



Instituto Politécnico Nacional

Escuela Superior De Ingeniería y Arquitectura

Unidad Zacatenco

**TRABAJO TERMINAL DEL SEMINARIO
“DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES”**

EQUIPO 8

“DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIÓN COMPENSADA A PARTIR DE RESULTADOS DE CONO ELÉCTRICO”

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**GUTIÉRREZ NAVARRO HILDA JESSICA
ISLAS GARCÍA VICTOR MANUEL**

EXPOSITORES:

**ING. BERNARDO CARRASCO MAYA
ING. DAMIREL MANZANO VÁZQUEZ
ING. FELIPE SANCHEZ OCAMPO**

MEXICO D.F. NOVIEMBRE 2013



Instituto Politécnico Nacional
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
UNIDAD ZACATENCO
SUBDIRECCIÓN ACADÉMICA
DEPTO. DE FORMACIÓN PROFESIONAL EN INGENIERÍA APLICADA



"2013 Año de la Lealtad Institucional y Centenario del Ejército Mexicano"
"80 Aniversario de la Escuela Superior de Ingeniería Textil"
"65 Aniversario de la Escuela Superior de Ingeniería Química e Industrias Extractivas"
"50 Aniversario del Centro Nacional de Cálculo"
"50 Aniversario del CECyT 7 Cuauhtémoc"

CARTA CESIÓN DE DERECHOS

En la Ciudad de México, D. F., el día 19 del mes de Noviembre del año 2013,
los que suscriben

Gutiérrez Navarro Hilda Jessica e
Islas García Víctor Manuel,

Alumnos de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco, con números de
boleta:

Gutiérrez Navarro Hilda Jessica Boleta: 2006310285
Islas García Víctor Manuel Boleta: 2006310794

Manifiestan ser los autores intelectuales del presente Trabajo Terminal y haber sido asesorados
por el (los) C. (CC.):

Ing. Bernardo Carrasco Maya
Ing. Damirel Manzano Vázquez
Ing. Felipe Sánchez Ocampo

y cede (n) los derechos del trabajo intitulado:

"Diseño De Cimentación Compensada a partir de Resultados de Cono Eléctrico"

A los usuarios de la información aquí contenida, no se les autoriza a reproducirla por ningún medio,
sin la autorización expresa de su autor, la cual se puede obtener solicitándola al correo
"hil_jess@hotmail.com" o "vig_2000@hotmail.com", si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el
agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

Gutiérrez Navarro Hilda Jessica

Islas García Víctor Manuel

INDICE

INTRODUCCIÓN.....	i
Objetivo General.....	ii
Objetivos Específicos.....	ii
Justificación.....	ii
Alcances.....	ii
ANTECEDENTES.....	iii
Características Territoriales.....	iv
Hidrografía.....	vi
Orografía.....	vii
Geología.....	viii
Zonificación Geotécnica.....	viii
Sismicidad.....	x
Fallas Geológicas.....	xiv
MARCO TEÓRICO.....	xv
Métodos de Penetración Cónica.....	xvi
Cono Dinámico.....	xvi
Cono Mecánico.....	xviii
Cono Eléctrico.....	xx
Conos comerciales.....	xx
Calibración de Celdas.....	xxi
Resultados.....	xxiii
Errores usuales en la operación.....	xxiv
Determinación de las resistencias.....	xxvi
METODOLOGÍA.....	xxix
CAPITULO I. PROYECTO ARQUITECTÓNICO.....	1
I.1. Descripción del predio en estudio.....	1
I.2. Descripción del proyecto.....	1
I.3. Clasificación de la Construcción.....	3
I.3.1. Clasificación de Construcciones según su Destino.....	3
I.3.2. Clasificación de Construcciones según su Estructuración.....	3
CAPITULO II. SONDEO CON CONO ELÉCTRICO.....	4
II.1. Descripción del Equipo.....	4

II.1.1.	Punta de Medición.....	4
II.1.2.	Funcionamiento.....	4
II.1.3.	Registro de Medición.....	4
II.1.4.	Elemento Sensible.....	4
II.2.	Ejecución de Sondeo.....	5
II.3.	Resultados de Cono Eléctrico.....	7
II.3.1.	Proceso de Formación de los Suelos.....	8
II.3.2.	Características Estratigráficas.....	9
II.3.3.	Zonificación Geotécnica.....	12
II.3.3.1.	Zona de Lago.....	12
CAPITULO III.	PROPUESTA DE CIMENTACIÓN.....	15
III.1	Datos de Proyecto.....	15
III.2	Análisis Geotécnico del Sistema de Cimentación.....	16
III.2.1	Cargas de la Estructura.....	16
III.2.2	Verificación de Seguridad de la Cimentación Propuesta.....	17
III.2.2.1	Revisión ante Estado Límite de Falla.....	17
III.2.2.1.1	Condiciones Estáticas.....	17
III.2.2.1.2	Condiciones Sísmicas.....	19
III.2.2.1.3	Esfuerzos inducidos por sismo.....	20
III.2.2.2	Revisión ante Estado Límite de Servicio.....	23
III.2.2.2.1	Expansiones Elásticas.....	23
III.2.2.2.2	Asentamientos por Consolidación.....	24
III.2.2.2.3	Asentamientos Totales.....	26
III.2.3	Empujes sobre los muros perimetrales del Cajón.....	26
III.2.4.	Falla General de Fondo de la excavación por cortante.....	29
CONCLUSIONES.....		xxxí
BIBLIOGRAFÍA.....		xxxíí
ÍNDICE DE FIGURAS Y FOTOGRAFÍAS.....		xxxííí
ÍNDICE DE TABLAS Y GRÁFICAS.....		xxxíííí
ANEXOS.....		xxxííííí

INTRODUCCIÓN

México es un país con una compleja topografía, consecuencia de intensas actividades volcánicas durante el Cenozoico; tiene una altitud que va de los cero a los 5,000 metros sobre el nivel del mar y presenta una diversidad de tipos de rocas; surgiendo así el suelo como resultado de la descomposición de dichas rocas por cambios en el entorno. Gracias a estos elementos se puede explicar la gran diversidad de suelos que existen en el país.

El suelo constituye un recurso natural que desempeña diversas funciones en la superficie de la Tierra, proporcionando un soporte.

En el campo de la Ingeniería Civil, todas las obras se apoyan sobre el subsuelo de una u otra forma; para transmitir estas cargas es necesario un elemento que ligue dicho subsuelo con la superestructura de la Obra, a este elemento lo conocemos como cimentación.

La dimensión de una Cimentación debe responder a lo siguiente:

- Permitir la transmisión de esfuerzos con la resistencia a la ruptura del terreno.
- Limitar y repartir los asentamientos de la mejor forma.

Es por ello que la Mecánica de Suelos trata la acción de las fuerzas sobre la masa de los suelos, su propósito primario es determinar el tipo de suelo y sus propiedades geofísicas; en base a estas se pretende conocer el comportamiento del suelo bajo diferentes parámetros de cargas, dependiendo del tipo de proyecto.

Para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación inteligentemente, debe tener un conocimiento razonable de la mecánica de suelos y la geología del sitio en estudio, por ello es necesario realizar las siguientes etapas:

- Estudios preliminares
- Estudios de Detalle

Para los estudios preliminares se debe recopilar toda la información bibliográfica y cartográfica que exista sobre el área del proyecto.

En cuanto a los estudios de detalle, su finalidad es lograr una comprensión a fondo de la geología del sitio y sus alrededores, a las operaciones de Campo y de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial se le llama exploración de suelo.

Existe una gran variedad de técnicas que pueden ser usadas para un estudio detallado completo, para efectos de este proyecto se realiza un estudio en base a un sondeo de Cono Eléctrico, comúnmente conocido como “Cono Holandés”.

Objetivo General.

En base a los resultados de un sondeo de Cono Eléctrico realizado en el municipio de Texcoco, Estado de México y para un proyecto Arquitectónico; el cual consta de 1 nivel de sótano, Planta Baja y 3 Niveles; se propone y revisa una cimentación a base de un cajón compensado.

Objetivos Específicos.

Describir el método de sondeo con Cono Eléctrico así como su funcionamiento, ventajas y desventajas de este método y el análisis de los datos obtenidos.

Se propone una Cimentación en base al proyecto arquitectónico presentado en el capítulo I, dicha cimentación se analizará bajo las condiciones de las Normas Técnicas Complementarias del capítulo 3. "Verificación de la seguridad de las cimentaciones"

Dar a conocer de forma muy general, los beneficios del Uso del Cono Eléctrico y bajo qué circunstancias es recomendable su uso.

Justificación.

Se describe en que consiste el método de Sondeo con Cono Eléctrico, los componentes de este, y como se interpretan los resultados que nos arroja; para así determinar el tipo de suelo en donde se realizará la construcción del inmueble y proponer un tipo de cimentación para dicho suelo.

Alcances.

Este trabajo se enfoca en interpretar los resultados obtenidos de acuerdo al Sondeo con Cono Eléctrico, determinando así el tipo de suelo y sus características para analizar la cimentación compensada, la cual es la propuesta que se hizo para el proyecto de departamentos; cumpliendo con las Normas correspondientes.

ANTECEDENTES

El sitio donde se realizó el Estudio de Mecánica de Suelos por medio del sondeo de Cono Eléctrico es en el Municipio de Texcoco.

Los aspectos generales de la ubicación del predio se describen a continuación.



Figura. 1. Ubicación Geográfica de Texcoco

Características Territoriales

El Estado de México tiene 125 municipios, que por sus características geográficas y demográficas se agrupan en 16 regiones socioeconómicas. La capital es Toluca de Lerdo.

- Región I.- Amecameca
- Región II.-Atlacomulco
- Región III.- Chimalhuacán
- Región IV.- Cuautitlán Izcalli
- Región V.- Ecatepec
- Región VI.- Ixtapan
- Región VII.- Lerma
- Región VIII.- Naucalpan
- Región IX.- Nezahualcóyotl
- Región X.- Tejupilco
- **Región XI. Texcoco**
- Región XII.- Tlalnepantla
- Región XIII.- Toluca
- Región XIV.- Tultitlan
- Región XV.-Valle de Bravo
- Región XVI. Zumpango

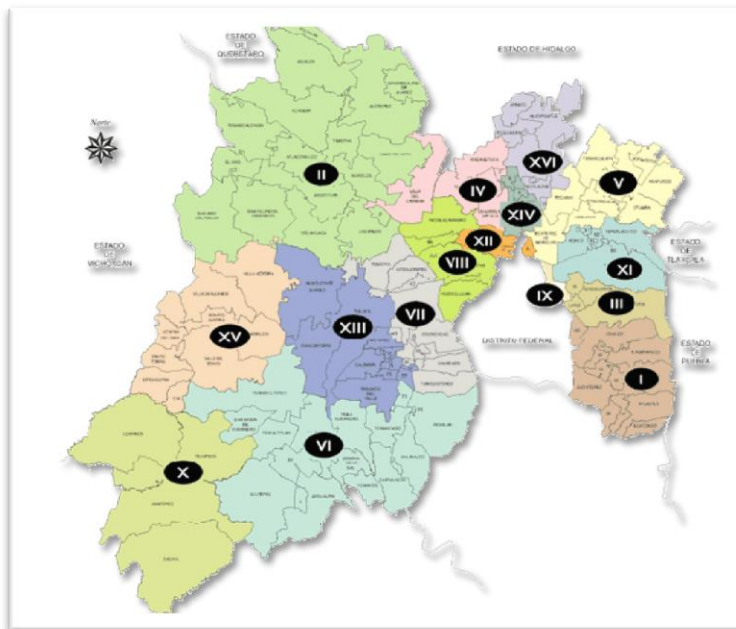


Figura. 2. Regionalización del Estado de México.

Nos basaremos en la región XI Texcoco. Esta región se localiza en la parte Oriente del Estado de México, colinda al norte con la región de Ecatepec, al este con los estados de Tlaxcala y Puebla, al sur con Nezahualcóyotl y al oeste con las regiones de Ecatepec y Nezahualcóyotl.

Esta zona está integrada por siete municipios, abarcando una superficie territorial de 727.3 km²

- Atenco
- Chiautla (82)
- Chiconcuac (84)
- Papalotla (88)
- Tepetlaoxtoc
- Texcoco
- Tezoyuca (91)

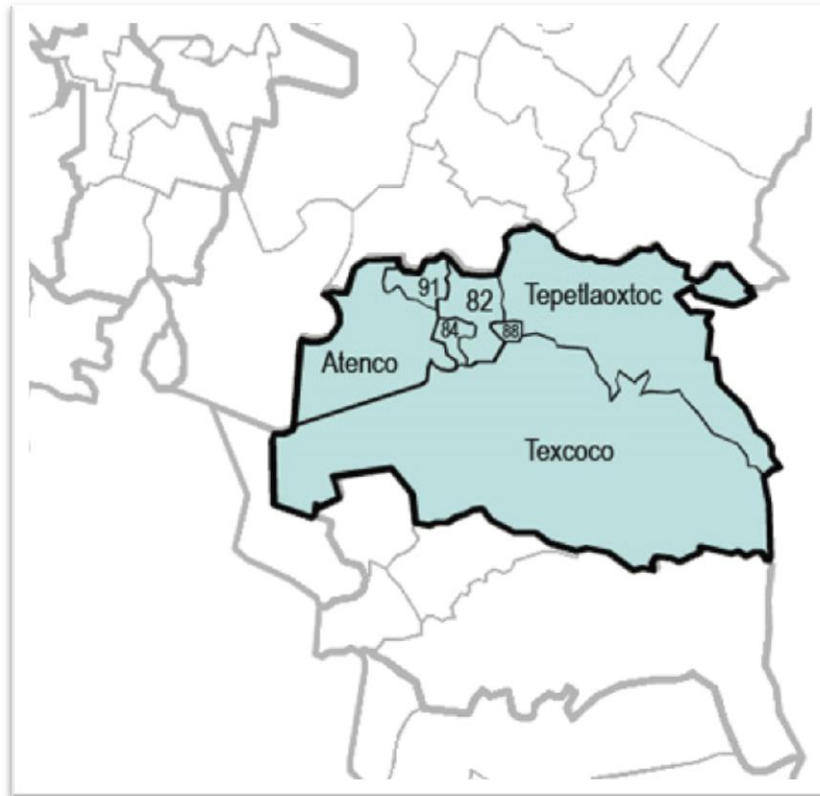


Figura. 3. Municipios de la región XI. Texcoco.

Orografía

Texcoco tiene algunas elevaciones importantes, como el monte Tláloc con 3981 msnm, que se extiende desde la comunidad de Santiago Cuautlalpan hasta San Jerónimo Amanalco; el cerro Tepechichilco en la comunidad de Tequexquinahuac; el cerro Tetzcutzinco en la comunidad de San Nicolás Tlaminca; el Tecuachacho en San Miguel Tlaixpan y el cerro de Moyotepec en San Jerónimo Amanalco. Asimismo tenemos el Cuatemulco, Tlapahuetzia, Apipilhuasco y Chiconcuayo. La mayor parte de estos cerros toman su nombre de la comunidad a la que pertenecen. Existen también en Texcoco varias cañadas que hacen al territorio algo accidentado.

Elevación <i>V.C.=volcán cerro C.= cerro</i>	Ubicación	Altitud en msnm	Municipio
V.C. El Mirador	Sierra de Río Frío	4100	Texcoco
V.C. Cepayaco	Sierra de Río Frío	3800	Texcoco
V.C. Cuajío	Sierra Platachique	2700	Tepetlaoxtoc
C. Tezontle	Sierra Platachique	2500	Tepetlaoxtoc

Tabla. 2. Principales elevaciones de la Región de Texcoco.

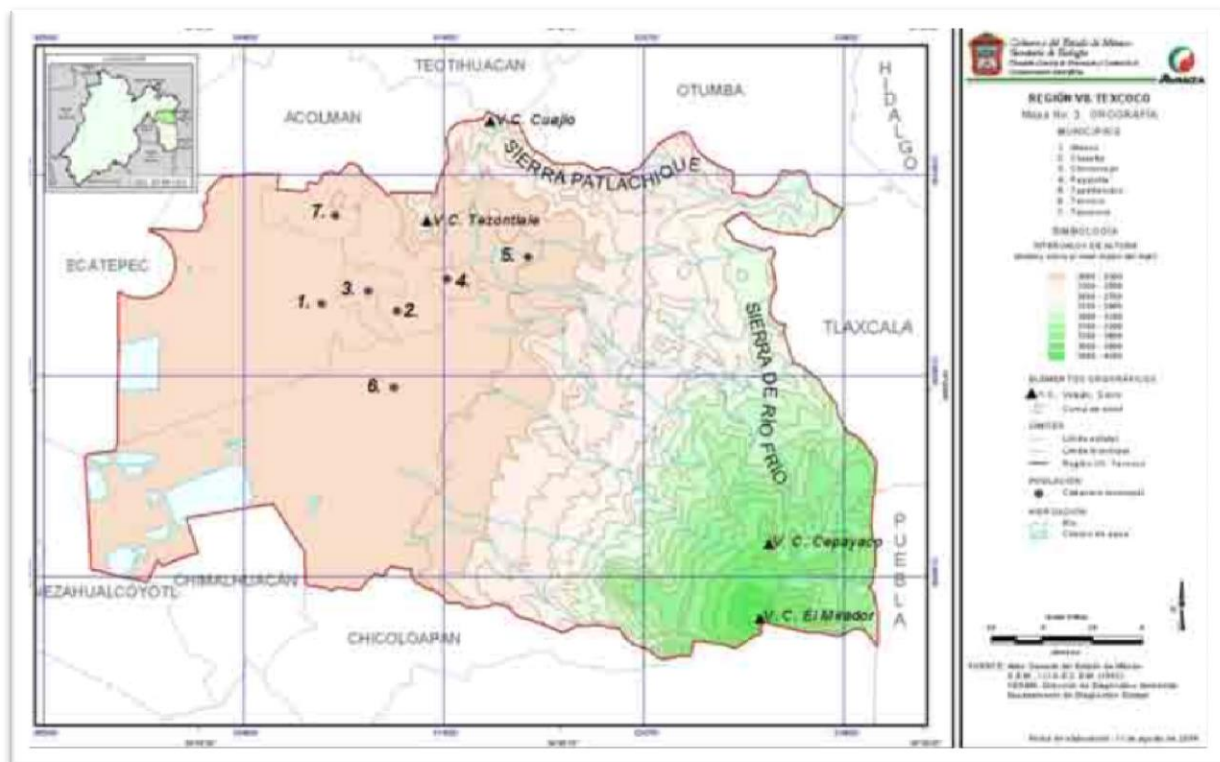


Figura. 5. Carta Topográfica de Texcoco. Orografía.

Geología

Las rocas más recientes de la Región XI, Texcoco, consisten en rocas ígneas o volcánicas de la época Plioceno-Holoceno de la era Cenozoica, con una edad de entre 37 y 10 millones de años de antigüedad. Este tipo de rocas son de composición clástica, andesítica y basáltica, con depósitos piroclásticos y sedimentos fluviales y lacustres producidos simultáneamente con el vulcanismo. Como ejemplos de este tipo de rocas están: andesita, tobas, brecha, basaltos, riolitas y dacitas. Los edificios volcánicos más notables que caracterizan a la provincia del eje Neovolcánico Transversal son los estratovolcanes ubicados en el complejo de la Sierra de Río Frío y constituyen algunos de los volcanes más altos del país.

Con relación a la minería, la zona de estudio pertenece al distrito minero de Texcoco-Ixtapaluca, en el cual destaca el municipio de Texcoco. Este distrito abastece de materiales pétreos a un importante mercado de la zona oriente del Distrito Federal y a municipios aledaños. Las sustancias minerales con que cuentan los municipios de la zona de estudio consisten en: arena, cantera, grava, tepetate y tezontle

Asimismo, existen 23 localidades de minerales no metálicos las cuales tienen diferentes grados de operación: unas están activas, otras inactivas, algunas son de explotación esporádica o bien no han sido explotadas.

Zonificación Geotécnica

Tomando como base el reglamento de construcción del Distrito Federal, el cual define en su artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto, que el DF se divide en tres zonas con las siguientes características Generales:

- a) **Zona I.** Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;
- b) **Zona II.** Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros;
- c) **Zona III.** Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Sismicidad

El peligro sísmico usualmente se interpreta como curvas que describen intensidades sísmicas excedidas en lapsos o periodos de retorno especificados. Por ejemplo, un escenario simplificado sería un mapa con la distribución de coeficientes sísmicos excedidos en un lapso de 100 años. Para zonas de alta sismicidad, se tendrían valores que parecerían razonables comparados con los valores adoptados en el diseño sísmico convencional para esas zonas del territorio mexicano. Para zonas de baja sismicidad, se tendrían valores significativamente pequeños, aún menores que aquellos relacionados con las fuerzas laterales que las estructuras podrían soportar tan sólo por el diseño ante carga vertical típico de zonas asísmicas. Parece razonable que en zonas de baja sismicidad se incrementen estos coeficientes y, con ello, se provea de mayor seguridad a las estructuras mientras los costos así lo permitan. Como resultado, se puede anticipar una colección de coeficientes sísmicos asociados a periodos de retorno que crecen cuando se va de las zonas de alta sismicidad a zonas de baja sismicidad.

A continuación se muestran los mapas de Periodo de retorno y de aceleraciones máximas del terreno en la República Mexicana, de las cuales de los periodos de retorno no se han calculado curvas con periodos mayores que 6500 años, y las unidades de aceleración están en fracciones de la gravedad.

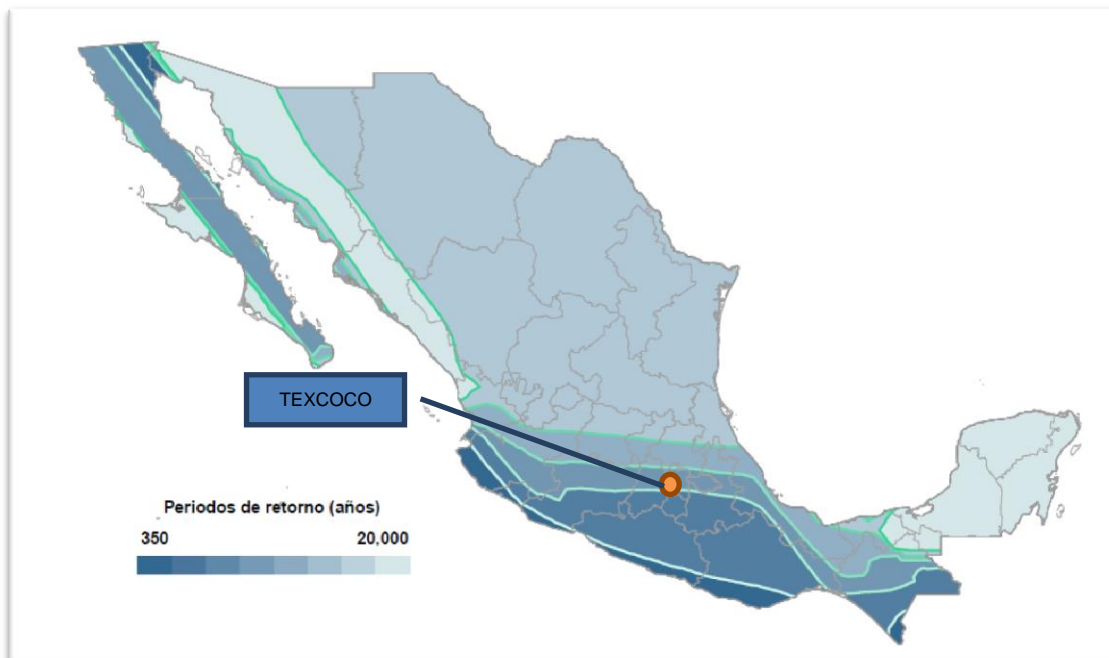


Figura. 7. Mapa de Periodos de Retorno de la República Mexicana.

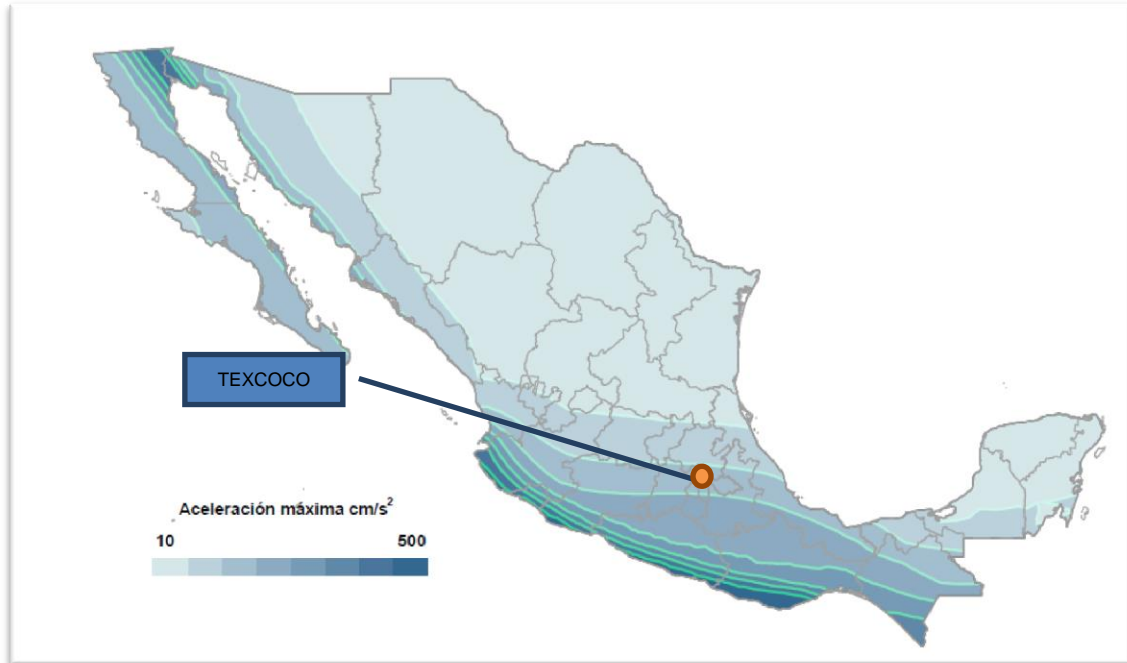


Figura 8. Aceleraciones Máximas del terreno.

Se ha recurrido al Mapa de zonificación sísmica, descrito en el MDOC-DS93, por ser el único aceptado para el diseño sísmico dentro del país. Dicho mapa divide la República Mexicana en cuatro zonas. Estas cuatro zonas denominadas como A, B, C y D, representan zonas de menor a mayor riesgo sísmico y se han definido básicamente en función de la sismicidad Propia de cada región.

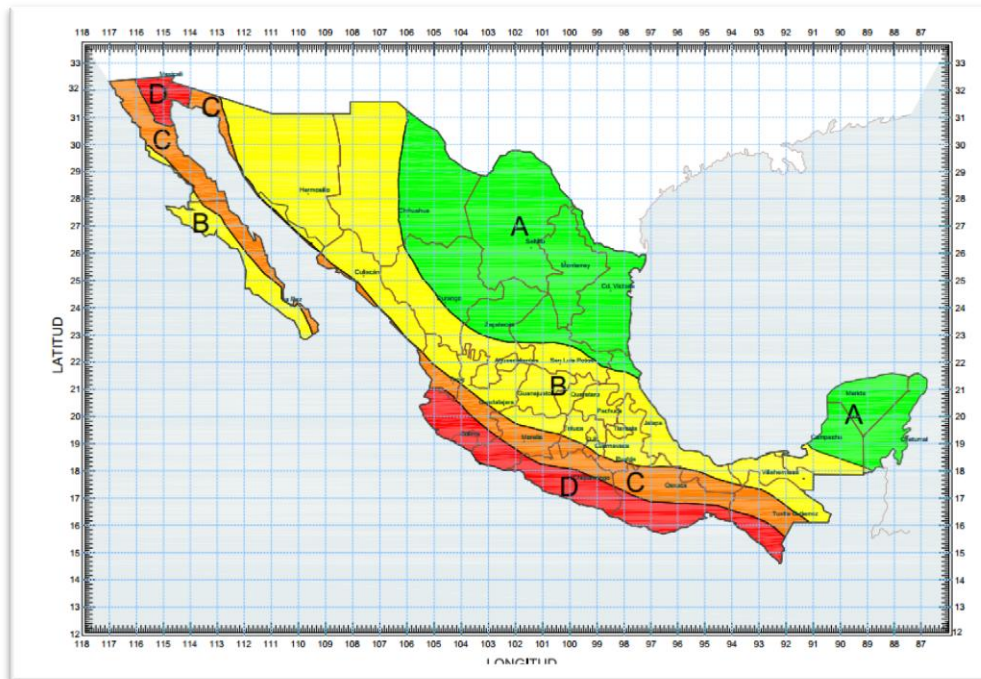


Figura 9. Zonificación Sísmica según el MDOC-DS93.

Donde podemos apreciar que el Estado de México, cae sobre las Zonas B y C, en el caso específico del área de Texcoco, lo ubicamos en la zona B del Mapa. Dependiendo la zona se tienen diferentes valores para la realización de un análisis sísmico, estos se resumen en la siguiente tabla.

Zona sísmica	Tipo de Suelo	a_0	C	Ta^1	Tb^1	R
A	I	0.03	0.12	0.20	0.60	1/2
	II	0.06	0.24	0.30	1.50	2/3
	III	0.08	0.30	0.60	2.90	1
B	I	0.06	0.21	0.20	0.60	1/2
	II	0.12	0.45	0.30	1.50	2/3
	III	0.15	0.54	0.60	2.90	1
C	I	0.54	0.54	0.00	0.60	1/2
	II	0.96	0.96	0.00	1.40	2/3
	III	0.96	0.96	0.00	1.90	1
D	I	0.75	0.75	0.00	0.60	1/2
	II	1.29	1.29	0.00	1.20	2/3
	III	1.29	1.29	0.00	1.70	1

Tabla. 3. Valores de a_0 , c, Ta , Tb y r, Estructuras del Grupo A, para distintas Zonas Sísmicas.

Por nuestra parte, el valor que nos interesa es el valor “c”, el cual es el coeficiente sísmico, que se puede interpretar como el cortante horizontal sin reducir, que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo y el peso de la edificación.

El área del Valle de México, tiene una zonificación más específica; en la cual se localiza el predio en estudio dentro de la zona IIIb, de acuerdo a la figura 9 y para efectos de cálculo se obtiene el coeficiente sísmico igual a 0.45 de acuerdo a la siguiente tabla:

Zona	c	a_0	Ta^1	Tb^1	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
IIId	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

Tabla. 4. Valores de los Parámetros para calcular los Espectros de Aceleraciones

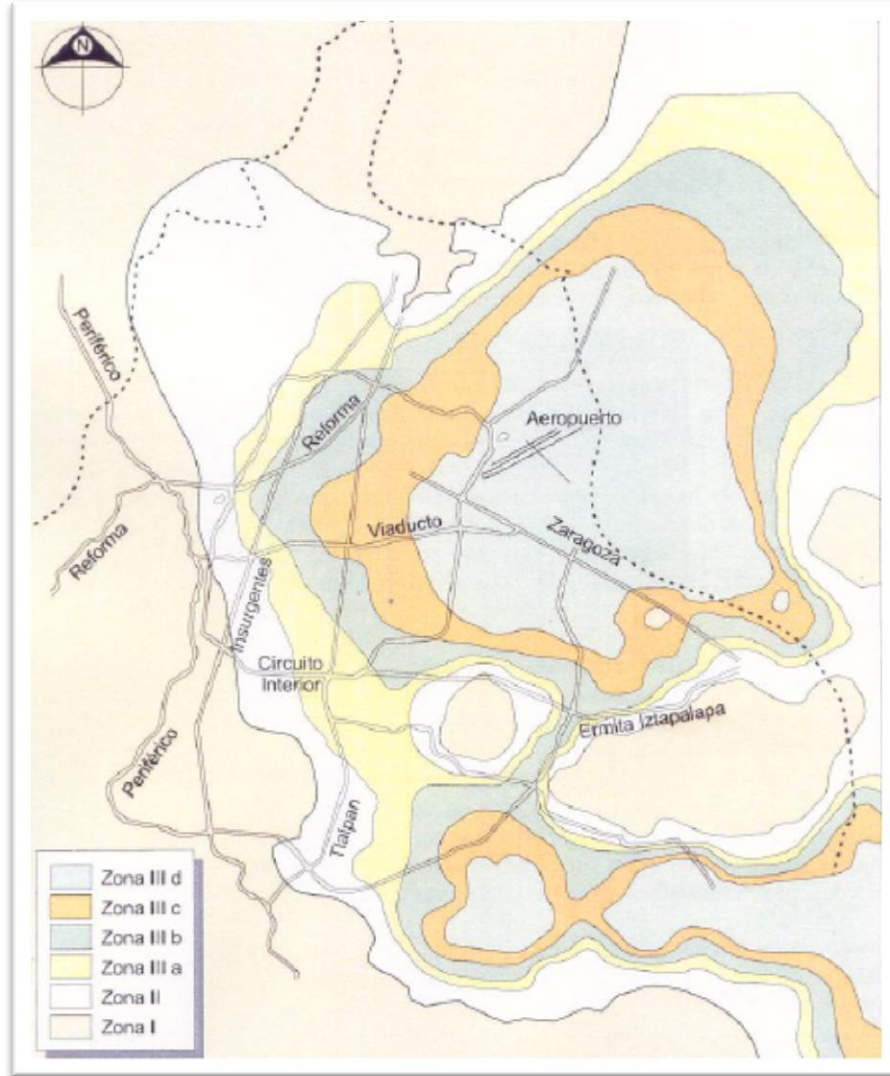


Figura. 10. Zonificación Sísmica del Valle de México.

Como podemos observar existe una variación entre el coeficiente sísmico obtenido del Manual de Diseño por Sismo de la C.F.E. con respecto a las Normas Técnicas Complementarias, ya que en estas últimas están más enfocadas al Valle de México; se utiliza el valor que nos arroja la tabla basada en dichas Normas.

Fallas Geológicas

Otro fenómeno que se puede producir a causa de los sismos son los desplazamientos permanentes del terreno por la presencia de fallas activas. Cuando se presentan fallas geológicas superficiales, que además de llegar a producir excitación sísmica en mayor o menor grado, dejan como consecuencia desplazamientos permanentes en el terreno, en sentido horizontal y/o vertical, que llegan a producir graves daños a las construcciones.

A continuación se muestra un mapa detallado correspondiente a fallas geológicas en el Estado de México de las Cartas INEGI.

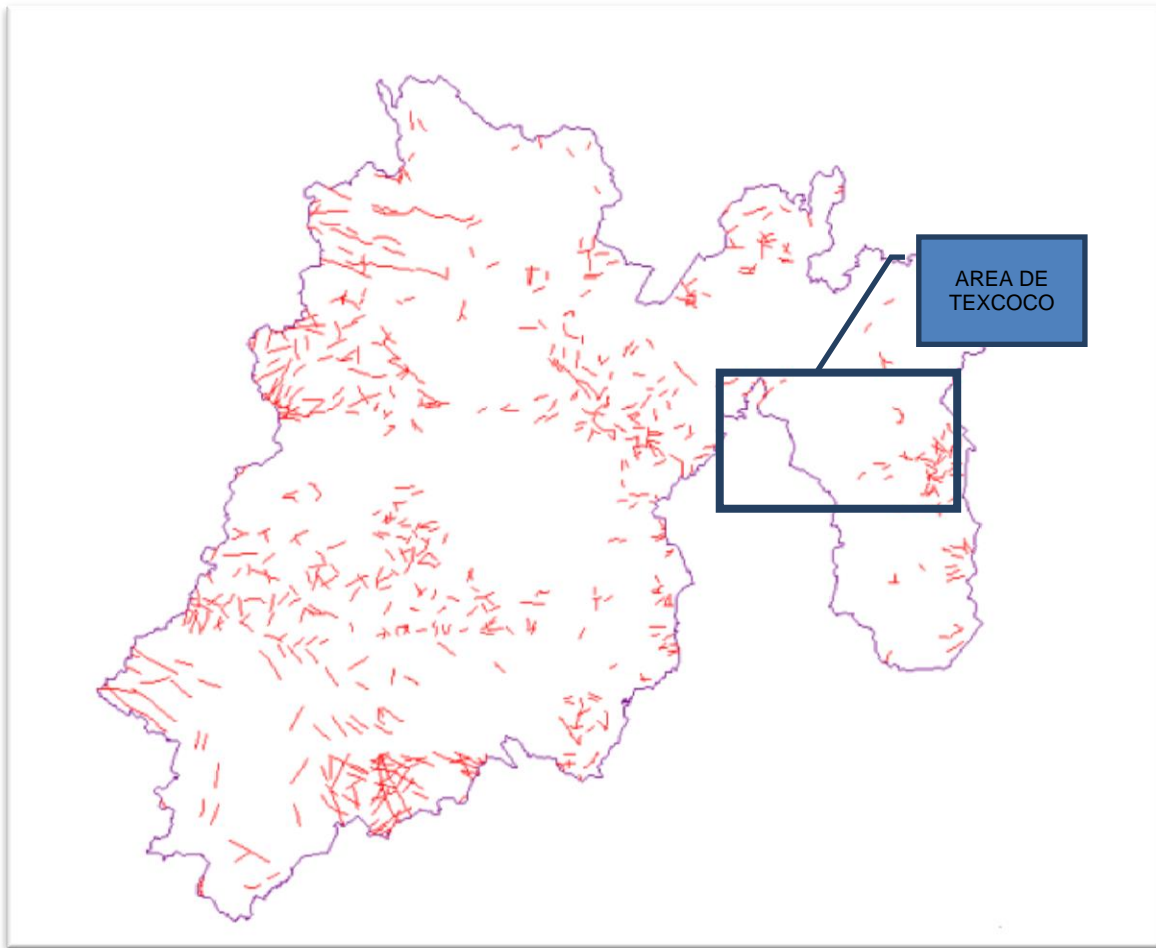


Figura. 11. Mapa de Fallas Geológicas del Estado de México.

MARCO TEÓRICO.

La exploración geotécnica de un sitio consiste básicamente en realizar sondeos, recuperar muestras y ejecutar pruebas de campo con el propósito de reunir la información que permita conocer las características y comportamiento del subsuelo y así responder a los cuestionamientos de la Ingeniería Geotécnica.

Los tres conceptos que debe aclarar una exploración geotécnica son los siguientes:

- **Estratigrafía del Sitio.** La cual se determina mediante la exploración geofísica y se precisa con sondeos indirectos, el cono eléctrico y la medición de los parámetros de perforación son herramientas que facilitan definir la estratigrafía, pero siempre se deben de verificar con la inspección visual y pruebas indicativas e índice de muestras representativas.
- **Parámetros mecánicos.** Se obtienen de los ensayos de laboratorio y de las pruebas de campo, estas pruebas se realizan con muestras alteradas e inalteradas obtenidas directamente del subsuelo en estudio.
- **Niveles Piezométricos.** Es la determinación de la distribución de presión de agua del subsuelo, la cual puede ser solamente hidrostática, incluso puede haber estratos con una presión mayor que la hidrostática o artesianismo¹.

Se deberá hacer un reconocimiento Geológico - Geotécnico, para lo que vamos a requerir de un geotécnico el cual debe inspeccionar el sitio donde se realizará el estudio, el informe que entregue debe identificar las estructuras geológicas, las rocas y los tipos de suelo del sitio, fotografías de las formaciones geológicas y de todos los detalles que advierta; así mismo debe buscar manifestaciones del comportamiento del subsuelo en todo el entorno, advirtiendo si se encuentran estructuras inclinadas o con fisuras, si existen grietas en la superficie de la zona, si existen ríos o arroyos cercanos que puedan ocasionar inundaciones, así como recopilar información sobre la sismicidad del sitio y comportamiento de estructuras aledañas.

Este tipo de reconocimientos es indispensable para definir el plan de trabajos de campo y laboratorio. Los tipos principales tipos de sondeo utilizados para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo son:

- Métodos de exploración de carácter preliminar.
 - Pozo a cielo abierto con muestreo alterado o inalterado.
 - Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
 - Método de lavado.
 - Método de penetración estándar.
 - Método de Penetración Cónica.
 - Perforaciones en Boleo y grava.
- Métodos de Sondeo Definitivo.
 - Pozo a cielo abierto con muestreo inalterado.
 - Método con tubo de pared delgada.
 - Métodos rotatorios para roca.
- Métodos Geofísicos.
 - Sísmico.
 - De resistencia Eléctrica.
 - Magnético y gravimétrico.

¹ Aguas artesianas. Agua subterránea confinada entre dos capas impermeables, sometida a una presión hidráulica que la empuja hacia la superficie.

Los trabajos de Campo siempre se deben iniciar por determinar con detalle la estratigrafía del sitio, entonces tendríamos tres opciones básicamente:

1. Si se trata de un terreno cuyo subsuelo es denominado “suelos blandos” se deben hacer sondeos con Cono Eléctrico.
2. Si se tiene un suelo de Dureza intermedia, se deberán hacer sondeos con Cono Dinámico.
3. Si en su defecto se trata de suelos duros, tobas o aluviones, se deberán hacer sondeos con la técnica de parámetros de penetración.

Con toda la información obtenida se podrá decidir que técnicas de muestreo se podrán adoptar.

Métodos de Penetración Cónica.

El grupo de empuje, formado esencialmente por cilindros oleodinámicos, que se introducen directamente en el suelo, el varillaje de sondeo y el correspondiente émbolo, se denomina penetrómetro cónico, ya que el instrumento de medición percibe la resistencia a la penetración. Estos datos permiten una determinación rápida y fiable de las características geomecánicas. Los suelos sueltos de granulometría fina y media son proclives a la penetración estática, al contrario que los sedimentos de grava gruesa y las rocas cementadas, en los que a menudo es prácticamente imposible el uso de esta herramienta.

Los penetrómetros desarrollados cubren un extenso campo de la Geotecnia, particularmente en Europa; solo se describirán los penetrómetros de uso más extendido y más representativos; ya que este documento se basará en los resultados de Cono Eléctrico, se pondrá mayor énfasis en este tipo de Penetrómetro.

Cono Dinámico

Esta herramienta fue usada frecuentemente por el Ingeniero Enrique Tamez en exploraciones de hace aproximadamente 25 años, pero a pesar de su utilidad se abandonó, se realizaron algunos esfuerzos por retomar esta técnica en los años de 1973 y 1976 pero no tuvieron mucho éxito.

- **Cono Perdible.** Este es el cono más simple de exploración que se hinca a percusión, consiste en una punta de Acero con ángulos de ataque de 60°, cuyo diámetro “B”, siempre debe ser mayor que el diámetro “b” de las barras con que se hinca, para reducir la fricción con el suelo circundante, el perno que une al cono con las barras de hincado es liso, para que una vez que se ha penetrado hasta la profundidad de interés fácilmente sea penetrada.

En cuanto a las dimensiones de estos conos, se fabrican casi de cualquier diámetro y se hincan con energías diversas.

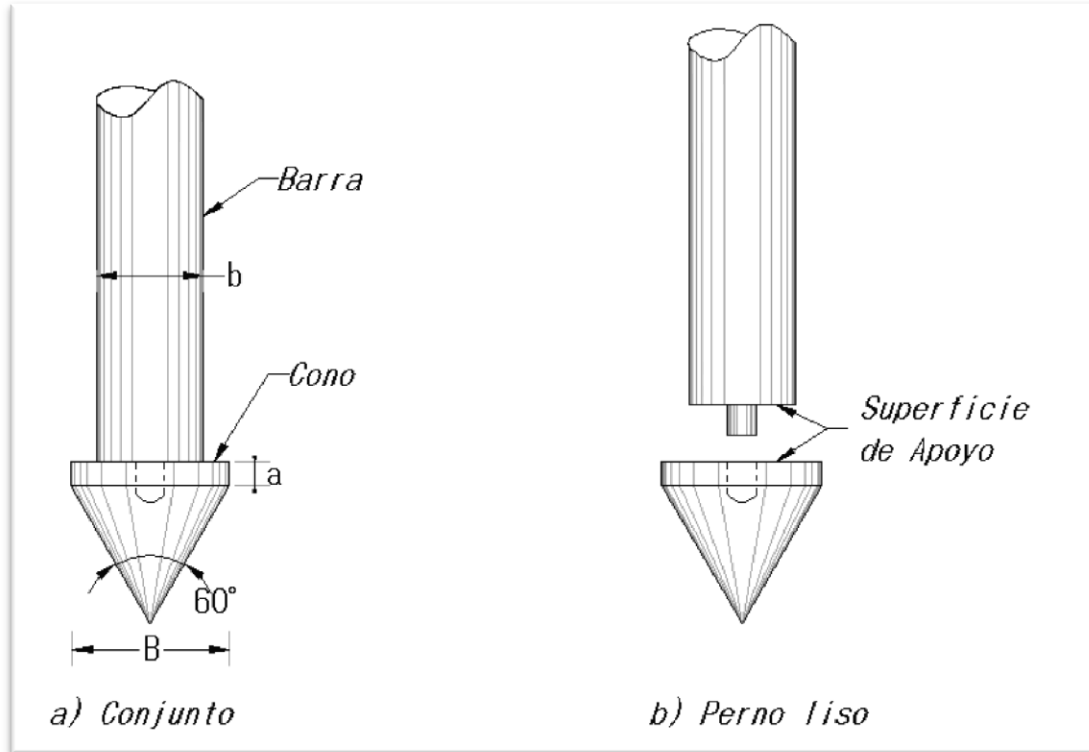


Figura. 12. Cono Perdible.

- **Cono Recuperable.** Se acostumbra identificar con este nombre a los conos de tipo rescatable o perdible, que se fabrican industrialmente. En la tabla 5 se resumen las dimensiones de los conos dinámicos empleados en Francia.

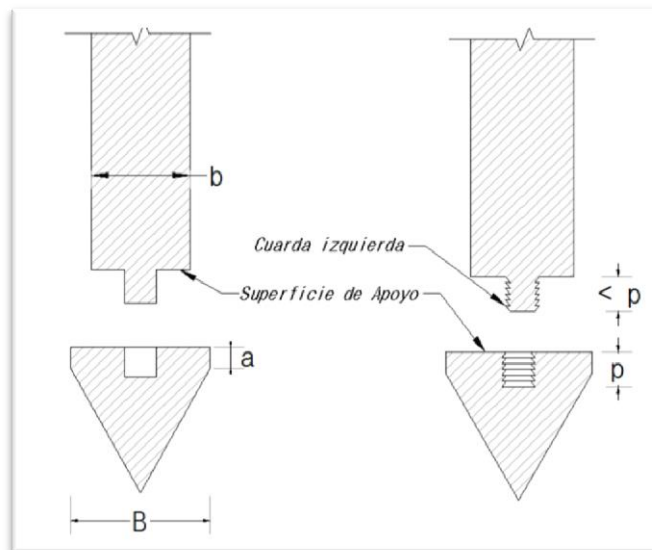


Figura. 13. Cono Perdible y Recuperable.

TIPO DE CONO		B cm	A cm ²	b cm	M kg	H cm	E kg/cm ²
1	B.I.G.	6.0	28.3	3.2	25-75	25-75	22-199
2	VERITAS	5.0	19.6	3.4	15	100	76
3	ETF	6.5	33.2	4.5	150	50	226
4	SOCOTEC	3.5	9.6	2.6	8	80	66
5	SOCOTEC	3.5	9.6	1.8	52	100	54
6	BERG	6.0	28.3	3.2	60	50	106
	BERG	4.4	15.2	3.2	60	50	197
7	SOBESOL	5.5	23.8	4.2	60	50-150	126-378
8	DUREMEYER	7.5	44.2	3.2	130.75	100	296
9	ANN	3.5	9.6	1.8	5	100	54
10	PILCON	6.0	28.3	4.2	75	65	172
11	NORDMEYER	2.5	5.0	2.2	10	50	100
	NORDMEYER	3.6	10.0	2.2	10	50	50
	NORDMEYER	4.4	15.0	3.2	50-100	50-76.2	167-508
12	BOTTE	4.4	15.0	3.2	50-100	50	167-333
13	TECHNOSOL	6.3	31.2	4.1	65	75	156
14	SERMES	7.0	38.5	4.0	30-90	40	31-91
	SERMES	6.0	28.3	4.0	30-90	40	124
15	GEOTECHNIQUE APPLIQUEE	6.0	28.3	3.6	25 y 50	40	35-71

Tabla. 5. Características de los Conos desarrollados en Francia.

Para realizar las pruebas de cono dinámico perdible o recuperable, se requieren los dispositivos que levanten la masa de impacto y la dejen caer lo más libremente posible, desde una altura constante y con una cadencia uniforme, el mecanismo más simple es el malacate de fricción operado manualmente, pero es recomendable utilizar sistemas más desarrollados.

Cono Mecánico

El cono Mecánico se inventó en el año de 1932 por el Holandés P. Barenten, el cual constaba de una punta de acero de 10cm² de área y con un ángulo de 60°, hincado con un tubo simple acoplado a una celda hidráulica en la superficie, con ayuda de un manómetro se medía la carga aplicada a la punta cónica a medida que penetraba en el suelo gracias a la presión ejercida por 2 personas.

El cono mecánico consta esencialmente de una tubería de acero con barras sólidas concéntricas, en tramos de un metro de longitud con un diámetro exterior de 3.6 cm, unidos mediante cuerdas cónicas. Las barras interiores se apoyan simplemente a tope para transmitir la fuerza vertical descendente, con la que se hinca la punta cónica mediante un mecanismo hidráulico.

La punta del Cono puede ser de 2 Tipos:

- La Delft. Que únicamente permite determinar la resistencia de punta.
- La Begeman. Sirve para determinar la resistencia en punta y Fricción.

Para la operación de este cono es indispensable un mecanismo hidráulico con capacidad de 10,000 kg cuyos elementos principales son el sistema de carga axial, la pieza de cerrojo, los manómetros de alta y baja presión, los cuales deben ser calibrados antes de realizar la prueba, y el sistema de anclaje.

El procedimiento convencional de operación del cono Delft consiste en obtener lecturas a cada 20 cm., para ello se hinca el cono un máximo de 7 cm., por medio de las barras centrales, observando en los manómetros la presión desarrollada durante el hincado, a continuación se hinca la columna de barras exteriores 20 cm.; en los primeros 8 cm. el cono debe recuperar su condición inicial (cerrada), y en los siguientes 12 cm. el cono, las barras centrales y las exteriores penetran juntos, completándose de esta manera un ciclo de medición.

En cuanto a la Punta Begeman, el procedimiento se realiza con mediciones de resistencia al suelo cada 20 cm., determinando la fuerza de punta para hincar el cono con las barras centrales, un incremento de 3.5 cm., la ampliación del vástago hace contacto con la funda de fricción, de este modo, al continuar empujando la barra central otros 3.5 cm. se hinca el cono y simultáneamente se arrastra la funda de fricción, registrando en los manómetros la presión debida a las fuerzas de punta y Fricción; a continuación se hincan las barras exteriores 20 cm. y se concluye así con un ciclo.

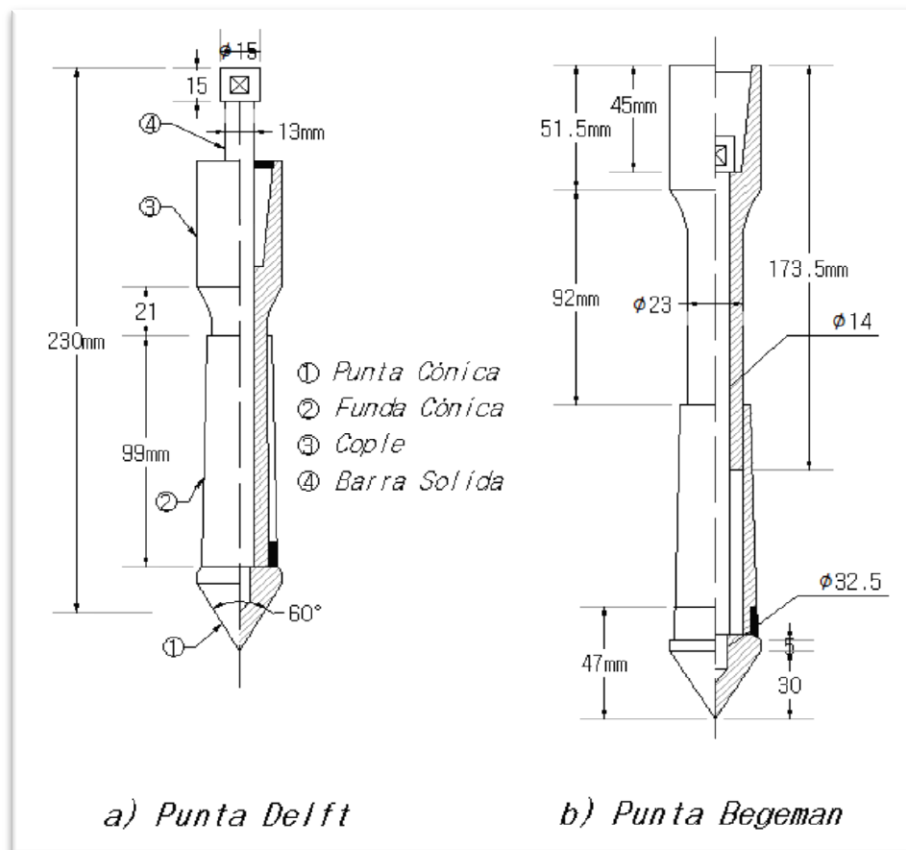


Figura. 14. Conos Mecánicos.

En general la operación del cono mecánico es más confiable por que las fallas de trabajo son poco frecuentes, sin embargo, su sensibilidad y su precisión son significativamente menores que las del cono eléctrico y por ello ha caído en desuso.

Cono Eléctrico

Este tipo de Conos ha demostrado ser una excelente herramienta para determinar con precisión las características estratigráficas de un sitio y su variación con la profundidad, mediante la medición de las resistencias a la penetración de la punta y de la fricción del cono; en particular para los suelos blandos y arenas poco densas. La medición de estos parámetros permite además estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Conos comerciales.

En México los conos eléctricos se fabrican hace aproximadamente 25 años, siendo las capacidades de cargas típicas de 10, 20 y 50 kN.; uno de los fabricantes de estos conos elabora las celdas sensibles con duraluminio, lo cual les confiere mayor sensibilidad, pero a su vez, les reduce la linealidad y aumenta la histéresis².

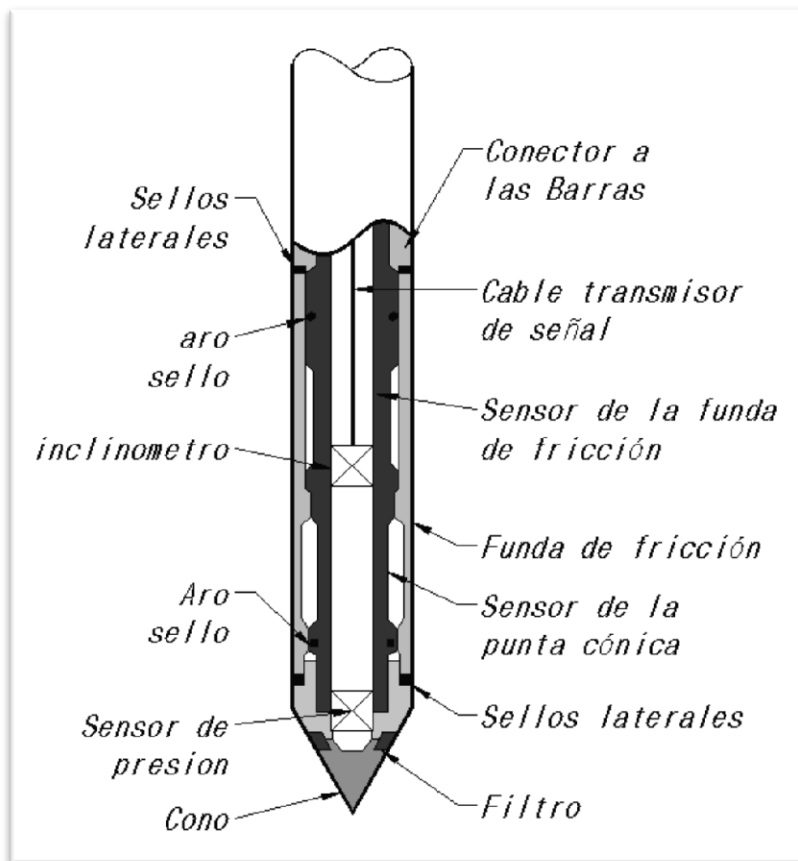


Figura. 15. Identificación de las partes de un Cono Eléctrico.

En cuanto a los conos fabricados se muestra en la tabla 6 las características de los conos más comunes con dos celdas de medición, la primera capta fuerza, mientras que la segunda la sumatoria de la punta y la fricción; a este tipo de arreglo se le denomina de sustracción.

Las empresas que se dedican a la fabricación de los Conos Eléctricos tienen especial cuidado en aspectos como someter las celdas a un proceso térmico para minimizar los esfuerzos residuales, también los montajes de strain gages donde se realizan en cuartos totalmente libres de polvo.

² La histéresis es la tendencia de un material a conservar una de sus propiedades, en ausencia del estímulo que la ha generado.

Características de los Conos	Cono eléctrico de 10cm ²
Canales de medición	3 a 5
Resistencia de Punta (qc)	25,50,75,100 Mpa
Fricción en la funda (fs)	0.25,0.50,0.75, 1.00 Mpa
Presión de poro dinámica (u)	0.5, 1.0, 2.0, 5.0, 10.0 Mpa
Inclinación	0 - 15°
Dimensiones	
Diámetro	3.57 cm
Cono	Angulo de 60°
Área transversal	10 cm ²
Área de Funda de Fricción	150 cm ²
Longitud de Funda	13.38 cm
Longitud total	40.7 cm
Factor de corrección del cono (a)	0.8
Voltaje de alimentación	15 Vdc/mA
Voltaje de salida	0 - 10 Vdc
Resolución en la medición de qc y fs	0.003 %FS
Estabilidad de temperatura	0.06 %FS/10°C
Comportamiento no lineal	0.2 %FS
Capacidad de sobrecarga	150%

Tabla. 6. Características de los Conos comerciales.

Los valores de esta tabla satisfacen la mayoría de los conos fabricados por proveedores internacionales.

En cuanto a las tolerancias geométricas, la Sociedad Internacional de la Mecánica de Suelos (ISSMFE) recomienda las siguientes tolerancias:

- **Punta cónica.** La geometría de este elemento debe cumplir con un área de 10 cm² +2% o – 5%, lo que implica que el diámetro d_c del cono este entre $3.49 < d_c < 3.60$ cm, y la altura de la punta del cono, h_c , sea 2.40 cm., mientras que la altura h_e del tramo cilíndrico de la punta debe estar $0.7 < h_e < 1.0$ cm.
- **Funda de fricción.** Por su parte el área de este elemento debe cumplir con 150cm² ±2% y la rugosidad de la superficie de la funda de fricción, medida en el radio, debería estar entre $0.25\mu\text{m} < r < 0.75\mu\text{m}$.

Calibración de Celdas.

La calibración de Celdas es de suma importancia, ya que de ellas se deduce la precisión de las mediciones del esfuerzo; en la figura 16 se puede apreciar en la punta los esfuerzos son de 0.1 kg/cm²., y 0.01 kg/cm² 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/cm²; en la fricción se nota un comportamiento errático para esfuerzos menores que impermeabilizan el dispositivo; sin embargo, para esfuerzos mayores y hasta 2 kg/cm² se comporta para esfuerzos 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.

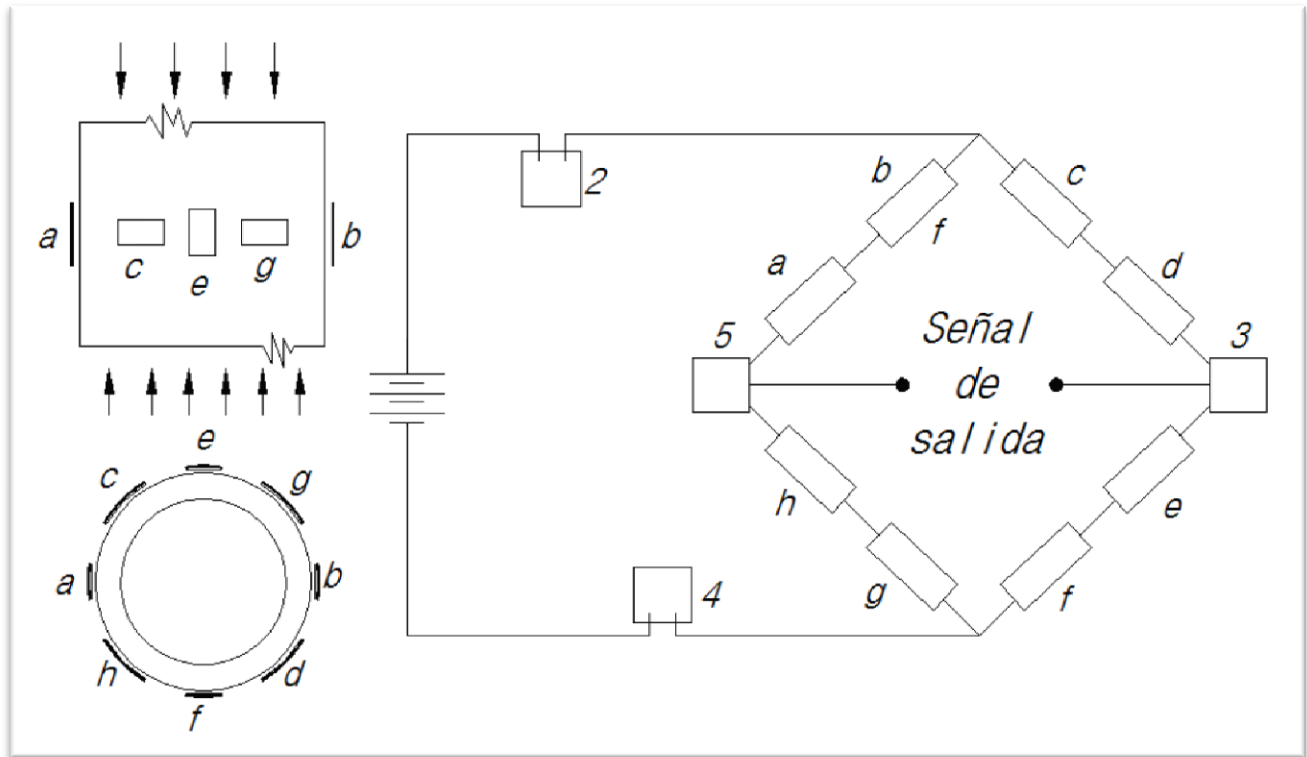


Figura. 16. Diagrama de Instrumentación.

Elementos de las celdas de punta y fricción:

1. Deformómetros eléctricos (strain gages), marca micromasurements tipo foil gage de 350 ohms, clave MA-06-250-BF-350, cementados con adhesivo epóxico e impermeabilizados.
2. Resistor de Balco, calculado para los módulos de elasticidad de bronce de la celda de los deformómetros.
3. Resistor de constantan para el balance inicial de punta.
4. Resistor de constantan para ajustar la salida, en términos de mv/v.
5. Resistor de cobre para evitar el corrimiento del cero por temperatura, ajustado para un intervalo de 20 a 70°C.

Celda	Capacidad		Diámetros, en mm		Longitud, en mm	Precisión			Sensibilidad	
	Kg	Kg/cm	Exterior	Interior		Intervalo total	Kg	Kg/cm ²	kg	Kg/cm ²
Punta	0-500	0.00-49.1	13.5	18.9	20	1/460	1.09	0.107	0.218	0.0210
Fricción	5-300	0.03-2.04	9.2	18.6	21	1/210	1.42	0.970	0.285	0.0019

Tabla. 7. Características de las celdas de Cono Eléctrico.

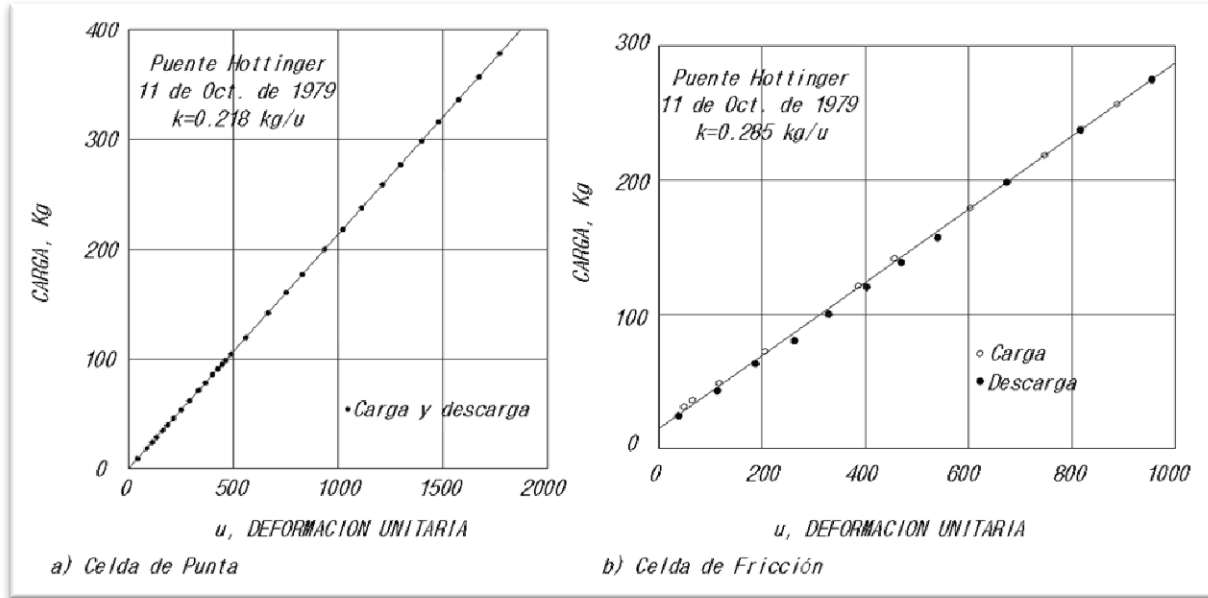


Figura. 17. Calibración de las celdas sensibles.

Resultados.

La prueba de penetración estática de cono permite definir las variaciones de la resistencia de punta y de fricción con la profundidad.

El cono eléctrico se conecta mediante un cable de uso rudo a una computadora, la cual estará tomando lectura de la resistencia de la punta del cono y la fricción, estas lecturas se verán reflejadas posteriormente en una gráfica, en la cual, se plasma la profundidad contra la resistencia de la punta y contra la fricción.

A continuación se muestran dos ejemplos de dichas gráficas, en una de ellas se hace la comparación de los resultados obtenidos por medio de una prueba de penetración estándar y una gráfica obtenida a través del cono eléctrico, se observa que en la gráfica del cono eléctrico se advierten detalles que en la gráfica de penetración estándar no se distinguen.

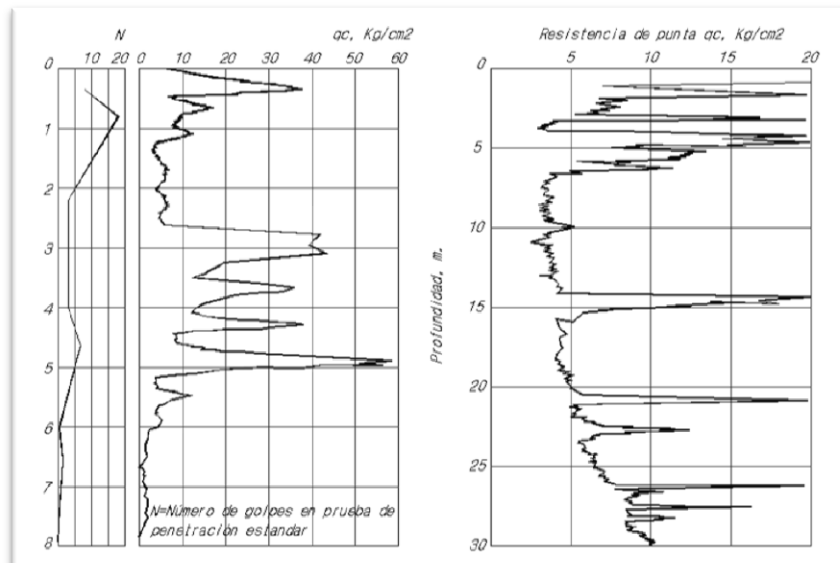


Figura. 18. Ejemplos de Gráficas obtenidas con el Cono Eléctrico.

En base a estas gráficas se puede determinar la estratigrafía de un sitio, tomando en cuenta la resistencia de la punta que se está graficando, obviamente, entre mayor resistencia presente el suelo a la penetración del cono podemos deducir que ese suelo está formado por materiales duros, por el contrario, si presenta una resistencia baja o casi nula el tipo de materiales del subsuelo se consideran blandos; que en general este tipo de herramientas se recomienda utilizar en suelos de constitución blanda.

Errores usuales en la operación.

Se deben verificar varios aspectos para tener la certeza que la prueba que se va a realizar sea y se obtengan datos reales, desgraciadamente pueden existir factores para que esto no se cumpla, a continuación se describen los errores más comunes que se pueden propiciar al realizar una prueba con Cono eléctrico:

- *Exceso de fricción en los sellos del cono.* Este tipo de problemas puede surgir gracias a que su magnitud suele ser mayor en los conos que se fabrican en México.
- *Cono sucio.* Normalmente los sellos del cono se ensucian con el lodo del sondeo y si no se les da el mantenimiento y limpieza adecuados, este lodo llega a endurecerse lo que reduce la sensibilidad del aparato.
- *Cambio del cero.* Los cono eléctricos sufren del cambio del cero, cuando el cono penetra un estrato muy duro o se topa con piedra, el cero puede sufrir un cambio significativo, por ello debe verificarse el cero al inicio y al final de cada sondeo, para comprobar que el cambio sea tolerable.
- *Cable sin blindaje.* Los cables sin blindaje y los que sufren pequeñas rasgaduras difícilmente visibles, están sujetos a campos eléctricos que afectan la señal y hacen perder la estabilidad de las lecturas.
- *Perdida de la geometría.* La punta del cono se desgasta con el uso, es factible que con unos 5000m de perforación deba ser reemplazada, dependiendo del tipo de trabajos que se hayan realizado, tal vez antes de los 5000m.
- *Creep del cemento de los strain gages.* Los strain gages se adhieren al acero por medio de cemento, los cuales, suelen manifestar deformaciones lentas o de creep³ que afectan las lecturas; cuando este error es significativo, se debe desechar ese cono por inservible.
- *Exposición al sol.* Aunque el cono este dotado de resistencia para equilibrar los efectos térmicos, los strain gages son demasiado sensibles a este tipo de cambios térmicos, por lo que es indispensable que se proteja el cono de los rayos solares y al inicial la penetración dejarlo los minutos necesarios para que la temperatura del cono sea similar a la del subsuelo.
- *Velocidad de hincado variable.* Este error es muy común que afecta la magnitud de la resistencia medida, así para la velocidad de hincado de 2cm/s, el error debe ser menor a ± 5 cm/s. Además se debe tener la certeza que las correlaciones que se apliquen correspondan a esa velocidad de

³ Creep. O también conocida como deformación por fluencia lenta, es el incremento de deformación que sufre un material visco elástico cuando está sometido a una mecánica constante.

hincado; en México las correlaciones más usadas corresponden a una velocidad de hincado igual a 1cm/s.

- *Perdida de verticalidad.* Esta condición se puede desarrollar debido a que la columna de barras con las que se hinca el cono puede fácilmente adoptar un radio de curvatura, y este puede aumentar si alguna de las uniones de la columna esta desgastada. La desviación normalmente se inicia cuando encuentra una capa dura, tal como se ilustra en la imagen, este problema se detecta comparando sondeos vecinos o con ayuda de un inclinómetro electrónico que capta la desviación con la vertical con una precisión de 0.5.

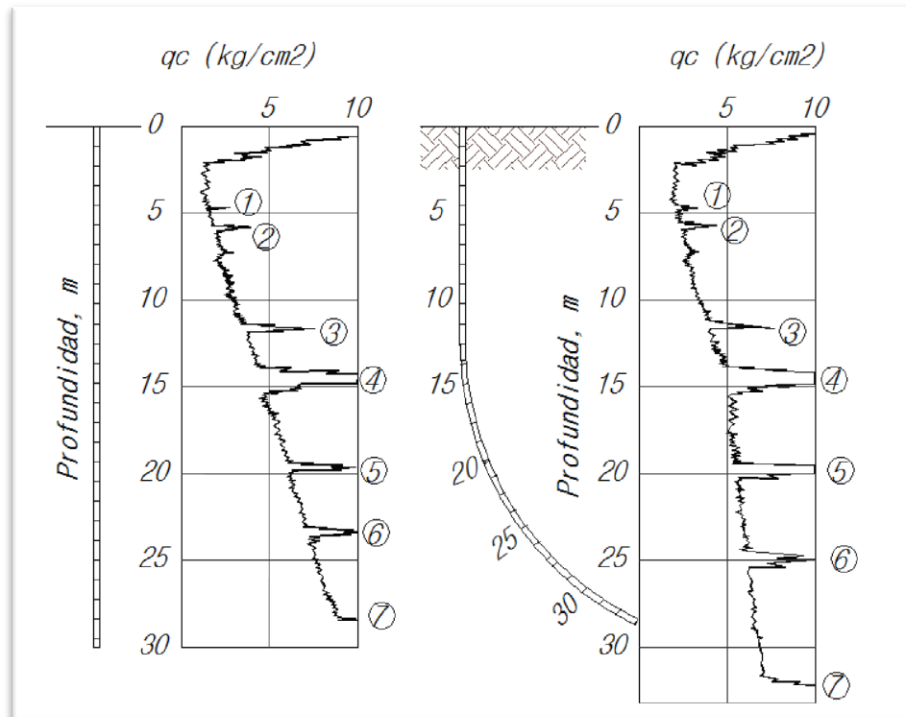


Figura. 19. Ejemplo de Desviación Vertical de un Sondeo.

- *Limpieza y mantenimiento.* El cono se debe limpiar a cada sondeo y es factible que eventualmente requiera que se repongan los sellos de protección lateral en contra de la penetración de suelo y en particular de granos de arena que transmitan carga entre la punta cónica y la funda de fricción. Los aro - sellos que evitan la entrada de agua a las celdas de medición deberían cambiarse por lo menos a cada 500m de sondeo para asegurarse de que conservan su funcionalidad y deberán lubricarse con aceite de silicón.
- *Vida útil.* Los conos tienen una vida útil consecuente de dos factores principales, de los innumerables ciclos de carga-descarga que experimenta, y del deterioro del cementante de los strain gages.

Es interesante anotar las mediciones que se hacen con conos fabricados en México, cuando se cuidan todos los detalles y los operadores están capacitados para su manejo, se puede alcanzar una precisión comparable a la que tiene un cono fabricado en el exterior.

Determinación de las resistencias.

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

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

Dónde:

Q_c Fuerza necesaria para hincar el cono, en Kg.
 A_c Área transversal del cono, 10cm².
 q_c Resistencia de Punta, en Kg/cm².

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

Dónde:

f_s Resistencia de Fricción, en Kg/cm².
 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, 150cm².

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

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

Parámetros de Resistencia de los suelos.

a) **Suelos Cohesivos.** La resistencia al corte de los suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la siguiente expresión:

$$C_{uu} = \frac{q_c}{N_k}$$

Dónde:

C_{uu} Resistencia al corte no drenada, en kPa o t/m².
 q_c Resistencia de punta de cono, en kPa o kg/cm².
 N_k Coeficiente de correlación.

Los valores del coeficiente N_k , determinados para la ciudad de México, que aparecen en la siguiente tabla, son hasta ahora las únicas correlaciones que se han deducido.

Tipo de Suelo	Qc	Tipo de prueba	
		Triaxial	Compresión simple
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c/14$	$q_c/20$
Arcillas blandas	$q_c < 10$	$q_c/13$	$q_c/16$
Limos arcillosos duros	$q_c < 10$	$q_c/24$	$q_c/54$

Tabla. 8. Coeficientes de correlación N_k para suelos de la Ciudad de México.

b) **Suelos Fricciantes.** La correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la siguiente gráfica:

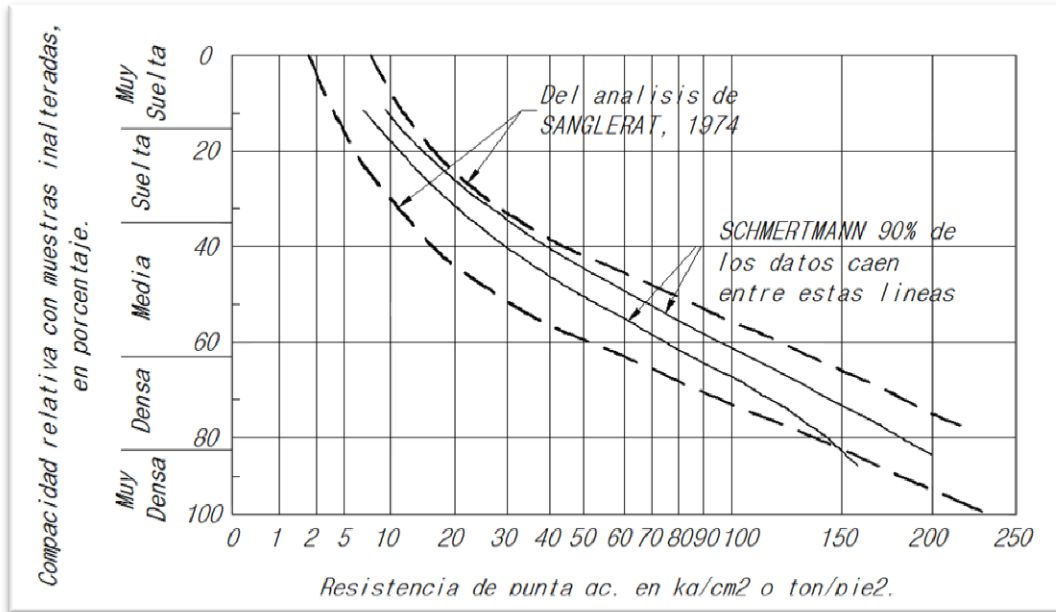


Figura. 20. Correlación entre Resistencia de Punta y la Compacidad Relativa de Arenas Finas.

Para determinar el valor del ángulo de fricción interna ϕ' , usualmente se utilizan formulas de capacidad de carga, empleando como datos la capacidad de carga ultima y la estimación del peso volumétrico, a continuación se presenta una solución grafica para determinar el valor de ϕ' en función de q_c y de σ_o , donde σ_o es el esfuerzo vertical efectivo.

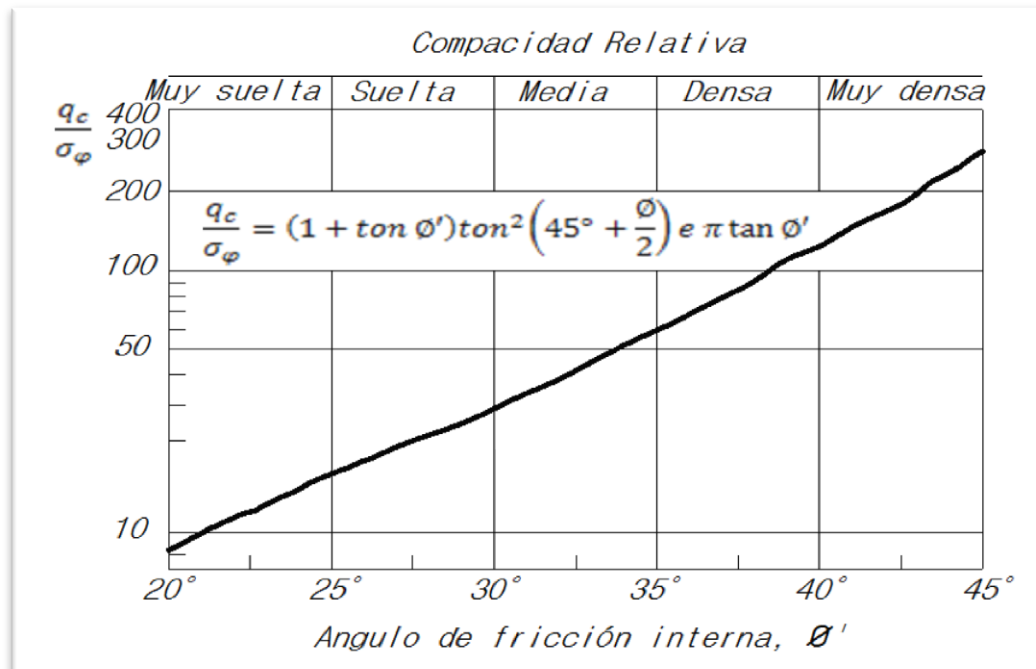


Figura. 21. Correlación de la Resistencia de Punta y el Ángulo ϕ' de Arenas.

c) **Suelos Cohesivos - Friccionantes.** Este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que corresponden a un mismo estrato (q_{c1} y q_{c2}). Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga ultima, que al considerarlas simultáneamente resultan:

$$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(z_2 - z_1)N_q} \right]^{-1}$$
$$c = \frac{(q_{c1} - q_{c2}) - \gamma N_q - \gamma N_q (1 - \tan \varphi)(z_1 - z_2)}{2N_c \left(1 + \frac{N_q}{N_c} \right)}$$

Dónde:

c y φ Parámetros de resistencia al corte.
 q_{c1} y q_{c2} Valores de resistencia de Punta ($q_{c2} > q_{c1}$).
 N_c y N_q Coeficientes de capacidad de carga.

$$N_q = \frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(1 + \tan \varphi)(z_2 - z_1)}$$

Para determinar el valor de φ se debe resolver por aproximaciones sucesivas de las ecuaciones implícitas, para ello, primero se debe suponer un valor de φ para poder calcular N_q y con el valor obtenido se calcula φ ; y se repite el calculo que converge en dos o tres interacciones.

Estos son los penetrómetros más representativos, pero existe una variedad muy amplia de estos, a continuación se enlistan algunos de ellos:

- PIEZOCONO
- CONO SISMICO
- CONOS PARA RESISTIVIDAD Y CONDUCTIVIDAD
- PENETROMETRO PANDA

Los cuales, para efectos de este documento no es necesario describirlos.

METODOLOGÍA

Primeramente se consiguió el Sondeo con Cono Eléctrico; a partir de estos resultados se busco la forma de cómo deducir los parámetros requeridos para el análisis de una cimentación, esto nos llevó a buscar en libros y en sitios web los análisis de diferentes autores recopilando dicha información para que en conjunto se obtenga una conclusión clara de la representación de estos resultados.

Por consiguiente decidimos buscar la historia del Cono Eléctrico para saber los cambios sufridos por este durante el desarrollo tecnológico.

Conforme avanzaba la información de la historia del cono nos dimos cuenta que aún, pasado mucho tiempo, los componentes no han variado del todo desde su creación; condigno decidimos explicar cada elemento que conforma dicho cono.

Así mismo también es importante dar a conocer el funcionamiento del cono, el cual dicho proceso nos dio los resultados que anteriormente interpretamos; por ello y en su conjunto buscamos sondeos similares para clasificarlo de acuerdo a los métodos de exploración que ya conocemos.

Después de haber obtenido las generalidades del cono, se localizó el sitio donde se realizó el sondeo; y comenzamos a describir el lugar, partiendo de lo general a lo particular, se hicieron breves estudios acerca de la localidad, gracias a ello determinamos que es factible construir viviendas en esa zona; por esto conseguimos un proyecto ejecutivo de departamentos.

Por consecuente, se propuso el tipo de cimentación que soportaría la superestructura del diseño y a qué nivel se desplanta, para unificar el proyecto; comenzamos con las propiedades del suelo obtenidas con la interpretación de los resultados del sondeo con Cono Eléctrico y con los datos que el ingeniero estructurista nos proporcionó, se efectuaron los análisis correspondientes que nos indican las Normas Técnicas Complementarias para tener una vivienda segura.

Para corroborar resultados utilizamos el programa Settle 3D. y acertamos que la cimentación propuesta para el proyecto de departamentos es confiable.

Finalmente realizamos las conclusiones y recomendaciones del proyecto del diseño geotécnico de cimentación compensada a partir de resultados de Cono Eléctrico.

Este edificio está diseñado para albergar 10 departamentos y contará con una altura total sobre el nivel de banqueta de 14.50 m., los departamentos varían en sus áreas desde 30 m² hasta 56 m²; los cuales se desglosan en la siguiente tabla:

TABLA DE AREAS					
TIPO	# DEPARTAMENTO	AREA (m ²)	AREA (m ²)	AREA (m ²)	AREA (m ²)
			Balcón	Estudio	Terraza
T1	1	56.78	3.79	---	---
T2	2	31.12	---	---	---
T3	3	30.45	---	---	---
T2	101	31.12	---	---	---
T3	102	30.45	---	---	---
T1	103	56.78	6.64	---	---
T1	104	56.78	3.77	---	---
T4	301	64.57	---	---	---
T5	302	56.78	3.54	31.15	32.26
T5	303	56.78	6.64	31.15	32.26
ESTACIONAMIENTO 1 (6 C/CHICOS, 4 C/GRANDES)					262.34
AREA LIBRE				30 %	81.43
TOTAL TERRENO					271.24

Tabla. 9. Tabla de Áreas

Se proyecta un semisótano desplantado a 4.00 m de profundidad, el cual se ocupará como estacionamiento, este cuenta con 10 cajones de estacionamiento, 6 autos pequeños y 4 grandes, y su acceso será por medio de una rampa de concreto.

En Planta Baja se ubicarán tres departamentos y una zona de jardines. En los niveles uno, dos, tres y cuatro se ubicará el resto de los departamentos.

El procedimiento constructivo será a base de marcos rígidos de concreto armado, y muros de mampostería de carga y divisorios, sus dimensiones y la distribución de cargas estarán a cargo del ingeniero especialista en estructuras.

Los datos proporcionados por el ingeniero encargado del proyecto estructural, se resumen en la siguiente tabla donde se muestra la combinación de cargas que actúan sobre la cimentación. Ver Plantas y Cortes Arquitectónicos en los Anexos para mayor referencia del proyecto.

TABLA DE CARGAS ESTRUCTURALES			
Combinación. de Carga	Descripción	Carga total	Área en Planta
		(ton)	(m ²)
Combinación 1	1.4 Peso Propio + 1.4 Carga Muerta + 1.4 Carga Viva Máxima	1607.13	260
Combinación 2	1.1 Peso Propio + 1.1 Carga Muerta + 1.1 Carga Viva Instantánea	1152.67	260
Combinación 3	1.0 Peso Propio + 1.0 Carga Muerta + 1.0 Carga Viva Media	1023.66	260

Tabla. 10. Cargas Estructurales.

I.3. Clasificación de la Construcción

Es importante clasificar una construcción para tomar una postura de análisis y diseño de dicha estructura, para ello tomaremos como referencia el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad, en su sección 3.2.

I.3.1. Clasificación de Construcciones según su Destino

El destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, y con ello, la protección o seguridad que se les provea. En el diseño sísmico de estas estructuras se seguirán criterios especiales acordes con el estado del conocimiento.

Las Estructuras de tipo “B” son aquellas en las que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.

Tomando en cuenta esta descripción sabemos que nuestra estructura caerá en la categoría “B”.

I.3.2. Clasificación de Construcciones según su Estructuración

Atendiendo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica, las construcciones se clasifican, según su estructuración, en 13 tipos distintos.

Nuestra edificación, por sus características, se clasifica como de Tipo 1, ya que las Estructuras de este tipo se pueden considerar comunes tales como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por la combinación de estos.

CAPITULO II. SONDEO CON CONO ELÉCTRICO.

Esta herramienta para exploración de suelos fue inventada en el País de Alemania durante la segunda Guerra Mundial, en 1948 el Holandés P. de Ruiter, realizó un amplio trabajo experimental en base a esta herramienta, en 1971 ya había depurado su técnica y sus características, las cuales han sido reproducidas por todos los fabricantes de conos con variantes para aplicarse en diferentes tipos de suelos según la región.

En México la primera experiencia para iniciar esta técnica se presentó en un proyecto en Texcoco en el año de 1967, se tenía pensado desarrollar un cono eléctrico para la exploración de una gran zona del Lago de Texcoco, pero desafortunadamente no llegó a fabricarse el cono que ya se había diseñado. Posteriormente en 1979 se presentó una nueva oportunidad para complementar el estudio geotécnico de la Presa Tamesí, y con el patrocinio de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, el Instituto de Ingeniería construyó un cono muy similar al cono diseñado por De Ruiter; con este primer aparato se exploró la Zona de la Presa y se utilizó en una breve campaña de sondeos para el interceptor Central de la Ciudad de México. Haciéndose evidente el potencial del Cono Eléctrico como una notable herramienta de exploración geotécnica, sobre todo en suelos blandos.

II.1. Descripción del Equipo.

El penetrómetro que se describe a continuación fue divulgado por De-Ruiter, el cual se construye comúnmente con acero inoxidable Tipo 17-4 PH, después de maquinados se someten a un tratamiento térmico a 500°C durante cuatro horas y se enfrían al ambiente, con ello se revelan los esfuerzos y se incrementa su deformabilidad, sin aumentar su dureza.

II.1.1. Punta de Medición.

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gages), que usualmente tienen 2 ton de capacidad de carga y resolución de 1 kg, pero en caso de suelos duros podría alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de 2 kg, generalmente son puntas de acero con 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm de diámetro.

II.1.2. Funcionamiento.

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 fricción.

II.1.3. 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 o gráficamente.

II.1.4. Elemento Sensible.

Es una pieza de bronce, aleación SAE-64, en la que se han labrado las dos celdas para medir las fuerzas axiales que se transmiten al cono y a la funda. Las características del bronce elegido son: límite elástico de 1200 kg/cm² y módulo de elasticidad de 910 000 kg/cm². En la Fig. 23 se muestra el diagrama de instrumentación realizado con deformómetros eléctricos tipo "foil gage" de 350 ohms en arreglo de puente completo; para el equilibrio del mismo y darle estabilidad térmica a temperaturas ambiente se ha incorporado resistores térmicos.

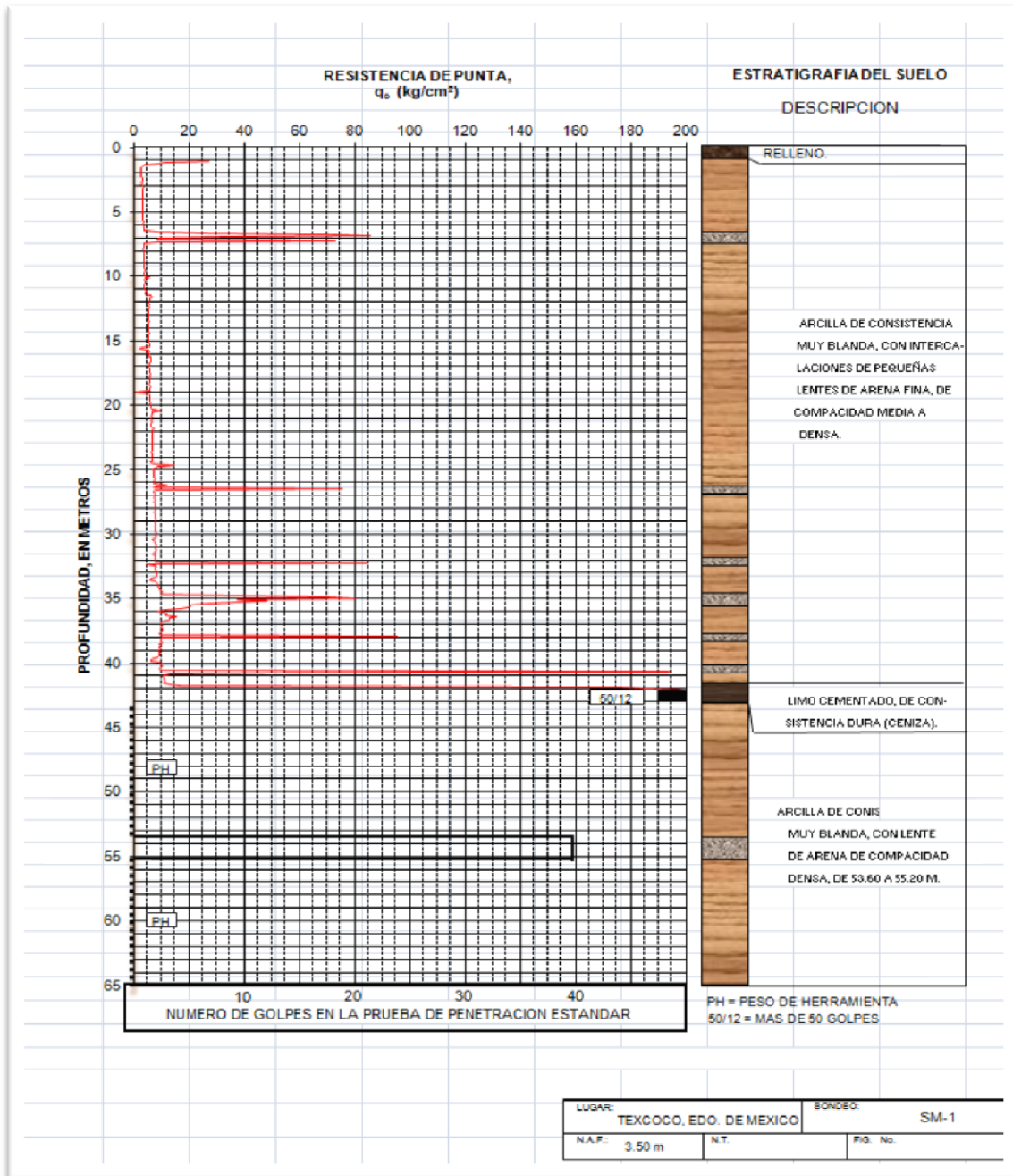


Fotografía 1. Ejecución de Sondeo con Cono Electrico.

II.3. Resultados de Cono Eléctrico.

En este capítulo analizaremos los datos generales de estudios e investigaciones previas a la Zona de Lagos y los compararemos con los resultados del sondeo

De acuerdo al sondeo realizado con Cono Eléctrico se obtuvo la siguiente gráfica



Gráfica 1. Resultados de Cono Eléctrico.

II.3.1. Proceso de Formación de los Suelos.

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de la alteración físico-química de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían microorganismos y vegetación acuática.

Este proceso sufrió largas interrupciones; durante los periodos de sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar, también otras interrupciones fueron ocasionadas por etapas de intensa actividad volcánica; que cubrió toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas.

Este proceso formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separada por lentes duros de limos y arcillas arenosas o por arenas basálticas o pumíticas.

En la figura 24 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía general de la zona de lagos.

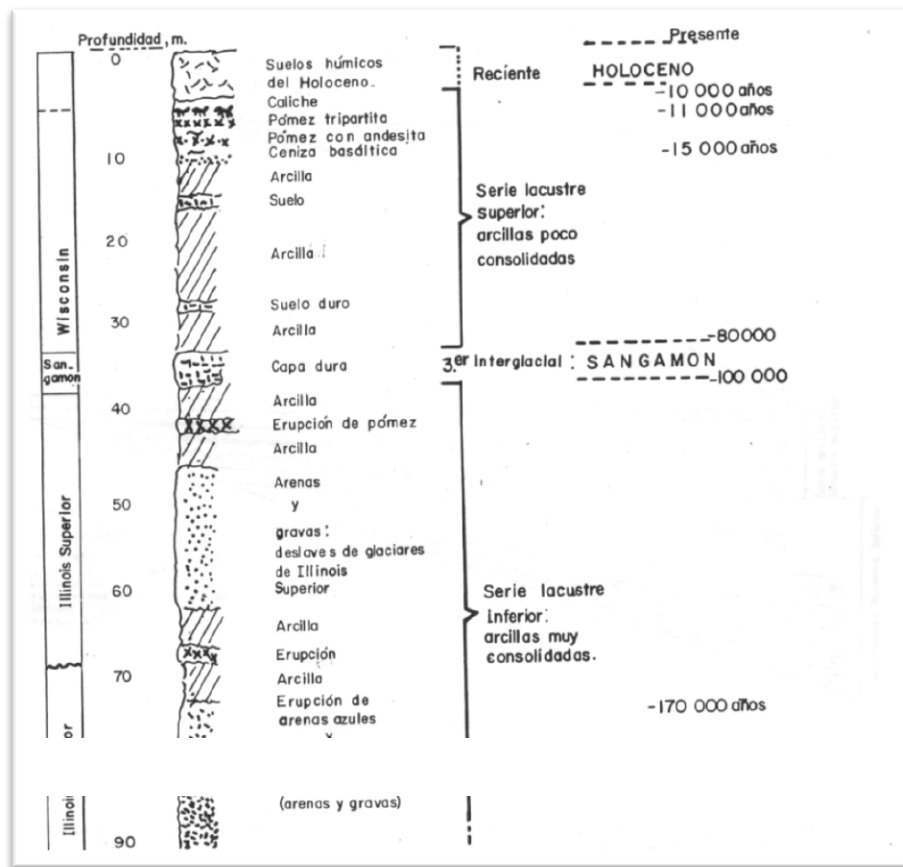


Figura. 24. Estratigrafía de Planicie Lacustre Cd. de México

II.3.2. Características Estratigráficas.

Las características generales de una zona de lago son las siguientes:

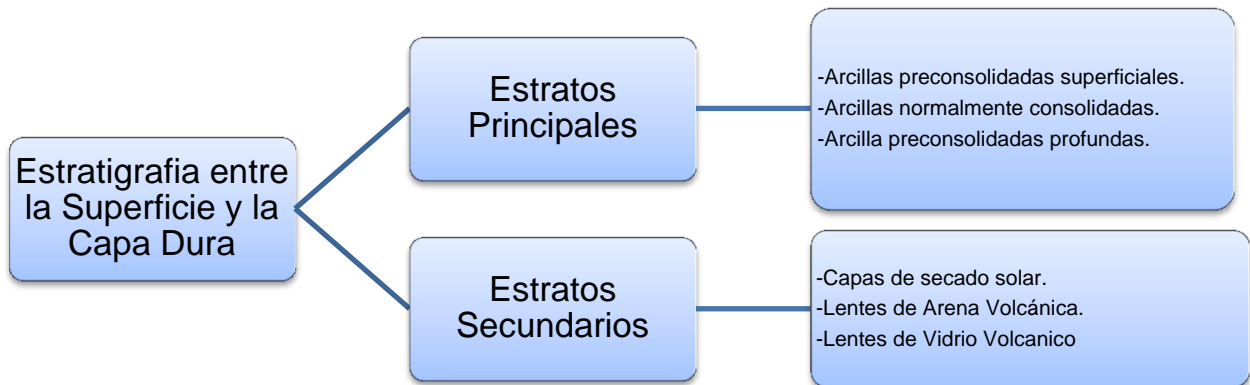
- Costra Superficial. (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, los cuales constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con relleno artificial heterogéneo.
 - Relleno Artificial (RA). Son los restos de construcciones o rellenos arqueológicos y constan con un espesor que varía entre 1 metro a 7 metros de profundidad.
 - Suelo Blando (SB). Es una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.
 - Costra Seca (SS). Se formó como consecuencia de un abatimiento del nivel del lago, quedando expuesto a los rayos solares el fondo de dicho lago.

Comparando con la gráfica obtenida del sondeo con cono eléctrico nos encontramos con una costra superficial conformada por Relleno Artificial.

- Serie Arcillosa Lacustre Superior.

El perfil estratigráfico de los suelos de lago muestra que entre la superficie y la llamada capa dura, es muy uniforme el suelo; por lo tanto se pueden identificar cuatro estratos principales de acuerdo a su origen geológico; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios.

Se denomina a esta capa como serie arcillosa lacustre superior y varía de 25 a 50 metros de profundidad.



A continuación se describirán brevemente los estratos principales.

- Arcillas Preconsolidadas Superficiales (PCS).
En este estrato las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformo a los suelos normalmente consolidados en arcillas preconsolidadas. Este estrato se localiza por debajo de la costra superficial.
- Arcilla Normalmente Consolidada (NC).
Se localiza por debajo de las arcillas preconsolidadas partiendo del punto donde las sobrecargas no afectan al estrato y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo (Arcilla Preconsolidada Profunda PCP)
- Arcilla Preconsolidada Profunda (PCP).
El bombeo de agua potable para abastecer a la ciudad ha generado un fenómeno de consolidación más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Con los estratos secundarios tenemos:

- Lentes Duros (LD).
Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lentes son utilizados para marcar la estratigrafía.

- Capa Dura.

Es un deposito heterogéneo en el que predomina material limo arenoso con algo de arcilla y en ocasiones gravas, tiene una cementación muy variable. La cual es casi imperceptible en la zona central del lago que no llega a secarse. Hasta alcanzar aproximadamente 5 metros.

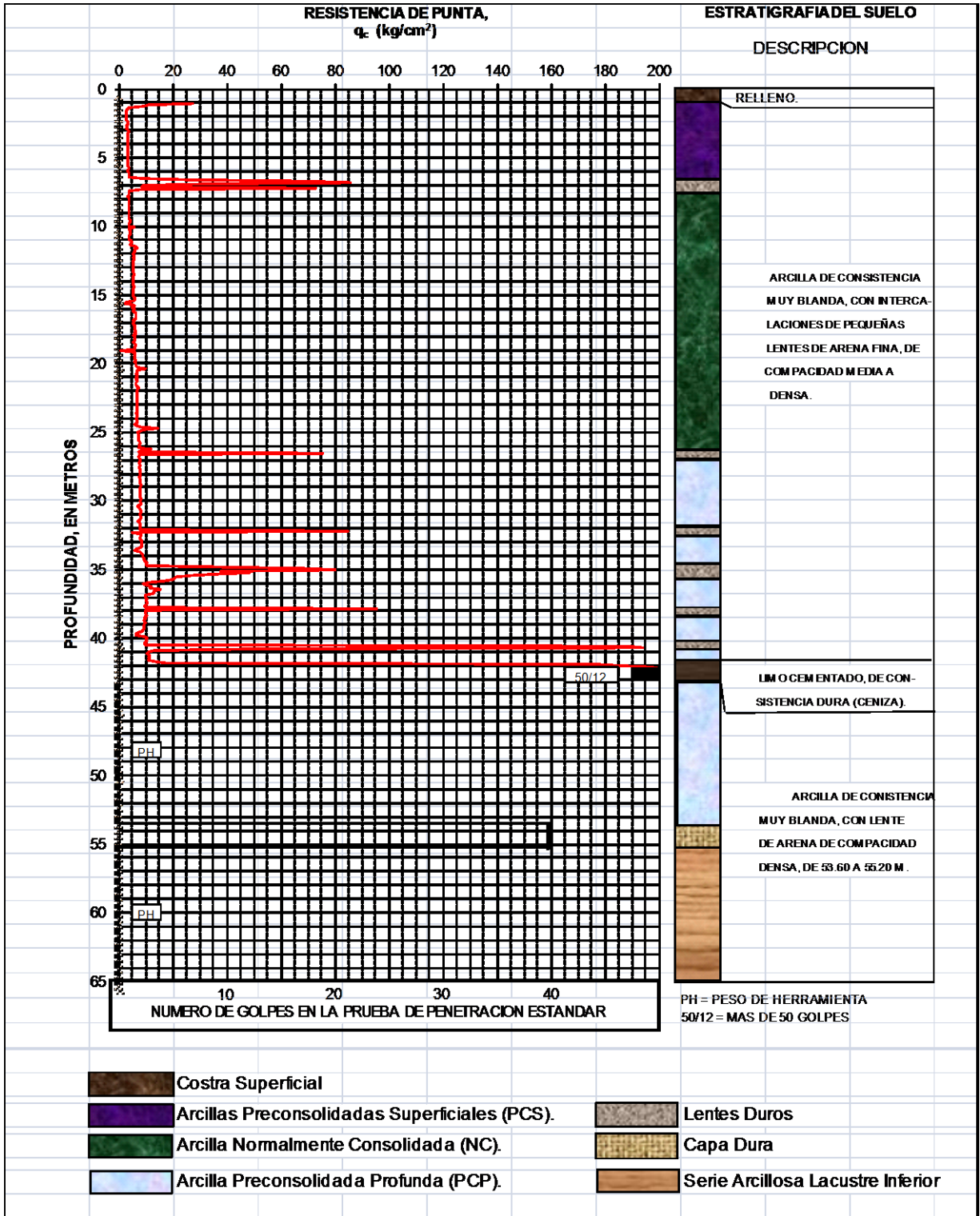
- Serie Arcillosa Lacustre Inferior.

Es una secuencia de estratos semejante al de la Serie Arcillosa Lacustre Superior, el espesor de este estrato es de aproximadamente 15 metros del centro del lago y va disminuyendo hasta desaparecer prácticamente a las orillas de este.

- Depósitos Profundos.

Estos depósitos están conformados por una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio.

En la Gráfica 2 se resume lo anterior.



Gráfica 2. Características Estratigráficas del sitio en estudio.

II.3.3. Zonificación Geotécnica

Esta zonificación es basada en las propiedades de compresibilidad y la resistencia de los depósitos característicos de la zona lacustre, aluviales y volcánicos.

II.3.3.1. Zona de Lago.

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, los cuales subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable, el cual depende del sitio, de la localización y de la historia de cargas, es por ello que se divide en 3 subzonas mencionadas a continuación:

- Lago Virgen. Los suelos han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación.
- Lago Centro I. Esta zona es asociada al sector no colonial de la ciudad, la cual se desarrolló en principios de este siglo, y ha estado sujeta a cargas de construcciones pequeñas y medianas; sus propiedades mecánicas representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y el Lago Centro II.
- Lago Centro II. Esta zona corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la superficie ha sido muy variable, provocando situaciones extremas como arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y sobrecargas o arcillas blandas asociadas a lugares donde han alojado plazas o jardines durante largos periodos de tiempo.

Como se mencionó el predio en estudio se localiza en una Zona de Lago Virgen, vamos a corroborar esta información comparando la gráfica de Sondeo con Cono Eléctrico con las gráficas de las 3 subzonas de lago mencionadas. Figura 25.

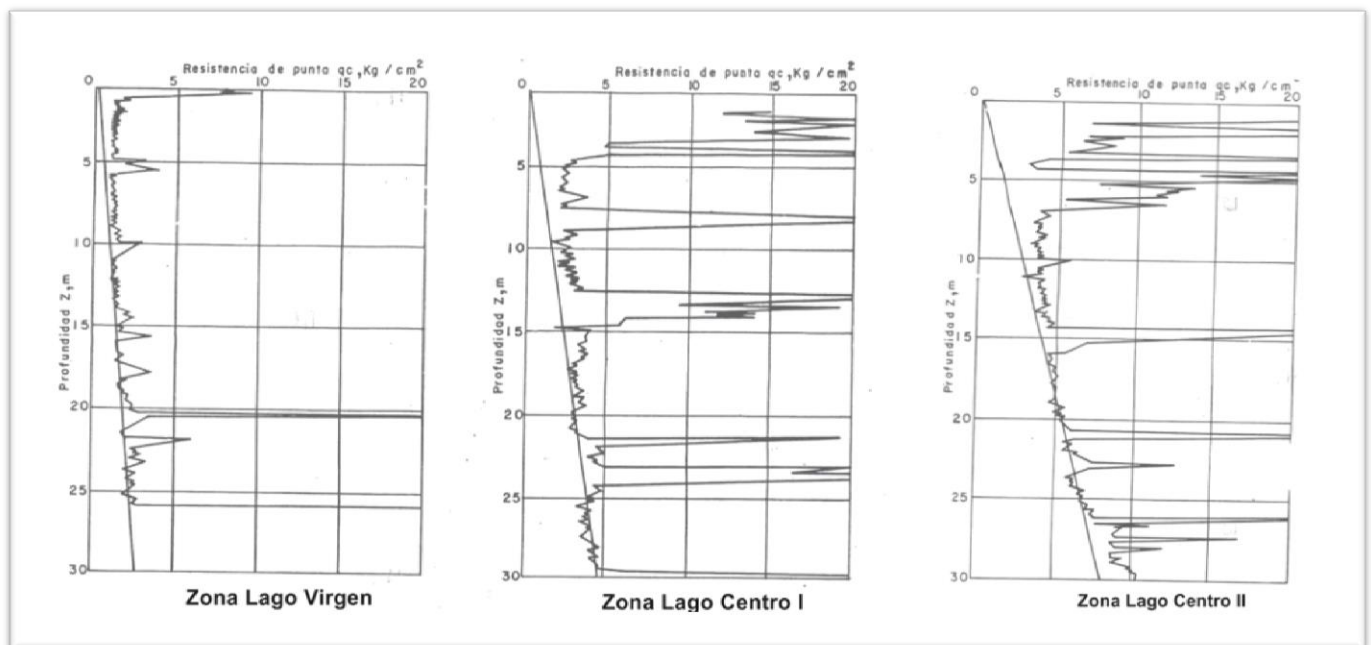


Figura. 25. Gráficas de las Subzonas de Cono Eléctrico según COVITUR.

Tomando en cuenta que la gráfica correspondiente es la de Zona de Lago Virgen entramos a la tabla 11 la cual nos indica los datos generales del tipo de suelo.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES , LAGO VIRGEN				
Estrato	Espesor (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ
Costra Superficial	1.0 – 2.5	1.4	1.0	20
Serie Arcillosa Superior	38 - 40	1.1	0.5 - 2	-
Capa Dura	1 - 2	-	0 - 10	25 – 36
Seria Arcillosa Inferior	15 - 30	1.25	3 - 4	-

Tabla. 11. Propiedades de la Subzona de Lago Virgen.COVITUR

Determinando así para el proyecto los siguientes datos del suelo

$$\gamma = 1.1 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = \text{nulo}$$

La cohesión la obtenemos a partir de la siguiente correlación.

$$c_u = \frac{q_c}{N_K}$$

Donde

c_u = Resistencia al corte no drenada

q_c = Resistencia de punta del cono en D_f

N_K = Coeficiente de correlación. (Obtenido de la tabla 12)

COEFICIENTES DE CORRELACION N_K PARA LOS SUELOS DE LA CIUDAD DE MEXICO		
Tipo de Suelo	q_c (kg/cm ²)	C_U (kg/cm ²)
Costra Seca	$5 < q_c < 10$	$q_c / 14$
Arcillas Blandas	$q_c < 5$	$q_c / 13$
Limos Arcillosos Duros	$q_c < 10$	$q_c / 24$

Tabla. 12. Valores del Coeficiente N_k para la Cd. De México.

Sustituyendo

$$c = \frac{4}{13} = 0.308 \text{ kg/cm}^2 \approx 3.08 \text{ ton/m}^2$$

$c = 3.08 \text{ t/m}^2$ (quedando en el rango de la serie Arcillosa Superior.)

Para calcular Asentamientos necesitamos el Modulo de Elasticidad el cual obtenemos con la siguiente formula:

$$\therefore E = 4q_c$$

Sustituyendo

$$E = 4 \times 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 16 \text{ kg/cm}^2$$

Y el Modulo de Compresibilidad se obtiene con la siguiente gráfica:

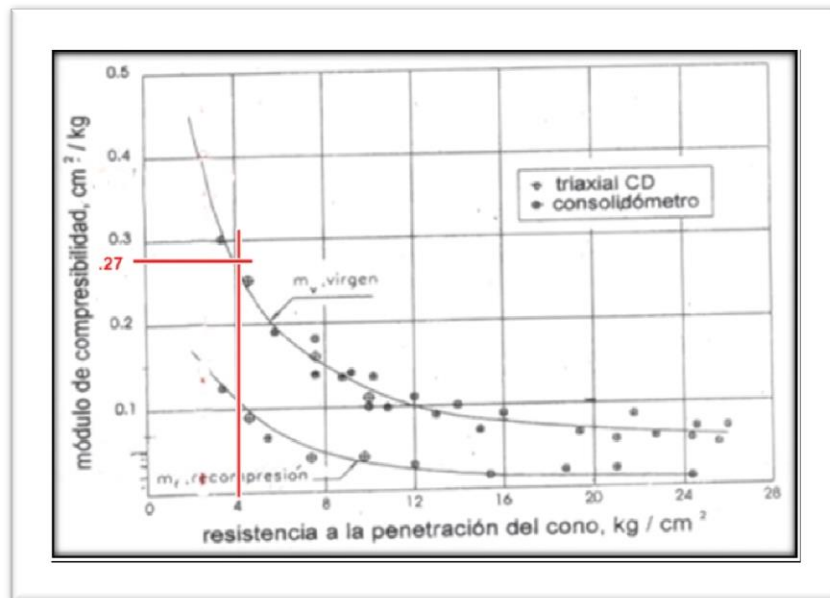


Figura. 26. Módulo de compresibilidad volumétrica de arcillas del Valle de México relacionado con su resistencia al Cono Eléctrico.

Donde como se observa en la gráfica, tomando un valor de 4kg/cm^2 de resistencia de punta obtenemos que:

$$m_v = 0.27 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

CAPITULO III. PROPUESTA DE CIMENTACIÓN.

Para proponer la cimentación del proyecto nos basamos en los datos que el Ingeniero Estructuralista nos proporcionó acerca del diseño de la superestructura.

III.1 Datos de Proyecto.

Se recopilan los datos mencionados en el Capítulo I.

TABLA DE CARGAS ESTRUCTURALES			
Combinación. de Carga	Descripción	Carga total	Área en Planta
		(ton)	(m ²)
Combinación 1	1.4 Peso Propio + 1.4 Carga Muerta + 1.4 Carga Viva Máxima	1607.13	260
Combinación 2	1.1 Peso Propio + 1.1 Carga Muerta + 1.1 Carga Viva Instantánea	1152.67	260
Combinación 3	1.0 Peso Propio + 1.0 Carga Muerta + 1.0 Carga Viva Media	1023.66	260

Tabla. 13. Cargas Estructurales.

De acuerdo con el proyecto arquitectónico se pretende construir un sótano con una profundidad de desplante igual a 4.00 m, el cual deberá cumplir con dos funciones, estas son, como cimentación y como estacionamiento, como se muestra en la Figura. 27.

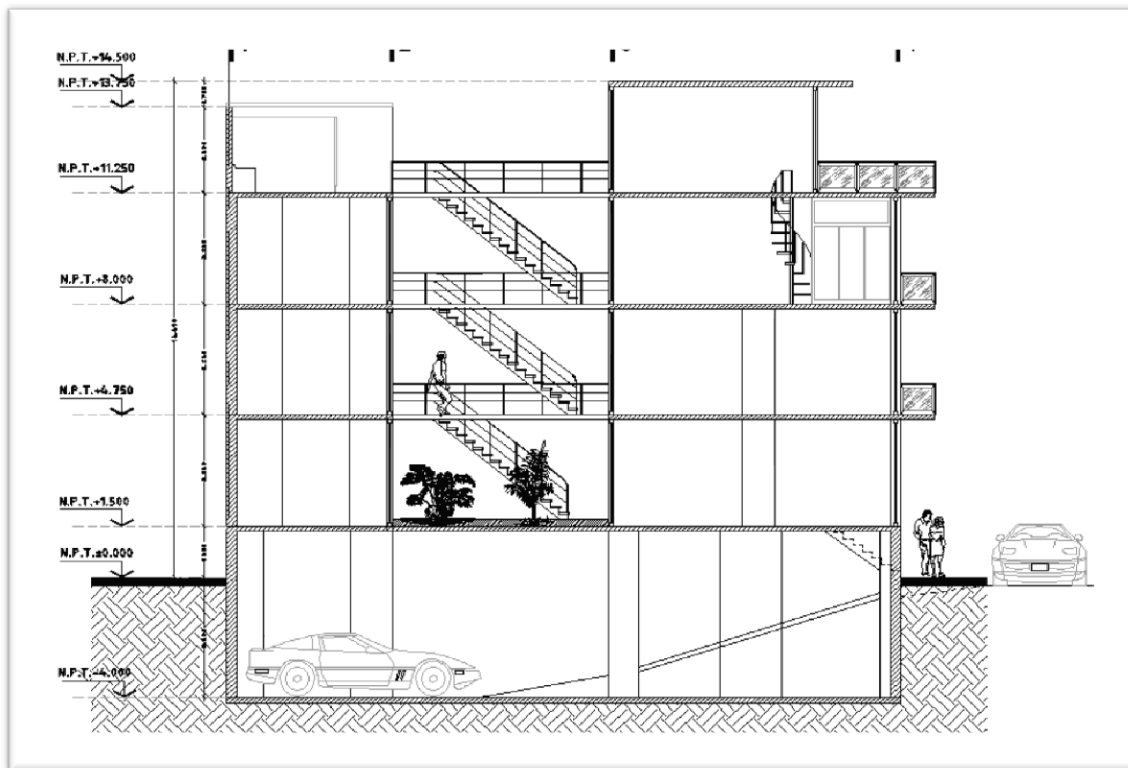


Figura. 27. Alzado del Edificio de Departamentos

III.2 Análisis Geotécnico del Sistema de Cimentación.

III.2.1 Cargas de la Estructura.

Considerando las dimensiones del terreno tenemos: $B = 13.74 \text{ m}$. $L = 19.74 \text{ m}$.

ESFUERZOS MÁXIMOS EN EL PREDIO		
	x	y
Centro Geométrico	9.87 m	6.87 m
Centro de Masa	9.62 m	6.77 m
Momentos de Inercia	4267.03 m ⁴	8807.38 m ⁴
Excentricidad	0.25 m	0.1 m
Superficie de Contacto	271.24 m ²	

Tabla. 14. Esfuerzos Máximos en el Predio.

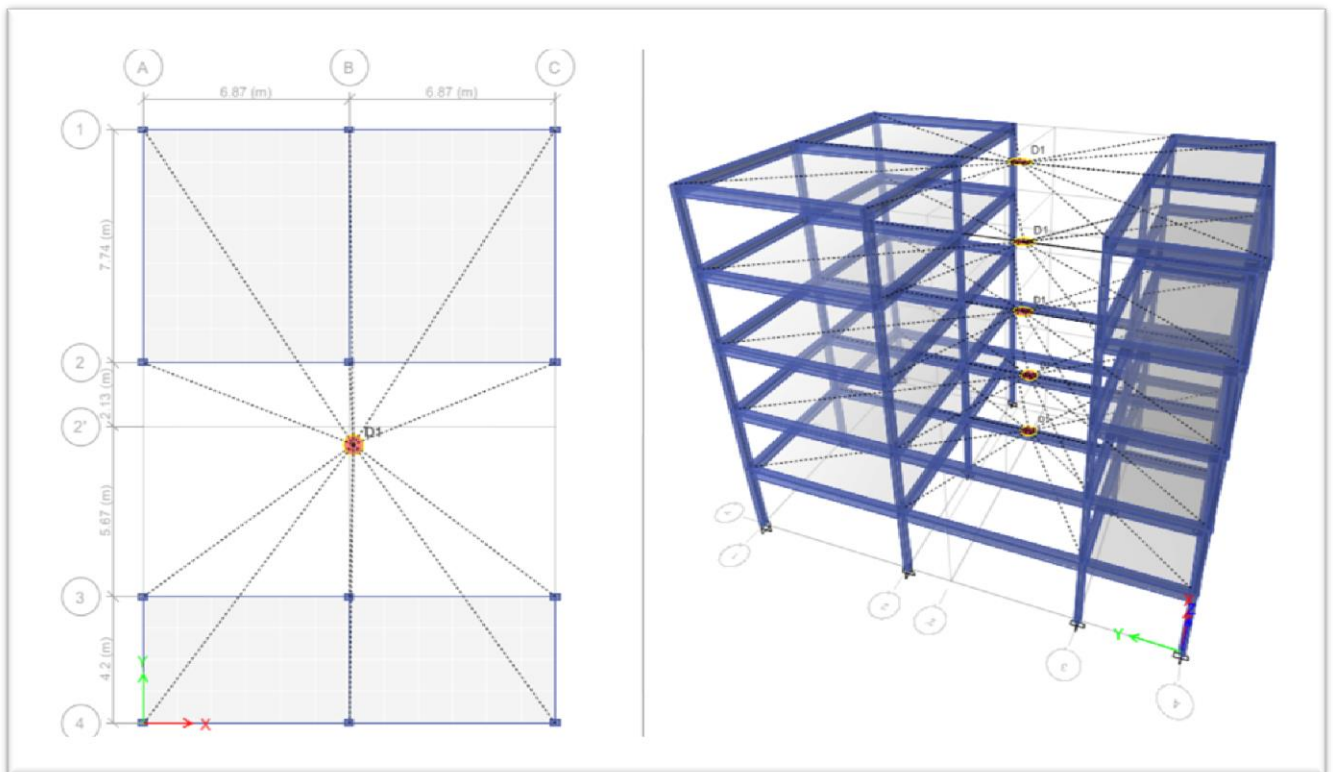


Figura. 28. Ubicación de Excentricidades

MOMENTOS DE VOLTEO POR CARGAS GRAVITACIONALES			
TIPO DE CARGA	PESO (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Combinación 1	1,607.10	192.85	482.13
Combinación 2	1,152.70	138.32	345.81
Combinación 3	1,023.70	122.84	307.11

Tabla. 15. Momentos de Volteo por Cargas Gravitacionales.

III.2.2 Verificación de Seguridad de la Cimentación Propuesta

Con respecto a las Normas Técnicas Complementarias (N.T.C.) en el capítulo 3. “Verificación de la seguridad de las cimentaciones” nos indica que en el diseño de toda cimentación se consideran los estados límite de falla y de servicio.

La revisión del estado límite de falla de una cimentación en condiciones estáticas o dinámicas, consiste en comparar de forma individual, o en grupo, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño. Esta revisión se realiza afectando la capacidad de carga neta por un factor de reducción, FR, y las acciones de diseño por un factor de carga, FC. La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos apoyados en estudios experimentales locales o determinados con pruebas de carga, considerando la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla que corresponde al mecanismo más crítico.

Con respecto a la revisión del estado límite de servicio de las cimentaciones, se estimarán las deformaciones verticales (asentamientos), que podrían ser inducidas por un exceso de carga debida al sismo. El valor esperado de estos asentamientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la cimentación, a la superestructura y, para el caso de edificaciones, a sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados.

III.2.2.1 Revisión ante Estado Límite de Falla.

III.2.2.1.1 Condiciones Estáticas.

Las N.T.C. indican que para suelos cohesivos se debe de cumplir la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum QF_C}{A} \leq C_U N_C F_r + \rho_v \dots\dots\dots EC 1$$

Donde:

$\sum Q F_C$ = Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su factor de carga

A = Area del cajón

C_U = Cohesión en condiciones no drenadas

N_C = Factor de capacidad de carga propuesto por Skempton con la siguiente ecuación

$$N_C = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_F}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \dots\dots\dots EC 2$$

D_F = Profundidad de desplante
 B, L = Ancho y Largo respectivamente

F_r = Factor de resistencia
 ρ_v = Presión vertical actuante a la profundidad de desplante

Solución:

$$\sum QF_c = 1607.10 \text{ ton}$$

Como tenemos excentricidades el Área del cajón se calcula utilizando el Área reducida con la siguiente desigualdad

$$b_R = B - 2e \quad \dots\dots\dots EC 3$$

Sustituyendo

$$\begin{aligned} b_{R1} &= 19.74 - 2(0.25) & b_{R1} &= 19.24 \text{ m} \\ b_{R2} &= 13.74 - 2(0.10) & b_{R2} &= 13.54 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= 260.51 \text{ m}^2 \\ C &= 3.0 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{Dato determinado en la sección II.3.1}) \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuación EC 2

$$\begin{aligned} N_c &= 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{4.00}{13.74} + 0.25 \frac{13.74}{19.74} \right) \\ D_F &= 4 \text{ m} \\ B &= 13.74 \text{ m} \quad L = 19.74 \text{ m} \end{aligned}$$

Cumpliendo con las siguientes desigualdades

$$\frac{D_F}{B} \leq 2 \quad \frac{4}{13.74} = 0.29 \leq 2$$

$$\frac{B}{L} \leq 1 \quad \frac{13.74}{19.74} = 0.70 \leq 1$$

$$\therefore N_c = 6.41$$

$$F_r = 0.70$$

$$\rho_v = 1.1 \text{ ton/m}^3 \times 4 \text{ m} \quad \rho_v = 4.4 \text{ ton/m}^2$$

Resolviendo la ecuación EC 1

$$\frac{1607.10}{260.51} \leq 3.08 \times 6.41 \times 0.70 + 4.4$$

$$6.17 \text{ ton/m}^2 \leq 18.20 \text{ ton/m}^2$$

∴ la capacidad de carga del suelo es suficiente para soportar la estructura

III.2.2.1.2 Condiciones Sísmicas.

La verificación de las condiciones sísmicas se calcula con la siguiente desigualdad

$$\frac{\sum QF_c}{A_R} \leq q_u F_R \left[1 - \frac{0.195 K \gamma b}{S_{ud}} \frac{F_c}{F_R} \right] + \rho_v \quad \dots\dots\dots EC 4$$

Donde:

$\sum QF_c$ = Suma de las acciones consideradas en la combinacion afectada por un factos de sismo
 $F_c = 1.1$ que es el factor de sismo

A_R = Area Reducida del cajón

q_u = Capacidad de carga ultima obtenida con la siguiente ecuacion

$$q_u = C_U \times N_c \quad \dots\dots\dots EC 5$$

F_r = Factor de resistencia

K = Aceleración igual a un cuarto del coeficiente de diseño sísmico

γ = peso volumetrico total

b = valor mínimo de b_R , 1.2H, 20.00 m

b_R = Ancho o largo reducido en la direccion que actua el sismo

H = Distancia entre el nivel de desplante y la capa dura que limita el estrato

S_{ud} = resistencia no drenada dinamica (1.2 a 1.4 de la resistencia estatica) $\times C_U$

ρ_v = Presión vertical actuante a la profundidad de desplante

Solución:

$$\sum QF_c = 1267.94 \text{ ton}$$

$$A_R = 260.51 \text{ m}^2$$

Sustituyendo la ecuación EC 5

$$q_u = 3.08 \text{ ton/m}^2 \times 6.41$$

$$C_u = 3.08 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 6.41$$

$$\therefore q_u = 19.72 \text{ ton/m}^2$$

$$F_R = 0.6$$

$$K = \text{El proyecto se encuentra en zona IIIB} \therefore K = 0.1125$$

$$\gamma = 1.1 \text{ ton/m}^3$$

De la ecuación EC 3 determinamos que $b = 13.54 \text{ m}$

$$S_{ud} = 1.3 \times 3.08 \text{ ton/m}^2 \quad S_{ud} = 4.00 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho_v = 4.4 \text{ ton/m}^2$$

Resolviendo la ecuación EC 4

$$\frac{1267.94}{260.51} \leq 19.72 \times 0.6 \left[1 - \frac{0.195 \times 0.1125 \times 1.1 \times 13.54}{4.00} \frac{1.1}{0.6} \right] + 4.4$$

$$4.87 \text{ ton/m}^2 \leq 14.46 \text{ ton/m}^2$$

\therefore la cimentación es segura ante los efectos sísmicos

III.2.2.1.3 Esfuerzos inducidos por sismo.

-Esfuerzo Límite en la Orilla.

Se revisa que el esfuerzo en la esquina sometida a la compresión máxima sea menor que el esfuerzo límite calculado. Verificando esto con la siguiente desigualdad.

$$W_n + \Delta q_s < ql \quad \dots\dots\dots \text{EC 6}$$

Donde:

$W_n =$ presión neta máxima transmitida por la estructura

$$W_n = W + \Delta W_e - \rho_v \quad \dots\dots\dots \text{EC 7}$$

$W =$ Presión total transmitida por la estructura

$$W = \frac{W_E}{A} \quad \dots\dots\dots \text{EC 8}$$

$$W_E = \text{Carga permanente } (C_M + C_{V_{MAXIMA}})$$

$A = \text{Area del cajon}$

$\Delta W_e = \text{Esfuerzo adicional provocado por momentos de volteo estatico}$

$$\Delta W_e = \left[M_Y \frac{X_i}{I_y} + M_X \frac{Y_i}{I_x} \right] \dots\dots\dots \text{EC 9}$$

$M_Y, M_X = \text{Momentos de volteo en condiciones estáticas}$
 $I_Y, I_X = \text{Momentos de Inercia del cajon}$
 $Y_i, X_i = \text{Distancias a la esquina en revision, medida respecto al centroide de la cimentacion}$

$$\Delta q_s = M_V \left[\frac{X_i}{I_Y} + 0.3 \frac{Y_i}{I_X} \right] \dots\dots\dots \text{EC 10}$$

$\Delta q_s = \text{Incremento de esfuerzos en condicion sismica}$

$M_V = \text{Momento de volteo por sismo (el mas critico)}$

$$ql = 2C_o \sqrt{N_{\phi d} + K_o N_{\phi d} \delta_{\phi d}} \dots\dots\dots \text{EC 11}$$

$ql = \text{Esfuerzo Limite en la orilla}$

$$C_o = \frac{3}{4} c_d \dots\dots\dots \text{EC 12}$$

$c_d = \text{Cohesion en ensaye triaxial consolidado no drenado}$

$$N_{\phi d} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots \text{EC 13}$$

$N_{\phi d} = \text{Angulo de friccion en ensaye triaxial no drenado}$

$K_o = \text{Coeficiente de empuje de tierras en reposo}$

$\delta_{\phi d} = \text{Esfuerzo efectivo al nivel de desplante}$

Solución

Sustituyendo la ecuación EC 8

$$W = \frac{1,607.10}{260.51} \quad W = 6.17 \text{ ton/m}^2$$

Sustituyendo la ecuación EC 9

$$\Delta W_e = \left[482.13 \frac{9.87}{8807.38} + 192.85 \frac{6.87}{4267.03} \right]$$

$$\Delta W_e = 0.85 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho_v = 4.4 \text{ ton/m}^2$$

Sustituyendo la ecuación EC 7

$$W_n = 6.17 + 0.71 - 4.4$$

$$W_n = 2.48 \text{ ton/m}^2$$

Sustituyendo la ecuación EC 10

$$\Delta q_s = 482.13 \left[\frac{9.87}{8807.38} + 0.3 \frac{6.87}{4267.03} \right]$$

$$\Delta q_s = 0.77 \text{ ton/m}^2$$

Sustituyendo la ecuación EC 12

$$C_o = \frac{3}{4}(3.0) \quad C_o = 2.31 \text{ ton/m}^2$$

Sustituyendo la ecuación EC 13

$$N_{\phi d} = \tan^2 \left(45 + \frac{0}{2} \right) \quad N_{\phi d} = 1$$

Sustituyendo la ecuación EC 11

$$ql = 2(2.31)\sqrt{1} + (1)(1)(4.4) \quad ql = 9.88 \text{ ton/m}^2$$

Resolviendo la EC 6

$$3.39 \text{ ton/m}^2 < 9.88 \text{ ton/m}^2$$

∴ la cimentación es estable en condición sísmica

-Tensiones inducidas por sismo

$$\Delta q_s \leq W + \Delta W_e \dots\dots\dots EC 14$$

Resolviendo en EC 14

$$0.77 \text{ ton/m}^2 \leq 7.02 \text{ ton/m}^2$$

∴ no se presentaran tensiones durante el sismo

III.2.2.2 Revisión ante Estado Límite de Servicio

III.2.2.2.1 Expansiones Elásticas.

$$\Delta \rho_i = \frac{1 - \vartheta^2}{E} p_{df} BF \dots\dots\dots EC 15$$

Donde

$\Delta \rho_i$ = Asentamiento inmediato

ϑ = Relacion de Poisson

E = Modulo de elasticidad

p_{df} = Descarga uniformemente repartida, provocada por la excavación

F = Factor de forma en funcion de $\frac{z}{L}$ y $\frac{L}{B}$ y es igual a 1.50

Sustituyendo en EC 15

$$\Delta \rho_i = 15.47 \text{ cm}$$

Para obtener este valor es necesario realizar la excavación por tramos de 5.00 m a lo largo del predio, y así cumplir con el asentamiento máximo permisible.

III.2.2.2 Asentamientos por Consolidación.

El asentamiento diferido está siempre asociado a la reducción del volumen de la masa de arcilla y a la expulsión de agua de los poros. En tal caso la relación de Poisson se puede despreciar obteniendo así la siguiente ecuación, la cual utilizaremos para el cálculo de los asentamientos diferidos o de consolidación.

$$\rho_d = m_v p_m B F \quad \dots\dots\dots EC 16$$

Dónde:

F Factor de forma de Egorov, el cual se obtiene con las gráficas del Anexo C.

m_v Módulo de compresibilidad volumétrica obtenido en ensaye de consolidación unidimensional (de la curva de compresibilidad) . Una manera aproximada de estimar m_v es a partir de resultados de ensayos de resistencia a la penetración de cono eléctrico, con correlaciones como la mostrada en la Figura 26.

p_m Presión neta transmitida al suelo, calculada con la siguiente expresión:

$$W_n = W + \Delta W e - p v \quad \dots\dots\dots EC 17$$

Sustituyendo EC 17

$$3.93 + 0.45 - 4.40 = 0.07 \text{ ton}/m^2$$

W Presión total transmitida por la estructura:

$$w = \frac{W_E}{A} = \frac{1023.70}{260.51} = 3.93 \text{ ton}/m^2$$

Siendo W_E la carga permanente, es decir, Carga Muerta + Carga Viva media=1023.70 ton. Y "A" es el área del cajón reducida por excentricidad.

$\Delta W e$ Esfuerzo adicional provocado por momentos de volteo estáticos.

$$\Delta W e = \left[M_y \frac{x_i}{I_y} + M_x \frac{y_i}{I_y} \right] = \left[307.11 \frac{9.87}{8807.38} + 122.84 \frac{6.87}{4267.03} \right] = 0.54 \text{ ton}/m^2$$

P_v Presión vertical total actuante a la profundidad de desplante.

$$p_v = 1.10 * 4.00 = 4.40 \text{ ton}/m^2$$

Sustituyendo los valores en EC 16 tenemos que el asentamiento diferido tiene el siguiente valor.

$$\rho_d = 0.27 * 0.007 * 1374 * 1.5 = 4.11 \text{ cm}$$

Para corroborar este valor se hizo uso del programa Settle 3D, el cual nos ayuda a determinar el asentamiento de manera más acertada para comparar el valor obtenido anteriormente:

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [cm]	0	3.43127
Consolidation Settlement [cm]	0	2.78629
Immediate Settlement [cm]	0	0.644975
Loading Stress [tonnes/m ²]	0	0.07
Effective Stress [tonnes/m ²]	0	7.49544
Total Stress [tonnes/m ²]	0	44.0064
Total Strain	0	0.0023275
Pore Water Pressure [tonnes/m ²]	0	36.511
Degree of Consolidation [%]	0	100

Tabla. 16. Datos obtenidos con el programa Settle

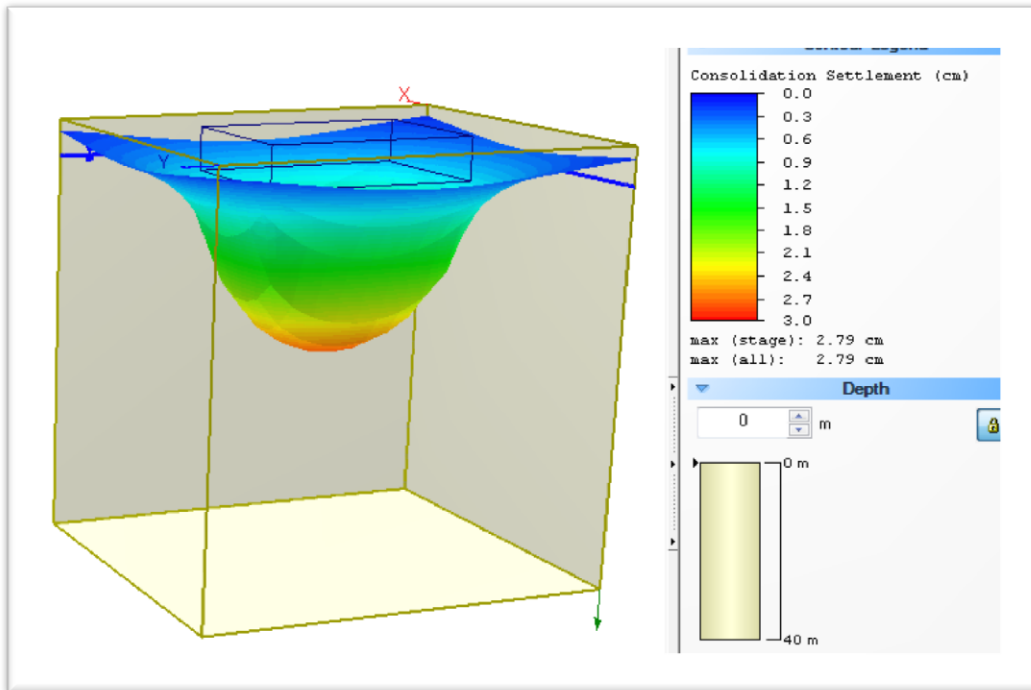


Figura. 29. Diagrama de asentamientos, Programa Settle 3D.

Tomando los mismos valores de las propiedades del suelo para el cálculo realizado en el programa Settle 3D, se obtuvo un asentamiento por consolidación igual a 2.79cm, por cuestiones de seguridad tomaremos el valor obtenido manualmente que es de 4.11 cm.

III.2.2.2.3 Asentamientos Totales.

Para poder obtener los asentamientos totales solo se requiere realizar la suma de los asentamientos calculados por consolidación más los asentamientos producidos por la recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga ocasionados por la excavación, así obtenemos el asentamiento máximo esperado será:

$$15.47 + 4.11 = 19.58\text{cm} \approx 20.00\text{cm}$$

Por lo anterior se puede concluir que los asentamientos son admisibles, esto por que como se puede observar en la descripción del predio en estudio no existen edificaciones colindantes, lo que quiere decir, que nuestros asentamientos máximos admisibles según las normas son del orden de 30.00cm.

III.2.3 Empujes sobre los muros perimetrales del Cajón.

El empuje para el diseño de los muros laterales del cajón de cimentación se calculó para la condición de muro rígido siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, y se determinaron considerando los siguientes efectos:

- El esfuerzo que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado de la presión efectiva, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo $K_0 = 0.6$, para obtener este esfuerzo fue necesario dividir nuestro estrato en 3 estratos por la presencia del Nivel del aguas freáticas y se ejemplifica en la siguiente figura.

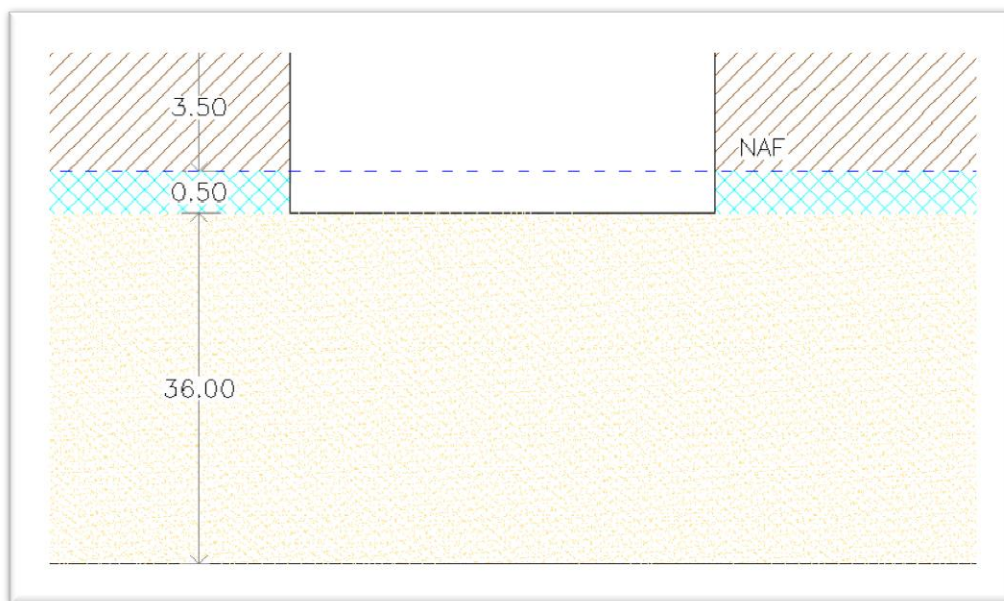


Figura. 30. Estratigrafía para calculo de esfuerzos de masa en reposo.

En base a esta estratificación podemos obtener los siguientes esfuerzos de masa en reposo:

$$p_1 = k_0 \gamma' z_i$$

PESO ESPECIFICO γ	(-)PESO ESP. AGUA NAF	ESPESOR (MTS)	PRESION X ESTRATO	PRESION EFECTIVA	* K_0 (0.60)
1.1	N/A	3.5	3.85	3.85	2.31
1.1	0.1	0.5	0.05	3.9	2.34
1.1	0.1	36	3.6	7.5	4.5

Tabla. 17. Calculo de presiones efectivas

- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo. Se consideró una sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$.

$$p_2 = k_0 q = 0.60 * 2.0 = 1.20 \text{ ton/m}^2$$

- El empuje que produce la fuerza hidrostática debido a la presencia del nivel de aguas freáticas.

$$p_3 = \gamma_w z_w = 1.00 * 0.50 = 0.50 \text{ ton/m}^2$$

- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico c de 0.45 (zona de lago IIIb).

$$p_4 = \frac{c}{3} Df * tg \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{0.45}{3} 4.00 * tg \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 0.60 \text{ ton/m}^2$$

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron para encontrar la envolvente de empuje horizontal que deberá ser considerada en el diseño de los muros del cajón.

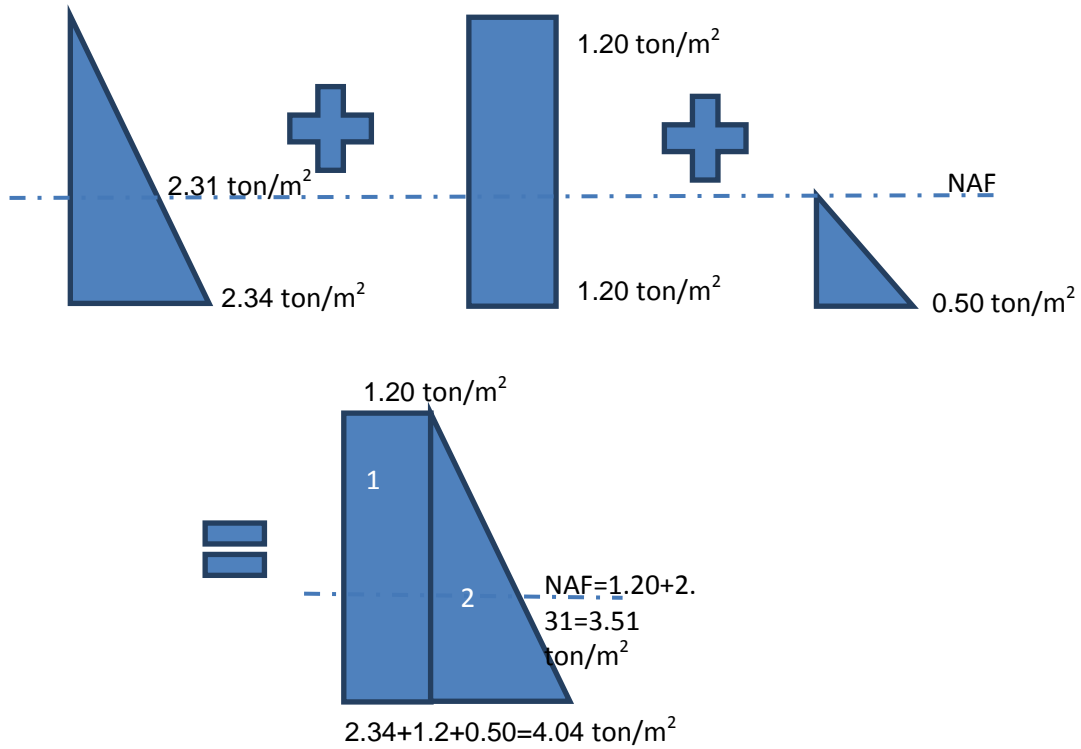


Figura. 31. Superposición de los esfuerzos calculados.

DIAGRAMA	E _i (ton/m)	Y _i (m)	E _i Y _i (ton)
1	4.80	2.00	9.60
2	5.68	1.33	7.57
	10.48		17.17

Tabla. 18. Dterminación del empuje resultante.

$$\therefore \bar{Y} = \frac{17.17}{10.48} = 1.63m$$

Entonces tenemos una fuerza horizontal de 17.17 ton la cual esta aplicada a una altura a partir del fondo de la excavación de 1.63m.

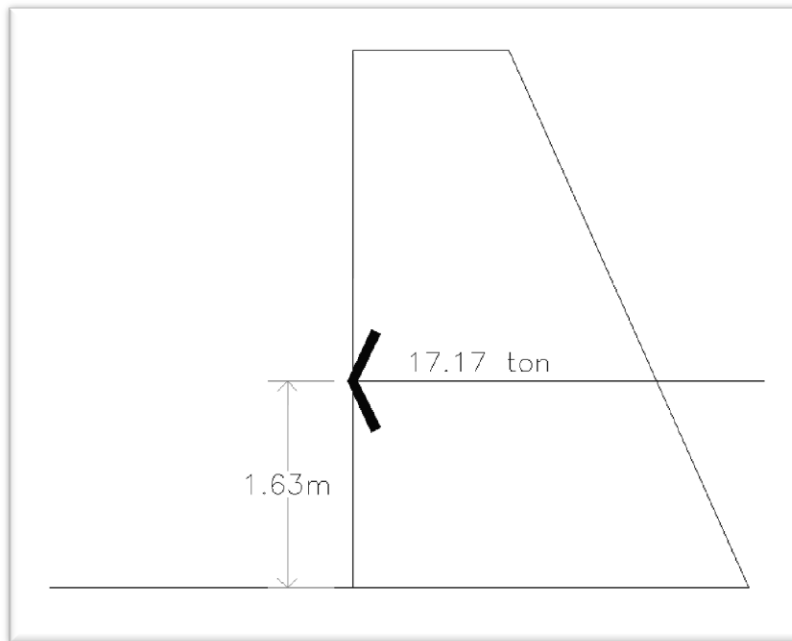


Figura. 32. Representación gráfica de la resultante de empujes.

En base a este esfuerzo el encargado de obra en colaboración del ingeniero estructurista determinará la mejor propuesta de procedimiento constructivo para realizar la excavación así como el diseño de los muros.

III.2.4. Falla General de Fondo de la excavación por cortante.

Dado que durante el proceso de construcción de las estructuras es necesario efectuar una excavación profunda, se podría presentar como la condición más crítica la falla de fondo de la excavación. La revisión de la estabilidad del fondo de la excavación se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$(pv + q)Fc < c_u Nc F_R \dots\dots\dots EC 18$$

Dónde:

Pv Presión vertical total inicial al nivel máximo de excavación obtenida mediante:

$$pv = \gamma Df = 1.1 * 4.0 = 4.40 \text{ ton/m}^2$$

q valor de las presiones de sobrecarga en la superficie, se considera 2.0 ton/m^2 .

Fc Factor de Carga, adimensional igual a 1.4.

c_u cohesión del suelo bajo el nivel de desplante, este valor será igual a

$$c_u = \frac{q_c}{N_K} = \frac{4}{13} = 0.30 \frac{kg}{cm^2} \approx 3.00 \text{ ton/m}^2$$

N_c Coeficiente de capacidad de carga, está en función de la profundidad máxima de excavación;

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_F}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{4.00}{13.74} + 0.25 \frac{13.74}{19.74} \right) = 6.41$$

FR Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70.

Sustituyendo valores en la EC18 tenemos:

$$(4.40 + 2.00)1.4 < 3.00 * 6.41 * 0.70$$

$$12.32 \text{ ton/m}^2 < 13.46 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto no se presenta la falla en el fondo de la excavación.

CONCLUSIONES.

En base a los resultados obtenidos del sondeo con Cono Eléctrico, la interpretación de estos y revisando la cimentación propuesta para las cargas que la superestructura nos exige, se concluye que la cimentación propuesta es la adecuada para el proyecto de departamentos en la zona de Texcoco de Mora; ya que cumple con las Normas Técnicas Complementarias; haciendo de esta una vivienda confiable para su habitabilidad.

En cambio el sondeo con Cono Eléctrico es un método el cual nos permite determinar la estratigrafía del suelo que se desea conocer, es un método de fácil ejecución y las correlaciones para su interpretación son más confiables al pasar los años sin embargo no podemos determinar con mayor precisión las características mecánicas del suelo es por ello que se recomienda trabajar a la par con otro tipo de sondeo que nos permita recuperar muestras inalteradas, para poder determinar en el laboratorio las características exactas del suelo en estudio.

El cono eléctrico es una herramienta de gran precisión y de fácil uso, no obstante, debe calibrarse continuamente para asegurar valores confiables; es recomendable que se realice esta calibración cada 2 meses o cada 10 sondeos puesto que la temperatura influye en el cono de manera significativa, antes de iniciar el sondeo se debe verificar que el termómetro marque 0°, cabe mencionar que si la temperatura es menor al 10% del máximo de la medición, la información será válida, de otra forma, se obtendrán datos erróneos.

Recordemos que el sondeo con Cono Eléctrico es de gran utilidad para suelos muy blandos: teniendo la limitante de utilizarlo en suelos duros o con grava, es por ello importante que el personal a cargo de la ejecución de la prueba este calificado y certificado puesto que los pequeños descuidos en la operación fácilmente provocan errores obteniendo así datos inexactos.

BIBLIOGRAFÍA

(CFE), C. F. (2008). *MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR SISMO (MDOC DS_2008)*. Cd de Mexico.

(INEGI), I. N. (2013). *dd_Geologicos*. Recuperado el 2013, de <http://gaia.inegi.org.mx/mdm5/viewer.html>

COVITUR. (s.f.). *Antecedentes Geológicos*.

EXPLORACIÓN DE SUELOS Métodos directos e indirectos, M. y. (Noviembre 12 de 2012). Enrique Santoyo Villa. Acapulco, México.: SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA, A.C. (SMIG).

FEDERAL, A. P. (6 de Octubre 2004). *NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES*. Cd de Mexico.: GACETA OFICIAL DEL DISTRITO FEDERAL.

GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO. (Noviembre de 2013). *PORTAL OFICIAL DEL ESTADO DE MEXICO*. Recuperado el Noviembre de 2013, de <http://portal2.edomex.gob.mx/edomex/estado/geografiayestadistica/mapainteractivo/index.htm>

Huesca, R. V. (s.f.). *Geología Aplicada*. CECSA.

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR SISMO . (s.f.).

Peck, H. y. (s.f.). *Ingeniería de Cimentaciones*. Limusa.

Rodríguez, J. B. (s.f.). *Mecánica de Suelos. Tomo 2 Teoría de Aplicaciones de Mécanica de Suelos*. Limusa.

Villa, E. S. (s.f.). *El Cono en la Exploración Geotécnica*. Cd de Mexico.: TGC Geotecnia.

Villalaz, C. (s.f.). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Sexta Edición*. Limusa.

Whitlow, R. (s.f.). *Fundamentos de Mecánica de Suelos. Segunda Edición*. CECSA.

ÍNDICE DE FIGURAS Y FOTOGRAFIAS.

Figura. 1. Ubicación Geográfica de Texcoco	iii
Figura. 2. Regionalización del Estado de México.	iv
Figura. 3. Municipios de la región XI. Texcoco.	v
Figura. 4. Carta Acuícola del Estado de México, SEGEM (1999) Programa de Ordenamiento Ecológico del Territorio del Estado de México.	vi
Figura. 5. Carta Topográfica de Texcoco. Orografía.	vii
Figura. 6. Zonificación geotécnica de la ciudad de México.	ix
Figura. 7. Mapa de Periodos de Retorno de la República Mexicana.	x
Figura. 8. Aceleraciones Máximas del terreno.	xi
Figura. 9. Zonificación Sísmica según el MDOC-DS93.	xi
Figura. 10. Zonificación Sísmica del Valle de México.	xiii
Figura. 11. Mapa de Fallas Geológicas del Estado de México.	xiv
Figura. 12. Cono Perdible.	xvii
Figura. 13. Cono Perdible y Recuperable.	xvii
Figura. 14. Conos Mecánicos.	xix
Figura. 15. Identificación de las partes de un Cono Eléctrico.	xx
Figura. 16. Diagrama de Instrumentación.	xxii
Figura. 17. Calibración de las celdas sensibles.	xxiii
Figura. 18. Ejemplos de Gráficas obtenidas con el Cono Eléctrico.	xxiii
Figura. 19. Ejemplo de Desviación Vertical de un Sondeo.	xxv
Figura. 20. Correlación entre Resistencia de Punta y la Compacidad Relativa de Arenas Finas.	xxvii
Figura. 21. Correlación de la Resistencia de Punta y el Ángulo ϕ' de Arenas.	xxvii
Figura. 22. Ubicación del Predio en Estudio.	1
Figura. 23. Corte transversal del Cono Electrico.	5
Figura. 24. Estratigrafía de Planicie Lacustre Cd. de México.	8
Figura. 25. Gráficas de las Subzonas de Cono Eléctrico según COVITUR.	12
Figura. 26. Módulo de compresibilidad volumétrica de arcillas del Valle de México relacionado con su resistencia al Cono Eléctrico.	14
Figura. 27. Alzado del Edificio de Departamentos.	15
Figura. 28. Ubicación de Excentricidades.	16
Figura. 29. Diagrama de asentamientos, Programa Settle 3D.	25
Figura. 30. Estratigrafía para calculo de esfuerzos de masa en reposo.	26
Figura. 31. Superposición de los esfuerzos calculados.	28
Figura. 32. Representación grafica de la resultante de empujes.	29
Fotografía 1. Ejecución de Sondeo con Cono Electrico.	6

ÍNDICE DE TABLAS Y GRAFICAS.

<i>Tabla. 1. Cuerpos de Agua en la Región XI. Texcoco.</i>	<i>vi</i>
<i>Tabla. 2. Principales elevaciones de la Región de Texcoco.</i>	<i>vii</i>
<i>Tabla. 3. Valores de a_0, c, T_a, T_b y r, Estructuras del Grupo A, para distintas Zonas Sísmicas.</i>	<i>xii</i>
<i>Tabla. 4. Valores de los Parámetros para calcular los Espectros de Aceleraciones.</i>	<i>xii</i>
<i>Tabla. 5. Características de los Conos desarrollados en Francia.</i>	<i>xviii</i>
<i>Tabla. 6. Características de los Conos comerciales.</i>	<i>xxi</i>
<i>Tabla. 7. Características de las celdas de Cono Eléctrico.</i>	<i>xxii</i>
<i>Tabla. 8. Coeficientes de correlación N_k para suelos de la Ciudad de México.</i>	<i>xxvi</i>
<i>Tabla. 9. Tabla de Áreas</i>	<i>2</i>
<i>Tabla. 10. Cargas Estructurales.</i>	<i>2</i>
<i>Tabla. 11. Propiedades de la Subzona de Lago Virgen. COVITUR</i>	<i>13</i>
<i>Tabla. 12. Valores del Coeficiente N_k para la Cd. De México.</i>	<i>13</i>
<i>Tabla. 13. Cargas Estructurales.</i>	<i>15</i>
<i>Tabla. 14. Esfuerzos Máximos en el Predio.</i>	<i>16</i>
<i>Tabla. 15. Momentos de Volteo por Cargas Gravitacionales.</i>	<i>17</i>
<i>Tabla. 16. Datos obtenidos con el programa Settle</i>	<i>25</i>
<i>Tabla. 17. Calculo de presiones efectivas.</i>	<i>27</i>
<i>Tabla. 18. Dterminación del empuje resultante.</i>	<i>28</i>
<i>Grafica 1. Resultados de Cono Electrico.</i>	<i>7</i>
<i>Grafica 2. Características Estratigráficas del sitio en estudio.</i>	<i>11</i>

ANEXOS

ANEXO A.....PLANOS ARQUITECTONICOS

ANEXO B.....CORRIDA PROGRAMA SETTLE 3D

ANEXO C.....VALORES DE FACTOR DE FORMA SEGÚN EGOROV

ANEXO A



SEMINARIO DE DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES

ESPECIFICACIONES

NOTAS GENERALES

Deberan respetarse todos los paños y niveles del proyecto arquitectónico, en caso de duda se consultara a la supervisión arquitectónica y estructural.
Los detalles no estan a escala.
El constructor esta obligado a conocer, respetar y poner en practica las disposiciones constructivas que estipula el Reglamento de Cons. para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.
NOTAS DE MATERIALES
Concreto de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, clase 1 Portlan marca Cruz Azul
Revenimiento 10cm, agregado maximo de 3/4
Acero de refuerzo grado duro de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

SIMBOLOGIA

n.p.t.	NIVEL DE PISO TERMINADO
—	INDICA CAMBIO DE NIVEL EN PISO
—	INDICA CAMBIO DE PLAFON O LOSA

Proyecto:
DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACION COMPENSADA A PARTIR DE RESULTADOS DE COND ELECTRICO

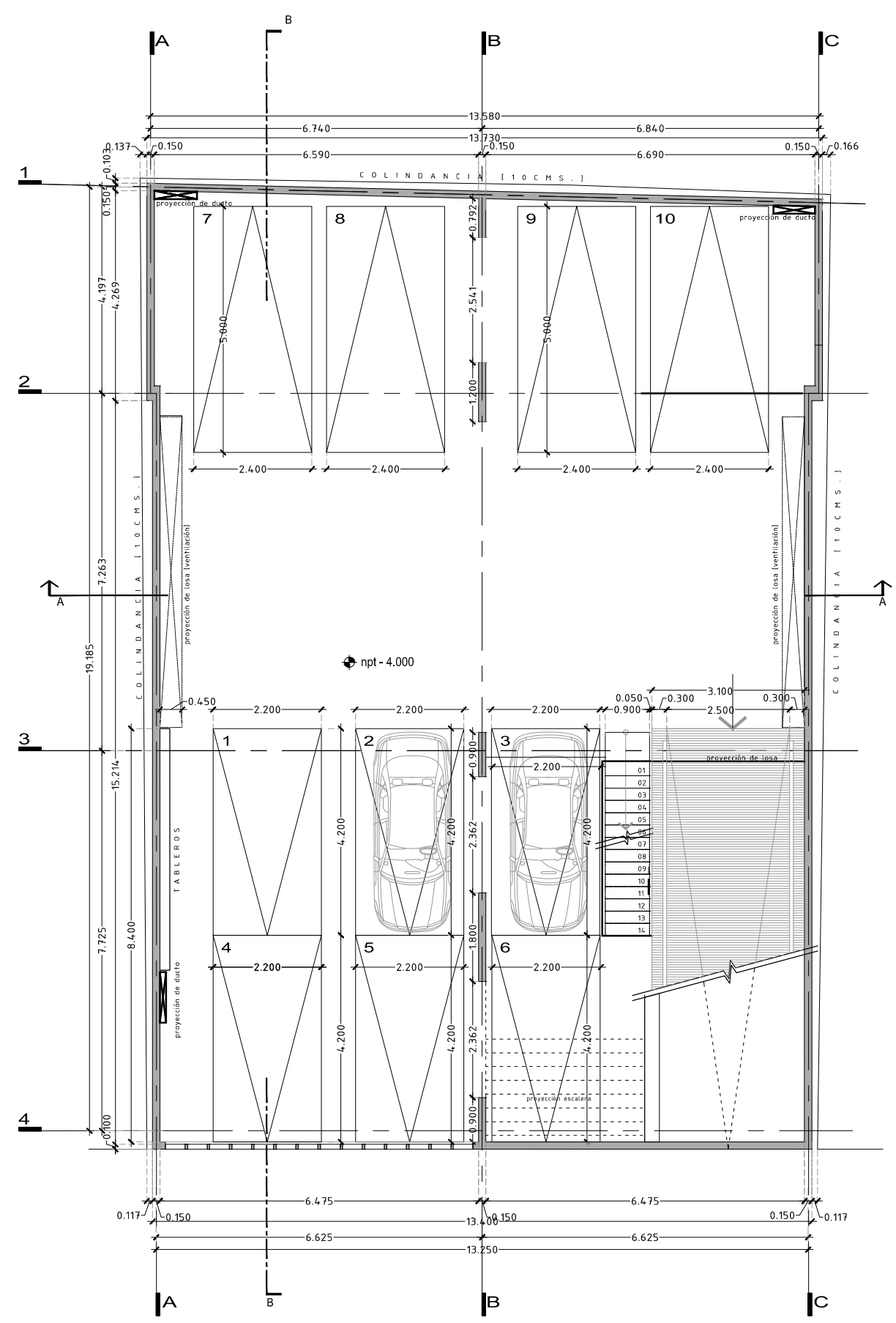
Plano:
PLANTAS ARQUITECTONICAS

Equipo B:
**GUTIERREZ NAVARRO HILDA JESSICA
ISLAS GARCIA VICTOR MANUEL**

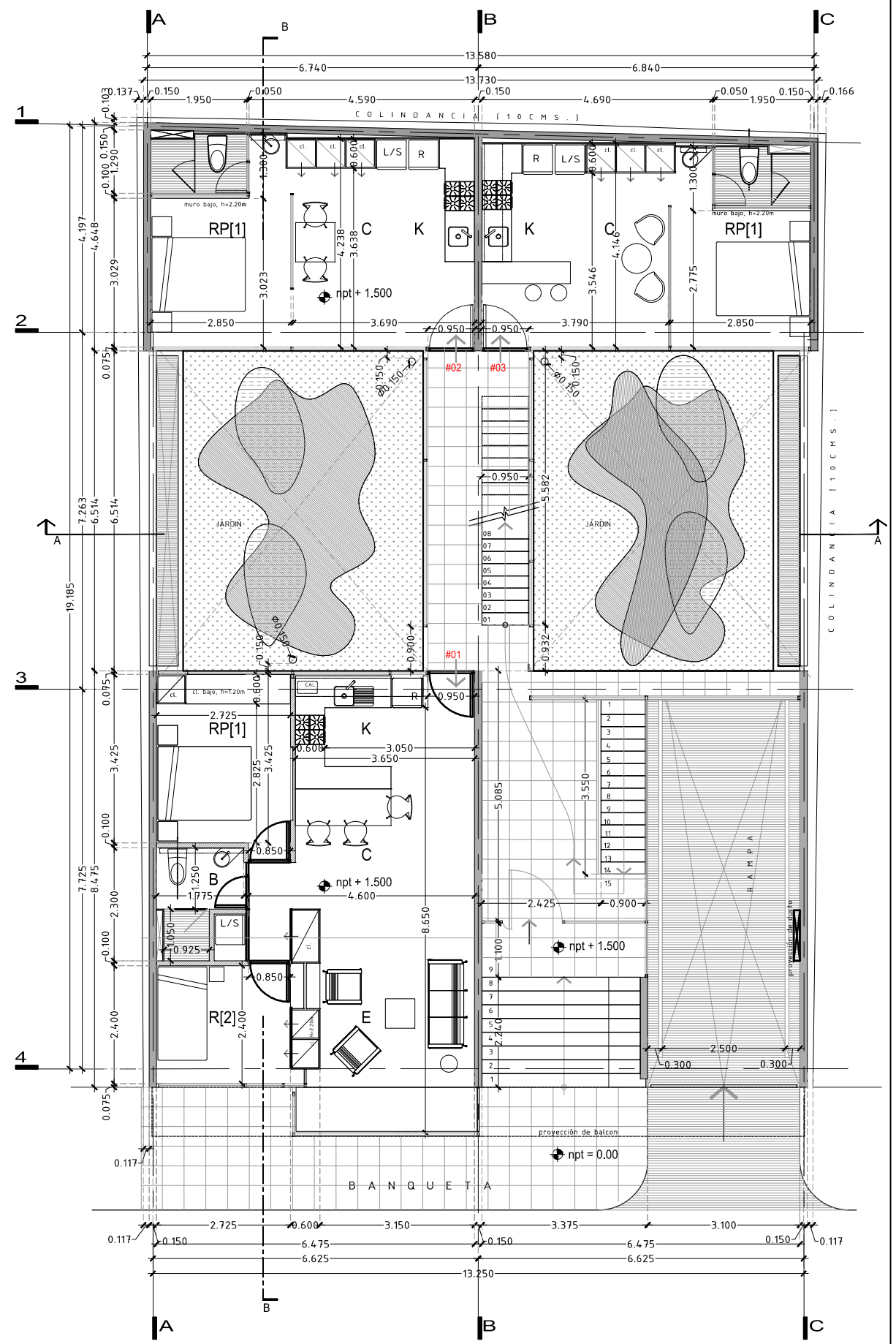
Fecha:
NOVIEMBRE 2013

Escala:
1:50

Clave:
A-1



[NIVEL ESTACIONAMIENTO]



[NIVEL 1]

ANEXO A



SEMINARIO DE DISEÑO
GEOTECNICO
DE CIMENTACIONES

ESPECIFICACIONES

NOTAS GENERALES

Deberán respetarse todos los paños y niveles del proyecto arquitectónico, en caso de duda se consultara a la supervisión arquitectónica y estructural.
Los detalles no están a escala.
El constructor está obligado a conocer, respetar y poner en práctica las disposiciones constructivas que estipula el Reglamento de Cons. para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.
NOTAS DE MATERIALES
Concreto de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, clase 1 Portland marca Cruz Azul
Revenimiento 10cm, agregado máximo de 3/4
Acero de refuerzo grado duro de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

SIMBOLOGIA

- MUEL DE PISO TERMINADO
- MUEL CUERPO DE MUEL, CU PISO
- MUEL CUERPO DE PLANTA O LUNA

Proyecto:
DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACION COMPENSADA A PARTIR DE RESULTADOS DE COND ELECTRICO

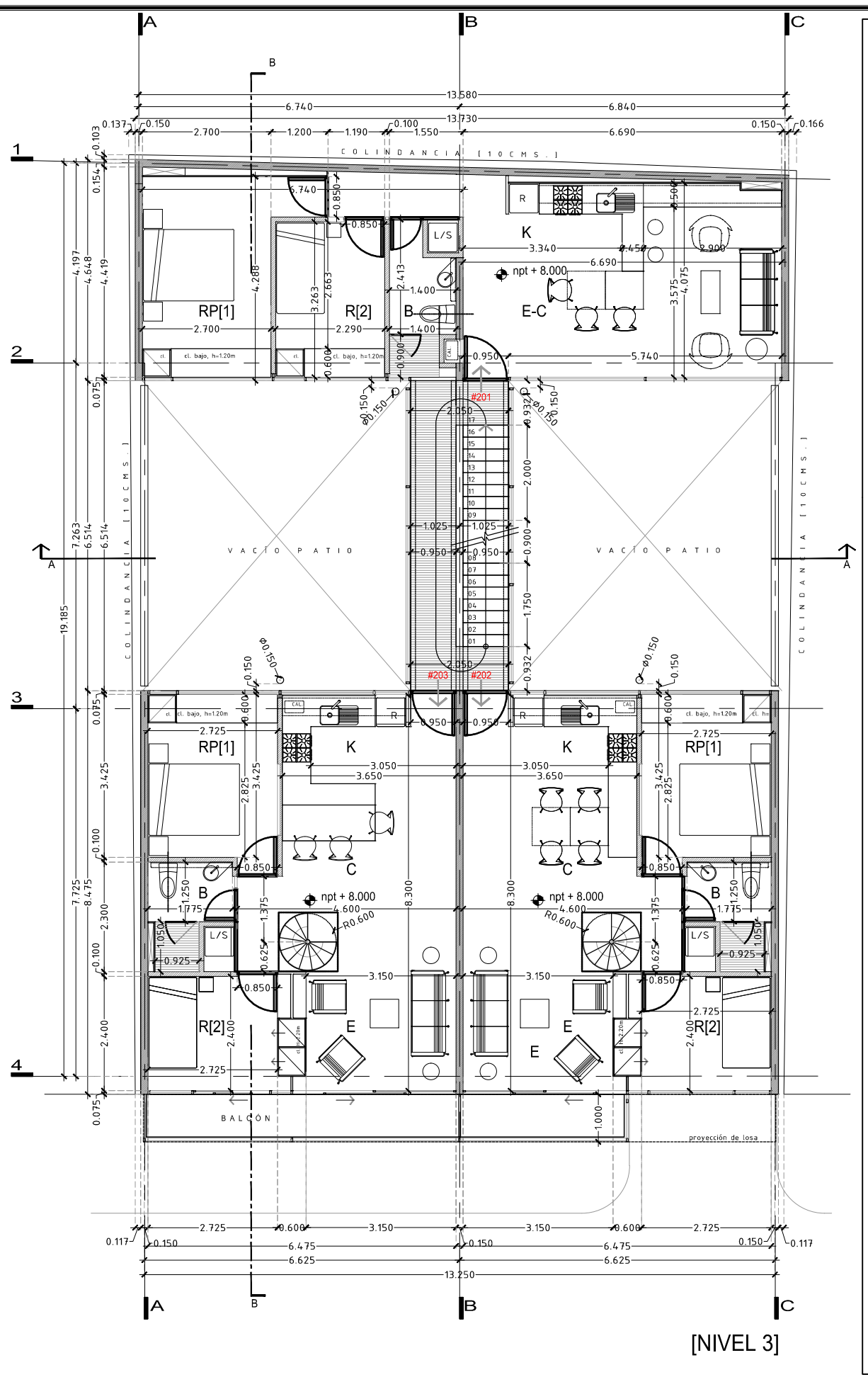
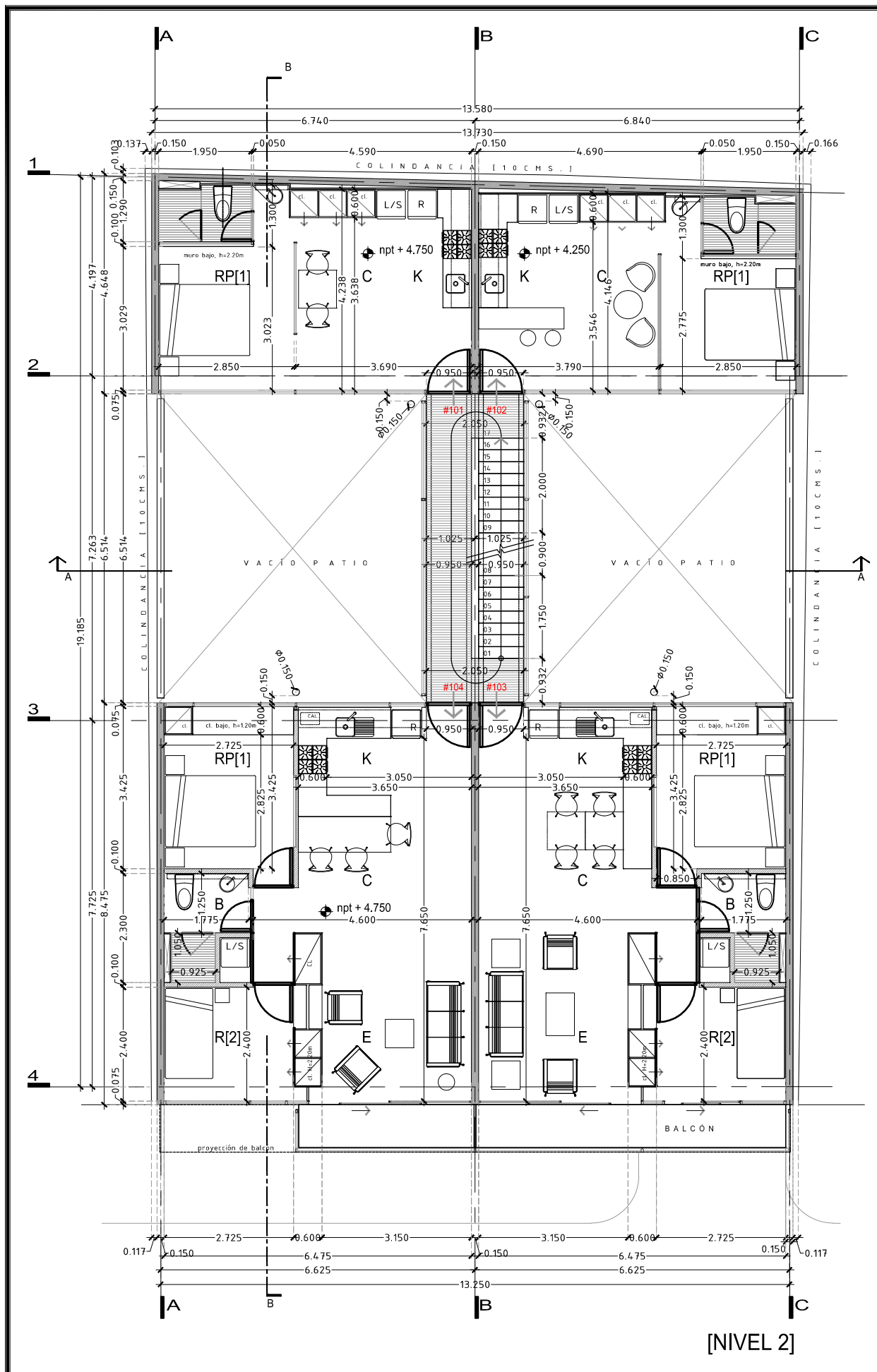
Plano:
PLANTAS ARQUITECTONICAS

Equipo B:
GUTIERREZ NAVARRO HILDA JESSICA
ISLAS GARCIA VICTOR MANUEL

Fecha:
NOVIEMBRE 2013

Escala:
1:50

Clave:
A-2



[NIVEL 2]

[NIVEL 3]

ANEXO A



SEMINARIO DE DISEÑO
GEOTECNICO
DE CIMENTACIONES

ESPECIFICACIONES

NOTAS GENERALES

Deberán respetarse todos los paños y niveles del proyecto arquitectónico, en caso de duda se consultara a la supervisión arquitectónica y estructural.

Los detalles no están a escala.²

El constructor está obligado a conocer, respetar y poner en práctica las disposiciones constructivas que estipula el Reglamento de Cons. para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.

NOTAS DE MATERIALES

Concreto de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, clase 1 Portland marca Cruz Azul.
Revoque 10cm., agregado máximo de 3/4.
Acero de refuerzo grado duro de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

SIMBOLOGIA

- n.p.t. NIVEL DE PISO TERMINADO
- INDICA CAMBIO DE NIVEL EN PISO
- INDICA CAMBIO DE PLAFON O LOSA

Proyecto:
DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACION COMPENSADA A PARTIR DE RESULTADOS DE COND ELECTRICO

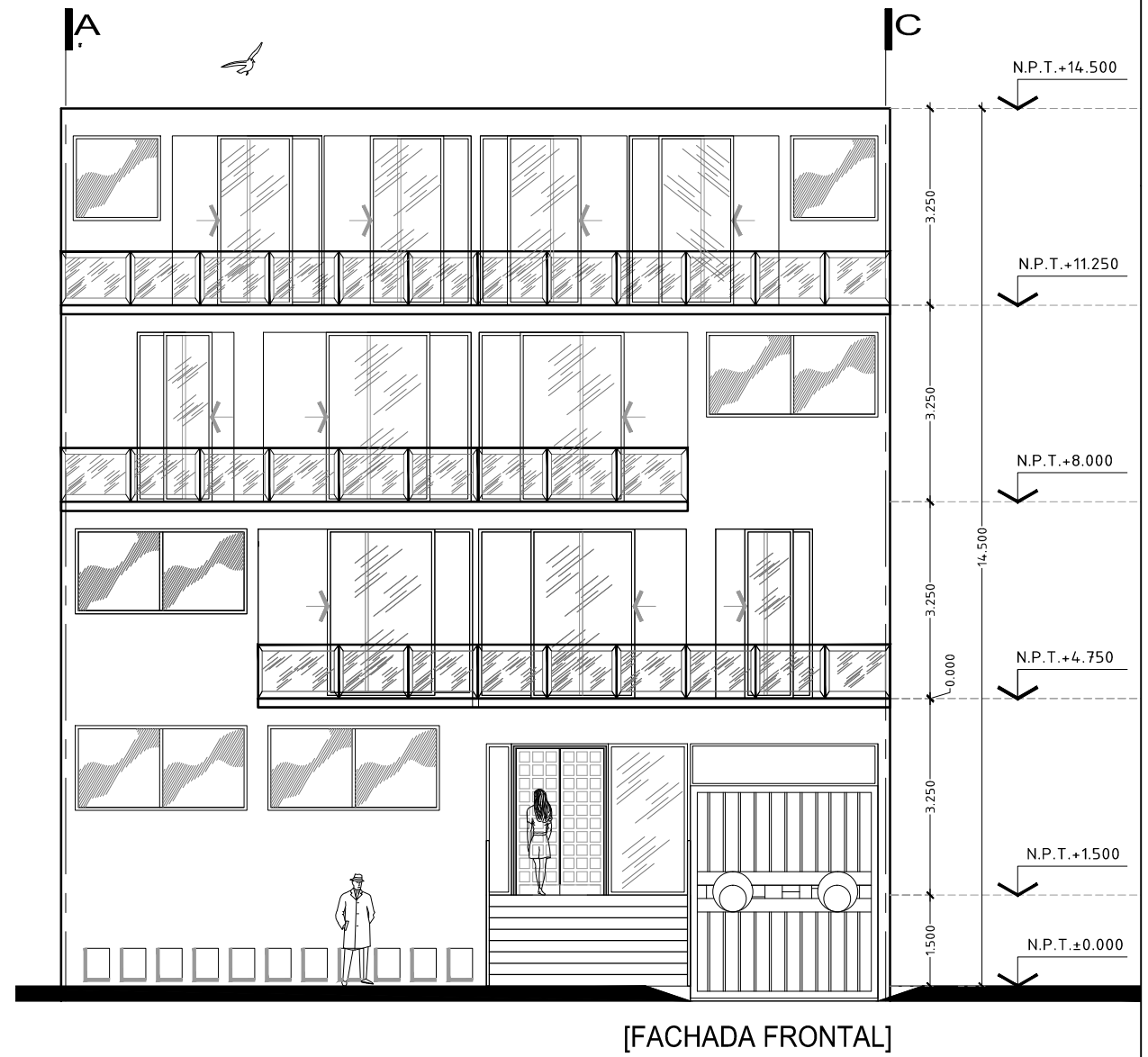
Plano:
PLANTA Y FACHADA ARQ.

Equipo B:
GUTIERREZ NAVARRO HILDA JESSICA
ISLAS GARCIA VICTOR MANUEL

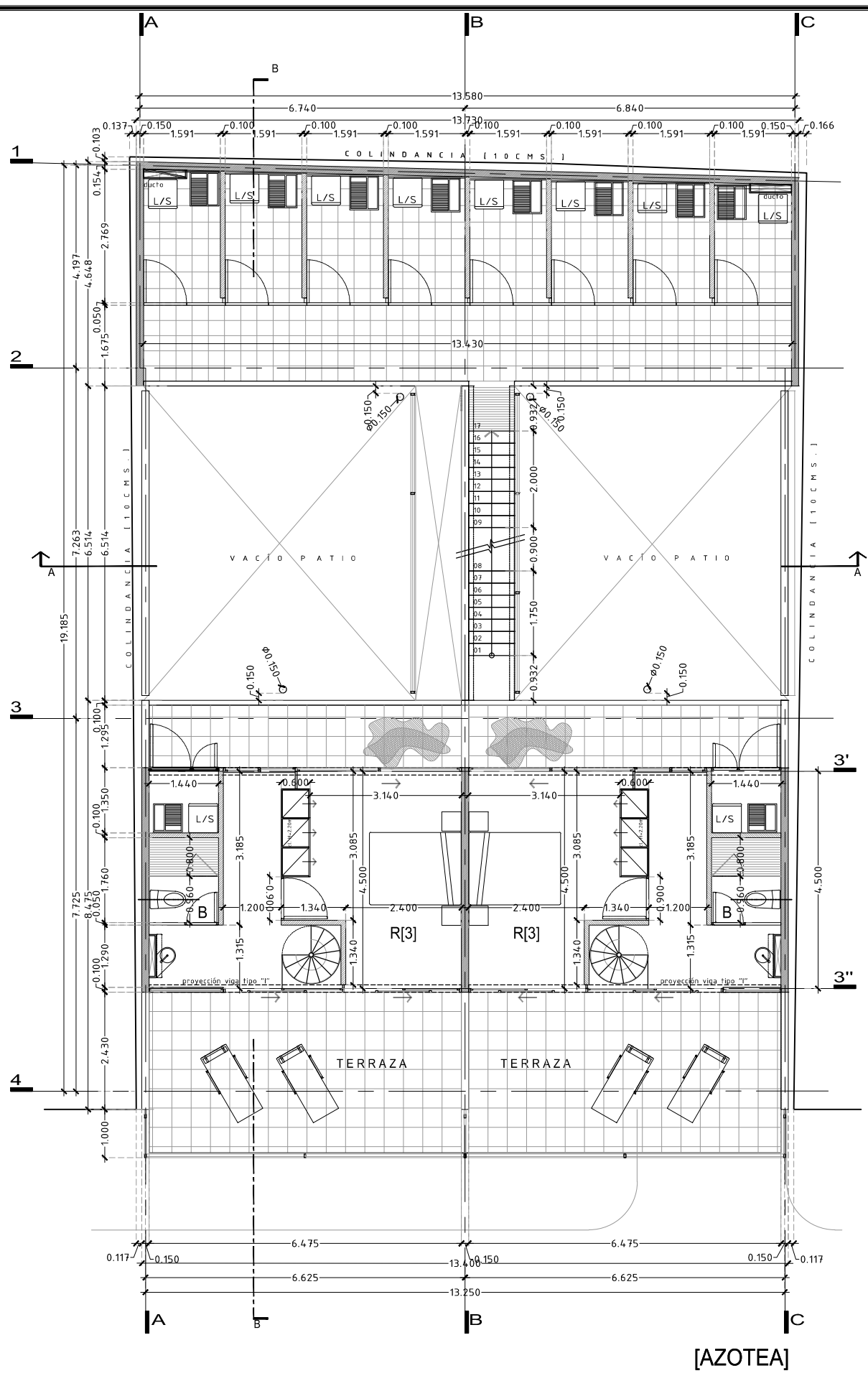
Fecha:
NOVIEMBRE 2013

Escala:
1:50

Clave:
A-3



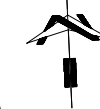
[FACHADA FRONTAL]



[AZOTEA]

ANEXO A

NORTE:



LOCALIZACION:



SEMINARIO DE DISEÑO
GEOTECNICO
DE CIMENTACIONES

ESPECIFICACIONES

NOTAS GENERALES

Deberan respetarse todos los paños y niveles del proyecto arquitectónico, en caso de duda se consultara a la supervisión arquitectónica y estructural.
Los detalles no están a escala.
El constructor está obligado a conocer, respetar y poner en práctica las disposiciones constructivas que estipula el Reglamento de Cons. para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.

NOTAS DE MATERIALES
Concreto de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, clase 1 Portland marca Cruz Azul
Revoque 10cm., agregado máximo de 3/4
Acero de refuerzo grado duro de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

SIMBOLOGIA

- MUEL DE PISO TERMINADO
- MUEL SIN MUEL DE PISO
- MUEL SIN MUEL DE PISO Y LUNA

Proyecto:
DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACION COMPENSADA A PARTIR DE RESULTADOS DE COND ELECTRICO

Plano:
CORTE TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL

Equipo B:
GUTIERREZ NAVARRO HILDA JESSICA
ISLAS GARCIA VICTOR MANUEL

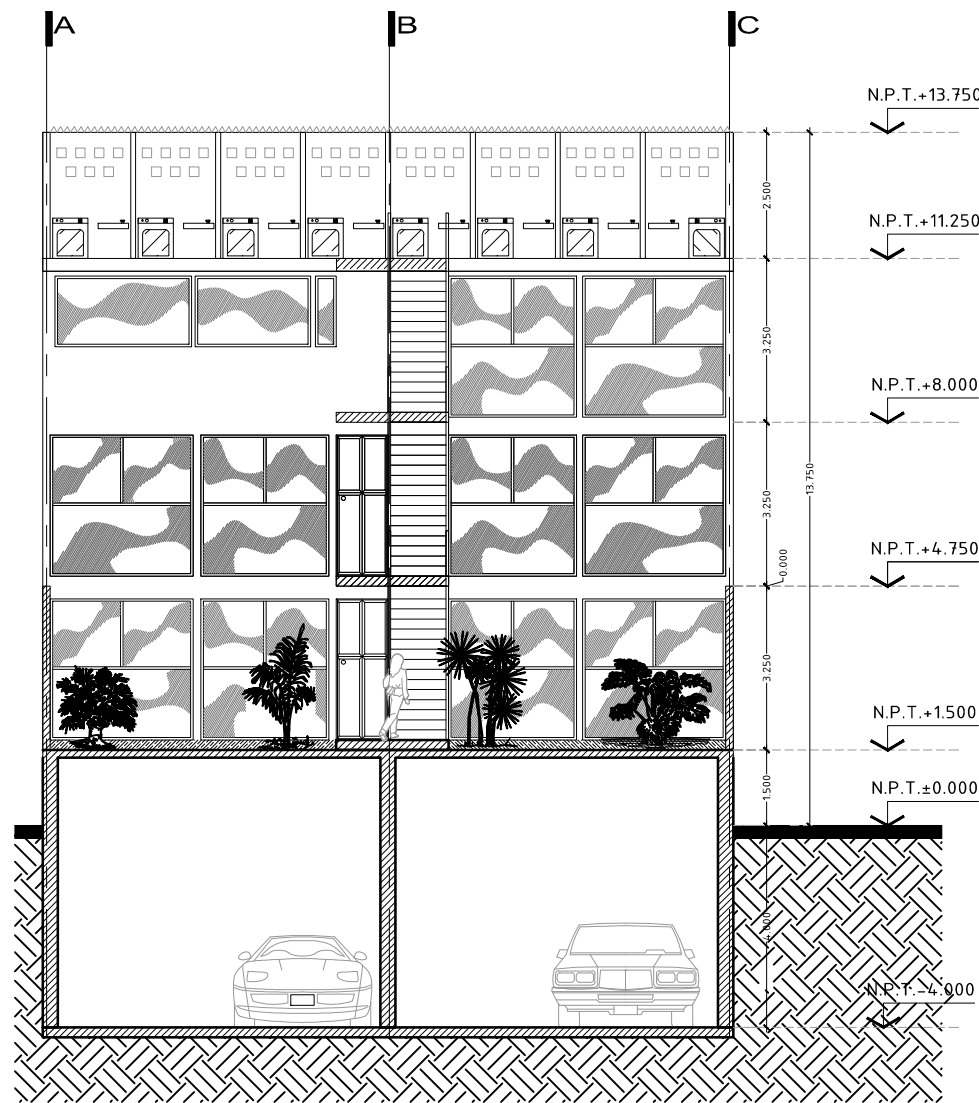
Fecha:
NOVIEMBRE 2013

Clave:

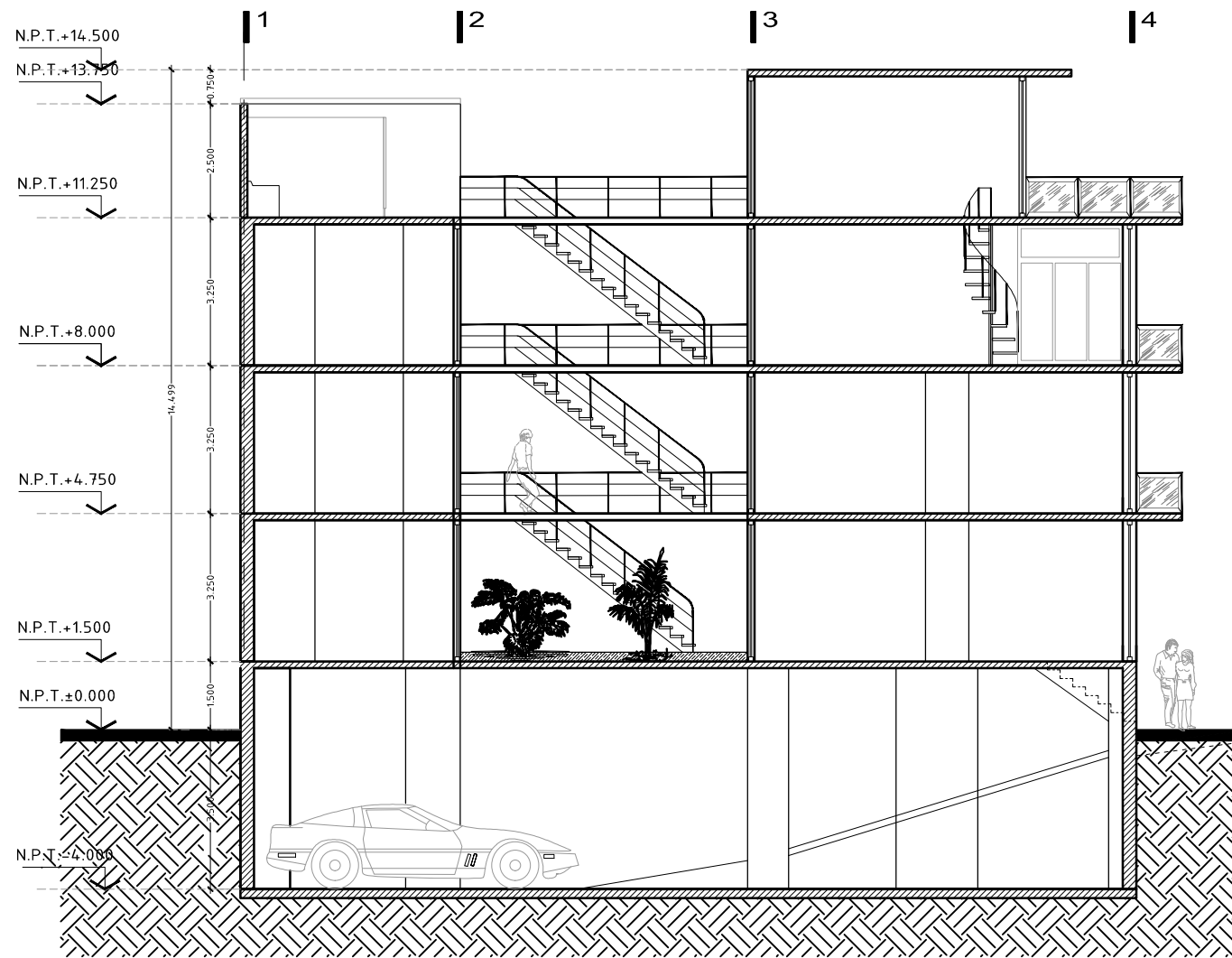
Escala:
1:50

Acotación:
MTR

A-4



[CORTE TRANSVERSAL A-A']



[CORTE LONGITUDINAL B-B']

ANEXO B

Settle3D Analysis Information

Project Settings

Document Name: CIMENTACION COMPENSADA.s3z
Date Created: 01/11/2013, 12:30:44 p.m. Stress
Computation Method: Boussinesq Groundwater method:
Water Table Water Unit Weight: 1.0003 tonnes/m³ Depth
to water table: 3.5 [m]

Stage Settings

Stage #	Name
1	Stage 1

Results

Time taken to compute: 0.437848 seconds

Stage: Stage 1

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [cm]	0	4.90181
Consolidation Settlement [cm]	0	3.98042
Immediate Settlement [cm]	0	0.921393
Loading Stress [tonnes/m ²]	0	0.1
Effective Stress [tonnes/m ²]	-0	7.49817
Total Stress [tonnes/m ²]	0	44.0091
Total Strain	-0	0.003325
Pore Water Pressure [tonnes/m ²]	0	36.511
Degree of Consolidation [%]	0	100
Pre-consolidation Stress [tonnes/m ²]	0.1925	7.49639
Over-consolidation Ratio	1	1
Void Ratio	0	0
Hydroconsolidation Settlement [cm]	0	0

Loads

1. Rectangular Load

Length: 13.74 m Width:
19.74 m Rotation angle: 0
degrees Load Type:
Flexible Area of Load:
271.228 m² Load: 0.1
tonnes/m² Depth: 4 m
Installation Stage: Stage 1

Coordinates

X [m]	Y [m]
4.415	0.176
18.155	0.176
18.155	19.916
4.415	19.916

Empirical Results

Load 1

Modified Schmertmann: Yes Consider Time
Dependent Settlement: Yes

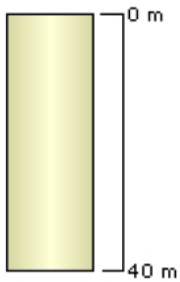
Schmertmann Method	Thickness [m]	qc [tonnes/m ²]	Unit Weight [tonnes/m ³]	Sat. Unit Weight [tonnes/m ³]
Layer 1	40	1000	1.1	1.835

Settlement Results


Schmertmann [cm]
Stage 1 0

Soil Layers

Layer #	Type	Thickness [m]	Depth [m]
1	ESTRATO 1 ARCILLAS BLANDAS	40	0



Soil Properties

Property	ESTRATO 1 ARCILLAS BLANDAS
Color	
Unit Weight [tonnes/m ³]	1.1
Saturated Unit Weight [tonnes/m ³]	1.1
Immediate Settlement	Enabled
Es [tonnes/m ²]	160
Esur [tonnes/m ²]	160
Primary Consolidation	Enabled
Material Type	Linear
mv [m ² /tonnes]	0.027
mvur [m ² /tonnes]	0.027

ANEXO C

