



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

A R A G Ó N

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA DETERMINAR LA ALTERNATIVA Y
EL PROCESO CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACIÓN DE UNA
ESTRUCTURA EN ZONA DE LAGO.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

CARLOS ALFONSO CONTRERAS ZUÑIGA

ASESOR:

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA



MÉXICO 2014



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA DETERMINAR LA ALTERNATIVA Y EL PROCESO
CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN ZONA DE
LAGO.**

INTRODUCCIÓN

Proyecto. En el predio de 2293 m² ubicado en la avenida Amores No 344, colonia Del Valle, México DF, se planea construir un edificio de departamentos que consta de un sótano de estacionamiento, 3 niveles y terraza. La estructura del proyecto será con marcos y losas de concreto reforzado. Las colindancias son un jardín y edificaciones de 1 y 2 niveles.

Estratigrafía. El predio se ubica geotécnicamente en la denominada zona de lago. La estratigrafía está constituida por una costra superficial hasta -6.0 m, una serie arcillosa hasta -20.0 m y los depósitos profundos hasta el nivel explorado (-32.0 m). El nivel freático se detectó a -2.1 m. El periodo natural del depósito es $T_s \approx 1.3$ s y el coeficiente sísmico de diseño es $C_s \approx 0.37$.

Solución de cimentación. Cajón rígido de cimentación desplantado a -2.5 m. La capacidad de carga admisible en condición estática y dinámica es 12 y 16 ton/m², respectivamente. El módulo de reacción a corto y largo plazo es 49 y 46 ton/m³. Los asentamientos máximos a corto y largo plazo son 10.6 y 11.3 cm, aproximadamente.

Procedimiento constructivo y protección a colindancias. Excavación en etapas con implementación de un sistema de bombeo profundo.

INDICE

1.-CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL PREDIO

1.1 Información geológica	5
1.2 Sondeos de exploración	9
1.3 Ensayes de laboratorio	17
1.4 Interpretación estratigráfica	25
1.5 Información geosísmica	28

2.-DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

2.1 Características arquitectónicas y geotécnicas	30
2.2 Solución de cimentación	30
2.3 Análisis del cajón de cimentación en condición estática	30
2.4 Análisis del cajón de cimentación en condición dinámica	35
2.5 Mecanismos de falla y cargas admisibles suelo-cimentación	37
2.6 Revisión de los estados límite de falla y de servicio de la cimentación	41

3.-DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA EXCAVACIÓN

3.1 Control del agua freática	43
3.2 Análisis y control de expansiones	43
3.3 Estabilidad temporal de taludes	43
3.4 Estabilidad temporal del fondo	44
3.5 Estabilización temporal de taludes	44

4.-PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS	45
--	-----------

5.-CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL	
5.1 Trabajo estructural de la losa de fondo	47
5.2 Presión horizontal de tierras contra muros de contención	47
6.-REVISION SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL	48
7.- COMENTARIOS FINALES	50
8.- BIBLIOGRAFÍA	53

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico. De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas del cerro de Chapultepec, Tepeyac y la sierra del Chichinautzin, como también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, la sierra de Santa Catarina y el Pedregal de San Angel.

De origen volcánico indirecto se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. En las regiones volcánicas abundan detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante períodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en la zona de Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como en el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan transformándose en arcillas.

Los depósitos de la planicie del valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos de Lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapo-transpiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la ciudad de México, el predio en estudio se localiza en la denominada Zona de Lago Centro I 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 resistencia y espesor variable.

Estos suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y alteración físico-química 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 secado solar y deshidratación.

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 limo, ceniza, arcillas arenosas, costras secas y arenas de origen piroclástico.

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 del siglo pasado y ha estado sujeta a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas. Las propiedades mecánicas del subsuelo de esta zona representan una condición intermedia entre arcillas muy blandas y arcillas fuertemente consolidadas.

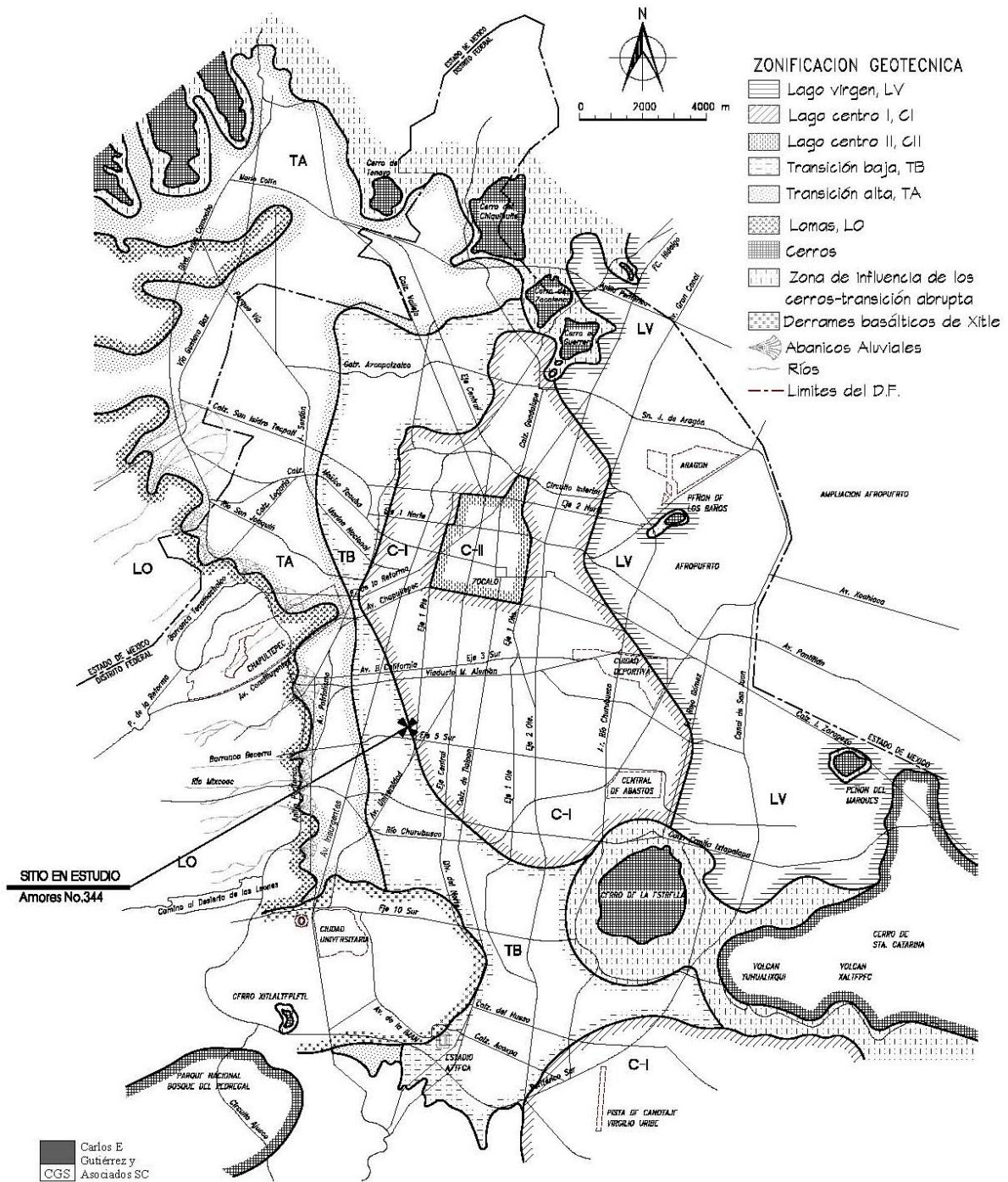


Figura 2 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

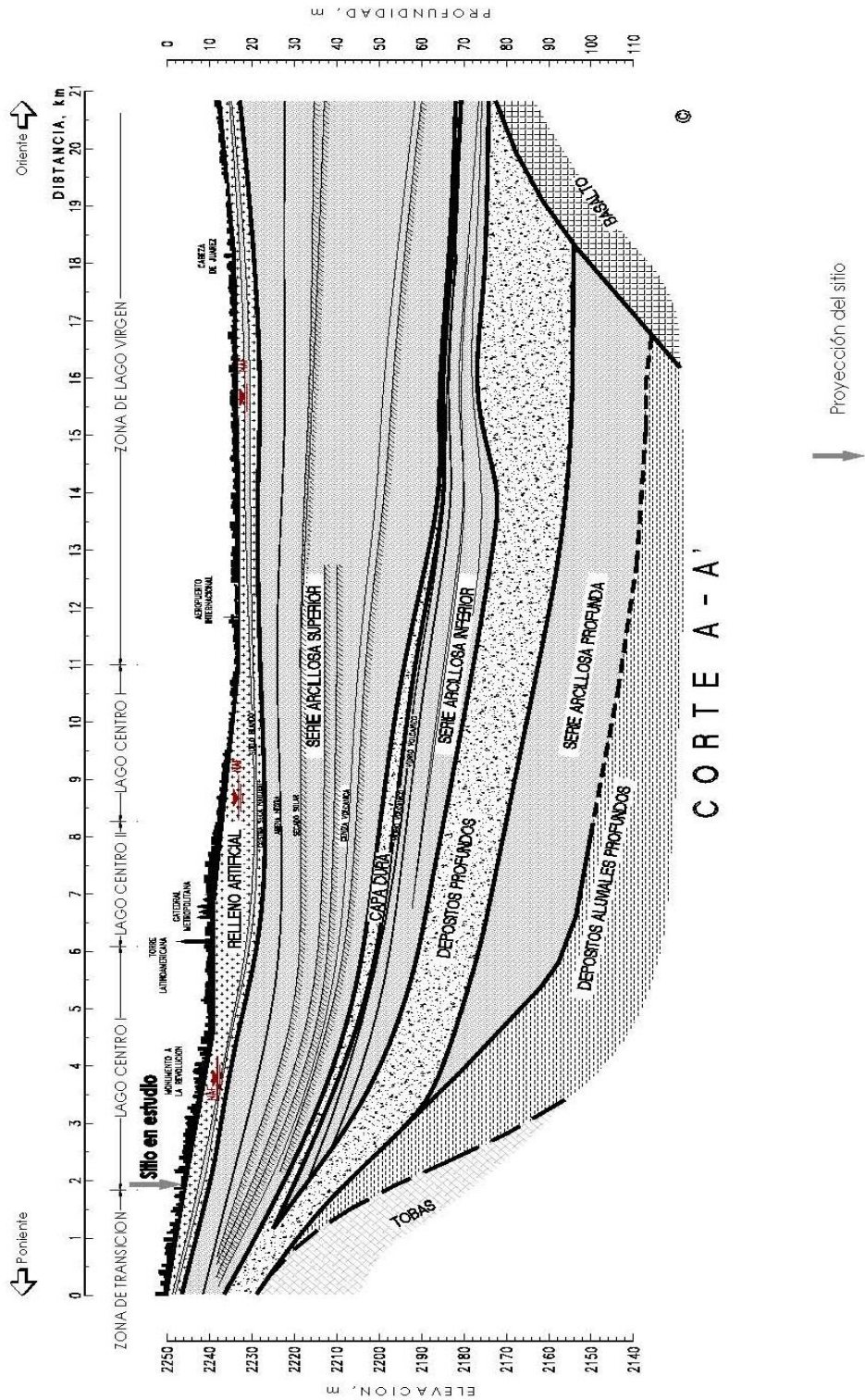


Figura 3 Interpretación estratigráfica del subsuelo de la ciudad de México

1.2 Sondeos de exploración

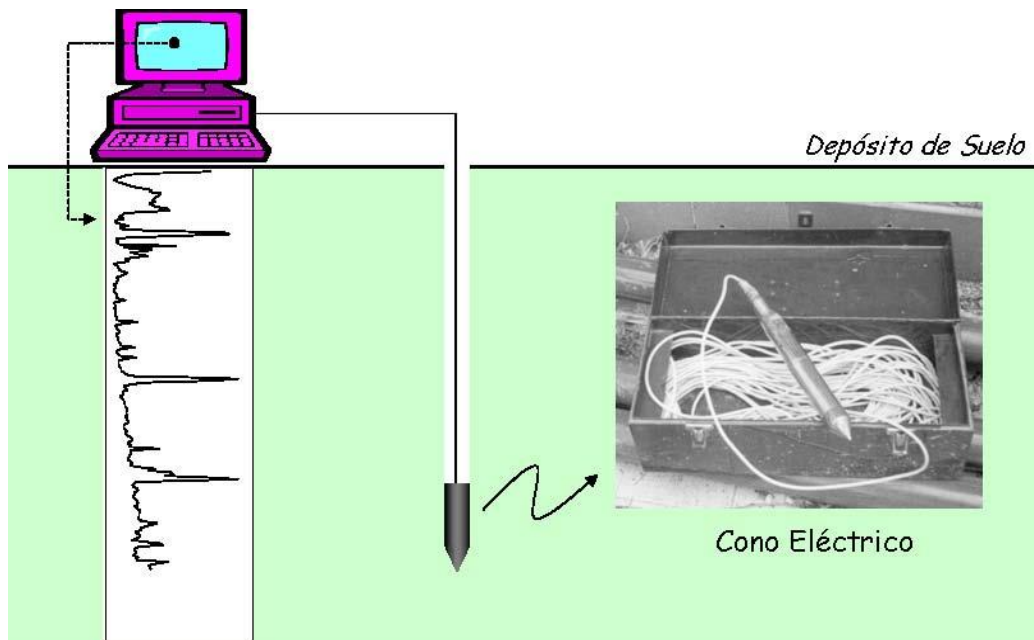


Figura 4 Esquema del funcionamiento del cono eléctrico durante un sondeo

Para definir las condiciones estratigráficas del predio se realizaron los siguientes sondeos:

- sondeos mixtos con cono eléctrico y penetración estándar (SM – 1 y 2) hasta 30.0 m de profundidad.
- 2 sondeos con cono eléctrico (SCE – 1 y 2) hasta 20.0 m de profundidad.
- 1 muestreo selectivo (MS – 1) a 3.0, 5.0, 7.0, 10.0 y 12.5 m de profundidad.
- 1 punta piezométrica (PP – 1) a 6.0 m de profundidad.
- 1 pozo a cielo abierto (PCA – 1) hasta 2.0 m de profundidad.

Sondeo con cono eléctrico. Mediante esta técnica, la resistencia del suelo se obtiene hincando un cono instrumentado internamente con celdas de carga y deformímetros eléctricos que miden la fuerza necesaria para penetrar el cono dentro del depósito de suelo a una velocidad de 1 cm/s. Las lecturas de resistencia se toman a cada 10 cm de avance vertical. Este tipo de sondeo permite definir desde un punto de vista mecánico la estratigrafía del depósito, además de obtener valores aproximados de algunas propiedades geotécnicas por medio de correlaciones empíricas basadas en pruebas de laboratorio.

Sondeo con penetración estándar. Mediante esta técnica, la resistencia del suelo se obtiene contabilizando el número de golpes N requerido para penetrar los 30 cm centrales de un tubo cilíndrico muestreador de 60 cm de longitud y 4 cm de diámetro. Los golpes son dados por una masa de 64 kg de peso que se deja caer libremente a 75 cm del punto de impacto.

Las lecturas se toman a cada 15 cm y cuando el número de golpes N es superior a 50 (suelo de resistencia muy alta o con presencia de gravas) se continúa con perforación hasta completar una longitud total de 60 cm. Este tipo de sondeo permite extraer muestras representativas para observar directamente el tipo de suelo en donde penetró el tubo muestreador.

Muestreo selectivo. Esta técnica consiste en hincar un tubo de pared delgada de 1 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.

Punta piezométrica. Este tipo de sondeo permite determinar la presión del agua en el subsuelo a una determinada profundidad, midiendo el nivel del agua que se establece en un tubo vertical abierto con punta permeable e hincado a presión.

Pozo a cielo abierto. Consiste en realizar una excavación superficial para detectar el nivel del agua y observar directamente el subsuelo superficial.



Fotos 1 a 4 Sondeos de exploración realizados en el predio

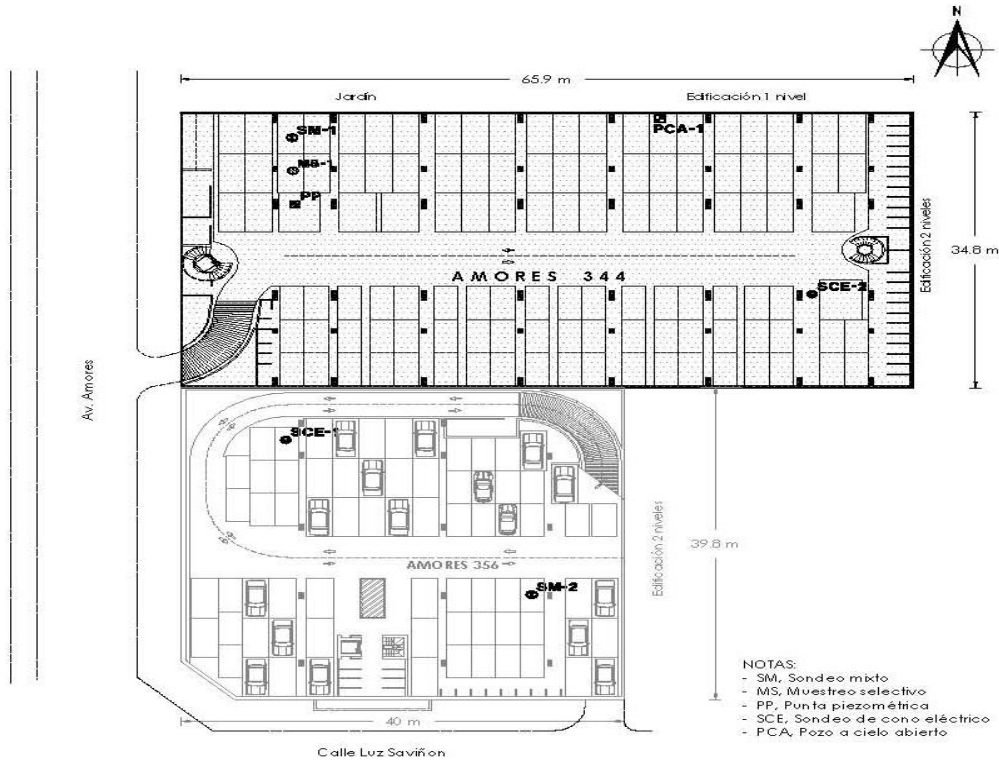


Figura 5 Ubicación de los sondeos de exploración en el predio

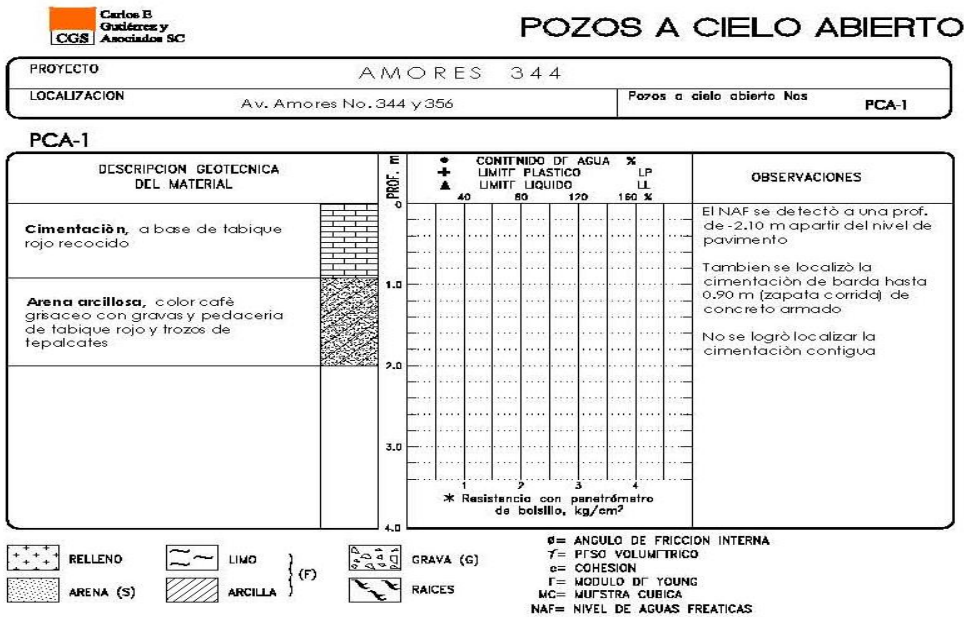
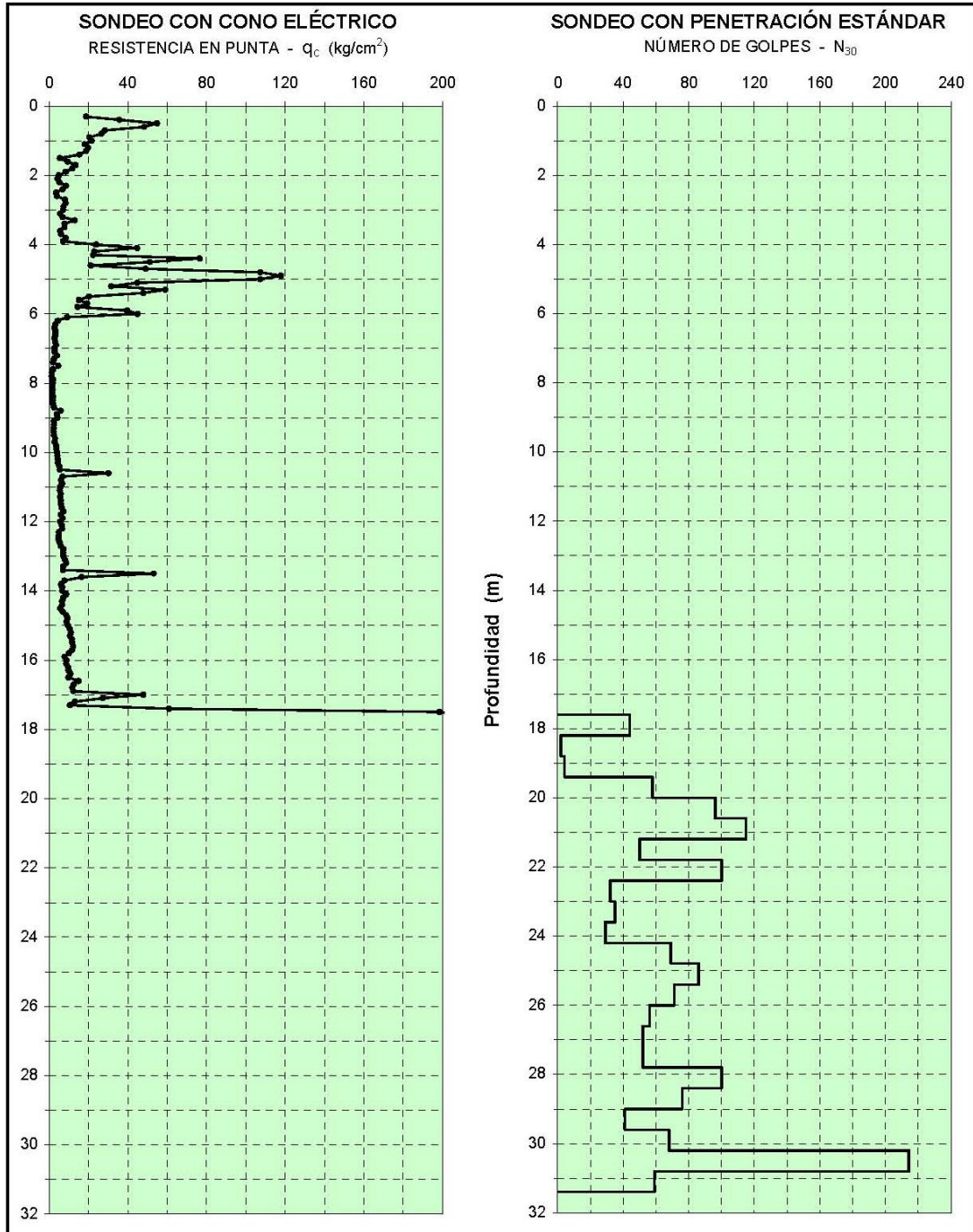


Figura 6 Descripción geotécnica del pozo a cielo abierto



SONDEO CON CONO ELÉCTRICO Y PENETRACIÓN ESTÁNDAR

PROYECTO	Amores 344 y 356	SONDEO	SM-1	FECHA	
LOCALIZACIÓN	Colonia Del Valle, Delegación Benito Juárez, DF	PROFUND.	32.0 m		Oct / 2003

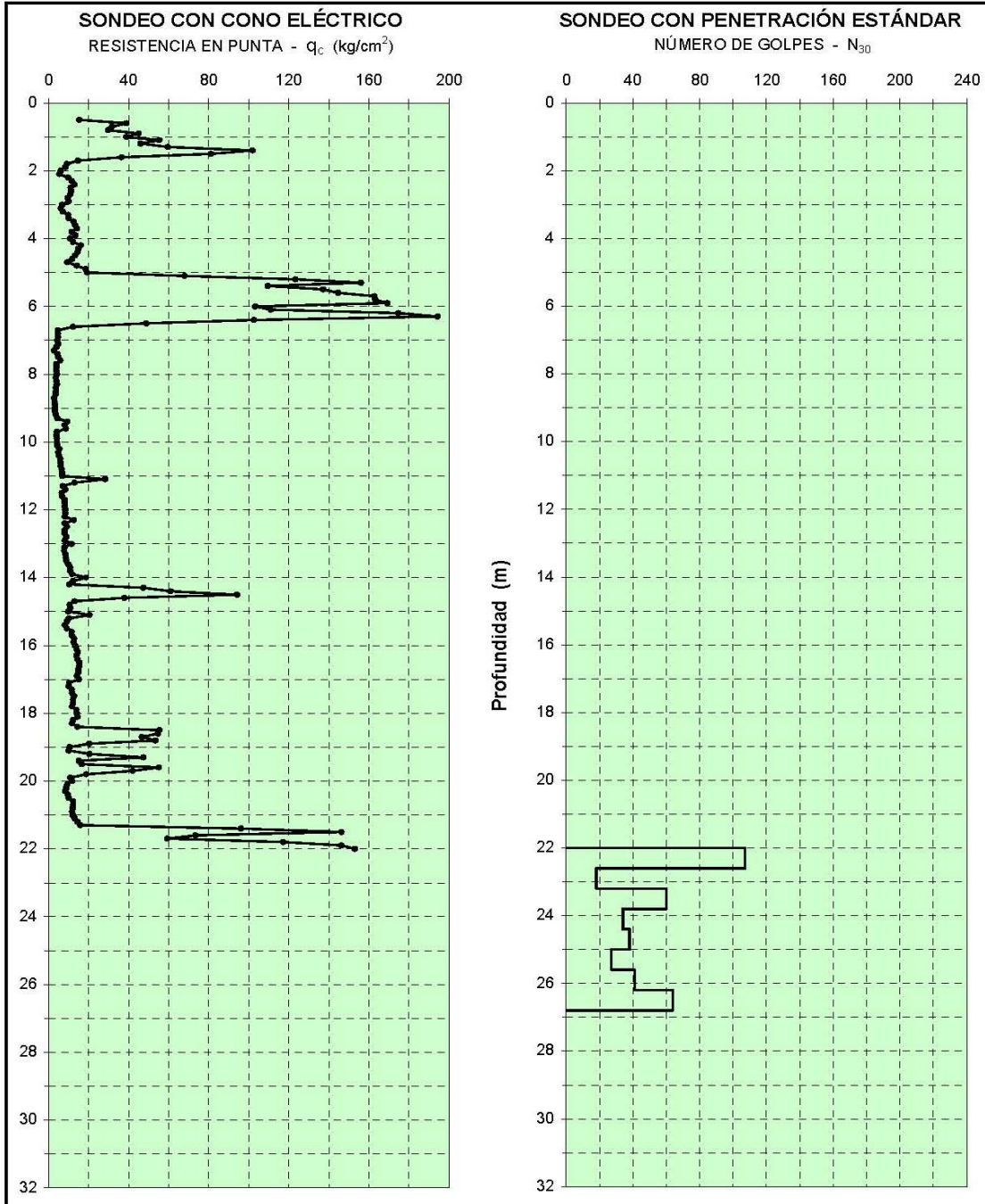


N_{30} : número de golpes equivalentes para penetrar los 30 cm centrales



SONDEO CON CONO ELÉCTRICO Y PENETRACIÓN ESTÁNDAR

PROYECTO	Amores 344 y 356	SONDEO	SM-2	FECHA	
LOCALIZACIÓN	Colonia Del Valle, Delegación Benito Juárez, DF	PROFUND.	27.0 m		Oct / 2003

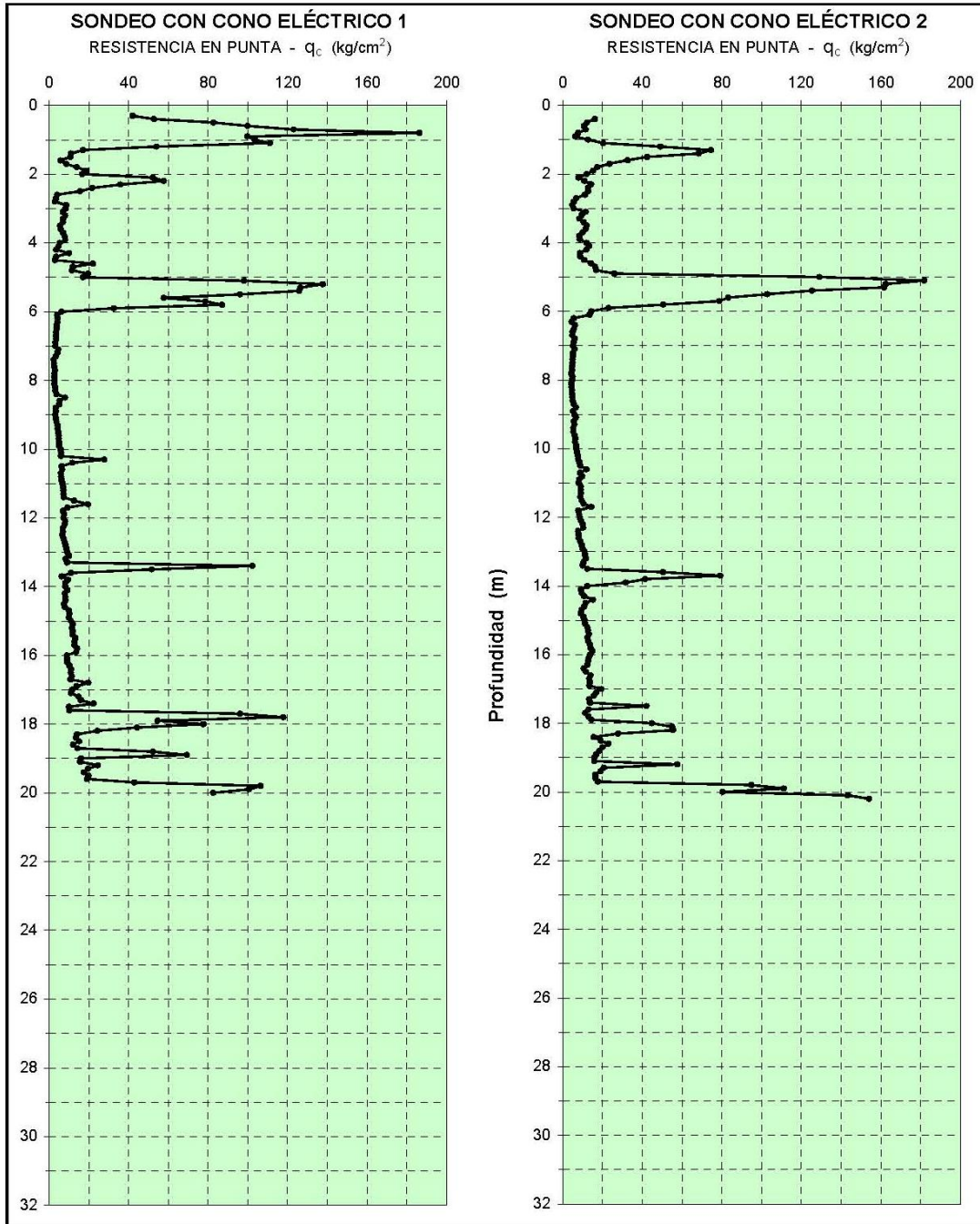


N_{30} : número de golpes equivalentes para penetrar los 30 cm centrales



SONDEO CON CONO ELÉCTRICO

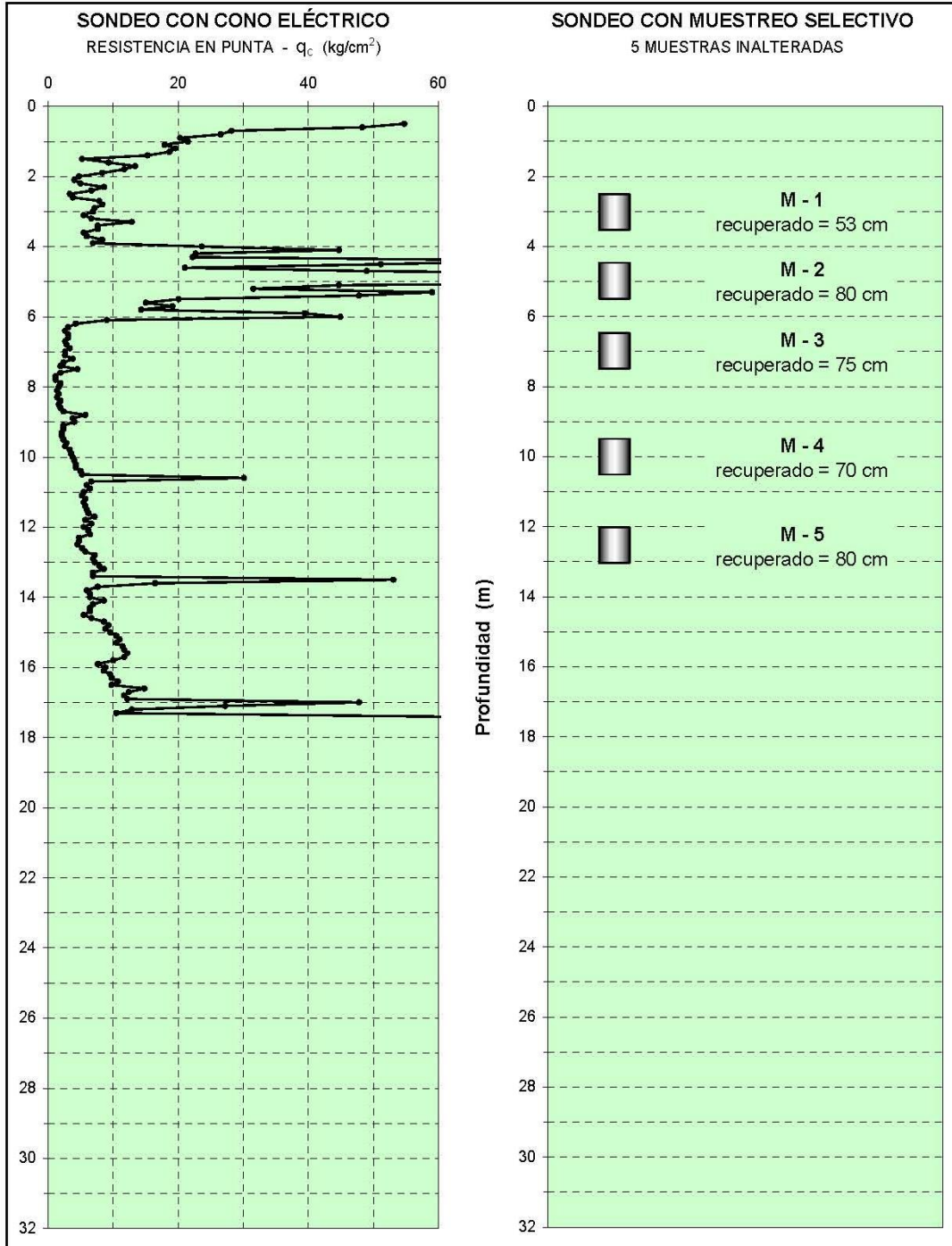
PROYECTO	Amores 344 y 356	SONDEO	SCE - 1 y 2	FECHA
LOCALIZACIÓN	Colonia Del Valle, Delegación Benito Juárez, DF	PROFUND.	20.0 m	Oct / 2003





MUESTREO SELECTIVO

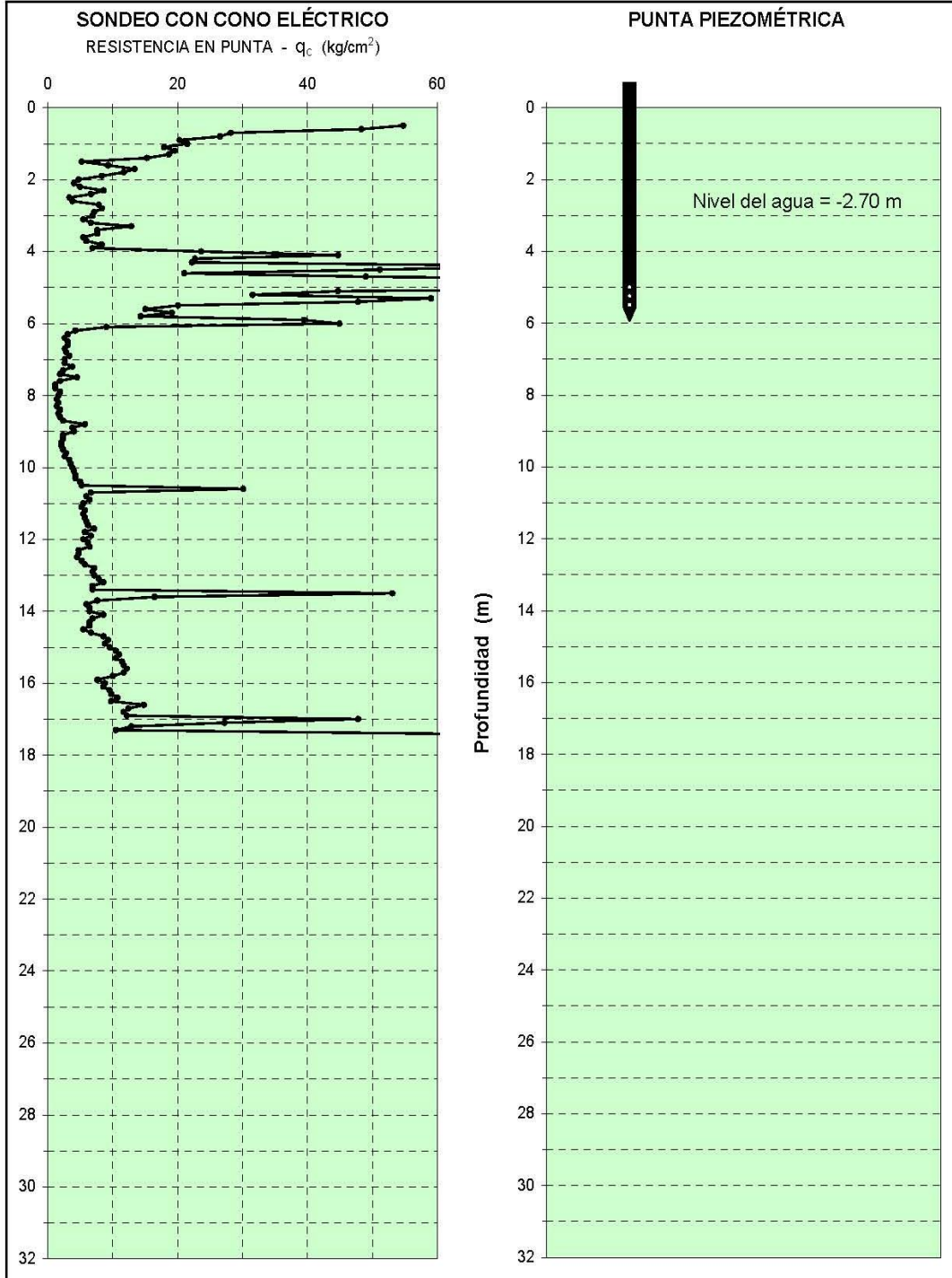
PROYECTO **Amores 344 y 356** SONDEO **MS-1** FECHA
 LOCALIZACIÓN **Colonia Del Valle, Delegación Benito Juárez, DF** PROFUND. **13.0 m** **Oct / 2003**





PUNTA PIEZOMÉTRICA

PROYECTO	Amores 344 y 356	SONDEO	PP-1	FECHA	
LOCALIZACIÓN	Colonia Del Valle, Delegación Benito Juárez, DF	PROFUND.	6.0 m		Oct / 2003



1.3 Ensayes de laboratorio

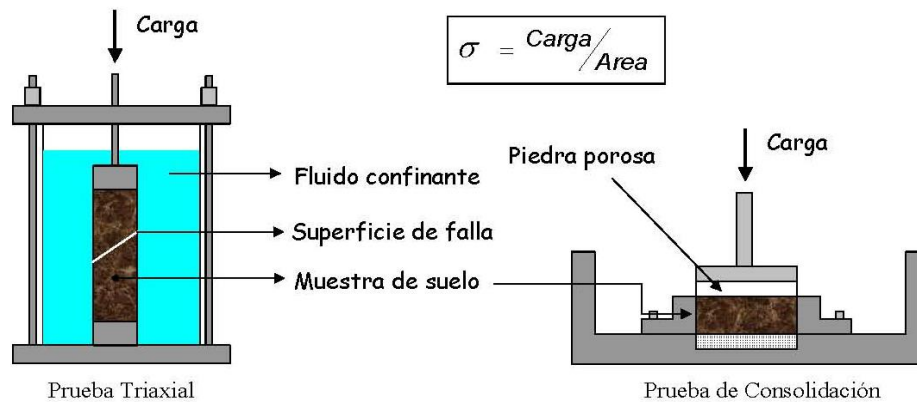


Figura 7 Esquema de las pruebas mecánicas de laboratorio



Prueba Triaxial



Prueba de Consolidación

Fotos 5 y 6 Muestras inalteradas en la cámara triaxial y en el consolidómetro

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 de esfuerzos in situ 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:

- Pruebas índices
- Compresión triaxial no consolidada – no drenada : TXX-UU
- Consolidación unidimensional

Pruebas índices. Estas pruebas tienen por objeto evaluar los características volumétricas, gravimétricas y de plasticidad de los suelos tales como: contenido de finos, peso volumétrico, contenido de agua, relación de vacíos, límites de plasticidad, grado de saturación, etc. Con base en lo anterior, se puede obtener una clasificación geotécnica (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS) de tipo cualitativo que permite inferir cuáles son los fenómenos físico-mecánicos que gobiernan el comportamiento de la muestra y cuales pruebas de laboratorio deberán programarse para observar y cuantificar estos fenómenos

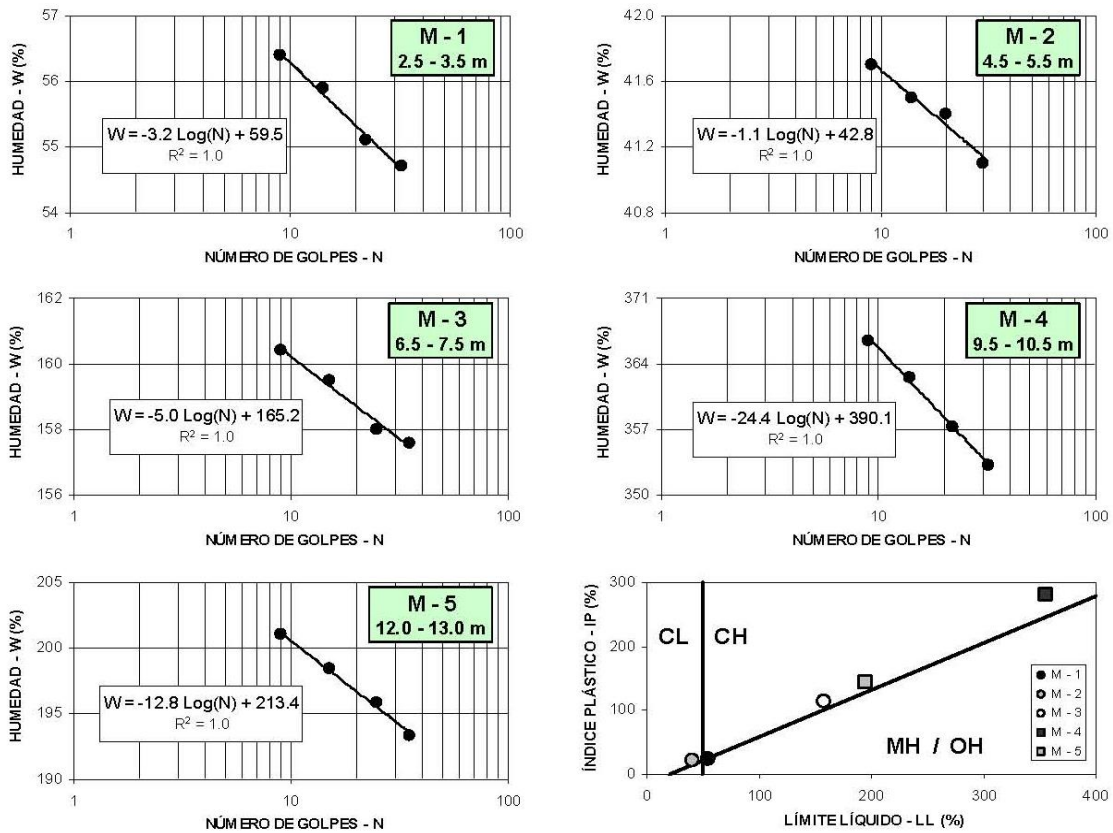


Figura 8 Curvas de flujo y carta de plasticidad del SUCS

Compresión triaxial no consolidada – no drenada : TXX-UU. Esta prueba tiene por objeto determinar los parámetros de resistencia y de deformación bajo la aplicación de una carga rápida en las condiciones actuales de esfuerzos confinantes in situ de la muestra. Para esto, se somete la muestra de suelo a diferentes esfuerzos confinantes y se induce la falla por medio de incrementos de carga axial en intervalos de tiempo muy pequeños.

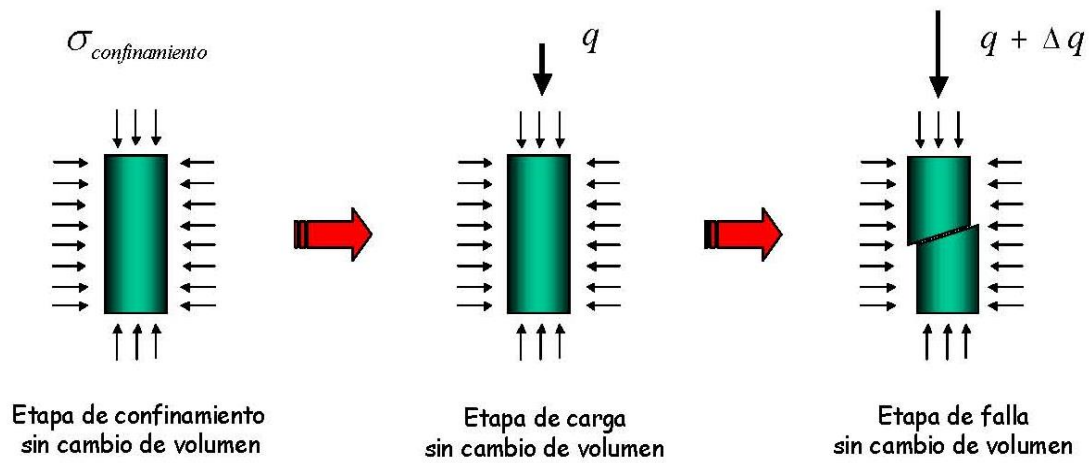


Figura 9 Esquema del procedimiento de la prueba triaxial no consolidada-no drenada

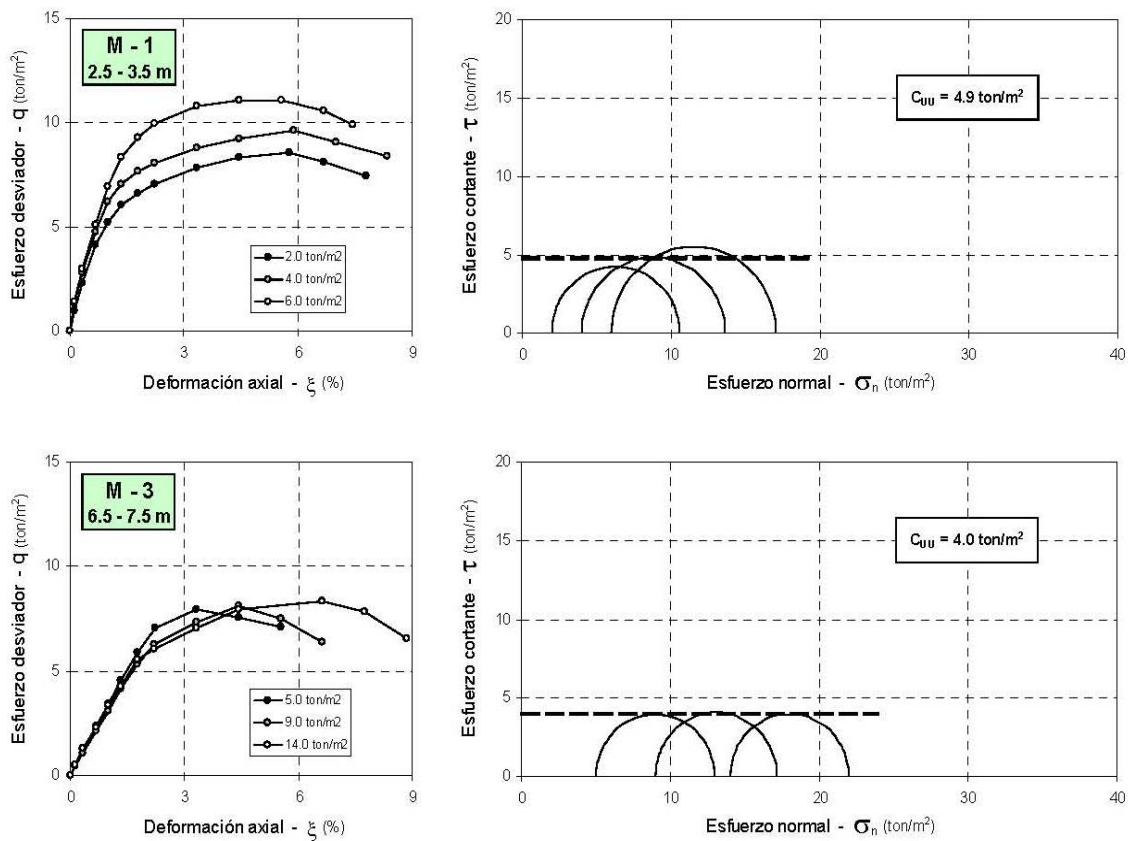


Figura 10 Curvas esfuerzo vs deformación axial en condición no consolidada-no drenada

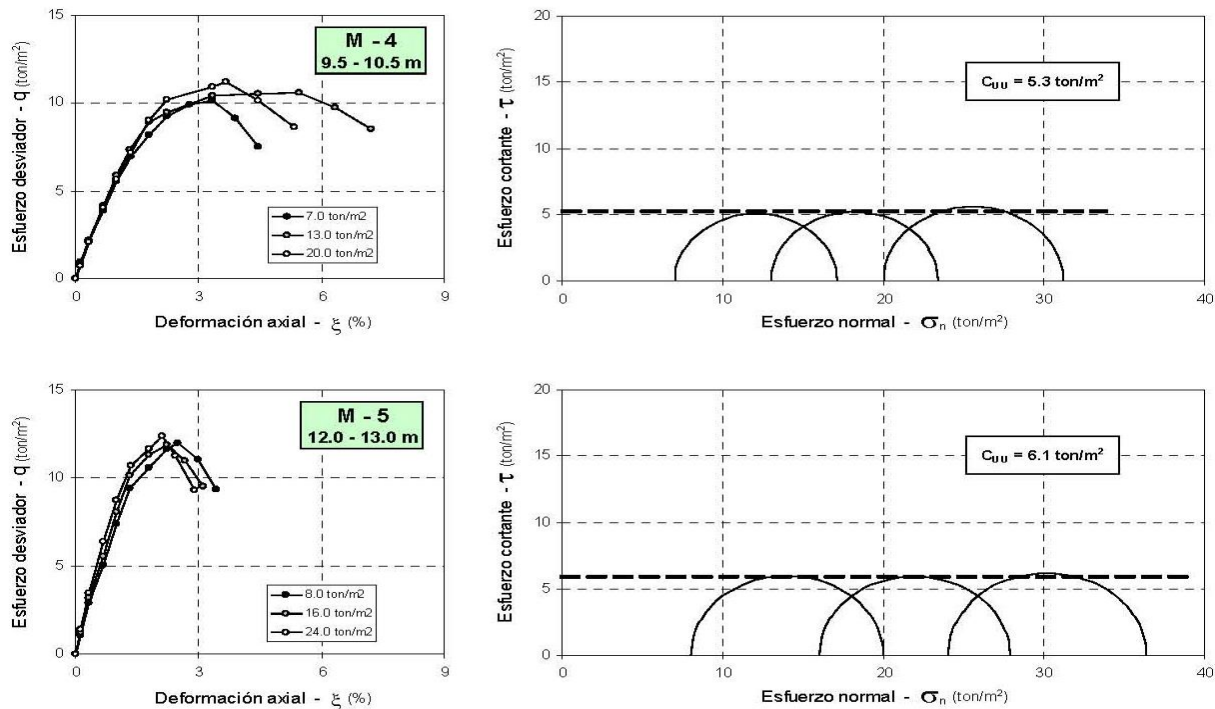


Figura 11 Curvas esfuerzo vs deformación axial en condición no consolidada- no drenada

Consolidación unidimensional. Esta prueba tiene por objeto determinar los parámetros de deformación del suelo en condición estática y a largo plazo. Para esto, se somete la muestra de suelo a incrementos de carga durante lapsos de tiempo de 24 horas, tiempo en el cual la muestra prácticamente estabiliza sus cambios volumétricos por expulsión de agua o alcanza un gran porcentaje de su deformación final. La prueba modela en corto tiempo varios años de deformación real in situ del depósito de suelo.

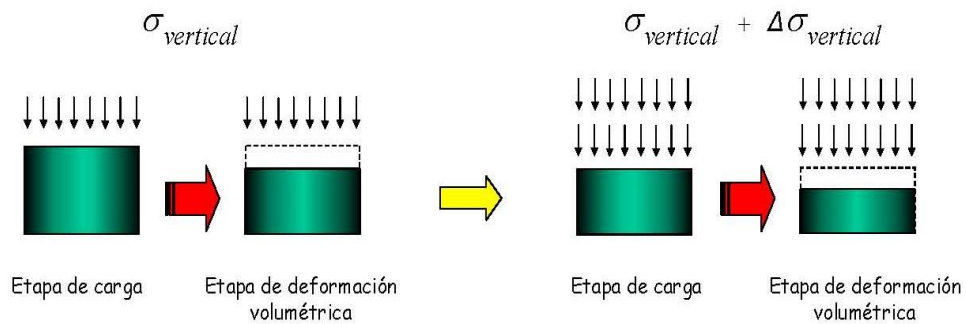


Figura 12 Esquema del procedimiento de la prueba de consolidación unidimensional

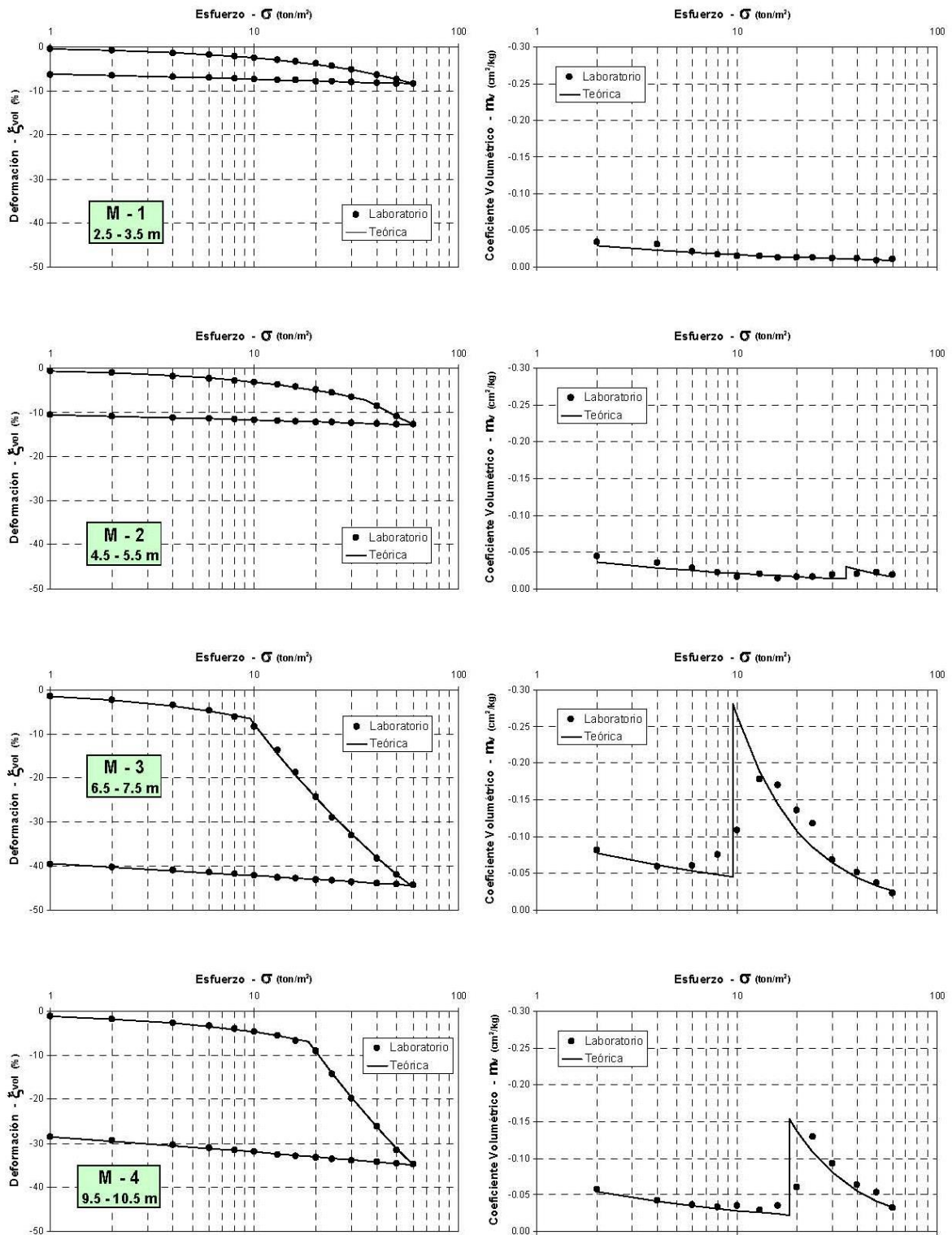


Figura 13 Curvas y módulos de compresibilidad unidimensional

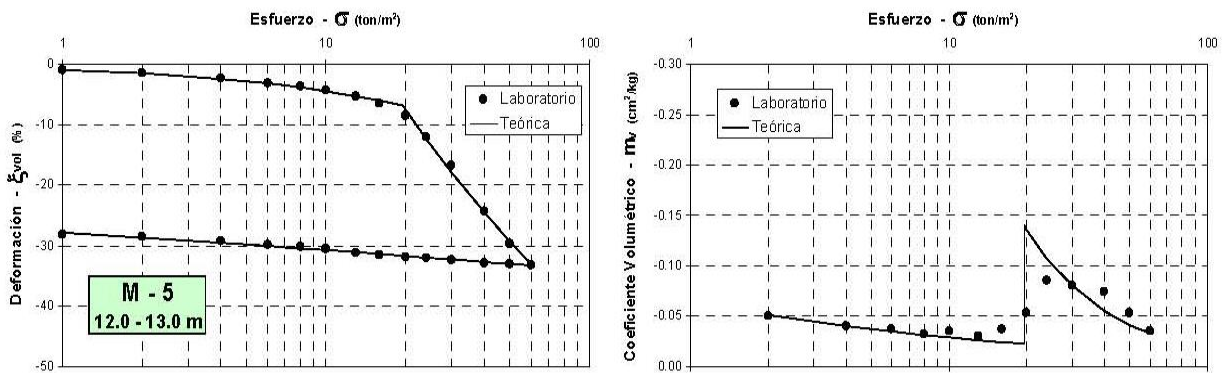


Figura 14 Curvas y módulos de compresibilidad unidimensional

En las tablas 1 y 2 que se presentaran en la siguiente página se resumen los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras inalteradas.

Tabla 1 Resumen de las propiedades geotécnicas obtenidas en laboratorio

DESCRIPCIÓN			M - 1	M - 2	M - 3	M - 4	M - 5
Profundidad	Z	m	2.5 - 3.5	4.5 - 5.5	6.5 - 7.5	9.5 - 10.5	12.0 - 13.0

PROPIEDADES ÍNDICES Y CLASIFICACIÓN SUCS

Clasificación visual de laboratorio			arcilla gris oscuro poco limosa con poca arena fina	limo arenoso gris oscuro con poca arcilla	arcilla gris negruzco con materia orgánica	arcilla café rojizo oscuro	arcilla café grisáceo oscuro
Peso volumétrico	γ_m	ton/m ³	1.56	1.59	1.23	1.19	1.24
Grado de saturación	G_w	%	99	95	100	100	100
Humedad natural	W_{nat}	%	61	54	201	223	183
Relación de vacíos	e	adim	1.5	1.4	4.5	4.7	4.0
Porosidad	n	%	60	58	82	82	80
Contenido de finos	F	%	70	59	99	100	100
Contenido de gruesos	G	%	30	41	1	0	0
Densidad de sólidos	S_s	adim	2.4	2.5	2.2	2.1	2.2
Límite líquido	LL	%	55	41	158	356	196
Límite plástico	LP	%	31	20	45	75	53
Índice plástico	IP	%	25	22	113	281	143
IP en la línea A	IP_A	%	26	16	101	246	129
Índice de fluidez	F_w	%	-3	-1	-5	-24	-13
Clasificación y descripción geotécnica	SUCS		CH/MH - SP arcilla limosa de alta compresibilidad con arena fina	ML/CL - SP limo arcilloso de baja compresibilidad con arena fina	CH arcilla de alta compresibilidad	CH arcilla de alta compresibilidad	CH arcilla de alta compresibilidad

TXX - UU : COMPRESIÓN TRIAXIAL NO CONSOLIDADA - NO DRENADA

Clasificación visual de laboratorio			arcilla limo-arenosa gris oscuro con pocas micas, pequeñas oquedades y raicillas	no se pudo labrar la muestra material grumoso	arcilla gris oscuro con materia orgánica, raicillas y fisuras naturales	arcilla café rojizo oscuro con materia orgánica y fisuras naturales	arcilla gris verdoso con materia orgánica, pocos fósiles y fisuras naturales
Esfuerzo confinante promedio	σ_c	ton/m ²	4		9	13	16
ETAPA ELÁSTICA							
Deformación	ξ_e	%	1.0		2.0	1.8	1.4
Esfuerzo desviador	Q_e	ton/m ²	6.4		6.0	9.0	10.4
Módulo	E_{UU-e}	ton/m ²	640		300	500	743
Cohesión	C_{UU-e}	ton/m ²	3.2		3.0	4.5	5.2
ETAPA PLÁSTICA							
Deformación	ξ_f	%	5.0		4.5	3.2	2.2
Esfuerzo desviador	Q_f	ton/m ²	9.8		8.0	10.6	12.1
Módulo	E_{UU-f}	ton/m ²	84		81	112	213
Cohesión	C_{UU-f}	ton/m ²	4.9		4.0	5.3	6.1

Tabla 2 Resumen de las propiedades geotécnicas obtenidas en laboratorio

DESCRIPCIÓN			M - 1	M - 2	M - 3	M - 4	M - 5
Profundidad	Z	m	2.5 - 3.5	4.5 - 5.5	6.5 - 7.5	9.5 - 10.5	12.0 - 13.0

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Clasificación visual de laboratorio			arcilla limo-arenosa gris oscuro con micas	arena gris oscuro con arcilla limosa, bolsas de arena gris verdoso y pequeñas oquedades	arcilla gris oscuro con materia orgánica y raicillas en estado de descomposición	arcilla café rojizo con materia orgánica y fisuras naturales	arcilla café verdoso oscuro con materia orgánica y algunos fósiles
Relación de vacíos inicial	e_o	adim	1.5	1.4	4.1	4.7	4.1
Relación de vacíos final	e_f	adim	1.3	1.1	2.1	3.0	2.7

ETAPA DE CARGA

Esfuerzo de referencia	σ_o	ton/m ²	60.0	35.1	9.5	18.4	19.5
Deformación de referencia	ξ_o	%	-8.4	-7.2	-6.6	-6.8	-6.9
Módulo de deformación de referencia	M_{vo}	cm ² /kg	-0.01	-0.02	-0.07	-0.04	-0.04
RECOMPRESIÓN							
Coefficiente volumétrico	K_{VOL}	adim	0.67	0.66	0.66	0.60	0.65
VIRGEN							
Coefficiente volumétrico	K_{VOL}	adim	no se presentó	-0.11	-0.29	-0.30	-0.29

ETAPA DE DESCARGA

Esfuerzo de referencia	σ_o	ton/m ²	60	60	60	60	60
Deformación de referencia	ξ_o	%	-8.4	-12.8	-44.4	-34.9	-33.3
Coefficiente volumétrico	K_{VOL}	adim	0.07	0.05	0.03	0.05	0.04

Los parámetros de las curvas de compresibilidad corresponden a las siguientes ecuaciones:

$$\text{Recompresión y Descarga} \quad \rightarrow \quad \xi = \xi_o \left(\frac{\sigma}{\sigma_o} \right)^{K_{VOL}}$$

$$\text{Virgen} \quad \rightarrow \quad \xi = (1 + \xi_o) \left(\frac{\sigma}{\sigma_o} \right)^{K_{VOL}} - 1$$

1.4 Interpretación estratigráfica

Con base en la información obtenida de los sondeos de exploración, de los ensayos de laboratorio y del conocimiento que se tiene de la zona, la estratigrafía del predio quedó definida como:

- De 0.0 a 6.0 m** **Costra Superficial.** Depósito de mediana resistencia y baja deformabilidad, conformado por un relleno de desperdicio de construcción de 0.5 m de espesor y un limo areno-arcilloso resistente (costra seca) de 5.5 m con intercalaciones de lentes de arcilla blanda. La resistencia de punta promedio con el cono eléctrico varía desde 6 hasta 25 kg/cm².
- De 6.0 a 20.0 m** **Serie Arcillosa.** Depósitos blandos de arcilla y limo de alta plasticidad, 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 estratos resistentes de arcilla, limo, arena, ceniza y vidrio volcánico con espesor variable. La resistencia de punta promedio con el cono eléctrico varía desde 3 hasta 10 kg/cm² con valores mayores en los lentes resistentes.
- De 20.0 a 32.0 m** **Depósitos Profundos.** Serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. El número de golpes promedio con la prueba de penetración estándar es $N_{prom} > 50$.
- Nivel Freático** El nivel de aguas freáticas se detectó a **2.10 m** de profundidad, aproximadamente. 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.

Hundimiento Regional

La zona está sometida al hundimiento regional producido por la extracción de agua de los acuíferos profundos.

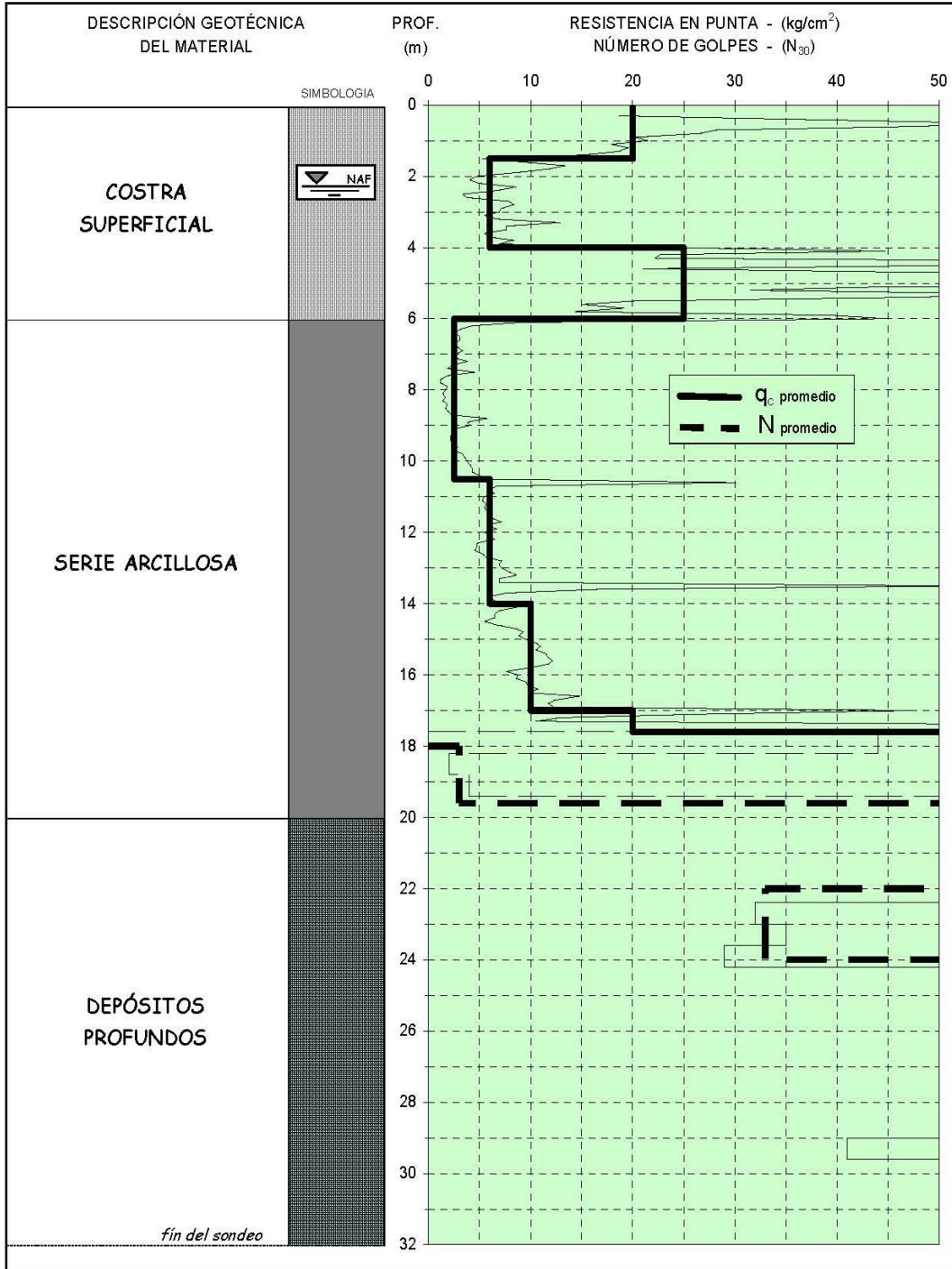
A partir de la información de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica – DGCOH se infiere que el hundimiento regional en la zona para el periodo 1989-1998 fue del orden de 25 cm.

Lo anterior indica que el hundimiento por año es 2.5 cm, sin embargo, este valor tiende a reducirse en el futuro.



INTERPRETACIÓN ESTRATIGRÁFICA

PROYECTO	Amores 344 y 356	FECHA	Oct / 2003	PROF. NAF	
LOCALIZACIÓN	Colonia Del Valle, Delegación Benito Juárez, DF	PROFUND.	32.0 m		2.1 m



N_{30} : número de golpes para penetrar los 30 cm centrales

1.5 Información geosísmica

Periodo natural del depósito de suelo

El periodo natural del depósito de suelo T_s se estimó con la siguiente expresión:

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

donde

H_i espesor del estrato i
 V_{si} velocidad de propagación de onda de corte en el estrato i

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

q_c resistencia de punta medida con cono eléctrico
 γ_s peso volumétrico del estrato i
 η, N_{kh} parámetros adimensionales que dependen del tipo de suelo

Tabla 3 Cálculo del periodo natural del depósito de suelo

Profundidad m	H m	γ ton/m ³	q_c prom kg/cm ²	η	N_{kh}	V_s m/s	N_{prom}	N_k	q_c prom kg/cm ²	η	N_{kh}	V_s m/s	4H/ V_s s	%
0.0 - 1.5	1.5	1.5	20	40	12	133							0.05	3
1.5 - 4.0	2.5	1.4	6	25	10	52							0.19	14
4.0 - 6.0	2.0	1.5	25	40	12	149							0.05	4
6.0 - 10.5	4.5	1.2	3	25	10	40							0.46	34
10.5 - 14.0	3.5	1.3	6	25	10	54							0.26	20
14.0 - 17.0	3.0	1.4	10	25	10	67							0.18	13
17.0 - 18.0	1.0	1.5	20	40	12	133							0.03	2
18.0 - 20.0	2.0	1.4					3	4	11	25	10	68	0.12	9
	20	1.4											1.3	100

Espectro de diseño sísmico

Con base en la zonificación geotécnica del predio se tiene que geosísmicamente el depósito de suelo es clasificado como Suelo Tipo III y por tanto le correspondería un coeficiente sísmico $C_s = 0.40$ para construir el espectro de diseño. Sin embargo, el Reglamento permite construir el espectro de diseño del sitio si se conoce el periodo natural de vibración del depósito ($T_s \approx 1.3$ s).

$$C_s = \frac{1.6 T_s}{4 + T_s^2} \quad ; \quad T_a = 0.64 T_s \quad y \quad T_b = 1.2 T_s$$

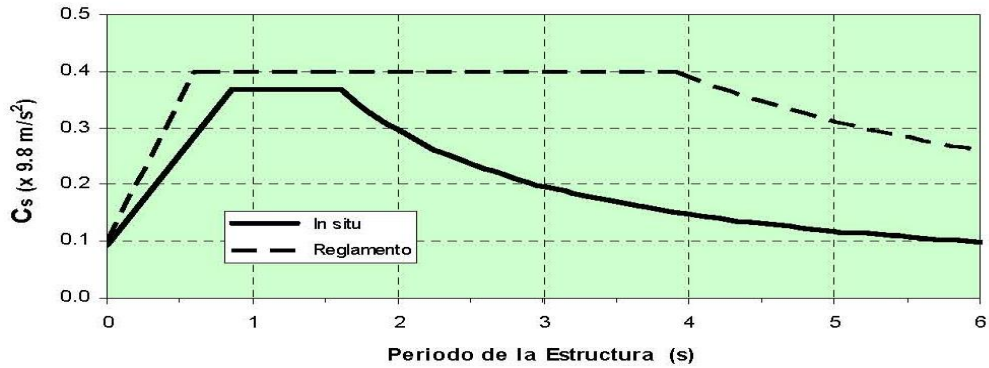


Figura 16 Espectro de sitio para diseño sísmico estructural del proyecto

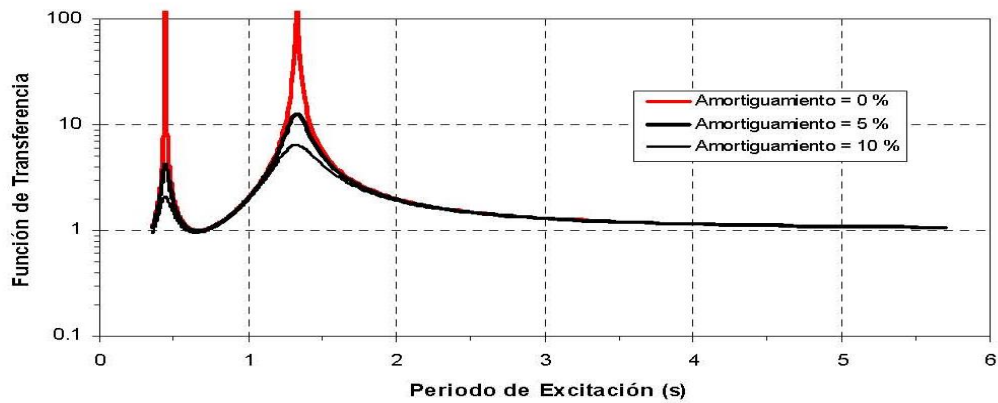


Figura 17 Función de transferencia elástica del depósito de suelo

La función de transferencia espectral se calculo con base en los siguientes parámetros:

- | | | | | | |
|---|--|----------|---|------|-------------------|
| ➤ | Espesor del deposito vibrante | H | = | 20 | M |
| ➤ | Velocidad promedio de onda de corte | V_s | = | 60 | m/s |
| ➤ | Peso volumétrico promedio del deposito | γ | = | 13.3 | kN/m ³ |
| ➤ | Modulo promedio de rigidez al corte | G | = | 4.9 | MPa |

2 DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

2.1 Características arquitectónicas y geotécnicas

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Nivel del sótano de estacionamiento a -2.5 m respecto al nivel de banqueta.
- La relación entre la dimensión mayor (65.9 m) y menor (34.8 m) de la planta del sótano de estacionamiento es 1.9.
- La relación entre la altura del edificio (12.1 m) y la dimensión menor de la planta del sótano de estacionamiento es 0.35.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- 6.0 m de espesor de costra superficial de mediana resistencia y baja compresibilidad.
- 14.0 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad intercaladas con lentes de alta resistencia.
- Nivel de aguas freáticas a -2.1 m .
- Asentamientos de 2.5 cm/año por consolidación regional.

2.2 Solución de cimentación

- *Cajón rígido* de cimentación desplantado a -2.5 m que ocupará toda el área del predio.

Las descargas a nivel de cimentación en condición estática y dinámica fueron evaluadas con base en la información del Ingeniero Oscar De la Torre.

2.3 Análisis del cajón de cimentación en condición estática

Descargas a nivel de cimentación

$$\begin{aligned} \text{Área de cada losa de entrepiso} &\approx 2293 \text{ m}^2 \\ \text{Número de losas de entrepiso} &\approx 3.5 \\ \text{Carga en cada losa de entrepiso} &\approx 0.85 \text{ ton/m}^2 \\ \\ \text{Peso de la estructura} &\approx 6822 \text{ ton} \\ \text{Área de la losa de cimentación} &\approx 2293 \text{ m}^2 \\ \text{Carga en la losa de cimentación} &\approx 1.2 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Peso de la cimentación} &\approx 2752 \text{ ton} \end{aligned}$$

Área excavada $\approx 2293 \text{ m}^2$
 Profundidad de la excavación $\approx 2.5 \text{ m}$
 Peso volumétrico del suelo excavado $\approx 1.5 \text{ m}$
 Peso excavado $\approx 8599 \text{ ton}$

 Peso total de proyecto $\approx 9574 \text{ ton}$
 Esfuerzo total promedio $\approx 4.18 \text{ ton/m}^2$
 Esfuerzo de compensación $\approx 3.75 \text{ ton/m}^2$
 Esfuerzo neto $\approx 0.43 \text{ ton/m}^2$

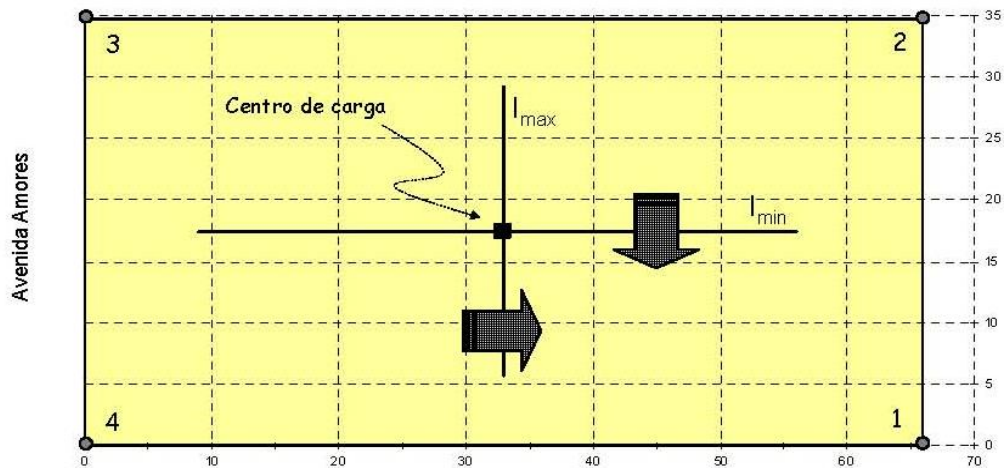


Figura 18 Excentricidades estáticas, puntos críticos de la cimentación y direcciones más desfavorables del sismo de diseño

Esfuerzos-asentamientos a corto y largo plazo

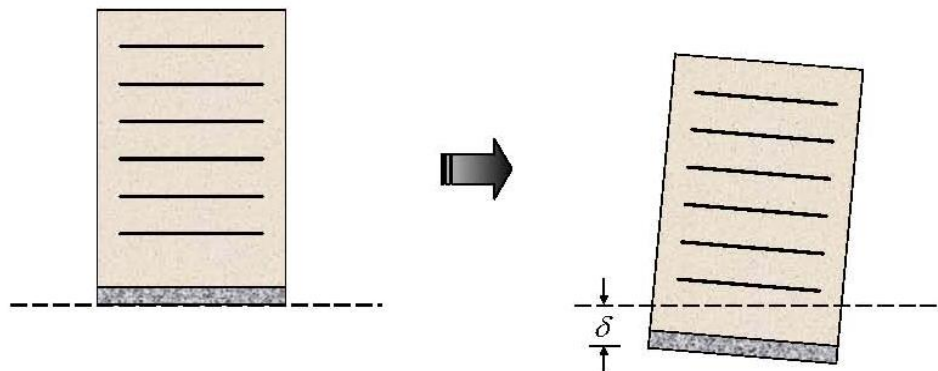


Figura 19 Idealización del estado de servicio del proyecto con cajón de cimentación

Los esfuerzos y asentamientos que experimentara la cimentación a corto o largo plazo se pueden evaluar con base en las siguientes expresiones:

$$\sigma_i = W \left[\frac{1}{A} \pm \frac{e}{I} d_i \right] \qquad \delta_i = \frac{\sigma_i}{K}$$

donde:

- σ_i Esfuerzo en un punto dado de la interfaz losa-suelo
- W Carga total del proyecto
- A Área de la losa
- e Excentricidad de la carga respecto a un eje
- I Momento de inercia respecto al eje de giro
- d_i Distancia del punto al eje de giro
- δ_i Asentamiento en un punto dado de la interfaz losa-suelo
- K Modulo de reacción losa-suelo a corto o largo plazo

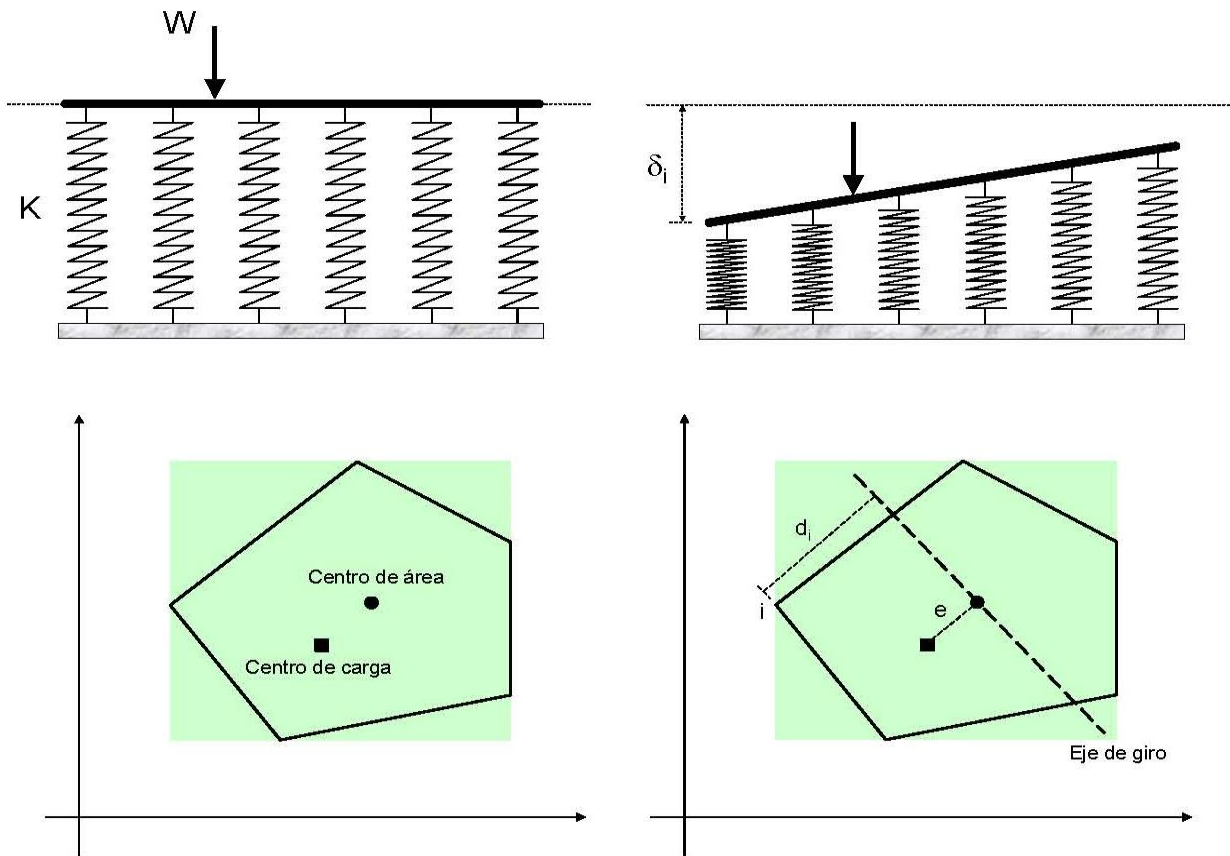


Figura 20 Interpretación grafica de los parámetros para el cálculo de esfuerzos y asentamientos

El modulo de reacción losa- suelo K se puede evaluar por medio de la siguiente expresión:

$$K = \frac{\sigma}{\delta}$$

donde

σ esfuerzo promedio aplicado sobre la losa de cimentación
 δ asentamiento promedio

$$\delta = \sum \xi_i H_i$$

ξ_i deformación unitaria representativa del estrato

$$\xi = m_v \Delta\sigma$$

m_v módulo de deformación del estrato a corto o largo plazo
 $\Delta\sigma$ incremento de esfuerzo en el estrato
 H_i espesor del estrato

Tabla 4 Cálculo de los asentamientos a corto plazo

EXPANSIÓN (ELÁSTICOS)							COMPRESIÓN (ELÁSTICOS)						
Estrato	E	$m_{v_{exp}}$	$\Delta\sigma$	ξ	H	δ	Estrato	E	$m_{v_{comp}}$	$\Delta\sigma$	ξ	H	δ
m	ton/m ²	cm ² /kg	ton/m ²	%	m	cm	m	ton/m ²	cm ² /kg	ton/m ²	%	m	cm
3.5	699	0.014	-3.8	-0.54	1.5	-0.8	3.0	699	0.014	0.4	0.06	1.5	0.1
5.0	2000	0.005	-3.8	-0.19	2.0	-0.4	5.0	2000	0.005	0.4	0.02	2.0	0.0
7.0	331	0.030	-3.7	-1.13	2.0	-2.3	7.0	331	0.030	0.4	0.13	2.0	0.3
9.0	331	0.030	-3.7	-1.11	2.5	-2.8	9.0	331	0.030	0.4	0.13	2.5	0.3
11.0	700	0.014	-3.6	-0.51	1.5	-0.8	11.0	700	0.014	0.4	0.06	1.5	0.1
13.0	700	0.014	-3.5	-0.50	2.0	-1.0	13.0	700	0.014	0.4	0.06	2.0	0.1
15.5	1190	0.008	-3.3	-0.28	3.0	-0.8	15.5	1190	0.008	0.4	0.03	3.0	0.1
17.5	2000	0.005	-3.2	-0.16	1.0	-0.2	17.5	2000	0.005	0.4	0.02	1.0	0.0
19.0	1190	0.008	-3.1	-0.26	2.0	-0.5	19.0	1190	0.008	0.4	0.03	2.0	0.1
				$\Sigma =$	17.5	-9.49					$\Sigma =$	17.5	1.08

Tabla 5 Cálculo de las deformaciones a largo plazo

DEFORMACIONES IN SITU							DEFORMACIONES IN SITU + PROYECTO								
Estrato	$\sigma_{in situ}$	$\Delta\sigma$	σ_{total}	σ_0	ξ_0	K_{VOL}	ξ	Estrato	$\sigma_{in situ}$	$\Delta\sigma$	σ_{total}	σ_0	ξ_0	K_{VOL}	ξ
m		ton/m ²		ton/m ²	%		%	m		ton/m ²		ton/m ²	%		%
3.0	3.9	0	3.9	60.0	-8.4	0.67	-1.4	3.0	3.9	0.4	4.3	60.0	-8.4	0.67	-1.5
5.0	6.5	0	6.5	35.1	-7.2	0.66	-2.4	5.0	6.5	0.4	6.9	35.1	-7.2	0.66	-2.5
7.0	9.1	0	9.1	9.5	-6.6	0.66	-6.4	7.0	9.1	0.4	9.5	9.5	-6.6	0.66	-6.6
9.0	11.7	0	11.7	12.2	-6.6	0.66	-6.4	9.0	11.7	0.4	12.1	12.2	-6.6	0.66	-6.6
11.0	14.3	0	14.3	18.4	-6.8	0.60	-5.9	11.0	14.3	0.4	14.7	18.4	-6.8	0.60	-6.0
13.0	16.9	0	16.9	19.5	-6.9	0.65	-6.3	13.0	16.9	0.4	17.3	19.5	-6.9	0.65	-6.4
15.5	20.2	0	20.2	32.5	-7.3	0.64	-5.4	15.5	20.2	0.4	20.5	32.5	-7.3	0.64	-5.5
17.5	22.8	0	22.8	60.0	-8.4	0.67	-4.4	17.5	22.8	0.4	23.1	60.0	-8.4	0.67	-4.4
19.0	24.7	0	24.7	32.5	-7.3	0.64	-6.2	19.0	24.7	0.4	25.1	32.5	-7.3	0.64	-6.2

Tabla 6 Cálculo de los asentamientos a largo plazo

MÓDULOS DE DEFORMACIÓN							COMPRESIÓN (ELÁSTICOS + VISCOPLÁSTICOS)							
Estrato	ξ_{total}	$\xi_{in situ}$	$\Delta\xi$	$\Delta\sigma$	m_v	E	Estrato	E	$m_{v_{plast}}$	$\Delta\sigma$	ξ	H	δ	
m	%	%		ton/m ²	cm ² /kg	ton/m ²	m	ton/m ²	cm ² /kg	ton/m ²	%	m	cm	
3.0	-1.5	-1.4	-0.1	0.4	0.02	440	3.0	440	0.02	0.4	0.10	1.5	0.1	
5.0	-2.5	-2.4	-0.1	0.4	0.02	419	5.0	419	0.02	0.4	0.10	2.0	0.2	
7.0	-6.6	-6.4	-0.2	0.4	0.05	217	7.0	217	0.05	0.4	0.19	2.0	0.4	
9.0	-6.6	-6.4	-0.2	0.4	0.04	277	9.0	277	0.04	0.4	0.15	2.5	0.4	
11.0	-6.0	-5.9	-0.1	0.4	0.02	406	11.0	406	0.02	0.4	0.10	1.5	0.2	
13.0	-6.4	-6.3	-0.1	0.4	0.02	415	13.0	415	0.02	0.4	0.10	2.0	0.2	
15.5	-5.5	-5.4	-0.1	0.4	0.02	585	15.5	585	0.02	0.4	0.06	3.0	0.2	
17.5	-4.4	-4.4	0.0	0.4	0.01	782	17.5	782	0.01	0.4	0.05	1.0	0.0	
19.0	-6.2	-6.2	-0.1	0.4	0.02	629	19.0	629	0.02	0.4	0.06	2.0	0.1	
												$\Sigma =$	17.5	1.81

Los asentamientos que potencialmente experimentará la cimentación son:

$$\delta_{\text{corto plazo}} \rightarrow \delta_{\text{exp}} + \delta_{\text{comp - corto plazo}} \rightarrow 9.49 \text{ cm} + 1.08 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{corto plazo}} = 10.57 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{largo plazo}} \rightarrow \delta_{\text{exp}} + \delta_{\text{comp - largo plazo}} \rightarrow 9.49 \text{ cm} + 1.81 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{largo plazo}} = 11.30 \text{ cm}$$

Con base en lo anterior, los módulos de reacción equivalentes losa-suelo son:

$$K_{\text{CORTO PLAZO}} = \frac{4.18 \text{ ton/m}^2}{0.8 * 10.57 \text{ cm}} = \frac{4.18 \text{ ton/m}^2}{8.46 \text{ cm}} = 49 \text{ ton/m}^3$$

$$K_{\text{LARGO PLAZO}} = \frac{4.18 \text{ ton/m}^2}{0.8 * 11.30 \text{ cm}} = \frac{4.18 \text{ ton/m}^2}{9.04 \text{ cm}} = 46 \text{ ton/m}^3$$

Tabla 7 Cálculo de esfuerzos vs asentamientos de la cimentación a corto plazo

CORTO PLAZO - ESTÁTICO															
Punto	W	A	e_{min}	e_{max}	I_{min}	I_{max}	d_{lmin}	d_{lmax}	$\Delta\sigma_{lmin}$	$\Delta\sigma_{lmax}$	$\Delta\sigma_{est}$	σ_{prom}	σ_{est}	K	δ_{est}
	ton	m ²		m	m ⁴		m	m		ton/m ²		ton/m ²	ton/m ³		cm
Centroide	9574	2293	0.00	0.00	231442	829954	0	0	0.0	0.0	0.0		4.2		8.5
1							17.4	33.0	0.0	0.0	0.0		4.2		8.5
2							17.4	33.0	0.0	0.0	0.0	4.2	4.2	49	8.5
3							17.4	33.0	0.0	0.0	0.0		4.2		8.5
4							17.4	33.0	0.0	0.0	0.0		4.2		8.5

Tabla 8 Cálculo de esfuerzos vs asentamientos de la cimentación a largo plazo

LARGO PLAZO - ESTÁTICO															
Punto	W ton	A m ²	e _{min} m	e _{max} m	I _{min} m ⁴	I _{max} m ⁴	d _{lmin} m	d _{lmax} m	Δσ _{lmin}	Δσ _{lmax} ton/m ²	Δσ _{est}	σ _{prom} ton/m ²	σ _{est} ton/m ²	K ton/m ³	δ _{est} cm
Centroide	9574	2293	0.00	0.00	231442	829954	0	0	0.0	0.0	0.0		4.2		9.1
1							17.4	33.0	0.0	0.0	0.0		4.2		9.1
2							17.4	33.0	0.0	0.0	0.0	4.2	4.2	46	9.1
3							17.4	33.0	0.0	0.0	0.0		4.2		9.1
4							17.4	33.0	0.0	0.0	0.0		4.2		9.1

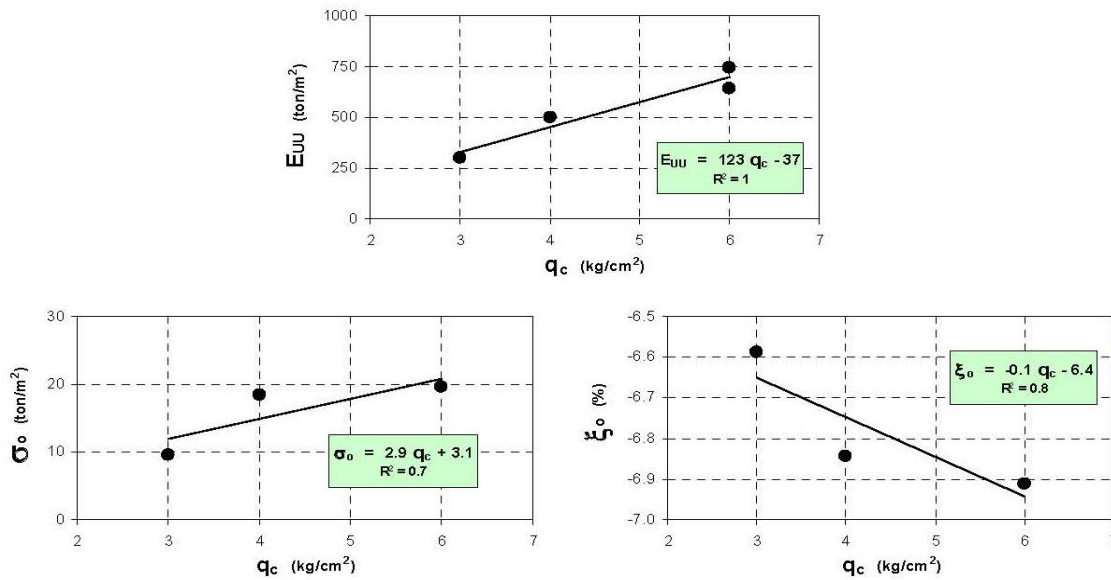


Figura 21 Parámetros de deformación de laboratorio vs resistencia de punta con cono eléctrico

2.4 Análisis del cajón de cimentación en condición dinámica

Descargas a nivel de cimentación

El momento del volteo equivalente Mv_{sismo} que experimentara el proyecto durante el sismo de diseño se puede evaluar con la siguiente expresión:

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

donde:

Mv_{sismo}	8145 ton-m
H	altura del proyecto medida desde el desplante, 12.1 m
W	peso de la estructura, 6822 ton.
Cs	coeficiente sísmico de diseño, 0.37
Qs	factor de ductilidad de la estructura, 2

El momento de volteo genera una excentricidad (e) en la carga estática igual a:

$$e_{sismo} = \frac{Mv_{sismo}}{W} = \frac{8145 \text{ ton-m}}{9574 \text{ ton}} \approx 0.85 \text{ m}$$

Para el análisis se asume que el proyecto se verá excitado con el 100% del sismo en la dirección más débil de la cimentación y el 30% en la dirección perpendicular, por tanto:

$$e_{IMIN} = 1.0 * 0.85\text{m} \approx 0.85 \text{ m}$$

$$e_{IMAX} = 0.3 * 0.85 \text{ m} \approx 0.26 \text{ m}$$

Asentamientos-esfuerzos durante el sismo de diseño

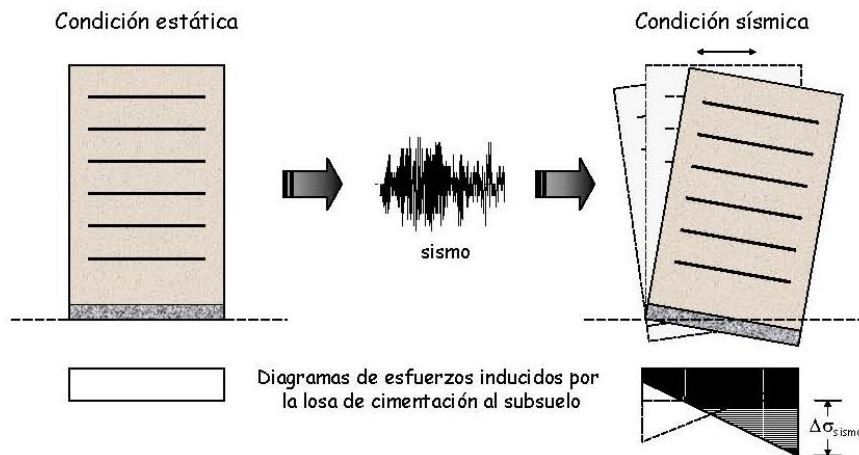


Figura 22 Esquematización de los esfuerzos de contacto losa-suelo durante un sismo

El cálculo de los esfuerzos vs asentamientos se realiza de una manera similar al caso estático, utilizando las excentricidades sísmicas y el módulo de reacción en condición a corto plazo.

Tabla 9 Cálculo de esfuerzos vs asentamientos elásticos durante el sismo de diseño

CORTO PLAZO - SISMO															
Punto	W ton	A m ²	e _{min} m	e _{max} m	I _{min} m ⁴	I _{max} m ⁴	d _{lmin} m	d _{lmax} m	Δσ _{lmin}	Δσ _{lmax}	Δσ _{sís}	σ _{est} ton/m ²	σ _{sís} ton/m ²	K ton/m ³	δ _{sís} cm
Centroide	9574	2293	0.85	0.26	231442	829954	0	0	0.0	0.0	0.0	4.2	4.2		8.5
1							17.4	33.0	0.6	0.1	0.7	4.2	4.9		10.0
2							17.4	33.0	-0.6	0.1	-0.5	4.2	3.7	49	7.5
3							17.4	33.0	-0.6	-0.1	-0.7	4.2	3.5		7.1
4							17.4	33.0	0.6	-0.1	0.5	4.2	4.7		9.6

2.5 Mecanismo de falla y cargas admisibles suelo-cimentación

Mecanismos de falla local de la cimentación

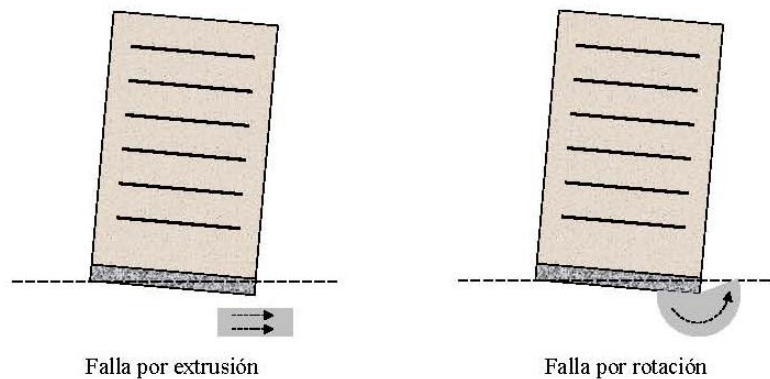


Figura 23 Esquemización de los mecanismos de falla local de la cimentación

Los mecanismos de falla local originan desplomes permanentes o colapsos parciales del proyecto debido a la plastificación superficial del suelo en la periferia del cajón de cimentación.

Los mecanismos son:

- Falla por extrusión → semi-profunda
- Falla por rotación → superficial

Falla por extrusión

El esfuerzo máximo a compresión que resiste el sub-estrato de suelo superficial menos resistente se calcula con la siguiente expresión:



Foto 7 Falla local de la cimentación de un edificio en Ciudad de México en el sismo del 19 de septiembre de 1985. (Cortesía de Miguel Romo y Gabriel Auvinet)

$$q_u = \frac{4 C_{uu}}{FS} CP + \gamma D_f$$

donde

q_u capacidad de carga última, **23 ton/m²**
 C_{uu} cohesión promedio del estrato menos resistente, 4.9 ton/m²
 CP coeficiente de esfuerzo por profundidad, 1.0 para $z \approx 2.5$ m

$$CP = \frac{\sigma_{desplante}}{\sigma_{estrato}}$$

$\sigma_{desplante}$ esfuerzo inducido en la losa de cimentación, 4.18 ton/m²
 $\sigma_{estrato}$ esfuerzo inducido en el estrato menos resistente, 4.18 ton/m²
 γ peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³
 D_f profundidad de desplante, 2.5 m
 FS factor de seguridad en condición estática y dinámica

Falla por rotación

El esfuerzo máximo a compresión que resiste el estrato de apoyo superficial se calcula con la siguiente expresión:

$$q_u = \frac{C_{uu} N_c}{FS} + \gamma D_f$$

Donde

q_u capacidad de carga última, **29 ton/m²**
 C_{uu} cohesión promedio del estrato de apoyo, 4.9 ton/m²
 N_c factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.14

Mecanismos de falla general de la cimentación

Los mecanismos de falla general originan colapsos totales del proyecto debido a la movilización por rotación de grandes volúmenes de suelo.

Falla por rotación externa

El esfuerzo máximo a compresión en condición estática que resiste el sub-suelo se calcula con la siguiente expresión:

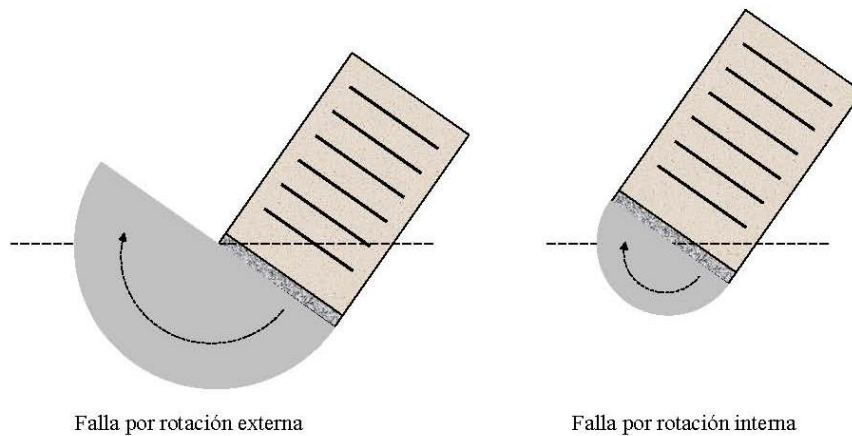


Figura 24 Esquemización de los mecanismos de falla general de la cimentación



Foto 8 Falla general de la cimentación de un edificio en Ciudad de México en el sismo del 19 de septiembre de 1985 (cortesía de Miguel Romo)

$$q_u = \frac{C_{uu} N_c}{FS} + \gamma D_f$$

donde

q_u capacidad de carga última, **61 ton/m²**
 C_{uu} cohesión promedio en la superficie de falla, 10.0 ton/m²
 N_c factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.8

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

D_f profundidad de desplante, 2.5 m
 B ancho promedio del cajón de cimentación, 34.8 m
 L longitud promedio del cajón de cimentación, 65.9 m
 γ peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³

El máximo incremento de esfuerzo a compresión, respecto a la carga estática promedio, que resiste el sub-suelo en condición sísmica se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta q = 6\pi \frac{C_{uu}}{FS} + 3 \left(\gamma D_f - \sigma_{est} \right)$$

donde

Δq_u capacidad de carga última, **187 ton/m²**
 σ_{est} esfuerzo estático promedio en la losa, 4.18 ton/m²

Falla por rotación interna

El máximo incremento de esfuerzo a compresión, respecto a la carga estática promedio, que resiste el sub-suelo en condición sísmica se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta q_u = \frac{3\pi C_{uu}}{2 FS} \left(1 - \frac{\sigma_{est}}{4C_{uu} + \gamma D_f} \right)$$

Δq_u capacidad de carga última, **24 ton/m²**
 C_{uu} cohesión promedio en la superficie de falla, 6.0 ton/m²

2.6 Revisión de los estados límite de falla y de servicio de la cimentación

Estado límite de falla

La estabilidad de la cimentación se revisa comparando los esfuerzos inducidos por el proyecto en la losa contra los esfuerzos admisibles del suelo, según la siguiente desigualdad.

$$0 \leq \sigma_{\text{llosa}} \leq q_{\text{adm}}$$

Los esfuerzos admisibles dependen de los factores de seguridad FS aplicados a la capacidad de carga última q_u de cada mecanismo de falla. Estos FS expresan las posibles incertidumbres en la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo debido al muestreo-ensaye y a la variación de las mismas según la velocidad de aplicación de carga in situ por el proyecto.

Tabla 10 Estado límite de falla de la cimentación en condición estática y sísmica

Condición de Carga	Mecanismo de Falla	C_{uu} ton/m ²	q_u ton/m ²	FS	q_{adm} ton/m ²	σ_{llosa} ton/m ²	Cumple	
Estática	Falla local	extrusión	4.9	23	2.5	12	4.2	sí
		rotación	4.9	29	3	12	4.2	sí
	Falla general	externa	10.0	61	3	23	4.2	sí
		interna	6.0	24	3	8	0.0	sí
	Falla por contacto					0	4.2	sí
Sísmica	Falla local	extrusión		23	1.6	16	4.9	sí
		rotación		29	2	16	4.9	sí
	Falla general	externa		187	2	93	0.7	sí
		interna		24	2	12	0.7	sí
	Falla por contacto					0	3.5	sí

De la Tabla 10 se concluye que la cimentación **SÍ** cumple con los requisitos de estabilidad en condición estática y sísmica.

Estado límite de servicio

El estado de servicio de la cimentación se revisa comparando los asentamientos (δ) y el desplome (Δ) del proyecto en condición estática contra los permitidos por el Reglamento, según la siguiente desigualdad.



Foto 9 y 10 Falla en el estado de servicio de un edificio en ciudad de México

$$0 \leq \delta_{\text{proyecto}} \leq \delta_{\text{Reglamento}}$$

$$0 \leq \Delta_{\text{proyecto}} \leq \Delta_{\text{Reglamento}}$$

Tabla 11 Estado de servicio de la cimentación en condición estática y sísmica

Condición de carga	Condición de Servicio	Reglamento cm	Proyecto cm	Cumple
Estática	Asentamiento	15	9.1	sí
	Desplome	9	0	sí
	Falla por contacto	0	9.1	sí
Sísmica	Asentamiento	no definido	10.0	sí
	Desplome	no definido	0.9	sí
	Falla por contacto	0	7.1	sí

De la Tabla 11 se concluye que la cimentación **SÍ** cumple con los requisitos de servicio en condición estática y sísmica.

3 DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA EXCAVACIÓN

3.1 Control del agua freática

El nivel freático se encuentra a -2.1 m y el nivel máximo de excavación para construir las trabes de la losa del cajón de cimentación será -3.1 m, aproximadamente. Lo anterior genera un tirante de agua de 1.0 m, el cual puede ser controlado con cárcamos, bombeo de achique y drenes superficiales.

3.2 Análisis y control de expansiones

Las expansiones que presentará el proyecto se originarán por la descarga del subsuelo debido a la excavación. Estas expansiones son de tipo elástico y deberán ser controladas para evitar:

- Asentamientos diferenciales y desplomes a corto plazo de las colindancias.
- Degradación de las propiedades mecánicas de las arcillas por absorción de agua bajo desconfinamiento.
- Incremento de los asentamientos del proyecto en condición estática y dinámica.

Con base en la Tabla 4 ($\delta_{exp} \approx -9.5$ cm) y teniendo en cuenta el tiempo que permanecerá descargado el subsuelo hasta construir el cajón de cimentación (3 o 4 meses), se concluye que las expansiones que presentará la excavación podrán generar los problemas mencionados anteriormente y por tanto, se recomienda una precarga del subsuelo durante la construcción de la cimentación por medio del abatimiento del nivel freático hasta el nivel -6.0 m, aproximadamente, respecto al nivel de banqueteta.

El abatimiento del nivel freático se realizará por medio de un sistema de bombeo profundo conformado por 28 pozos de bombeo instalados a 8.0 m de profundidad distribuidos uniformemente en el predio.

El sistema de bombeo se suspenderá cuando se haya construido completamente el cajón de cimentación y el peso del proyecto sea mínimo de 2.0 ton/m².

3.3 Estabilidad temporal de taludes

Para analizar la estabilidad del talud vertical se utilizó el método de Janbú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{N_e C_{un}}{\gamma H + q}$$

donde N_e es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H + q}{C_{uu}} \tan(\phi_{uu})$$

donde

γ	peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m ³
H	altura del talud hasta el desplante de las edificaciones, 1.5 m
q	sobrecarga, 2.0 ton/m ²
C_{uu}, ϕ_{uu}	parámetros en condición desconfiada, 1.5 ton/m ² y 0°, respectivamente
N_e	4.0

Reemplazando los valores definidos anteriormente, se obtiene un **FS** \approx **1.4**, el cual no es adecuado para taludes de tipo temporal ($FS \geq 1.7$).

3.4 Estabilidad temporal del fondo

El factor de seguridad contra extrusión del fondo de la excavación se calcula con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{4 C_{uu}}{\gamma H + q}$$

donde

FS	factor de seguridad contra extrusión en el fondo de la excavación ²
C_{uu}	cohesión en condición de carga rápida, 4.0 ton/m ³
T_{suelo}	peso volumétrico del suelo, 1.5 ton/m ³
H	altura del talud hasta el desplante de las colindancias, 1.5 m ²
$q_{colindancia}$	sobrecarga originada por las colindancias, 2.0 ton/m ²

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un **FS** \approx **3.8**, el cual es adecuado para excavaciones de tipo temporal ($FS \geq 1.7$) donde existen edificaciones susceptibles de sufrir daños por asentamientos cercanos a la excavación.

3.5 Estabilización temporal de taludes

Con base en los cálculos anteriores, se concluye que la excavación para construir el cajón de cimentación requiere de una excavación central hasta el nivel de desplante, dejando una bermatalud perimetral de 1.0 m de ancho en la corona y 2.5 m de ancho en la base. Esta berma se retirará en tramos alternos de 2.0 m de longitud con recimentación de colindancias o protección y apuntalamiento de taludes verticales.

4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

El procedimiento general para la construcción de la primera opción de solución de cimentación puede resumirse como:

- Abatimiento del nivel freático
- Excavación y construcción de la cimentación en el núcleo central
- Excavación y construcción alternada de la cimentación en la periferia

Abatimiento del nivel freático

El sistema de bombeo profundo estará conformado por 28 pozos instalados a 8.0 m de profundidad. La instalación será conforme a los siguientes lineamientos:

- Ubicación y trazo de los pozos de tal manera que no interfieran con algún elemento estructural.
- Perforación de 0.6 m de diámetro y 8.0 m de profundidad con extracción de material y sin utilizar bentonita, polímero, etc. Las perforaciones se estabilizarán temporalmente con el agua del subsuelo.
- Instalación de un ademe ranurado de 0.5 m de diámetro y 8.0 m de longitud.
- Colocación de un filtro uniforme a base de tezontle de ½" de tamaño que ocupe el área anular entre la perforación y el ademe.
- Instalación de bombas con electroniveles y abatimiento del nivel freático.

Se recomienda que el sistema de bombeo inicie por lo menos 1 semana antes que la excavación y se suspenda cuando se haya construido completamente el cajón de cimentación y la carga del proyecto sea mínimo de 2.0 ton/m².

Procedimiento de excavación

La excavación para la construcción del cajón de cimentación se realizará siguiendo el siguiente procedimiento:

Excavación central

- Demolición y retiro de las estructuras existentes hasta el nivel de banquetta.
- Excavación del núcleo central en una sola etapa dejando una berma-talud perimetral de 10m de ancho en la corona y 2.5 m de ancho en la base. La excavación se podrá realizar con equipo hasta una profundidad de 20 cm por arriba del desplante de la losa del cajón de cimentación para evitar el remoldeo del suelo de apoyo y asentamientos no considerados en el análisis. El resto de la excavación se realizará con herramienta manual
- Colocación de un firme de concreto pobre de 5.0 cm de espesor para evitar remoldeo del suelo de apoyo del cajón debido a las maniobras de armado.
- Excavación de trincheras para armado de las trabes de la losa de cimentación.
- Armado y colado de trabes y losa del cajón cimentación en el núcleo central.

Excavación de bermas

- Excavación alternada de la berma-talud en tramos de 2.0 m de longitud.
- Recimentación de colindancias con muro de concreto pobre de 30 cm de espesor y alma con malla 6x6-10/10, hasta 20 cm por debajo del nivel de excavación perimetral.
- Protección de taludes verticales (sin sobrecargas por colindancias) con malla 6x6 10/10, mortero pobre de 5.0 cm de espesor y puntales.
- Excavación de trincheras para armado de las trabes de la losa de cimentación.
- Armado y colado de trabes y losa del cajón cimentación en el tramo excavado y estabilizado ($L \approx 6.0$ m).

El tiempo máximo entre la excavación de una sección de la berma-talud y la construcción del muro de contención del cajón de cimentación no deberá ser mayor a 1 semana.

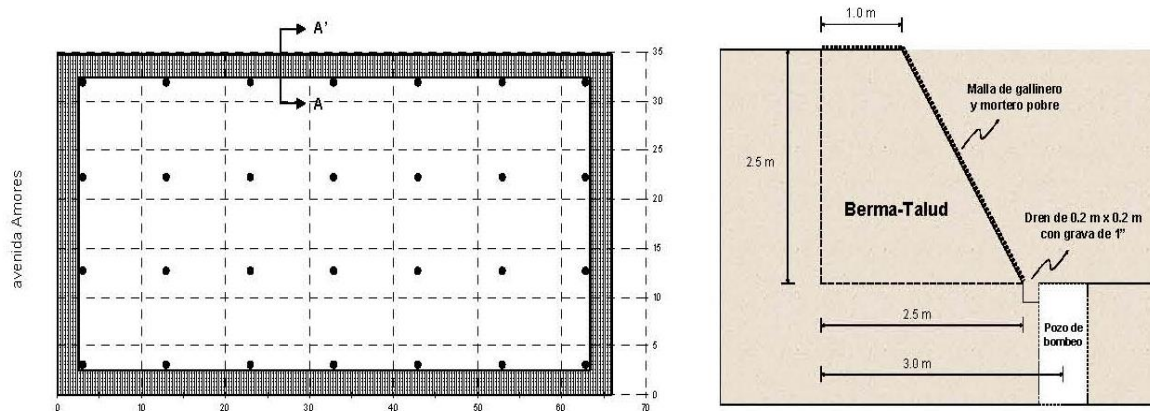


Figura 25 Distribución de pozos de bombeo, geometría de la berma-talud y dren para control de filtraciones superficiales

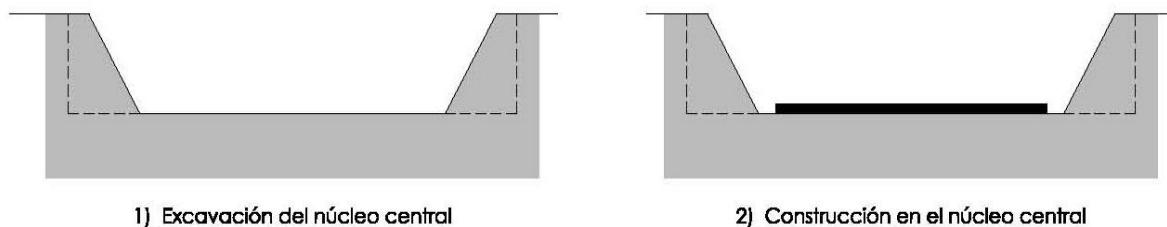


Figura 26 Esquema del procedimiento constructivo de la cimentación

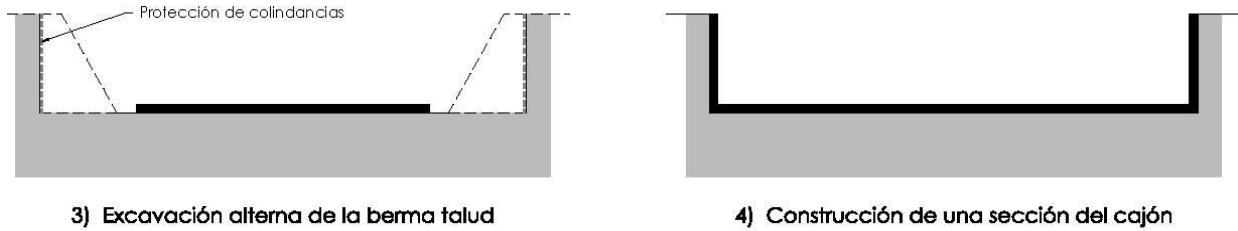


Figura 27 Esquema del procedimiento constructivo de la cimentación

La construcción perimetral del cajón de cimentación puede ser simultánea con la construcción de columnas y losas de entrepiso en el núcleo central.

Antes de colar la losa perimetral de cimentación deberá colocarse un plástico sobre el dren de grava. Lo anterior evitará porosidades en la losa durante el fraguado.

5 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 Trabajo estructural de la losa de fondo

Los módulos de reacción vertical equivalentes de la losa de cimentación en condición estática y sísmica son:

$$K^{\text{CORTO PLAZO}} = 49 \text{ ton/m}^3$$

$$K^{\text{LARGO PLAZO}} = 46 \text{ ton/m}^3$$

Deberá revisarse que los esfuerzos de contacto y los asentamientos de la cimentación sean similares a los obtenidos en este informe.

5.2 Presión horizontal de tierras contra muros de contención

Los muros perimetrales del cajón de cimentación deberán diseñarse para que soporten la siguiente presión horizontal a largo plazo:

- De 0.0 a -1.0 m → 0.5 ton/m^2 .
- De -1.0 m a -2.5 m → 2.0 ton/m^2 .

Los factores de carga quedan a criterio del ingeniero estructurista.

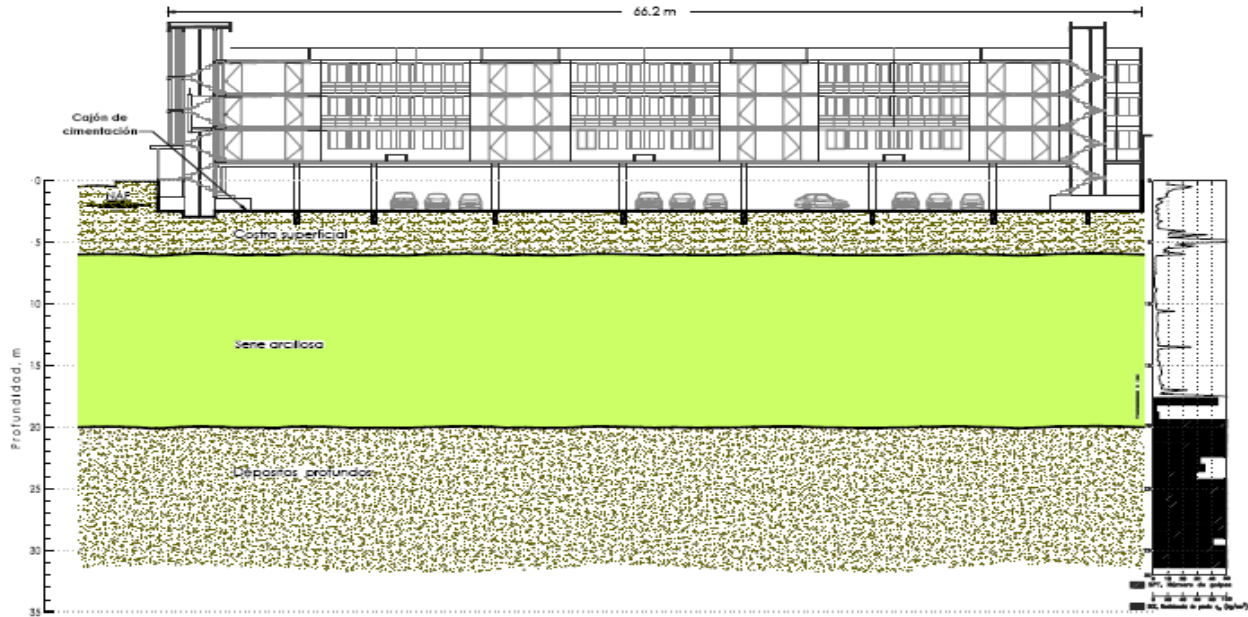


Figura 28 Interpretación estratigráfica y solución de cimentación

6 REVISION SEGUN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

Condiciones estáticas

La revisión de acuerdo al Reglamento para cimentaciones superficiales y profundas exige que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\sum \frac{Q F_c}{A} \leq p_v + \sum R F_r$$

donde

$\sum Q F_c / A$ suma de las acciones verticales en la combinación considerada, afectada por un factor de carga de 1.4, ton/m²

$\sum R F_r$ suma de las resistencias individuales de los elementos afectados por un factor de resistencia, $F_r = 0.35$, ton/m²

p_v presión vertical total actuante a la profundidad de desplante, ton/m²

Esta condición se cumple por lo que satisface el Reglamento en condiciones estáticas.

Condiciones sísmicas

Se verificó que cumpliera la desigualdad de la ecuación anterior, considerando únicamente los elementos que se encuentran en el área reducida de la cimentación, calculada de acuerdo a la excentricidad provocada por sismo, aplicando las siguientes expresiones:

Excentricidad

$$e = \frac{M_v}{\sum Q}$$

Ancho o largo reducido

$$b_R = b - 2e$$

Estados límites de servicio

El buen comportamiento de la cimentación y por tanto de la estructura en conjunto, depende de la magnitud de las deformaciones verticales que se presenten en el suelo durante la vida útil del inmueble; por ello el Reglamento limita para el caso de hundimientos un valor máximo de 15 cm. Los asentamientos estimados para la estructura son menores que el citado límite.

7 COMENTARIOS FINALES

Es evidente que para que una estructura ofrezca una seguridad y comportamiento razonable ha de contar con una cimentación adecuada. Aunque la cimentación es algo que no llama la atención y pasa inadvertida por los usuarios de la estructura, la organización de sus elementos básicos y el estudio de cada una de sus partes suele a veces exigir del ingeniero o proyectista la mayor destreza y el mejor criterio del que normalmente necesita para redactar el proyecto. La construcción de una cimentación es, a veces, el trabajo más difícil de todos los que se presentan al realizar una obra.

La responsabilidad del buen funcionamiento de una cimentación recae sobre el que la estudia y proyecta. El constructor podrá tener problemas para realizar lo que figura en los planos y especificaciones pero no es responsable del mal criterio que se haya seguido para concebir y diseñar el proyecto. También los que proyectan la estructura deben tomar las decisiones vitales y han de enfrentarse a problemas complejos.

La naturaleza ha dispuesto los materiales en el sitio en que se encuentran en una forma caprichosa, y es difícil averiguar cuál será el comportamiento de estos materiales cuando sean sometidos a la acción de las cargas; las aguas pueden arrastrar el terreno o inundar la estructura, las masas de hielo o los vendavales de acuerdo a la zona geográfica, pueden ejercer presiones de magnitud desconocida; las heladas si es que se pudieran presentar pueden dar origen a levantamientos y hundimientos. Igualmente la intervención de la mano del hombre puede agravar las dificultades y así es posible toparnos con un montón de escombros enterrados bajo el fango o la arena, con una vieja alcantarilla que atraviesa el lugar de ubicación bajo la superficie del terreno, o bien encontrarse con que una parte del terreno está formado por materiales de relleno dudoso, tales como antiguos lechos de ramajes o de materiales flexibles. También puede añadirse que a menudo parece como si los que van a ser propietarios estuvieran resueltos a construir estructuras de más importancia en los sitios más inoportunos y además con una suma de dinero excesivamente escasa.

¿Ha de acobardarse el ingeniero frente a estas dificultades? ¿Debe retirarse a su casa y esperar a que aquellas desaparezcan? Lo que tiene que hacer es obtener toda la información posible acerca de los problemas con que se enfrenta, determinar los procedimientos que puede seguir, estudiar distintas variantes que puede utilizar para soportar la estructura, prever la influencia probable de estas variantes, estimar su costo aproximado, decidir sobre la viabilidad relativa de la construcción, aconsejar sobre lo que él considera como mejor y, finalmente, explicar a sus clientes la naturaleza de los problemas y las razones de sus recomendaciones.

Así pues, las decisiones importantes deben estar fundamentadas en el buen criterio y sentido del ingeniero.

La palabra cimienta puede significar: 1) terreno o roca, in situ, sobre el que se transmiten las fuerzas originadas por el peso propio de la estructura y sobrecargas que posteriormente actuarán sobre la misma, 2) el conjunto total de las partes estructurales de la infraestructura por intermedio de las cuales se transmiten al terreno o roca que las soporta el peso propio de la superestructura y las fuerzas que actúan sobre ella o 3) una combinación de los dos conceptos anteriores.

No se puede determinar con claridad cuál es la línea de separación entre la superestructura y la infraestructura, aunque comúnmente suelen definirse a dichas partes de la estructura como sigue:

Superestructura: Es la parte de la estructura que se construye con el fin principal de ser utilizada por el hombre sin preocuparse de cómo será soportada por el suelo.

Infraestructura: Es la parte de la estructura que es necesaria para apoyar a la superestructura en su emplazamiento y transmitir al terreno todas las fuerzas que origina dicha superestructura.

Antes de aventurarse a la elección de un tipo de cimentación, el ingeniero debe, cuando menos, tener una idea de las características físicas, granulométricas, mecánicas, hidráulicas y demás propiedades de interés que pudiera tener el suelo donde se pretende construir una determinada estructura, tales como pueden ser la estratigrafía del suelo, la profundidad del nivel de aguas freáticas, la ubicación geográfica del lugar en sí, su accesibilidad para la transportación de materiales, mano de obra y equipo necesarios para la construcción, la puesta en práctica de ciertos tipos de técnicas constructivas así como los posibles efectos que dicha construcción puede acarrear sobre su entorno (efectos sociales, económicos, ecológicos, etc.)

Debe también considerar que para poder conocer las propiedades del suelo que sean de su interés han de realizarse ciertos procedimientos que son tan importantes como la construcción misma, tales como pueden ser el levantamiento topográfico, los sondeos que sean necesarios, ya sean preliminares o permanentes, la instalación de laboratorios in situ para la realización de pruebas a las muestras, etc.

Existen varios tipos de cimentaciones, los cuales dependen entre otras cosas de su forma de interactuar con el suelo, esto es, la manera en que transmiten al suelo las cargas que soportan, también dependen de su técnica de construcción y del material con que son fabricadas así como del material, mano de obra y equipo que se requiere para construirlas, que puede ser sencillo en algunos casos o muy especializado en otros, lo que se refleja directamente en la dificultad para llevarlas a cabo y en su costo.

También puede influir la situación económica del lugar de construcción o bien podría darse el caso extremo de que la obra sea tan compleja y el terreno tan malo para construirla que sea necesario desarrollar un tipo de cimentación muy especial. Aunque cada país ha generado ciertas técnicas constructivas y de diseño muy particulares, basándose principalmente en sus necesidades y experiencias propias, las cimentaciones pueden clasificarse de una forma muy generalizada como se explica a continuación:

Clasificación general de las cimentaciones.

Poco profundas

- Zapatas

- Aisladas
- Corridas
- De colindancia

- Losas de cimentación

- Cimientos mampostería de piedra

- Corridos
- De colindancia

Profundas

- Cilindros

- Pilotes

- De punta
- de fricción
- de control

- Cajones de cimentación

Mixtas

Básicamente es una combinación de los distintos tipos de cimentaciones, con el fin de obtener una cimentación más eficiente o en su caso más fácil de construir que un cimientito muy complejo.

Derivado del análisis de lo mencionado anteriormente y aplicado a la estructura en estudio en éste trabajo se determinó que la cimentación a utilizarse será un cajón de cimentación rígido, por lo cual se obtienen los siguientes comentarios finales:

- El ingeniero estructurista deberá verificar que la excentricidad estática del proyecto es menor al 2%. En caso contrario, se revisará nuevamente la distribución de esfuerzos y asentamientos en la cimentación.
- La cisterna deberá quedar ubicada de modo que no induzca o reduzca las excentricidades estáticas. Asimismo, deberá estar alejada mínimo 3.0 m de la periferia.
- Los muros de contención deberán aprovecharse como trabes perimetrales de la losa de cimentación para evitar incrementar la excavación en la periferia. Las trabes perpendiculares a los muros se recibirán con dados de acompañamiento.
- Los vacíos que queden entre la rampa de acceso y la losa de fondo del cajón no deberán ser rellenados con nada para evitar pérdida de compensación o excentricidades estáticas.
- Se recomienda implementar un control topográfico y asesoría geotécnica durante la construcción de la cimentación.
- El procedimiento constructivo está diseñado para no generar ningún tipo de daño o desplome en las edificaciones vecinas.

8 BIBLIOGRAFÍA

- Dunicliff J; (1988); Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance; Ed. Wiley; E.U. 1988.
- Iriarte José; (1986); Exploración Geotécnica “Aspectos Prácticos en la Instalación de Instrumentación Geotécnica en Perforaciones”; Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C. (SMMS); México D.F.
- Terzaghi K y Peck R.B.; (1980); Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica 2ª Ed.; Ed. El Ateneo; España 1980.
- Arnal Simón Luis y Betancourt Suarez Max; (2005); Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 5ª Ed.; Ed. Trillas; México D.F. 2005.
- Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso; (2001); Fundamentos de la mecánica de suelos. 3ª Ed.; Ed Limusa; México 2001.
- Braja M. Das; (2001); Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Ed. Thomson Learning; California State University, Sacramento. 2001.
- González de Vallejo Luis & otros; (2004); Ingeniería Geológica. Ed. Pearson Educació S.A.; Madrid, España 2004.
- www.arqhys.com