



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

ARAGÓN

“ESTUDIO GEOTECNICO PARA UN EDIFICIO DE SEIS
NIVELES Y DOS SOTANOS EN LA COLONIA ROMA”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:
ISRAEL LEOPOLDO ARIAS OCAMPO

ASESOR: Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA



FES Aragón

MÉXICO

2005

m345433



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.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi Unidad de Aprendizaje.

NOMBRE: Israel Leopoldo Rojas Ocampo

FECHA: 190503

FIRMA: [Firma]



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

ISRAEL LEOPOLDO ARIAS OCAMPO
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

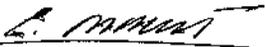
TÍTULO:
"ESTUDIO GEOTECNICO PARA UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES Y DOS SOTANOS EN LA COLONIA ROMA"

ASESOR: Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 27 de mayo de 2004.

LA DIRECTORA


ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ





C p Secretaría Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

LTG/AIR/cs

SOLO
CUANDO SE LLEGA
A LA CIMA...

SE CRECE.

A DIOS

Por darme la fuerza para seguir día a día,
Y por la alegría de saber que siempre esta conmigo.

A MIS MADRES ANA MARÍA Y ESTHER

Por que nunca perdieron la fe y siempre creyeron en mí,
De verdad muchas gracias por ese amor y apoyo incondicional.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

Por que no tengo palabras para describir el orgullo que se siente ser universitario,
Además por darme la oportunidad de ser un profesional.

A LA FES ARAGÓN

Por abríme las puertas de la sabiduría.

A TODOS MIS PROFESORES

Por ser la parte más importante e indispensable para mí formación.

Y POR SU PUESTO A MÍ MAESTRO

Al Ing. Gabriel Álvarez Bautista, por todo el tiempo dedicado,
Por la paciencia para poder realizar este trabajo
Y sobre todo sus vivencias, conocimientos y experiencias transmitidas
Sinceramente gracias.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I.- ANTECEDENTES	5
1.1 Colindancias del predio.....	7
1.2 Objetivos del estudio.....	7
CAPÍTULO II.- CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL PREDIO	11
2.1 Información geológica y geosísmica.....	11
2.2 Sondeos de exploración.....	14
2.2.1 Descripción del equipo.....	24
2.2.2 Calibración de las celdas.....	26
2.2.3 Mecanismo de carga.....	26
2.2.4 Ejecución de la prueba.....	28
2.2.5 Determinación de las resistencias.....	28
2.2.6 Cuidados y errores con el cono eléctrico.....	29
2.2.6.1 Equipo necesario para la prueba.....	30
2.3 Ensayes de laboratorio.....	36
2.4 Interpretación estratigráfica.....	37
CAPÍTULO III.- DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN PARA 1/2 SÓTANO	40
3.1 Principios de la alternativa de cimentación.....	40
3.1.1 Descripción del procedimiento de diseño de la cimentación.....	57
3.2 Condiciones estáticas.....	59
3.2.1 Capacidad de carga.....	60
3.2.1.1 Flotación.....	61
3.2.2 Condiciones dinámicas o sísmicas.....	62
3.3 Solicitaciones.....	63
3.3.1 Esfuerzos inducidos por el sismo.....	63
3.3.2 Esfuerzo límite en la orilla.....	64
3.3.3 Tensiones inducidas por sismo.....	65
3.3.4 Distorsión angular.....	65
3.3.5 Estabilidad de la excavación.....	66
3.3.6 Trabajo estructural de la cimentación.....	68
3.4 Solución de cimentación.....	69
3.5 Cargas de proyecto.....	70
3.6 Análisis de estabilidad.....	71
3.7 Estado de falla local con cajón de cimentación.....	72
3.8 Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación.....	73
3.9 Diseño geotécnico de pilotes de fricción.....	74

3.10 Análisis de asentamientos.....	76
3.11 Análisis de la excavación.....	76
3.12 Estabilidad del fondo de la excavación.....	77
3.13 Consideraciones geotécnicas para diseño estructural.....	78
3.14 Trabajo estructural de la losa de fondo.....	79
CAPÍTULO IV.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	81
4.1 Cajón de cimentación para 1/2 sótano.....	81
4.2 Pilotes de fricción.....	81
4.3 Sistema de bombeo.....	83
4.4 Excavación y construcción del cajón de cimentación.....	84
CAPÍTULO V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	85
Bibliografía.....	88

Anexo i.- Reporte Fotográfico

Anexo ii.- Pruebas de Laboratorio



INTRODUCCIÓN

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, depende de varios factores, como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura. Puede ser que sea necesario hacer otras consideraciones, pero las anteriores son las principales.

Debido a las relaciones existentes entre estos varios factores, usualmente pueden obtenerse varias soluciones aceptables para cada problema de cimentación. Cuando diferentes ingenieros con su gran experiencia se ven ante una situación dada, pueden llegar a conclusiones algo diferentes. Por lo tanto, el criterio juega un papel muy importante en la ingeniería de cimentaciones.

Es de dudar que alguna vez pueda elaborarse un procedimiento estrictamente científico para el proyecto de cimentaciones, aunque los progresos científicos hayan contribuido mucho al perfeccionamiento de la técnica.

Cuando un ingeniero experimentado comienza a estudiar una obra nueva, casi instintivamente desecha los tipos más inadecuados de cimentación y se concentra en los más prometedores. Cuando su elección se ha reducido a unas cuantas alternativas que se adaptan bien a las condiciones del subsuelo y a la función de la estructura, estudia la economía relativa de estas selecciones, antes de tomar la decisión final.

Los ingenieros de menos experiencia pueden seguir un procedimiento semejante, sin peligro de cometer errores serios, si aprovechan los resultados de los estudios científicos y el trabajo experimental de otros. Sin embargo, para que sea útil esta información debe estar organizada lógicamente.

Al elegir el tipo de cimentación, el ingeniero debe dar los cinco pasos sucesivos:

- Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la superestructura y de las cargas que se van a transmitir a las cimentaciones.



- Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
- Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes; si serían capaces, de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos riesgosos. En esa etapa preliminar se eliminan los tipos evidentemente inadecuados.
- Hacer estudios más detallados y aun anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo, y generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de las zapatas o pilas, o la longitud aproximada y número de pilotes necesarios. También puede ser necesario hacer estimaciones más refinadas de los asentamientos, para predecir el comportamiento de la estructura.
- Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

Habiendo supuesto que resulta práctico construir un tipo de cimentación determinado, bajo las condiciones que prevalecen en el lugar, es necesario juzgar el probable funcionamiento de la cimentación con respecto a dos tipos de problemas. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos pueden fallar porque el suelo o la roca sean incapaces de soportar la carga. Por otra parte, el suelo o roca de apoyo pueden no fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparejo, que la estructura puede agrietarse y dañarse. El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo o roca de apoyo y se llama *falla por capacidad de carga*. El del segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo-deformación del suelo o roca, y se conoce como *asentamiento riesgoso*. En realidad, los dos tipos de mal comportamiento frecuentemente están tan íntimamente relacionados, que la distinción entre ellos es completamente arbitraria. Por ejemplo, una zapata en arena suelta se asienta más y más, fuera de proporción con el incremento de carga, incluso hasta el punto en que para incrementos muy pequeños se producen asentamientos intolerables; sin embargo, no se produce un hundimiento catastrófico de la zapata en el terreno. En otros casos, la distinción es clara; una zapata colocada sobre arcilla firme que



tiene un sustrato de arcilla blanda, puede estar completamente a salvo contra falla en el terreno, pero el asentamiento debido a la consolidación de la arcilla blanda puede ser excesivo. En muchos problemas prácticos pueden investigarse los dos tipos de mal comportamiento separadamente, como si fueran cosas independientes. Esta separación simplifica mucho en el enfoque del ingeniero.

La selección de las cargas en las que debe basarse el proyecto de una cimentación, influye no solamente en la economía, sino también, algunas veces, hasta en el tipo de cimentación. Además, las mismas condiciones del suelo tienen influencia en las cargas que deberían haberse considerado.

Cada unidad de cimentación debe ser capaz de soportar, con un margen de seguridad razonable, la carga máxima a la que vaya a quedar sujeta, aun cuando esta carga pueda actuar sólo brevemente o una vez en la vida de la estructura. Si una sobrecarga o una mala interpretación de las condiciones del suelo hubieran de tener como consecuencia, simplemente un aumento excesivo de los asentamientos, pero no una falla catastrófica, pudiera justificarse un factor de seguridad más pequeño, que si dicha falla pudiera producirse.

Frecuentemente se especifican en los reglamentos de construcción las cargas máximas, las presiones correspondientes en el suelo y las cargas en los pilotes; estos requisitos son restricciones legales al proyecto que deben satisfacerse. Sin embargo, como no pueden considerarse todas las eventualidades, el ingeniero de cimentaciones debe asegurarse por sí mismo que son seguras, aunque satisfagan el Reglamento. Además, las cargas que se requieren para las investigaciones de seguridad o para satisfacer los requisitos legales pueden no ser adecuados para asegurar el funcionamiento más satisfactorio de la estructura con respecto al asentamiento.

Por ejemplo, como las arenas se deforman rápidamente bajo el cambio de esfuerzo, los asentamientos de las zapatas en la arena acusan la carga real máxima a la que están sujetas. Puede ser que la carga viva real nunca se aproxime al valor prescrito en el Reglamento de Construcción, mientras que las cargas muertas reales y las calculadas, deben ser prácticamente iguales. Por lo tanto, una columna que en el Reglamento de Construcción tenga una relación grande de la carga viva a la muerta, probablemente se



asiente menos que una que la tenga pequeña. Así, para determinar las dimensiones de las zapatas que se apoyan en arena de modo que sufran igual asentamiento, el ingeniero debe usar la estimación más realista posible de las cargas vivas máximas, en vez de unas infladas arbitrariamente.

Por otra parte, el asentamiento de una estructura apoyada en zapatas sobre una arcilla saturada, virtualmente no es afectado por una corta aplicación de una carga relativamente grande a una o más zapatas, siempre que no se llegue a una falla por capacidad de carga. Debido a lo lento de la respuesta de la arcilla a las cargas aplicadas, el asentamiento debe estimarse sobre la carga de la base muerta, más la mejor estimación posible de la carga viva permanente, en vez de tomar en cuenta la carga viva máxima.

El asentamiento permisible depende del tipo de estructura y de su función. La carga transmitida al suelo en la base de una pila de puente puede deberse en su mayor parte, al peso muerto de la pila y el asentamiento correspondiente puede ser de varios centímetros. Si el asentamiento ocurre durante la construcción de la pila, no tiene importancia práctica. Si se produce durante un largo tiempo, puede no tener consecuencias, siempre que la superestructura sea de armaduras sencillas o vigas en voladizo; pero las consecuencias pueden ser serias, si la superestructura sea una trabe o armadura continua. Pocos edificios de concreto pueden soportar un asentamiento diferencial entre columnas adyacentes de más de 2 cm sin mostrar algunos signos de daño. Una estructura de acero puede soportar algo más y una mampostería de ladrillo puede soportar tres o cuatro veces esta cantidad sin daño serio.

Ya que el costo de una cimentación influye mucho la magnitud de los asentamientos diferenciales que se consideran tolerables, el ingeniero no debe subestimar el asentamiento que su estructura puede soportar.

Las consideraciones anteriores se refieren a las cargas que influyen en el comportamiento del suelo o roca en que se apoya la cimentación. Además, el proyecto estructural de los elementos de las cimentaciones de concreto reforzado, como zapatas, cabezales para pilotes, o losas como actualmente se hacen, usando diseño plástico, requieren que se asignen factores de carga que consideren la naturaleza de la misma y la probabilidad de su ocurrencia.



CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

El proyecto en estudio está ubicado en la calle de Salamanca No 18, entre las calles de Ocotlán y Puebla en la colonia Roma, Delegación Cuauhtémoc, México DF., donde se planea construir un proyecto habitacional para 24 departamentos, que estará constituido por un semisótano, planta baja y seis niveles tipo. El 1/2 sótano y la planta baja serán destinados para estacionamiento, locales comerciales y lobby, los cuales ocuparán toda el área del predio. La solución del edificio será con losas y marcos de concreto. Actualmente, existen en el predio una estructura metálica con un espectacular comercial sin ningún valor y se encuentra baldío.

El proyecto arquitectónico contempla un semisótano, planta baja y seis niveles. El edificio cuenta con dos núcleos de escaleras y elevadores en los extremos del patio central.

Los 24 departamentos son cuatro tipos: 12 departamentos "Duplex" de una recámara con 62 metros cuadrados, 4 "Duplex" de dos recámaras de 90 metros cuadrados, 6 "Simplex" de 90 metros cuadrados y dos "Pent House" de 123 metros cuadrados, los cuales cuentan con dos recámaras, estudio, y terraza.

En la planta del semisótano y planta baja se localizará un estacionamiento con capacidad para treinta y tres cajones, de los cuales cinco son para discapacitados, veinticuatro para vehículos grandes y cuatro para vehículos pequeños. También cuenta con dos cuartos destinados para la conserjería con un medio baño cada uno.

La rampa que conecta el nivel de la calle con el nivel del semisótano, tendrá una pendiente de 15% debajo de la cual se localiza un cuarto de máquinas que contiene además una cisterna, un carcamo y el sistema de bombeo del edificio, así mismo se localizan los registros de luz y agua. Otra rampa con pendiente también del 15% conecta el nivel de calle con el estacionamiento que se encuentra en la parte posterior del edificio en el nivel de la planta baja.



Al nivel de banqueta se encuentran dos escaleras pequeñas que unen el acceso peatonal con la plaza o área libre y que sirve de vestíbulo al edificio.

Los departamentos "Duplex" de dos recamaras cuentan con sala, comedor, cocina y un baño completo por cada recamara. Los "Duplex" de una recamara cuentan con sala, comedor, cocina y un baño completo. Los departamentos "Duplex" que se encuentran en la parte central del edificio, además, tienen un estudio pequeño. Los "Simplex" tienen sala, comedor, cocina, dos recamaras, un baño completo en cada recamara y un estudio pequeño.

En la figura 1 se observa su localización, y en la figura 2 y 3 se presenta una planta a nivel de cimentación y planta tipo, respectivamente; en la figura 4 y 5 se muestran dos cortes, un corte transversal y uno longitudinal respectivamente.

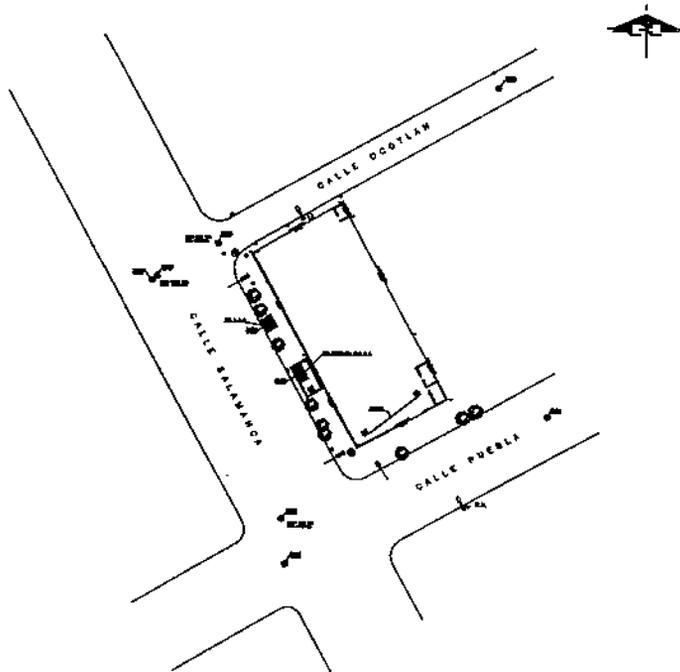


Figura. 1 Localización del predio



1.1 Colindancias del predio

Norte	Edificaciones de 2 y 3 niveles
Oriente	Calle de Puebla
Sur	Calle Salamanca
Poniente	Calle de Ocotlan

En el Anexo I se muestran las colindancias del sitio de interés.

1.2 Objetivos del estudio

- Definir las condiciones estratigráficas del predio
- Diseñar geotécnicamente la cimentación del proyecto para 1/2 sótano
- Recomendar el proceso constructivo de la cimentación

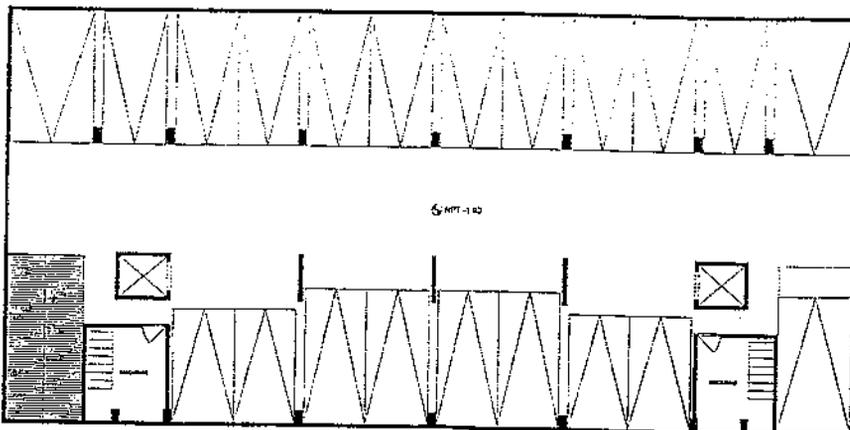


Figura 2. Planta Semisótano



VISTA PANORAMICA DE LAS COLINDANCIAS DEL PREDIO

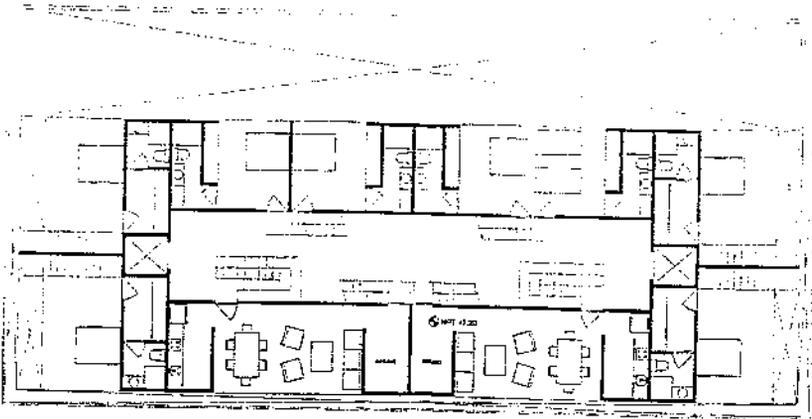


Figura 3. Planta Segunda

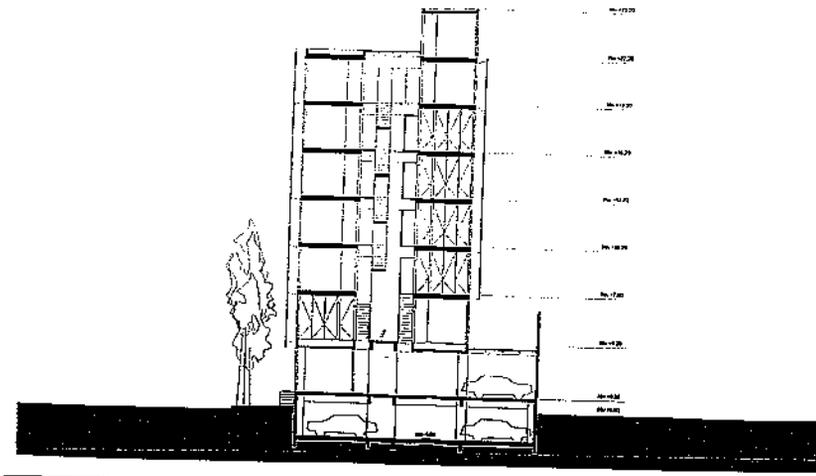


Figura 4. Corte Transversal

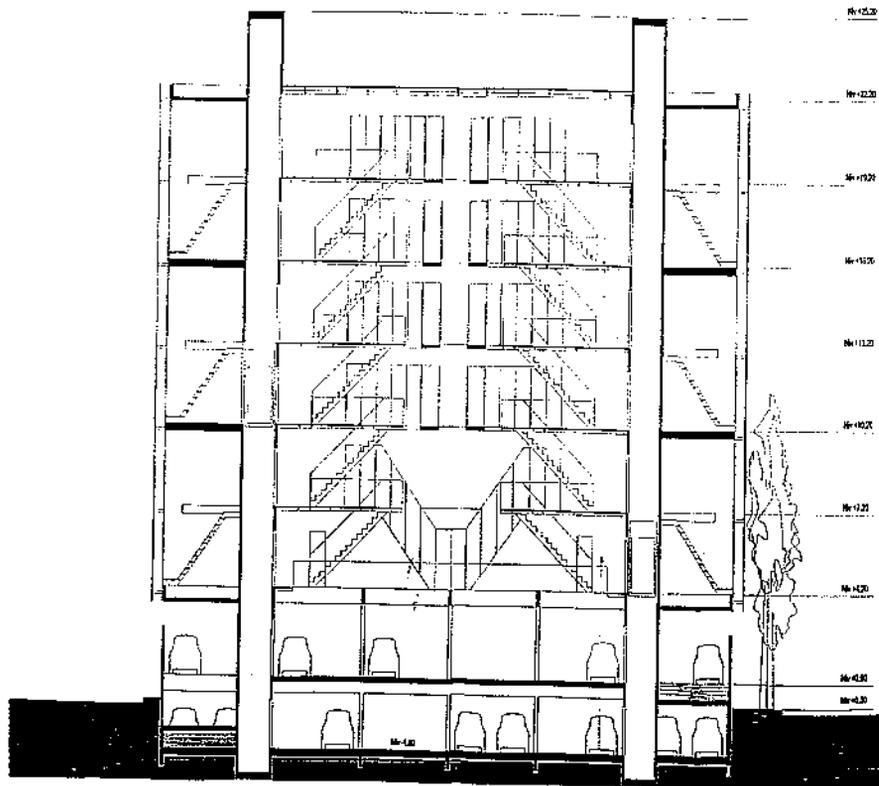


Figura 5. Corte Longitudinal



CAPÍTULO II

CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL PREDIO

2.1 Información geológica y geosísmica

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la ciudad de México, el predio en estudio se localiza en la denominada Zona de Lago Centro 1 (Figura 6), que se caracteriza por la presencia de grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad y baja resistencia que subyacen a una costra superficial endurecida de espesor variable.

Estos suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y alteración físico-químico de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática. El proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar.

Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas. Eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito anteriormente formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas (Figura 7).

La zona donde se localiza el predio en estudio está asociada al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeta a las sobrecargas generadas por construcciones grandes y medianas.

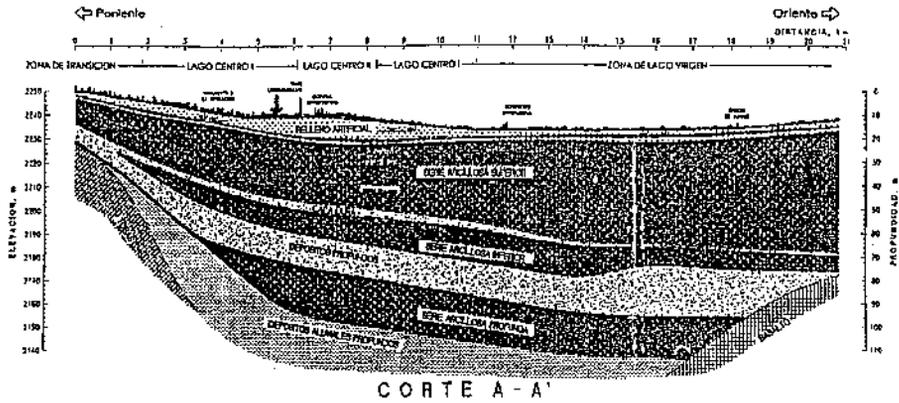


Figura. 7 Perfil Estratigráfico de la Ciudad de México

Periodo natural del suelo

El valor del periodo natural del suelo T_s se estimó aplicando la siguiente expresión:

$$T_s = 4 \sum_i^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

donde:

H_i = espesor del estrato i , m

V_{si} = velocidad de propagación de onda de corte en el estrato i , m/s

$$V_{si} = n \left[\frac{10qc}{N_{kh}\gamma_s} \right]^{0.5}$$

qc = resistencia de punta medida con cono, kg/cm^2

γ_s = peso volumétrico del estrato i , ton/m^3

n, N_{kh} = parámetros adimensionales que dependen del tipo de suelo



De acuerdo a la estratigrafía reportada en el sitio por medio de los trabajos de exploración y reemplazando valores se tiene que el periodo natural del suelo desde la superficie hasta la capa dura es $T_s \approx 1.7$ s.

Coeficiente sísmico

Con base en la zonificación geotécnica del predio (Ref. 4) y teniendo en cuenta que el periodo natural del suelo es $T_s > 0.8$ s, se tiene que geosísmicamente el depósito de suelo es clasificado como Suelo Tipo III y por tanto le corresponde un coeficiente sísmico $C_s = 0.40$ (expresado como un porcentaje de la aceleración de la gravedad $\approx 9.8 \text{ m/s}^2$) para construir el espectro de diseño.

2.2 Sondeos de exploración

Para definir las condiciones estratigráficas del predio se realizaron en el sitio de interés los siguientes sondeos:

- 1 Sondeo con Muestreo Mixto (SM - 1) a 4.0, 13.0 y 20 m de profundidad.
- 6 Pozos a Cielo Abierto (PCA-1 a PCA-6) a 1.8 m de profundidad con obtención de 1 muestra cúbica inalterada a 1.6 m de profundidad.

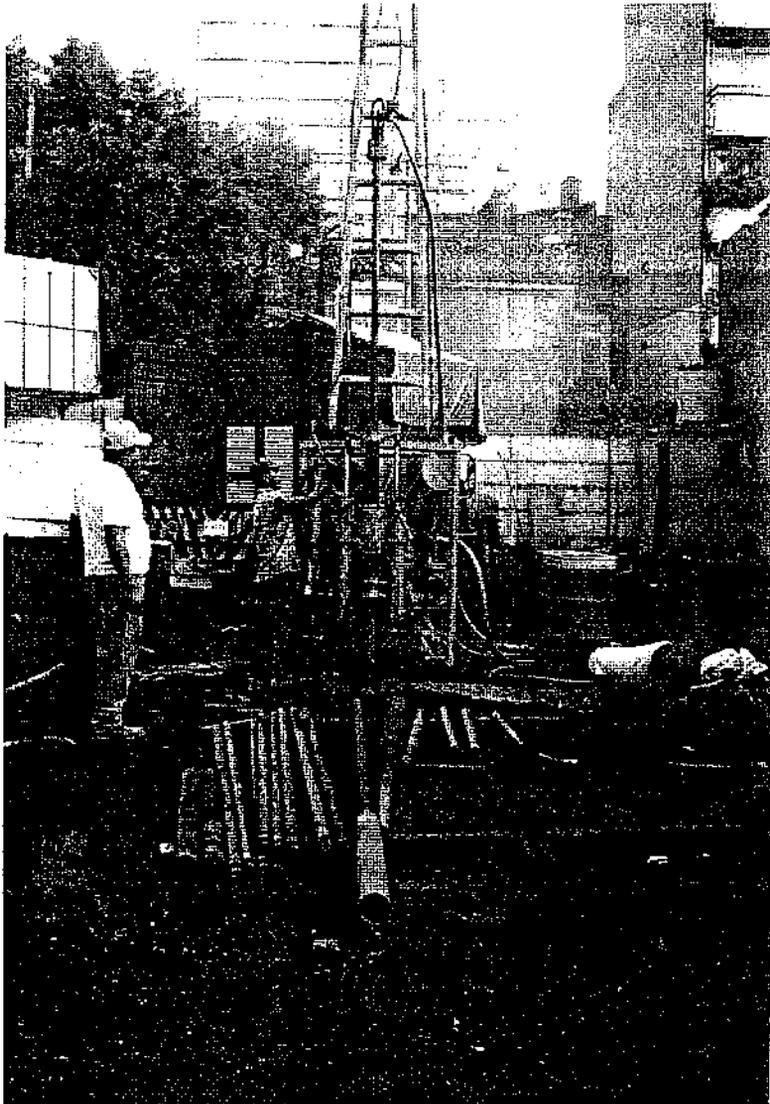
Para complementar las condiciones estratigráficas del predio se tomaron en cuenta los siguientes sondeos:

- 2 Sondeos con Cono Eléctrico realizados cerca del sitio de interés (SCE-1 y SCE-2) a 33.5 m de profundidad

Sondeo con Cono Eléctrico. Mediante esta técnica, la resistencia del suelo se obtiene hincando un cono instrumentado internamente con una celda de carga y deformímetros eléctricos que miden la fuerza necesaria para penetrar el cono dentro del suelo a una velocidad de 1.0 cm/s , aproximadamente.

Este tipo de sondeo permite definir desde un punto de vista geotécnico la estratigrafía del subsuelo, además de obtener valores aproximados de algunas propiedades mecánicas por medio de correlaciones empíricas basadas en pruebas de laboratorio.

A continuación se muestran los datos obtenidos de un sondeo con cono realizado en febrero del 2000 y 2003 respectivamente.



EJECUCIÓN DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTANDAR
DENTRO DEL PREDIO EN ESTUDIO



Sondeo con como eléctrico cap. = 2 ton

LOCALIZACIÓN: EDIFICIO PUEBLA
 POZO No. SCE 1
 TIPO DE SONDEO: No. DE CONO 1
 PERFORADORA LONG YEAR 24 Area de punta del cono = 11.07 cm
 Fecha de inicio: 19/02/00 1
 No. DE CONSO 1 cm
 K = 1
 1

PROF.	LECT.	QC															
0	0	0	2.6	6	1	5.2	74	7	7.8	66	6	10.4	46	4	13	42	4
0.1	0	0	2.7	414	37	5.3	54	5	7.9	54	5	10.5	47	4	13.1	45	4
0.2	0	0	2.8	358	32	5.4	35	3	8	32	3	10.6	48	4	13.2	39	4
0.3	0	0	2.9	115	10	5.5	32	3	8.1	31	3	10.7	49	4	13.3	33	3
0.4	65	6	3	247	22	5.8	35	3	8.2	28	3	10.8	47	4	13.4	45	4
0.5	78	7	3.1	141	13	5.7	29	3	8.3	33	3	10.9	45	4	13.5	44	4
0.6	98	9	3.2	121	11	5.8	28	3	8.4	35	3	11	46	4	13.6	39	4
0.7	44	4	3.3	102	9	5.9	35	3	8.5	36	3	11.1	47	4	13.7	41	4
0.8	112	10	3.4	124	11	6	27	2	8.6	37	3	11.2	49	4	13.8	50	5
0.9	181	16	3.5	98	9	6.1	35	3	8.7	38	3	11.3	44	4	13.9	34	3
1	147	13	3.6	157	14	6.2	32	3	8.8	38	3	11.4	43	4	14	38	4
1.1	258	23	3.7	258	23	6.3	31	3	8.9	37	3	11.5	44	4	14.1	44	4
1.2	452	41	3.8	487	44	6.4	31	3	9	37	3	11.6	43	4	14.2	38	3
1.3	610	55	3.9	879	79	6.5	32	3	9.1	34	3	11.7	45	4	14.3	38	3
1.4	124	11	4	187	17	6.6	30	3	9.2	39	4	11.8	50	5	14.4	39	4
1.5	65	6	4.1	124	11	6.7	29	3	9.3	40	4	11.9	52	5	14.5	41	4
1.6	88	8	4.2	445	10	6.8	31	3	9.4	41	4	12	78	7	14.6	39	4
1.7	115	10	4.3	124	10	6.9	34	3	9.5	54	5	12.1	98	9	14.7	31	3
1.8	254	23	4.4	147	13	7	58	5	9.6	55	5	12.2	99	9	14.8	39	4
1.9	134	12	4.5	135	12	7.1	89	8	9.7	41	4	12.3	135	12	14.9	37	3
2	223	20	4.6	147	13	7.2	78	7	9.8	43	4	12.4	258	23	15	37	3
2.1	257	23	4.7	128	12	7.3	98	9	9.9	37	3	12.5	450	41	15.1	41	4
2.2	158	14	4.8	147	13	7.4	125	11	10	41	4	12.6	600	54	15.2	42	4
2.3	450	41	4.9	125	11	7.5	351	32	10.1	54	5	12.7	321	29	15.3	44	4
2.4	128	12	5	48	4	7.6	279	25	10.2	46	4	12.8	65	6	15.4	40	4
2.5	245	22	6.1	78	7	7.7	119	11	10.3	48	4	12.9	41	4	15.5	39	4



Sondeo con cono eléctrico cap. 2 ton

LOCALIZACIÓN:	EDIFICIO PUEBLA	Fecha de inicio:	19/02/00
POZO No.	SCE 1	No. DE CONO	14
TIPO DE SONDEO:	PERFORADORA LONG YEAR 34	No. DE CONSOLA	14
		Area de punta del cono =	13.07 cm ²
			cm ²
			K = 1

PROF.	LECT.	QC															
15.6	45	4	18.2	41	4	20.8	39	4	23.4	98	9	26	38	3	28.6	45	4
15.7	39	4	18.3	39	4	20.8	37	3	23.5	89	8	26.1	44	4	28.7	41	4
15.8	34	3	18.4	33	3	21	33	3	23.6	112	10	26.2	54	5	28.8	43	4
15.9	39	4	18.5	38	3	21.1	41	4	23.7	250	23	26.3	35	3	28.9	40	4
16	42	4	18.6	45	4	21.2	45	4	23.8	378	34	26.4	47	4	29	39	4
16.1	39	4	18.7	47	4	21.3	42	4	23.9	379	34	26.5	45	4	29.1	38	3
16.2	45	4	18.8	39	4	21.4	41	4	24	640	49	26.6	46	4	29.2	35	3
16.3	39	4	18.9	39	4	21.5	47	4	24.1	640	59	26.7	65	6	29.3	33	3
16.4	57	5	19	31	3	21.6	36	3	24.2	354	32	26.8	45	4	29.4	36	3
16.5	38	3	19.1	38	3	21.7	54	5	24.3	154	14	26.9	42	4	29.5	45	4
16.6	39	4	19.2	39	4	21.8	39	3	24.4	66	6	27	41	4	29.6	45	4
16.7	37	3	19.3	33	3	21.9	35	3	24.5	64	5	27.1	47	4	29.7	45	4
16.8	36	3	19.4	37	3	22	41	4	24.6	44	4	27.2	38	3	29.8	45	4
16.9	34	3	19.5	39	4	22.1	54	5	24.7	41	4	27.3	34	3	29.9	44	4
17	39	4	19.6	34	3	22.2	114	10	24.8	42	4	27.4	36	3	30	42	4
17.1	41	4	19.7	41	4	22.3	541	49	24.9	43	4	27.5	34	3	30.1	38	3
17.2	40	4	19.8	35	3	22.4	154	14	25	64	5	27.6	39	4	30.2	47	4
17.3	41	4	19.9	39	4	22.5	98	9	25.1	38	3	27.7	47	4	30.3	44	4
17.4	46	4	20	38	3	22.6	64	5	25.2	42	4	27.8	45	4	30.4	45	4
17.5	39	4	20.1	41	4	22.7	42	4	25.3	41	4	27.9	46	4	30.5	46	4
17.6	54	5	20.2	44	4	22.8	44	4	25.4	33	3	28	48	4	30.6	38	4
17.7	39	4	20.3	35	3	22.9	54	5	25.5	45	4	28.1	47	4	30.7	44	4
17.8	37	3	20.4	39	4	23	65	6	25.6	39	4	28.2	48	4	30.8	48	4
17.9	33	3	20.5	47	4	23.1	54	5	25.7	45	4	28.3	49	4	30.9	45	4
18	39	4	20.6	33	3	23.2	50	6	25.8	38	3	28.4	47	4	31	48	4
18.1	40	4	20.7	37	3	23.3	112	10	25.9	64	5	28.5	44	4	31.1	47	4



Sondeo con cono eléctrico cap. 5 ton

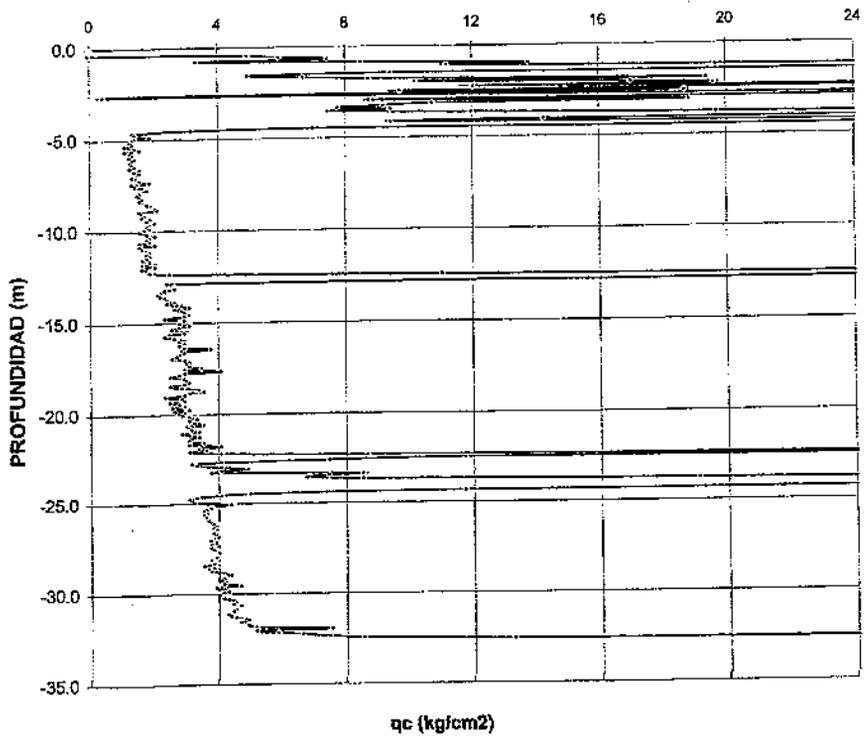
LOCALIZACIÓN: EDIFICIO PUEBLA
 POZO No. SCE 1
 TIPO DE SONDEO: PERFORADORA LONG YEAR 34
 Fecha de inicio: 19/02/00
 No. DE CONO K =
 No. DE CONSOLA cm
 Área de punta del cono = 13.07 cm²

PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC
31.2	45	4	33.8	0	0	36.4	0	0	39	0	41.6	0	44.2	0	44.2	0	0
31.3	47	4	33.9	0	0	36.5	0	0	39.1	0	41.7	0	44.3	0	44.3	0	0
31.4	45	4	34	0	0	36.6	0	0	39.2	0	41.8	0	44.4	0	44.4	0	0
31.5	46	4	34.1	0	0	36.7	0	0	39.3	0	41.9	0	44.5	0	44.5	0	0
31.6	54	5	34.2	0	0	36.8	0	0	39.4	0	42	0	44.6	0	44.6	0	0
31.7	65	6	34.3	0	0	36.9	0	0	39.5	0	42.1	0	44.7	0	44.7	0	0
31.8	68	6	34.4	0	0	37	0	0	39.6	0	42.2	0	44.8	0	44.8	0	0
31.9	99	9	34.5	0	0	37.1	0	0	39.7	0	42.3	0	44.9	0	44.9	0	0
32	68	6	34.6	0	0	37.2	0	0	39.8	0	42.4	0	45	0	45	0	0
32.1	64	6	34.7	0	0	37.3	0	0	39.9	0	42.5	0	45.1	0	45.1	0	0
32.2	87	8	34.8	0	0	37.4	0	0	40	0	42.6	0	45.2	0	45.2	0	0
32.3	98	9	34.9	0	0	37.5	0	0	40.1	0	42.7	0	45.3	0	45.3	0	0
32.4	112	10	35	0	0	37.6	0	0	40.2	0	42.8	0	45.4	0	45.4	0	0
32.5	174	16	35.1	0	0	37.7	0	0	40.3	0	42.9	0	45.5	0	45.5	0	0
32.6	458	41	35.2	0	0	37.8	0	0	40.4	0	43	0	45.6	0	45.6	0	0
32.7	345	31	35.3	0	0	37.9	0	0	40.5	0	43.1	0	45.7	0	45.7	0	0
32.8	398	36	35.4	0	0	38	0	0	40.6	0	43.2	0	45.8	0	45.8	0	0
32.9	457	41	35.5	0	0	38.1	0	0	40.7	0	43.3	0	45.9	0	45.9	0	0
33	554	59	35.6	0	0	38.2	0	0	40.8	0	43.4	0	46	0	46	0	0
33.1	540	49	35.7	0	0	38.3	0	0	40.9	0	43.5	0	46.1	0	46.1	0	0
33.2	810	73	35.8	0	0	38.4	0	0	41	0	43.6	0	46.2	0	46.2	0	0
33.3	890	80	35.9	0	0	38.5	0	0	41.1	0	43.7	0	46.3	0	46.3	0	0
33.4	917	83	36	0	0	38.6	0	0	41.2	0	43.8	0	46.4	0	46.4	0	0
33.5	1457	132	36.1	0	0	38.7	0	0	41.3	0	43.9	0	46.5	0	46.5	0	0
33.6	1247	113	36.2	0	0	38.8	0	0	41.4	0	44	0	46.6	0	46.6	0	0
33.7	1750	158	36.3	0	0	38.9	0	0	41.5	0	44.1	0	46.7	0	46.7	0	0



GRAFICA SCE-1

SONDEO SCE -1
PUEBLA Y SALAMANCA





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES "ARAGÓN"



Sondeo con cono eléctrico cap. 2 ton

LOCALIZACIÓN: EDIFICIO PUEBLA
 Fecha de inicio: 30/09/03
 POZO No. SCE 2
 No. DE CONO
 TIPO DE SONDEO: cono eléctrico
 No. DE CONSOLA
 PERFORADORA LONG YEAR 24
 Area de punta del cono = 13.07 cm²
 K = 1

PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC
0	0	0	2.6	57	4.4	5.2	17	1.3	7.8	20	1.5	10.4	22	1.7	13	34	2.6			
0.1	0	0	2.7	380	29.1	5.3	13	1	7.9	21	1.6	10.5	21	1.6	13.1	32	2.4			
0.2	0	0	2.8	358	27.4	5.4	15	1.1	8	23	1.8	10.6	23	1.8	13.2	29	2.2			
0.3	0	0	2.9	98	7.5	5.5	20	1.5	8.1	25	1.9	10.7	21	1.6	13.3	25	1.9			
0.4	58	4.4	3	321	24.6	5.6	21	1.6	8.2	19	1.5	10.8	21	1.6	13.4	24	1.8			
0.5	62	4.7	3.1	187	14.3	5.7	18	1.4	8.3	20	1.5	10.9	25	1.9	13.5	23	1.8			
0.6	112	8.6	3.2	154	11.8	5.8	17	1.3	8.4	23	1.8	11	23	1.8	13.6	28	2.1			
0.7	66	5.2	3.3	125	9.8	5.9	16	1.2	8.5	21	1.6	11.1	24	1.8	13.7	26	2			
0.8	154	11.8	3.4	98	7.5	6	18	1.4	8.6	20	1.5	11.2	22	1.7	13.8	27	2.1			
0.9	112	8.6	3.5	65	5	6.1	16	1.2	8.7	24	1.8	11.3	23	1.8	13.9	25	2			
1	88	7.5	3.6	127	9.7	6.2	14	1.1	8.8	19	1.5	11.4	22	1.7	14	27	2.1			
1.1	312	23.9	3.7	350	26.8	6.3	16	1.2	8.9	20	1.5	11.5	23	1.8	14.1	25	2			
1.2	590	45.1	3.8	540	41.3	6.4	19	1.5	9	21	1.6	11.6	24	1.8	14.2	24	1.8			
1.3	354	27.1	3.9	658	50.3	6.5	17	1.3	9.1	21	1.6	11.7	25	1.9	14.3	29	2.2			
1.4	102	7.8	4	384	27.1	6.6	24	1.8	9.2	21	1.6	11.8	21	1.6	14.4	31	2.4			
1.5	45	3.4	4.1	135	10.3	6.7	15	1.1	9.3	26	2	11.9	19	1.5	14.5	28	2.1			
1.6	96	7.3	4.2	354	27.1	6.8	19	1.5	9.4	21	1.6	12	21	1.6	14.6	32	2.4			
1.7	63	4.8	4.3	887	75.5	6.9	12	0.9	9.5	19	1.5	12.1	23	1.8	14.7	36	2.7			
1.8	98	7.53	4.4	112	6.6	7	18	1.4	9.6	18	1.4	12.2	24	1.8	14.8	28	2.1			
1.9	117	9	4.5	38	2.9	7.1	20	1.5	9.7	17	1.3	12.3	45	3.4	14.9	31	2.4			
2	198	15.1	4.6	17	1.3	7.2	35	2.7	9.8	16	1.2	12.4	185	14.2	15	34	2.6			
2.1	310	23.7	4.7	16	1.2	7.3	25	1.9	9.9	20	1.5	12.5	651	49.8	15.1	32	2.4			
2.2	198	15.1	4.8	22	1.7	7.4	18	1.4	10	24	1.8	12.6	788	60.1	15.2	35	2.7			
2.3	500	38.3	4.9	21	1.6	7.5	21	1.6	10.1	16	1.2	12.7	436	33.4	15.3	34	2.6			
2.4	350	26.8	5	19	1.5	7.6	17	1.3	10.2	21	1.6	12.8	45	3.4	15.4	37	2.8			
2.5	204	15.6	5.1	16	1.2	7.7	19	1.5	10.3	22	1.7	12.9	33	2.5	15.5	34	2.6			



Sondeo con cono eléctrico cap. 2 ten

LOCALIZACIÓN: EDIFICIO PUEBLA
 POZO No. SCE 2
 TIPO DE SONDEO: cono eléctrico
 PERFORADORA LONG YEAR 34

Fecha de inicio: 30/09/03
 No. DE CONO
 No. DE CONSOLA
 Área de punta del cono = 13.07

K =
 cm
 cm2

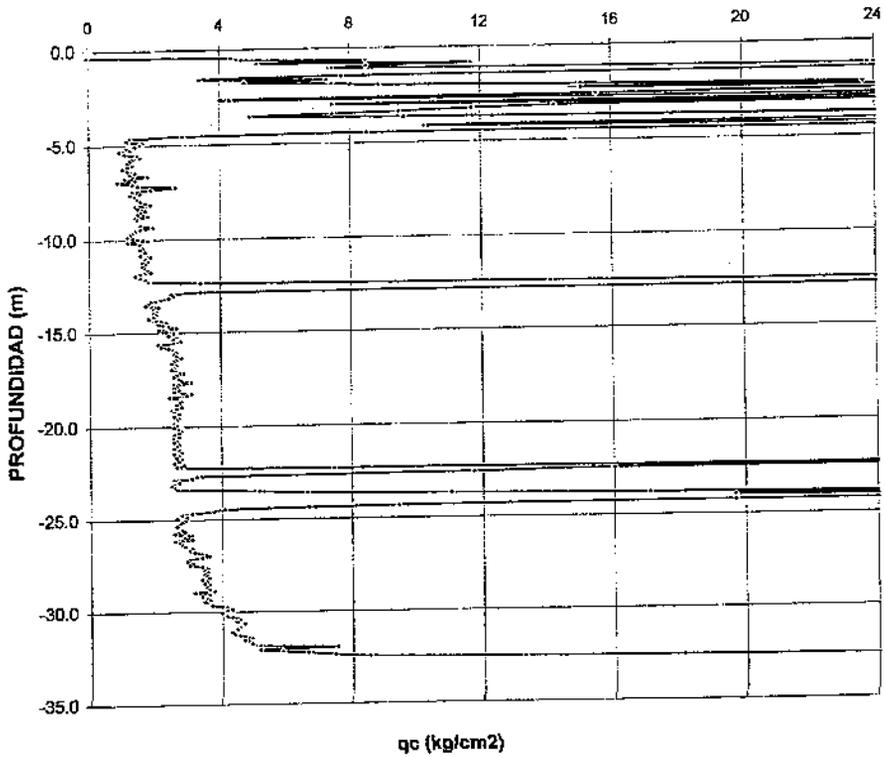
1

PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC
31.2	58	4.4	33.8			36.4			39			41.8			44.2		
31.3	62	4.7	33.9			36.5			39.1			41.7			44.3		
31.4	65	5	34			36.6			39.2			41.8			44.4		
31.5	62	4.7	34.1			36.7			39.3			41.9			44.5		
31.6	65	5	34.2			36.8			39.4			42			44.6		
31.7	65	5	34.3			36.9			39.5			42.1			44.7		
31.8	68	5.2	34.4			37			39.6			42.2			44.8		
31.9	98	7.6	34.5			37.1			39.7			42.3			44.9		
32	68	5.2	34.6			37.2			39.8			42.4			45		
32.1	77	5.9	34.7			37.3			39.9			42.5			45.1		
32.2	67	6.7	34.8			37.4			40			42.6			45.2		
32.3	98	7.5	34.9			37.5			40.1			42.7			45.3		
32.4	112	8.6	35			37.6			40.2			42.8			45.4		
32.5	174	13.3	35.1			37.7			40.3			42.9			45.5		
32.6	458	35	35.2			37.8			40.4			43			45.6		
32.7	345	26.4	35.3			37.9			40.5			43.1			45.7		
32.8	398	30.5	35.4			38			40.6			43.2			45.8		
32.9	457	35	35.5			38.1			40.7			43.3			45.9		
33	654	50	35.6			38.2			40.8			43.4			46		
33.1	540	41.3	35.7			38.3			40.9			43.5			46.1		
33.2	810	62	35.8			38.4			41			43.6			46.2		
33.3	890	68.1	35.9			38.5			41.1			43.7			46.3		
33.4	917	70.2	36			38.6			41.2			43.8			46.4		
33.5	1457	111.5	36.1			38.7			41.3			43.9			46.5		
33.6	1247	95.4	36.2			38.8			41.4			44			46.6		
33.7	1750	133.9	36.3			38.9			41.5			44.1			46.7		



GRAFICA SCE-2

SONDEO SCE -2
PUEBLA Y SALAMANCA





Se empleo como eléctrico en la exploración. La primer oportunidad para iniciar esta técnica, se presentó en el proyecto Texcoco en 1967, se pensó desarrollar un cono eléctrico para explorar con eficiencia una vasta zona del lago de Texcoco; se diseñó uno que desafortunadamente no llegó a fabricarse, porque en ese entonces se consideró mas confiable realizar ese trabajo con veleta. En 1979 se volvió a presentar la oportunidad de desarrollarlo, esta vez para complementar el estudio geotécnico de la presa Tamesí; la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos patrocinó al Instituto de Ingeniería la construcción de un cono eléctrico similar al diseño por De-Ruiter; con ese primer aparato se exploró el sitio de la presa y se utilizó en una breve campaña de sondeos para el Interceptor Central del Sistema de Drenaje de la Ciudad de México. Este segundo trabajo hizo evidente su potencialidad como una notable herramienta de exploración geotécnica y fue gracias al impulso que le dio COVITUR en los estudios de las líneas 4, 8 y 9 del Metro de la Ciudad de México que ha ganado el lugar que tiene; la experiencia acumulada en esos proyectos forma parte del Manual de Estudios Geotécnicos de COVITUR.

2.2.1 Descripción del equipo

El penetrómetro eléctrico descrito a continuación tiene las siguientes características.

Punta de medición. Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gages), usualmente tienen 2 ton de capacidad de carga y resolución de 1 kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de 2 kg; en la figura 8 se muestra esquemáticamente dicho instrumento; generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

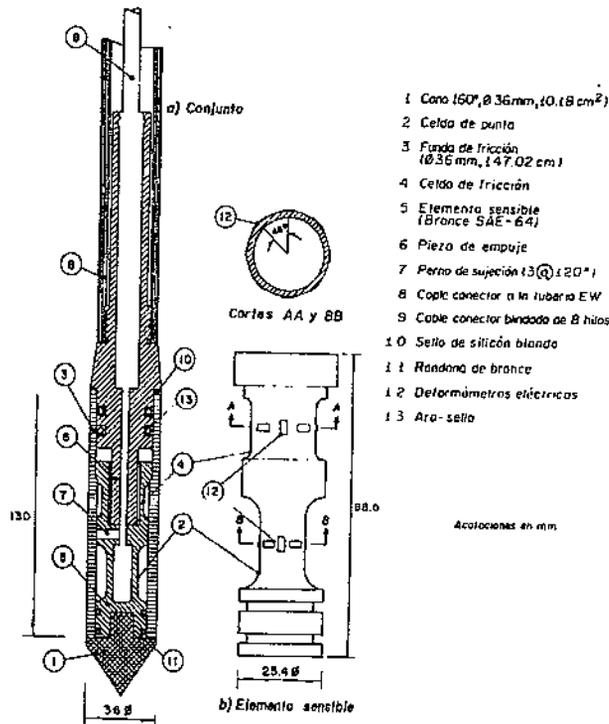


Figura. 8 Corte transversal del Penetrómetro Eléctrico

Funcionamiento. Como se observa en la figura 8 la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2) y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4). Se construyen también conos en los que la primera celda capta la fuerza y la segunda la sumatoria de punta y de fricción.

Registro de medición. La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, presentándola numérica y gráficamente.

Elemento sensible. Es una pieza de bronce, aleación SAE-64, en la que se han labrado las dos celdas (2 y 4) para medir las fuerzas axiales que se transmiten al cono y a la funda. Las características del bronce elegido son: límite elástico de 1250 kg/cm² y módulo de elasticidad de 910 000 kg/cm².



2.2.2 Calibración de las celdas

En la figura 9 se muestran calibraciones típicas de un cono eléctrico de 2 a 5 ton de capacidad; de ellas se deduce que la precisión de las mediciones del esfuerzo en la punta es de 0.1 kg/cm^2 para el de fricción, con sensibilidad de $1/5$ de los valores anteriores. En las curvas se observa un comportamiento lineal en la celda de punta, de 0 a 49 kg/cm^2 ; en la fricción se nota un comportamiento errático para esfuerzos menores de 0.03 kg/cm^2 . esta pérdida de sensibilidad se debe a la presencia de los arosellos que impermeabilizan el dispositivo; sin embargo, para esfuerzos mayores y hasta de 2.0 kg/cm^2 se comporta linealmente. En las calibraciones, se comprobó que el cono no transmite carga a la funda de fricción, es decir que ambas celdas son independientes.

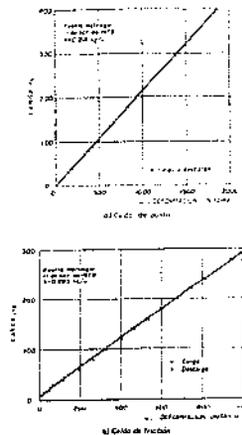


Figura. 9 Calibración de las celdas sensibles

2.2.3 Mecanismo de carga

El cono se hinca en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada en la figura 10 se reproduce el mecanismo hidráulico desarrollado en Holanda para el hincado del cono; se puede también



adaptar una perforadora convencional para esta maniobra figura 10, agregándole simplemente unas mordazas cónicas para la penetración y extracción.

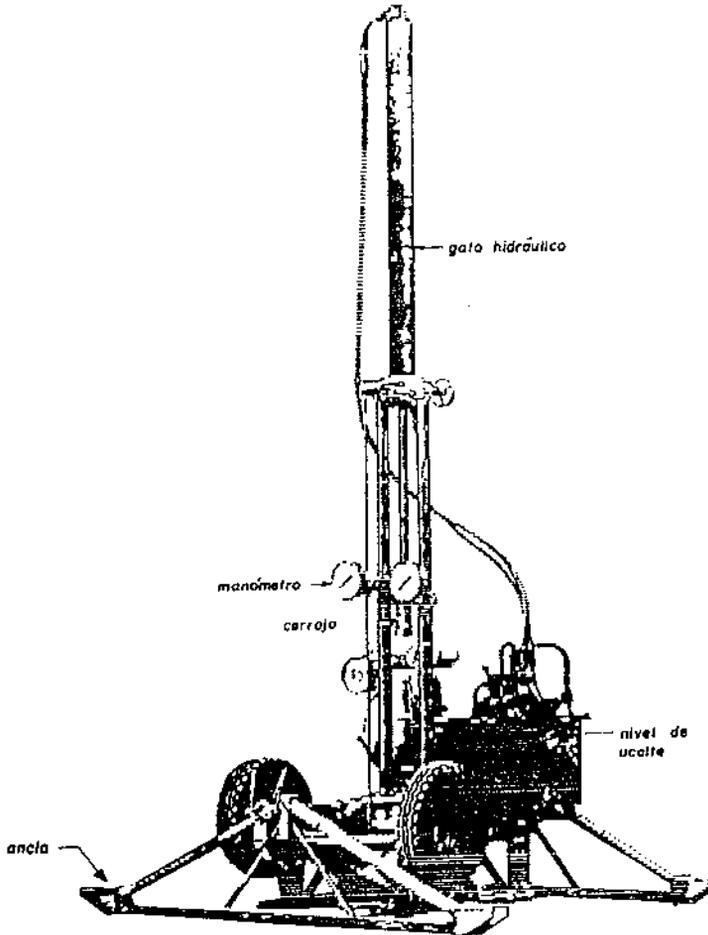


Figura 10. Mecanismo de Carga Axial



2.2.4 Ejecución de la prueba

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2 cm/s ; sin embargo, la norma tentativa (ASTM D3441-75T para operación del cono eléctrico) se propone de 1 a $2\text{ cm/s} \pm 25\%$. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s , sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos. Es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y al pasarlas se acelere.

2.2.5 Determinación de las resistencias

Las celdas sensibles miden las fuerzas necesarias para el hincado y se interpreta con las expresiones:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

donde:

- Q_c Fuerza necesaria para hincar el cono, en kg
- A_c Área transversal del cono, 10 cm^2
- q_c Resistencia de punta, en kg/cm^2

$$f_s = \frac{F_s}{A_s}$$

donde:

- f_s Resistencia de fricción, en kg/cm^2
- F_s Fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, en kg , en conos que la miden directamente, ($F_s = R_t - Q_c$)
- A_s Área lateral de la funda, 150 cm^2

$$f_s = \frac{R_t - Q_c}{A_s}$$



R, Resistencia necesaria para hincar el cono y la funda en kg , en conos que miden ambas variables.

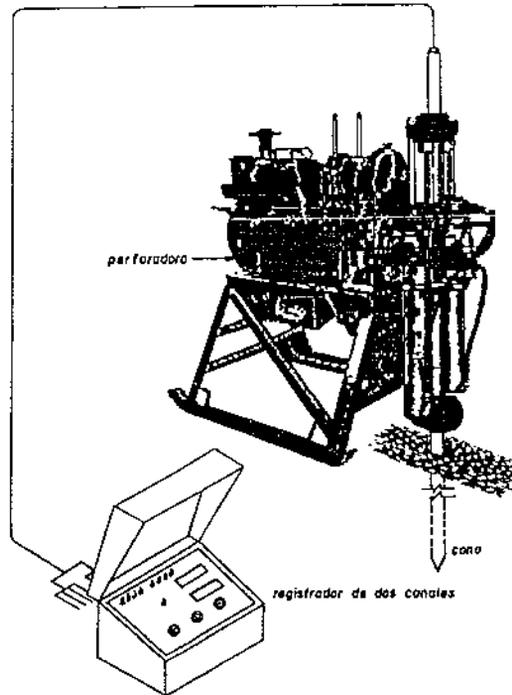


Figura. 11 Perforadora Convencional

El cono eléctrico es una herramienta de precisión que debe operarse con personal calificado, darle mantenimiento frecuente y calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.

2.2.6 Cuidados y errores con el cono eléctrico

El sondeo de cono eléctrico, más que un método de exploración, es una técnica de medición directa; por lo tanto, es importante obtener resultados con suficiente precisión, para que la interpretación estratigráfica, y las



correlaciones con los parámetros de resistencia al corte y de deformabilidad sean confiables. Para este fin, se requiere ejecutar la prueba con el debido cuidado, siguiendo las reglas para evitar los errores inducidos por operaciones incorrectas, así como detectando y corrigiendo a tiempo las deficiencias a los sistemas de medición e hincado.

2.2.6.1 Equipo necesario para la prueba

El equipo que se necesita para realizar un sondeo de cono se puede dividir en las tres partes siguientes:

Sistema electrónico. Compuesto por el cono y la consola, el primer instrumento con deformómetros eléctricos (Strain gages) es la parte de medición la consola es la parte electrónica que recibe las señales del cono, las traduce a lecturas de fuerza y las muestra en sus pantallas.

Sistema para el hincado. En principio es suficiente contar con una perforadora implementada con un gato hidráulico que permita aplicar las presiones necesarias para hincar el cono, es conveniente instalar un manómetro a la máquina, para medir la presión total ejercida. En sitios donde el subsuelo es estratificado con lentes duros, que puedan impedir la penetración del cono, sea por las limitaciones de la capacidad del mismo cono o de los gatos de presión, se deben utilizar máquinas con perforación rotatoria, para garantizar que el sondeo llegue a la profundidad de la exploración deseada.

Accesorios de conexión. Son las piezas necesarias que unen el cono y la máquina perforadora, comprenden las barras huecas con coples, que se necesitan para empuje y extracción. Las barras pueden ser de cualquier diámetro usual en perforación; las de diámetro grande son más rígidas y permiten aplicar mayor presión con menor riesgo de pandeo, pero tienen la desventaja de que la fricción desarrollada en su fuste es mayor, por lo tanto requieren máquinas más potentes. Las barras de menor diámetro, en cambio, son fáciles de manejo durante la ejecución; la experiencia en la Ciudad de México demuestra que las barras EW de 3.5 cm de diámetro y un metro de longitud, constituyen una solución muy práctica.



Ejecución y control. Realizados los trabajos preparatorios, la ejecución se vuelve sencilla, consiste en empujar las barras para que el cono penetre en el suelo a una velocidad constante estandarizada que podría ser algún valor entre 1 y 2 cm/s y se anota la resistencia a la penetración del cono a cierto intervalo de profundidad. La estandarización de la velocidad de hincado tiene por objeto la comparación y estadística de datos, por lo que se debe definir con base a la experiencia adquirida y en investigaciones realizadas sobre la correlación entre esa resistencia con los parámetros de resistencia y compresibilidad. El intervalo de medición se fija balanceando el grado de detalle que requiere el ejecutor para observar y controlar las operaciones. En México se optó la combinación de 1 cm/s con lecturas de resistencia a cada 10 cm de avance.

Sondeo de tipo mixto. Esta técnica consiste en combinar el hincado de un tubo de pared delgada de 1.0 m de longitud y 10 cm de diámetro (conocido como tubo Shelby) a la profundidad de interés para obtener una muestra de suelo inalterada, la cual es protegida y enviada al laboratorio para la realización de pruebas. Y la prueba de penetración estándar se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm.

El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N.

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

El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo. Esta condición nos llevara a encarecer el costo de la cimentación y deberá tomarse en cuenta al escoger el tipo de estructura a construir en el sitio.



El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente $0.8\text{ m} \times 1.50\text{ m}$ y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática).

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

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

La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y de las colindancias. Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas.

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

La ubicación en planta de los sondeos y los resultados de los trabajos de exploración se ilustran en la Figura 12.



UBICACION DE POZOS Y SONDEOS

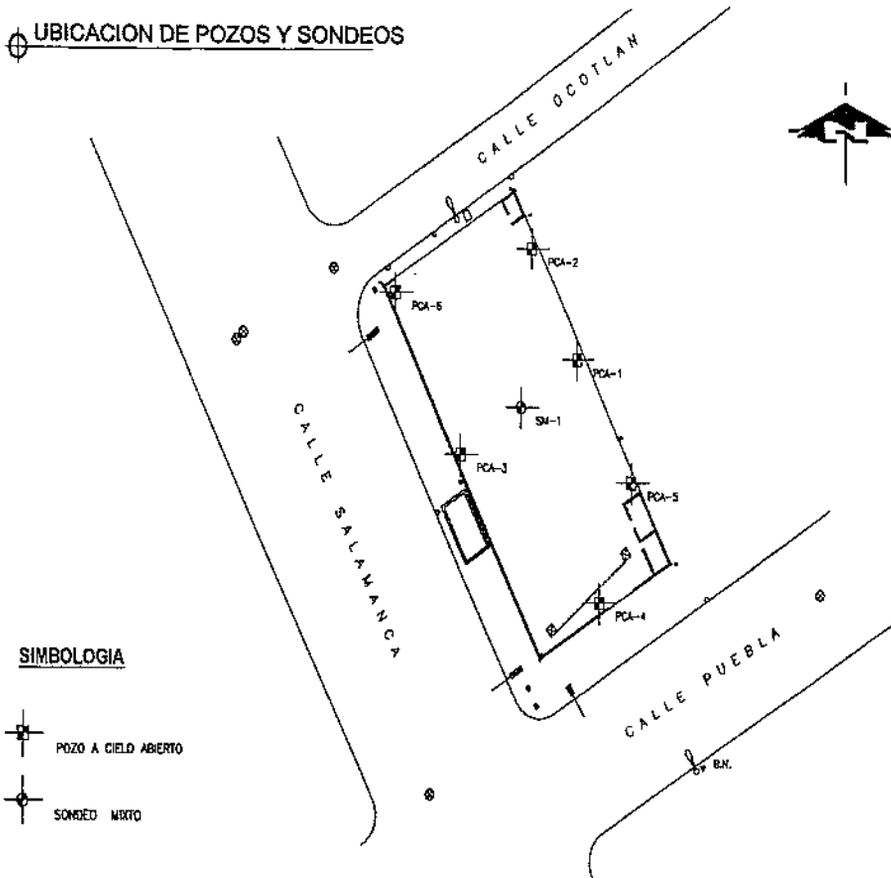


Figura. 12 Ubicación de Sondeos



De esta manera se presenta el reporte diario de perforación.

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.		RECUPERACION		TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	m.	%		
1	0.0	0.6	0.6	0.25	T.P.	TABIQUE, GRAVA, RELLENO
2	0.6	1.2	0.6	0.27	T.P.	GRAVAS, ARENA, TABIQUE, RELLENO
3	1.2	1.8	0.6	0.07	T.P.	ARCILLA NEGRA, GRAVA EN ZAPATA
4	1.8	2.4	0.6	0.45	T.P.	ARCILLA ARENOSA, LENTES DE ARENA FINA
5	2.4	3.0	0.6	0.48	T.P.	ARCILLA ARENOSA, ARENA FINA GRIS
6	3.0	3.8	0.8	0.23	T.P.	ARCILLA ARENOSA, ARENA FINA GRIS OSCURO
-	3.8	4.2	0.8	N.R.	T.P.	NO RECUPERO
-	4.2	5.2	1.0	N.R.	T.S.	ARCILLA LIMOSA GRIS OSCURO
7	5.2	5.8	0.6	0.45	T.P.	ARCILLA POCO LIMOSA VARIOS TONOS
8	5.8	6.4	0.6	0.23	T.P.	ARCILLA POCO LIMOSA VEDE OLIVO
9	6.4	7.0	0.6	0.27	T.P.	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSA
10	7.0	7.6	0.6	0.42	T.P.	ARCILLA CAFÉ CLARO
11	7.6	8.2	0.6	0.17	T.P.	ARCILLA ARENOSA CAFÉ OSCURO
12	8.2	8.8	0.6	0.25	T.P.	ARCILLA VARIOS TONOS, LENTE ARENA FINA
13	8.8	9.4	0.6	0.32	T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO
14	9.4	10.0	0.6	0.10	T.P.	LIMO GRIS VERDOSO, EN ZAPATA ARCILLA CAFÉ
15	10.0	10.6	0.6	0.44	T.P.	ARENA FINA P/INF, ARCILLA VARIOS TONOS
16	10.6	11.2	0.6	0.45	T.P.	ARCILLA VARIOS TONOS
17	11.2	11.8	0.6	0.59	T.P.	ARCILLA VERDE, GRUÑOS GENIZA VOLCÁNICA
18	11.8	12.4	0.6	0.57	T.P.	ARENA FINA P/INF, GENIZA VOLCÁNICA P/INF, ARCILLA P/ISUP
-	12.4	13.4	1.0	N.R.	T.P.	NO RECUPERO
19	13.4	14.0	0.6	0.46	T.P.	ARCILLA VERDE OLIVO
20	14.0	14.8	0.6	0.40	T.P.	ARCILLA VERDE
21	14.8	15.2	0.6	0.28	T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSA
22	15.2	15.8	0.6	0.45	T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSA

OBRA: Salamanca
LOCALIZACION: Salamanca est. Puebla, Col. Roma
POZO No. _____
TIPO DE SONDEC: Mido
LONGYEAR 34

COORDENADAS: X _____ Y _____ Z _____
FECHA DE INICIO: 28/09/2003 Hra. _____
TERMINACION: _____ Hra. _____

BOMBA: MOYNO 3LB

PREMIO DE MUESTREO: _____
PRESO DEL MANTILLO: 4M
ALTEZA DE CUBA: 15.8M
Nº DE GOLPES EN: _____
15 cm. 30 cm. 15 cm.



OBRA: Salinancia
LOCALIZACIÓN: Salinancia eq. Puebla, Col. Roma
COORDENADAS: X Y Z
FECHA DE INICIO: 28/09/2003 Hra.
TERMINACIÓN: Hra.
TIPO DE SONDEO: Mido
LONGYEAR 34
BOMBA: MOYNO 3L6

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.		RECUPERACION		PENETRACION BRITANAR			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	ORW (DEEBS)	Nº DE GOLPES EN		
							15 cm. 30 cm. 45 cm.		
23	15.8	16.4		0.43			4 5 3	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSA CONSISTENCIA BAJA
24	16.4	17.0		0.50			5 6 5	T. P.	ARCILLA VERDOSA, ARENA FINA EN ZAPATA
25	17.0	17.6		0.37			5 8 5	T. P.	ARCILLA VERDOSA,
26	17.6	18.2		0.22			PH 1 2	T. P.	ARCILLA ARENOSA GRIS VERDOSA
27	18.2	18.8		0.54			1 3 2	T. P.	ARCILLA ARENOSA GRIS VERDOSA
28	18.8	19.4		0.46			4 12 12	T. P.	ARCILLA ARENOSA, ARENA FINA GRIS OSCURO
29	19.4	20.0		0.42			6 11 7	T. P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
-	20.0	21.0					PRESION	T. B.	
30	21.0	21.6		0.42			1 0 1	T. P.	ARCILLA LIMOSA VERDE OLIVO
31	21.6	22.2		0.45			2 4 2	T. P.	ARCILLA POCO LIMOSA VERDE OLIVO
32	22.2	22.8		0.28			2 9 5	T. P.	ARCILLA POCO LIMOSA CENIZA VOLCANICA
33	22.8	23.4		0.25			3 5	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSA
34	23.4	24.0		0.18			4 12 18	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSA
35	24.0	24.6		0.20			4 7 6	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSA
36	24.6	25.2		0.28			5 10 8	T. P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
37	25.2	25.8		0.40			3 14 11	T. P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
38	25.8	26.4		0.20			8 80 25	T. P.	ARCILLA VERDE
39	26.4	27.0		0.28			13 42 10	T. P.	LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO
-	27.0	27.5					1 1 2	T. P.	NO RECUPERO MAT. MUY BLANDO
40	27.5	28.4		0.38			2 3 3	T. P.	ARCILLA VERDOSA CON GRUÑOS
41	28.4	28.0		0.40			3 4 5	T. P.	ARCILLA VERDOSA CON GRUÑOS Y MICA
42	28.0	28.6		0.25			5 13 7	T. P.	ARCILLA VERDOSA CON GRUÑOS Y MICA
43	28.6	30.2		0.15			7 15 8	T. P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO
44	30.2	30.8		0.20			10 14 11	T. P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO, POCO LIMO
45	30.8	31.4		0.21			5 10 6	T. P.	ARCILLA LIMOSA CON MATERIA ORGANICA CAFÉ OSCURO.



2.3 Ensayes de laboratorio

Para modelar el comportamiento del suelo bajo las cargas inducidas por el proyecto en condición estática y sísmica es necesario evaluar los parámetros (propiedades geotécnicas) del modelo físico-matemático que lo representa. Para esto, se simula en laboratorio las condiciones actuales y futuras de esfuerzos del subsuelo y se analizan los comportamientos observados bajo la aplicación rápida y lenta de cargas.

Las pruebas realizadas a las muestras inalteradas obtenidas en el subsuelo del predio son:

- Clasificación de acuerdo al SUCS
- Límites de consistencia
- Porcentajes de finos
- Compresión triaxial no consolidada - no drenada
- Consolidación unidimensional

Clasificación SUCS. Esta clasificación tiene por objeto dar una idea cualitativa del comportamiento mecánico del suelo (resistencia y deformación) para programar las pruebas de tipo cuantitativo. La clasificación se realiza con base en pruebas granulométricas e índice.

Compresión triaxial no consolidada - no drenada. Esta prueba tiene por objeto determinar los parámetros de resistencia y de deformación bajo una carga rápida en las condiciones actuales de esfuerzos in situ del subsuelo sin la influencia del proyecto por construir.

Consolidación unidimensional. Esta prueba tiene por objeto determinar los parámetros de deformación a largo plazo del suelo bajo la influencia del proyecto construido.



2.4 Interpretación estratigráfica

Zona del lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen de una costra endurecida superficial de espesor variable, en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial; y b) la consolidación inducida en cada sitio.

Lago virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementado las sobre cargas en la superficie y el bombeo profundo.

Lago centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre el lago virgen y lago centro II. Las características estratigráficas propias de esta subzona se representan en la figura 13.1 la resistencia de punta del cono eléctrico de la serie arcillosa; es interesante comparar esta figura con la Fig. 13.2, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

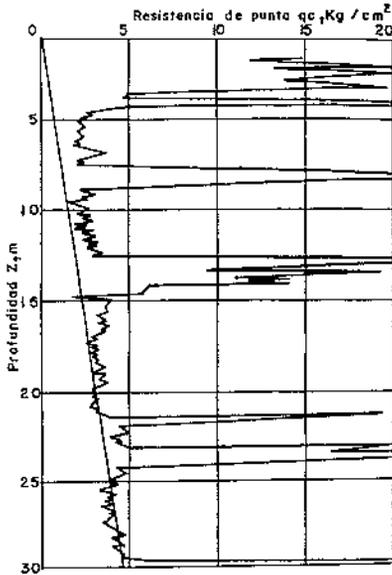


Figura. 13.1

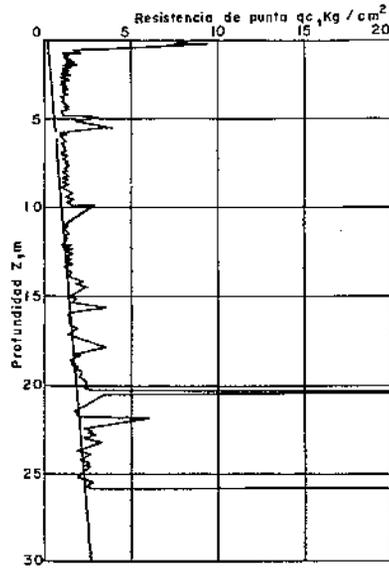


Figura. 13.2

Lago centro II

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

Con base en la información obtenida de los trabajos de exploración, de laboratorio y del conocimiento que se tiene de la zona, la estratigrafía del predio quedó definida de la siguiente manera:



De 0.0 a 5.0 *m*; Costra Superficial. Conformada por un relleno de rellenos de mala calidad y cimentaciones antiguas de 1.4 *m* de espesor seguido por un limo arcilloso duro arenoso de 1.0 *m* de espesor, una arena limosa blanda de 1.0 *m* de espesor, una arcilla limosa poco arenosa de 2.0 *m* de espesor y resistencia variable de media a alta y finalmente una arcilla preconsolidada de 1.0 *m* de espesor. La resistencia de punta con el cono eléctrico varía de 3 a 50 *kg/cm*²

De 5.0 a 33.5 *m*, Serie Arcillosa Superior. Depósitos blandos de arcilla y limo de baja resistencia y alta compresibilidad, cuya consistencia varía de suave a rígida conforme aumenta la profundidad. Dentro de la masa arcillosa se encuentran intercalados algunos lentes resistentes de arcilla, limo y arena con espesor variable entre 10 y 70 *cm*. La resistencia promedio medida con el cono eléctrico aumenta con la profundidad y varía de 2 a 4.5 *kg/cm*², con valores mayores para los lentes resistentes.

De 33.5 a 35.0 *m*, Capa Dura. Depósito heterogéneo de alta resistencia y baja compresibilidad conformado por arenas limo-arcillosas en estado muy compacto. La resistencia de punta promedio con el cono eléctrico es superior a 100 *kg/cm*².

Nivel Freático, El nivel de aguas freáticas se detectó a 1.40 *m* de profundidad, aproximadamente en la fecha en que se realizó la exploración. Esta posición del agua depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generen en los sistemas municipales de agua potable y drenaje.

Las propiedades mecánicas fueron obtenidas a partir de pruebas de laboratorio y por correlaciones empíricas de pruebas en campo a partir de la resistencia promedio de punta medida con el cono eléctrico q_{prom} .



CAPITULO III

DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN PARA 1/2 SÓTANO

3.1 Principios de la alternativa de cimentación

El principio en que se basan estas cimentaciones es el siguiente; se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que el nivel de desplante el suelo, por así decirlo, no sienta la sustracción efectuada, por no llegarle ninguna presión en añadidura a la originalmente existente.

Este tipo de cimentación exige, por supuesto, que las excavaciones efectuadas no se llenen posteriormente, lo que se logra o con losa corrida en toda el área de cimentación o construyendo cajones huecos en el lugar de cada zapata. El primer tipo de cimentación es usual en edificios compensados, el segundo en puentes, por ejemplo.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues teóricamente, los calculan por no dar al terreno ninguna sobre carga.

Sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con la descarga, como resultado de la excavación tiene lugar a expansiones en el fondo de ésta, que se producen en asentamientos cuando por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original. Así, los problemas principales de una cimentación compensada emanan de la excavación necesaria generalmente profunda.

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



Por cimentaciones compensadas se entiende a aquellas totalmente compensadas o compensadas parcialmente en las que el resto de descarga se trasmite al suelo por apoyo directo, por permitirle así la capacidad de carga de este y por resultar los asentamientos que se produzcan dentro de límites tolerables para la estructura de que se trate.

El análisis de asentamientos que produzca la parte de presión no compensada suele ser el punto fundamental de los cálculos a efectuar; se realiza en forma usual, es decir, aplicando la teoría de consolidación de Terzaghi frecuentemente limita la parte de la presión de la estructura que pueda quedar sin ser compensada y, por lo tanto, obliga a efectuar excavaciones de la profundidad necesaria para la compensación suficiente.

En suelos altamente compresibles y normalmente consolidados no puede darse ninguna presión en añadidura de la previamente existente, pues cualquier incremento actuaría sobre la rama virgen de la curva de compresibilidad de la arcilla, causando fuertes asentamientos. En cambio, si la arcilla es preconsolidada podrá darse al suelo algo de presión por arriba de la previamente existente, con tal de que dicho exceso no llegue a afectar la rama virgen de la curva de compresibilidad y quede dentro de la curva de recompresión, con lo que los asentamientos resultantes serán bajos. Sin embargo, no basta para poder aprovechar la capacidad del suelo el que exista a niveles próximos a la cimentación por construir un manto mas o menos preconsolidado; será siempre necesario especificar que a mayor profundidad no existan mantos de arcilla muy compresibles que puedan llegar, desde la cimentación, esfuerzos que sobrepasen su carga de consolidación y afecten los tramos vírgenes de sus curvas de compresibilidad, los asentamientos totales resultantes serán en este caso grandes.

La verificación anterior habrá de hacerse comparando los perfiles de carga de preconsolidación con los esfuerzos transmitidos por el exceso de presión que se dejó en la cimentación, sumados a la presión efectiva que el suelo tenga por peso propio. El cálculo de los esfuerzos transmitidos suele hacerse aplicando la teoría de Boussinesq.

Con relación a la presión de exceso de la existente previamente que puede dejarse actuar en una cimentación compensada en suelo preconsolidado, Zeevaert recomienda que su valor se limite a:



$$\Delta p \leq 0.5(p_c - p_o)$$

donde:

Δ = Incremento de presión en la cimentación sobre la presión
previamente existente.

p_c = Carga de preconsolidación.

p_o = Presión efectiva en el suelo, por peso propio.

La limitación anterior deberá de verificarse, según se dijo mas arriba, a cualquier profundidad abajo del nivel de desplante.

Para fines de cálculo del peso del material excavado para una cimentación compensada, la presión a considerar al nivel de desplante es la total, en caso de ser la cimentación impermeable, pues la descarga incluye a las partículas del suelo y el agua. Si la cimentación fuese permeable, el agua abajo del nivel freático no se descargaría, lo que equivale a considerar para la descarga a nivel de desplante a la presión efectiva del suelo.

En suelos de compresibilidad no muy alta posiblemente esté justificado dejar que la cimentación aplique presiones de cierta magnitud, aun invadiendo la rama virgen de la curva de compresibilidad del material, siempre y cuando un detallado análisis de asentamientos indique que los resultados de tal criterio son tolerables para la estructura en estudio.

De acuerdo a lo anterior es necesario emplear una cimentación profunda, a continuación se indican los tipos de cimentación existentes.

Clasificación de pilas y pilotes.

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal p , las cimentaciones profundas generalmente se dividen en Pilas, cuando su diámetro o lado es mayor de 60 cm y pilotes, para dimensiones menores. En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables: la forma como transmiten las cargas al subsuelo, el material con el que están fabricados y su procedimiento constructivo.



Las pilas y pilotes transmiten cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que los rodea. Los pilotes se usan también para anclar estructuras en suelos expansivos y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por un sismo, en este último caso se colocan inclinados.

Pilotes de punta.

Cuando el o los estratos de suelo superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, utilizando pilotes de punta se transmite prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura Q a un estrato profundo de suelo más resistente o a la roca.

Pilas de punta.

Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, y cuando el peso y las cargas de la superestructura son importantes. Una ventaja es que se puede acampanar su base, aumentando así su carga útil.

Pilotes de fricción.

Son los que transmiten la carga Q al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote. Se utilizan en zonas que sufren asentamientos significativos por consolidación regional.

Pilotes de anclaje.

Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona del suelo estable. También se utilizan a veces para evitar el hundimiento por excavación en suelos arcillosos.

Pilas y Pilotes verticales con carga horizontal.

Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir aunque en poca eficiencia con pilas y pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas.



Pilotes inclinados bajo cargas horizontales.

Una solución más eficiente que la del caso anterior es utilizar pilotes inclinados con orientación acorde en la dirección en que se presente la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando deban soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo.

Según el material con el están fabricados.

Las pilas son siempre de concreto simple o reforzado, colado en el lugar. Mientras que los pilotes se fabrican de diferentes materiales.

Pilotes prefabricados de concreto.

Se fabrican con concreto simple, reforzado, presforzado o postensado. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas usando placas de acero que se dejan en los extremos de cada tramo precolado.

Estos pilotes son los de uso más frecuente por su durabilidad y la facilidad con que se ligan a la superestructura. Según la geometría de su sección transversal pueden ser cuadrados, octagonales, ochavados, hexagonales, triangulares, de sección H y circulares.

Pilotes y Pilas de concreto colado en el lugar.

Generalmente se fabrican con concreto reforzado. El colado se debe hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto. El pilote colado in situ no es muy empleado.

Pilotes de acero.

Estos pilotes son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H.

Pilotes mixtos de concreto y acero.

Se utilizan pilotes de concreto con puntas de acero como protección durante el hincado; en algunos suelos con condiciones estratigráficas peculiares.



Pilotes de madera.

Su empleo ha quedado restringido a la cimentación de estructuras provisionales y de embarcaderos pequeños en donde se aprovecha la resistencia de la madera para soportar las fuerzas de impacto.

Procedimiento constructivo de pilotes. Los pilotes de concreto precolados se deben diseñar y fabricar para soportar los esfuerzos de manejo e hincado además de las cargas transmitidas por la estructura.

Los equipos (grúas, perforadoras, vibrohincadores) se utilizan también en el proceso constructivo de pilotes, en estos además se emplea los martillos para el hincado de ellos.

Martillos. Son equipos que generan impactos en serie para el hincado de pilotes, tablestaca, tubos, etc. Los martillos piloteadores originalmente fueron masas de caída libre que se colocaban nuevamente en posición previa al descenso mediante sistemas manuales o mecánicos. Con el desarrollo de la tecnología se utilizó vapor de agua o aire comprimido para levantar la masa que cae. Se han desarrollado martillos de combustión interna que emplean diesel como energético para levantar la masa golpeadora al mismo tiempo que aprovechan su explosión para, incrementar el impacto del hincado. En la actualidad estos últimos son los más comunes en el hincado de los pilotes. Algunos martillos están dotados de una cámara de combustión interna en la cual se genera la combustión que incrementa el impacto de hincado.

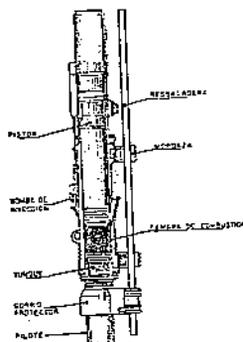


Figura. 14 Martillo Diesel



El ciclo de operación de los martillos diesel se inicia con la caída libre de un pistón guiado dentro de un cilindro que al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión produce el encendido y la explosión súbita del diesel previamente inyectado. La explosión y el impacto de la masa que golpea provocan la penetración del pilote en el terreno y la expansión de los gases quemados impulsa el pistón hacia arriba y así sucesivamente.

Algunos martillos están dotados de una cámara adicional en la parte superior en donde la explosión del combustible acelera la masa de golpeo en la carrera hacia abajo.

Para el hincado eficiente de pilotes deben seleccionarse martillos con energía y peso de pistón acordes con las dimensiones, pesos y capacidad de carga esperada en aquellos, adecuados aun problema dado. Generalmente se busca que el peso del pistón móvil no sea menor de 0.3 a 0.5 veces el peso del pilote.

Si el pistón pesa menos de dicho valor, el pilote corre el riesgo de no alcanzar la capacidad de carga que le fue asignada, pudiéndose dañar además la cabeza por excesivo número de golpes en el intento vano de llevar el pilote a su posición correcta. Por el contrario, si el pistón es demasiado pesado en relación al pilote, éste puede sufrir daños en toda su longitud.

Herramientas para pilotes.

Se definirán como herramientas aquellos implementos auxiliares empleados para el manejo e hincado de pilotes.

Resbaladeras: son estructuras que se integran a las plumas de las grúas y que sirven para que deslice tanto el martillo piloteador como el dispositivo de disparo; pueden ser fijas, oscilantes y suspendidas por cable.

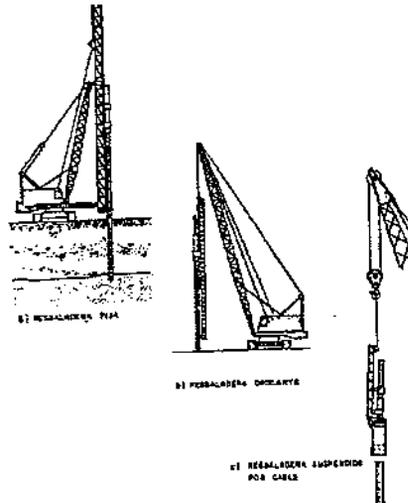


Figura. 15 Tipos de resbaladeras

Gorros de protección: para proteger la cabeza de los pilotes durante el hincado se emplean dispositivos que amortiguan y distribuyen la energía de los impactos de martillo sobre la cabeza, evitando así daños mayores. Los gorros están integrados por una estructura monolítica de acero en forma de caja. En la parte superior se coloca una "sufridera" que puede ser a base de madera, micarta, material plástico o trozos de cable de acero y sobre ella una placa metálica. En la caja inferior que es la parte de contacto entre martillo y pilote va colocado un colchón de madera.

La sufridera sirve para:

- Absorber la fuerza de impacto en pilotes frágiles
- Proteger los pilotes en terrenos duros
- Disminuir y transmitir uniformemente las fuerzas en lo posible hacia el gorro y hacia los pilotes
- Ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de energía en la sufridera
- Alargar la vida útil del gorro

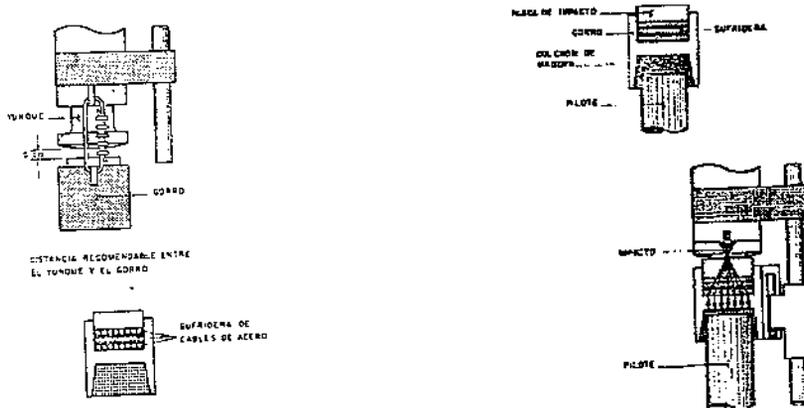


Figura. 16 Gorros de protección

Perforación guía.

En ocasiones se efectúan perforaciones previas al hincado de los pilotes cuyo objeto es servir de guía o facilitar el hincado para alcanzar los estratos resistentes o también evitar movimientos excesivos en la masa de suelo adyacente.

Remoldeo (sin extraer) el material.

Se deben establecer ciertos requisitos mínimos así como procedimientos básicos de construcción para poder satisfacer los requisitos de diseño referentes a calidad, resistencia y durabilidad del concreto bajo cualquier condición, ya sea que se fabrique en planta o en el sitio de la obra.

Preparación de camas de colado.

Son plataformas de concreto de 5 a 10 *cm* de espesor coladas sobre una base de material compactado, que sirve para el apoyo y fijación de los moldes para fabricación de pilotes; para eso último, tienen integrados algunos elementos de madera o metal que ayudan a la fijación de las cimbras.



Moldes. Son los utensilios que reciben el concreto y se forman a base de tableros de madera, triplas, lámina o sus combinaciones, que permiten darle al pilote la sección requerida. Deben estar diseñados para soportar las presiones del concreto durante su colocación y vibrado y ser suficientemente rígidos para conservar su forma sin alteraciones.

Los moldes o cimbras más comunes por su facilidad de manejo tanto en su instalación como en el colado son los que se emplean para pilotes de sección cuadrada y es usual al realizar el ciclo de fabricación de manera tal que sea posible usar los mismos pilotes ya colados en una primera fase como cimbra de los siguientes. De igual forma se pueden los lechos de los pilotes ya construidos como camas de colado de los siguientes.

Otras secciones usuales para la fabricación de los pilotes son hexagonales, la octagonal, la ochavada y ocasionalmente la circular.

Antes de proceder el colado es recomendable colocar un recubrimiento en la superficie de contacto de la cimbra para facilitar su despegue, el cual puede ser a base de grasa, aceite quemado, parafina con diesel, polietileno, etc.

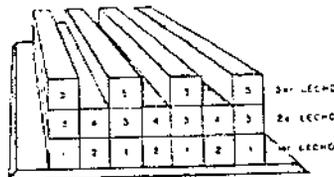


Figura. 17 Secuencia de colados de pilotes de sección cuadrada

Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo se debe colocar con precisión y protegerse adecuadamente contra la oxidación y otro tipo de corrosión antes de colar el concreto. Todo el acero de refuerzo deberá estar libre de costras de óxido,



suciedad, grasa, aceites u otros lubricantes o sustancias que pudieran limitar la adherencia entre el concreto y este.

Concreto.

Para pilotes de concreto en contacto con agua dulce o aire se puede usar cemento tipo I, II, III, o IV, mientras que para ambiente marino se recomienda el tipo II o cemento puzolánico. No es recomendable usar cemento con aditivo inductor de aire, para pilotes colados en el lugar.

El agua de curado.

Para lavar los agrietados y para mezclar el concreto deben estar libres de aceite, materiales orgánicos y otras sustancias que pueden perjudicar al concreto y al acero. En ningún caso el agua debe de tener impurezas en cantidad tal que ocasione cambios en el tiempo de fraguado del cemento Portland de más de 25%, o una reducción de la resistencia a la compresión del mortero a los 14 días de más de 10%, en comparación con los resultados obtenidos con agua destilada.

Se recomienda el empleo de aditivos inclusores de aire en pilotes sometidos a ambientes marinos. Se recomienda que el contenido de aire en el concreto sea de 4 a 8 %, dependiendo del tamaño del agregado grueso.

Para fines de durabilidad, los pilotes de concreto deben tener cuando menos 391 *kg* aunque en ocasiones se prefieren 420 *kg*.

El volumen óptimo de agua de mezclado es en realidad la menor cantidad que pueda producir una mezcla plástica y alcanzar la trabajabilidad deseada para la colocación más eficiente del concreto. La durabilidad del producto terminado disminuye al aumentar la relación agua – cemento.

Es aconsejable limitar el revenimiento de una mezcla de concreto a un mínimo compatible con los requerimientos y métodos de colocación, de 0 a 7.5 *cm* por pilotes precolados.

Se deberá efectuar una serie de pruebas de compresión en cilindros por cada 15 *m*³ de concreto colado y no menos de dos especímenes individuales. Los especímenes cilíndricos deberán curarse bajo las mismas condiciones que los pilotes de concreto.



Todo el concreto deberá hacerse con vibradores de alta frecuencia. Los moldes deberán ser suficientemente rígidos para resistir el desplazamiento a los daños debidos a la vibración.

El concreto deberá mantenerse arriba de 10°C y en estado húmedo cuando menos durante 7 días después de su colocación o hasta alcanzar la resistencia del proyecto. Los moldes deberán retirarse una vez que el concreto tenga la resistencia suficiente para evitar deformaciones.

Colocación de concreto. Se puede realizar empleando bombas directas de las ollas, mediante canalones, con carretillas, bachas, etc.

Se recomienda la resistencia del concreto para pilotes de 300 kg/cm^2 si se trata de suelos medio duros.

Jointas. En algunas ocasiones es necesario hincar varios tramos de pilotes para lo cual se han diseñado varios tipos de juntas de unión que van desde la soldadura a tope de dos placas previamente fijadas a los tramos del pilote hasta mecanismos más sofisticados.

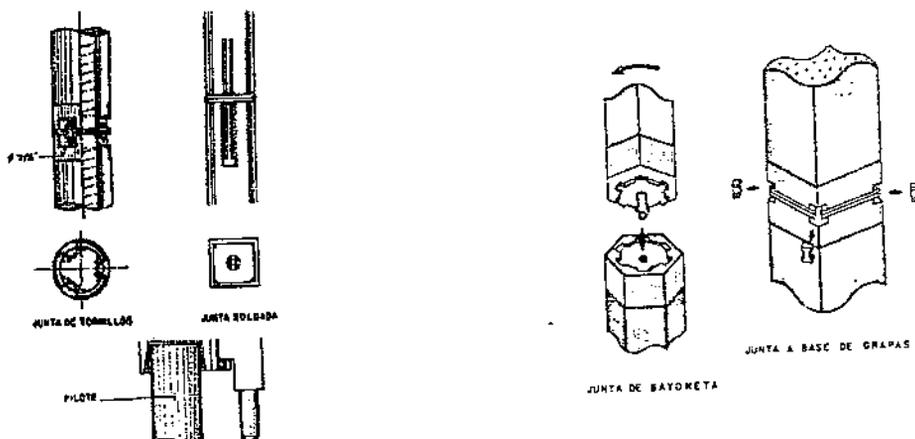


Figura. 18 Tipos de juntas



Hincado.

Después del despegue y transporte de los pilotes de las camas de colado al lugar de hincado es conveniente:

- Colocar marcas a una máxima de 1.0 m a todo lo largo del pilote con el fin de determinar con facilidad el número de golpes necesario por cada metro de hincado.
- Izar el pilote manejándolo con un estrobo apoyado en el punto correspondiente.
- Colocado en el punto correcto de su ubicación o en la perforación previa, si existe, de acuerdo a los planos constructivos.
- Orientar las caras del pilote si es requerido.
- Acoplar la cabeza del pilote al gorro del martillo piloteador.
- Colocar en posición perfectamente vertical o en el ángulo requerido, si se trata de pilotes inclinados, tanto el pilote como la resbaladera del martillo corrigiendo la posición de la grúa hasta lograrlo. Usualmente para lograr la verticalidad del pilote se emplean dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90° teniendo como vértice el pilote.

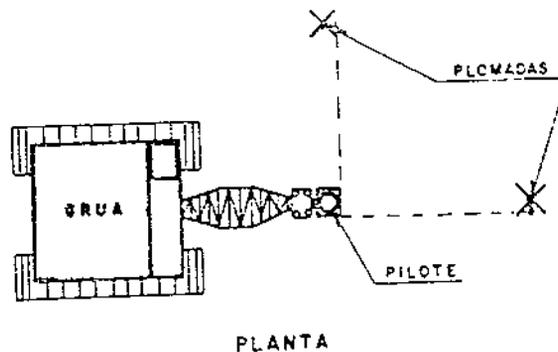


Fig. 19 Posicionamiento vertical de un pilote por medio de plomadas



La instalación de los pilotes de concreto debe de efectuarse de tal manera que se garantice la integridad estructural del pilote y se alcance la integración deseada con el suelo, en forma tal que el pilote pueda adecuadamente cumplir con su cometido.

Los martillos de hincado pesados con baja velocidad de impacto, son más efectivos que los martillos ligeros con alta velocidad.

Para mayor eficiencia y para evitar daños al pilote el peso del martillo debe ser comparable al peso del pilote, y la altura de caída debe de mantenerse baja (de orden de 0.75 a 1 m).

En el martillo de acción sencilla, el peso del pistón debe ser preferentemente de la mitad del peso del pilote.

Los martillos de caída libre y los de diesel son los más comúnmente usados para hincar pilotes de concreto precolados o presforzados. No se recomienda el empleo de martillos vibratorios debido a los altos esfuerzos de tensión que transmiten. La selección del tipo más adecuado de martillo es de suma importancia.

La localización se define generalmente cuando el pilote se coloca en su posición de hincado. El tratar de corregir la posición una vez iniciado el hincado a menudo da lugar a flexión excesiva y a daños en el pilote. Es casi imposible corregir la verticalidad una vez comenzando el hincado, sin que generen esfuerzos flexionantes.

El alineamiento se puede controlar observando si el pilote está realmente vertical al iniciar el hincado.

Prevención de daños al pilote durante el hincado.

Algunas reglas generales para el hincado correcto de pilotes de concreto se resumen a continuación:

- 1.- Usar un material de amortiguamiento adecuado entre el gorro del martillo y la cabeza del pilote.



2.- Para reducir los esfuerzos de hincado, usar un pistón pesado con baja velocidad de impacto (de carrera corta) para obtener la energía de hincado deseada en vez de un pistón ligero con una alta velocidad de impacto (carrera larga). Los esfuerzos de hincado proporcionales a la velocidad de impacto del pistón.

3.- Reducir la velocidad del pistón o la carrera al principio del hincado cuando se encuentren suelos de baja resistencia.

4.- Asegurarse de que el gorro del martillo se ajuste ligeramente alrededor de la cabeza del pilote para que el pilote pueda girar.

Según su procedimiento constructivo.

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar, o para fabricar en el sitio mismo pilas y pilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea; las pilas se fabrican de concreto simple o reforzado, colado en el sitio en una perforación previamente realizada y por ello caen únicamente dentro del tipo de sin desplazamiento. En cambio los pilotes pueden ser con desplazamiento cuando desplazan un volumen de suelo igual al del pilote al ser hincados, con poco desplazamiento que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los de perfiles de acero de sección I, o pilotes hincados con ayuda de un chiflón; y sin desplazamiento cuando se fabrican en el sitio de manera semejante a las pilas.

Con desplazamiento.

A) Pilotes hincados a percusión. Este procedimiento es el de uso mas difundido y consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto.

Usualmente el pilote se sostiene verticalmente o con la inclinación necesaria con una estructura guía en la que se desliza el martillo durante la maniobra. Cuando no es posible utilizar una estructura guía de hincado por restricciones de espacio disponible o obras fuera de costa, se puede usar una "guía colgante" sostenida por la pluma de una grúa y unos cables.



B) Pilotes hincados a presión. Estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 m de largo; la punta es cónica y tiene ahogado el cable de acero de refuerzo que se aloja en el hueco central. El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocando los tramos de pilote. Cuando se alcanza la presión máxima de proyecto se tensa el cable central de acero de refuerzo y se rellena el hueco con concreto.

C) Pilotes hincados con vibración. Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar el pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada formado por una carga estática y un par de contra pesos rotatorios excéntricos en fase. El pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y del peso del conjunto (pilote- vibrador- lastre). Esta técnica también se ha usado para extraer pilotes desviados o de cimentaciones antiguas:

Con poco desplazamiento.

A) pilotes hincados en una perforación previa. Todos los pilotes hincados como pilotes de desplazamiento, se transforman en pilotes de poco desplazamiento si antes de hincarlos se realiza una perforación previa, esta puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación, que en el caso de suelos arcillosos blandos se pueden formar con el mismo suelo mezclándolo con agua previamente agregada, o en todo caso a base de bentonita y agua.

B) pilotes hincados con chiflón. Este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinado con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote.

C) pilotes de área transversal pequeña. Se acostumbra clasificar como pilotes con poco desplazamiento a los perfiles de acero por que la relación de su perímetro al área transversal es hasta 15 veces mayor que en pilotes de concreto.



Sin desplazamiento.

A) Pilotes y pilas de concreto colado en el lugar. Los pilotes y pilas de concreto colado en el lugar se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento por que para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.

Fricción negativa, en arcilla. Un depósito de arcilla sometido a un proceso de consolidación, induce fuerzas de arrastre sobre los pilotes que tienden a reducir su capacidad de carga. Al fenómeno se le conoce como fricción negativa y se presenta cuando el depósito esta sujeto alguna de las siguientes condiciones:

- sufre abatimientos piezometricos debidos a la extracción de agua
- soporta rellenos recientes y otras estructuras que sobrecargan la superficie
- ocurre preconsolidación de la capa de arcilla remoldeada alrededor de los pilotes.

La fricción negativa es máxima en arcillas con sensibilidad mayor de 3, que se consolidada después del remoldeo; en este caso todo el peso del material compresible entre los pilotes de un grupo se debe considerar como arrastre. En arcillas con una sensibilidad menor a 2 o 3, la consolidación posterior al remoldeo provocada al hincar los pilotes, está limitada a un volumen anular delgado alrededor del pilote y el peso trasferido al pilote resulta pequeño.

La fricción negativa se convierte en un problema de capacidad de carga solo en el caso de un pilote de punta, ya que la carga transmitida al pilote aumenta, a la vez que disminuye el confinamiento del estrato de soporte, reduciendo su capacidad de carga. En los casos de pilotes apoyados en suelos compresibles, donde la capacidad de carga esta gobernada por la resistencia por punta y por la fricción o adherencia lateral, el problema de fricción negativa se puede clasificar como un problema de asentamiento. Cabe señalar que algunos constructores intentan disminuir la fricción negativa aplicando recubrimientos bituminosos o de tipo viscoso a la superficie de los pilotes.



3.1.1 Descripción del procedimiento de diseño de la cimentación

Comparando la presión total transmitida en forma permanente por la estructura w con el esfuerzo total inicial al nivel de desplante Pd , se determinan las condiciones de trabajo de la cimentación.

Cimentación parcialmente compensada	$w > Pd$
Cimentación compensada	$w = Pd$
Cimentación sobrecompensada	$w < Pd$

Con:

$$w = WE/A$$

$$Pd = \gamma Df$$

WE = Carga permanente (acciones permanentes mas acciones variables con intensidad media)

A = Área de cimentación

γ = Peso volumétrico total representativo del suelo desde la superficie hasta Df

Df = Profundidad de desplante

Debido a la dificultad de garantizar que el cajón se mantenga estanco durante la vida útil de la estructura, la carga permanente WE incluye el peso del asociado a la eventual inundación de las celdas de cimentación por debajo del nivel freático.

Excentricidad de cargas. Debe procurarse que coincida la resultante de las cargas que transmitirá la estructura y el centroide del área del cajón de cimentación, con una excentricidad máxima del orden del 1% de la longitud del cajón en la dirección considerada; se admite un valor mayor a condición que el efecto de la concentración de esfuerzos inducido se incluya en la revisión por capacidad de carga y el cálculo de asentamientos.



En caso contrario existirá una sobrecarga adicional por efecto del estático inducido misma que deberá considerarse en el cálculo de:

Capacidad de carga. Esta revisión se efectúa cuando se transmite al suelo una sobre carga neta, como en cimentaciones parcialmente compensadas y en el diseño de condiciones sísmicas. La ecuación presentada involucra la resistencia no drenada del suelo, correspondiente a la aplicación rápida de carga. Existe una concentración adicional de esfuerzos en la orilla Δw_e , la cual se evalúa con la siguiente expresión:

$$\Delta w_e = \frac{(M_e / I)x}{M_e - WEe}$$

Donde:

M_e = Momento estático

I = Momento de inercia del cajón en la dirección donde exista la excentricidad de cargas

X = Distancia del centroide del área de cimentación a la orilla considerada

WE = Resultante de cargas permanentes de la estructura

E = Excentricidad de la resultante WE respecto al centroide del área de cimentación.

Asentamiento en condiciones estáticas. El incremento no uniforme de los esfuerzos en la masa de suelo tenderá a inclinar la estructura conforme ocurra el proceso de consolidación.

Presión neta. La presión neta máxima transmitida localmente. Por la estructura W_n resulta:

$$W_n = W + \Delta W_e - Pd \dots (1)$$

Estado límite de falla. Para que una cimentación sea estable debe cumplir con dos condiciones, que sea factible ante el estado límite de falla y el estado límite de servicio.



3.2 Condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se efectúa considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4 o 1.5, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{QFc}{A} < RF_R$$

$$RF_R = Q_a = CNcF_R + P_v \quad (\text{para suelos cohesivos})$$

$$RF_R = Q_a = [CNc + \gamma D_f(N_q - 1) + 0.5\gamma B N_\gamma] F_R + P_v \quad (\text{para cohesivos friccionantes})$$

donde:

Q_a = Capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación

c = Cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, ton/m^2

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

P_v = Presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m^2

N_q, N_γ = Coeficientes de capacidad de carga adimensional

B = Ancho del cajón de cimentación en m.

D_f = Profundidad de desplante del cajón de cimentación, en m.

γ = Peso volumétrico del suelo ton/m^3



3.2.1 Capacidad de carga

En cimentaciones parcialmente compensadas deberá verificarse que la presión neta transmitida sea menor a la capacidad de carga admisible Q_a :

$$W_n < Q_a$$

Donde Q_a se obtiene dividiendo la capacidad última que entre en un factor de dimensionamiento FR mínimo de 3; q_u se determina con las siguientes expresiones:

$$q_u = cN_c$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \dots (2)$$

$$\text{Para } \frac{D_f}{B}, S \leq 2 \text{ y } \frac{B}{L}, S \leq 1$$

donde:

- C = Parámetro de cohesión en condiciones no drenadas
- N_c = Factor de capacidad de carga propuesto por Skempton
- D_f = Profundidad de desplante
- B, L = Ancho y largo del cajón respectivamente

En caso de que $\frac{D_f}{B}$ y $\frac{B}{L}$ no cumplan las desigualdades anteriores, se consideraran iguales 2 y 1 respectivamente.

La resistencia c corresponde a los depósitos localizados en un espesor igual es una vez el ancho B , medido a partir de la profundidad de desplante, o por debajo de la costra superficial en su caso.



3.2.1.1 Flotación

En cimentaciones sobrecompensadas deberá verificarse que la estructura no tienda a flotar por pérdida de la fricción en las paredes del cajón después de un sismo, o por la recuperación del nivel freático, mediante la siguiente expresión:

$$\frac{W}{(DF - h_w)} \geq 1.2$$

Donde h_w es la profundidad del nivel freático, en su condición más desfavorable, medida desde la superficie y γ_w el peso específico del agua.

Asentamientos. Deberá verificarse que la presión neta W_n tenga un factor de seguridad mínimo contra asentamientos de 1.5 respecto al esfuerzo de consolidación en los suelos influenciados por el cajón para evitar que se desarrollen asentamientos excesivos. Esta revisión es de especial importancia para evaluar la factibilidad de ampliaciones futuras que alimenten el nivel de carga de la estructura.

Expansiones a largo plazo. En las cimentaciones sobrecompensadas deberán evaluarse las expresiones a largo plazo por efecto de absorción de agua de suelos arcillosos; para ello se aplicará la ec. (5) pero sustituyendo m_{ve} por el módulo vacío de expansión volumétrica obteniendo pruebas de odómetro para una carga efectiva igual a un medio de la descarga neta, aplicada a partir de un esfuerzo vertical igual al que tenga cada muestra de arcilla en su estado natural.

Valores admisibles de movimientos verticales. Se verificará que las expansiones y los asentamientos no dañen a las estructuras e instalaciones existentes ni afecte el funcionamiento posterior de la estructura: usualmente esto se logra cuando la expansión indica y la diferida son aproximadamente iguales entre si no exceden de 20 cm, teniendo en cuenta que el fenómeno que rige para evitar daños eventuales es al velocidad de deformaciones.



3.2.2 Condiciones dinámicas o sísmicas

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción de Área Metropolitana de la Ciudad de México, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

$$W_{tfc} - W_c < FRARq_l \left[\frac{0.12F_c a_{by}}{FRC} \right]$$

donde:

W_t = Carga total de la estructura

F_c = Factor de carga

W_c = Peso del suelo desalojado para la construcción del cajón

FR = Factor de resistencia

AR = Área de contacto reducida

$$AR = (B - 2e)L$$

B = Ancho del cajón

e = Excentricidad

$$e = \frac{M}{W}$$

M = Momento de volteo debido al sismo

W = Peso de la estructura

$q_l = CN_c$ = Presión de contacto a la falla ante fuerzas verticales



a_0 = Aceleración horizontal máxima del terreno afectado por un factor de ductibilidad

B = Valor mínimo de (d , $1.2 h$, $20 m$)

donde:

d = Ancho del área reducida

h = Profundidad donde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima

3.3 Solicitaciones

Para el diseño se considera la carga estática combinada con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y de 30% en la más favorable, sin factores de carga, las cimentaciones con cajón son capaces de soportar tensiones.

3.3.1 Esfuerzos inducidos por el sismo

El incremento de esfuerzos en condición sísmica, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta q_s = MV \left[\frac{x_i}{I_y} + 0.3 \frac{y_i}{I_x} \right] \dots (3)$$

M_v = Momento de volteo

I_x, I_y = Momento de inercia del cajón en las direcciones larga y corta, respectivamente

i_x, y_i = Distancia a la esquina en revisión, medida respecto al centroide de la cimentación, en las direcciones corta y larga, respectivamente



En caso de excentricidad de cargas se verificará que M_v incluya en momento de volteo correspondiente a las condiciones estáticas.

3.3.2 Esfuerzo límite en la orilla

Esfuerzo límite en la orilla. La estabilidad en condición sísmica se efectúa revisando que el esfuerzo en la esquina sometida a la compresión máxima sea menor que el esfuerzo límite al calculado en la siguiente expresión:

$$W_n + \Delta q_s < q_l$$

$$q_l = 2c_o(N\phi_d)^{1/2} + K_{non}\phi\sigma_{od} \dots (4)$$

$$C_o = \frac{3}{4} C_d \text{ y } N\phi_d = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_d}{2}\right)$$

donde:

W_n = Presión neta no compensada, (ec. 1)

Δq_s = Incremento de esfuerzo por sismo (ec. 3)

C_d, ϕ_d = Parámetros de resistencia en ensaye triaxial consolidado no drenado

K_o = Coeficiente de empuje de tierra en reposo

σ_{od} = Esfuerzo efectivo al nivel de desplante

Los parámetros C_d y ϕ_d se obtiene consolidando la muestra al nivel de los esfuerzos que transmitirá la estructura una vez construida ensayando una muestra del suelo por debajo de la costra superficial en su caso. Si la igualdad de la (ec. 4) no se cumple, será necesario profundizar la cimentación para disminuir la presión neta; cuando no existan limitaciones impuestas por colindancias, podrá contemplarse la posibilidad de ampliar perimetralmente el cajón para disminuir el incremento sísmico.



3.3.3 Tensiones inducidas por sismo

Deberá verificarse que en la esquina con cajón descarga no se presenten tensiones, es decir que el incremento sísmico sea menor que la presión total estática.

$$\Delta q_s \leq w - \Delta w_e$$

Donde Δw_e , es el incremento de esfuerzos por excentricidad de cargas estáticas. De no cumplirse esta condición deberá optarse por una cimentación profunda con pilotes.

Cortante Inducido por sismo. La fuerza cortante sísmica V deberá ser soportada por la fricción en el área de contacto de la losa de fondo R_{fl} y en los muros del cajón R_{fs} , según la siguiente ecuación; aplicando un factor de dimensionamiento FD_v mínimo de 1.5:

$$V \leq \frac{R_{fl} + R_{fs}}{FD_v}$$

3.3.4 Distorsión angular

Finalmente, se verificará que la distorsión angular θ e máx. que se inducirá durante un sismo se mantenga en límites que no afecten a las colindancias durante un sismo se mantenga en límites que no afecten a las colindancias o generen sensación de inseguridad la los ocupantes de la estructura; la expresión de cálculo es la siguiente:

$$\phi_{e\text{máx}} = \frac{3}{H} \frac{M_v^2}{(0.5B)LE}$$



M_v = Movimiento de volteo

B, L = Ancho y largo del cajón de cimentación, respectivamente

E = Módulo de rigidez representativo del suelo de cimentación en condiciones dinámicas

Como primera aproximación el módulo E de suelos arcillosos de consistencia blanda a media puede considerarse igual a tres veces en valor de la resistencia de punta media con cono eléctrico q_c .

3.3.5 Estabilidad de la excavación

Se deben de revisar los siguientes tres mecanismos: falla general de fondo, falla del fondo por subpresión y falla de talud.

Expansión inducida para la excavación δ_{ei} . La expansión inmediata puede estimarse mediante la siguiente fórmula simplificada, obtenida a partir de la teoría de la elasticidad considerando una relación de Poisson $\nu = 0.5$:

$$\delta_{ei} = m_{ue} P_d B F_f F_p \dots (5)$$

donde:

P_d = Presión total a nivel del fondo antes de excavar

B = Ancho de la excavación

M_{ue} = Módulo de expansión elástica media de los estratos de arcilla expansibles bajo el fondo de la excavación

F_f y F_p = Factores de forma y de profundidad

En una excavación de sección rectangular, M_{ue} puede estimarse como el promedio pesado de los módulos de los suelos comprendidos en una profundidad igual $F_2 B F_f F_p$ a partir del fondo de excavación.



El módulo Mue de los estratos de arcilla se obtienen de pruebas triaxiales no alteradas con un ciclo de descarga controlada, aplicando presiones de confinamiento iguales a los esfuerzos totales de cada muestra de suelo en su estado natural.

$$\delta = \frac{qB}{e} \left[(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2 \right]$$

donde:

q = Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación en ton/m^2

B = Ancho del área descargada, en m

F_1 y F_2 = Coeficientes adimensionales, que dependen de la relación

$$\frac{D}{L} \text{ y } \frac{L}{B}$$

L = Longitud del área descargada

E = Modulo de elasticidad del suelo baja la zona de excavación, en ton/m^2

μ = Relación de Poisson, adimensional

SC = Sobrecarga

$$q_{media} = [q_{max} - SC/2 + SC]$$

Si las expansiones así calculadas resultan mayores de las admisibles, se determinara la dimensión del área de excavación para evitar daños en las colindancias durante el proceso de excavación o de recompresión; deberá revisarse también la posibilidad de utilizar bombeo como se indica a continuación:

Sistemas de bombeo. Se utiliza para: a) evitar la falta por subpresión, abatiendo la presión en los estratos arenosos cercanos al fondo de la excavación, b) disminuir las expansiones y c) facilitar la construcción, excavando en seco.



Deberá preverse la colocación de tubos de observación y piezómetros neumáticos para controlar y decidir el momento de inicio de las diferentes etapas de excavación.

3.3.6 Trabajo estructural de la cimentación

Losa de fondo. Deberá diseñarse para soportar las acciones transmitidas por la estructura equilibrada por un sistema de reacciones.

Empujes sobre muros de sótano. Los muros soportaran los empujes a largo plazo; el empuje en sismo corresponde a la cuña activa afectada por una aceleración igual a un tercio del coeficiente de diseño sísmico c .

$$Esis = cW / Q$$

$$p = Esis / H$$

$$KA = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \frac{2C}{\gamma} H \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$Esis$ = Empuje por sismo, en ton/m

c = Coeficiente sísmico

W = Peso total, en ton/m

Q = Coeficiente de ductibilidad

p = Presión por sismo, en ton/m^2

H = Profundidad, en m

KA = Empuje activo por sismo

γ = Peso volumétrico del suelo en ton/m^3

C = Cohesión del material, en ton/m^2



3.4 Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Sótano de estacionamiento con nivel de piso terminado a 1.80 *m* de profundidad respecto al nivel de banquetta que equivale a un desplante de 2.2 *m* aprox.
- La relación entre las dimensiones de mayor promedio (33.5 *m*) y menor promedio (15.7 *m*) de la planta del sótano de estacionamiento es 2.13.
- La relación entre la altura del edificio (25.2 *m*) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es 2.2 *m*.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de mediana resistencia y compresibilidad y espesor medio de 5 *m*.
- 28.5 *m* de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia
- Nivel de aguas freáticas a 1.4 *m* de profundidad.
- Asentamientos de 1.5 *cm/año* por consolidación regional.

De acuerdo a información de la comisión del valle de México de la S.A.R.H. a 33 *m* de profundidad se tiene un abatimiento piezométrico de 5 *m*.

Las características anteriores generan los siguientes problemas geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como primera opción un cajón de cimentación:

- Asentamientos a largo plazo superiores a los permitidos por el reglamento.
- Falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.



- Tensiones en la losa de cimentación del sótano de estacionamiento.

Con base en lo anterior, la solución de cimentación del proyecto será de tipo mixta, formada por un cajón rígido de cimentación desplantado a 2.2 m de profundidad con 56 pilotes de fricción de sección cuadrada (0.45x 0.45 m) de 27.0 m de longitud efectiva, es decir a 29.2 m de profundidad respecto al nivel de banqueta.

El número de pilotes se determinó efectuando varios tanteos, hasta obtener asentamientos tolerables. La distribución de los pilotes propuestos se realizó satisfaciendo que el centroide del grupo de pilotes coincidiera con el centro de carga de la estructura.

De acuerdo a los análisis se establece que se requiere una cimentación profunda, a continuación se presentan los principios básicos que deben tomarse en cuenta para fundamentar el uso de cimentaciones profundas en este proyecto.

De acuerdo a los análisis se establece que se requiere una cimentación profunda, a continuación se presenta los principios básicos que deben tomarse en cuenta para fundamentar el uso de cimentaciones profundas en este proyecto.

3.5 Cargas de proyecto

Departamentos

Número de losas = 7.0

Área de cada losa = 517 m²

Cargas por losa = 1.0 ton/m²

Estacionamientos

Número de losas = 2

Área de cada losa = 526 m²

Cargas por losa = 1.0 ton/m²



Peso de la estructura = 2,850 ton (no incluye peso de la cimentación ni está factorizada)

Excavación

Área excavada = 526 m²

Profundidad de excavación = 2.2 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 1,736 ton

Esfuerzo Total = 7.11 ton/m²

Esfuerzo Neto = 3.81 ton/m²

3.6 Análisis de estabilidad

Estado de falla general con cajón de cimentación

La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{C_{su} N_c}{F_d} + \gamma D_f$$

donde:

q_{adm} = Capacidad de carga admisible, ton/m²

C_{su} = Cohesión promedio en la superficie de falla, 2.2 ton/m²

N_c = Factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.78

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

D_f = Profundidad de desplante, 2.2 m

B = Ancho promedio del cajón de cimentación, 15.7 m

L = Longitud promedio del cajón de cimentación, 33.5 m

γ = Peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³



F_d = factor de diseño estático (3) y dinámico (2)

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática admisible es 7.92 ton/m^2 y la dinámica admisible es 11.39 ton/m^2 .

3.7 Estado de falla local con cajón de cimentación

El esfuerzo máximo que resiste el suelo en la esquina de la cimentación sometida a compresión máxima se calcula con la siguiente expresión:

$$q_{\text{adm}} = \frac{2C_{cu} \sqrt{N_\phi}}{FS} + \sigma_{eo} K_o N_\phi$$

donde:

q_{adm} = Esfuerzo admisible en la orilla, ton/m^2

C_{cu} , ϕ_{cu} = Parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada - no drenada, 2.5 ton/m^2 y 15°

$$N_\phi = \text{Tan}\left(45 + \frac{\phi_{cu}}{2}\right) = 1.7$$

FS = Factor de seguridad, 1.3

K_o = Coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

σ_{eo} = Esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 2.45 ton/m^2

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo limite en la orilla es 7.49 ton/m^2 .



3.8 Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica en un punto de la interfaz suelo-losa se calculan con la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm Mv_{sismo} \left[1.0 \frac{d_y}{I_{\min}} + 0.3 \frac{d_z}{I_{\max}} \right]$$

$\Delta\sigma_{sismo}$ = Incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m^2

Mv_{sismo} = Momento de volteo sísmico, 9282 $ton-m$

$$Mv_{sismo} = 0.8 \left(\frac{2}{3} H_t \right) \left(W_t \frac{C_s}{Q_s} \right)$$

H_t = Altura total del proyecto medida desde el desplante, 25.2 m

W_t = Cargas de la estructura sin considerar la losa de cimentación, 3,488 ton.

C_s = Coeficiente sísmico de diseño, 0.40

Q_s = Factor de comportamiento sísmico, 2

I_{\min}, I_{\max} = Momentos de inercia principales menor (10803) y mayor (295,124 m^4) respecto al centroide de la losa de cimentación.

d_y, d_z = Distancias perpendiculares a la esquina crítica, .6 0 y 3.6 m, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es

$$\Delta\sigma_{sismo} \approx \pm 5.19 \text{ ton}/m^2$$

Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (7.11 ton/m^2) es menor que la capacidad de carga admisible estática (7.92 ton/m^2) del subsuelo.



El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (5.19 ton/m^2) es igual a 12.3 ton/m^2 y mayor a la capacidad de carga dinámica admisible (11.39 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es mayor al esfuerzo límite en la orilla (7.49 ton/m^2).

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a -1.92 ton/m y por tanto, se presentan tensiones en la losa.

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación no cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas y por tanto necesita pilotes de fricción.

3.9 Diseño geotécnico de pilotes de fricción

La carga admisible de un pilote de fricción Q_{adm} se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_D}; Q_u = CpL$$

donde:

Q_u = Carga última del pilote de fricción, 99.0 ton

F_D = Factor de diseño en condiciones estáticas (2.0) y dinámicas (1.5)

C = Cohesión promedio desde 2.2 m hasta 21.5 m de profundidad,
 2.2 ton/m^2

p = Perímetro del pilote cuadrado de 0.45 m de lado, 1.8 m

L = Longitud efectiva del pilote, 27.0 m

Reemplazando los valores anteriores, la carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.45 m de lado y 27.0 m de longitud es



$$Q_{admes\grave{a}tica} = 72.0 \text{ ton} \qquad 49.3 \text{ ton}$$

$$Q_{admdin\acute{a}mica} = 96.0 \text{ ton} \qquad 66.0 \text{ ton}$$

Para los análisis se considerarán pilotes con perímetro igual a 1.80 m, de 27 m de longitud y cuya carga de trabajo igual a su capacidad de carga última (99 ton).

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo.

Los pilotes se distribuyen en la planta de cimentación utilizando como guía la concentración de carga en las columnas. En cada columna se verificará que cada pilote del grupo cumpla las siguientes condiciones.

$$Q_{netaributoria} \leq Q_{admes\grave{a}tica}$$

$$Q_{netaributoria} + \Delta Q_{sismo} \leq Q_{admdin\acute{a}mica\grave{e}stica}$$

$$| Q_{netaributoria} - \Delta Q_{sismo} | \leq Q_{admdin\acute{a}mica\grave{e}stica}$$

El incremento de carga por sismo en cada columna se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma_{sismo} = \pm Mv_{sismo} \left[1.0 \frac{d_y}{I_{\min}} + 0.3 \frac{d_x}{I_{\max}} \right] A_{columna}$$

donde:

$\Delta \sigma_{sismo}$ = Incremento de carga de sismo, ton

Mv_{sismo} = Momento de volteo sísmico, 9,282 ton-m

d_y, d_x = Distancias perpendiculares al eje de la columna, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor del conjunto de columnas

I_{\min}, I_{\max} = Momentos de inercia principales menor (680 m⁴) y mayor (5,468 m⁴) respecto al centroide del conjunto de columnas

$A_{columna}$ = Área de la sección transversal de la columna, 1.0 m²



3.10 Análisis de asentamientos

El asentamiento a largo plazo δ en condiciones estáticas se evalúa como la suma de las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por el grupo de pilotes, mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = \sum m_{vi} \Delta \sigma_i H_i$$

donde:

m_{vi} = Módulo de deformación representativo del estrato i obtenido de pruebas de consolidación.

$\Delta \sigma_i$ = Incremento de esfuerzo efectivo medio en el estrato i

H_i = Espesor del estrato i

El incremento de esfuerzo efectivo en cada estrato se puede calcular asumiendo una distribución de carga uniforme aplicada a una profundidad de $\frac{2}{3}$ de la longitud efectiva de los pilotes a partir del nivel de desplante del cajón de cimentación.

El incremento en los esfuerzos efectivos se calculó con la solución de Fröhlich ($x=2$) para una cimentación flexible y para una carga neta 3.81 ton/m^2 aplicada a 18.0 m de profundidad con base en las propiedades definidas anteriormente.

Con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 8.0 cm , aproximadamente.

3.11 Análisis de la excavación

Estabilidad de taludes durante la excavación.

Para analizar la estabilidad del talud se utilizó el método de Jambú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a



círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{N_c C_m}{\gamma H + q}$$

donde:

N_c = es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro λ_{cp} , el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{cp} = \frac{\gamma H + q}{C_{uv}} \tan(\phi_{uv})$$

donde:

γ = Peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m^3

H = Altura del talud, 2.2 m

q = Sobrecarga, 2.0 ton/m^2

C_{uv} = Cohesión promedio en condición no drenada, ton/m^2

(ϕ_{uv}) = Ángulo de fricción en condición no drenada

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un $FS \approx 2.3$, el cual es adecuado para taludes de tipo temporal ($FS > 2.0$).

3.12 Estabilidad del fondo de la excavación

La capacidad de carga admisible del fondo de la excavación se calculó aplicando la siguiente expresión (Ref. 7):

$$q_{adm} = \frac{C_{uv} N_c}{F_D}$$

donde:

q_{adm} = Capacidad de carga admisible, ton/m^2



- C_{av} = Cohesión promedio en la superficie de falla, 2.2 ton/m²
 N_c = Factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.14
 F_D = Factor de diseño, 2.0

Reemplazando los valores anteriores se obtiene que la capacidad de carga admisible es 7.49 ton/m². Por tanto, el factor de seguridad contra falla de fondo queda definido como:

$$FS = \frac{q_{adm}}{\gamma H + q}$$

donde:

- γ = Peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³
 H = Altura del talud, 1.5 m
 q = Sobrecarga, 2.0 ton/m²

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un $FS \approx 1.41$, el cual no es adecuado para excavaciones de tipo temporal ($FS_{\text{mínimo}} = 2.0$).

3.13 Consideraciones geotécnicas para diseño estructural

Presión horizontal de tierras sobre muros de contención, debido a que los muros perimetrales del cajón de cimentación se colocarán contra el terreno, éstos soportarán una presión horizontal que actuará a largo plazo. El valor de dicha presión está dado por la siguiente expresión:

$$P_h = K_o(\gamma z + q) + \gamma_w(z - 2.5)$$

donde:

- P_h = Presión de tierras para condiciones a largo plazo a la profundidad z , ton/m²
 K_o = Coeficiente de empuje de tierras en reposo, $1 - \text{sen}14^\circ \approx 0.67$



- z = Profundidad a la cual se estima la presión, m
- γ = Peso volumétrico promedio del suelo, $1.5 \text{ ton}/m^3$
- q = Sobrecarga en colindancia con edificaciones, $2.0 \text{ ton}/m^2$

Reemplazando los valores anteriores, la expresión numérica para el cálculo de presiones horizontales es:

- Para $0 \leq z \leq 1.5m$

$$P_h \approx 0.9(1+z) \text{ ton}/m^2$$

3.14 Trabajo estructural de la losa de fondo

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba ($3.3 \text{ ton}/m^2$) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

Asimismo, la losa debe ser capaz de soportar la carga última de los pilotes de fricción (99 ton) en compresión y tensión.

Por tanto, se recomienda realizar la excavación con el siguiente procedimiento constructivo:

- Excavación del núcleo central en una sola etapa dejando una berma talud perimetral de 0.5 m de berma y 60° de inclinación en la colindancia con las estructuras de dos y tres niveles y taludes verticales perimetrales con vía pública.
- Construcción de la losa de cimentación en el núcleo central.
- Excavación alternada de la berma-talud en tramos de longitud máxima de 5.0 m y recibiendo la cimentación vecina mediante un murete de concreto armado hasta una profundidad mínima de 2.4 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, y con vía pública protegido el talud mediante el repellido de 3 cm de espesor.



- Construcción de la losa de cimentación y muro del cajón de cimentación en la longitud excavada.

La construcción vertical del proyecto en el núcleo central podrá continuar paralelamente a la excavación de la berna-talud hasta completar la losa del segundo sótano de estacionamiento.



CAPÍTULO IV

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.1 Cajón de cimentación para $\frac{1}{2}$ sótano

- Instalación de pilotes de fricción.
- Instalación e inicio del sistema de bombeo.
- Excavación del núcleo central y construcción parcial del cajón de cimentación.
- Excavación y construcción final del cajón de cimentación en tramos alternados de 5.0 m de longitud de la berma-talud.
- Suspensión del sistema de bombeo.

4.2 Pilotes de fricción

La construcción de los pilotes será de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- Previo a la construcción de los pilotes se deberá preparar una plataforma con material compactado y una plantilla de concreto pobre de 7.0 cm en la superficie para evitar movimientos durante la construcción.
- Posteriormente se dará inicio al habilitado, armado y cimbrado de los pilotes en 2 secciones. La cimbra debe quedar fija y garantizar que no se presenten movimientos que posteriormente se reflejen en los pilotes. Deberá dejarse un dispositivo en la caras de las secciones de pilote que permita unirlos durante el proceso de hincado para conformar la longitud total efectiva del pilote. Deberá dejarse una longitud adicional en la sección que conformará la cabeza del pilote para cuando se realice el descabece y unión del pilote al cajón de cimentación se garantice la longitud efectiva de diseño.



- Después se realizará el colado de las secciones de pilote. El vaciado del concreto se podrá realizar a tiro directo o con bomba, controlando la compactación por medio de vibrado. Cada uno de los pilotes deberá ser identificado con un número y fecha de construcción para controlar la resistencia del concreto.

- Durante la construcción de los pilotes deberán dejarse unos orificios que servirán para izar y manipular el pilote durante los traslados, el hincado y la unión entre las dos secciones que conformarán un pilote.

El hincado de los pilotes se realizará de acuerdo con las siguientes recomendaciones y especificaciones:

- Previo al hincado del pilote se procederá a la localización y el trazo del punto en el que quedará éste.

- Para evitar daños al pilote durante el hincado y facilitar su colocación, se recomienda realizar una perforación previa por batido sin extracción de material. El diámetro de la perforación deberá ser de 30.0 *cm* (80% del lado del pilote) o 40.0 *cm* como máximo. La profundidad de la perforación deberá asegurar que la punta del pilote quede ubicada a 21.5 *m* de profundidad.

- La selección del martillo de hincado será de acuerdo con la siguiente recomendación: el peso del pistón será de 2.5 a 3.0 veces el peso del pilote y el casquete de impacto deberá contar con sistema de amortiguamiento para evitar daños a la cabeza del pilote.

- Enseguida se dará inicio al hincado de los pilotes. Éste se realizará de manera alterna en planta para evitar que el incremento en la presión de poro levante los pilotes vecinos. Una vez hincado todos los pilotes deberá rectificarse topográficamente que el nivel de la cabeza de los pilotes corresponde con el de diseño (1.5 o 3.5 *m* de profundidad respecto al nivel de banqueta). La unión de las 2 secciones que conforman un pilote se realizará durante el proceso de hincado.



4.3 Sistema de bombeo

El nivel de desplante del cajón de cimentación para $\frac{1}{2}$ sótano estará a 2.2 m de profundidad y el nivel de aguas freáticas está a 1.4 m, lo cual genera un tirante de agua de 0.8 m. Sin embargo, las contratrabes y dados para pilotes requieren una excavación adicional de 1.20 m, por tanto, existirá un tirante de agua total de 2.00 m.

La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo. El sistema recomendado es con pozos de bombeo a base de puntas eyectoras, o equivalente: bomba con electroniveles.

La instalación del sistema de bombeo para el área excavada estará conformado por 9 pozos (1 pozo/50 m²) a 14.0 m de profundidad (1.5 m por debajo del lente permeable) respecto al nivel de banqueta. La extracción de agua será mediante puntas eyectoras y la instalación será conforme a los siguientes lineamientos:

- Ubicación y trazo del sitio en el que quedará cada uno de los pozos. Los pozos estarán distribuidos en toda el área de tal manera que no interfieran con algún elemento estructural.
- Posteriormente se procederá con la perforación de los pozos de 8 pulgadas de diámetro. Esta se deberá realizar con broca de aletas y sin la utilización de lodo bentonítico.
- Luego se procederá con la colocación de un ademe con tubo de PVC de 4" de diámetro y ranurado en toda la longitud, éste deberá estar forrado con una malla de mosquitero.
- Posteriormente se colocará un filtro a base de una grava fina de 3/8 de tamaño máximo que ocupe el área anular que se tenga entre la pared de la perforación y el ademe.
- Por último, se instalarán las puntas eyectoras y el sistema de bombeo.

Se recomienda que el sistema de bombeo inicie por lo menos 7 días antes de la excavación y se suspenda cuando se haya construido totalmente el cajón de cimentación y la losa de entrepiso entre los dos estacionamientos.



Para el caso de que se tuviera un cajón de cimentación desplantado a 1.5 m de profundidad (1/2 sótano), las posibles filtraciones superficiales de agua pueden ser controladas con cárcamos y bombeo de achique.

4.4 Excavación y construcción del cajón de cimentación

La excavación para la construcción del cajón de cimentación para 1/2 sótano se realizará conforme a las siguientes recomendaciones:

- Demolición y retiro de las estructuras existentes hasta el nivel de banquetea y localización y trazo del área de excavación señalando una berma de 0.5 m en todo el perímetro de la superficie que ocupará el proyecto.
- Excavación del núcleo central en una sola etapa dejando una berma-talud perimetral de 0.5 m de ancho y 60° de inclinación el perímetro de ésta. La excavación se podrá realizar con equipo hasta una profundidad de 10 cm por arriba del desplante de la losa para evitar el remoldeo del suelo de desplante. El resto de la excavación se realizará con herramienta manual.
- Descabece de los pilotes para unión del refuerzo con el cajón de cimentación.
- Armado y colado de las contratrabes, dados y losa en el núcleo central.
- Excavación de la berma talud en franjas alternas de 5.0 m de longitud.
- Construcción de la continuación de losa de cimentación del núcleo central y del muro de contención del cajón, en el tramo excavado.

Para el caso del cajón de estacionamiento desplantado a 1.40 m de profundidad podrá realizarse la excavación sin dejar la berma-talud. Sin embargo, es conveniente proteger los taludes con un repellado de mortero para evitar la degradación de las propiedades, originando una reducción considerable en el factor de seguridad.



CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para este proyecto resulta que una solución solo a base de cajones de cimentación presenta problemas de asentamientos y estabilidad en condición sísmica, por tanto, se requiere de pilotes de fricción para garantizar la integridad de la estructura.

En el caso de cajón de cimentación desplantado a 2.2 m de profundidad, el sistema de bombeo y la instalación de los pilotes de fricción ayudarán a reducir las expansiones originadas durante la excavación.

La separación mínima entre los bordes de pilotes adyacentes debe ser de 1.0 m para garantizar el comportamiento mecánico individual de cada pilote, es decir se hará conservando una separación mínima centro a centro, de tres veces el lado de la sección transversal del pilote.

La unión o junta entre las dos secciones que conforman un pilote deberá ser diseñada para que soporte la carga última de diseño en compresión y tensión.

Para facilitar el hincado, los pilotes deberán construirse con una punta de 60°, debidamente reforzada para resistir los esfuerzos a que estará sujeta durante el hincado.

La longitud de descabece del pilote para unión con el cajón de cimentación será la indicada por el análisis estructural, garantizando la longitud efectiva del pilote de fricción.

Si fuera necesario profundizar la punta de los pilotes por aspectos constructivos y de diseño estructural, la punta de éstos deberá quedar localizada máximo a 30.5 m de profundidad respecto al nivel de banquetta, con el fin de dejar un colchón de arcilla mínimo de 3.0 m entre la punta y la capa dura. En caso tal que se necesite profundidad más, deberá cambiarse la geometría del pilote para cumplir con la carga última de diseño y el colchón mínimo necesario.



La cantidad y distribución en planta de los pilotes se realizó asumiendo valores de carga utilizados en proyectos similares y análisis simplificados y aproximados para condición sísmica. Por tanto, la cantidad y distribución final de pilotes depende de los resultados del análisis estructural.

El análisis presentando en este informe indica que la cantidad de pilotes está muy cerca del límite permitido. Se recomienda reducir, en la medida de lo posible y en caso necesario, el peso estático del proyecto.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal indica que no se deberá tener en cuenta el empotramiento del cajón de cimentación en el análisis sísmico-estructural si el predio tiene colindancias con viviendas, como es el caso del proyecto en estudio.

Se verificará la verticalidad de los tramos de pilote antes de proceder al hincado. La desviación de la verticalidad no deberá ser mayor de 2% de la longitud del pilote. La posición de la cabeza de los pilotes no distará, respecto a la de proyecto, más de 20 *cm* ó 25% del ancho del elemento estructural que se apoya en ella, cual sea menor.

Durante la hinca de pilotes se llevará un registro que indicará para cada uno, su ubicación en la planta de cimentación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la profundidad de la perforación previa, el tipo de materiales empleados para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía por golpe, el número de golpes por minuto y el número de golpes por metro de penetración.

En la exploración realizada mediante 6 pozos a cielo abierto, se observó que existen actualmente en el sitio de interés, cimentaciones antiguas y rellenos de mala calidad constituidos por basura, pedacería de tabique y material producto de demolición, hasta una profundidad máxima de 1.4 *m* por debajo del nivel de banquetta, por lo que se recomienda que antes de realizar algún trabajo de piloteo deberán efectuarse calas en los puntos donde se ubicarán los pilotes recomendados, para retirar estos materiales y se deje el espacio necesario para hincarlos. Una vez piloteado y previamente colocado el sistema de bombeo por lo menos una semana antes al inicio de la excavación, se procederá a retirar los materiales antes mencionados.



En espera que los criterios establecidos en el presente trabajo contribuyan al enriquecimiento de geotecnia para proyectos similares y de apoyo para los lineamientos de la materia.

El presente proyecto tuvo una gran aportación en cuestiones técnicas y aprendizaje debido a que se supervisó y controló los trabajos de exploración y del subsuelo, de igual manera se adquirió el conocimiento del correcto muestreo de los materiales para efectuar los ensayos necesarios que permitieron obtener los parámetros de diseño de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la estructura proyectada, así mismo se plantean los criterios que permiten dictaminar la factibilidad y seguridad de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.



BIBLIOGRAFÍA

Manual de Diseño Geotécnico, Volumen 1. Covitur, DDF, Secretaría General de Obras, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, 1987.

Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Leonardo Zeevaert. Robert E. Krieger Publishing Company, 1979.

Zonificación Geosísmica en México y su Aplicación al cálculo de Espectros de Diseño. Miguel P. Romo y Efraín Ovando. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Luis Arnal Simón y Max Bentacourt Suárez. Trillas, 1991.

El Cono en la exploración geotécnica. Enrique Santoyo, Riqing Lin Xue y Efraín Ovando. TOC geotecnia, 1989.

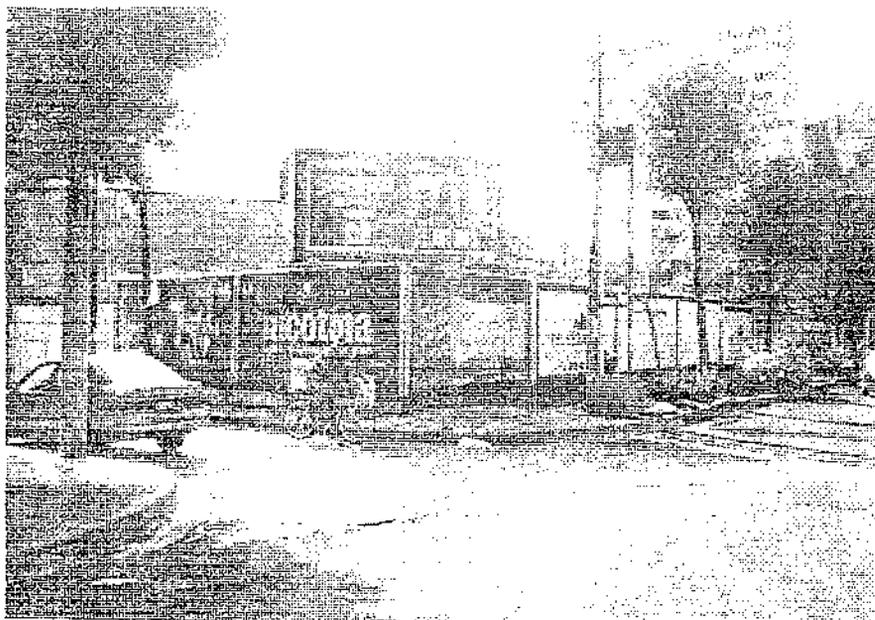
Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Holguín, E. et al. TGC geotecnia, 1992.

Mecánica de Suelos Tomo Z Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Limusa, 1996.

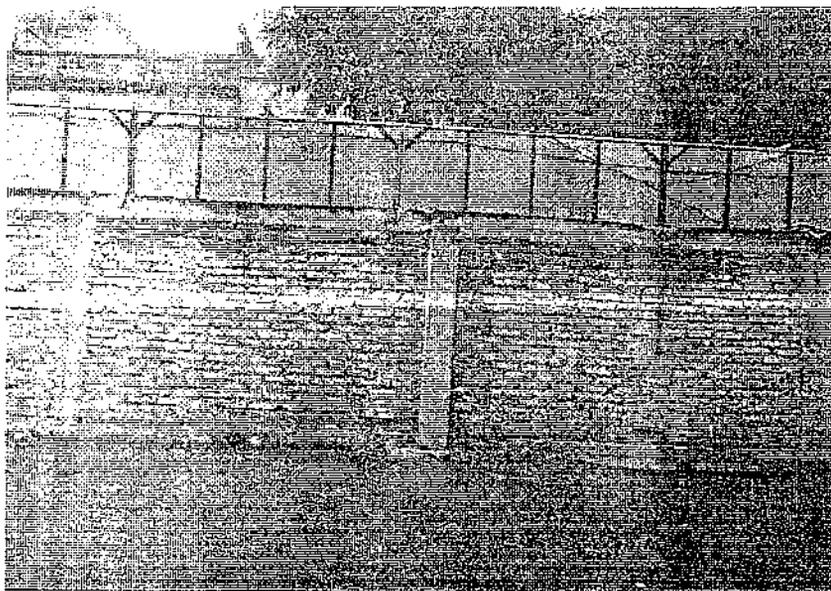
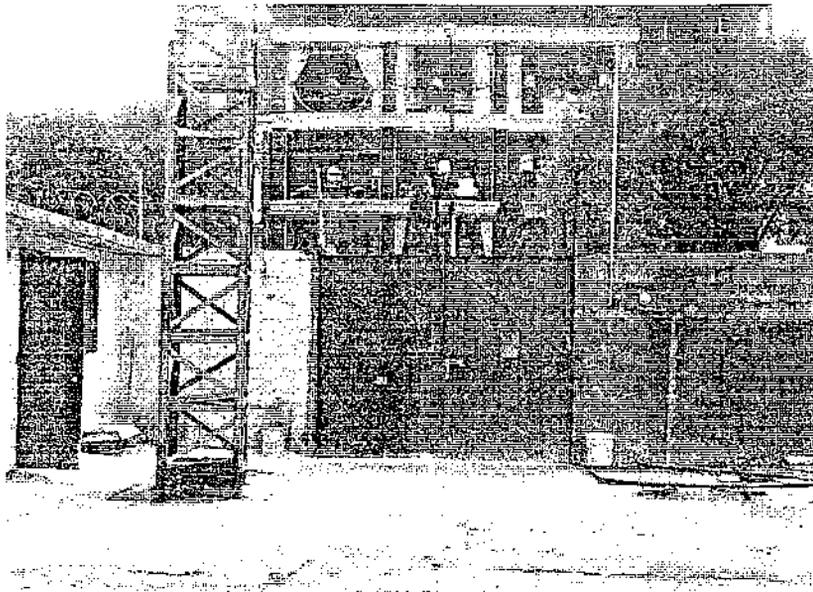
ANEXO I

REPORTE

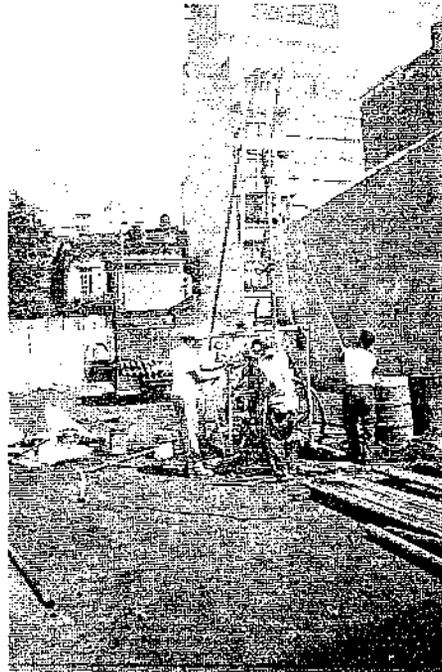
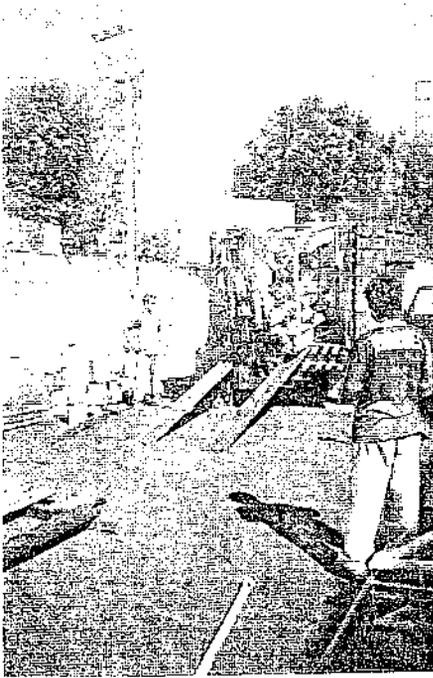
FOTOGRAFICO



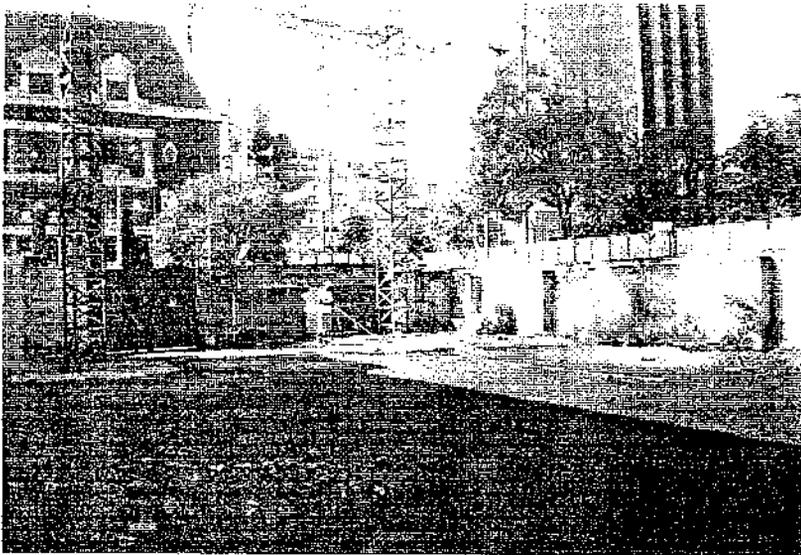
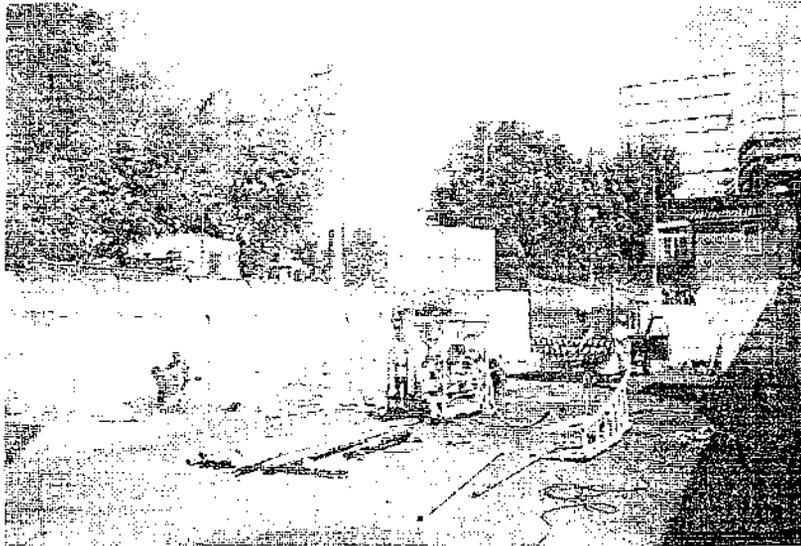
VISTA PANORAMICA DEL EXTERIOR DEL PREDIO



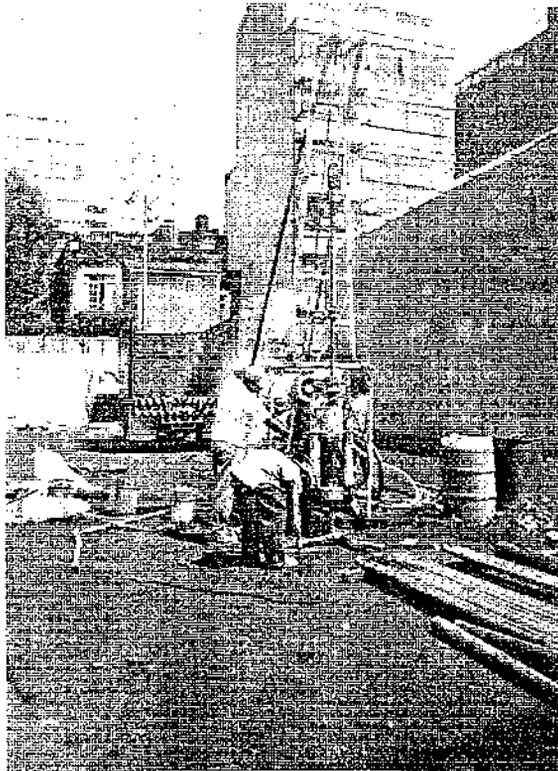
VISTA PANORAMICA DE LAS COLINDANCIAS DEL PREDIO



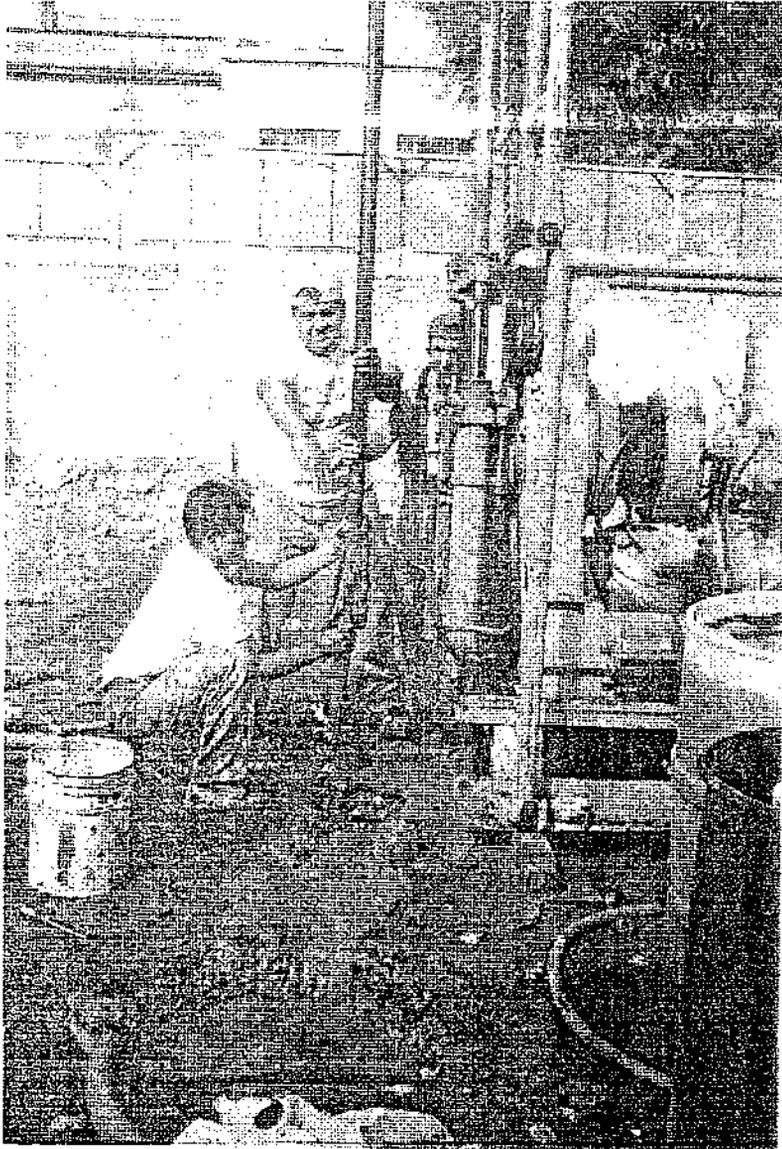
ACOMODO DE LA MAQUINA EN EL LUGAR DONDE SE REALIZÓ EL SONDEO



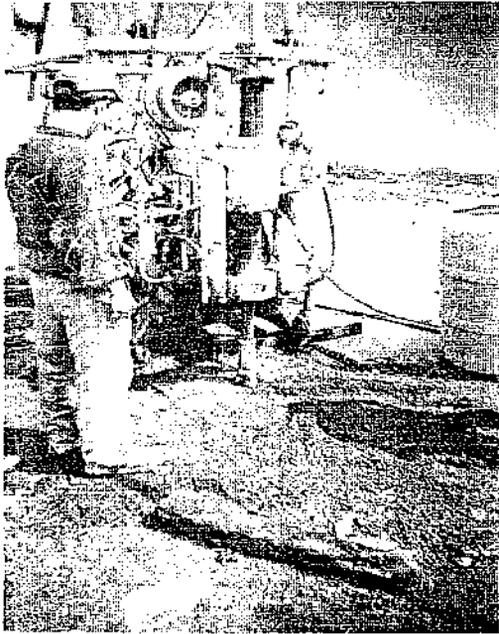
VISTA AL INTERIOR DONDE SE EJECUTÓ LA EXPLORACIÓN Y MUESTREO
PARA LA REALIZACIÓN DEL PRESENTE PROYECTO



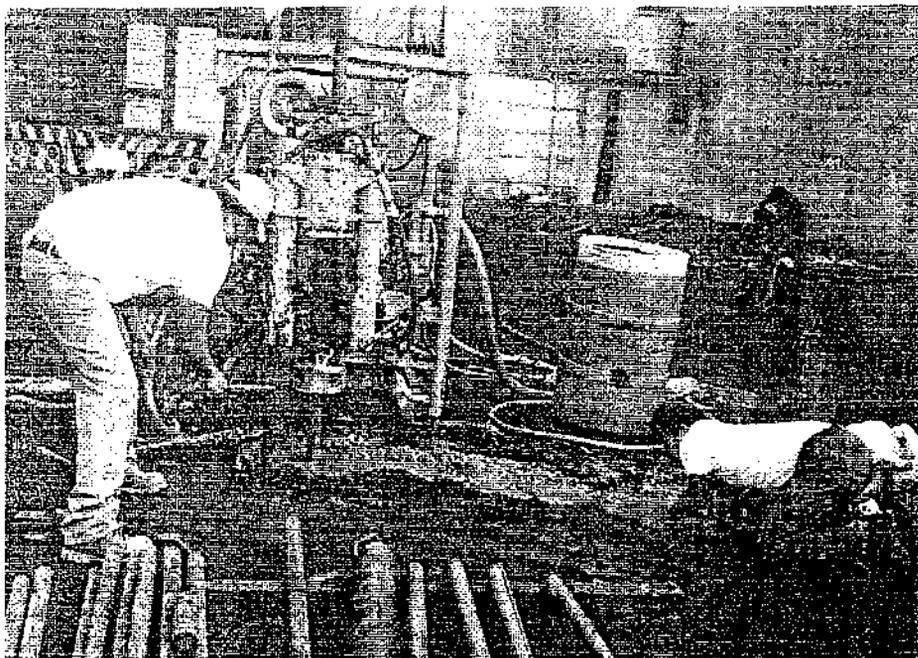
PREPARACIÓN DEL CARCAMO Y LODO BENTONITICO



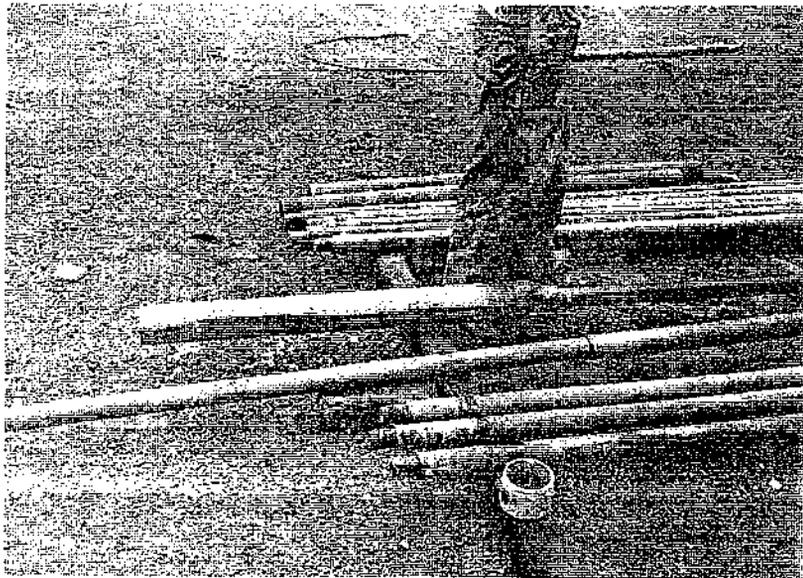
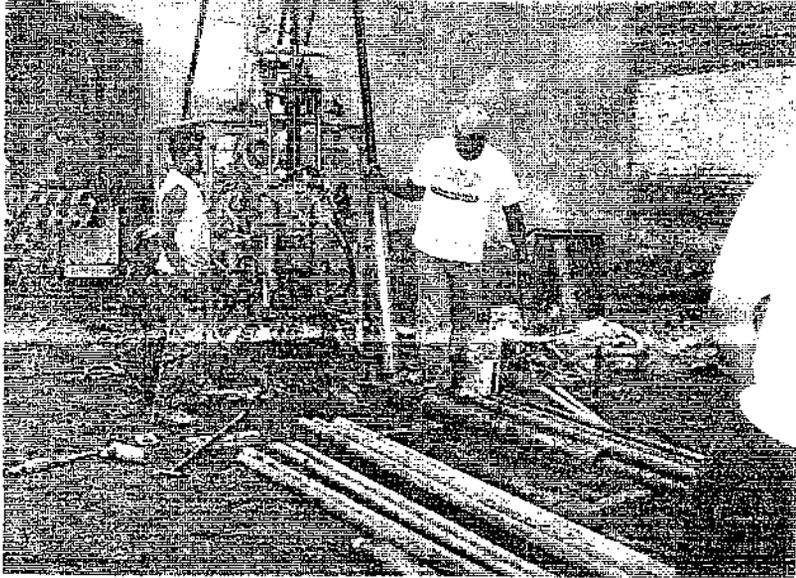
RECUPERACIÓN DEL TUBO PARTIDO EN EL SONDEO



IZQ. SE OBSERVA INICIO DE PERFORACIÓN CON BROCA TRICONICA
DER. CARCAMO PARA RECIRCULACIÓN DEL LODO BENTONITICO



LAVADO DE LA PERFORACIÓN



MUESTREO CON TUBO SHELBY



VISTA DE CIMENTACIÓN ANTIGUA ENCONTRADA EN PCA-1



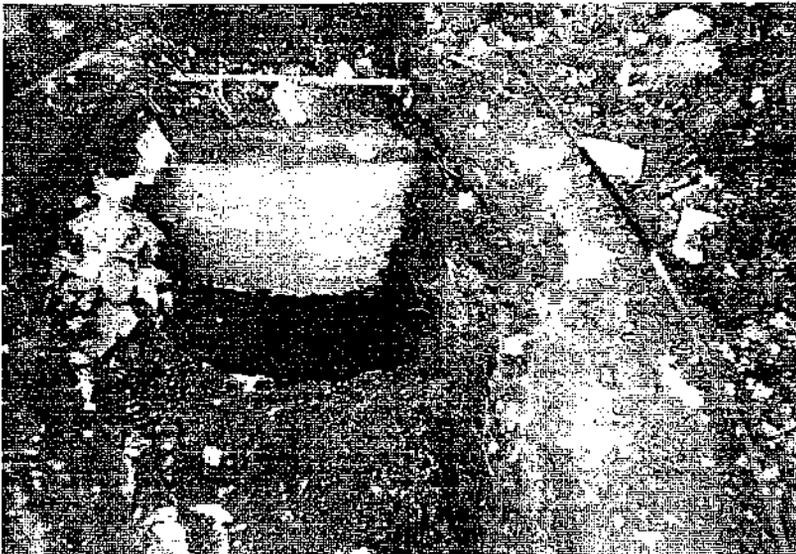
ESTATIGRAFÍA DEL PCA-3 REALIZADO DENTRO DEL PREDIO. SE OBSERVA CIMENTACIÓN DESCUBIERTA Y UNA CAPA DE RELLENOS DE MALA CALIDAD



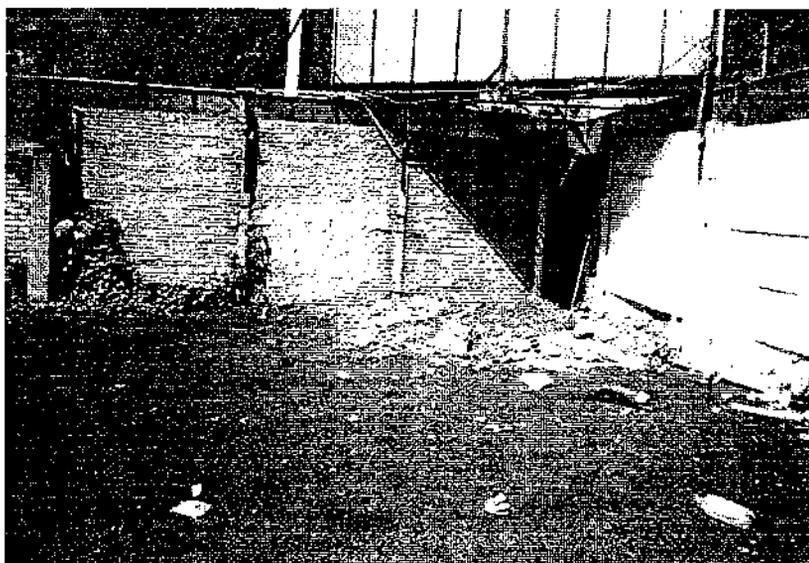
**PROFUNDIZACIÓN DE LA EXCAVACIÓN POR DEBAJO DE LA CIMENTACIÓN
DESCUBIERTA EN EL PCA-3, PARA VERIFICAR LAS CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL
DE DESPLANTE DE LA MISMA**



UBICACIÓN Y ESTATIGRAFÍA DEL PCA-4 REALIZADO DENTRO DEL PREDIO EN ESTUDIO. SE OBSERVA CIMENTACIÓN DESCUBIERTA Y UNA CAPA SUPERFICIAL DE RELLENOS DE MALA CALIDAD



UBICACIÓN Y ESTATIGRAFÍA DEL PCA-5 REALIZADO DENTRO DEL PREDIO EN ESTUDIO. SE OBSERVA LA CIMENTACIÓN DESCUBIERTA Y UNA CAPA SUPERFICIAL DE RELLENOS DE MALA CALIDAD



UBICACIÓN DEL PCA-6 DENTRO DEL PREDIO, DONDE NUEVAMENTE APARECIO LA CAPA DE RELLENO DE MALA CALIDAD



VISTA DE PCA'S DONDE SE OBSERVA LA APARICIÓN DEL N.A.F. A UNA PROFUNDIDAD DE 1.4 M

ANEXO II

PRUEBAS DE

LABORATORIO



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PUEBLA

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 4 PROF.: 1.80-2.40 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO CON POCA ARCILLA GRIS OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W _t +T	W _s +t	W _L	W%
48	342	16.80	15.20	12.30	55.17
31	325	17.30	15.60	12.70	58.62
21	322	19.20	16.40	11.90	62.22
8	392	20.40	17.10	12.00	64.71

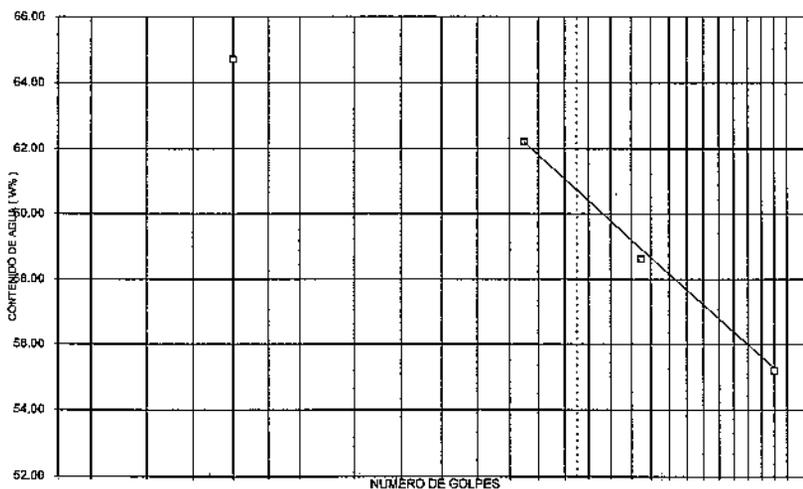
LIMITE PLASTICO

	11	14.10	12.80	9.70	41.94
	0	14.30	13.00	9.80	40.63

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
60.50	41.28	19.22	OH-MH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PUEBLA

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 6 PROF.: 3.00-3.60 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CON LIMO CAFÉ GRISÁCEO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+t	Ws+t	Wt	W%
47	341	18.70	15.60	12.10	88.57
32	399	19.80	16.50	13.10	91.18
20	324	20.40	16.00	11.30	93.62
10	398	21.90	16.30	10.50	96.55

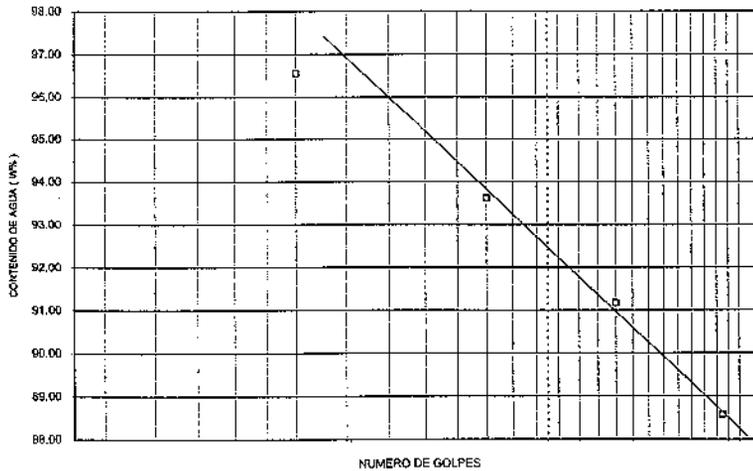
LIMITE PLASTICO

29	14.30	12.90	10.00	48.28
9	14.50	13.00	10.10	51.72

CONTRACCION LINEAL

barra n°	tec.inic.	tec.final	C.L. (%)

LL	LP	IP	S.U.C.S
92.40	50.00	42.40	OH-MH



NUMERO DE GOLPES

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PUEBLA

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 14 PROF.: 9.40-10.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
41	390	17.80	13.10	11.60	313.33
31	416	19.00	12.00	9.80	318.18
19	317	19.60	13.80	12.00	322.22
9	356	20.30	12.80	10.60	340.91

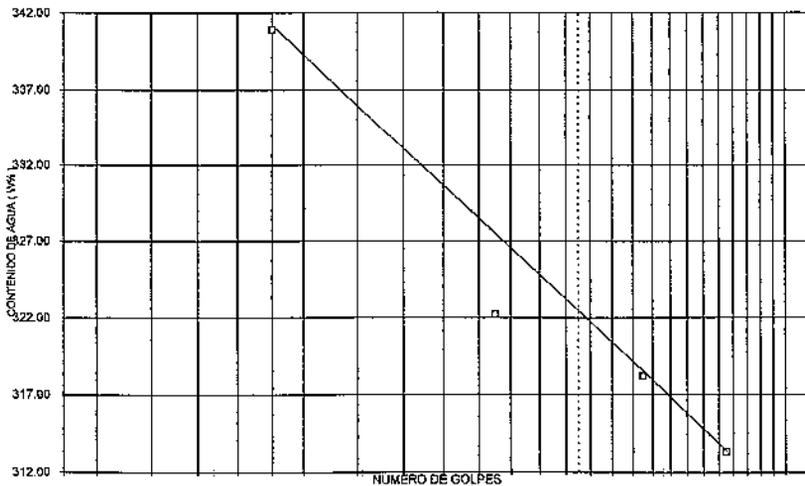
LIMITE PLASTICO

	29	14.20	12.60	10.00	61.54
	12	14.40	12.80	10.10	59.26

CONTRACCION LINEAL

barra n°	tec. inic.	tec. final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
322.00	60.40	261.68	CH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PUEBLA

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 20 PROF.: 14.00-14.60 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° lata	W _{h+T}	W _{s+t}	W _L	W%
41	365	18.90	14.60	12.30	186.96
29	316	19.08	15.00	12.90	194.29
22	349	19.00	14.80	12.70	200.00
10	308	20.60	15.10	12.40	203.70

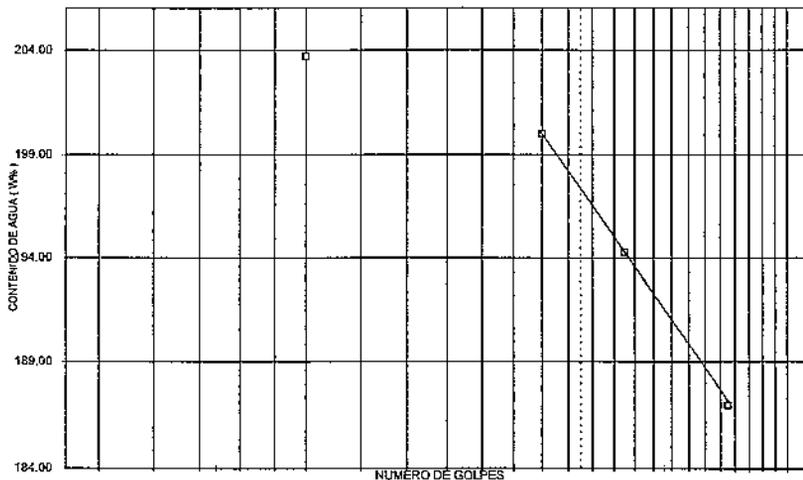
LIMITE PLASTICO

	449	12.10	10.30	7.70	69.23
	422	12.20	10.40	7.80	69.23

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
197.80	69.23	128.57	OH-MH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PUEBLA

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 28 PROF.: 17.60-18.20 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+I	Wt	W%
41	313	17.20	14.60	13.00	162.50
33	407	18.40	13.20	10.10	167.74
20	402	19.90	15.60	13.10	172.00
10	340	20.10	14.90	12.00	179.31

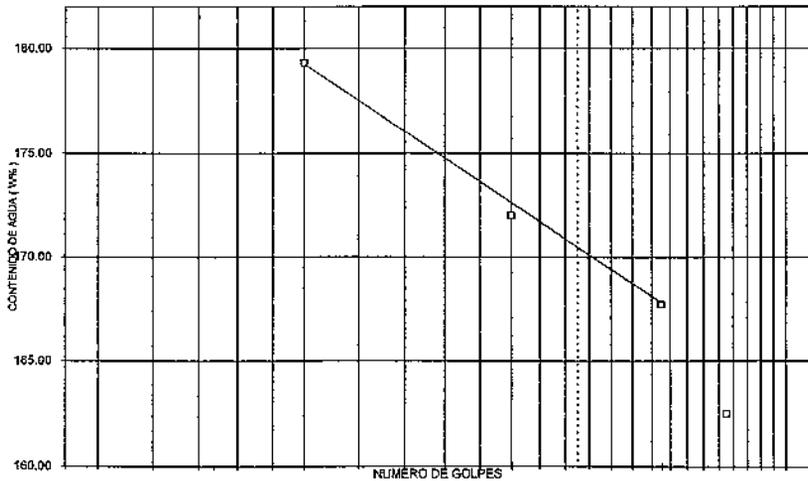
LIMITE PLASTICO

	9	14.30	12.70	10.10	61.54
	28	14.40	12.80	10.10	59.26

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
170.20	60.40	109.80	OH-MH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PUEBLA

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 35 PROF.: 24.00-24.60 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CON LIMO CAFÉ GRISÁCEO OSCURO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+H	Wt	W%
44	355	20.30	17.30	12.70	65.22
28	305	19.50	16.00	11.00	70.00
20	347	20.60	16.20	10.20	73.33
9	358	21.50	17.50	12.30	76.92

456	13.00	11.00	7.70	60.61
439	13.20	11.20	7.90	60.61

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	71.00	60.61	10.39	OH-MH

CONTENIDO DE AGUA (1%)

NUMERO DE GOLPES

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PUEBLA
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 41 PROF.: 28.40-29.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W _h +T	W _s +t	W _l	W%
46	403	15.80	12.60	10.90	188.24
32	386	16.40	12.50	10.50	195.00
22	313	17.80	14.60	13.00	200.00
16	399	19.70	15.20	13.00	204.55

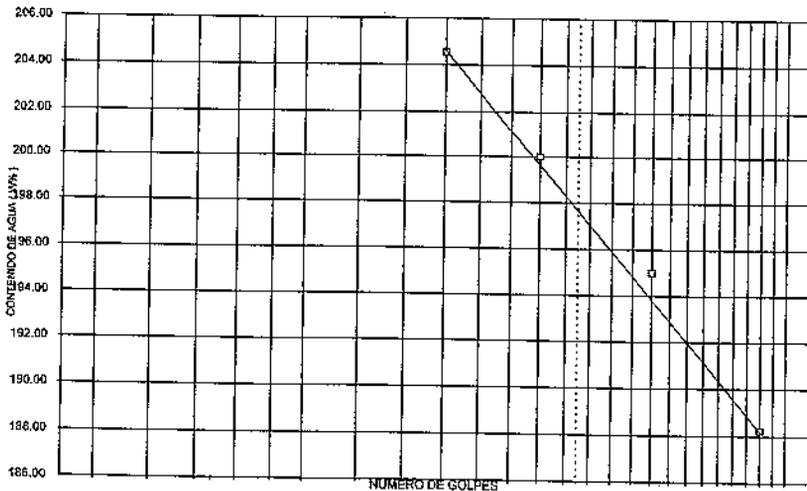
LIMITE PLASTICO

d	W _p	W _s +t	W _l	W%
0	14.20	12.60	9.80	46.67
25	14.30	12.90	9.80	45.16

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
197.90	45.91	151.99	CH



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: PUEBLA
 SONDEO: SM-I
 FECHA: 01-Oct-03

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	Tara gr.	Wt+H gr.	Ws+H gr.	W %	TORC. kg/cm²	CLASIFICACION
1	0.60	85	22.90	113.20	92.70	29.37		GRAYAS AISLADAS SUB ANGULOSAS TAMAÑO MAX. 1" CON GRAVILLA Y ARENA MEDIA Y FINA. CAFÉ OSCURO CON FRAGMENTOS DE TABIQUE RELLENO
2	0.60	56	23.20	143.10	120.50	23.23		GRAYAS ANGULOSAS TAMAÑO MAX. 3/4" CON ARENA GRUESA MEDIA POCA FINA GRIS OSCURO
3	1.20	162	27.20	104.90	84.40	35.84		LIMO POCO ARCILLOSO GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA Y GRAVA AISLADA TAMAÑO MAX. 1" ANGULOSA
4	1.80	140	26.70	128.60	91.80	56.53		ARENA FINA POMITICA LIMOSA DE COLOR GRIS OSCURO
5	2.40	187	22.60	121.80	94.20	38.55		ARENA FINA POMITICA LIMOSA DE FINOS GRIS CLARO
6	3.00	81	22.90	113.70	68.00	101.33		LIMO POCO ARCILLOSO GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
	4.20							
MR	5.20	75	17.10	53.50	35.20	101.10		LIMO ARCILLOSO GRIS VERDOSO
7	5.80	141	17.70	86.00	41.80	183.40		ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
8	5.80	177	28.10	86.80	41.00	355.04		ARCILLA GRIS VERDOSA
	6.40							
9	7.00	100	17.90	86.60	33.70	334.81		ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
	7.60							
10	7.60	113	22.40	93.80	38.70	338.04		ARCILLA CAFÉ GRISACEA
	8.20							
11	8.20	205	21.70	76.80	33.70	359.17		ARCILLA CAFÉ OSCURO
	8.80							
12	8.80	151	24.60	77.80	39.30	261.90		ARCILLA GRIS VERDOSA
	9.40							
13	9.40	189	23.40	48.20	29.20	327.59		ARCILLA CAFÉ GRISACEA

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: PUEBLA

FECHA: 01-Oct-03

SONDEO: SM-1

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	Tara gram.	Wh+1 gr.	Ws+1 gr.	w %	FORC. kg/cm²	CLASIFICACION
15	10.60	125	22.80	90.10	42.60	239.90	ARCILLA GRIS VERDOSA	
16	11.20	175	21.20	101.30	38.80	355.11	ARCILLA GRIS VERDOSA	
17	11.80	202	19.90	101.00	45.30	219.29	ARCILLA GRIS VERDOSA	
18	12.40	87	17.40	133.30	95.60	41.00	LIMO CON ARENA FINA GRIS CLARO	
19	13.40	200	24.30	84.00	41.10	255.36	ARCILLA GRIS VERDOSA	
20	14.00	76	19.20	82.60	31.60	340.28	ARCILLA GRIS VERDOSA	
21	14.60	96	22.80	80.50	36.20	330.60	ARCILLA GRIS VERDOSA	
22	15.00	133	17.00	95.90	36.70	300.51	ARCILLA GRIS VERDOSA	
23	15.80	198	18.50	87.10	47.30	138.19	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA	
24	16.40	149	25.70	97.40	52.50	167.54	ARCILLA GRIS VERDOSA	
25	17.00	120	22.70	95.60	46.30	208.90	ARCILLA GRIS VERDOSA	
26	17.60	80	23.20	66.50	39.00	174.05	ARCILLA GRIS VERDOSA OSCURA	
27	18.20	174	17.40	112.20	73.50	68.98	LIMO ARCILLOSO GRIS VERDOSO	

CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO: PUEBLA Y SALAMANCA

SONDEO: SM-1

PROF.: 3.65-4.00 m

MUESTRA: 4 UNICO

CONS.No 1

ANILLO No 1

Ss= 2.58

D. ANILLO 8.050 Cm.

FECHA: 13/10/03

H. ANILLO 2.000 Cm.

A. ANILLO 50.896 Cm2.

W. ANILLO 165.490 Gr.

DATOS INICIALES

DATOS FINALES

Wh+A 304.80 gr

Wh+A+T 335.00 gr

W TARA 36.20 gr

Ws+A+T 268.59 gr

Ws= 66.900 gr

Whi= 139.310 gr

Wwi= 72.410 gr

Whf= 133.310 gr

Wwf= 66.410 gr

Vi= 101.792 cm3

Vf= 92.834 cm3

Vs= 25.930 cm3

Vv= 75.861 cm3

Vvm= 72.410 cm3

Pvhi= 1.369 ton/m3

Pvhf= 1.436 ton/m3

Wfi= 108.236 %

Si= 95.45 %

Wff= 99.268 %

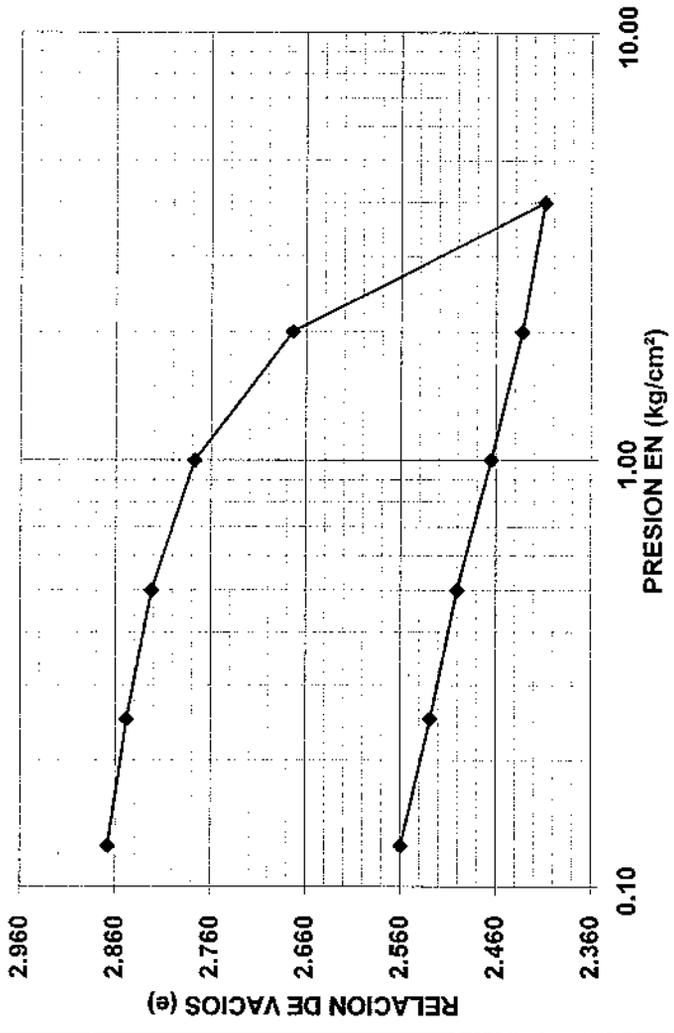
Sf= 99.26 %

ei 2.926

ef 2.580

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm.	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.=	17.970					
0.125	17.662	0.013	0.2950	1.4750	2.8677	100.2902
0.250	17.549	0.026	0.3950	1.9750	2.8481	99.7813
0.500	17.400	0.043	0.5270	2.6350	2.8222	99.1085
1.000	17.149	0.064	0.7570	3.7850	2.7770	97.9389
2.000	16.593	0.094	1.2830	6.4150	2.6738	95.2617
4.000	15.200	0.138	2.6320	13.1600	2.4090	88.3959
2.000	15.339	0.118	2.5130	12.5650	2.4323	89.0015
1.000	15.531	0.091	2.3480	11.7400	2.4647	89.8413
0.500	15.735	0.069	2.1660	10.8300	2.5005	90.7676
0.250	15.892	0.055	2.0230	10.1150	2.5285	91.4954
0.125	16.061	0.044	1.8650	9.3250	2.5595	92.2996
0.000	16.210	0.000	1.7600	8.8000	2.5801	92.8340

PUEBLA Y SALAMANCA
SM-1-M-4 UNICO PROFUND.: 3.65-4.00 m.



PROYECTO: PUEBLA Y SALAMANCA

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 4

PROFUND.: 3.65-4.00 m.

PRESION:		0.50 kg/cm ²	
ds=	4.18 cm	Wo=	135.50 gr
dm=	4.08 cm	Wt=	69.10 gr
di=	4.17 cm	Wt+sh=	204.60 gr
d prom.=	4.11 cm	Wt+ss=	134.60 gr
h1=	7.88 cm	Ss=	2.58
h2=	7.88 cm	W(%)=	106.87
h prom.=	7.88 cm	pvhi=	1.295 ton/m3
Ao=	13.278 cm ²	pvhf=	1.295 ton/m3
Vo=	104.629 cm ³	pvs=	0.626 ton/m3
ei=	3.121	Gi=	88.34 (%)
ef=	3.121	Wi=	106.87 (%)
si=	88.338 (%)	Wf=	106.87 (%)
sf=	88.338 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.2778	0.0000
10	4.40	0.8448	0.1667	13.3000	0.0635
20	8.80	1.6896	0.3334	13.3222	0.1268
30	13.40	2.5728	0.5001	13.3445	0.1928
40	17.40	3.3408	0.6668	13.3669	0.2499
50	21.30	4.0896	0.8335	13.3894	0.3054
60	24.20	4.6464	1.0002	13.4119	0.3464
75	24.80	4.7616	1.2503	13.4459	0.3541
80	23.60	4.5312	1.3336	13.4573	0.3367
85	21.80	4.1856	1.4170	13.4686	0.3108
90	21.20	4.0704	1.5003	13.4800	0.3020

0.3541

PROYECTO: PUEBLA Y SALAMANCA

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 4

PROFUND.: 3.65-4.00 m.

PRESION:		1.00 kg/cm²	
ds=	4.17 cm	Wo=	132.70 gr
dm=	4.05 cm	Wl=	63.40 gr
di=	4.16 cm	Wt+sh=	196.10 gr
d prom.=	4.09 cm	Wt+ss=	126.90 gr
h1=	7.97 cm	Ss=	2.58
h2=	7.97 cm	W(%)=	108.98
h prom.=	7.97 cm	pvhi=	1.268 ton/m3
Ao=	13.128 cm ²	pvhf=	1.268 ton/m3
Vo=	104.626 cm ³	pvs=	0.607 ton/m3
ei=	3.251	Gi=	86.48 (%)
ef=	3.251	Wi=	108.98 (%)
si=	86.485 (%)	Wf=	108.98 (%)
sf=	86.485 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.1275	0.0000
10	6.60	1.2672	0.1667	13.1494	0.0964
20	11.20	2.1504	0.3334	13.1714	0.1633
30	16.80	3.2256	0.5001	13.1935	0.2445
40	23.90	4.5888	0.6668	13.2156	0.3472
50	28.30	5.4336	0.8335	13.2379	0.4105
60	30.90	5.9328	1.0002	13.2601	0.4474
65	30.40	5.8368	1.0836	13.2713	0.4398
70	29.80	5.7216	1.1669	13.2825	0.4308
75	28.30	5.4336	1.2503	13.2937	0.4087

0.4474

PRUEBA TRIAXIAL UU

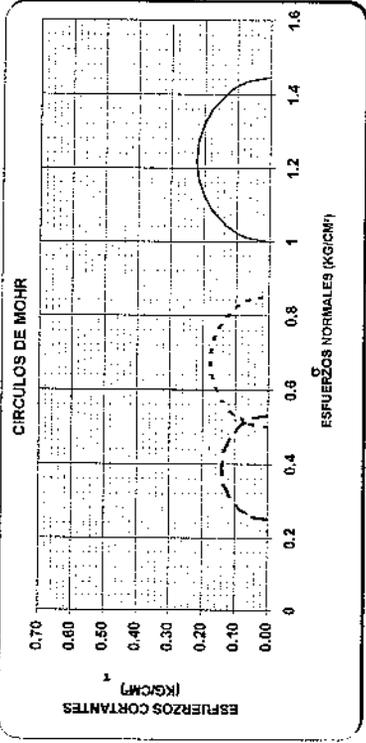
OBRA: FUEBLA Y SALAMANCA
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 4

PROF.: 3.65-4.00 m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	
LIMO ARCILLOSO GRIS OSCURO CON ESCORRA	
ARENA FINA	
VALORES PROMEDIO	
S _s =	2.56
w _f =	111.17 %
w _f =	111.17 %
G _w =	88.01 %
G _w =	88.01 %
P _{VN} =	1.280 ton/m ³
P _{VF} =	1.280 ton/m ³
e _f =	3.28
e _f =	3.28

ENSAYO	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO A LA VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	G _{wi} (%)	e _i
1	0.25	0.28	1.275	89.2	3.404
2	0.50	0.35	1.295	88.3	3.121
3	1.00	0.45	1.288	88.6	3.251

DATOS FINALES					
	e _f	G _{wf}	w _f	p _v	p _v /h _f
1	0.25	3.404	88.196	117.87	1.275
2	0.50	3.121	88.338	106.87	1.295
3	1.00	3.251	88.465	108.98	1.268



C = _____ kg/cm²
 φ = _____ grados
 E = _____ kg/cm²
 μ = 0.45

PRUEBA TRIAXIAL UU
OBRA: PUEBLA Y SALAMANCA
SONDEO: SM-1 MUESTRA: 4
PROF: 3.65-4.00 m.

