer que cada una de ellas tomaría carga por la resistencia que ofrece su fuste por fricción así como la resistencia que aporta su punta al apoyarse en depósitos profundos.

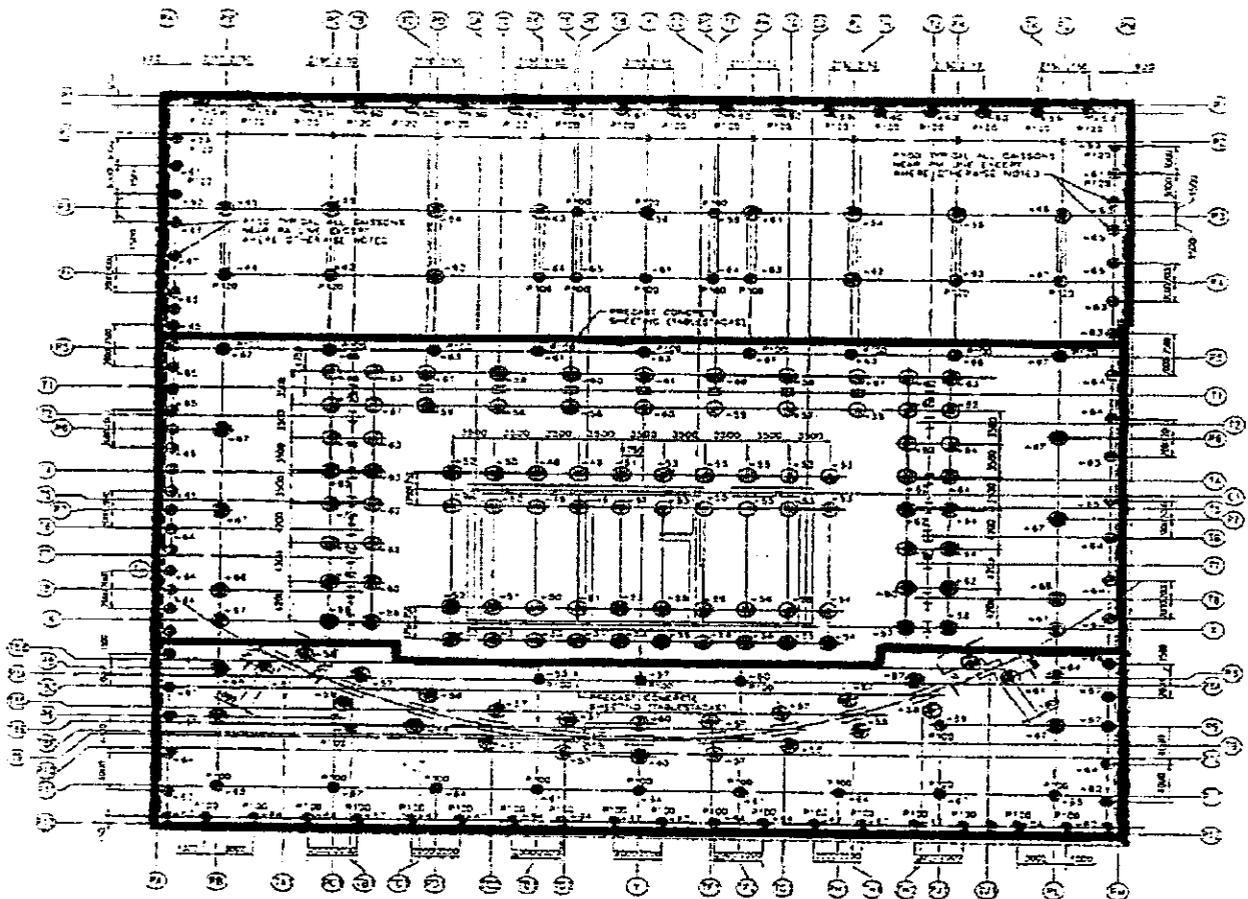


Figura IV-1, Planta de ubicación de las pilas de cimentación.



Para determinar la capacidad de carga de la pila por la fricción que se desarrolla en su fuste en contacto con el suelo circundante a ella, se tomó en cuenta el efecto del hundimiento regional sobre éste a través de lo que se conoce como fricción negativa. Este fenómeno provoca que los suelos de carácter fino que envuelven a la pila, conforme se consolidan, sufran un decremento en su espesor, que tiende a ser menor a medida que está mas próximo el suelo a la pila, "colgándose" de ella, generando un peso adicional al considerado por el peso propio del edificio. El cambio de espesor del suelo fino es producto de la extracción de agua del suelo que se hace en la Ciudad de México. Este cambio genera una deformación en el suelo fundamentalmente volumétrica. Por otra parte, al estar la pila apoyada en los depósitos profundos que se supone ya no se deforman o bien, si lo hacen es en una magnitud pequeña, el fuste de la pila localizado por arriba de los depósitos profundos se ve sujeto a fricción negativa.

La fricción negativa, que se presenta a largo plazo, además de provocar un incremento en la carga que tiene que sostener la pila despreja la capacidad de carga que pueden aportar los estratos involucrados, ya que con el tiempo, se deformarán, añadiendo peso a la pila. A la línea imaginaria que separa a los estratos involucrados en la fricción negativa de aquellos que no sufren dicho efecto se denomina eje neutro, y para este caso se calculó esta profundidad a 33 m, en la interfase de la segunda formación arcillosa y los depósitos profundos. Por lo anterior los estratos que aportarían capacidad de carga por fricción (fricción positiva) serían los depósitos profundos y todos los estratos superiores a éste solo aportarían con el correr del tiempo, un sobrepeso a la pila es decir, fricción negativa.

Para determinar el valor de la carga adicional que soportaría la pila debido a la fricción negativa, se utilizó la ecuación propuesta por el Profesor Leonardo Zeevaert, que es tomada del criterio propuesto por los japoneses Endo Minou, Kawasaki y Shibata, la cual se indica a continuación:



$$NF_d = \frac{\omega k_\phi}{1 + \frac{\omega k_\phi d}{3a}} \int_0^d \sigma_{oz} \cdot dz$$

donde:

NF_d = fricción negativa

k_ϕ = ángulo de fricción residual

$\omega = 2\pi r_0$

$r_0 = 1.1 r$

r = radio de la sección de la pila

a = área tributaria de la pila

σ_{oz} = esfuerzo efectivo vertical del suelo

d = profundidad del eje neutro

Se consideró que los estratos que aportarían capacidad de carga de punta serían los depósitos profundos. A continuación se hacen los cálculos correspondientes al aporte por fricción entre el suelo que rodea al fuste de la pila, exclusivamente a la profundidad de penetración de la pila en los depósitos profundos:

$$Q_f = P I_i C_u$$

donde:

P = Perímetro de la sección de la pila

I_i = penetración de la pila en los depósitos profundos

C_u = valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla (cohesión)



La capacidad de carga correspondiente a la aportación de la punta de la pila, se calcula utilizando el criterio de Meyerhof modificado mediante la siguiente fórmula:

$$q_p = p'_z N_q$$

donde:

p'_z = presión vertical efectiva al nivel de desplante de la pila

N_q = factor de capacidad de carga según Berezantzev, está en función del ángulo de fricción interna del suelo.

En las hojas siguientes se muestran los cálculos realizados para una pila de 1.0, 1.2 y 1.5 m de diámetro, desplantadas a las profundidades de 41.75, 43.75 y 46.75 m respectivamente a manera de ejemplo de la aplicación de los criterios de capacidad de carga descritos en párrafos anteriores y que fueron los que utilizó el diseñador original.

ESTRATIGRAFÍA DE DISEÑO PROPUESTA TORRE MAYOR

DE	A	H	γ	C	ϕ	E	
(-)	(-)	(m)	(t/m^3)	(t/m^2)	($^\circ$)	(t/m^2)	
0	5	5	1.6	4	25	100	costra superficial
5	13	8	1.2	2.9	0	65	1a formación arcillosa
13	25	12	1.34	2.9	0	90	1a formación arcillosa mas consolidada
25	30	5	1.55	25	25	350	1a capa dura
30	31.5	1.5	1.31	18.2	0	200	2 serie arcillosa
31.5	33	1.5	1.31	18.2	0	100	2 serie arcillosa más consolidada
33	40	7	1.55	25	35	400	depósitos profundos (dp)
40	42	2	1.55	25	35	350	dp menos compactos
40	50	10	1.55	25	35	400	depósitos profundos

NAF= 4.5 m

DONDE:

γ = peso volumétrico

C = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

E = Módulo de Young estático



CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PILAS

A) POR FRICCIÓN

PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO = 33 m

PARA SUELOS ARCILLOSOS SATURADOS

$$Q_{fi} = P \cdot l_i \cdot C_u$$

donde:

Q_{fi} = Capacidad de fricción máxima del estrato

P = perímetro de la sección de la pila

l_i = espesor del estrato correspondiente

C_u = Valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla.

PARA UNA PILA DE 1.0 m DE DIÁMETRO

DESPLANTADA 41.75 m DE PROFUNDIDAD

DE (m)	A (m)	l _i (m)	P (m)	C _u (t/m ²)	Q _f (t)
33	40	7	3.1416	25	549.779
40	41.75	1.75	3.1416	25	137.445
					687.223

PARA UNA PILA DE 1.2 m DE DIÁMETRO

PARA LA PILA DESPLANTADA 43.75 m DE PROFUNDIDAD

DE (m)	A (m)	l _i (m)	P (m)	C _u (t/m ²)	Q _f (t)
33	40	7	3.7699	25	659.734
40	42	2	3.7699	25	188.496
42	43.75	1.75	3.7699	25	164.934
					1013.164

PARA UNA PILA DE 1.5 m DE DIÁMETRO

PARA LA PILA DESPLANTADA 46.75 m DE PROFUNDIDAD

DE (m)	A (m)	l _i (m)	P (m)	C _u (t/m ²)	Q _f (t)
33	40	7	4.7124	25	824.668
40	42	2	4.7124	25	235.619
42	46.75	4.75	4.7124	25	559.596
					1619.884



B) POR PUNTA

Para suelos friccionantes:

$$Q_p = p_v N_q A_p$$

donde:

Q_p = Capacidad de carga por punta en toneladas

p_v = Presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas en t/m²

A_p = Area de la punta de la pila

N_q = coeficiente da capacidad de carga definido por Berezantzev.

y está en función del ángulo ϕ' cuyo valor se presenta en la gráfica anexa.

ϕ' = Valor medio del ángulo de fricción interna efectivo

Presión vertical efectiva:

de (m)	a (m)	H (m)	γ (t/m ³)	γ' (t/m ³)	$\gamma' H$ (t/m ²)	(p'_v) $\Sigma \gamma' H$ (t/m ²)
16	25	9	1.34	0.34	3.06	3.06
25	30	5	1.55	0.55	2.75	5.81
30	31.5	1.5	1.31	0.31	0.47	6.275
31.5	33	1.5	1.31	0.31	0.47	6.74
33	40	7	1.55	0.55	3.85	10.59
40	41.75	1.75	1.55	0.55	0.96	11.55
41.75	43.75	2	1.55	0.55	1.1	12.65
43.75	46.75	3	1.55	0.55	1.65	14.30

PARA $\phi' = 35^\circ$ $N_q = 75$

DIÁMETRO (m)	A_p (m ²)	p_v (t/m ²)	N_q (-)	q_p (t/m ²)	Q_p (t)
1	0.79	11.55	75	866.44	680.50
1.2	1.13	12.65	75	948.94	1073.22
1.5	1.77	14.30	75	1072.69	1895.60

En la siguiente página se muestra la gráfica para determinar el factor N_q según Berezantsev.

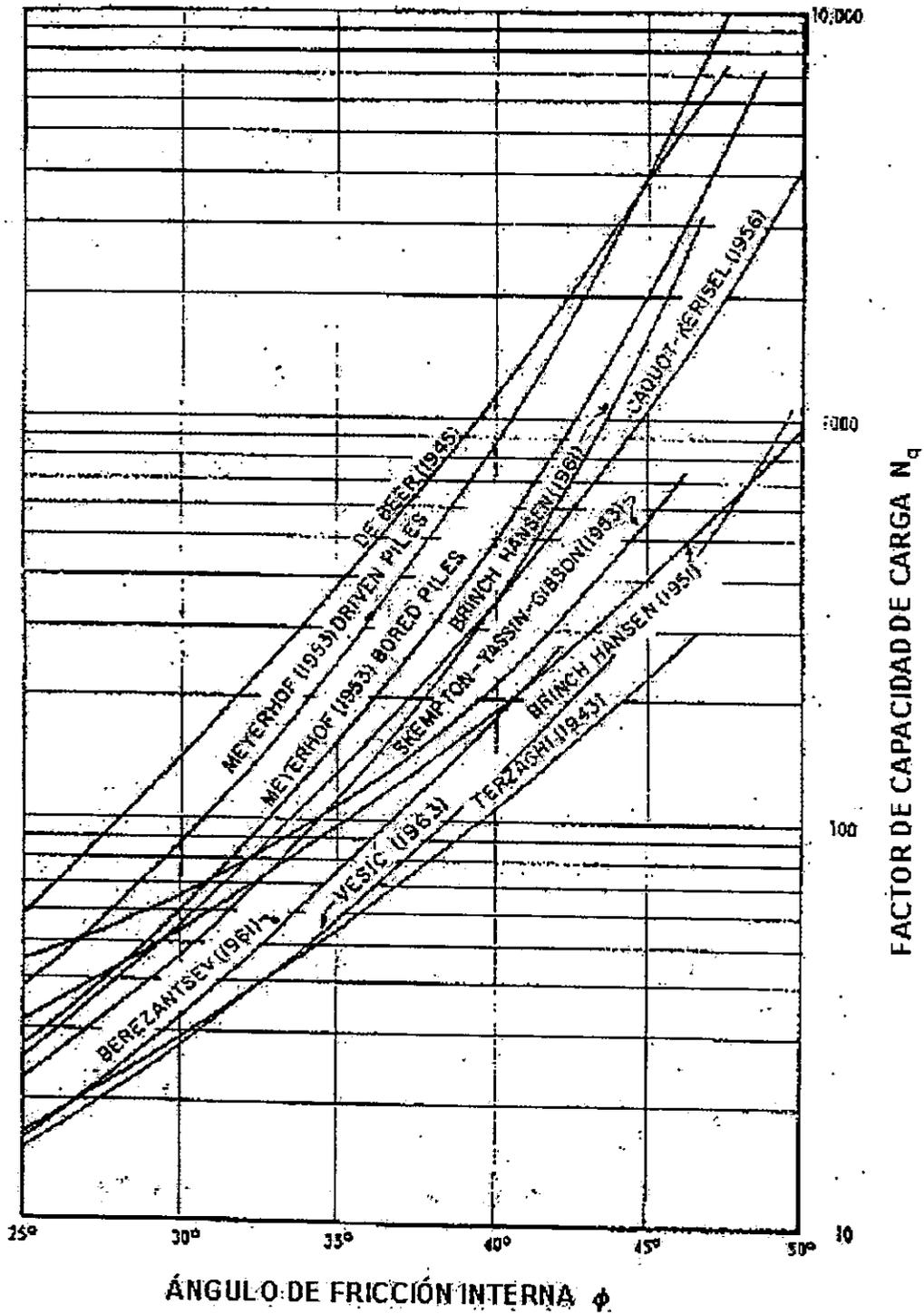


Fig. IV.2 Factores de capacidad de carga para cimientos profundos circulares



ANÁLISIS DE LA FRICCIÓN NEGATIVA

APLICANDO EL CRITERIO PROPUESTO POR EL PROFESOR ZEEVAERT

Para tres pilas de diferentes diámetros y 30 m de longitud

Se aplica la siguiente expresión:

$$(NF)_d = \frac{\omega K_{\phi r} \sum_0^d \sigma_{oz} dz}{1 + \frac{\omega K_{\phi r} d}{3a}}$$

Donde:

$K_{\phi r} = 0.33$ (Para arcillas del valle de México según Zeevaert, para suelos granulares ver cálculo)

$\omega = 2 \pi r_0$

$r_0 = 1.1 r$

$r =$ radio de la pila

$a = \pi (12r_0)^2$ (para pilas aisladas según Zeevaert)

ϕ = área tributaria de la pila - área de la sección de la pila

el área de la sección de la pila se calculará con r_0 para el caso de arcillas

el área de la sección de la pila se calculará con r para el caso de arenas

DE (m)	A (m)	γ (t/m ³)	H (dz) (m)	γ' (t/m ³)	H γ' (t/m ²)	$\Sigma H \gamma'$ (t/m ²)	$\Sigma \sigma' z dz$ (t)
16	25	1.34	9	0.34	3.06	3.06	13.77
25	30	1.55	5	0.55	2.75	5.81	22.175
30	33	1.31	3	0.31	0.93	6.74	18.825

Cálculo de $k_{\phi r}$ para arena limosa

entre concreto y arena limosa

$\phi = 19^\circ$

$k_{\phi r} = \tan \phi / N_{\phi}$

$N_{\phi} = \frac{1 + \sin 2\phi}{1 - \sin 2\phi} = 1.2371$

$k_{\phi r} = \tan 19 / 1.2371$

$k_{\phi r} = 0.2783$



PARA UN PILA DE 1 m DE DIÁMETRO

PARA $\phi=1.0$ m
 área tributaria = 17.32 m²

diámetro (m)	ω	$k \phi r$	$\omega k \phi r$	a (m ²)	d (m)	Primer término de la ecuación A	$\Sigma \sigma' z dz$ (t)	A $\Sigma \sigma' z dz$ (t)
1	3.45575	0.33	1.140398	16.369	17	0.817614982	13.77	11.25855831
	3.14159	0.2783	0.874305	16.5346	17	0.67272976	22.175	14.91778243
	3.45575	0.33	1.140398	16.369	17	0.817614982	18.825	15.39160204
								41.56794278

PARA UN PILA DE 1.2 m DE DIÁMETRO

PARA $\phi=1.2$ m
 área tributaria = 18.4 m²

diámetro (m)	ω	$k \phi r$	$\omega k \phi r$	a (m ²)	d (m)	Primer término de la ecuación A	$\Sigma \sigma' z dz$ (t)	A $\Sigma \sigma' z dz$ (t)
1.2	4.14690	0.33	1.368478	17.031	17	0.940321954	13.77	12.94823331
	3.76991	0.2783	1.049166	17.269	17	0.780470295	22.175	17.3069288
	4.14690	0.33	1.368478	17.031	17	0.940321954	18.825	17.70156079
								47.95672289

PARA UN PILA DE 1.5 m DE DIÁMETRO

PARA $\phi=1.5$ m
 área tributaria = 18.71 m²

diámetro (m)	ω	$k \phi r$	$\omega k \phi r$	a (m ²)	d (m)	Primer término de la ecuación A	$\Sigma \sigma' z dz$ (t)	A $\Sigma \sigma' z dz$ (t)
1.5	5.18363	0.33	1.710597	16.5743	17	1.079347194	13.77	14.86261087
	4.71239	0.2783	1.311458	16.9454	17	0.911645523	22.175	20.21573948
	5.18363	0.33	1.710597	16.5743	17	1.079347194	18.825	20.31871093
								55.39706128

donde:

$$A = \frac{\omega k_{\phi r}}{1 + \frac{\omega k_{\phi r}}{3} \cdot \frac{d}{a}}$$



RESUMEN DE LOS VALORES DE LA FRICCIÓN NEGATIVA DE ACUERDO AL CRITERIO DE ZEEVAERT

DIÁMETRO DE LA PILA (m)	FRICCIÓN NEGATIVA (t)
1	41.56794
1.2	47.95672
1.5	55.39706

RESUMEN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PILAS

diámetro pila (m)	Qfu (t)	Qpu (t)	FN (t)	Qtu (t)
1	687.22	680.50	41.56	1,326.16
1.2	1,013.16	1,073.22	47.95	2,038.44
1.5	1,619.88	1,895.60	55.40	3,460.08

donde:

Qfu=Capacidad por fricción última

Qpu=Capacidad por punta última

Qu=Capacidad de carga última (suma de Qfu+Qpu)

Más adelante se verá por que la capacidad de carga última de la pila está restringida por las deformaciones asociadas a dicha carga (punto IV.3)

Una vez que se evaluó la capacidad de carga de cada pila, se obtuvo el arreglo de las pilas para determinar su número y posición con el objetivo de distribuir las cargas de una manera adecuada, evitando la concentración de esfuerzos en áreas reducidas que generaran comportamientos inadecuados para la estabilidad de la estructura. Debido a que el cuerpo central de la Torre sería el que más carga transmitiría a la cimentación, se concentraron las pilas en dicha zona, siendo estas las más profundas y de mayor diámetro de toda la cimentación.

Cuando la cantidad de pilas y su distribución estuvieron bien definidas, se realizó un análisis de las cargas que transmitiría el edificio a cada pila de la cimentación, concluido esto, se pudo conocer la longitud de la pila necesaria, así como su diámetro para asegurar que éste elemento pudiera resistir la carga solicitada. Con estos datos, se realizaría un diseño estructural de cada pila para conocer los materiales y sus características, de los cuales tendrían que estar hechas.

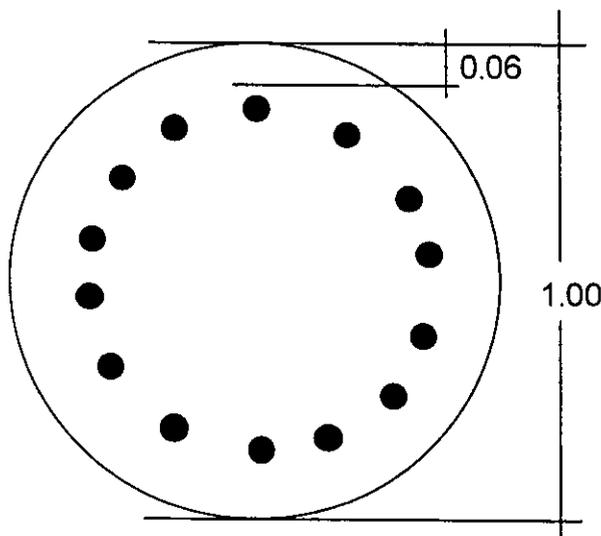


El presente trabajo muestra un análisis del diseño estructural de las pilas a las que se les calculó su capacidad de carga en párrafos anteriores, las magnitudes de las cargas a las que estarían sometidas estas pilas específicamente, es un valor proporcionado por el diseñador, las cuales son propuestas en este trabajo para el análisis estructural correspondiente y se muestran en la tabla siguiente.

DIÁMETRO DE LA PILA (m)	CARGA ULTIMA A LA QUE ESTARÁ SUJETA (toneladas)
1.0	1141
1.2	1210
1.5	1450

El criterio que se utilizó para el diseño estructural de las pilas, es el propuesto por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF). Para el diseño de las tres pilas que se han manejado como ejemplo, se hizo uso de las características de los materiales y de la configuración del armado de la pila que resultó del análisis del diseño estructural por parte del diseñador original y que se muestra a continuación.

PILA DE 1 METRO DE DIÁMETRO



● VARILLA No.10

ZUNCHO DEL No. 3
EN EL CUERPO DE LA PILA
PASO @ 25 cm
EN LA CABEZA Y PUNTA
PASO @ 10 cm

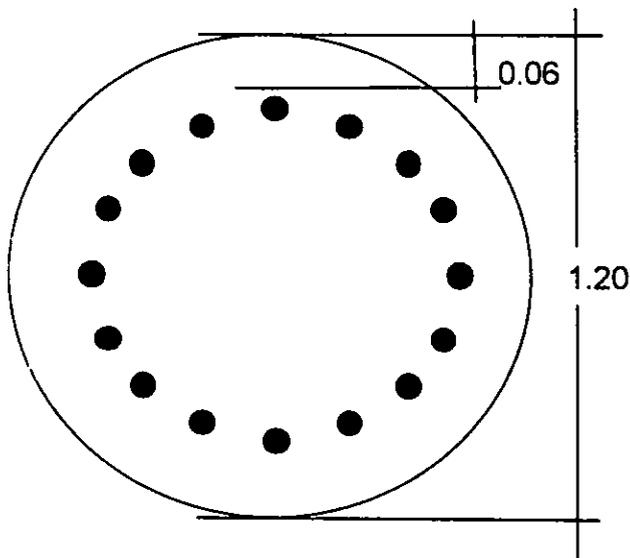
$f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

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

ACOTACIONES EN m



PILA DE 1.2 METROS DE DIÁMETRO



● VARILLA No.10

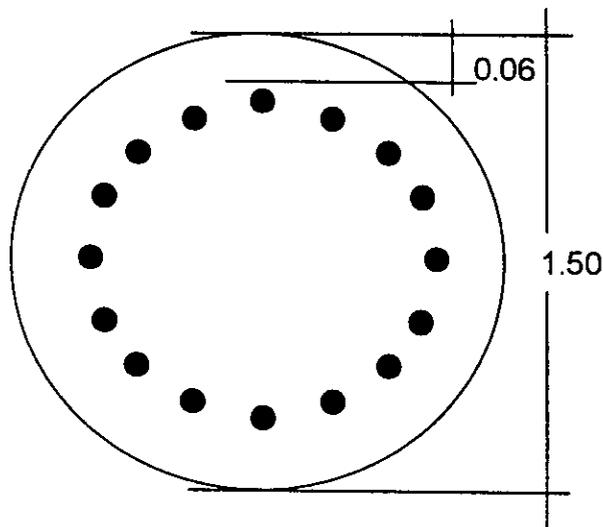
ZUNCHO DEL No. 3
EN EL CUERPO DE LA PILA
PASO @ 25 cm
EN LA CABEZA Y PUNTA
PASO @ 10 cm

$f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

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

ACOTACIONES EN m

PILA DE 1.5 METROS DE DIÁMETRO



● VARILLA No.12

ZUNCHO DEL No. 3
EN EL CUERPO DE LA PILA
PASO @ 25 cm
EN LA CABEZA Y PUNTA
PASO @ 10 cm

$f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

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

ACOTACIONES EN m

De acuerdo al armado propuesto que se muestra en las figuras anteriores, se revisó la resistencia de cada una con las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento del distrito Federal y con los Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF. En las hojas siguientes se muestran los cálculos correspondientes de las pilas.



REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA PILA DE 1 m DE DIÁMETRO

Revisión por compresión

$$P_{RO} = FR(f''cAc + Asfy)$$

donde:

$$FR=0.70$$

$$f'c=280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c=0.80 f'c = .80*280=224 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c=0.85 f^*c= 0.85*224 = \mathbf{190.4 \text{ kg/cm}^2}$$

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

$$Ac=\pi r^2$$

si

$$r=0.5 \quad \text{entonces} \quad Ac= \pi(50)^2 = 3.1416 \times 2500 = \mathbf{7854 \text{ cm}^2}$$

$$As=14 \text{ varillas del No.10}$$

$$\text{Si área 1 var. del No. 10} = \frac{\pi}{4}(1.25 \times 2.54)^2 = 0.7854 \times 10.08 = 7.92 \text{ cm}^2$$

de 14 varillas, $As=14 \times 7.92 = \mathbf{110.84 \text{ cm}^2}$

finalmente

$$P_{RO}=0.70 (190.4 \times 7854 + 4200 \times 110.84)$$

$$P_{RO}=0.70 (1495401.6 + 465528.0)$$

$$P_{RO}=1372650.7 \text{ kg}$$

$$P_{RO}=\mathbf{1372.65 \text{ t}}$$



Revisión por flexión

Para calcular el momento resistente en las direcciones "x" y "y", considerando que la pila únicamente estará sujeta a carga axial, se utiliza la siguiente fórmula:

$$M_{ux} = e_{acc} P_{ult}$$

donde:

M_{ux} = momento último en la dirección "x" = M_{uy} (por tratarse de una sección circular)

P_{ult} = carga última

e_{acc} = excentricidad accidental en la dirección "x" = 0.05D

y debe cumplir que: $e_{acc} > 2$ cm

D = diámetro exterior

substituyendo:

D = 100 cm

$$e_{acc} = 0.05 \times 100 = 5 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

$P_{ult} = 1141$ t (dato proporcionado por el diseñador)

finalmente:

$$M_{ux} = 0.05 \times 1141$$

$$M_{ux} = 57.05 \text{ tm}$$

$$M_{uy} = 57.05 \text{ tm}$$

Revisando ahora la fuerza axial máxima que puede tomar el elemento cuando actúan sobre el momentos en las direcciones "x" y "y" de manera simultánea, tenemos la fórmula:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

$P_{RO} = 1,372.65$ t (carga axial a compresión calculada en el punto anterior)

$$P_{RY} = P_{RX} = k \cdot FR \cdot D^2 f''_c$$



donde:

FR= Factor de resistencia= 0.7

D = diámetro exterior = 100 cm

$f''c=190.4 \text{ kg/cm}^2$

k = está en función de la geometría de la pila y se obtiene de los nomogramas incluidos en "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF", Instituto de Ingeniería, 1991.

Para entrar al nomograma y obtener el valor de " k " se requiere conocer el valor de " d/D ", " e/D " y de " q " donde:

$$q = \rho \cdot \frac{f_y}{f''c}$$

D = 100 cm

$d = D - r$, donde r =recubrimiento = 6 cm, $d=100-6=94$ cm

$f''c = 280 \text{ kg/cm}^2$

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

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{110.84}{7854} = 0.0141$$

substituyendo los valores:

$$\frac{d}{D} = \frac{94}{100} = 0.94 \approx 0.90 \quad q = 0.0141 \frac{4200}{190.4} = 0.311 \quad \frac{e}{D} = \frac{5}{100} = 0.05$$

Con los valores $d/D=0.90$ $q=0.311$ y $e/D=0.05$ del nomograma se obtiene que $k=0.95$

Ahora se determina el valor de P_{RY} y P_{RX} :

$$P_{RY} = P_{RX} = 0.95 \cdot (0.7) \cdot (100)^2 \cdot (190.4)$$

$$P_{RY} = P_{RX} = 1,266,160 \text{ kg} = 1,266.16 \text{ t}$$

Finalmente, para conocer la carga axial que puede tomar la pila bajo la acción de un momento en la dirección "x" y en la "y".

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{1266.16} + \frac{1}{1266.16} - \frac{1}{1372.65}} = 1175.003 \text{ t} > 1141.0 \text{ t}$$



Revisión de la fuerza cortante (pila $\phi=1$ m)

El cortante admisible de la sección es:

$$V_{adm} = V_{CR} + V_S$$

donde:

V_{CR} = Fuerza cortante aportada por el concreto

V_S = Fuerza cortante aportada por el refuerzo de acero transversal (zuncho)

Calculando la aportación del concreto

$$V_{CR} = 0.5 \cdot FR \cdot A_R \sqrt{f_c^*}$$

donde:

FR = Factor de resistencia = **0.7**

A_R = área sin recubrimiento
si recubrimiento = 6 cm $d = 100 - 12 = 88$ cm

$$A_R = \pi \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 3.1416 \left(\frac{88}{2} \right)^2 = 6082.13 \text{ m}^2$$

si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$f^*c = 0.80 f'_c = 0.80 \cdot 280 = \mathbf{224 \text{ kg/cm}^2}$

sustituyendo en la fórmula:

$$V_{CR} = 0.5 \cdot (0.70) \cdot (6082.13) \sqrt{224}$$

$$V_{CR} = 31860.15 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 31.86 \text{ t}$$



Calculando la aportación del acero de refuerzo transversal (zuncho)

$$V_s = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

donde:

FR = Factor de resistencia = 0.70

A_v = Area de acero de refuerzo transversal

$$A_v = 2 \cdot A_{vz}$$

A_{vz} = Area transversal de la varilla del refuerzo transversal (zuncho)

s = paso del zuncho 10 cm

si el zuncho es con varilla del No. 4 , entonces:

$$A_{vz} = \pi \cdot \left[\frac{\left(\frac{4}{8} \right) \cdot 2.54}{2} \right]^2 = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \cdot (1.267)$$

$$A_v = 2.534 \text{ cm}^2$$

substituyendo:

$$V_s = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{0.7 \cdot (2.534) \cdot (4200) \cdot (88)}{10} = 65559.65 \text{ kg}$$

$$V_s = 65.56 \text{ t}$$

finalmente, el cortante total que toma la pila en su cabeza es:

$$V_{adm} = V_{CR} + V_s = 31.86 + 65.56 = 97.42 \text{ t}$$

$$V_{adm} = 97.42 \text{ t}$$



REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA PILA DE 1.20 m DE DIÁMETRO

Revisión por compresión

$$P_{RO} = FR(f''cAc + Asfy)$$

donde:

$$FR = 0.70$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.80 f'c = 0.80 \times 280 = 224 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 224 = 190.4 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Ac = \pi r^2$$

$$\text{si } r = 0.5 \text{ entonces } Ac = \pi(60)_2 = 3.1416 \times 2500 = 11309.76 \text{ cm}^2$$

As = 16 varillas del No. 10

si

$$\text{área de 1 varilla del No. 10} = \frac{\pi}{4}(1.25 \times 2.54)^2 = 0.7854 \times 10.08 = 7.92 \text{ cm}^2$$
$$\text{de 16 varillas, } As = 16 \times 7.92 = 126.72 \text{ cm}^2$$

finalmente

$$P_{RO} = 0.70 (190.4 \times 11309.76 + 4200 \times 126.72)$$

$$P_{RO} = 0.70 (2153378.31 + 532224.00)$$

$$P_{RO} = 1879921.61 \text{ kg}$$

$$P_{RO} = 1879.92 \text{ t}$$



Revisión por flexión

Para calcular el momento resistente en las direcciones "x" y "y", considerando que la pila únicamente estará sujeta a carga axial, se utiliza la siguiente fórmula:

$$M_{ux} = 0.06 P_{uh}$$

donde:

M_{ux} = momento último en la dirección "x" = M_{uy} (por tratarse de una sección circular)

P_{uh} = carga última

e_{accx} = excentricidad accidental en la dirección "x" = 0.05D

y debe cumplir que: $e_{accx} > 2 \text{ cm}$

D = diámetro exterior

substituyendo:

$$D = 120 \text{ cm}$$

$$e_{accx} = 0.05 \times 120 = 6 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

$$P_{uh} = 1210 \text{ t (dato proporcionado por el diseñador)}$$

finalmente:

$$M_{ux} = 0.06 \times 1210$$

$$M_{ux} = 72.60 \text{ tm}$$

$$M_{uy} = 72.60 \text{ tm}$$

Revisando ahora la fuerza axial máxima que puede tomar el elemento cuando actúan sobre el momentos en las direcciones "x" y "y" de manera simultánea, tenemos la fórmula:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

$$P_{RO} = 1,879.92 \text{ t (carga axial a compresión calculada en el punto anterior)}$$

$$P_{RY} = P_{RX} = k \cdot FR \cdot D^2 f''_c$$



donde:

FR= Factor de resistencia= 0.7

D = diámetro exterior = 120 cm

$f''c=190.4 \text{ kg/cm}^2$

k = está en función de la geometría de la pila y se obtiene de los nomogramas incluidos en "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF", Instituto de Ingeniería, 1991.

Para entrar al nomograma y obtener el valor de " k " se requiere conocer el valor de " d/D ", " e/D " y de " q " donde:

$$q = \rho \frac{f_y}{f''c}$$

D = 120 cm

$d = D - r$, donde r =recubrimiento = 6 cm, $d=120-6=114$ cm

$f''c = 280 \text{ kg/cm}^2$

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

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{126.72}{11309.76} = 0.0112$$

substituyendo los valores:

$$\frac{d}{D} = \frac{114}{120} = 0.95 \approx 0.90$$

$$q = 0.0112 \frac{4200}{190.4} = 0.25$$

$$\frac{e}{D} = \frac{6}{120} = 0.05$$

Con los valores $d/D=0.90$ $q=0.25$ y $e/D=0.05$ del nomograma se obtiene que $k=0.9$

Ahora se determina el valor de P_{RY} y P_{RX} :

$$P_{RY} = P_{RX} = 0.90 \cdot (0.7) \cdot (120)^2 \cdot (190.4)$$

$$P_{RY} = P_{RX} = 1,727,308.8 \text{ kg} = 1,727.31 \text{ t}$$

Finalmente, para conocer la carga axial que puede tomar la pila bajo la acción de un momento en la dirección "x" y en la "y".

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{1727.31} + \frac{1}{1727.31} + \frac{1}{1879.92}} = 1597.62.71 \text{ t} > 1210.0 \text{ t}$$



Revisión de la fuerza cortante (pila $\phi=1.20\text{ m}$)

El cortante admisible de la sección es:

$$V_{adm} = V_{CR} + V_S$$

donde:

V_{CR} = Fuerza cortante aportada por el concreto

V_S = Fuerza cortante aportada por el refuerzo de acero transversal (zuncho)

Calculando la aportación del concreto

$$V_{CR} = 0.5 \cdot FR \cdot A_R \sqrt{f_c^*}$$

donde:

FR = Factor de resistencia = **0.7**

A_R = área sin recubrimiento

si recubrimiento = 6 cm $d = 120 - 12 = 108\text{ cm}$

$$A_R = \pi \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 3.1416 \left(\frac{108}{2} \right)^2 = 9160.91\text{ m}^2$$

si $f'_c = 280\text{ kg/cm}^2$

$$f_c^* = 0.80 f'_c = 0.80 \cdot 280 = \mathbf{224\text{ kg/cm}^2}$$

sustituyendo en la fórmula:

$$V_{CR} = 0.5 \cdot (0.70) \cdot (9160.91) \sqrt{224}$$

$$V_{CR} = 47987.78\text{ kg}$$

$$V_{CR} = 47.98\text{ t}$$



Calculando la aportación del acero de refuerzo transversal (zuncho)

$$V_s = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

donde:

FR = Factor de resistencia = 0.70

A_v = Area de acero de refuerzo transversal

$$A_v = 2 \cdot A_{vz}$$

A_{vz} = Area transversal de la varilla del refuerzo transversal (zuncho)

s = paso del Zuncho 10 cm

si el zuncho es con varilla del No. 4 , entonces:

$$A_{vz} = \pi \cdot \left[\frac{\left(\frac{4}{8} \right) \cdot 2.54}{2} \right]^2 = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \cdot (1.267)$$

$$A_v = 2.534 \text{ cm}^2$$

substituyendo:

$$V_s = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{0.7 \cdot (2.534) \cdot (4200) \cdot (108)}{10} = 80459.568 \text{ kg}$$

$$V_s = 80.46 \text{ t}$$

finalmente, el cortante total que toma la pila en su cabeza es:

$$V_{adm} = V_{CR} + V_s = 47.98 + 80.46 = 128.43 \text{ t}$$

$$V_{adm} = 128.43 \text{ t}$$



REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA PILA DE 1.50 m DE DIÁMETRO

Revisión por compresión

$$P_{RO} = FR(f'c A_c + A_s f_y)$$

donde:

$$FR=0.70$$

$$f'c=280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c=0.80 f'c = .80*280=224 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c=0.85 f^*c= 0.85*224 = \mathbf{190.4 \text{ kg/cm}^2}$$

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

$$A_c=\pi r^2$$

$$\text{Si } r=0.5 \text{ entonces } A_c= \pi(75)^2= 3.1416 \times 2500 = \mathbf{17671.50 \text{ cm}^2}$$

As=16 varillas del No.12

$$\text{Si área de 1 varilla del No. 12} = \frac{\pi}{4}(1.5 \times 2.54)^2 = 0.7854 \times 14.52 = 11.40 \text{ cm}^2$$

de 16 varillas, As=16x11.40= $\mathbf{182.4 \text{ cm}^2}$

finalmente

$$P_{RO}=0.70 (190.4 \times 17671.50 + 4200 \times 182.4)$$

$$P_{RO}=0.70 (3364653.60 + 766080.00)$$

$$P_{RO}= 4130733.60 \text{ kg}$$

$$P_{RO}=\mathbf{4130.73 \text{ t}}$$



Revisión por flexión

Para calcular el momento resistente en las direcciones "x" y "y", considerando que la pila únicamente estará sujeta a carga axial, se utiliza la siguiente fórmula:

$$M_{ux} = e_{acc} P_{ult}$$

donde:

M_{ux} = momento último en la dirección "x" = M_{uy} (por tratarse de una sección circular)

P_{ult} = carga última

e_{acc} = excentricidad accidental en la dirección "x" = 0.05D

y debe cumplir que: $e_{acc} > 2 \text{ cm}$

D = diámetro exterior

substituyendo:

D = 150 cm

$$e_{acc} = 0.05 \times 150 = 7.5 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

$P_{ult} = 1450 \text{ t}$ (dato proporcionado por el diseñador)

finalmente:

$$M_{ux} = 0.075 \times 1450$$

$$M_{ux} = \mathbf{108.75 \text{ tm}}$$

$$M_{uy} = \mathbf{108.75 \text{ tm}}$$

Revisando ahora la fuerza axial máxima que puede tomar el elemento cuando actúan sobre el momentos en las direcciones "x" y "y" de manera simultánea, tenemos la fórmula:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

$P_{RO} = 4,130.76 \text{ t}$ (carga axial a compresión calculada en el punto anterior)

$$P_{RY} = P_{RX} = k \cdot FR \cdot D^2 f''_c$$



donde:

FR= Factor de resistencia= 0.7

D = diámetro exterior = 150 cm

$f''c=190.4 \text{ kg/cm}^2$

k = está en función de la geometría de la pila y se obtiene de los nomogramas incluidos en "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF", Instituto de Ingeniería, 1991.

Para entrar al nomograma y obtener el valor de " k " se requiere conocer el valor de " d/D ", " e/D " y de " q " donde:

$$q = \rho \frac{f_y}{f''c}$$

D = 150 cm

$d = D - r$, donde r =recubrimiento = 6 cm, $d=150-7.5=142.5$ cm

$f''c = 280 \text{ kg/cm}^2$

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

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{182.4}{17671.50} = 0.0103$$

substituyendo los valores:

$$\frac{d}{D} = \frac{142.5}{150} = 0.95 \approx 0.90 \quad q = 0.0103 \frac{4200}{190.4} = 0.22 \quad \frac{e}{D} = \frac{7.5}{150} = 0.05$$

Con los valores $d/D=0.90$ $q=0.22$ y $e/D=0.05$ del nomograma se obtiene que $k=0.85$

Ahora se determina el valor de P_{RY} y P_{RX} :

$$P_{RY} = P_{RX} = 0.85 \cdot (0.7) \cdot (150)^2 \cdot (190.4)$$

$$P_{RY} = P_{RX} = 2,548,980.0 \text{ kg} = 2,548.98 \text{ t}$$

Finalmente, para conocer la carga axial que puede tomar la pila bajo la acción de un momento en la dirección "x" y en la "y".

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{2549} + \frac{1}{2549} - \frac{1}{4130.73}} = 1843.18 \text{ t} > 1450.0 \text{ t}$$



Revisión de la fuerza cortante (pila $\phi=1.5\text{ m}$)

El cortante admisible de la sección es:

$$V_{adm} = V_{CR} + V_S$$

donde:

V_{CR} = Fuerza cortante aportada por el concreto

V_S = Fuerza cortante aportada por el refuerzo de acero transversal (zuncho)

Calculando la aportación del concreto

$$V_{CR} = 0.5 \cdot FR \cdot A_R \sqrt{f_c^*}$$

donde:

FR = Factor de resistencia = **0.7**

A_R = área sin recubrimiento

si recubrimiento = 6 cm $d = 120 - 12 = 108\text{ cm}$

$$A_R = \pi \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 3.1416 \left(\frac{108}{2} \right)^2 = 10179.16\text{ cm}^2$$

si $f_c = 280\text{ kg/cm}^2$

$$f_c^* = 0.80 f_c = 0.80 \cdot 280 = \mathbf{224\text{ kg/cm}^2}$$

sustituyendo en la fórmula:

$$V_{CR} = 0.5 \cdot (0.70) \cdot (10179.16) \sqrt{224}$$

$$V_{CR} = 78350.38\text{ kg}$$

$$V_{CR} = 78.35\text{ t}$$



Calculando la aportación del acero de refuerzo transversal (zuncho)

$$V_s = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

donde:

FR = Factor de resistencia = 0.70

A_v = Area de acero de refuerzo transversal

$$A_v = 2 \cdot A_{vz}$$

A_{vz} = Area transversal de la varilla del refuerzo transversal (zuncho)

s = paso del zuncho 10 cm

si el zuncho es con varilla del No. 3 , entonces:

$$A_{vz} = \pi \cdot \left[\frac{\left(\frac{4}{8} \right) \cdot 2.54}{2} \right]^2 = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \cdot (1.267)$$

$$A_v = 2.534 \text{ cm}^2$$

substituyendo:

$$V_s = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{0.7 \cdot (2.534) \cdot (4200) \cdot (138)}{10} = 102809.45 \text{ kg}$$

$$V_s = 102.81 \text{ t}$$

finalmente, el cortante total que toma la pila en su cabeza es:

$$V_{adm} = V_{CR} + V_s = 78.35 + 102.81 = 181.16 \text{ t}$$

$$V_{adm} = 181.16 \text{ t}$$



En la tabla siguiente se muestra un resumen del análisis estructural de las pilas contra la capacidad de carga, así como la carga a la que estarán sujetas de acuerdo con la información del diseñador original.

	PILA DE 1 m ϕ	PILA DE 1.2 m ϕ	PILA DE 1.5 m ϕ
Capacidad de carga ultima (toneladas)	1326.16	2038.44	3460.08
Fuerza axial admisible (toneladas)	1175.01	1597.62	1843.18
Cortante admisible (toneladas)	97.42	128.43	181.16
Momento en la dirección "x" (t/m)	57.05	72.60	108.75
Momento en la dirección "y" (t/m)	57.05	72.60	108.75
Carga ultima a la que estará sujeta (toneladas)	1141	1210	1450

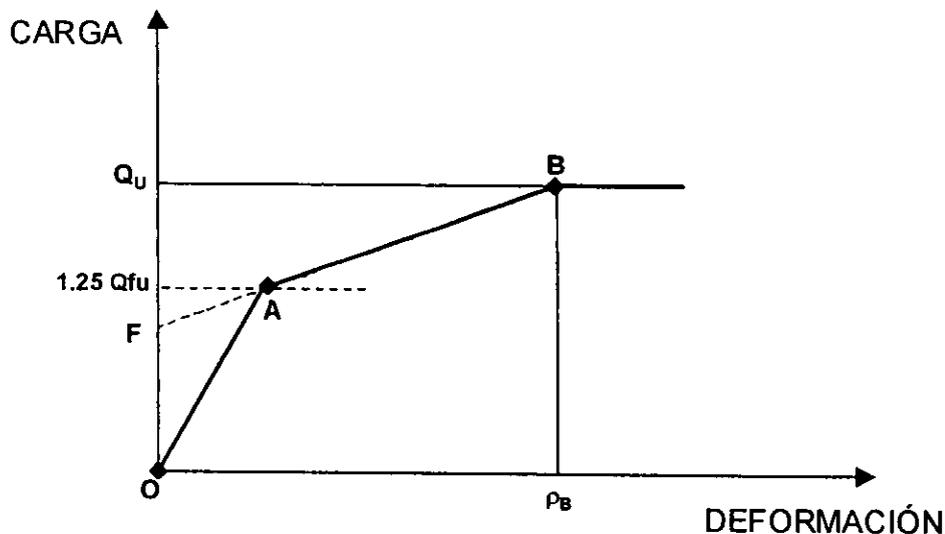


IV.3 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES

Una vez que la capacidad de carga de las pilas quedó definida, el siguiente aspecto a considerar fue el de las deformaciones que sufriría el conjunto suelo-pila, al ser aplicada la carga a dicho elemento, ya que en caso de existir deformaciones de gran magnitud o diferenciales podrían provocar situaciones de incrementos de carga al conjunto de pilas y cajón de cimentación para los cuales no están diseñados, poniendo en riesgo la estabilidad de la estructura.

Por tanto, el diseñador se vio en la necesidad de limitar el valor de las deformaciones de las pilas, limitando la magnitud de la carga que estas transmitirían al suelo. Para tal efecto, utilizó las curvas deformación-carga. Esta gráfica lleva en el eje de las abscisas la deformación que sufrirán las pilas y en el eje de las ordenadas la carga axial. Con esta configuración, se puede entrar a la gráfica con el valor de la carga axial real a la que está sometida la pila por analizar y así conocer cual será su deformación elástica.

La gráfica deformación-carga es una aproximación al comportamiento suelo pila durante una prueba de carga. En la figura siguiente puede apreciarse un ejemplo de la misma.



GRAFICA DEFORMACIÓN-CARGA



Como se puede apreciar en la figura anterior, los puntos coordenados que generan a la misma son los denominados O, A y B, en tanto que el punto F sirve para encontrar el A. En los párrafos subsecuentes se describirá cómo encontrar las coordenadas de dichos puntos para construir la curva a partir de una prueba de carga.

El punto denominado con la letra O tiene como coordenada el origen, ya que al momento de no existir carga que actúe sobre la pila, ésta no se deformará.

El punto B tiene como coordenadas, en las abscisas la deformación elástica ρ_B , provocada por la deformación propia de la pila más la deformación del suelo localizado bajo la punta de la pila, como ordenada la capacidad de carga última que corresponde a la suma de la capacidad de carga por fricción más la que aporta la punta, la deformación ρ_B se calcula como sigue:

$$\rho_B = \rho_c + \rho_s$$

donde:

$$\rho_c = \frac{(Q_p + 0.66Q_f)L}{10(AE_c)}$$

ρ_c = Deformación elástica de la pila de concreto

Q_p = Carga transferida por punta, en t

Q_f = Carga transferida por la fricción, en t

L = Longitud de la pila, en m

A = Área de la sección transversal, en m^2

E_c = Módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm^2

y

$$\rho_s = \frac{0.36Q_p D}{10AE_s}$$

donde:

Q_p = Carga transferida por la punta, en t

D = Diámetro de la pila, en cm

A = Área de la sección transversal, en m^2

E_s = Módulo de Young del suelo, en kg/cm^2



El punto denominado F tiene como coordenadas, en las abscisas el valor cero y en las ordenadas, el valor de la capacidad última por fricción.

Con los dos puntos, F y B, se define la recta \overline{FB} . Para encontrar el Punto A, se traza una línea horizontal en la ordenada con valor $1.25 Q_{fu}$, siendo Q_{fu} el valor que aporta la fricción, y en el cruce con la recta \overline{FB} , está localizado el punto en cuestión. Esto es debido a que la experiencia del diseñador ha encontrado en varias pruebas de carga efectuadas en pilas y pilotes, en suelos granulares, cuando la pila está trabajando con el valor máximo que aporta su fuste por fricción, la punta esta aportando el 25% (aproximadamente) de este valor.

Finalmente, la gráfica deformación-carga, se construye uniendo los puntos \overline{OAB} , continuando con una línea horizontal una vez que se cruzó el punto B.

Para el caso particular del ejemplo de las tres pilas que se ha venido desarrollando en este trabajo, las gráficas se muestran a continuación.



CALCULO DE LA GRÁFICA DEFORMACIÓN CARGA PARA UNA PILA DE 1 m DE DIÁMETRO CON UN EMPOTRE EN LOS DEPÓSITOS PROFUNDOS DE 8.75m

Los puntos que forman la gráfica según el procedimiento descrito en este capítulo son: O, F y B.

1. Cálculo de la coordenada del punto "O"

La coordenada del punto O corresponden al origen $(0, 0)$

2. Cálculo de la coordenada del punto "F"

La coordenada del punto F tiene como ordenada al origen el valor de la capacidad de carga por fricción, que en este caso es igual a 687.22 toneladas y como abscisa el valor de 0 (cero).

La coordenada del punto F será $(0, 687.22)$

3. Cálculo de la coordenada del punto "B"

Las coordenadas del punto B se calculan a continuación:

$$\rho_B = \rho_c + \rho_s$$

donde:

$$\rho_c = \frac{(Q_p + 0.66Q_f)L}{10(AE_c)}$$

ρ_c = Deformación elástica de la pila de concreto

Q_p = Carga transferida por la punta = 680.50 t

Q_f = Carga transferida por fricción = 687.22 t

L = Longitud de la pila = 25.75 m

A = Área de la sección transversal = 0.7854 m²

E_c = Módulo de elasticidad del concreto = $14000\sqrt{f'_c} = 14000\sqrt{280} = 234264.8 \text{ kg/cm}^2$



sustituyendo en la fórmula tenemos:

$$\rho_c = \frac{(680.50 + 0.66 \cdot 687.22)2575}{10(0.7854 \cdot 234264.8)} = 1.59cm$$

ahora calculando:

$$\rho_s = \frac{0.36QpD}{10AE_s}$$

Qp = Carga transferida por la punta = 680.50 t

D = Diámetro de la pila = 100 cm

A = Área de la sección transversal = 0.7854 m²

E_s = Módulo de Young de los depósitos profundos = 400 kg/cm²

(obtenido de la experiencia en los depósitos profundos de la Cd. De México-Marsal y Mazatlán)

sustituyendo en la fórmula:

$$\rho_s = \frac{0.36 \cdot 680.50 \cdot 100}{10 \cdot 0.7854 \cdot 400} = 7.80cm$$

finalmente, substituyendo en: $\rho_B = \rho_c + \rho_s$

$$\rho_B = 1.59 + 7.80 = 9.39cm$$

La ordenada al origen del punto B es igual a la suma de la capacidad de carga por punta más la capacidad de carga por fricción, siendo estos valores iguales a 680.50 y 687.22 toneladas respectivamente, por lo que la suma igual a **1367.72** toneladas.

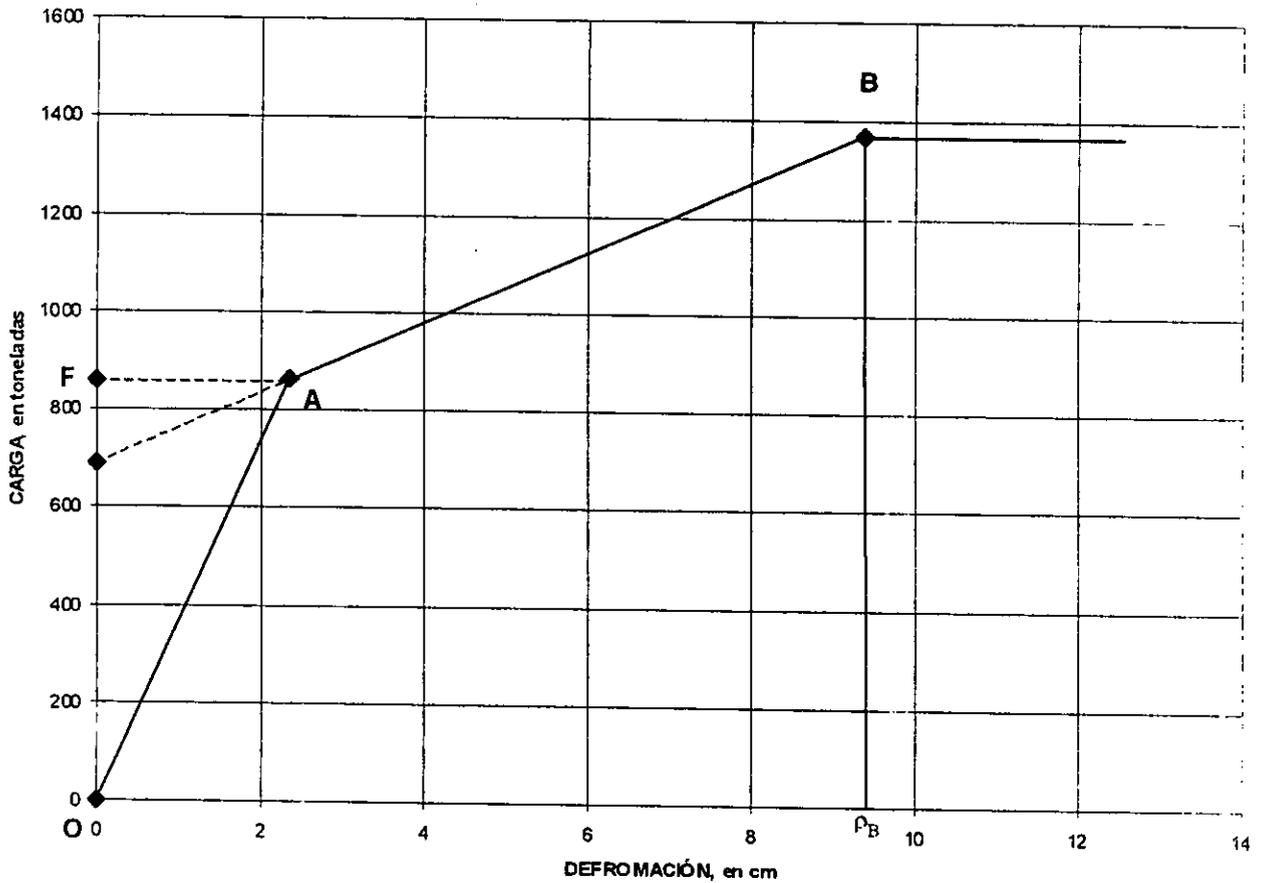
La coordenada del punto B será **(9.39 , 1367.72)**

Vaciando las tres coordenadas anteriores en un plano coordenado teniendo en el eje de las abscisas las deformaciones (en centímetros) y en el eje de las ordenadas la carga (en toneladas), se puede calcular el punto A. Este punto, se encontrará en el cruce de una línea horizontal la cual esté localizada en la ordenada al origen igual a 1.25 de Q_{fu} , por lo que si $Q_{fu} = 687.22$ toneladas, $1.25Q_{fu} = 859.03$ toneladas.



Finalmente, una vez encontrado el punto A en el cruce de la línea horizontal antes descrita con la línea \overline{FB} , se podrá trazar la curva deformación-carga uniendo los puntos O-A-B. A continuación se muestra la gráfica para una pila de 1 m de diámetro.

GRÁFICA DEFORMACIÓN-CARGA PARA UNA PILA DE 1.00 m DE DIÁMETRO





CALCULO DE LA GRÁFICA DEFORMACIÓN CARGA PARA UNA PILA DE 1.20 m DE DIÁMETRO CON UN EMPOTRE EN LOS DEPÓSITOS PROFUNDOS DE 10.75m

Los puntos que forman la gráfica según el procedimiento descrito en este capítulo son: O, F y B.

1. Cálculo de la coordenada del punto "O"

La coordenada del punto O corresponden al origen **(0, 0)**

2. Cálculo de la coordenada del punto "F"

La coordenada del punto F tiene como ordenada al origen el valor de la capacidad de carga por fricción, que en este caso es igual a 1013.16 toneladas y como abscisa el valor de 0 (cero).

La coordenada del punto F será **(0, 1013.16)**

3. Cálculo de la coordenada del punto "B"

Las coordenadas del punto B se calculan a continuación:

El valor de la abscisa de este punto es el valor de la fórmula:

$$\rho_B = \rho_C + \rho_s$$

donde:

$$\rho_C = \frac{(Q_p + 0.66Q_f)L}{10(AE_c)}$$

ρ_C = Deformación elástica de la pila de concreto

Q_p = Carga transferida por la punta = 680.50 t

Q_f = Carga transferida por fricción = 687.22 t

L = Longitud de la pila = 25.75 m

A = Área de la sección transversal = 0.7854 m²

E_c = Módulo de elasticidad del concreto = $14000\sqrt{f'_c} = 14000\sqrt{280} = 234264.8 \text{ kg/cm}^2$



sustituyendo en la fórmula tenemos:

$$\rho_c = \frac{(680.50 + 0.66 \cdot 687.22)2575}{10(0.7854 \cdot 234264.8)} = 1.59cm$$

ahora calculando:

$$\rho_s = \frac{0.36QpD}{10AEs}$$

Qp = Carga transferida por la punta = 680.50 t

D = Diámetro de la pila = 100 cm

A = Área de la sección transversal = 0.7854 m²

E_s = Módulo de Young de los depósitos profundos = 400 kg/cm²

(obtenido de la experiencia en los depósitos profundos de la Cd. De México-Marsal y Mazari)

sustituyendo en la fórmula:

$$\rho_s = \frac{0.36 \cdot 680.50 \cdot 100}{10 \cdot 0.7854 \cdot 400} = 7.80cm$$

finalmente, substituyendo en: $\rho_B = \rho_c + \rho_s$

$$\rho_B = 1.59 + 7.80 = 9.39cm$$

La ordenada al origen del punto B es igual a la suma de la capacidad de carga por punta más la capacidad de carga por fricción, siendo estos valores iguales a 680.50 y 687.22 toneladas respectivamente, por lo que la suma igual a **1367.72** toneladas.

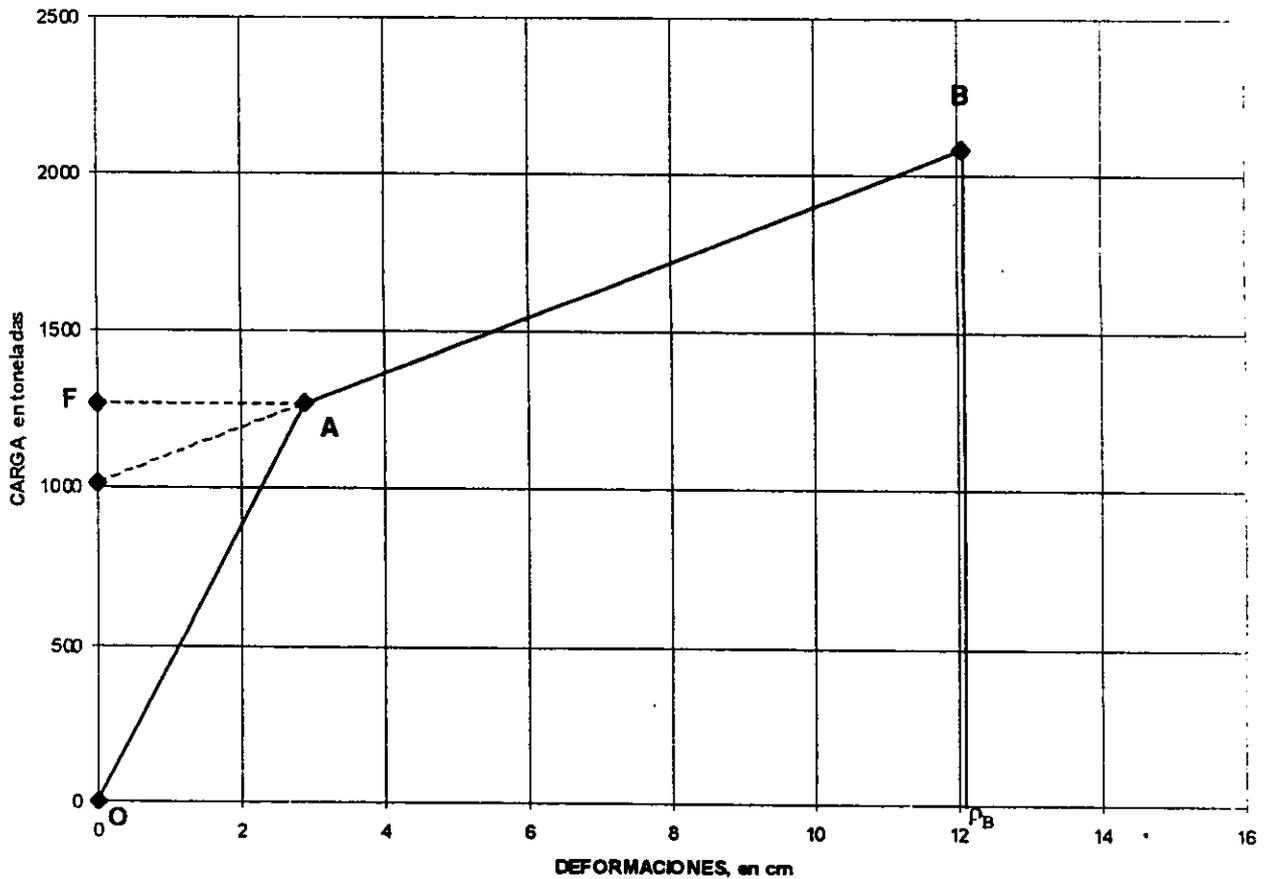
La coordenada del punto B será **(9.39 , 1367.72)**

Vaciando las tres coordenadas anteriores en un plano coordenado teniendo en el eje de las abscisas las deformaciones (en centímetros) y en el eje de las ordenadas la carga (en toneladas), se puede calcular el punto A. Este punto, se encontrará en el cruce de una línea horizontal la cual esté localizada en la ordenada al origen igual a 1.25 de Q_{fu} , por lo que si $Q_{fu}=687.22$ toneladas, $1.25Q_{fu} = 859.03$ toneladas.



Finalmente, una vez encontrado el punto A en el cruce de la línea horizontal antes descrita con la línea \overline{FB} , se podrá trazar la curva deformación-carga uniendo los puntos O-A-B. A continuación se muestra la gráfica para una pila de 1.20 m de diámetro.

GRÁFICA DEFORMACIÓN-CARGA PARA UNA PILA DE 1.20 m DE DIÁMETRO





CALCULO DE LA GRÁFICA DEFORMACIÓN CARGA PARA UNA PILA DE 1.50 m DE DIÁMETRO CON UN EMPOTRE EN LOS DEPÓSITOS PROFUNDOS DE 13.75m

Los puntos que forman la gráfica según el procedimiento descrito en este capítulo son: O, F y B.

1. Cálculo de la coordenada del punto "O"

La coordenada del punto O corresponden al origen $(0, 0)$

2. Cálculo de la coordenada del punto "F"

La coordenada del punto F tiene como ordenada al origen el valor de la capacidad de carga por fricción, que en este caso es igual a 1619.88 toneladas y como abscisa el valor de 0 (cero).

La coordenada del punto F será $(0, 1619.88)$

3. Cálculo de la coordenada del punto "B"

Las coordenadas del punto B se calculan a continuación:

El valor de la abscisa de este punto es el valor de la formula:

$$\rho_B = \rho_C + \rho_s$$

donde:

$$\rho_C = \frac{(Q_p + 0.66Q_f)L}{10(AE_c)}$$

ρ_C = Deformación elástica de la pila de concreto

Q_p = Carga transferida por la punta = 1073.22 t

Q_f = Carga transferida por fricción = 1013.16 t

L = Longitud de la pila = 2775 cm

A = Área de la sección transversal = 1.131 m²

E_c = Módulo de elasticidad del concreto = $14000\sqrt{f'c} = 14000\sqrt{280} = 234264.8 \text{ kg/cm}^2$



sustituyendo en la fórmula tenemos:

$$\rho_c = \frac{(1073.22 + 0.66 \cdot 1013.16)2775}{10(1.131 \cdot 234264.8)} = 1.82 \text{ cm}$$

ahora calculando:

$$\rho_s = \frac{0.36 Q_p D}{10 A E_s}$$

Q_p = Carga transferida por la punta = 1073.22 t

D = Diámetro de la pila = 120 cm

A = Área de la sección transversal = 1.131 m²

E_s = Módulo de Young de los depósitos profundos = 4000 kg/cm²

(obtenido de la experiencia en los depósitos profundos de la Cd. De México-Marsal y Mazan)

sustituyendo en la fórmula:

$$\rho_s = \frac{0.36 \cdot 1073.22 \cdot 120}{10 \cdot 1.131 \cdot 400} = 10.25 \text{ cm}$$

finalmente, substituyendo en: $\rho_B = \rho_c + \rho_s$

$$\rho_B = 1.82 + 10.25 = 12.07 \text{ m}$$

Como ordenada al origen del punto B tenemos que es igual a la suma de la capacidad de carga por punta mas la capacidad de carga por fricción, siendo estos valores iguales a 1073.22 y 1013.16 toneladas respectivamente, siendo la suma igual a **2086.38** toneladas.

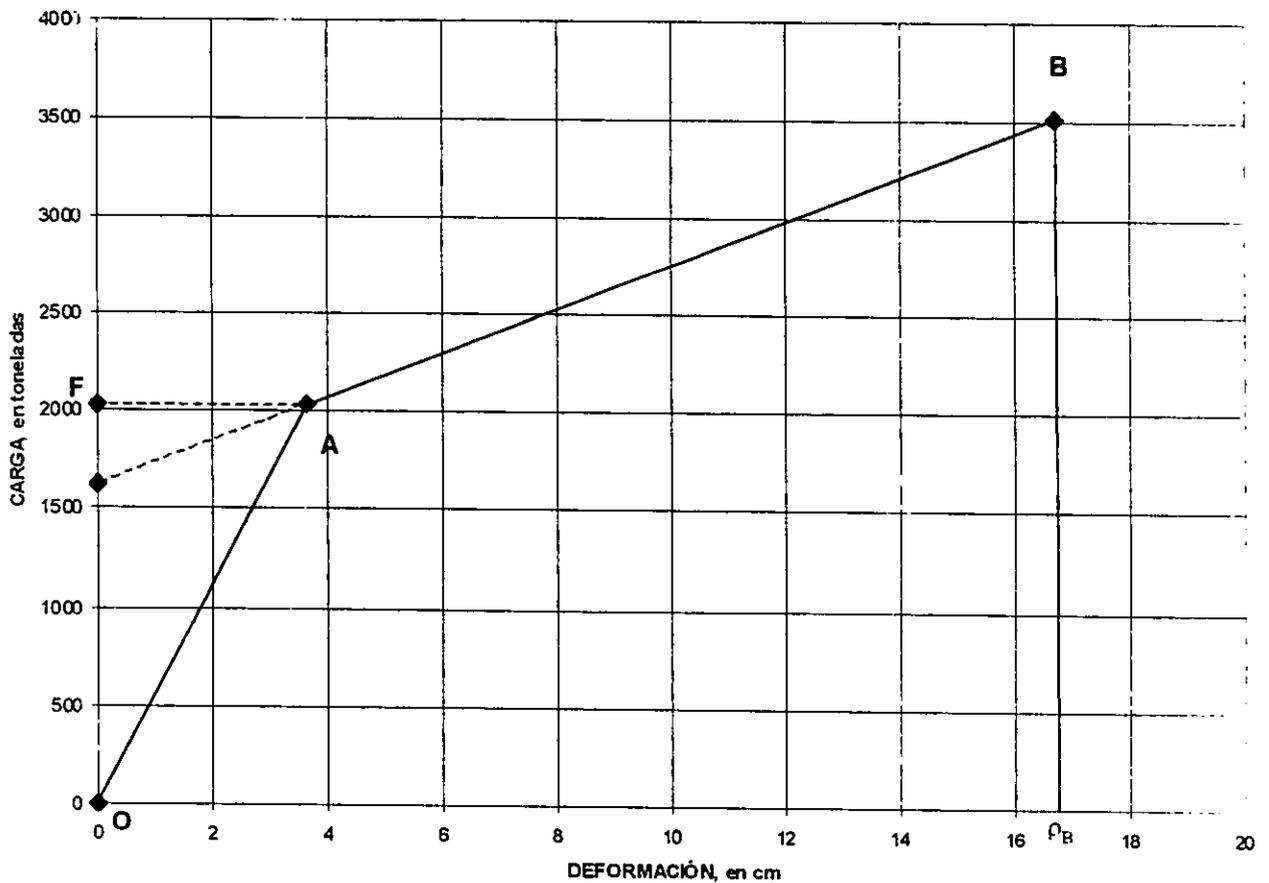
La coordenada del punto B será **(12.07 , 2086.38)**

Vaciando las tres coordenadas anteriores en un plano coordenado teniendo en el eje de las abscisas las deformaciones (en centímetros) y en el eje de las ordenadas la carga (en toneladas), se puede calcular el punto A. Este punto, se encontrará en el cruce de una línea horizontal la cual esté localizada en la ordenada al origen igual a 1.25 de Q_{fu} , por lo que si $Q_{fu} = 1013.16$ toneladas, $1.25 Q_{fu} = 1266.45$ toneladas.



Finalmente, una vez encontrado el punto A en el cruce de la línea horizontal antes descrita con la línea FB , se podrá trazar la curva deformación-carga uniendo los puntos O-A-B. A continuación se muestra la gráfica para una pila de 1.50 m de diámetro.

GRÁFICA DEFROMACIÓN-CARGA PARA UNA PILA DE 1.50 m DE DIÁMETRO





BIBLIOGRAFÍA

- 1.- **"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"** DDF, 1999.
- 2.- **"Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"** DDF, 1997.
- 3.- **"Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF"** Instituto de Ingeniería UNAM, Series No. Es-2 , México, 1991.
- 4.- **"Memoria de cálculo de la cimentación de la Torre Mayor "** TGC Geotécnia, México, 1998.
- 5.- **"Planos de cimentación del proyecto Torre Mayor"** ICA Reichmann, 1998.
- 6.- **"Datos proporcionados por Mueser Rutledge"**, 1998.
- 7.- **"Foundation Analysis and Design"**, J.E. Bowles, Mc Graw-Hill, Singapore, 1982.
- 8.- **"El subsuelo de la Ciudad de México"**, R. Marzal & M. Mazari, Facultad de Ingeniería UNAM, México 1969.
- 9.- **"Foundation engineering for difficult subsoil conditions"**, L. Zeevaert, Krieger, New York, 1979.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA



V PROCESOS CONSTRUCTIVOS

La construcción de las 251 pilas, se realizará de una manera sistemática, para que paulatinamente se mejoren los tiempos de construcción y lograr un rendimiento de construir en un frente de excavación y construcción 1 pila diaria, tomando en cuenta que se utilizarán 3 frentes en total. Para alcanzar esta meta se deben identificar cada una de las acciones que se han de llevar a cabo para la construcción de una pila y poder hacer el acomodo de cada actividad en el tiempo. La utilización de la maquinaria más adecuada, el personal calificado y el suministro de materiales de calidad, deben estar integrados de tal manera que la obra se vaya ejecutando de manera óptima.

V.1 SELECCIÓN DE LA MAQUINARIA

Para hacer la selección de la maquinaria que realizará la construcción de las pilas de cimentación, se deben identificar las acciones que se han de realizar para la construcción de una pila, el tiempo en que se pretende realizar, el volumen que se manejará durante dichas acciones y las condiciones topográficas y geotécnicas del lugar (descritas en los capítulos anteriores); así como las condiciones económicas de rentabilidad de la maquinaria, acorde al programa de trabajo.

La maquinaria que sea seleccionada para la construcción de las pilas debe adaptarse a las dimensiones que le imponga el área de trabajo y cumplir con las necesidades del constructor, tales como rendimientos, alcance del equipo, entre otras.

Las acciones principales para llevar a cabo la construcción de una pila se listan a continuación: limpieza del terreno donde se construirá la pila, excavación en el terreno, adomado de la excavación, habilitado del acero de refuerzo de la pila, colocación del acero de refuerzo dentro de la excavación y colocación del concreto de la pila.



Figura V-1, Limpieza del terreno



Figura V-2, Excavación que alojará a la pila

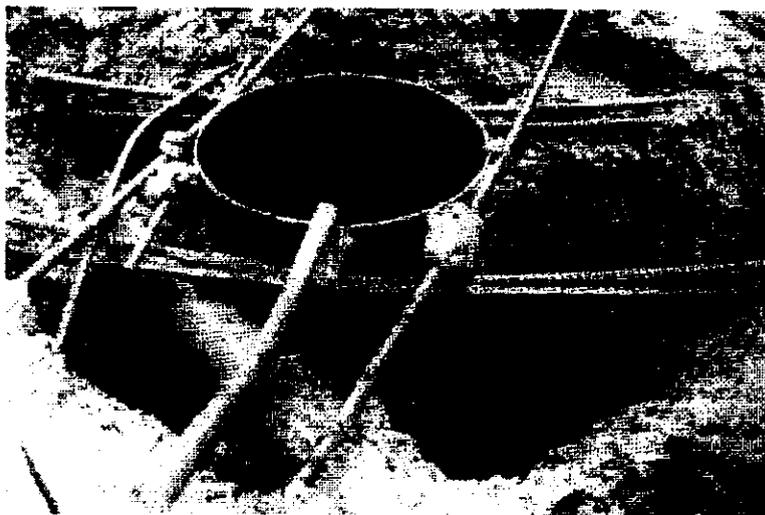


Figura V-3, Admc de la excavación

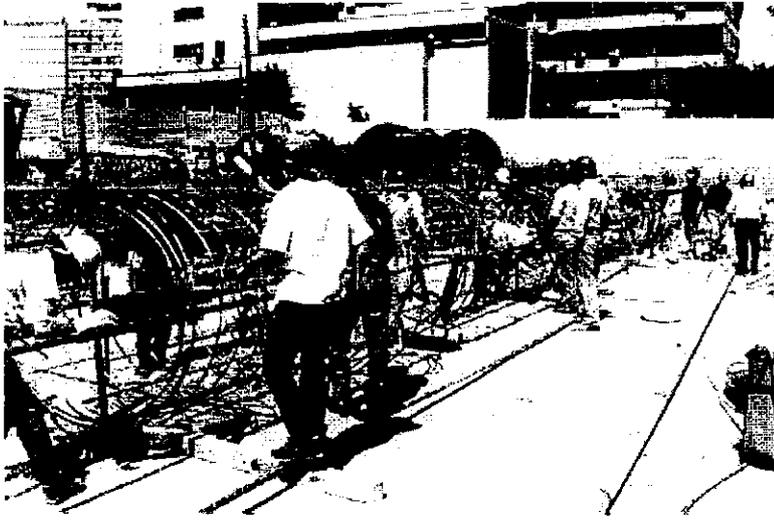


Figura V-4, Habilitado de acero de refuerzo

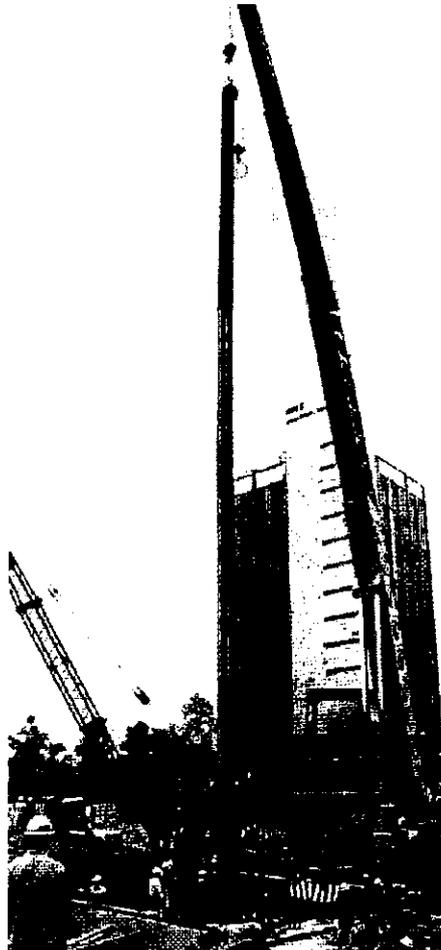


Figura V-5, Colocación de refuerzo



Figura V-6, Colado de la pila

Una máquina que se puede calificar como imprescindible para el desarrollo de las actividades descritas, es la grúa. A ésta se le puede adaptar en campo varias herramientas que realizan una tarea específica, como lo es un martillo neumático, vibradores o perforadoras. Las grúas utilizadas son Link-Belt modelo 118 y 418. Cada una con una capacidad de levantar 40 y 60 toneladas, respectivamente como máximo. Dichas grúas están montadas sobre orugas. La limpieza del terreno consistirá en la extracción de pilotes de las cimentaciones de

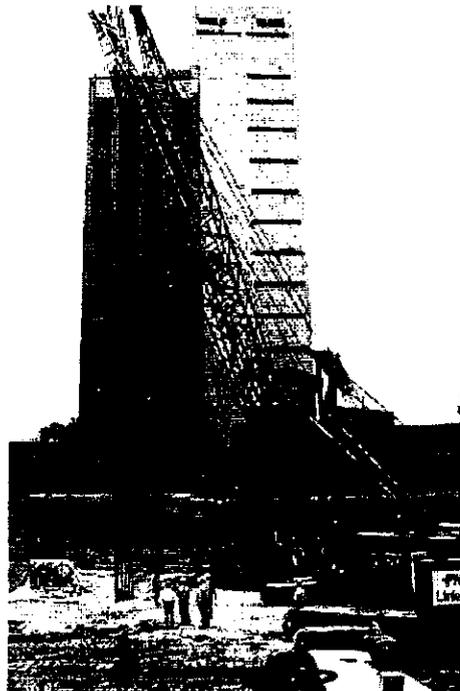


Figura V-7, Grúas trabajando en conjunto



La limpieza del terreno consistirá en la extracción de pilotes de las cimentaciones de las construcciones alojadas anteriormente en el predio, que obstruyan la construcción de las pilas. En dicha tarea se empleará un martillo piloteador marca DELMAG, modelo D-22 con motor diesel, el cual hincará un tubo de acero que envolverá al pilote, sus características técnicas son:

- Energía de caída: 39,700 lb ft
- Golpes por minuto: 40 a 60
- Peso del martillo: 4,850 lb
- Altura máxima de caída: 10 ft 2 in
- Peso total incluyendo plataforma de hincado: 11,200 lb

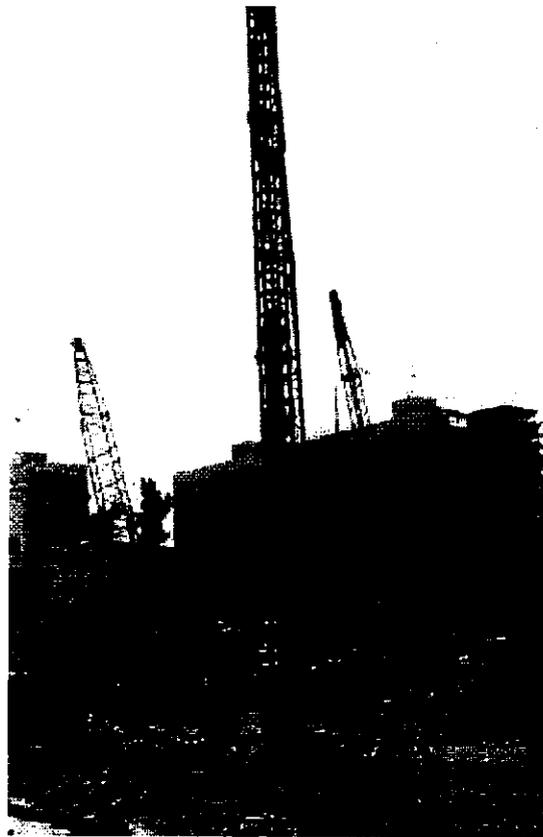


Figura V-8, Martillo Piloteador



Para extraer el tubo que envuelve al pilote, se usará un vibrador hidráulico marca ICE, modelo 612, que sujetará al tubo en uno de sus extremos y hará la extracción de éste junto con el pilote. Sus características técnicas son las siguientes:

- largo: 241 cm
- Ancho: 71 cm
- Alto: 284 cm
- Momento excéntrico: 5,069 kg-cm
- Frecuencia: 1200 cpm
- Amplitud: 1/2 in - 1 in
- Fuerza de sujeción con la pila: 1,112 kN
- Fuerza máxima de tiro: 356 kN
- Peso suspendido: 5,761 kg



Figura V-9, Vibrador Hidráulico



Para realizar la excavación de la pila, es necesario efectuar una perforación circular del diámetro deseado (1, 1.20 y 1.50 m), que permita alcanzar las profundidades que marca el proyecto la cual se ademarará con lodo bentonítico. Para excavar las pilas se utilizarán 2 tipos diferentes de perforadoras.

La perforadora rotatoria SOILMEC, modelo RT-3S, con motor diesel, que se fija a una grúa; sus características técnicas son:

- Profundidad Máxima de ataque: 78m
- Torque máximo: 20,600 kN m
- Velocidad de giro: 130 rpm
- Número de barras kelly: 4
- Longitud de las barras kelly: 2 de 15 m y 2 de 17 m
- Capacidad mínima de la grúa que la sostiene: 40 toneladas

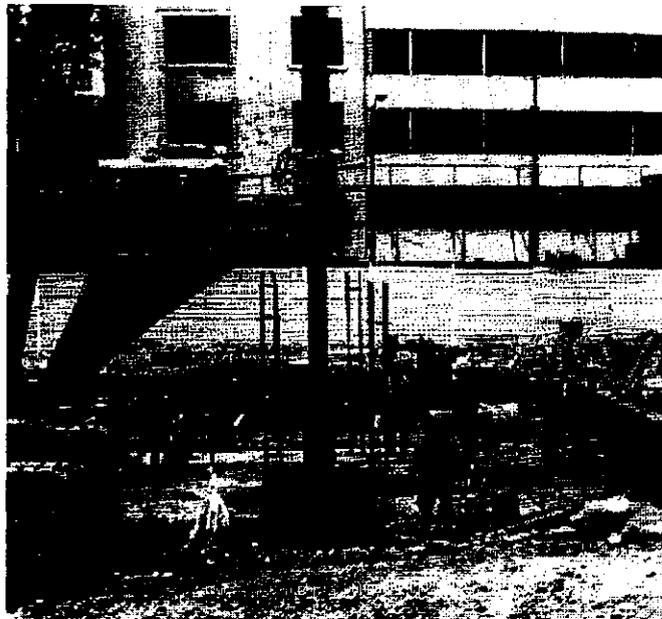


Figura V-10, Perforadora Rotatoria



La perforadora CASAGRANDE, modelo B-26 HS que se encuentra montada de fábrica sobre una grúa de la misma marca, modelo C-50. El mecanismo de excavación es hidráulico, mientras que la grúa que la mueve es de motor diesel. Sus características técnicas son las siguientes:

- Profundidad máxima de excavación: 68 m
- Diámetro máximo de la pila excavable: 2.5 m
- Fuerza máxima de tiro: 193 kN
- Velocidad máxima de tiro: 83 m / min
- Fuerza máxima de extracción: 240 kN
- Torque máximo: 207 kNm
- Velocidad máxima de trabajo: 37 rpm
- Velocidad de descarga: 147 rpm
- Número de barras kelly: 4
- Longitud de las barras kelly: 12.5 m
- Peso: 70 toneladas

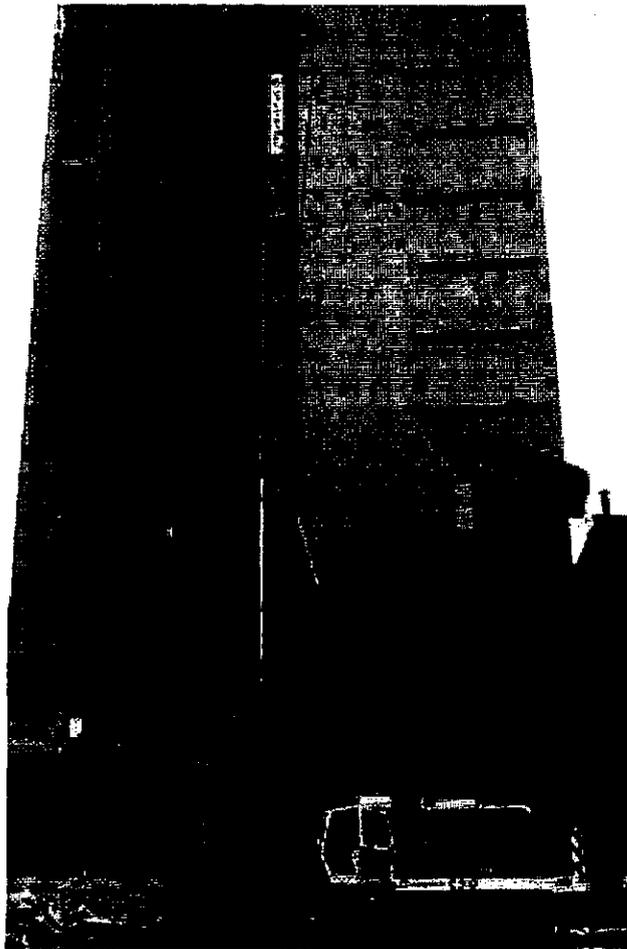


Figura V-11, Perforadora CASA GRANDE



Las perforadoras se complementan con el uso de brocas en su punta de acuerdo a las características del material por excavar. Las brocas, de marca CASAGRANDE, que serán utilizadas para la construcción de pilas serán de tres tipos, de bote, helicoidal y de limpieza.



Figura V-12, Broca de limpieza (izquierda), Broca de bote (centro), Broca helicoidal (derecha)

La broca de bote, cuya geometría es cilíndrica, está provista en su base con un fondo de doble cortador con dientes desgarradores de acero endurecido, con un ángulo de ataque de 45° respecto a la horizontal. En la parte baja, en sus costados, tiene 2 cuchillas cortadoras diametralmente opuestas, las cuales darán el diámetro requerido por el proyecto.

El diámetro de la broca que se utilice es siempre menor al diámetro de la pila por construir en 10 cm aproximadamente, con el fin de evitar el efecto de pistón entre la excavación, broca y lodo bentonítico, al momento de introducir o extraer la broca de la excavación. Las cuchillas de que está dotada laterales además de proporcionar el diámetro deseado, crearán un espacio por donde circule la bentonita o el aire, al momento de extraer o introducir la broca de la perforación. Las características de las brocas de bote a utilizarse se muestran en la siguiente tabla.

Características	Pila de $\phi = 1.0\text{ m}$	Pila de $\phi = 1.2\text{ m}$	Pila de $\phi = 1.5\text{ m}$
Diámetro superior (mm)	870	1070	1370
Diámetro inferior (mm)	900	1100	1400
Número de dientes	8	8	8
Altura del bote (mm)	1030	1030	1030
Peso propio (kg)	730	1030	1460



La broca helicoidal, que cuenta en su punta con dientes desgarradores de acero endurecido, se utiliza para excavar en aquellos lugares donde la dureza del material por excavar no permite avanzar a la broca de bote. La hélice de la broca ayuda a penetrar en el terreno y a su vez a desplazar el material desgarrado a la parte alta de la zona atacada.

Las características de la broca helicoidal se muestran en la tabla siguiente.

Características	Pila de $\phi = 1.0\text{ m}$	Pila de $\phi = 1.2\text{ m}$	Pila de $\phi = 1.5\text{ m}$
Diámetro (mm)	900	1100	1400
Paso de la hélice (mm)	450	450	450
Número de dientes	6	6	10
Altura de la broca (mm)	2000	2000	2000
Peso propio (kg)	530	720	1330

Finalmente, la broca de limpieza, cuyas características son similares a las brocas de bote para el corte, es cilíndrica y de un solo ataque, a diferencia de las brocas de bote, no cuenta con cuchillas laterales ni con dientes, y su función principal es la de recoger el posible azolve producto de los derrumbes de las paredes de la excavación.

Las características de las brocas de bote a utilizarse son las que se muestran en la tabla siguiente.

Características	Pila de $\phi = 1.0\text{ m}$	Pila de $\phi = 1.2\text{ m}$	Pila de $\phi = 1.5\text{ m}$
Diámetro (mm)	870	1070	1370
Altura del bote (mm)	1030	1030	1030



Para desalojar el material producto de la excavación de la pila, un cargador frontal marca JOHN DEERE modelo 444-E, montado sobre neumáticos, y cuya cuchara tiene una capacidad para mover 1 metro cúbico, se dedicará a disponer dicha rezaga en camiones materialistas.

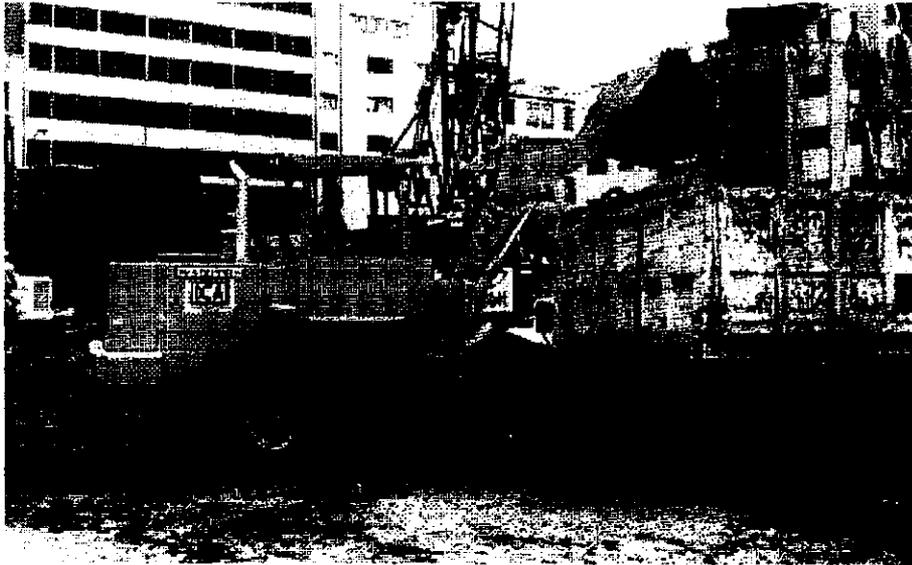


Figura V-13, Cargador frontal

La excavación se estabilizará con lodo bentonítico, el cual será preparado en una planta ubicada en la obra. La planta contará con un silo de 30 metros cúbicos de capacidad, con 16 tanques de 30 metros cúbicos de capacidad cada uno en promedio, donde 4 de ellos almacenan agua y los 12 restantes almacenan la bentonita una vez que ha sido hidratada.

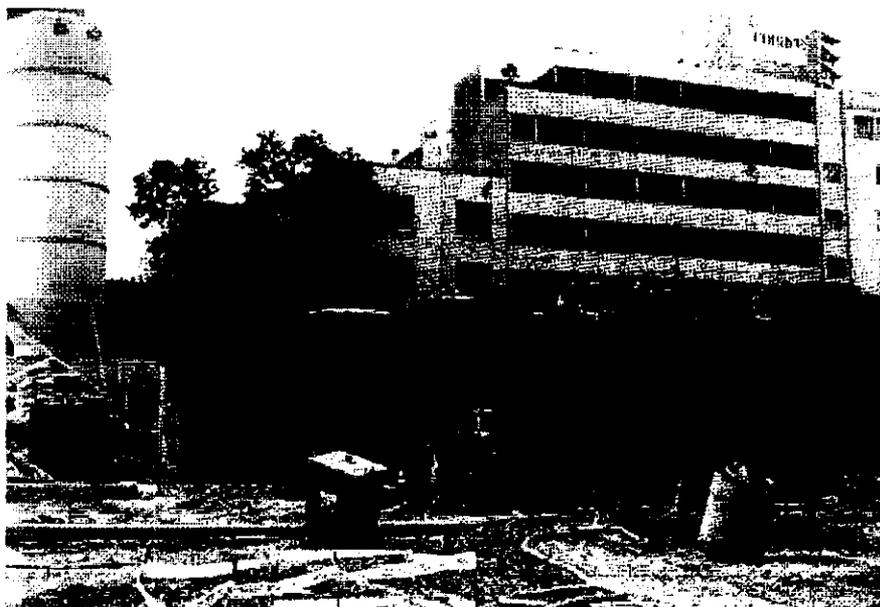


Figura V-14, Planta de lodo bentonítico.



Para la hidratación de la bentonita, se utiliza un tanque rectangular de 2 metros cúbicos de volumen, y una bomba mezcladora marca BAUER, la cual inyecta el agua a presión, apuntando a la boca del silo, desde donde se dejará caer la bentonita en polvo hacia el fondo del tanque, la cual se mezclará con el agua disparada a presión, cayendo en forma de lodo en el tanque antes mencionado.



Figura V-15, Bomba para hidratación de bentonita

Para la distribución de la bentonita hasta el lugar donde se está efectuando la excavación, se utilizará una bomba marca GORMA-RUPP capaz de bombear bentonita desde la planta hasta cualquier punto del predio.



Figura V-16, Bomba de distribución de lodo bentonítico



Para tomar la bentonita que se desplaza en el momento que se está colocando el concreto de la pila, se utilizará una bomba marca BAUER, modelo HP-50. Sus características son:

- Largo: 1670 mm
- Ancho: 1810 mm
- Alto: 1680 mm
- Peso: 1677 kg
- Capacidad: 50 m³ /hr
- Tamaño máximo de partícula sólida: 32 mm
- Velocidad de rotación: 35 rpm
- Potencia de entrada: 30 Kw
- Altura de succión: 7 mca
- Presión en la cabeza: 80 mca

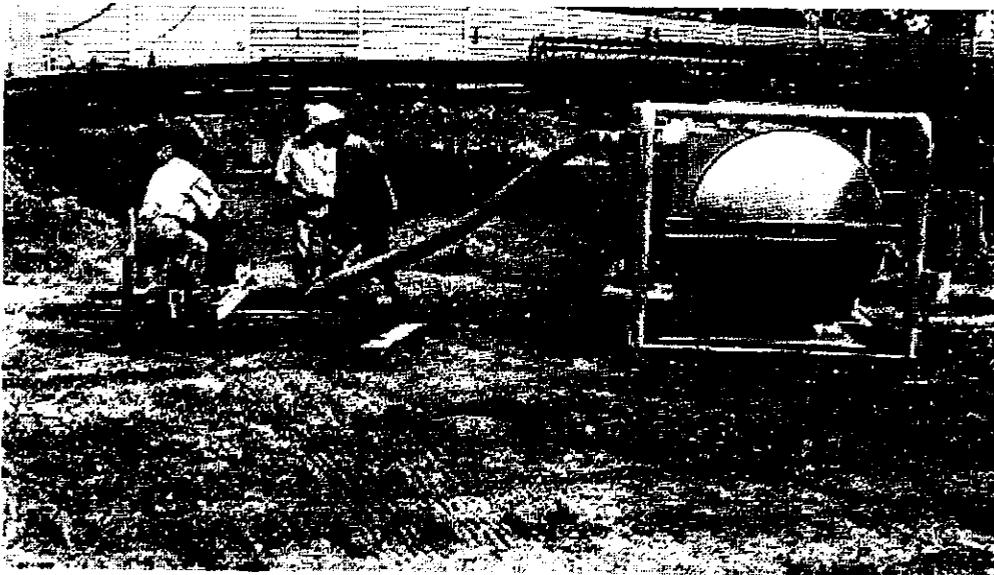


Figura V-17, Bomba para recuperación de lodo bentonítico



La planta de lodo bentonítico contará con un desarenador para la reutilización de la bentonita hidratada. El desarenador será de la marca BAUER, modelo BE-100 con una capacidad de 100 a 200 metros cúbicos por hora. Contará con cribas vibratoras para la extracción de partículas sólidas gruesas (mayores a 5 mm), las partículas sólidas finas serán eliminadas mediante una bomba de flujo ciclónico. El lodo pasa dos veces por este sistema para que sea almacenado para su posterior utilización.



Figura V-18, Desarenador de lodo bentonítico.

Con el fin de conducir el lodo bentonítico desde la planta hasta la zona donde será utilizado así como para llevarlo de regreso, se hará uso de tuberías de acero y de plástico en combinación con piezas especiales (codos, válvulas, etc.).

Para realizar el colado de la pila se utilizará tubería de acero tipo Tremie. Esta tubería de 10 pulgadas de diámetro se formará a la longitud requerida por medio de la conexión de tramos de 2 m de largo y 105 kg de peso propio. En el extremo superior de la tubería se unirá un embudo metálico de sección cuadrada de 90 kg de peso propio, en donde será vertido el concreto. Esta tubería estará suspendida por medio de una grúa Link Belt.



Figura V-19, Tubería tremie



Debe tenerse en cuenta que el rendimiento de construir 3 pilas por día con la maquinaria antes citada, se logrará paulatinamente conforme se vaya adquiriendo pericia en la construcción de las pilas. En la experiencia vivida en la obra, se ha observado que en el inicio de la misma, se requieren 2 días para la construcción de una pila.

V.2 EXCAVACIÓN Y COLADO DE LA PILA

La secuencia de la construcción de las pilas del proyecto, una vez que se ha identificado la maquinaria es el siguiente.

Con la ayuda de un topógrafo se localiza el punto en donde se construiría la pila, marcándolo con cal. En caso de existir restos de pilotes de las cimentaciones anteriores, los cuales puedan interferir con la construcción de la pila, deberán ser extraídos mediante el procedimiento descrito a continuación.



Figura V-20, Pilotes de edificios anteriores



Se descubrirá la cabeza del pilote. Con la ayuda de la grúa se colocará el tubo de acero de extracción de pilotes verticalmente en la parte inferior del martillo mecánico. La grúa maniobrará lo necesario para colocar el tubo sobre el pilote a extraer. Se accionará el martillo, el cual hincará el tubo que envolverá el pilote y una porción de terreno circundante al pilote. El tubo de acero será hincado en toda su longitud.

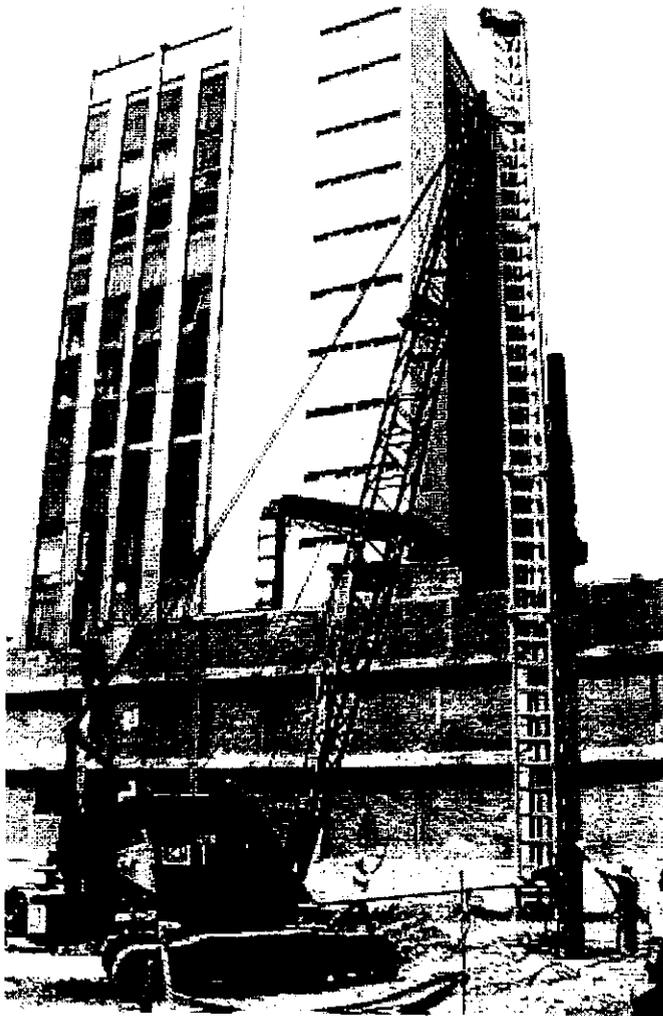
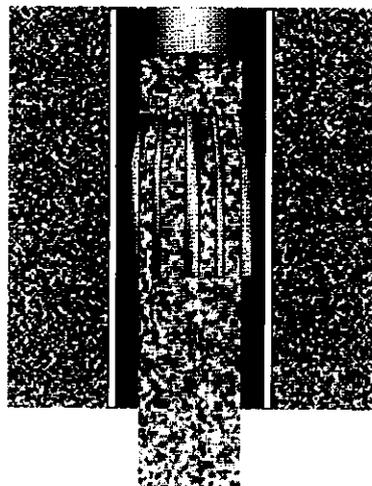
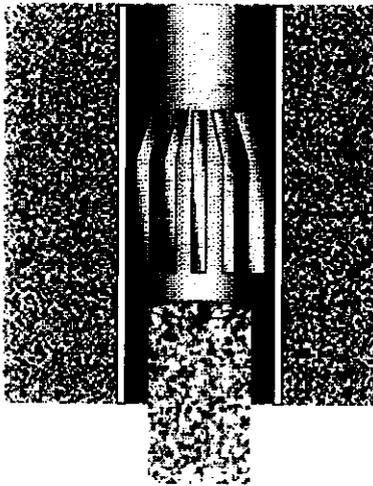


Figura V-21, Hincado del tubo de extracción de pilotes



El tubo extractor cuenta con una canastilla en su punta formada por barras de acero soldadas a la pared interior de éste, dobladas hacia el centro, de tal manera que conforme el tubo vaya envolviendo al pilote, la canastilla permite su paso, y al momento de ser extraído el tubo con el vibrador, las barras de la canastilla se cierran y aprisionan el pilote, de tal modo que al extraer el tubo se traiga consigo, dentro de él, el pilote.

DETALLE DE LA CANASTILLA



TRAMPA PARA PILOTE TIPO CANASTILLA

Figura V-22, Detalle de la trampa dentro del tubo extractor de pilotes



En el momento que el tubo hincado esté listo para ser extraído, se montará en la grúa el vibrador y una vez que esté fijo el vibrador en la ceja de acero del extremo del tubo, por medio de sus mordazas, se comenzará la labor de extracción.

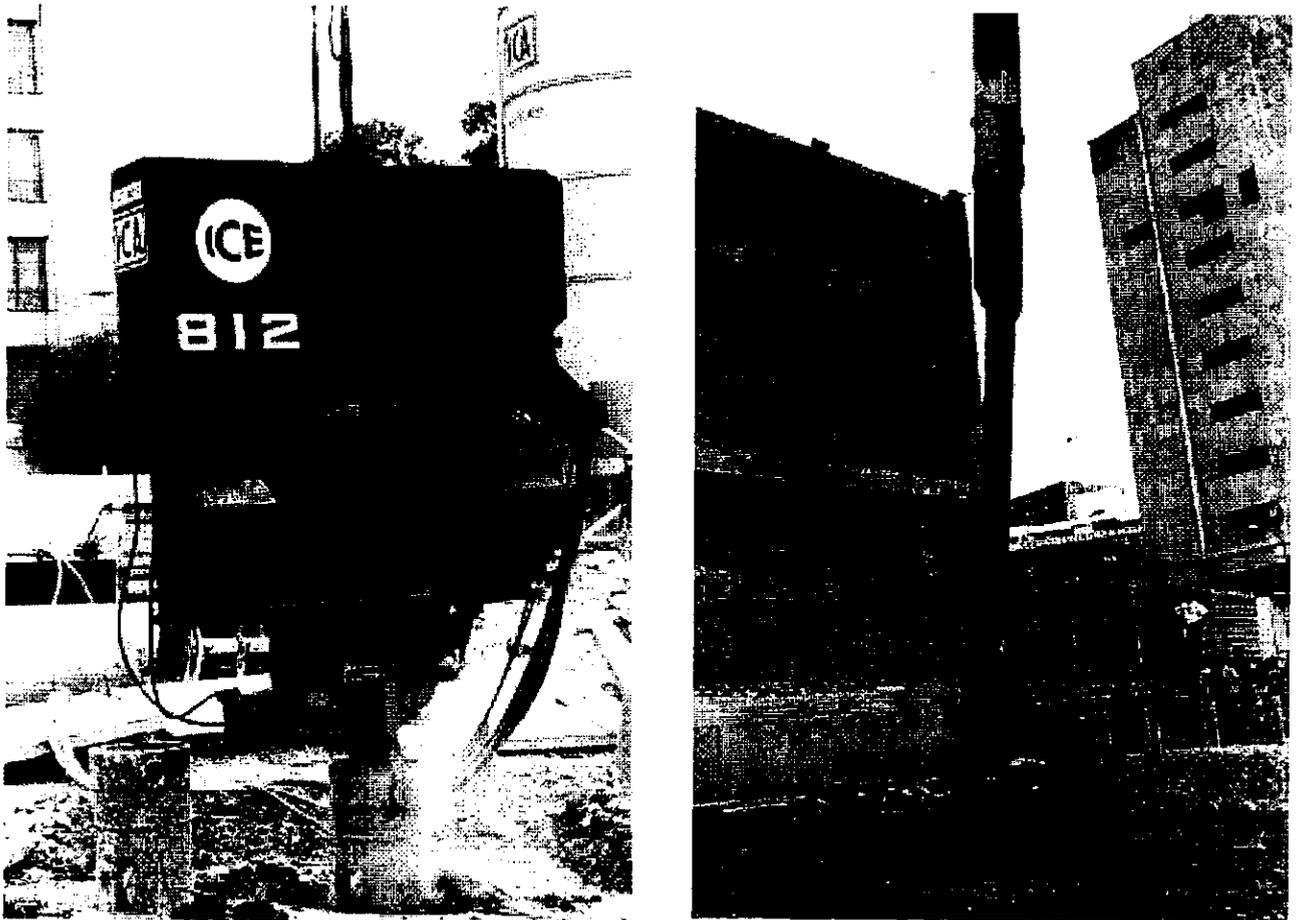


Figura V-23, Extracción del tubo junto con pilote con ayuda del vibrador

Como no se tiene la localización exacta de los pilotes de las cimentaciones anteriores, es probable que se descubran estos durante la excavación de la pila, por lo que se deberá suspenderse esta tarea para realizar la extracción del pilote con el procedimiento antes descrito.



Para realizar la excavación donde se construirá la pila, se utiliza la perforadora rotatoria, montada sobre la grúa, o la perforadora Casagrande. En la punta de la perforadora se usará la broca de bote con dientes desgarradores y cuchillas laterales, recomendándose el uso de la broca helicoidal en la punta de la perforadora en caso de no lograr ningún avance debido a la presencia de rellenos, basura o cascajo producto de la demolición de los edificios anteriores.



Figura Y-24, Excavación de la pila

Se excavará la profundidad necesaria para colocar un tubo de acero que servirá de guía para la perforadora y evitará derrumbes de las paredes en la parte superficial de la perforación.

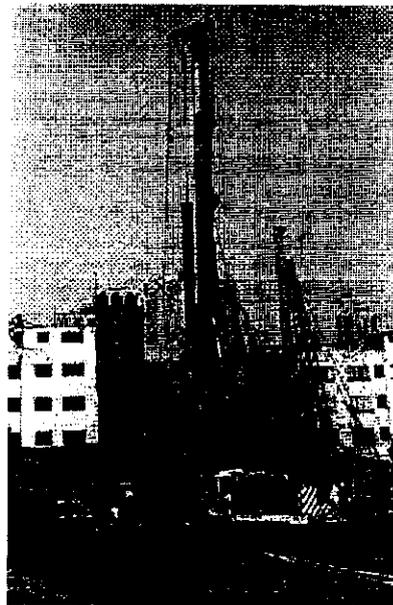


Figura Y-25, Colocación del tubo de acero guía



El material producto de la excavación se colocará a un lado de la misma, donde con ayuda del personal se liberará el seguro del fondo del bote, permitiendo al material salir de la broca, para que sea tomado por el cargador frontal, se disponga en camiones de carga y se lleven al tiro designado.

Para llevar un control del avance de la excavación, se medirá la profundidad de la misma por medio de una sonda con alambre marcado a cada metro y un contrapeso de acero en su extremo. Se tomarán lecturas constantemente para lograr la profundidad deseada.

Mientras se ejecute la excavación de la pila, el personal correspondiente realizará el habilitado del acero de refuerzo, haciendo uso de la dobladora de acero para el caso del acero transversal y de la prensa hidráulica que afianzará a los conectores de presión en el acero longitudinal. El armado de la pila se hará en una sola pieza.



Figura V-27, Acero de refuerzo de las pilas

Una vez alcanzada la profundidad de desplante de la pila marcada en el proyecto, se procedió a limpiar el fondo de la excavación de la pila por medio del sistema de air-lift. Este sistema, consiste en colocar un tubo de acero de 4 pulgadas de diámetro, al que se une en su extremo inferior un tubo de una pulgada de diámetro de acero galvanizado; ambos tubos van desde el fondo de la perforación hasta la superficie.



Por el tubo más delgado se hace circular aire a presión con ayuda de un compresor. El aire que se inyecta en la parte baja del tubo de diámetro mayor crea un burbujeo, mismo que provoca un diferencial de presión y consecuentemente un gradiente que a su vez provocan velocidad en el lodo que está en el fondo de la excavación, haciendo que este circule por el tubo de 4 pulgadas hasta la superficie.



Figura V-28, Sistema Air-lift para la limpieza del fondo de la excavación

De este modo se hace circular el lodo que se encuentra en el fondo de la excavación, para que sea desalojado junto con el azolve con el que se encuentre mezclado, sustituyéndolo por lodo nuevo y limpio de arenas.



Figura V-29, Material producto de la limpieza del fondo de la excavación



Con ayuda del laboratorio montado en la obra, se verificará que el lodo bentonítico muestreado en el fondo de la excavación, cumpla con las especificaciones requeridas, es decir que su porcentaje de contenido de arena sea menor que el 5%. La muestra del fondo de la excavación se tomará con la ayuda de un tramo de tubo, denominado buzo.

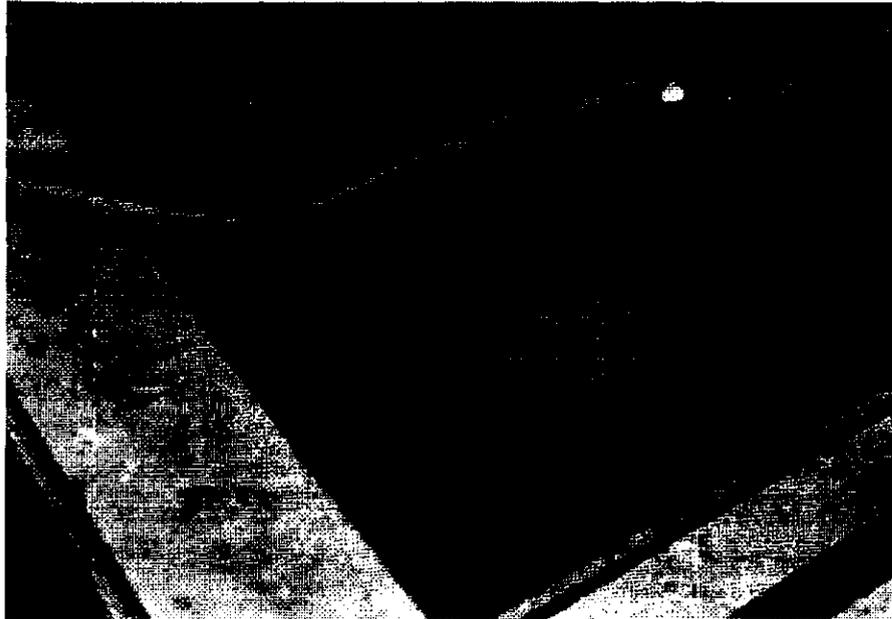


Figura V-30, Tubo «Buzo»

Previamente a la excavación será habilitado y armado el acero de la pila. Este será de una longitud mayor que la pila, dejándose las preparaciones en el acero de la parte superior, para que posteriormente se haga la liga estructural con la losa de fondo. Como la losa de fondo del cajón de cimentación será desplantada hasta la profundidad de 16 metros, y debido a que las pilas se colarán desde el nivel del terreno natural, las pilas se colarán 0.50 m por arriba del nivel de tope de colado de la losa de fondo, dejando que el lodo bentonítico rellene el espacio restante hasta la superficie del terreno.

Para sostener el armado de la pila desde la superficie del terreno, se dejarán dos pares de varillas que se prolongarán desde el armado longitudinal de la pila hasta la superficie, de manera de extensiones del acero de refuerzo.



Las pilas tendrán una longitud mayor a la longitud de las varillas, por lo que se utilizarán conectores de presión denominados mufas, las cuales se colocarán con la ayuda de un equipo hidráulico. Para acomodar las varillas longitudinales, con ayuda de una dobladora de acero se habilitarán aros de varilla. Dichos aros serán del diámetro necesario de acuerdo al tamaño de la pila por construir. El refuerzo transversal o zuncho se realizará con la ayuda de un tambor de madera, al cual se enrollará la varilla, logrando así una espiral de acero que se fijará contra el acero longitudinal por medio de amarres de alambre recocido con la separación deseada.



Figura -31, Prensa hidráulica para colocación de mufas

Una vez que el fondo de la excavación se encuentre limpio de azolve, se colocará el armado de la pila, con la ayuda de las grúas, las cuales lo sostendrán 50 cm antes de que tope con el fondo de la excavación. Se soldarán varillas transversales a las cuatro varillas de extensión del armado de la pila, recargadas contra el terreno, para sostener el armado en la posición deseada.



Figura V-32, Levantamiento del acero de refuerzo de la pila

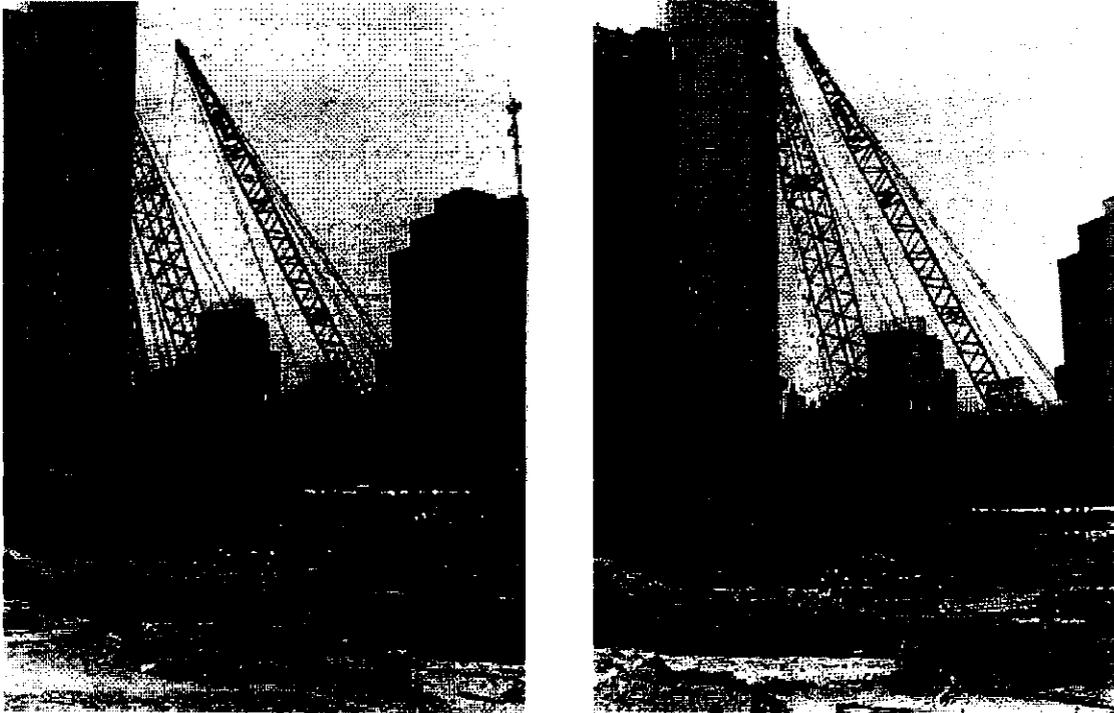


Figura V-31, Colocación del acero de refuerzo dentro de la excavación

Se armará la tubería tremie de acero con ayuda de la grúa, sosteniéndola desde el embudo superior de la tubería. Se armará la tubería tramo por tramo, asegurando su hermeticidad en las uniones por medio de cinta de hule engomada. Los tramos se unirán hasta alcanzar la longitud de la pila.



Figura V-34, Sellado de la tubería tremie



Se introducirá el tubo tremie hasta la parte baja de la excavación, y se meterá dentro de la tubería un balón de látex, el cual evitará que el concreto que se vierta en el inicio del colado, se contamine con el lodo bentonítico. Dicho balón de látex saldrá en la superficie cuando el concreto haya desplazado, por diferencia de densidades; el lodo que se encontraba en el interior de la tubería.

Propiedades del concreto:

- Resistencia a la compresión simple $f'c=$ 180 kg / cm²
- Revenimiento de 15 a 20 cm
- Contenido de aire de 2% a 5%
- Cemento Portland tipo I ó II con un mínimo de 7 sacos/m³, (43 kg./saco)
- Relación agua cemento no deberá exceder 0.60
- Agregados finos arena limpia
- Tamaño máximo de Agregado $\frac{3}{4}$ pulgada

Conforme se vaya vaciando el concreto hacia la tubería tremie, la grúa que sostiene dicha tubería moverá a la tubería de arriba hacia abajo, en un movimiento denominado chaqueteo, para evitar que el concreto tapone la tubería.



Figura V-35, Colado de la pila con ayuda del embudo de la tubería tremie

Se tomará 1 muestra cilíndrica y una prueba de revenimiento por cada camión de concreto, para comprobar que éste cuenta con el revenimiento de proyecto el cual deberá ser entre 18 y 20 cm, agregando en ese momento fluidificante en caso de no cumplir con el revenimiento deseado.



Figura V-36, Prueba de revenimiento



Figura V-37, Muestras cilíndricas del concreto de la pila

El concreto será colado hasta cumplir con el nivel deseado, comprobándolo con una sonda de hilo de acero marcada a cada metro.

Una vez que el concreto estructural de la pila haya cumplido 24 hrs. de colocado, se procederá a rellenar el resto de la perforación con concreto simple de resistencia pobre $f'c=50 \text{ kg/cm}^2$ con el fin de que no existan perforaciones rellenas con un material blando como lo es el lodo bentonítico, para evitar cualquier accidente al personal que labore en el sitio.

De esta manera serán construidas las 251 pilas que formarán la cimentación de la Torre Mayor.



BIBLIOGRAFÍA

- 1.- **"Ficha técnica martillo piloteador Delmag"** USA.
- 2.- **"Ficha técnica grúas Link-Belt"** USA.
- 3.- **"Ficha técnica vibrador hidráulico ICE"** USA.
- 4.- **"Ficha técnica perforadora rotatoria Soilmecc "** USA.
- 5.- **"Ficha técnica perforadora y brocas Casagrande"** USA.
- 6.- **"Ficha técnica bomba para lodos Bauer"** Alemania.
- 7.- **"Especificaciones y procedimientos constructivos de las pilas de cimentación"**
ICA Reichmann.



VI PRUEBA DE CARGA

Para el caso de Torre Mayor se realizaron 3 pruebas de carga, ya que la importancia del proyecto así lo demandaba y para cumplir con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y con las normas norteamericanas de diseño, las cuales sugieren su realización a fin de corroborar que los valores calculados de capacidad de carga son los que se presentan en la realidad, asegurando así el buen comportamiento de la cimentación.

La primera prueba de carga se realizó con el fin de llevar a la falla una pila por capacidad de carga por fricción, la segunda y tercera prueba de carga tuvieron como objetivo llevar a la falla por capacidad de carga por punta a dos pilas. La última formaría parte de la cimentación definitiva de la torre. La pila de la primera prueba se denominó pila P_A , P_B a la segunda y a la tercera P_C .

Para la ejecución de las pruebas, se construyó un sistema de reacción, el cual consistió en dos marcos paralelos formados cada uno de ellos por dos pilas de 0.60 m de diámetro y 34 m de longitud, unidas en sus cabezas por medio de una trabe de concreto reforzado de 1.20 m de base por 1.40 m de peralte. Las pilas de reacción se construyeron de acuerdo al procedimiento constructivo descrito en el capítulo V del presente escrito. Este sistema tenía que resistir las fuerzas de tensión y compresión que le fueran transmitidas al ejecutar las pruebas de carga.

Los marcos sirvieron de apoyo al sistema de carga que aplicaría la fuerza necesaria para extraer la pila del suelo, en el caso de la prueba de la pila P_A y así vencer su capacidad de carga por fricción, en este caso, el sistema de reacción trabajaría a compresión.

Para la pila de prueba P_B , la estructura sirvió para soportar la fuerza que se generaba por la carga producida en la punta de la pila, lo que provocaba que la pila tendiera a salirse del terreno. Para evitar este fenómeno y para restringir que la pila se desplazara con relación a la masa de suelo, generando resistencia por fricción, la cabeza de la pila se afianzó a los marcos por medio de una estructura de acero. En este caso la estructura de reacción estaría sometida a esfuerzos de tensión.

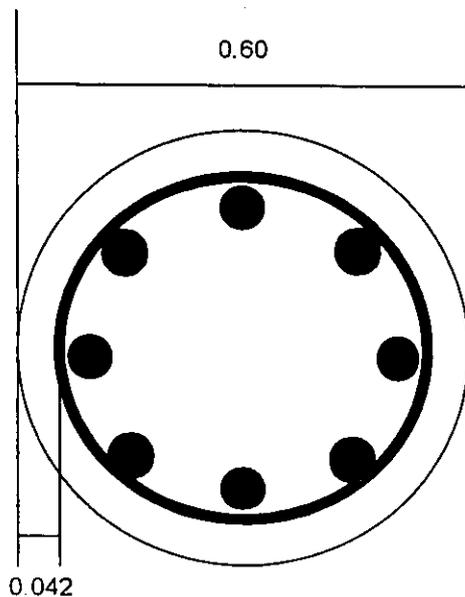


Pila de prueba P_A

Para asegurar que esta pila presentara una falla exclusivamente por fricción, se realizó su extracción desde la superficie con un sistema de dos gatos hidráulicos colocados en paralelo, capaces de aplicar una fuerza de 500 toneladas. Asegurando así que la punta no aportaría ninguna resistencia.

Su longitud es de 34 m y el diámetro de 60 cm; su armado se muestra en la figura siguiente. Se utilizó un doble ademe de tubo metálico. El tubo exterior con diámetro de 0.70 m, y el interior con un diámetro de 0.61 m. Ambos con una longitud de 18 metros y con la función de aislar a la pila de manera que no tuviera contacto directo con el suelo que la rodeaba a fin de estar acorde con el hecho de que la estructura consta de sótanos de estacionamiento con la losa de fondo que llegan hasta los 18 m.

PILA DE PRUEBA P_A



8 VARILLAS DEL No. 12

ZUNCHO CON VARILLA DEL No4.

PASO DEL ZUNCHO:

@ 0.15 m EN ZONA CENTRAL

@ 0.10 m EN LA CABEZA Y LA

PUNTA DE LA PILA

Acotaciones en metros

Figura VI-1, Configuración del acero de refuerzo de la pila P_A



Para colocar el armado de la pila en la excavación, se utilizó una jaula de acero, en la cual se introdujo el refuerzo para que posteriormente fuera levantado junto con la jaula, evitando así que el armado se dañara. Previa a la introducción del armado, se colocaron en él instrumentos de medición de deformaciones que se detallarán mas adelante.

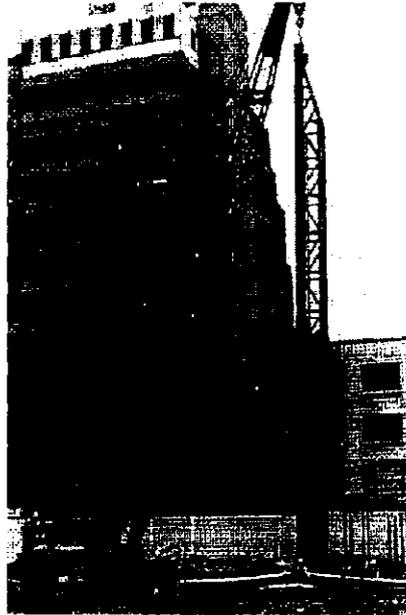


Figura VI-2, Colocación del armado de la pila P_A

El acero de refuerzo de la pila se colocó en dos tramos que se unieron por medio de mufas ó conectores metálicos, hecho esto se procedió a introducir el armado en la excavación previamente hecha según se relató en párrafos anteriores. Una vez que se habían unido las varillas longitudinales, se colocó la pila hasta la profundidad correcta y se procedió al colado de la misma.



Figura VI-3, Unión del acero longitudinal de la pila P_A mediante mufas



Pila de prueba P_B

En la prueba de carga de la pila P_B tal como se anotó, se aseguró que su falla se presentara por capacidad de carga en su punta mediante el uso de una celda Osterberg, misma que se describirá más adelante. A fin de que la falla ocurriera por punta, no se permitió que la pila se desplazara verticalmente para asegurar que la celda reaccionara contra la estructura antes citada. Cuando no se permite el movimiento vertical de la pila, no se desarrollará fricción entre su superficie lateral y el suelo que la rodea. En estas condiciones, su capacidad de carga fue función exclusivamente de la capacidad de carga del suelo en que se apoyó. La forma de generar la falla fue accionando la celda Osterberg que al estar impedida de moverse hacia arriba lo hizo hacia abajo presionando al suelo de apoyo hasta que se produjo la falla. La carga máxima que dicha celda era capaz de aplicar era de 540 toneladas métricas.

La celda Osterberg consiste en una cámara de acero cilíndrica, de 29.5 cm de altura por 54 cm de diámetro (para este caso en particular). A ella se conectan 2 mangueras a través de las cuales se inyecta un fluido a presión que al actuar sobre el émbolo de la celda lo desplaza. Al desplazarse el émbolo empuja sobre la base de la pila y sobre el terreno de apoyo. La presión transmitida al terreno de apoyo se considera igual al de la presión del fluido, la cual se puede medir y por tanto se puede conocer. El desplazamiento del émbolo, que corresponde al del terreno de apoyo, se mide con unos deformímetros de cuerda vibrante constituidos por unos vástagos con un sistema electrónico que permite hacer esa medición. Ver fotografía siguiente.

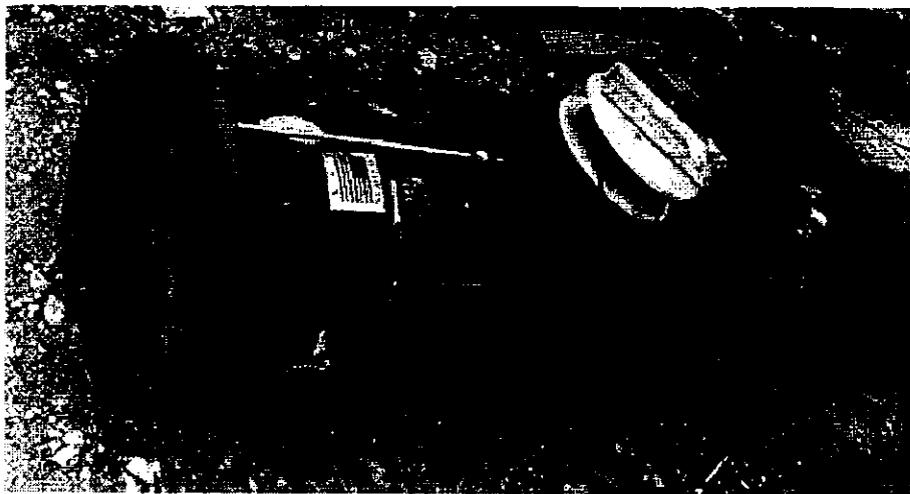


Figura VI-4, Celda Osterberg colocada en la punta de la pila de prueba P_B



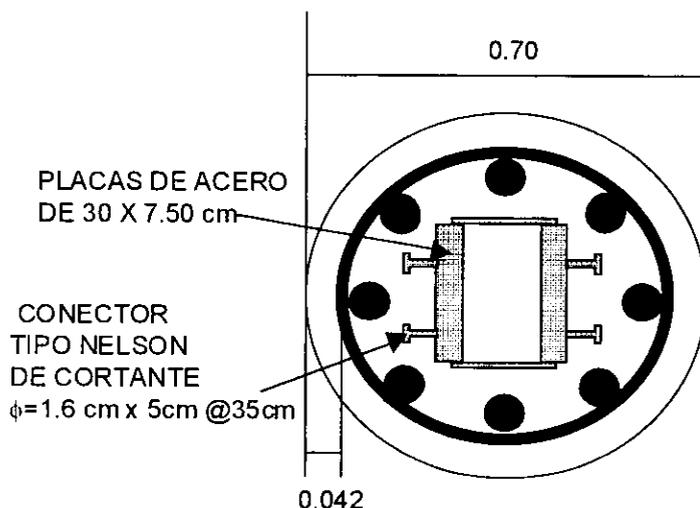
El armado de la pila consta de varillas y de dos elementos metálicos con longitud igual a la de la pila, estos últimos tenían como objetivo evitar que el acero de refuerzo de la pila, que era de una sola pieza, se deformara al momento de ser izado por la grúa, pudiendo provocar algún daño a la instrumentación colocada en el mismo. En la fotografía siguiente se pueden apreciar dichos elementos de sección rectangular con 7.5 cm de ancho 30 cm de largo.



Figura VI-5, Refuerzo longitudinal de la pila P_B

Con el objeto de mantener la adherencia entre el concreto de la pila con los elementos metálicos antes mencionados, se soldaron a los elementos metálicos "conectores de cortante" tipo Nelson consistentes en pernos de 1.6 cm de diámetro y longitud de 5 cm, en tresbolillo.

PILA DE PRUEBA P_B



8 VARILLAS DEL No. 12
ZUNCHO CON VARILLA DEL No 4.
PASO DEL ZUNCHO:
@ 0.15 m EN ZONA CENTRAL
@ 0.10 m EN LA CABEZA Y LA PUNTA DE LA PILA

Figura VI-6, Configuración del acero de refuerzo de la pila P_B



Figura VI-7, Acero de refuerzo en una sola pieza de la pila P_B

Al igual que en el caso anterior, se colocaron instrumentos en el armado (se describe más adelante) y el refuerzo se izó utilizando una grúa de brazo telescópico que en una sola maniobra introdujo el armado de la pila en la excavación hecha previamente para formar la pila.

El hecho de que el concreto de la pila debía llenar los huecos dejados por el armado, determinó el tamaño máximo del agregado grueso, en este caso fue de 1.9 cm, con un revenimiento máximo de 18 cm.

Un hecho sumamente importante fue el limpiar el fondo de la excavación a fin de garantizar que el apoyo de la pila sea directamente sobre el terreno natural no alterado. En este caso a la limpieza se le prestó especial atención.



Pila de prueba P_C

La tercera pila forma parte de la cimentación definitiva del edificio, su diámetro fue de 1.5 m y su longitud de 36.6 m. Su proceso constructivo fue igual al descrito en el capítulo V del presente documento.

Se hizo fallar por punta con ayuda de una celda Osterberg capaz de aplicar 1200 t, con diámetro de 70 cm y una carrera de 20 cm aproximadamente que se colocó en la punta de la pila P_C , soldándose a su acero de refuerzo con ayuda de una placa de acero circular, la cual se puede apreciar en las fotografías VI-8 que se muestra a continuación.

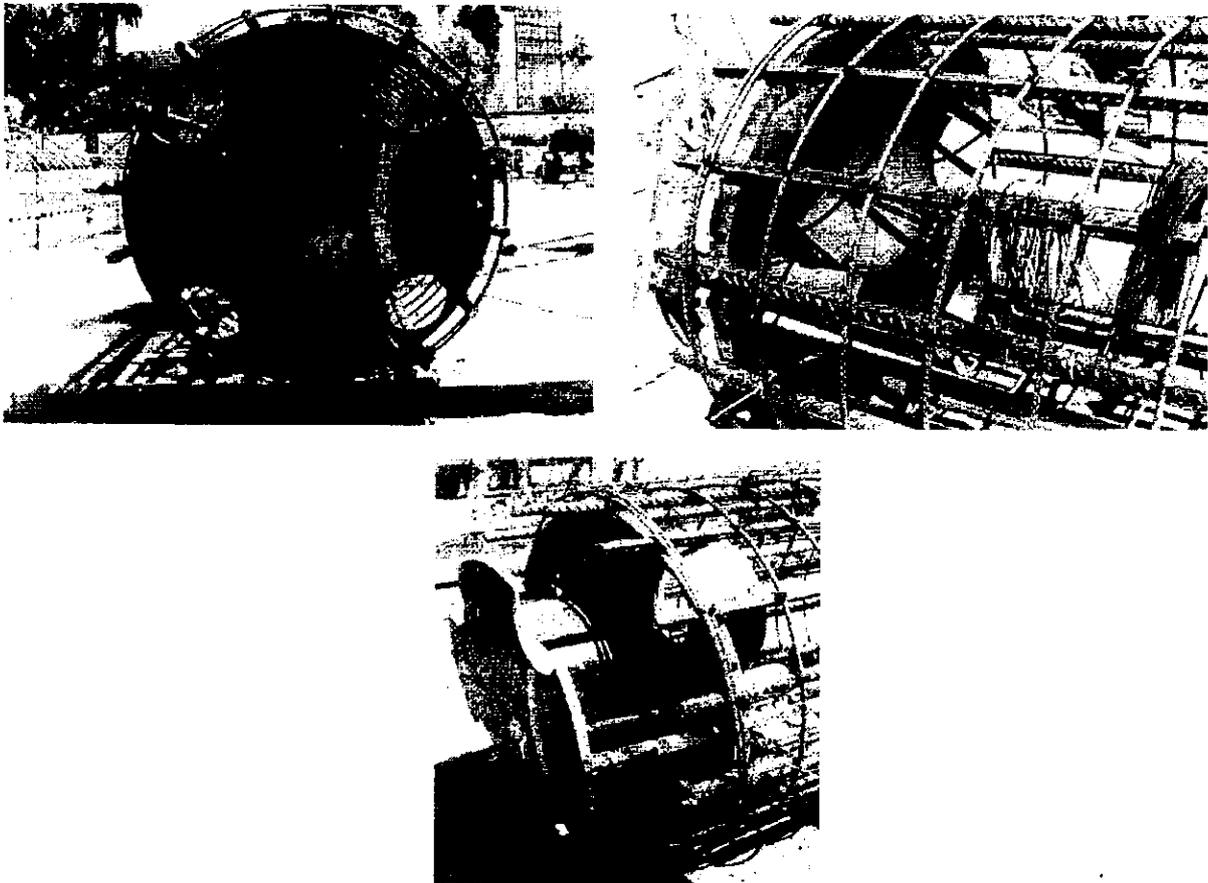


Figura VI-8, Celda de carga en la pila P_C , donde se aprecian los orificios para la limpieza del fondo de la excavación con el sistema Air-lift.



En el arreglo que se hizo en el extremo inferior del acero de refuerzo de la pila para colocar la celda Osterberg (fotografías anteriores), se dejaron las preparaciones para poder limpiar el fondo de la excavación, ello se hizo con la ayuda del sistema Air Lift descrito con anterioridad. Dichas preparaciones consistieron en dejar 4 orificios de 25 cm de diámetro cada uno.

La disposición del acero de refuerzo de la pila tiene la misma configuración que el mostrado en el capítulo anterior para la pila del mismo diámetro. Se instrumentó al igual que las pilas anteriores, solo que en este caso no se utilizó una estructura de reacción. Para soportar la fuerza de reacción provocada por la apertura de la celda en el fondo de la pila, se utilizó la fuerza de fricción que se desarrolla entre el fuste de la pila P_C y el terreno que la rodea. La magnitud de la fricción se estimó en un valor bastant mayor al correspondiente a la capacidad de carga por punta.

En las pilas P_B y P_C donde se utilizaron celdas Osterberg se dejaron embebidos junto con el colado de la pila dos tubos de PVC de 1.5 pulgadas de diámetro cada uno, con el fin de rellenar con un cemento de fraguado rápido y alta resistencia (tipo grout), el espacio vacío que se genera al abrir las celdas en el fondo de las pilas.

Las pilas se instrumentaron con el fin de registrar los movimientos y esfuerzos que se desarrollaron durante la ejecución de las pruebas, para tener datos que permitan efectuar el análisis del comportamiento de la transferencia de carga entre la pila y el suelo, registrar su desplazamiento debido a la acción de la carga y para determinar en qué momento y bajo qué condiciones de deformación o esfuerzo se presentaría la falla del terreno de apoyo.

El criterio para determinar la falla en los tres casos, fue el establecido en la norma ASTM D 1143 - 81, la cual indica en su inciso 5.1, referido a la ejecución de la prueba de carga tradicional en pilas aisladas, que la falla por deformación se presenta en el momento que la pila sometida a carga se mueve a una velocidad mayor de 0.25 mm/h en un lapso de 2 horas mientras que la falla por esfuerzo se presenta, cuando la pila se desplaza súbitamente una longitud mayor o igual al 15% del diámetro de la pila al aplicarse en ella incrementos de carga.



VI.1 Diseño Estructural de las Pilas de Prueba y de la Estructura de Reacción.

Las pilas de prueba así como la estructura de reacción se diseñaron conforme al Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal (RCDF). Por lo que a continuación se presenta una revisión de dichos elementos con la configuración y calidad de materiales que presentó el diseñador original.

Las pilas de prueba, como ya se ha comentado en párrafos anteriores, fueron tres, con diámetros de 0.60, 0.70 y 1.50. En las páginas siguientes se presenta la memoria de cálculo estructural de la revisión de una pila de 0.60 m de diámetro y de la pila de 0.70 m de diámetro. Como la pila de 1.50 m de diámetro forma parte de las pilas definitivas de la cimentación, su revisión estructural es la misma que la presentada en el capítulo anterior para la pila con la misma dimensión. También se anexan los cálculos de capacidad de carga de las pilas de prueba.

En la tabla siguiente se muestran los resultados del diseño estructural de las pilas de prueba junto con su capacidad de carga estimada.

	PILA DE 0.60 m ϕ	PILA DE 0.70 m ϕ	PILA DE 1.50 m ϕ
Fuerza axial admisible (toneladas)	644.99	1304.83	1843.18
Cortante admisible (toneladas)	36.54	61.43	181.16
Momento en la dirección "x" (t/m)	57.57	100.57	108.75
Momento en la dirección "y" (t/m)	57.57	100.57	108.75
Capacidad de carga última (toneladas)	868.447	1083.34	3460.08



CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PILAS DE PRUEBA

A) POR FRICCIÓN

PARA SUELOS ARCILLOSOS SATURADOS

$$Q_{fi} = P I_i C_u$$

donde:

Q_{fi} = Capacidad de fricción máxima del estrato

P = perímetro de la sección de la pila

I_i = espesor del estrato correspondiente

C_u = Valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla.

PARA UNA PILA DE 0.6 m DE DIÁMETRO

DESPLANTADA A 34.0 m DE PROFUNDIDAD

En los estratos de suelos cohesivos

DE (m)	A (m)	I_i (m)	P (m)	C_u (t/m ²)	Q_f (t)
16	25	9	1.8850	2.9	49.197
30	31.5	1.5	1.8850	17	48.066
31.5	33	1.5	1.8850	18.2	51.459
					148.723 (ver nota)

NOTA: Se considera el valor de la fuerza de fricción a partir de los 16 m ya que se empleó un tubo de acero que aisló a la pila del contacto con el suelo, debido a que los sótanos de estacionamiento junto con la losa de fondo estarían hasta esa profundidad.

PARA UNA PILA DE 0.7 m DE DIÁMETRO

DESPLANTADA A 36.60 m DE PROFUNDIDAD

En los estratos de suelos cohesivos

DE (m)	A (m)	I_i (m)	P (m)	C_u (t/m ²)	Q_f (t)
5	13	8	2.1991	2.9	51.019
13	25	12	2.1991	2.9	76.529
30	31.5	1.5	2.1991	17	56.077
31.5	33	1.5	2.1991	18.2	60.036
					243.662

PARA UNA PILA DE 1.20 m DE DIÁMETRO

DESPLANTADA A 36.6 m DE PROFUNDIDAD

En los estratos de suelos cohesivos

DE (m)	A (m)	I_i (m)	P (m)	C_u (t/m ²)	Q_f (t)
5	13	8	3.7699	2.9	87.462
13	25	12	3.7699	2.9	131.193
30	31.5	1.5	3.7699	17	96.133
31.5	33	1.5	3.7699	18.2	102.919
					417.706



CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PILAS DE PRUEBA

(continuación)

A) POR FRICCIÓN

PARA ESTRATOS ARENOSOS

$$Q_f = P l_i p'_{hm} \tan \delta'$$

donde:

Q_f = capacidad de carga por fricción.

P = perímetro de la sección de la pila.

l_i = espesor del estrato correspondiente

p'_{hm} = presión efectiva horizontal en el contacto suelo pila al centro de cada estrato friccionante.

δ' = valor medio del ángulo de fricción entre el estrato arenoso y el concreto que forma la pila

Presión efectiva horizontal en el contacto suelo pila al centro de cada estrato friccionante

DE (m)	A (m)	l_i (m)	Prof al eje del estrato (m)	γ' (t/m ³)	$\gamma'H$ (t/m ²)	$\Sigma\gamma'H$ (t/m ²)	Al eje de los estratos arenosos $\Sigma\gamma'H$ (t/m ²)
0	5	5	2.5	1.60	8	8.0	6.4
5	13	8		0.20	1.6	9.6	
13	25	12		0.34	4.08	13.7	
25	30	5	27.5	0.55	2.75	16.4	15.055
30	31.5	1.5		0.31	0.465	16.9	
31.5	33	1.5		0.31	0.465	17.4	
33	34	1	33.5	0.55	0.55	17.9	17.635
34	36.6	2.6	34.8	0.55	1.43	19.3	18.35

PARA UNA PILA DE 0.6 m DE DIÁMETRO

PARA LA PILA DESPLANTADA A 34 m DE PROFUNDIDAD

diámetro de al pila (m)	P (m)	l_i (m)	P l_i (m ²)	p'_{hm} (t/m ²)	δ' (°)	$\tan \delta'$ (-)	Q_f (t)
0.6	1.885	5	9.425	6.4	19.0	0.3443	20.8
0.6	1.885	5	9.425	15.055	22.0	0.4040	57.3
0.6	1.885	1	1.885	17.635	29.0	0.5543	18.4
							96.523

PARA UNA PILA DE 0.7 m DE DIÁMETRO

PARA LA PILA DESPLANTADA A 34 m DE PROFUNDIDAD

diámetro de al pila (m)	P (m)	l_i (m)	P l_i (m ²)	p'_{hm} (t/m ²)	δ' (°)	$\tan \delta'$ (-)	Q_f (t)
0.7	2.199	5	10.996	6.4	19.0	0.3443	24.2
0.7	2.199	5	10.996	15.055	22.0	0.4040	66.9
0.7	2.199	1	2.199	17.635	29.0	0.5543	21.5
							112.610



PARA UNA PILA DE 1.20 m DE DIÁMETRO
 PARA LA PILA DESPLANTADA A 36.6 m DE PROFUNDIDAD

diámetro de la pila (m)	P (m)	l_i (m)	$P l_i$ (m ²)	p'_{hm} (t/m ²)	δ' (°)	$\tan \delta'$ (-)	Qf (t)
1.2	3.770	5	18.850	6.4	19.0	0.3443	41.5
1.2	3.770	5	18.850	15.055	22.0	0.4040	114.7
1.2	3.770	3.6	13.572	18.35	29.0	0.5543	138.0
							294.239

CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN TOTAL (Qft)

diámetro de la pila (t)	Qfc (m)	Qff (t)	Qft (t)
0.6	148.723	96.523	245.25 (ver nota)
0.7	243.662	112.610	356.27
1.2	417.706	294.239	711.94

NOTA: esta capacidad de carga no contempla los primeros 16 m debido a la presencia del cajón de cimentación.

B) POR PUNTA

Para suelos friccionantes:

$$Q_u = A_p p_v N_q$$

donde:

Q_u = Capacidad de carga por punta.

p_v = Presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de la pila.

A_p = Area de la punta de la pila

N_q = coeficiente da capacidad de carga definido por Berezantzev.

y está en función del ángulo ϕ' cuyo valor se presenta en la gráfica anexa.

ϕ' = valor medio del ángulo de fricción interna efectivo en el estrato correspondiente.

Para los depósitos profundos:
 de la gráfica $\phi' = 35^\circ$
 $N_q = 75$

Presión vertical efectiva

de (m)	a (m)	H (m)	γ (t/m ³)	γ' (t/m ³)	$\gamma' H$ (t/m ²)	$\Sigma \gamma' H$ (t/m ²)
0	5	5	1.6	1.6	8	8 p
5	13	8	1.2	1.2	9.6	17.6
13	25	12	1.34	0.34	4.08	21.68
25	30	5	1.55	0.55	2.75	24.43
30	31.5	1.5	1.31	0.31	0.465	24.895
31.5	33	1.5	1.31	0.31	0.465	25.36
33	34	1	1.55	0.55	0.55	25.91
34	36	2	1.55	0.55	1.1	27.01

**PARA UNA PILA DE 0.6 m DE DIÁMETRO**

Con una profundidad de desplante de 34 m

P_v	N_q	A_p	Q_u
(t/m ²)	(-)	(m ²)	(t)
25.19	75	0.3298672	623.20166

PARA UNA PILA DE 0.7 m DE DIÁMETRO

Con una profundidad de desplante de 34 m

P_v	N_q	A_p	Q_u
(t/m ²)	(-)	(m ²)	(t)
25.19	75	0.3848451	727.06861

PARA UNA PILA DE 1.2 m DE DIÁMETRO

Con una profundidad de desplante de 34 m

P_v	N_q	A_p	Q_u
(t/m ²)	(-)	(m ²)	(t)
27.01	75	1.1309734	2291.0693

RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PILAS DE PRUEBA

DIÁMETRO (m)	Q_{fu} (t)	Q_{pu} (t)	Q_u (t)
0.6	245.250	623.202	868.452
0.7	356.270	727.069	1083.339
1.2	711.945	2291.069	3003.014

donde:

 Q_{fu} =Capacidad por fricción última Q_{pu} =Capacidad por punta última Q_u =Capacidad de carga última (suma de $Q_{fu}+Q_{pu}$)

Más adelante se verá por que la capacidad de carga última de la pila está restringida por las deformaciones asociadas a dicha carga (punto IV.3)



REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA PILA DE PRUEBA DE 0.60 m DE DIÁMETRO

Revisión por compresión

$$P_{RO} = FR(f''cAc + Asfy)$$

donde:

$$FR=0.70$$

$$f'c=280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c=0.80 f'c = .80*280=224 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c=0.85 f^*c = 0.85*224 = \mathbf{190.4 \text{ kg/cm}^2}$$

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

$$Ac=\pi r^2$$

si

$$r=0.3 \quad \text{entonces} \quad Ac= \pi(30)^2 = 3.1416 \times 900 = \mathbf{2827.43 \text{ cm}^2}$$

As=8 varillas del No. 12

si

$$\text{area 1 var del No. 12} = \pi/4(1.50*2.54)^2 = 0.7854 \times 14.52 = 11.402 \text{ cm}^2$$

de 8 varillas, $As=8 \times 11.402 = \mathbf{91.21 \text{ cm}^2}$

finalmente

$$P_{RO}=0.70 (190.4 \times 2827.43 + 4200 \times 91.21)$$

$$P_{RO}=0.70 (538342.67 + 383082)$$

$$P_{RO}= 644997.27 \text{ kg}$$

$$P_{RO}=\mathbf{644.99 \text{ t}}$$



Revisión por flexión

Para calcular el momento resistente en las direcciones "x" y "y", considerando que la pila únicamente estará sujeta a carga axial, se utiliza la siguiente fórmula:

$$M_{ux} = e_{accx} P_{ult}$$

donde:

M_{ux} = momento último en la dirección "x" = M_{uy} . (por tratarse de una sección circular)

P_{ult} = carga última

e_{accx} = excentricidad accidental en la dirección "x" = 0.05D
y debe cumplir que: $e_{accx} > 2$ cm

D = diámetro exterior

substituyendo:

$$D = 60 \text{ cm}$$

$$e_{accx} = 0.05 \times 60 = 3 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

$$P_{ult} = 250 \text{ t (dato proporcionado por el diseñador)}$$

finalmente:

$$M_{ux} = 0.03 \times 250$$

$$M_{ux} = 7.5 \text{ tm}$$

$$M_{uy} = 7.5 \text{ tm}$$

Revisando ahora la fuerza axial máxima a tensión que puede tomar el elemento cuando actúan sobre él momentos en las direcciones "x" y "y" de manera simultánea, tenemos la fórmula:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

$$P_{RO} = 268.16 \text{ t (carga axial a compresión calculada en el punto anterior)}$$

Por tratarse de un elemento sujeto a flexotensión, entonces:

$$P_{RY} = P_{RX} = P_{RO}$$

$$\text{por lo que: } P_{RY} = P_{RX} = P_{RO} = 268.16 \text{ t}$$

Finalmente, para conocer la carga axial que puede tomar la pila bajo la acción de un momento en la dirección "x" y en la "y".

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RO}} + \frac{1}{P_{RO}} - \frac{1}{P_{RO}}} = \frac{1}{\frac{1}{P_{RO}}} = P_{RO} = 268.16 \text{ t} > 250 \text{ t}$$



Revisión de la fuerza cortante (pila $\phi = 0.60$ m)

El cortante admisible de la sección es:

$$V_{adm} = V_{CR} + V_S$$

donde:

V_{CR} = Fuerza cortante aportada por el concreto

V_S = Fuerza cortante aportada por el refuerzo de acero transversal (zuncho)

Calculando la aportación del concreto

$$V_{CR} = 0.5 \cdot FR \cdot A_R \sqrt{f_c^*}$$

donde:

FR = Factor de resistencia = **0.7**

A_R = área sin recubrimiento
si recubrimiento = 4.2 cm $d = 60 - 8.4 = 51.6$ cm

$$A_R = \pi \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 3.1416 \left(\frac{51.6}{2} \right)^2 = 2091.17 m^2$$

si $f_c = 280$ kg/cm²

$$f_c^* = 0.80 f_c = 0.80 \cdot 280 = \mathbf{224 \text{ kg/cm}^2}$$

sustituyendo en la fórmula:

$$V_{CR} = 0.5 \cdot (0.70) \cdot (2091.17) \sqrt{224}$$

$$V_{CR} = 10954.22 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 10.95 \text{ t}$$



Calculando la aportación del acero de refuerzo transversal (zuncho)

$$V_s = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

donde:

FR = Factor de resistencia = 0.70

A_v = Area de acero de refuerzo transversal

$$A_v = 2 \cdot A_{vz}$$

A_{vz} = Area transversal de la varilla del refuerzo transversal (zuncho)

si el zuncho es con varilla del No. 4 , entonces:

$$A_{vz} = \pi \cdot \left[\frac{\left(\frac{4}{8} \right) \cdot 2.54}{2} \right]^2 = 1.2667 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \cdot (1.2667)$$

$$A_v = 2.53 \text{ cm}^2$$

substituyendo:

$$V_s = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{0.7 \cdot (2.53) \cdot (4200) \cdot (51.6)}{15} = 25587.41 \text{ kg}$$

$$V_s = 25.58 \text{ t}$$

finalmente, el cortante total que toma la pila en su cabeza es:

$$V_{adm} = V_{CR} + V_s = 10.95 + 25.58 = 36.54 \text{ t}$$

$$V_{adm} = 36.54 \text{ t}$$



REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA PILA DE PRUEBA DE 0.70 m DE DIÁMETRO

Revisión por compresión

$$P_{RO} = FR(f''cAc + Asfy)$$

donde:

$$FR=0.70$$

$$f'c=280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c=0.80 f'c = .80*280=224 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c=0.85 f^*c = 0.85*224 = \mathbf{190.4 \text{ kg/cm}^2}$$

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

$$Ac=\pi r^2$$

si

$$r=0.35 \quad \text{entonces} \quad Ac= \pi(35)^2 = 3.1416 \times 1225 = 3848.45 \text{ cm}^2$$

As= 8 varillas del No.12

si

$$\text{área de 1 varilla del No. 12} = \pi/4(1.5*2.54)^2 = 0.7854 \times 14.51 = 11.40 \text{ cm}^2$$
$$\text{de 8 varillas} = 8 \times 11.4 = 91.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area transversal del perfil de acero} = 30 \times 0.75 = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{de dos placas: } 22.5 \times 2 = 45 \text{ cm}^2$$

$$\text{por lo que } As=91.21 + 45 = \mathbf{136.21 \text{ cm}^2}$$

finalmente

$$P_{RO}=0.70 (190.4 \times 3848.45 + 4200 \times 136.21)$$

$$P_{RO}=0.70 (732744.88 + 572082)$$

$$P_{RO}= 1304826.9 \text{ kg}$$

$$P_{RO}=\mathbf{1304.83 \text{ t}}$$



Revisión por flexión

Para calcular el momento resistente en las direcciones "x" y "y", considerando que la pila únicamente estará sujeta a carga axial, se utiliza la siguiente fórmula:

$$M_{ux} = e_{accx} P_{ub}$$

donde:

M_{ux} = momento último en la dirección "x" = M_{uy} (por tratarse de una sección circular)

P_{ub} = carga última

e_{accx} = excentricidad accidental en la dirección "x" = 0.05D
y debe cumplir que: $e_{accx} > 2$ cm

D = diámetro exterior

substituyendo:

D = 70 cm

$e_{accx} = 0.05 \times 70 = 3.5$ cm > 2 cm

$P_{ub} = 800$ t (dato proporcionado por el diseñador)

finalmente:

$M_{ux} = 0.035 \times 800$

$M_{ux} = 28.00$ tm

$M_{uy} = 28.00$ tm

Revisando ahora la fuerza axial máxima que puede tomar el elemento cuando actúan sobre él momentos en las direcciones "x" y "y" de manera simultánea, tenemos la fórmula:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

$P_{RO} = 913.38$ t (carga axial a compresión calculada en el punto anterior)



$$P_{RY} = P_{RX} = k \cdot FR \cdot D^2 f''_c$$

donde:

FR= Factor de resistencia= 0.7

D = diámetro exterior = 70 cm

$f''_c=190.4 \text{ kg/cm}^2$

k = está en función de la geometría de la pila y se obtiene de los nomogramas incluidos en "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF", Instituto de Ingeniería, 1991.

Para entrar al nomograma y obtener el valor de " k " se requiere conocer el valor de " d/D ", " e/D " y de " q " donde:

$$q = \rho \frac{f_y}{f''_c}$$

D = 70 cm

$d = D - r$, donde r =recubrimiento = 4.2 cm, $d=70-4.2=65.8$ cm

$f''_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

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

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{136.21}{3848.45} = 0.0353$$

substituyendo los valores:

$$\frac{d}{D} = \frac{65.8}{70} = 0.94 \approx 0.90 \quad q = 0.0353 \frac{4200}{190.4} = 0.78 \quad \frac{e}{D} = \frac{3.5}{70} = 0.05$$

Con los valores $d/D=0.90$ $q=0.78$ y $e/D=0.05$ del nomograma se obtiene que $k=1.25$

Ahora se determina el valor de P_{RY} y P_{RX} :

$$P_{RY} = P_{RX} = 1.25 \cdot (0.7) \cdot (70)^2 \cdot (190.4)$$

$$P_{RY} = P_{RX} = 816,340.0 \text{ kg} = 816.34 \text{ t}$$

Finalmente, para conocer la carga axial que puede tomar la pila bajo la acción de un momento en la dirección "x" y en la "y".

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{816.34} + \frac{1}{816.34} + \frac{1}{913.38}} = 737.94 \text{ t} > 800 \text{ t}$$

**Revisión de la fuerza cortante** (pila $\phi=0.70$ m)

El cortante admisible de la sección es:

$$V_{adm} = V_{CR} + V_s$$

donde:

V_{CR} = Fuerza cortante aportada por el concreto

V_s = Fuerza cortante aportada por el refuerzo de acero transversal (zuncho)

Calculando la aportación del concreto

$$V_{CR} = 0.5 \cdot FR \cdot A_R \sqrt{f_c^*}$$

donde:

FR = Factor de resistencia = **0.7**

A_R = área sin recubrimiento

si recubrimiento = 4.2 cm $d = 70 - 8.4 = 61.6$ cm

$$A_R = \pi \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 3.1416 \left(\frac{61.6}{2} \right)^2 = 2980.24 m^2$$

si $f'_c = 280$ kg/cm²

$f^*c = 0.80 f'_c = 0.80 \cdot 280 = \mathbf{224 \text{ kg/cm}^2}$

sustituyendo en la fórmula:

$$V_{CR} = 0.5 \cdot (0.70) \cdot (2980.24) \sqrt{224}$$

$$V_{CR} = 15611.45 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 15.61 \text{ t}$$



Calculando la aportación del acero de refuerzo transversal (zuncho)

$$V_s = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

donde:

FR = Factor de resistencia = 0.70

A_v = Area de acero de refuerzo transversal

$$A_v = 2 \cdot A_{vz}$$

A_{vz} = Area transversal de la varilla del refuerzo transversal (zuncho)

si el zuncho es con varilla del No. 4 , entonces:

$$A_{vz} = \pi \cdot \left[\frac{\left(\frac{4}{8} \right) \cdot 2.54}{2} \right]^2 = 1.266 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \cdot (1.266)$$

$$A_v = 2.53 \text{ cm}^2$$

substituyendo:

$$V_s = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{0.7 \cdot (2.53) \cdot (4200) \cdot (61.6)}{10} = 45819.31 \text{ kg}$$

$$V_s = 45.82 \text{ t}$$

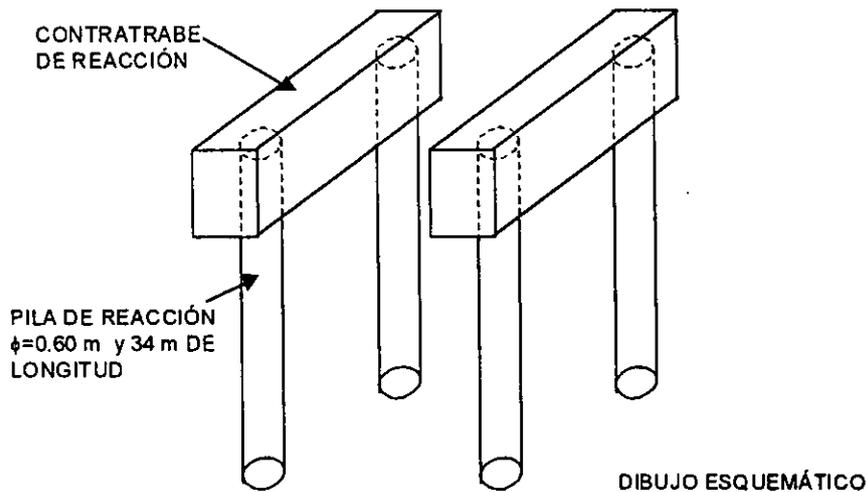
finalmente, el cortante total que toma la pila en su cabeza es:

$$V_{adm} = V_{CR} + V_s = 15.61 + 45.82 = 61.43 \text{ t}$$

$$V_{adm} = 61.43 \text{ t}$$



La estructura de reacción, como ya se describió anteriormente consistió en cuatro pilas de concreto armado de 0.60 m de diámetro y dos contratraveses de reacción, las características de dichas pilas son las mismas que las propuestas para la pila de prueba P_A analizada anteriormente., por lo que la revisión estructural de éstas es similar a la antes presentada. En la figura siguiente se muestra un esquema de la estructura de reacción.



ESTRUCTURA DE REACCIÓN

Figura VI-9, Configuración de los marcos pertenecientes a la estructura de reacción

La configuración de las contratraveses de reacción se muestra en las figuras siguientes, así como una fotografía de las mismas en campo.

CONTRATRABE DE REACCIÓN

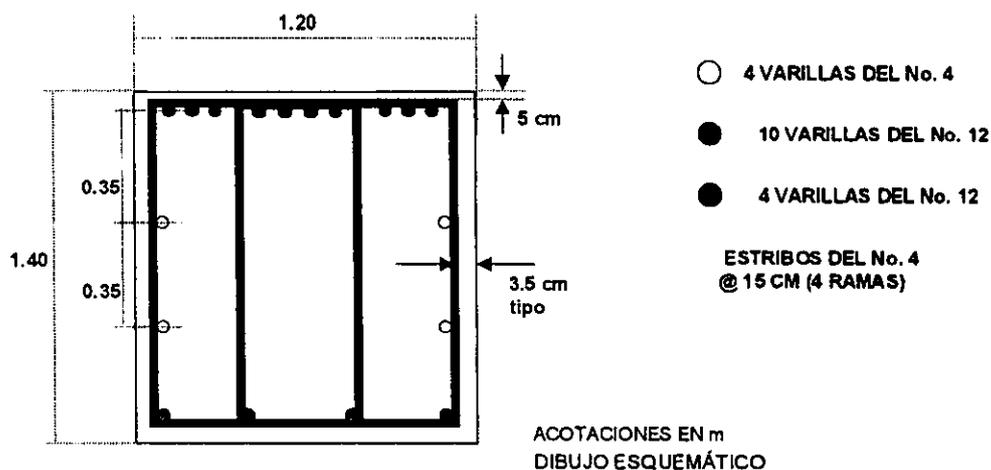
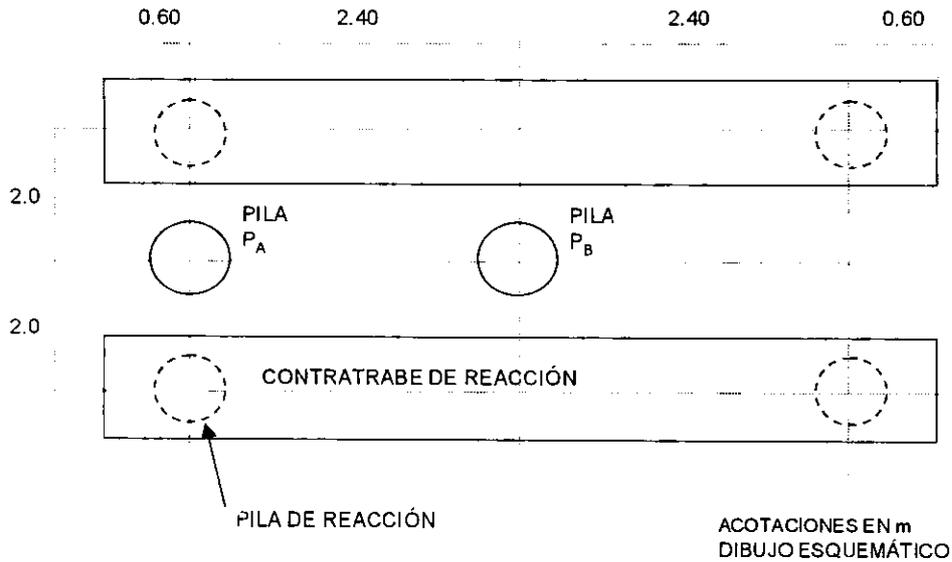


Figura VI-10, Configuración del acero de refuerzo de las contratraveses de reacción



PLANTA DE LOCALIZACIÓN DE PILAS DE PRUEBA Y ESTRUCTURA DE REACCIÓN

Figura VI-11, Vista en planta de la estructura de reacción



Figura VI-12, Configuración en campo de la estructura de reacción

A continuación se presenta la revisión estructural de las contratrabes de reacción. Como las pilas de reacción, tienen la misma configuración que la pila P_A , su revisión estructural es la misma que se expuso para la pila de prueba antes mencionada.



MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA CONTRATRABE PERTENECIENTE A LA ESTRUCTURA DE REACCIÓN EN LAS PRUEBAS DE CARGA

Revisión por flexión

$$M_R = FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)$$

donde:

M_R = Momento resistente último

FR = Factor de Resistencia = 0.90

b = peralte efectivo, sin recubrimiento, si recubrimiento = 6.6 cm
entonces $b = 140 - 6.6 = 133.40$ cm

d = ancho de la sección = 120cm

$f''_c = 0.80 \cdot 0.85 \cdot f'_c$ si $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f''_c = 0.80 \cdot 0.85 \cdot 250 = 170 \text{ kg/cm}^2$

$$q = \rho \frac{f_y}{f''_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

$A_s = 10$ varillas del No. 12,

$$\text{área 1 varilla del No.12} = \pi r^2 = \pi \left(\frac{12 \cdot 2.54}{8 \cdot 2} \right)^2 = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{de 10 varillas} = 11.40 (10) = 114 \text{ cm}^2$$

$$A_c = b d = 120 (133.40) = 16008.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{114}{16008} = 0.007121$$

$$q = 0.007121 \frac{4200}{170} = 0.1759$$



finalmente:

$$M_R = 0.90 \cdot (133.40)^2 \cdot (120) \cdot (170) \cdot (0.1759) \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.1759)$$

$$M_R = 52416597.12 \text{ kg cm}$$

$$M_R = 524.17 \text{ t m}$$

Revisión por cortante

Lo que aporta el concreto:

$$V_{CR} = FR \cdot b \cdot d \cdot (0.20 + 30\rho) \sqrt{f^*_c}$$

donde:

V_{CR} = Cortante resistente que aporta el concreto

FR = Factor de Resistencia = 0.80

b = peralte efectivo, sin recubrimiento, si recubrimiento = 6.6 cm

entonces $b = 140 - 6.6 = 133.40 \text{ cm}$

d = ancho de la sección = 120cm

$f^*_c = 0.80 \cdot f'_c$ si $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ entonces $f^*_c = 0.80 \cdot (250) = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \rho = \frac{114}{16008} = 0.007121$$

sustituyendo en la primera fórmula:

$$V_{CR} = 0.80 \cdot 120 \cdot 133.4 \cdot (0.20 + 30 \cdot 0.007121) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 74912.47 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 74.91 \text{ t}$$



Pero como $d/b > 70$ cm, se reduce el cortante en un 30% por lo que tenemos:

$$V_{CR} = 0.70 \cdot (74912.47)$$

$$V_{CR} = 52438.73 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 52.44 \text{ t}$$

calculando el cortante último:

$$s = \frac{FR \cdot A_v \cdot N_o \cdot f_y \cdot d \cdot (\sen \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{CR}}$$

donde:

V_u = Cortante resistente último

V_{CR} = Cortante resistente que aporta el concreto

N_o = Número de ramas del estribo = 4 ramas

s = separación de los estribos = 15 cm

A_v = Area de la varilla de los estribos, varilla No. 4 = 1.27 cm²

f_y = 4200 kg/cm²

d = ancho de la sección = 120 cm

$(\sen \theta + \cos \theta)$ = termino en función de la inclinación de los estribos,
en este caso igual a 1 por ser verticales.

sustituyendo en la primera ecuación:

$$15 = \frac{(0.80) \cdot (1.27) \cdot (4) \cdot (4200) \cdot (133.40)}{V_u - 52438.73}$$

$$15 = \frac{227677.92}{V_u - 52438.73}$$

despejando V_u :

$$V_u = \left(\frac{227677.92}{15} \right) + 52438.73$$

$$V_u = 204237.258 \text{ kg}$$

$$V_u = 204.24 \text{ t}$$



V1.2 Instrumentación

En muchos campos de la ingeniería civil, y en especial en la ingeniería geotécnica, la instrumentación juega un papel muy importante, pues permite medir el comportamiento de las estructuras y del suelo de cimentación, lo que a su vez permite comparar este comportamiento con los modelos que han supuesto para representar y predecir los fenómenos de interacción suelo estructura y poder así validar estos modelos o desecharlos en su caso.

Para registrar las deformaciones, así como los esfuerzos que se desarrollarán en cada una de las pilas de prueba y verificar que la prueba se lleve a cabo de acuerdo con lo establecido en la norma ASTM D 1143-81, así como para saber en qué momento se está cerca de la falla ó esta se presenta, se instalaron en cada pila de prueba los instrumentos que a continuación se describen.

Instrumentación de la pila P_A

Con el objeto de inferir el mecanismo de transferencia de las cargas con la profundidad, se colocaron 6 deformímetros eléctricos de cuerda vibrante (rebar strain meter ó strain gauge) fijados al propio armado de refuerzo. Su distribución fue la siguiente: 2 a 33.40 m, 2 a 25 m y 2 a 16.5m ver figura VI-15. Los cables de los deformímetros de cuerda vibrante fueron amarrados a las varillas longitudinales del acero de refuerzo de la pila, empleando sujetadores de nylon.

Con el objeto de poder referenciar las mediciones hechas se habilitó una estructura suficientemente rígida y apoyada en elementos estructurales alejados de la influencia que la pila puede generar, tal estructura se puede observar en la fotografía que se muestra a continuación.

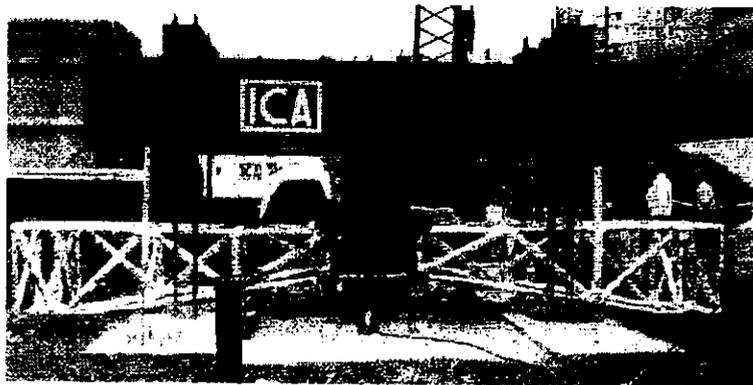


Figura VI-13, Estructura que sirvió para referenciar las lecturas de los instrumentos de medición. (color plata)



Para conocer los desplazamientos de la pila bajo la acción de las cargas, se apoyaron en la cabeza de la misma los vástagos de 3 micrómetros de carátula, apoyados en la estructura de referencia mediante bases magnéticas. Los vástagos de los micrómetros se apoyaron en vidrios que se fijaron en la superficie exterior de concreto de la pila. El rango de medición de los micrómetros empleados fue de 0 a 80 mm, con una aproximación de 0.01 mm.

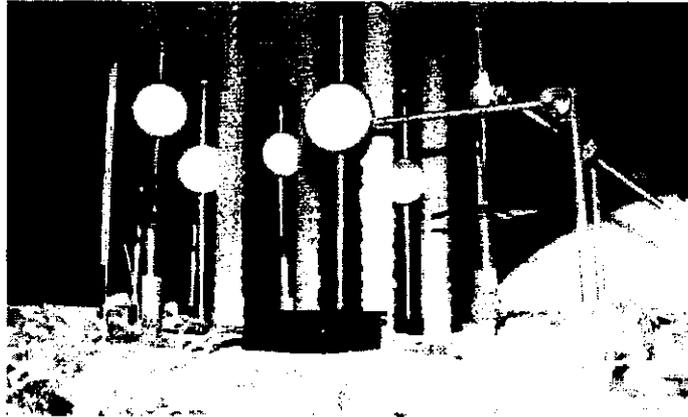


Figura VI-14, Micrómetros de carátula apoyados en la cabeza de la pila (en su vástago).

Para conocer las deformaciones que experimenta la pila en su interior, en las mismas profundidades donde se colocaron los strain gages; antes de colar se dejaron tubos-camisas hasta las profundidades mencionadas en cuyo interior se colocaron barras de longitud tal que inferiormente están al ras de los tubos-camisa y en su parte superior sobresalían de estas unos 10 cm para, a su vez, servir de apoyo a vástagos de micrómetros, que permiten de esta manera medir el movimiento sufrido por el concreto armado de la pila.

Se instaló una cuerda metálica de referencia, para registrar con otro método los desplazamientos de la cabeza de la pila de prueba. La cuerda metálica fue fijada directamente a un extremo de la estructura de referencia, en tanto que en el otro se colocó una polea, y un contrapeso para procurar su tensado en todo momento. A un costado de la cabeza de la pila de prueba, se fijó una regla metálica de 30 cm de longitud, con graduaciones a cada milímetro y además se colocó un espejo para evitar errores de lecturas durante los registros.

Complementariamente a la instrumentación utilizada, se programaron y efectuaron nivelaciones topográficas en dos puntos de referencia localizados en la cabeza de la pila de prueba y en un tercer punto adicional localizado lejos del área de influencia de las pilas de prueba y de reacción sobre la barda que delimita el predio, con objeto de verificar las lecturas durante la ejecución de la prueba.



La disposición de la instrumentación se muestra en la figura siguiente.

INSTRUMENTACIÓN EN LA PILA P_A

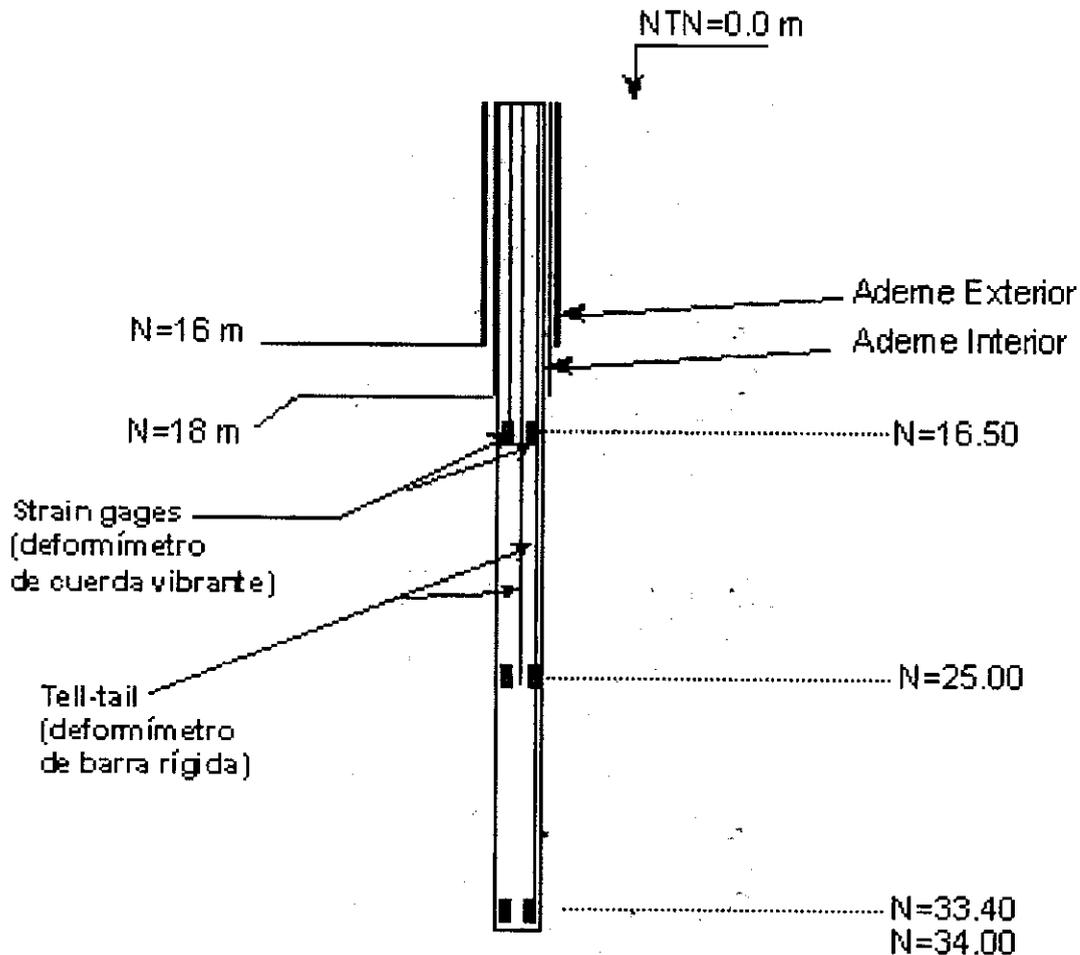


Figura VI-15, Disposición de los instrumentos en la pila de prueba a tensión

Instrumentación de la pila P_B

La instrumentación de la segunda pila de prueba fue similar a la que se colocó en la primera pila de prueba, se utilizaron los deformímetros de cuerda vibrante en las profundidades de 10 m, 15 m, 21 m y 29 m.



Se emplearon los extensómetros de barra, en la misma cantidad y configuración, que en las otras pilas de prueba, se utilizó la cuerda metálica para medir las deformaciones de la cabeza y los micrómetros cuyos vástagos descansaban en los vidrios adheridos al concreto de remate de la pila. También se usó estructura de referencia empleada en la pila anterior y el control topográfico de la cabeza de la pila. La disposición de la instrumentación se muestra a continuación.

INSTRUMENTACIÓN EN LA PILA P_B

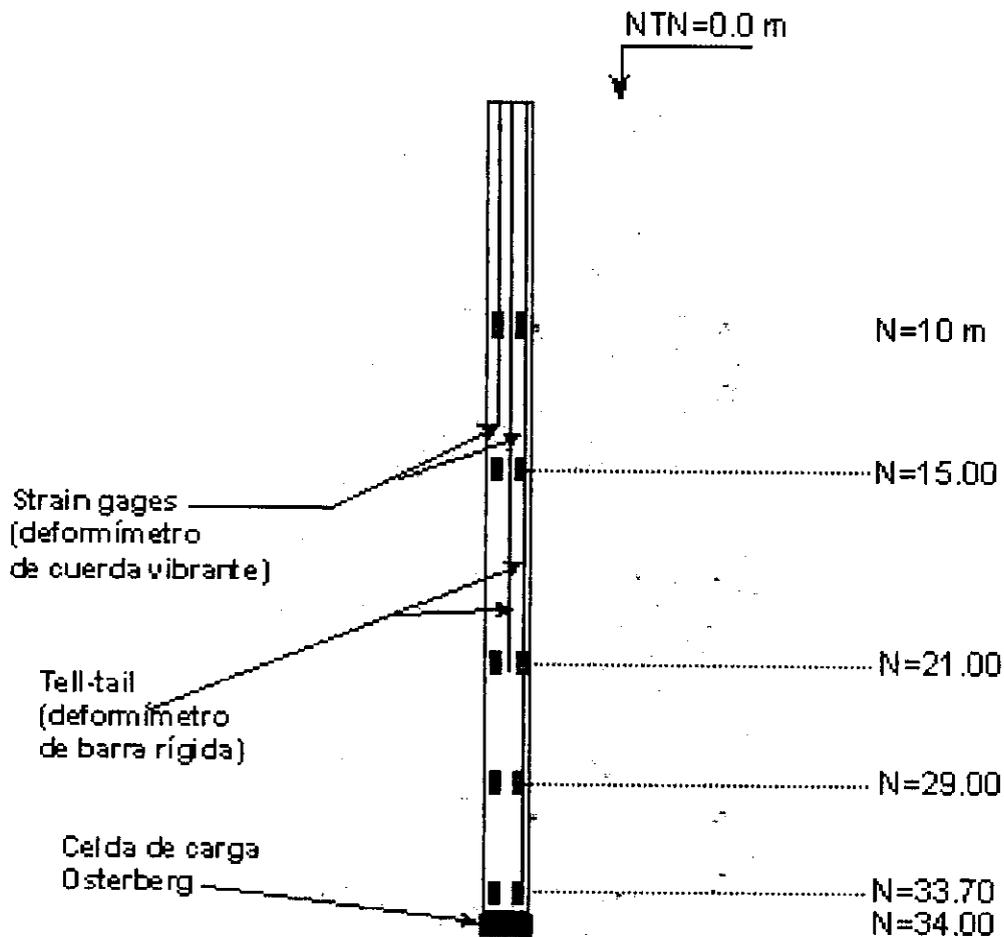


Figura VI-16, Disposición de los instrumentos en la pila de prueba a compresión.

La celda Osterberg que se colocó en la punta de la pila de prueba tenía un diámetro de 54 cm, y una altura de 25 cm aproximadamente, su longitud de carrera era de 15 cm y su capacidad máxima de aplicación de carga era de 600 toneladas.



Instrumentación de la pila P_c

La instrumentación de la pila P_c fue similar a la de la pila P_B, se utilizaron en este caso 5 niveles de deformímetros de cuerda vibrante (strain gages) a las profundidades de 13.6, 20.0, 25.0, 31.0 y 34.6 metros. Se utilizaron micrómetros apoyados en la cabeza de la pila con el fin de registrar el desplazamiento de la pila.

Se observó también el movimiento vertical de la pila a través de un control topográfico, y se empleó la estructura habilitada de ángulos tipo Dixon que se utilizó en las pruebas anteriores.

La disposición de la instrumentación se muestra en la figura a continuación.

INSTRUMENTACIÓN EN LA PILA P_c

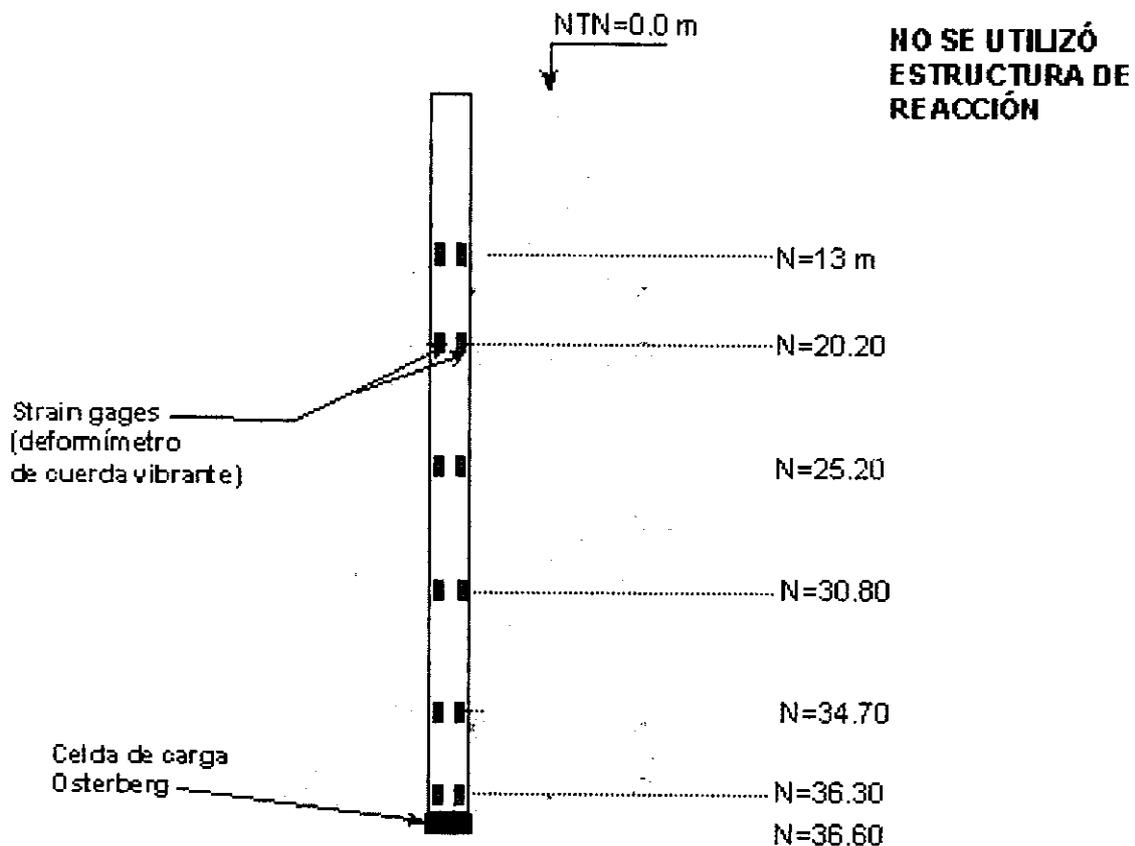


Figura VI-17, Disposición de los instrumentos en la segunda pila de prueba a compresión.



VI.3 Ejecución de las Pruebas

La metodología para la ejecución de la prueba de la pila P_A es la que se describe a continuación. La prueba se llevó a cabo en dos ciclos de carga.

En el primer ciclo, se aplicó una carga total a la pila de 175 ton = 158.76 t (toneladas inglesas, donde 1 ton = 0.907 toneladas métricas, t), igual a la capacidad de carga de diseño, en incrementos de 17.5 ton (15.88 t); los decrementos de carga fueron de 43.8 ton (39.74 t), correspondientes al 25% de la carga máxima aplicada en este ciclo. Tanto los incrementos como los decrementos de carga se realizaron en periodos de una hora, con excepción del primer incremento.

En el segundo ciclo, la carga máxima aplicada fue de 245 ton (222.26 t), equivalente al 75 % del límite de fluencia de las anclas instaladas en la cabeza de la pila para lograr la transmisión de cargas.

Los incrementos de carga de este ciclo también fueron de 17.5 ton (158.76 t), siendo los dos primeros decrementos de 61.3 ton y los dos restantes de 70.5 ton (15.88 t) y 52 ton (47.17 t) respectivamente. Las cargas de cada uno de los incrementos y decrementos de carga se mantuvieron por lapsos de 2 horas, observando las velocidades de deformación para no exceder los 0.25 mm/hr, antes de proceder a modificar la carga aplicada.

En este segundo ciclo, una vez alcanzada la carga máxima de 245 ton (222.26 t), esta se mantuvo por un periodo de 12 horas, al término del cual se verificó también que no se excedía la restricción en la velocidad de deformación antes citada.

El procedimiento de la prueba de carga de la segunda pila de prueba denominada P_B , se realizó de la manera como se describe en los párrafos subsecuentes.

Se aplicaron incrementos de carga con ayuda de la celda Osterberg localizada en la punta de la pila iguales al 10% del total de la carga estimada de diseño. La magnitud de los incrementos de carga podrían ser mayores a decisión de los ingenieros responsables de la prueba. Se realizaron medidas directas de los movimientos de la cabeza de la pila, de las marcas topográficas y de la expansión total de la celda. Se dieron los incrementos de carga antes mencionados hasta alcanzar la capacidad última de la punta o hasta que la capacidad máxima de la celda Osterberg fuera alcanzada.



Para cada incremento o decremento de carga se leyeron los indicadores de movimiento a intervalos de 1, 2 y 4 minutos mientras la carga se mantenía constante. Durante los ciclos de descarga, los decrementos de carga deberían ser tales que por lo menos se obtuvieran cuatro puntos representativos para la construcción de la curva de movimiento de la pila.

Las cargas se aplicarían hasta que se requiriera un bombeo constante para mantener la carga de prueba o bien hasta que se alcance la capacidad del equipo.

Para concluir con la prueba de carga se debía descargar totalmente la pila, cada decremento debía permanecer al menos por un periodo de 20 minutos; se tomarían lecturas a las 24 horas de concluida la prueba.

La ejecución de la prueba de la pila P_b se detuvo cuando la celda del fondo deformó el material de apoyo de la pila en 15cm, longitud que correspondía a la carrera total de la celda, bajo una carga menor a la esperada. Con este hecho se busco de algún modo para desplazar a la pila en una longitud igual a la carrera de la celda para apoyarla sobre un material mas resistente. Lo anterior se logró mediante el uso de una celda Osterberg de 1200 ton (1088.62 t) de capacidad que se colocó entre la cabeza de la pila y la estructura de acero unida a la estructura de reacción, tal como se muestra en la fotografía VI-13.

La celda superior, cuya carrera era de 20 cm se calzó con placas de acero de 2 pulgadas para que apoyara firmemente contra el sistema de reacción. Una vez colocada, se comenzó a inyectarle fluido a presión para que su émbolo se desplazara junto con toda la pila. El procedimiento para dar carga a la celda superior es el que se describe a continuación.

Como era necesario mover la pila, lo cual significaba vencer la fricción que se desarrolla entre el fuste de la misma y el suelo que la rodea, se aplicó el procedimiento de prueba rápida para pruebas de carga de fricción en pilas de acuerdo a la norma ASTM ya mencionada, para cerrar la celda del fondo y poder ejecutar una segunda prueba de carga por punta.

Se aplicaron incrementos de 25 ton (22.68 t) con un intervalo de 30 minutos. Se tomaron lecturas de todos los instrumentos tal como se describió en la prueba de carga por punta, hasta que la pila fallara de acuerdo al criterio de falla descrito con anterioridad.



Una vez que la fuerza de fricción fuera vencida, se descargó la pila en decrementos del 10 % de la carga de falla.

Obtenidos los datos derivados de la prueba rápida de carga por fricción, se aplicaron otros dos ciclos de carga iguales con el fin de desplazar la pila 15 centímetros en total y así cerrar la celda de carga ubicada en el fondo de la misma.

La celda superior fue instrumentada con dos micrómetros de carátula, cuyos vástagos descansaban contra las paredes de la celda, con el fin de llevar un control de las deformaciones que sufría la celda, ya que si se llegase a presentar un colapso de sus paredes, y al no contar con un confinamiento la celda, ésta tendría una falla abrupta, reventándose y causando posibles daños al personal que se encontraba realizando la prueba.

Es importante mencionar el hecho de que cuando se realizaron los cuatro ciclos de carga para mover la pila, la celda que se encontraba en el fondo se dejó en estado de drenaje para poder ser cerrada.

Conforme finalizaba cada ciclo de carga de la celda superior, esta se calzaba con placas de acero de 2 pulgadas de espesor para realizar el siguiente ciclo.

Una vez desplazada la pila P_B 15 cm, se quitó la celda de la parte superior y se ejecutó una segunda prueba de carga por punta, con el mismo procedimiento que se utilizó en la primera prueba.

Para la prueba de la pila P_C , se utilizó el mismo procedimiento que el descrito en párrafos anteriores para la pila P_B .

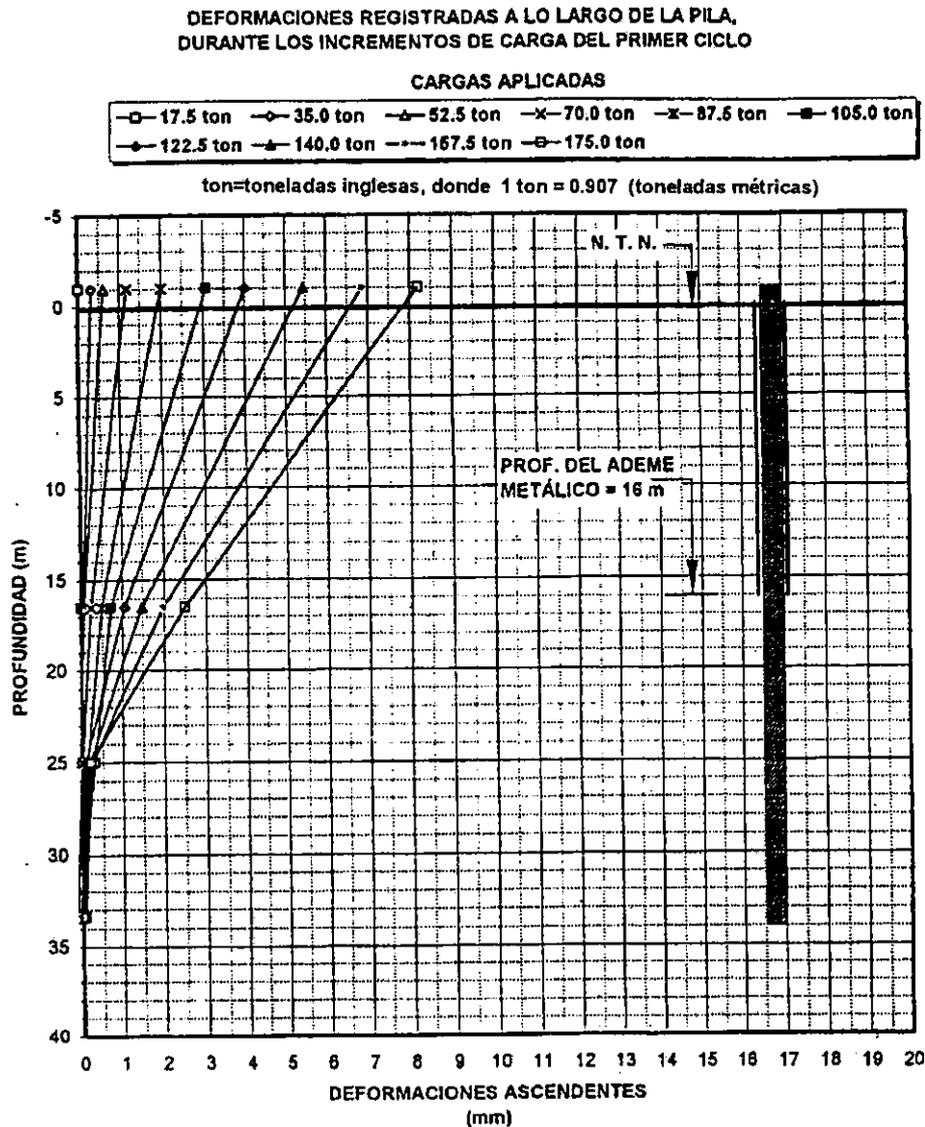


VI.4 Resultados e Interpretación

Una vez que se realizaron las pruebas de carga conforme lo descrito en la sección anterior, a continuación se presentan los resultados que arrojaron dichas pruebas.

Resultados de la prueba realizada en la pila P_A

En la figura siguiente se muestran las deformaciones registradas cuando se aplicó el primer ciclo de carga a la tensión.



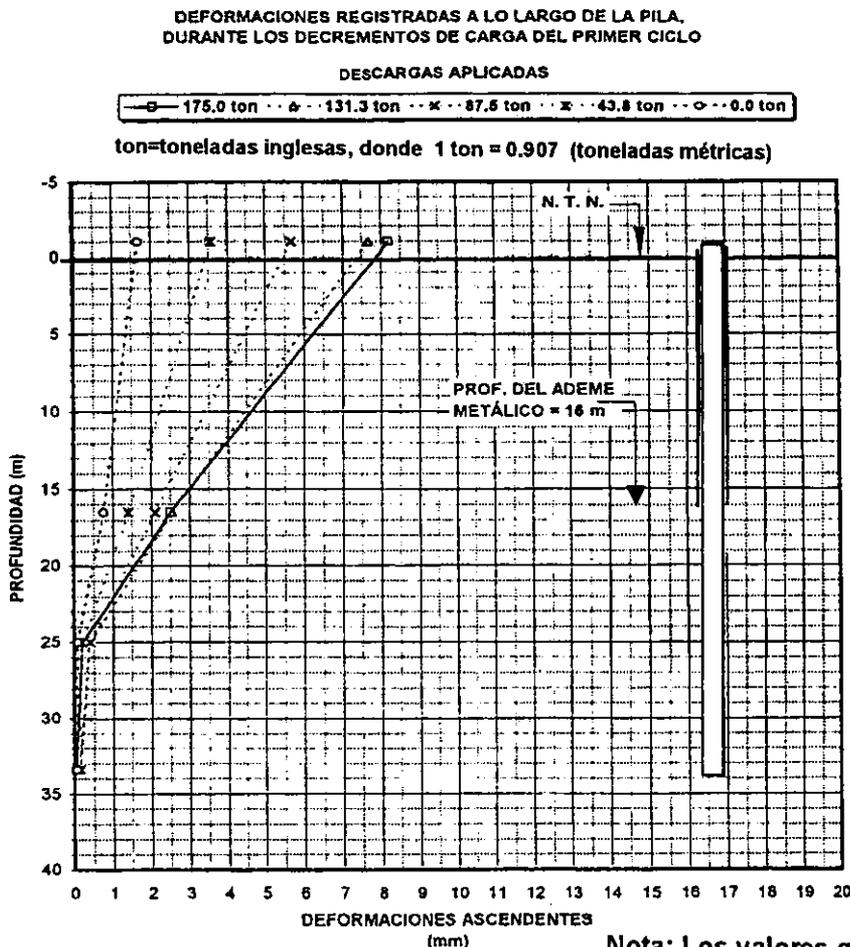
Nota: Los valores graficados corresponden con las últimas lecturas de cada incremento o decremento de carga.

Figura VI-18, Deformaciones registradas durante el primer ciclo de carga



En la gráfica antes mostrada, se pueden apreciar las deformaciones (ascendentes) que registraron los deformímetros de cuerda vibrante en su nivel correspondiente. Las deformaciones mayores se presentaron en los dos niveles superiores de instrumentos, lo cual puede deberse a que los deformímetros del primer nivel estaban localizados en la zona donde la pila estaba envuelta en el ademe de acero, es decir había una holgura entre este elemento y el ademe metálico que la envolvía. Para el segundo nivel de instrumentos, la deformación es menor que para el primero, esto podría ser por la cercanía con el ademe metálico, ya que el instrumento estaba localizado en la frontera entre el tramo de pila que se encontraba envuelto por suelo y el envuelto por el ademe de tubo. Los niveles 3 y 4 sufrieron deformaciones mínimas no mayores a 1 mm. La carga máxima aplicada en este ciclo fue de 175 ton (158.76 t), procediéndose posteriormente a descargar todo el sistema.

En la gráfica que se muestra a continuación se aprecia el comportamiento de la pila a la descarga.



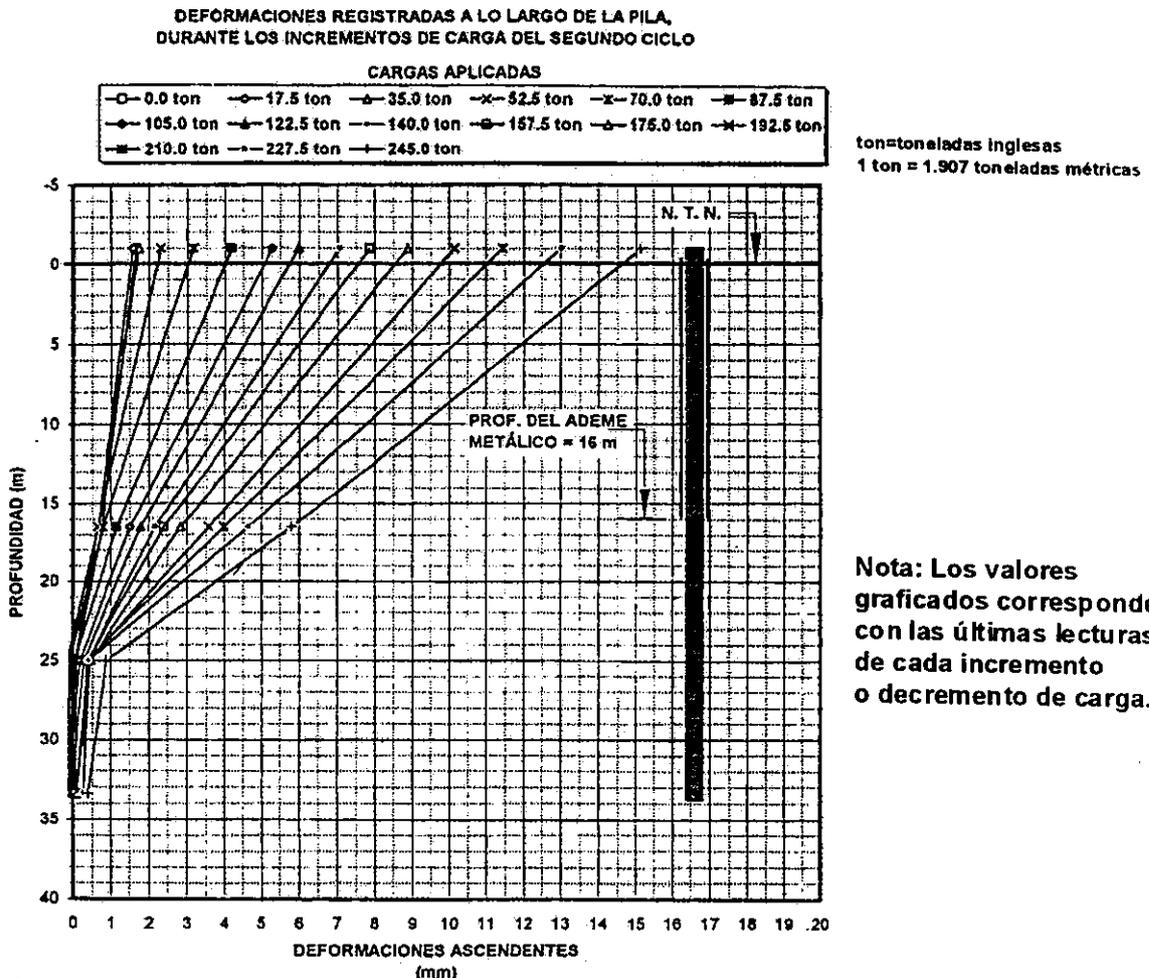
Nota: Los valores graficados corresponden con las últimas lecturas de cada incremento o decremento de carga.

Figura VI-19, Deformaciones registradas durante el primer ciclo de descarga en la pila P_A



En la gráfica anterior se puede observar la recuperación en milímetros, que en cada sección instrumentada de la pila, se tuvo al efectuar la descarga. Así para la sección localizada en la cabeza de la pila (primer nivel) la recuperación fue de 6.5 mm, es decir el 79% de la de deformación ascendente total que experimentó, presentando una deformación ascendente permanente de 1.75 mm. Para el segundo nivel, se recuperó el 70% de la deformación total, para el tercero el 50% y para el último nivel el 100%, ya que el movimiento que se registró fue prácticamente nulo.

Es pertinente hacer notar que de acuerdo con las magnitudes de las deformaciones experimentadas, se tiene una marcada influencia de la presencia del ademe, ya que en aquellas secciones instrumentadas que quedan en niveles donde existe ademe, estas deformaciones fueron grandes respecto a las que se tuvieron en aquellos niveles donde no se tiene ademe y como consecuencia de ello el suelo está en contacto directo con la superficie de la pila, generando una restricción a su deformación. Para el segundo ciclo de carga, se buscó llevar el sistema de carga a toda su capacidad, aplicando una fuerza de 245 ton (222.26 t). A continuación se muestra la gráfica correspondiente.



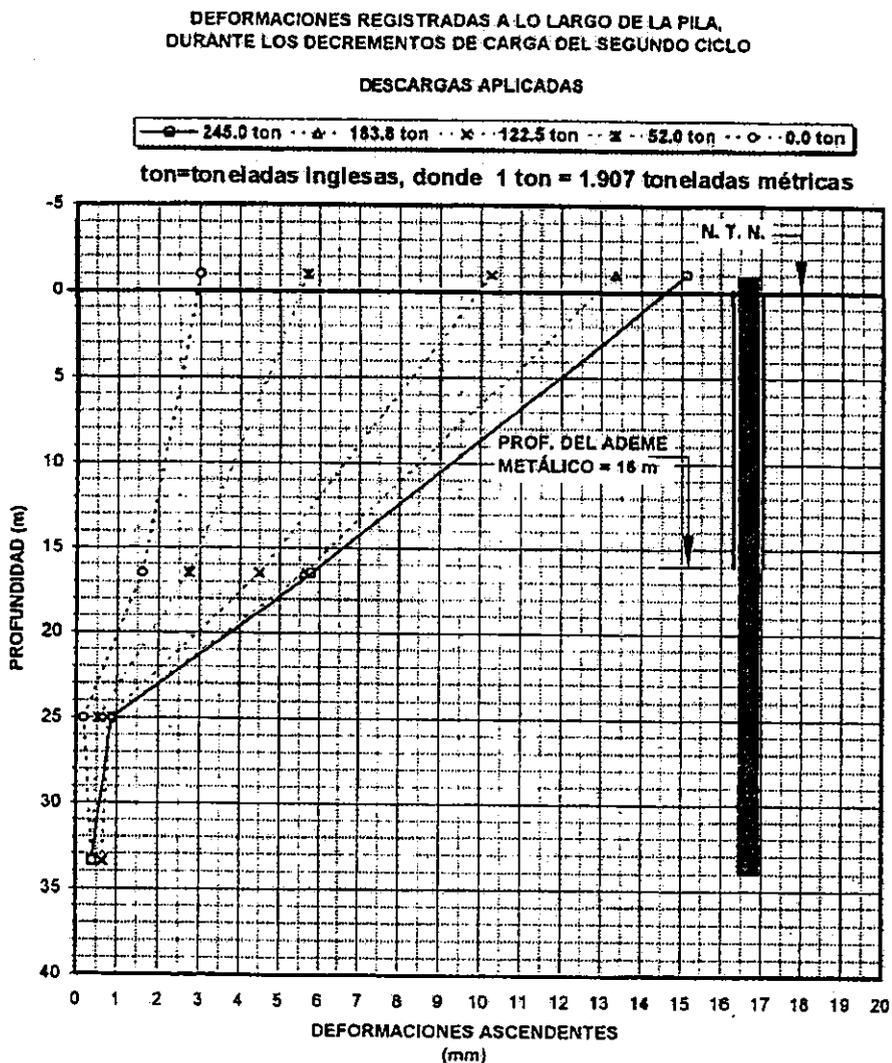
Nota: Los valores graficados corresponden con las últimas lecturas de cada incremento o decremento de carga.

Figura VI-20, Deformaciones registradas durante el segundo ciclo de carga en la pila P_A



Para este segundo ciclo se decidió incrementar la carga al máximo de la capacidad del sistema, pero al llegar a 245 ton (222.26 t) se decidió suspender debido a que empezaron a fluir las anclas que unían a la pila con el sistema de carga. Sin embargo puede notarse que el comportamiento observado fue similar al que se presentó en el primer ciclo de carga ya que las mayores deformaciones (ascendentes) fueron las de los dos primeros niveles instrumentados, mientras que los niveles inferiores presentaron deformaciones de 1 mm para el caso del tercer nivel y de 0.5 mm para el cuarto.

Al descargarse el sistema se registró una recuperación en las secciones instrumentadas de 89%, 81%, 75% y 10% del total del movimiento ascendente, para el primero, segundo, tercero y cuarto niveles de instrumentos respectivamente del total del movimiento ascendente registrado en éstas. La gráfica siguiente muestra las características de las deformaciones durante la descarga del segundo ciclo.



Nota: Los valores graficados corresponden con las últimas lecturas de cada incremento o decremento de carga.

Figura VI-21, Deformaciones registradas durante el segundo ciclo de descarga en la pila P_A



Para el cuarto nivel, puede apreciarse aparentemente que la deformación que presentó no se recuperó, mientras que en el tercer nivel de instrumentos su recuperación fue total, lo que hace suponer que la lectura del nivel inferior de deformímetros fue tomada a destiempo, es decir, se registró la lectura un instante antes de que la pila se recuperara completamente a esa profundidad.

En esta prueba no se puede comparar la deformación registrada con la esperada en la gráfica deformación-carga, ya que en esta última se toma en cuenta la interacción entre la capacidad de carga por fricción y la de punta.

Resultados de la prueba realizada en la pila P_B

La prueba en la pila P_B , que presentó diferentes variantes comenzó con la primera prueba por punta, aplicando a la celda de carga (Osterberg) una fuerza total de 187 ton (169.6 t) y su vástago abrió toda la carrera, teniendo una deformación total en la punta de 14.22 cm. En la figura siguiente se muestra la gráfica carga vs. deformación en la punta.

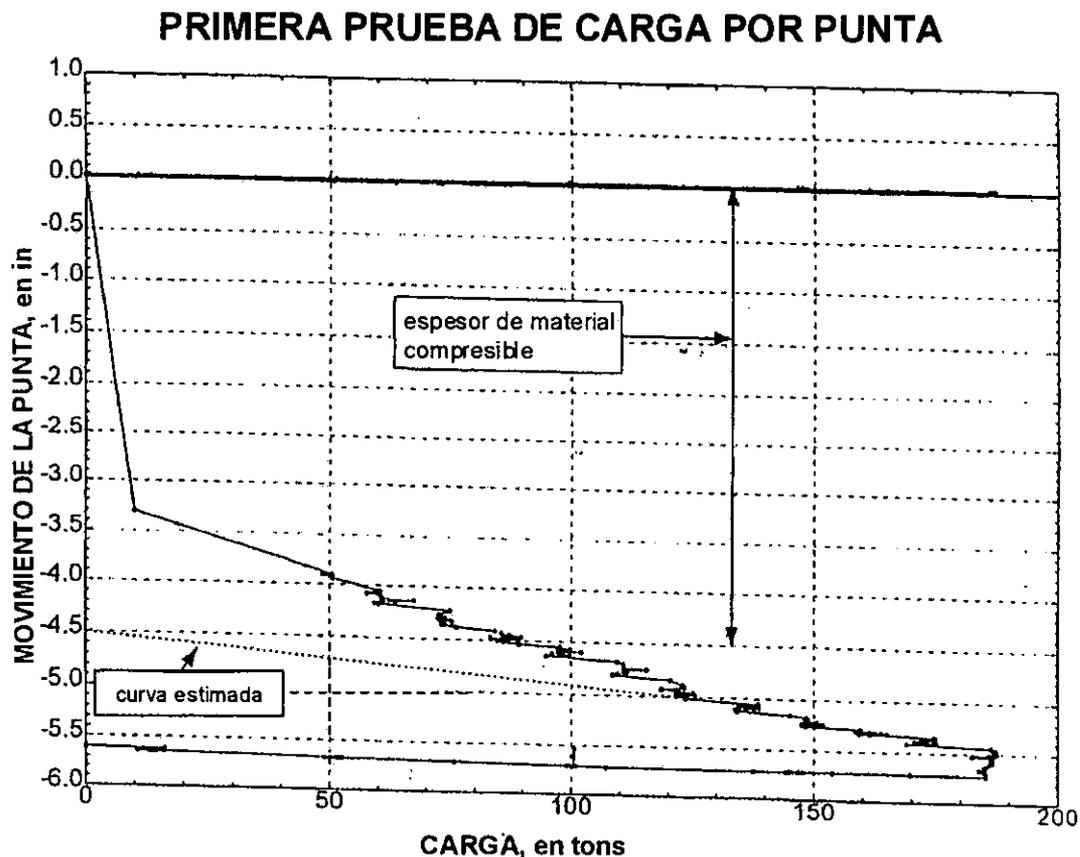


Figura VI-22, Deformaciones registradas durante el primer ciclo de carga en la pila P_B



En la gráfica se puede apreciar que en los primeros incrementos de carga que se aplicaron a la celda en la punta de la pila, ésta se deformó 4 pulgadas (10 cm) con una carga de 50 ton (45.36 t), lo cual representa una deformación de gran magnitud para una carga aplicada de tan solo el 7% de la carga total estimada para la pila. Se prosiguió con la ejecución de la prueba de carga y se detuvo cuando el émbolo de la celda de carga abrió toda su longitud (14.22 cm) siendo que la punta de la pila tomó 187 ton (169.6 t), lo cual representa el 27% de la carga calculada.

La pila de prueba quedó empotrada un metro en los depósitos profundos, por lo que la resistencia que tomó ésta en la prueba de carga no representa el comportamiento de deformabilidad característico de este estrato.

Lo anterior hace suponer que durante la construcción de la pila de prueba, existieron derrumbes de las paredes de la misma, lo que provocó la acumulación de azolve en el fondo de la excavación, lo cual se vio reflejado en la prueba de carga. Este hecho es posible ya que la celda que se coloca en la punta de la pila obstruye el paso del tubo tremie que colocará el concreto, el cual desplazará el lodo bentonítico junto con el azolve acumulado en el fondo de la pila. En la fotografía siguiente, se pueden observar dos tubos de PVC, cuyo objetivo era el servir de conducto para la inyección de una lechada de cemento tipo grout desde la superficie, la cual rellenaría el posible hueco que se formara en la parte baja de la celda, pero no se puede tener la certidumbre de que dicho grout desplazó el posible azolve existente en la punta, ya que el grout se pudo mezclar con el material existente dando como resultado un material muy deformable en la punta de la pila.

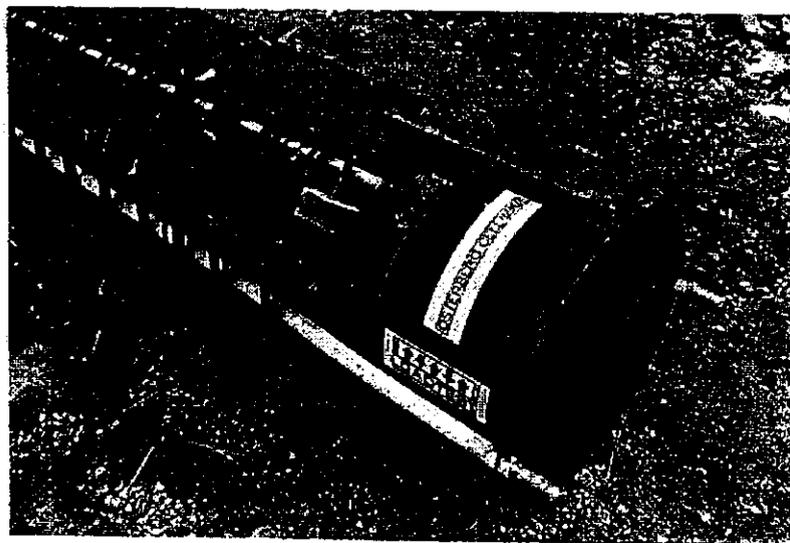


Figura VI-23, Arreglo de la celda de carga en donde se aprecian los tubos de PVC por donde se inyectaría el grout.



Una vez que la prueba fue ejecutada y los resultados no fueron representativos del fenómeno por simular, se buscó la manera de poder realizar otra prueba de capacidad de carga por punta nuevamente. Con este fin, se consiguió otra celda Osterberg, la cual fue colocada en la parte superior (cabeza) de la pila P_B y se le aplicó carga con el fin de hacer fallar la pila por fricción y desplazarla hasta que la celda de carga situada en la punta, cerrara.



Figura VI-24, Celda de carga colocada en la cabeza de la pila de prueba P_B .

Conforme la celda Osterbeg en la cabeza de la pila abrió, se comenzó a cargar a la pila, desarrollando únicamente la fuerza de fricción de su fuste en contacto con el suelo, debido a que la punta no ofrecía ninguna resistencia ya que la celda en la punta de la pila estaba "abierta", es decir en condiciones de drenaje.

Conforme la carga transmitida de la cabeza de la pila se iba incrementando, ésta última comenzaba a desplazarse verticalmente hacia abajo dentro de la masa de suelo, y consecuentemente la celda de carga localizada en la parte inferior se comenzaba a cerrar. En la siguiente gráfica se muestra la evolución de la prueba de carga, donde se puede observar un comportamiento lineal hasta una carga de 525 ton (476.27 t), y en los incrementos subsecuentes se presentó un comportamiento no-lineal, teniendo una capacidad última de carga de 920 ton (834.61 t). La deformación máxima que se registró fue de 4 cm (1.55 in) de la cual, al ser descargada la pila, se recuperó 1.3 cm (0.50 in) lo que representa el 30% de la deformación total. El comportamiento general de esta prueba no fue plástico lineal.



GRÁFICA CARGA-DEFORMACIÓN DE LA PRUEBA
DE CARGA POR FRICCIÓN EN LA PILA P_B

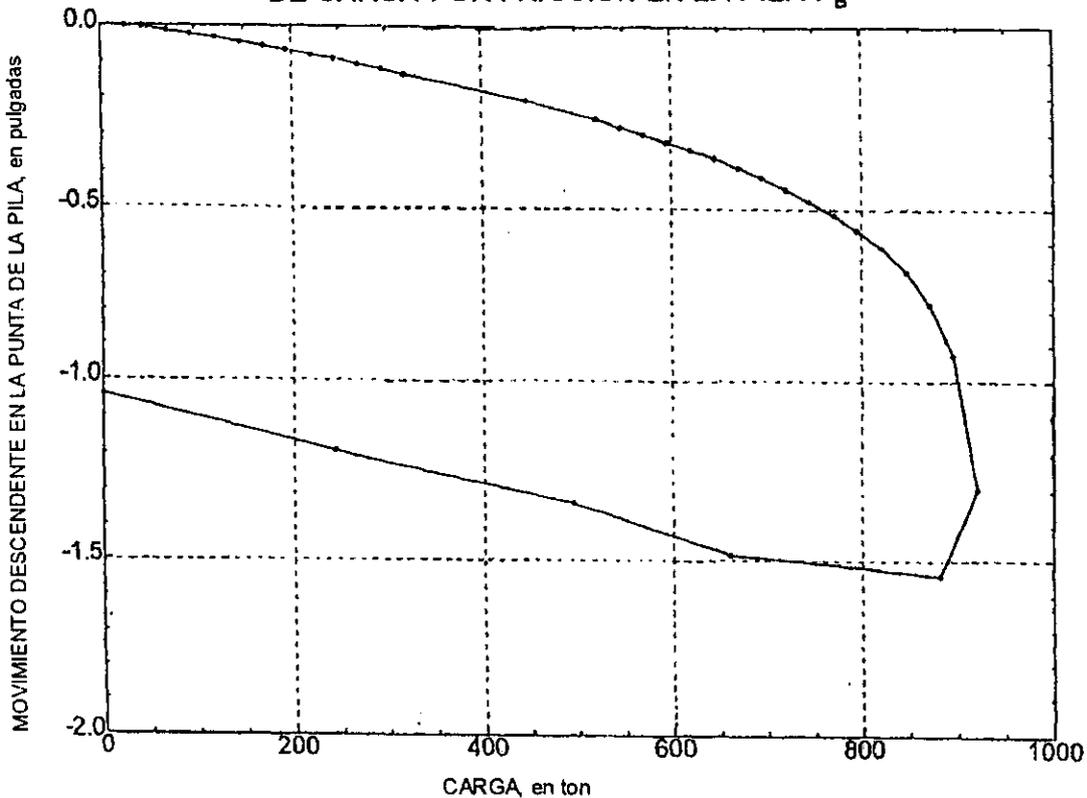
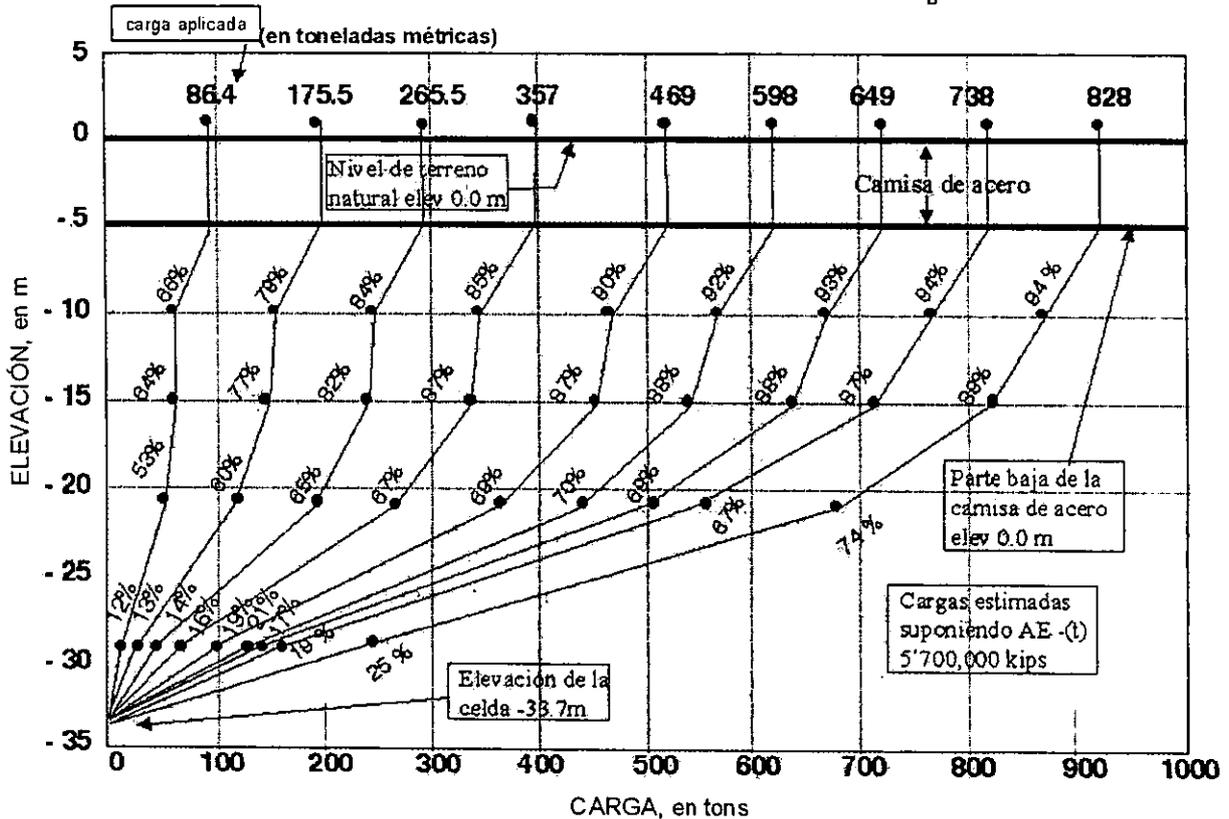


Figura VI-25, Deformaciones registradas durante la prueba de carga por fricción en la pila P_B

El valor de carga por fricción calculado con las fórmulas propuestas por el diseñador dió como capacidad de carga última de 356 t, lo que determina un factor de seguridad igual a 2.3 considerando que la prueba de carga arrojó una capacidad de carga última de 828 t. En este caso, no se puede comparar la deformación registrada en esta prueba con la esperada en la gráfica deformación-carga, ya que en ésta última se toma en cuenta la interacción entre la capacidad de carga por fricción y la de punta.

Con el objeto de conocer la transferencia de cargas que se realiza entre la pila y el suelo circundante a ella, en la siguiente gráfica se muestran las lecturas de los deformímetros de cuerda vibrante localizados en la pila debido a los incrementos de carga de la prueba por fricción en la pila P_B.

GRAFICA DE TRANSFERENCIA DE CARGAS SUELO PILA DURANTE LA PRUEBA POR FRICCIÓN EN LA PILA P_BFigura VI-26, Gráfica deformación vs. profundidad durante la prueba de carga por fricción en la pila P_B

En la gráfica antes mostrada, cada curva representa un incremento de carga, indicando en la parte superior de la misma la magnitud de la carga aplicada en toneladas métricas; los puntos localizados en las líneas horizontales representan las lecturas de los deformímetros de cuerda vibrante y junto a éstos se muestra el porcentaje de la carga que registró el instrumento, es decir, la parte de la carga que tomó la pila de la total aplicada en ese incremento a partir de la superficie hasta el nivel de cada instrumento.

Por ejemplo, cuando la pila tenía una carga de 469 t, (5^a gráfica de izquierda a derecha), el instrumento localizado en la elevación -10m registró que la pila tomó el 90% de esa carga (422 t) y por consiguiente, el suelo localizado a partir de la elevación -5 hasta la elevación de dicho instrumento tomó las 47 toneladas restantes. Para el caso de la lectura del instrumento localizado en la elevación -15 se registró que la pila tomó el 87% de las 469 toneladas métricas por lo que el suelo localizado desde la elevación -5 m hasta los -15m tomó el resto de la carga total (61 t). Si se restan los valores de carga que tomó el suelo entre dos elevaciones consecutivas el resultado será la carga que tomó la porción de suelo entre ambas cotas.



De acuerdo a lo anotado en el párrafo anterior, es posible conocer por medio de la gráfica anterior, qué parte de la carga tomó el suelo en los diferentes estratos delimitados por los deformímetros al momento que se presenta la falla (curva de la extrema derecha), lo cual es de utilidad para que de manera indirecta se conozcan las propiedades mecánicas del suelo, siempre y cuando estos instrumentos se encuentren ubicados en las interfases de las principales formaciones del subsuelo, de lo contrario, solo se podrá conocer un promedio pesado de los valores de dichas propiedades.

Una vez que se ejecutó la prueba por fricción en la pila P_B donde ya se había movido 2.7 cm (1.05 in) verticalmente hacia abajo; se colocaron placas de acero para calzar la celda de carga contra la estructura de reacción y se aplicó otro ciclo de carga con el fin de mover la pila hacia abajo y así cerrar la celda de carga localizada en la parte inferior de la pila.



PLACAS
DE ACERO
A MANERA
DE CALZAS

Figura VI-27, Celda de carga localizada en la cabeza de la pila P_B

Para lograr que la celda de carga en la parte inferior de la pila cerrara la longitud necesaria para ejecutar nuevamente una prueba por punta, fueron necesarios tres ciclos de carga usando la celda en la cabeza de la pila P_B adicionales a la prueba de carga por fricción, logrando un movimiento vertical hacia abajo total de 10.2 cm (4 in). En la siguiente gráfica se muestran los cuatro ciclos de carga donde se utilizó la celda ilustrada en la fotografía anterior.

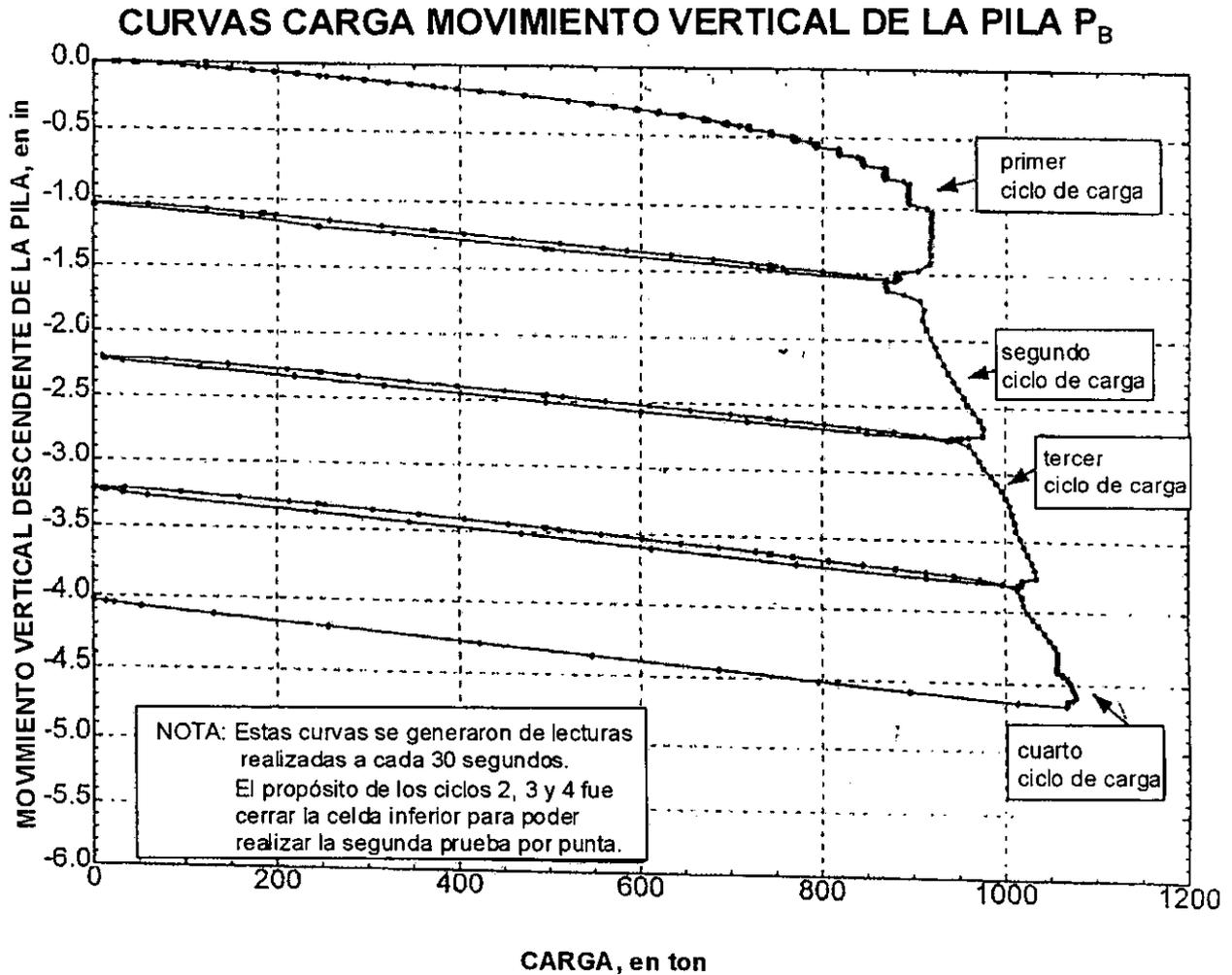


Figura VI-2B, Gráfica de los cuatro ciclos de carga en la prueba de carga por fricción realizada en la pila P_P

Una vez que la celda de carga localizada en la punta de la pila P_B cerró, aunque no en su totalidad, se preparó la estructura de reacción para ejecutar una segunda prueba de capacidad de carga por punta. Se realizó la segunda prueba de carga por punta bajo los mismos lineamientos propuestos para la primera prueba de carga en esta pila, de la cual se derivó la siguiente gráfica.



SEGUNDA PRUEBA DE CARGA POR PUNTA EN LA PILA P_B

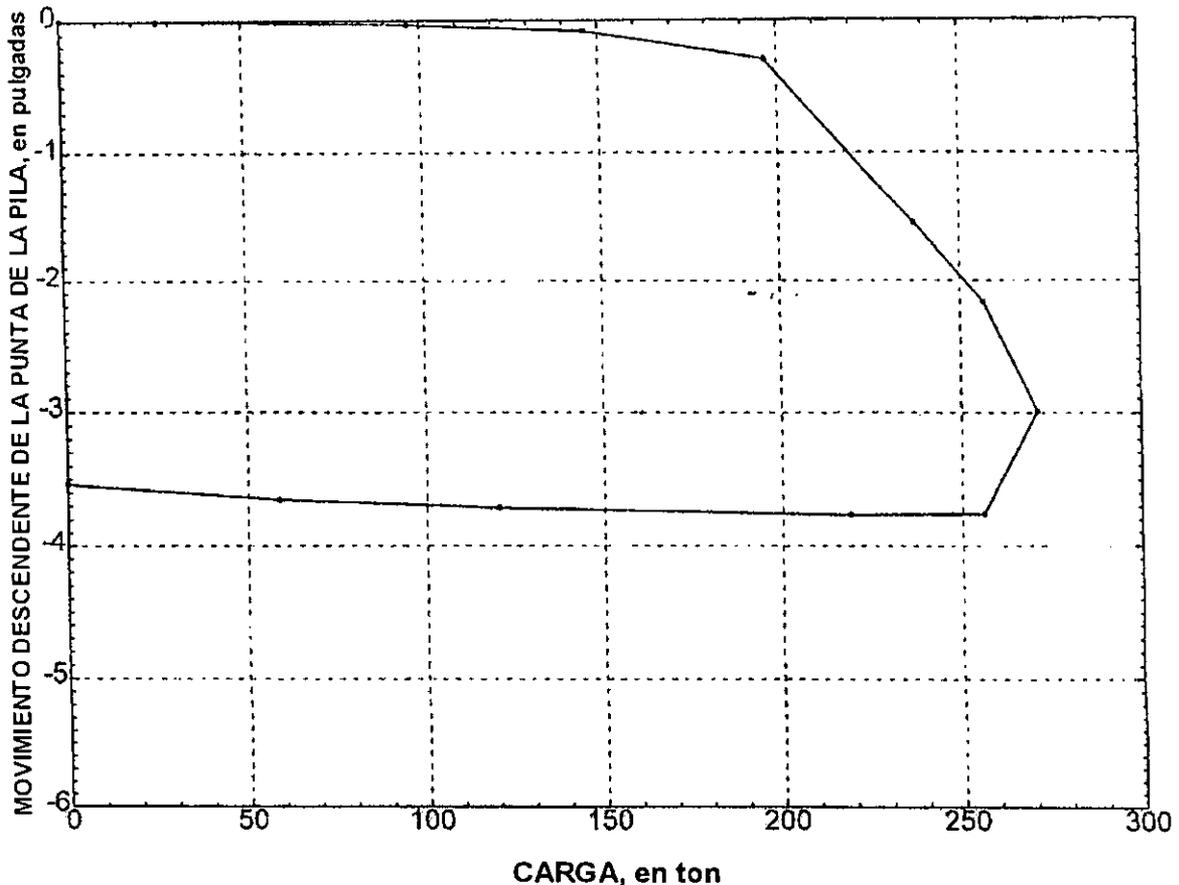


Figura VI-29, Cargas registradas en la segunda prueba por punta en la pila P_B

En la gráfica mostrada se puede apreciar que la capacidad de carga última que resistió la pila por punta fue de 270 ton (244.94 t), valor mayor al registrado en la primera prueba por punta 44%, pero dicho incremento no fue el suficiente para lograr la capacidad de carga esperada (727 t).

Este hecho provocó inquietud ya que, al no alcanzarse la capacidad de carga estimada, provocó incertidumbre sobre las propiedades mecánicas del subsuelo bajo la punta, mismas que se habían determinado tomando como base la exploración y los trabajos de laboratorio realizados al material sobre el cual se desplantó la pila de prueba.

Con el fin de dar solución a esta interrogante, se programó una tercera prueba de carga por punta en otra pila.



Resultados de la prueba realizada en la pila P_c

Durante la ejecución de la prueba de carga en la pila P_c se tuvieron problemas con la celda, ya que presentó fugas en el sistema hidráulico que le trasmite la presión. Este hecho se puso de manifiesto al efectuar la prueba, ya que la carga que se aplicaba por medio del fluido no se mantenía, y había que estar continuamente transmitiéndole presión al fluido de la celda. Se corrigió el problema desde la superficie, adicionando al fluido diversos productos que sellaran la posible fuga. Una vez que se logró la estabilidad del sistema, es decir una vez que la carga aplicada se lograba mantener constante con el tiempo, se prosiguió con la prueba. En la gráfica siguiente se muestra el comportamiento de la prueba en la pila de 1.50 m de diámetro (P_c).

PRUEBA DE CARGA EN LA PILA DE 1.5m ϕ GRÁFICA CARGA vs. DEFORMACIÓN

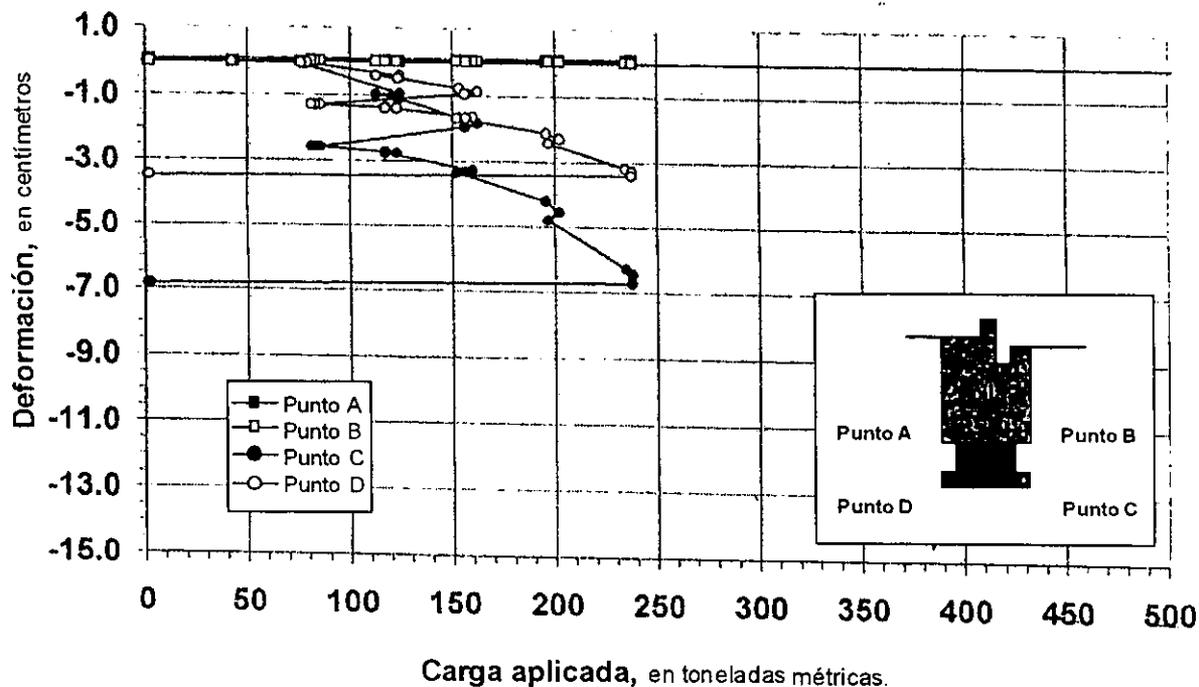


Figura VI-30, Cargas registradas en la prueba por punta en la pila P_c

En la gráfica anterior se puede apreciar como los puntos C y D que están localizados en el mismo nivel y diametralmente opuestos en el fondo de la pila, presentaron movimientos diferenciales, lo cual se atribuye a un funcionamiento inadecuado de la celda, por lo que esta prueba no se consideró representativa, suspendiéndose en ese momento el desarrollo de la misma ya que la celda había desarrollado toda su carrera.



BIBLIOGRAFÍA

- 1.- "Especificaciones para la realización de las pruebas de carga " ICA Reichmann.
- 2.- "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" DDF, 1999.
- 3.- "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" DDF, 1997.
- 4.- "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF" Instituto de Ingeniería UNAM, Series No. Es-2 , México, 1991.
- 5.- "Planos estructurales de las pilas de prueba" ICA Reichmann.
- 6.- "Reporte final de la prueba de carga en pila PA a tensión " ICA Solum, 1997.
- 7.- "Report on Bored pile Load Testing (Osterberg Method), Test Pile B" LoadTest, México, 1997.
- 8.- "Report on Bored pile Load Testing (Osterberg Method), Test Pile C" LoadTest, México, 1997.
- 9.- "ASTM D1143 Quick load test procedures" ASTM, D 1995.
- 10.- "Geokon Geotechnical Instrumentation catalog" Geokon, 1998.
- 11.- "Recent advances in load testing driven piles and drilled shafts using the Osterberg load cell method" Ph. D. Jorj O. Osterberg, North Western University, USA, 1994.



VII Conclusiones

A la luz de todos los aspectos mencionados en los capítulos que conforman este trabajo, vale la pena, en forma breve, mencionar lo que considero pueden constituir las principales conclusiones relacionadas con los resultados de las pruebas de carga de las pilas de la "Torre Mayor"; asimismo, mencionaré también algunas consideraciones que desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica me pareció importante resaltar para proyectos de estas características.

Para evaluar la capacidad de carga por punta de las pilas se utilizó el método de la celda "Osterberg", que permite conocer la carga por punta sin el efecto de la fricción y hace que la prueba sea más sencilla en comparación con las pruebas de carga tradicionales, las cuales para lograr la falla, deben alcanzar cargas muy altas, más lentas y deben separar el efecto de la carga por fricción.

La evaluación de la capacidad de carga por fricción de las pilas en el campo, se obtuvo restando la carga de punta obtenida por el método anterior, de la carga total de falla aplicada en las pilas.

Como resultado de las mediciones de las pruebas de carga, se puede concluir que las pilas que se probaron arrojaron los siguientes resultados:

Para las pruebas de capacidad de carga por punta, se programaron las pilas P_B y P_C ; la pila P_B tiene 0.70 m de diámetro y 34.0 m longitud y la pila P_C tiene 1.50 m de diámetro y 36.6 m de longitud. La pila P_B tomó una carga por punta de 169.6 toneladas métricas, con un comportamiento carga - deformación como el que se indica en la figura de la página 149, es decir presentó un comportamiento de falla de tipo frágil.

Para la pila P_C , no se puede hablar de su carga de falla por punta, ya que la celda Osterberg, presentó algunos problemas durante la prueba, por lo que dicha prueba no se consideró como representativa; aún así, la carga que alcanzó a desarrollar fue del orden de las 240 toneladas métricas. Tampoco se puede interpretar el comportamiento de la curva carga - deformación.

La carga de falla por punta de la pila P_B , fue definida bajo el criterio de considerar que la falla de la pila se presenta cuando la deformación corresponde al límite del comportamiento elástico de los estratos areno limosos de apoyo donde se alojó la punta de la pila, cuya ley de resistencia al corte presenta un comportamiento de tipo friccionante, para los suelos donde se ubica el edificio de la "Torre Mayor".



La prueba de carga por punta de la pila P_B muestra que la deformación del suelo correspondiente a la carga de falla, se alcanzó aproximadamente a los 15 cm (5.9").

La profundidad de la punta de la pila P_B estuvo alojada a 34.0 m, y en esa zona los sondeos marcan una resistencia a la penetración del cono del orden de 250 kg/cm² y un espesor de los estratos duros de más de diez metros; si dividimos la carga de falla entre el área de la punta de la pila obtendremos un esfuerzo de falla aplicado al suelo del orden de 44 kg/cm². Si se considera que la carga de falla moviliza al suelo en un área de influencia del orden de tres veces o más el diámetro de la pila, esta carga de falla produce una deformación unitaria del orden de 2.8 % en el suelo.

Estos parámetros significan que durante la etapa del diseño, deberá revisarse que en ningún caso se alcancen en la punta de las pilas esfuerzos y deformaciones mayores a los que arrojan las pruebas de campo.

Los valores para determinar la capacidad de carga de punta de las pilas se obtuvieron, revisando los criterios que existen en el estado actual del conocimiento de la geotécnica, y asignando como valor definitivo los obtenidos de las pruebas de carga desarrolladas en el campo para este proyecto.

La utilización de la celda de carga en las dos pruebas de resistencia por punta mostró en ambas pruebas, que la limpieza del fondo jugó un papel primordial para que los resultados fueran confiables. En la prueba de la pila P_C además, no se pudo evitar la presencia de un trabajo defectuoso de la celda, que condujo a resultados no representativos. Lo anterior nos permite concluir que tanto la limpieza del azolve, como la calidad de la celda, son factores que deben ser especialmente revisados para futuras pruebas de carga.

La prueba de carga por fricción estaba programada únicamente para la pila P_A , de 0.60 m de diámetro y 34.0 m de longitud; sin embargo como había dudas en la carga de punta que tomó la pila P_B , se decidió repetir la prueba de punta en esta pila, para lo cual se le tuvo que aplicar carga desde la superficie, lo que permitió evaluar además la carga por fricción, para la que no estaba programada.

Las pruebas de campo permitieron conocer también la distribución de la carga por fricción con la profundidad, lo cual está relacionado con las características de resistencia y deformabilidad de los distintos estratos de apoyo que atraviesan las pilas.



La magnitud de la carga por fricción, para la pila P_A , en el primer ciclo fue de 158.7 toneladas métricas, con una deformación máxima en la superficie de 8.2 mm, y para el segundo ciclo de carga, presentó un valor de 222.1 toneladas métricas, con una deformación en la parte superior de 15.1 mm. Sin embargo, hay que aclarar que este último valor de 222.1 ton, estuvo supeditado a la falla por fluencia de las anclas de reacción, lo que permite inferir que las 222.1 ton no corresponden a la carga de falla por fricción de esta pila.

La pila P_B presentó una carga de falla por fricción de 828 toneladas métricas con una deformación aproximada de 40 mm; sin embargo hasta las 476 ton su comportamiento carga – deformación fue lineal, con una deformación de 6.4 mm y el resto, hasta alcanzar la carga de falla, fue no lineal como lo muestra la gráfica de la figura VI-25; además al descargar la pila, registró una deformación permanente del 30 % de la deformación total, por lo que su comportamiento fue plástico no lineal.

Las pruebas de campo permitieron conocer también la distribución de la carga por fricción con la profundidad, lo cual está relacionado con las características de resistencia y deformabilidad de los distintos estratos de apoyo que atraviesan las pilas.

La prueba de carga de la pila P_B permitió además obtener la gráfica de transferencia de carga suelo – pila durante la prueba por fricción, esta distribución se muestra en la figura VI-26 y, es muy similar a las que reportan otros autores para condiciones similares de suelo y de cimentación, como el profesor Kerisel en su artículo: "Charges limites d'un pieu en milieu argileux et limoneux", 7° ICSMFE, tomo 2, México 1969, los autores brasileños F. Massad, S. Niyam R. Rocha, "Vertical Load Tests on Instrumental Root-Piles", IPT Sao Paulo, Brazil, X ICSMFE, Stockolm, 1981.

Al conocer la distribución de la carga por fricción con la profundidad en estas pruebas, se pudo conocer con precisión la cantidad de carga por fricción que le transfiere la pila al suelo y así definir en forma indirecta las propiedades mecánicas de los estratos involucrados.

La carga de falla de las pilas no corresponde ni al valor de falla de la punta, ni al valor de falla de la fricción, ni a la suma de ambos, sino a un valor intermedio que debe fijarse en términos de un criterio de compatibilidad de deformaciones, así la capacidad de carga de las pilas fue obtenida mediante un análisis de la carga de fricción y de punta que en cada estrato toman las pilas para una deformación dada.



Dicho criterio es el que se menciona en el capítulo IV.3 y a partir de él se deben tomar los valores de carga de falla de las pilas para ser considerados en el diseño de la cimentación. En las figuras IV.3.1, IV.3.2 y IV.3.3, se indica la carga integrada por punta y fricción de las pilas correspondientes a 1.0 m, 1.20 m y 1.50 m de diámetro, debiendo limitarse la deformación a un valor que no exceda el comportamiento elástico lineal.

Este criterio demuestra que la parte más importante del trabajo de las pilas fue la proporcionada por la fricción, en más de un 70%. Esta conclusión es muy importante pues ha permitido conocer el valor de la carga real por punta que toma una pila antes de que sea vencida la fricción, es decir, el trabajo de las pilas en este tipo de suelos lo lleva la fricción antes de que trabaje la punta, así la punta tomará valores muy bajos de la carga, aunque los resultados aislados de la punta arrojen grandes magnitudes. La mayor parte de la carga en este tipo de cimentaciones se da por fricción, esto se debe al trabajo de conjunto de ambas resistencias (punta y fricción), pues en el momento de la falla de la pila, las deformaciones que se generan por el fuste de la pila y por la punta deben tener compatibilidad.

Un aspecto importante que fue tomado para el análisis de la capacidad de carga de las pilas, fue el efecto de la fricción negativa provocado por el hundimiento regional del Valle, este fenómeno se presenta solamente en aquellos suelos que están sujetos a pérdidas permanentes de presión piezométrica en terrenos saturados, susceptibles de sufrir consolidación, como es el caso de la Ciudad de México.

La velocidad de hundimiento en la zona de la "Torre Mayor" es muy baja, entre 2 y 3 cm/año; sin embargo, la magnitud de la fricción negativa, derivada de los análisis basados en el criterio de Endou Minou, Kawasaki y Shibata, 7° ICSMFE, México, 1969, adaptado más tarde por Zeevaert, varió entre 41.6 y 55.40 toneladas por pila, según se indica en la tabla de la página 48. Estos valores se traducen en una disminución de la capacidad de carga de diseño.

En la revisión del comportamiento dinámico de las pilas, los análisis estructurales indican que se inducen cargas adicionales a las de trabajo en algunas pilas y en otras hay reducciones significativas durante un sismo. Ambas condiciones fueron revisadas en cuanto a la capacidad de carga de las pilas y diseñadas para tomar esas cargas adicionales, con los factores de carga que indica el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

El trabajo de grupo de las pilas fue revisado y cumplió con la normatividad del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal en cuanto a capacidad de carga y a deformaciones de corto y largo plazos; sin embargo no constituyó el objetivo principal de este trabajo.



En lo que corresponde al proceso constructivo de las pilas y de las pruebas de carga, se puede concluir que el equipo y las maniobras que corresponden a la construcción de las pilas y a las pruebas de carga, requieren de una cantidad de equipo y maquinaria especializadas así como de la mano de obra también muy especializada, que conlleven a analizar y definir con la mayor precisión tanto los programas de obra de la cimentación, como el costo de las mismas.

Es importante, por otra parte, dejar sentadas algunas consideraciones y reflexiones que son de gran importancia en proyectos de este tipo, como las que se mencionan a continuación.

La instrumentación en cimentaciones de tipo profundo, como la Torre Mayor, con el fin de conocer con precisión la transferencia de las cargas de la super estructura a los estratos del suelo y avalar las hipótesis de diseño, puede constituir la diferencia entre el buen comportamiento de la estructura y grandes y costosos problemas para toda su vida útil, así como por el valor intrínseco que significa garantizar su buen comportamiento en el largo plazo ante eventos como sismos y desplomes de la estructura, tan comunes en la Ciudad de México.

Para la ejecución de una obra civil de gran magnitud como la "Torre Mayor", que conlleva una inversión importante, es vital que el ingeniero cuente con toda la información necesaria, con todos los estudios de las características del sitio, que obtenga toda la información disponible del subsuelo y de sus propiedades, sin escatimar cualquier esfuerzo para conseguirla; contar con toda la información existente de proyectos cercanos, la historia del sitio; todos estos elementos constituirán una plataforma firme para el desarrollo del proyecto.

Una arma poderosa del ingeniero es el conocimiento que hoy en día ya se tiene del subsuelo del Valle de México, así como el gran acervo que representan las publicaciones técnicas editadas por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, los artículos técnicos publicados en simposios nacionales e internacionales de la especialidad, y en especial, los poderosos bancos de datos que ya se encuentran disponibles "en línea" en las redes electrónicas, para estar siempre dentro del "estado del arte" en la ingeniería.

La comunicación y retroalimentación continua entre el ingeniero diseñador y el ingeniero constructor en proyectos de esta naturaleza, se convierte en un factor muy importante pues permitirá resolver con seguridad y rapidez las situaciones difíciles e imprevistas, los trabajos adicionales o los cambios generados, que siempre se presentan durante la construcción.



La construcción de la cimentación involucra un conjunto de actividades que deben estar perfectamente coordinadas, lo que ayuda al buen comportamiento de la estructura. Con objeto de que la obra sea llevada a cabo bajo los más estrictos estándares de calidad, en la Torre Mayor, desde el primer día de labores, se implantó el sistema de calidad ISO 9001, logrando la certificación de la obra a finales de 1998. Este hecho comprometió a la empresa constructora a llevar un control estricto de todas las actividades que se desarrollaron hasta su culminación, así como a seleccionar la calidad de los materiales. De esta manera se pudo asegurar, que se alcanzarían metas de máxima economía, seguridad y armonía con el medio ambiente durante la construcción.

Las pruebas de carga realizadas en las pilas de este proyecto dejan una gran experiencia a la ingeniería mexicana en el uso y disposición de instrumentos de medición y dispositivos de transmisión de carga. Su ejecución oportuna fue determinante para que los resultados obtenidos en el campo pudieran ser comparados con los valores de diseño y ajustar el proceso teoría - práctica.

Torre Mayor promete convertirse en un futuro próximo en un edificio que distinga a la ciudad de México y que sea ejemplo del desarrollo y progreso que ha tenido la ingeniería mexicana en el aspecto del diseño y construcción.