



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO
MEXICO
УНИВЕРСИТЕТ
НАЦИОНАЛЬНОЙ
АУТОНОМНОЙ
МЕКСИКИ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
CAMPUS ARAGÓN

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

DUARTE COLORADO JAVIER IRAI

ASESOR DE TESIS:

ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



FES Aragón

Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A mis padres

Sabiendo que jamás existirá una forma de corresponder y agradecer toda una vida de sacrificios y esfuerzos les doy las gracias por estar a mi lado y brindarme todo su apoyo. Esta meta alcanzada también es suya.

A mi hermana Kenia

Gracias por estar a mi lado en momentos de gran de felicidad y de tristeza.

Al ingeniero Gabriel Álvarez Bautista

Le agradezco su amistad y el conocimiento brindado para esta tesis.

A la FES Aragón, UNAM

Por darme la oportunidad de recibir la formación como ingeniero civil.

Por exigirme cada día lo mejor de mí.

Y sobre todo porque ha hecho que mi carrera sea una de las mayores pasiones en mi vida.

Una mención especial a mis primos Pablo, Tanis, Leovaldo, Lauro, Jualino, Carlos y a mi amigo Erik quienes lamentablemente ya no están con nosotros, siempre los recordare.



“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

1. ANTECEDENTES DEL PROYECTO.....	5-16
2. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Y ENSAYOS DE LABORATORIO.....	17-27
3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA DEL SUELO.....	28-33
4. DISEÑO GEOTÉCNICO.....	34-58
5. PROCESO CONSTRUCTIVO Y DE PROTECCIÓN A COLINDANCIAS.....	59-80
6. INSTRUMENTACIÓN.....	81-83
7. CONCLUSIONES.....	84-88

REFERENCIAS

INTRODUCCIÓN

Este trabajo tiene como finalidad proporcionar un desglose de los puntos centrales que se desarrollan en un estudio o informe geotécnico que determinara la cimentación más adecuada para una edificación y el aseguramiento de sus colindancias todo esto a partir de los estudios de exploración geotécnica. Todas las hipótesis y ecuaciones que se presentan en este documento se sustentan en las Normas Técnicas Complementarias 2004.

La ciudad de México se encuentra situada en llanuras lacustres que a su vez se encuentra rodeado por altas montañas como resultado de esta variante en la estratigrafía de la ciudad de México se a zonificado en tres grandes áreas (zona 1) de Lomas, (zona 2) Transición y (zona 3) Lago, cada una de estas tiene características propias y definidas. Para este proyecto la zona de desplante se encuentra en la zona 1 de lomas, donde se encontraron suelos de alta resistencia con terrenos compactos arenas-limos, con alto contenido de gravas, bien cementadas.

En general la zona de lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de las estructuras: La capacidad de carga del terreno es alta.

Es imposible pensar en una exploración geotécnica en la que no haya ensayos de laboratorio estos ensayos son esenciales para el diseño y construcción de una cimentación, es por ello que la ejecución correcta de esta exploración geotécnica y de los ensayos de laboratorio es esencial, una falla en el equipo o un error del operador y supervisor puede sin duda desencadenar que se obtengan datos erróneos, es por ello que se hace énfasis en la supervisión estricta en los sondeos y estudios geotécnicos para obtener resultados certeros.

Este documento presentará la descripción estratigráfica del suelo donde se realizara la edificación del edificio en cuestión. El diseño geotécnico que dará solución a la cimentación es el más viable, seguro y económico, para este proyecto, la cimentación consiste en pilas que se juzgan podrán lograr una correcta transmisión de las cargas de la estructura al suelo y anclas que servirán como sistema de protección a colindancias.

La protección de colindancias mediante un sistema de anclaje, tiene como fin asegurar la seguridad de la excavación, el proceso constructivo de este anclaje es importante pues debe hacerse con calidad y con un costo viable al igual que todo sistema constructivo se debe de contar con una supervisión de obra que asegure la correcta instalación de las anclas y el cumplimiento de las normas técnicas de construcción vigentes.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

Un punto importante que se aborda en este documento es la instrumentación que es el proceso por el cual se busca verificar el comportamiento de la masa de suelo para poder determinar futuras deformaciones, desplazamientos e inestabilidades que de no ser examinadas y previstas de forma correcta podrían poner en peligro la estabilidad de la edificación y la seguridad de la misma.

El objetivo principal de las cimentaciones es transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable y con asentamientos tolerables durante su vida útil.¹

El diseño de la cimentación debe considerarse y cumplir con dos importantes factores.

- 1) Seguridad: La cimentación debe ser capaz de soportar las cargas máximas que se puedan presentar en la vida útil de la estructura.
- 2) Funcionalidad: La cimentación propuesta debe de cumplir con la función para cual fue diseñada esto significa que no deben presentarse deformaciones que excedan los límites permisibles y que el deterioro en su vida útil debe ser mínimo.

Para el presente estudio se revisaran los siguientes aspectos geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto:

- Asentamientos a largo plazo que resulten inferiores a los permitidos por el Reglamento de Construcciones.
- Evaluación de posible falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Valoración de las tensiones en la cimentación.

Finalmente en las conclusiones de este documento se expondrán una serie de recomendaciones y notas que deben ser atendidas para asegurar el correcto funcionamiento de la cimentación y la protección de colindancias.

1.- Manuel de cimentaciones profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos Valle de Bravo No. 19, Col. Vergel de Coyoacán, 14340 México, D.F., MÉXICO.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

1.- ANTECEDENTES DEL PROYECTO

1.1.- Localización

Proyecto a edificar se encuentra en la Calle de Tiziano #69, Colonia Alfonso XIII, Delegación Álvaro Obregón, Ciudad de México. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

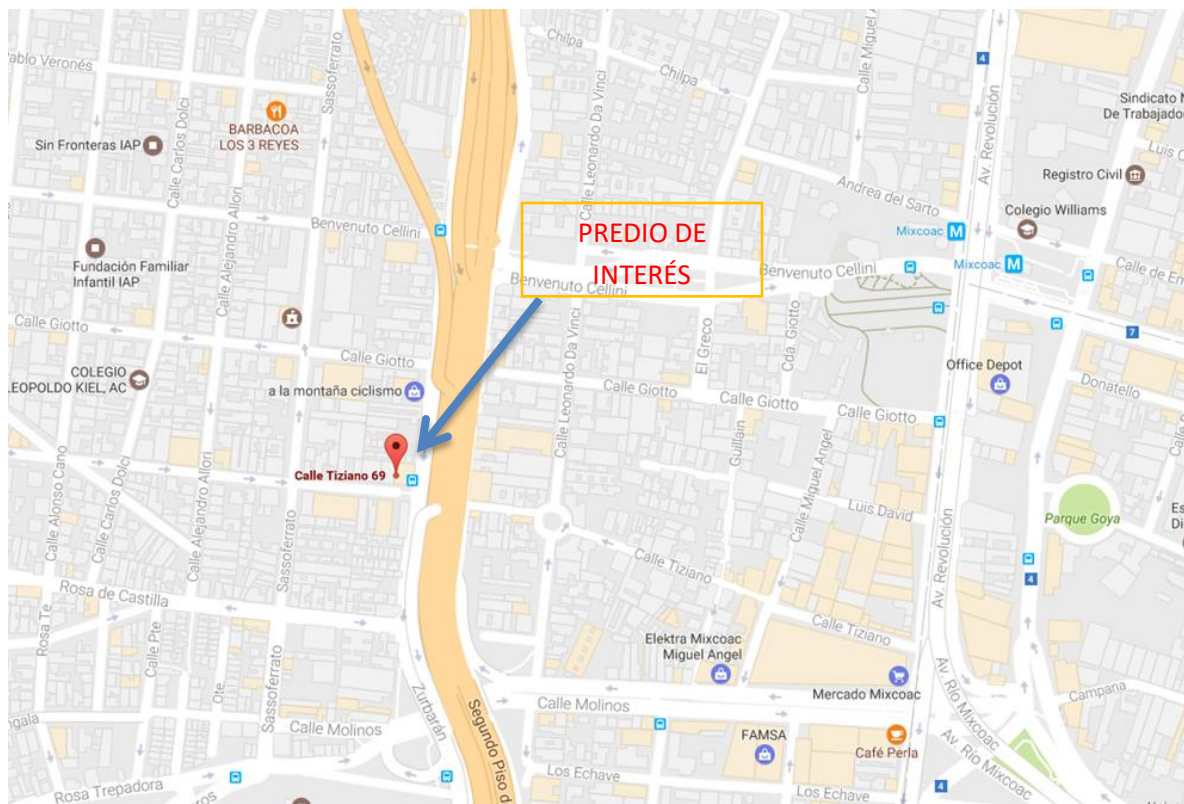
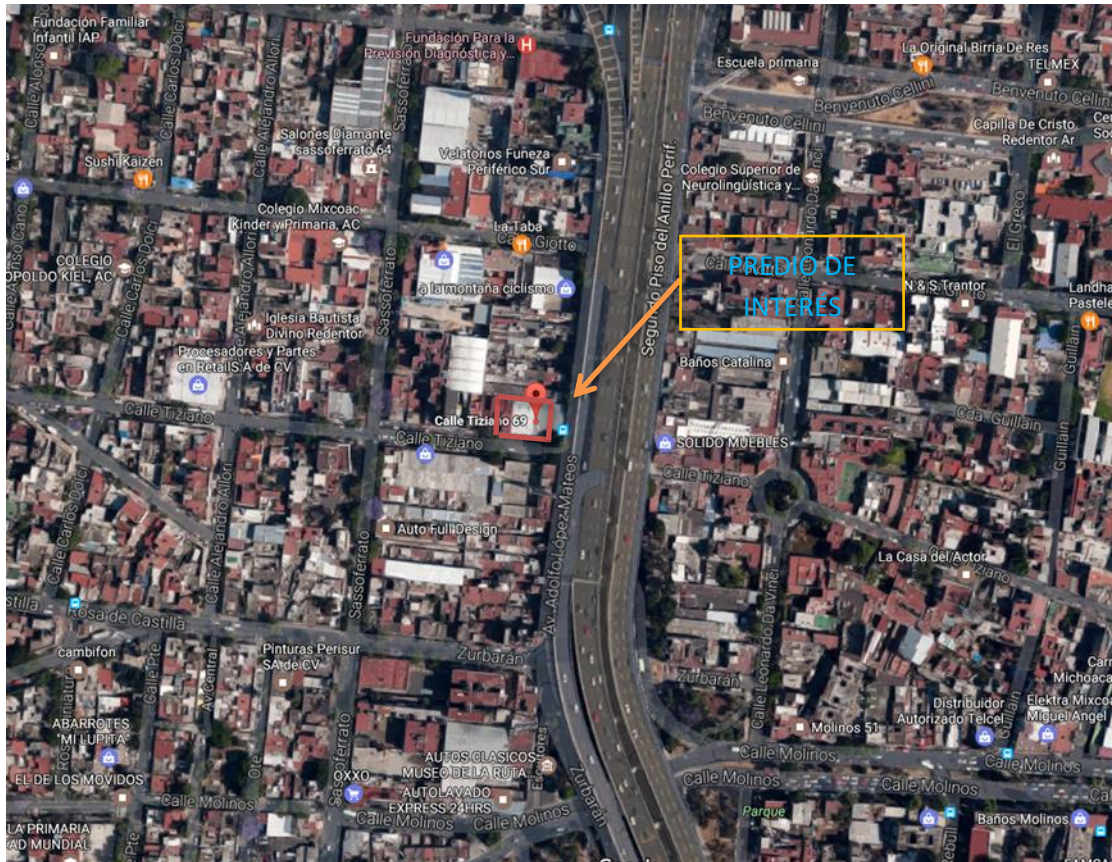


FIGURA 1.- UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERÉS

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”



FOTOGRAFÍA AÉREA DEL PREDIO DE INTERÉS

1.2.- Topografía

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 514 m² aproximadamente. En este se encuentra desplantada una estructura de tipo nave industrial de doble altura, que es usada como salón de eventos sociales. La configuración del terreno en general es plana.

1.3.- Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por cuatro sótanos, planta baja, y catorce niveles superiores para departamentos.

En las figuras 2A a 2E se muestran el sembrado de las plantas arquitectónicas del proyecto, y de los sótanos para estacionamientos, y en la figura 3A a 3B se presentan un corte longitudinal y fachada del proyecto considerado.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

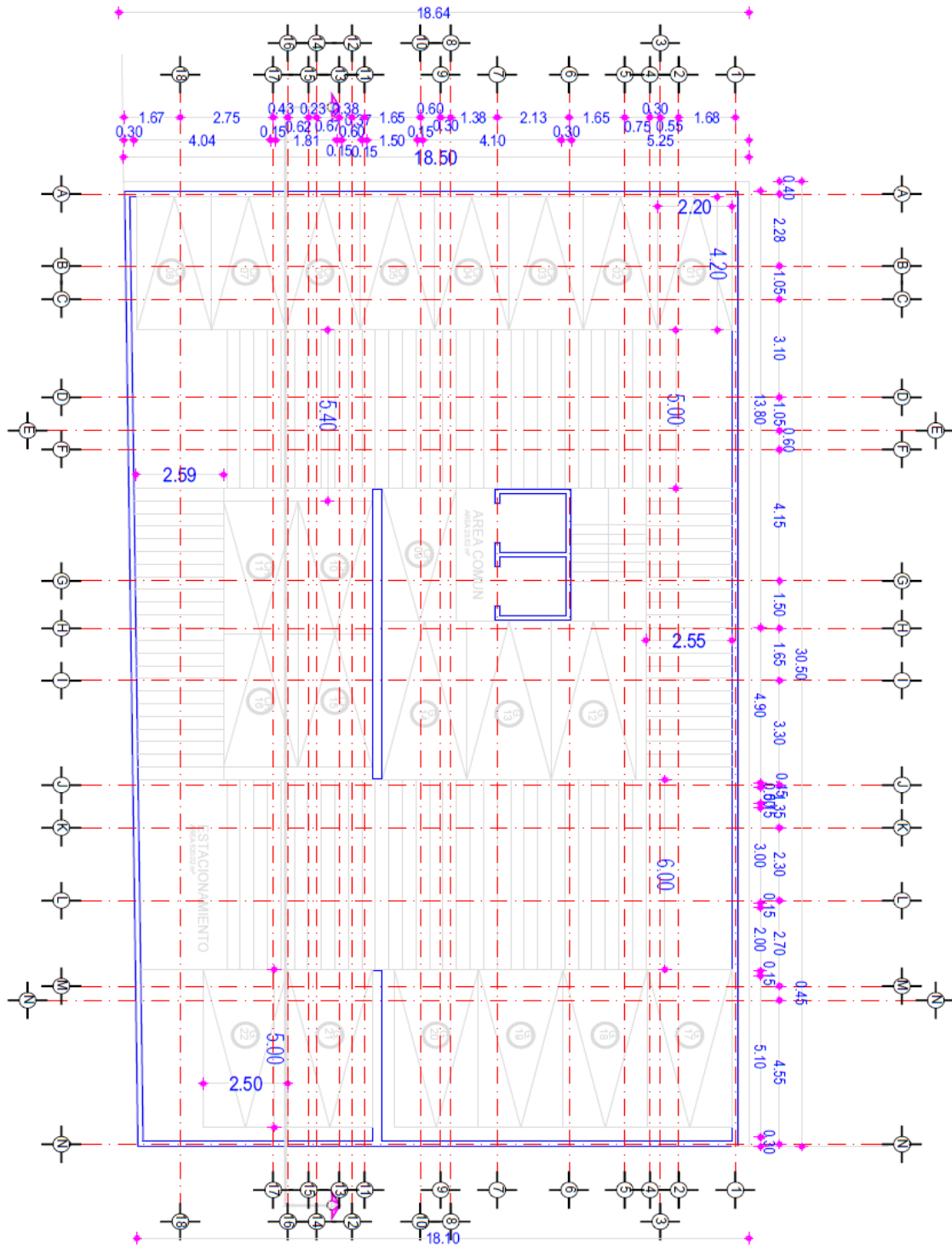


FIGURA 2A.- PLANTA ARQUITECTÓNICA TIPO SÓTANO 1 – 4

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

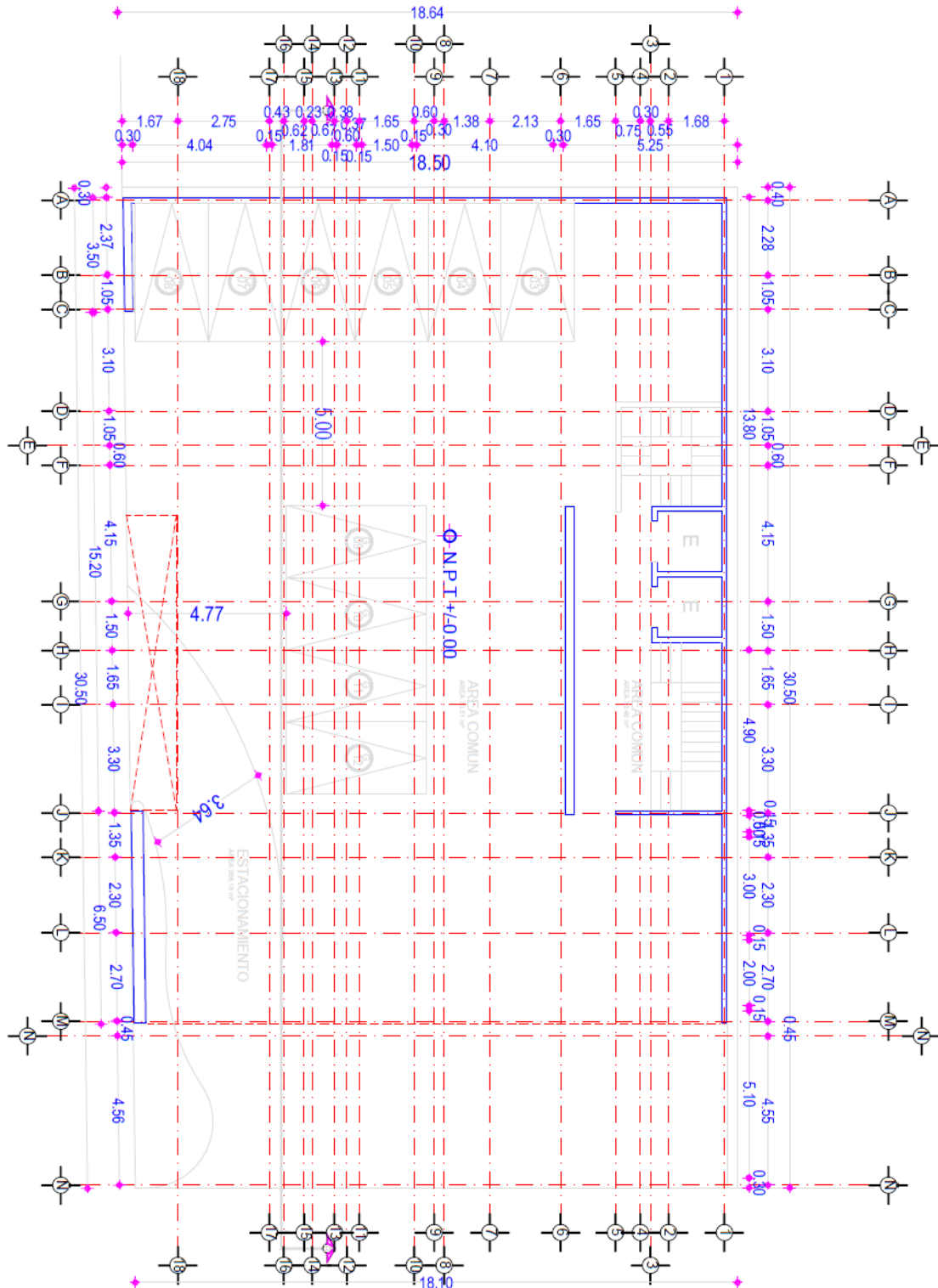
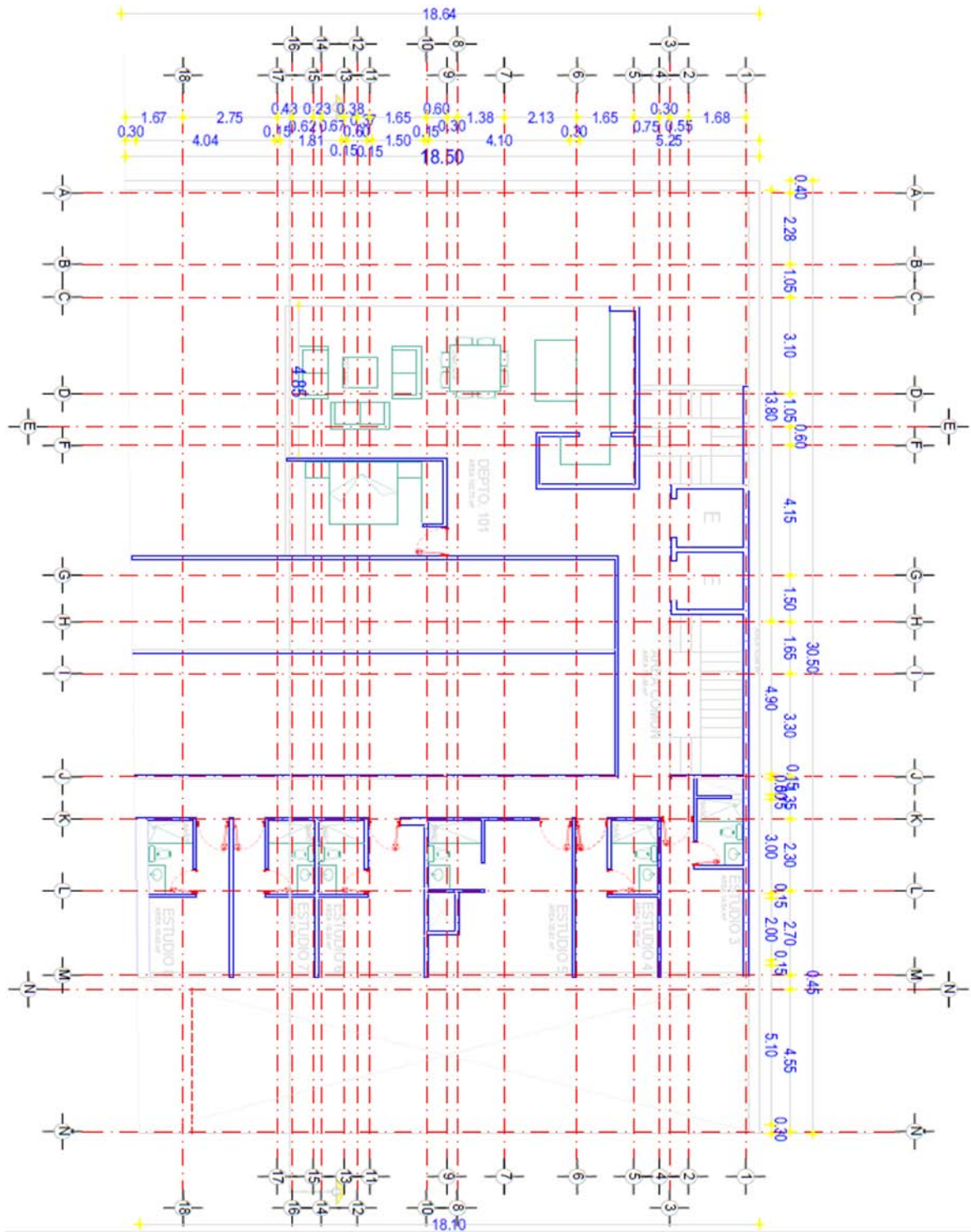


FIGURA 2B.- PLANTA BAJA

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”



2C.- PLANTA ARQUITECTÓNICA TIPO 1 NIVEL 1-3

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

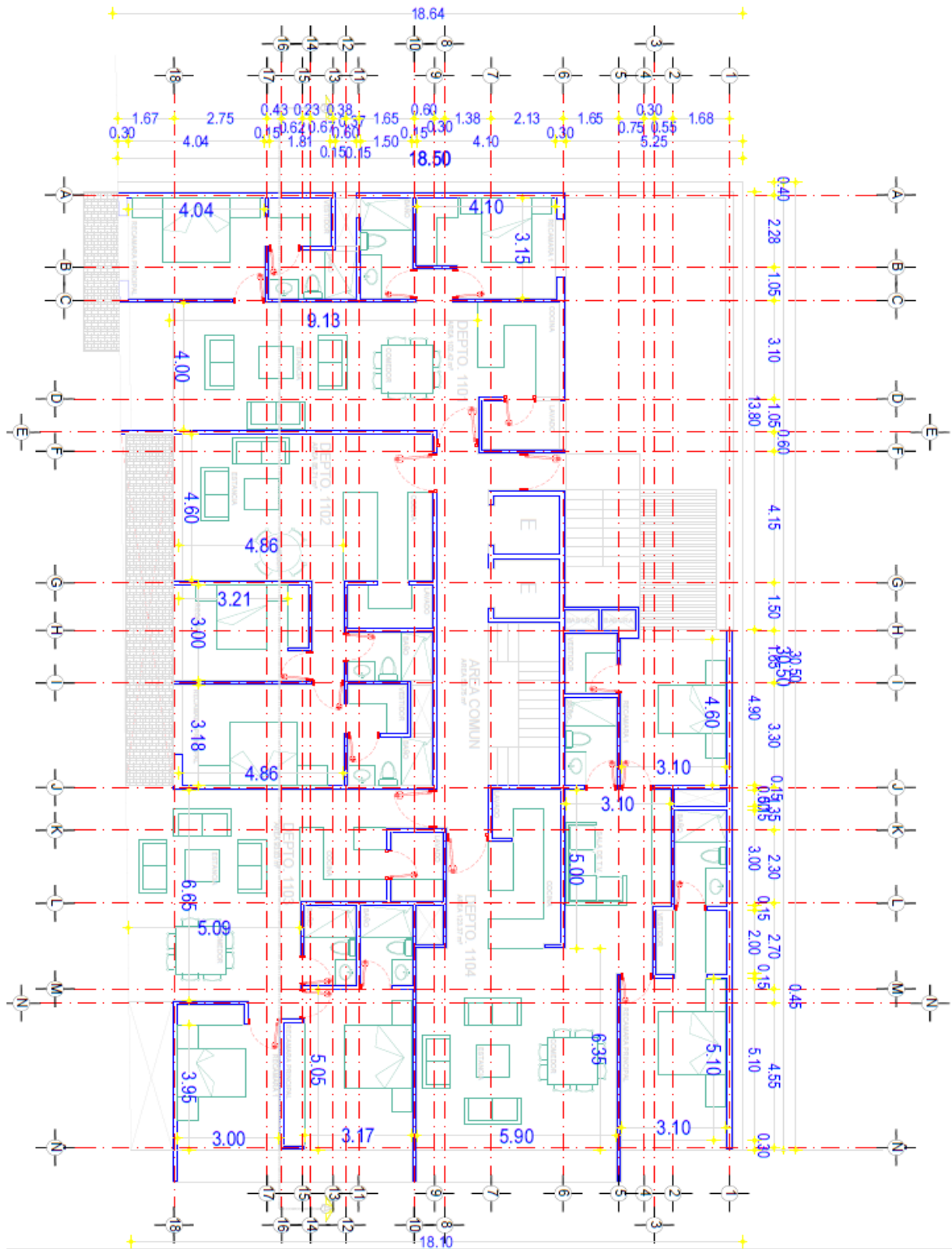


FIGURA 2D.- PLANTA ARQUITECTÓNICA TIPO 2, NIVEL 4 -13

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

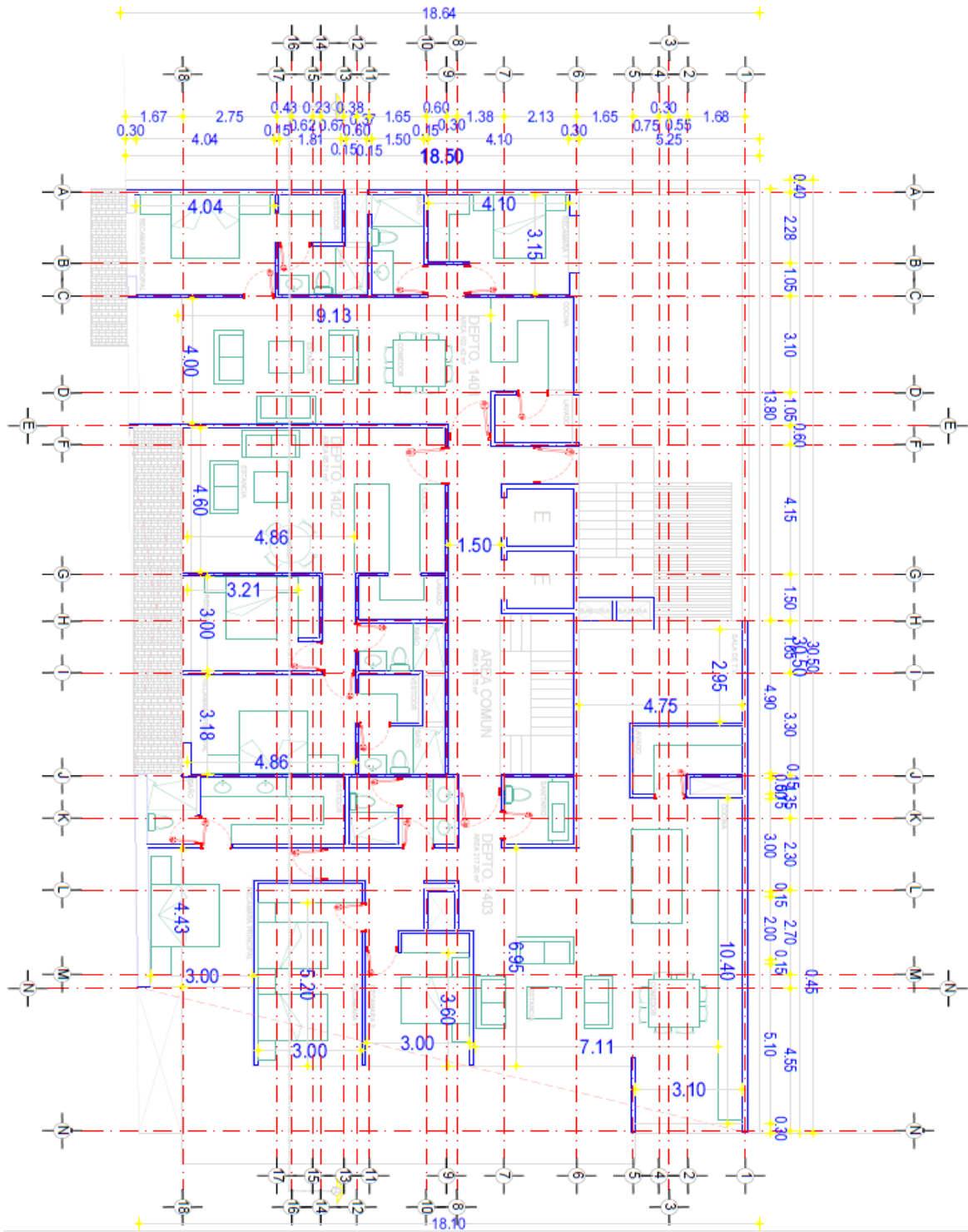


FIGURA 2E.- PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVEL 14

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

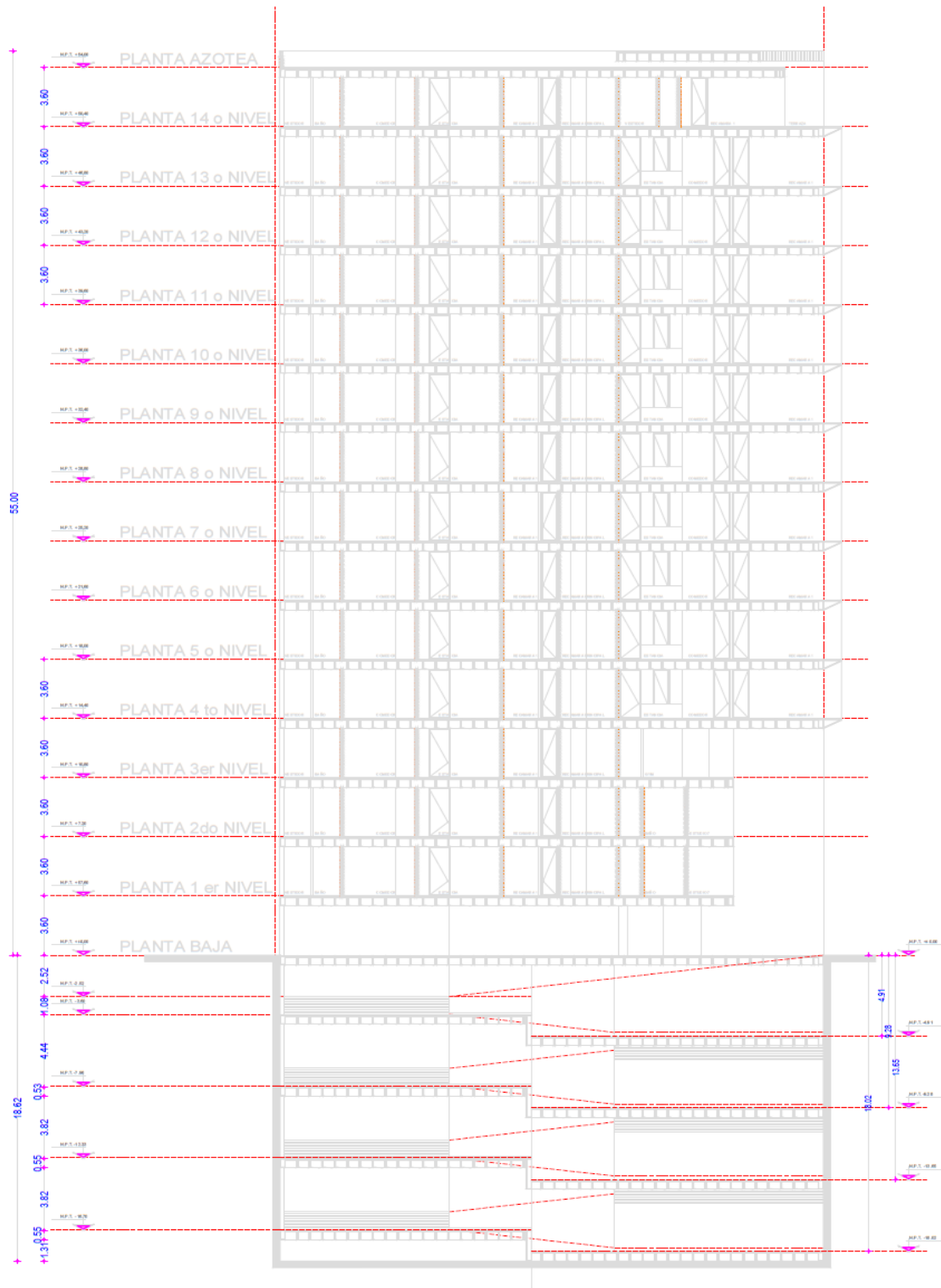


FIGURA 3A.- CORTE LONGITUDINAL

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

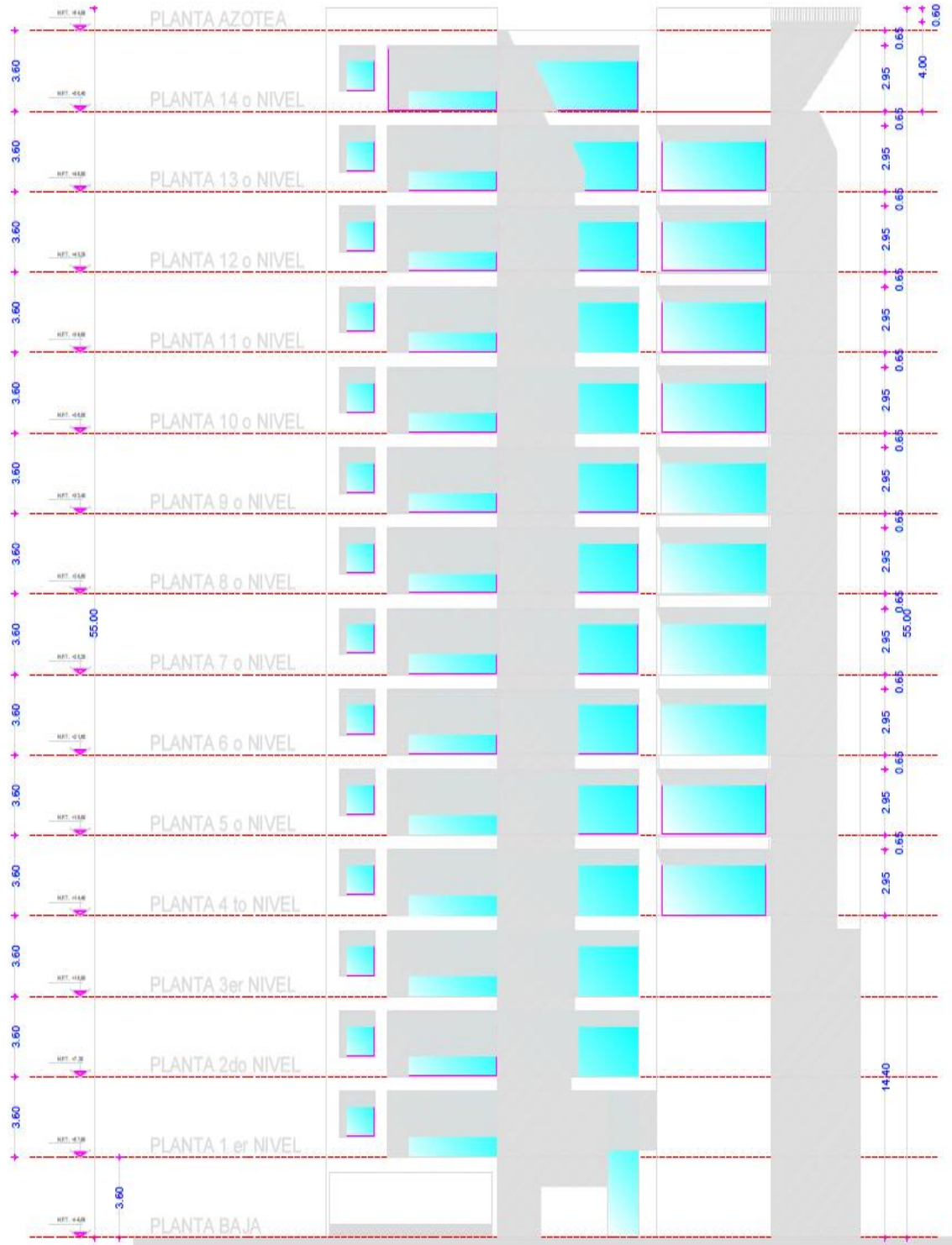


FIGURA 3B.- FACHADA ARQUITECTÓNICA

1.4.- Colindancias

A continuación, se describen las colindancias y las características observadas de las mismas durante los trabajos de exploración realizados, y en la figura 4 se presenta un croquis donde se muestran las colindancias del predio:

- Al Norte colinda con tres casas habitación de un nivel y dos niveles.
- Al Oriente colinda con la Av. Adolfo López Mateos (Periférico).
- Al Sur colinda con la Calle de Tiziano.
- Finalmente, en la colindancia Poniente se encuentra una estructura de tipo Nave Industrial.

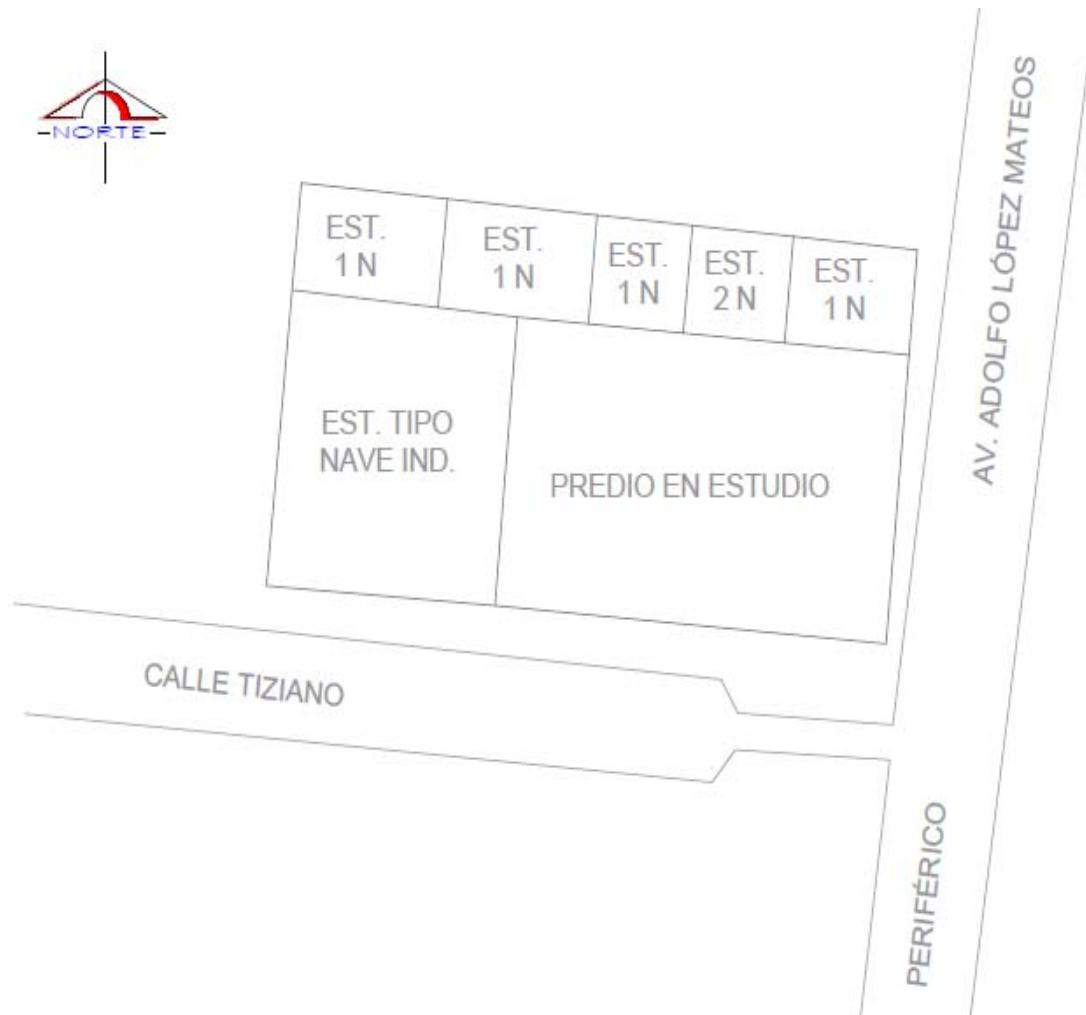


FIGURA 4.- COLINDANCIAS

1.5. - Objetivo

El objeto del estudio es:

- Determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, sus propiedades, índice y mecánicas (deformabilidad y resistencia).
- Establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción del inmueble que garanticen su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño, tales como: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de la estructura, realizando su revisión con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones 2004.
- Se establecerá el procedimiento constructivo más adecuado para la cimentación y los sótanos, así como las recomendaciones necesarias para garantizar su estabilidad.
- Conservar los límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación establecidos por el Reglamento de Construcción de la ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) 2004.

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



EXPLORACIÓN REALIZADA EN EL PREDIO EN ESTUDIO

2.- EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Y ENSAYOS DE LABORATORIO

2.1.- Generalidades

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo así como su composición y configuración en sus diferentes estratos se realizara un exploración hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que se transmitirán, para conocer estos datos se realizó la siguiente exploración:

Se efectuó un sondeo de tipo mixto a 30 m de profundidad, empleando el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar, con la que se obtendrán muestras representativas alteradas y se medirá el número de golpes necesarios que oponen los materiales a ser atravesados, que permitirá determinar el índice de resistencia de estos, combinando el muestreo inalterado del barril NQ, el cual se utiliza para obtener muestras de roca y atravesar los estratos de gravas y boleos.

La ubicación dentro del predio del sondeo profundo se muestra en la figura 5.

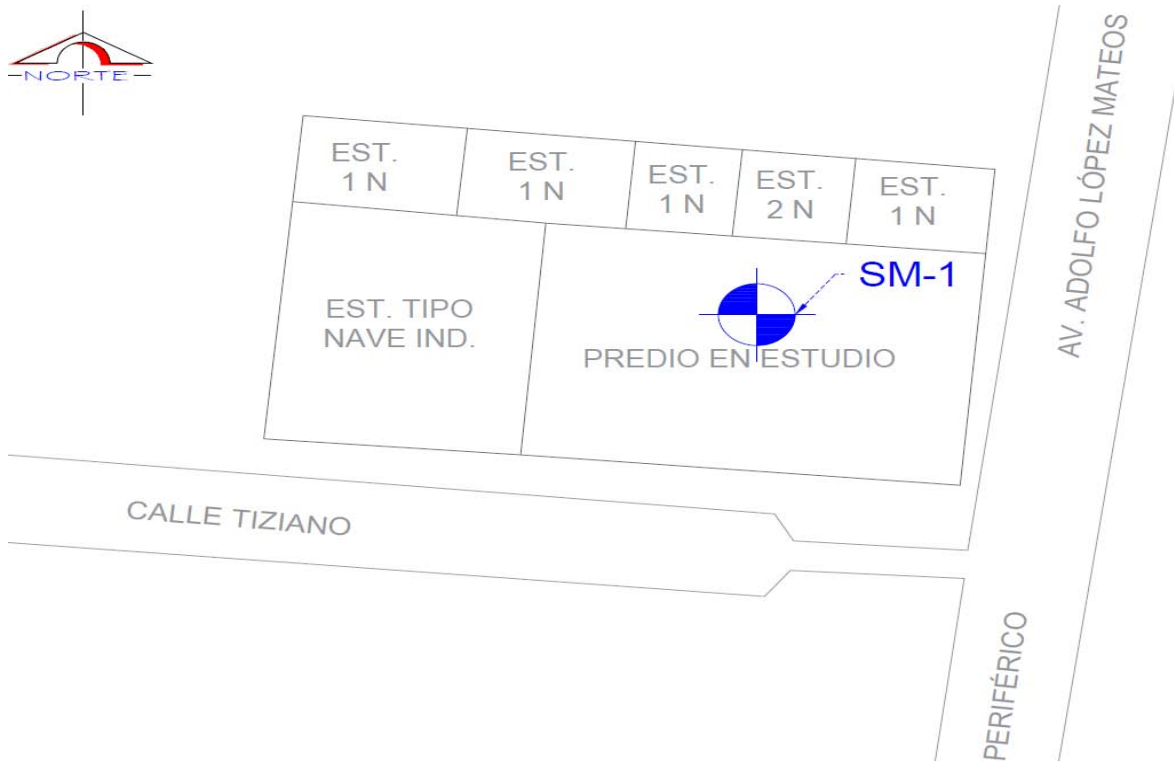


FIGURA 5.- UBICACIÓN DEL SONDEO

2.2.- Sondeo con equipo mecánico

Se efectuó en el sitio de interés un sondeo profundo de tipo mixto a 30m de profundidad denominado SM-1, obteniendo datos confiables de los depósitos profundos, que serán de gran ayuda en el cálculo de la capacidad de carga y de los asentamientos máximos esperados.

2.2.1.- Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores, de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 30 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N.



VISTA DE LA EJECUCION DEL SONDEO PROFUNDO Y DE UNA DE LAS MUESTRAS OBTENIDAS DEL SM-1

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

A continuación, se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck:

ARCILLAS	
(RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. (N)	CONSISTENCIA
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA

ARENAS	
(BASTANTE SEGURAS)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. (N)	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar

2.2.2.- Muestreo con Barril NQ

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "*inalteradas*" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "*in situ*", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

La aclaración anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que está tiene con relación al material que la rodea. Sin embargo, con este procedimiento, y gracias a una corrección que se hace en el desarrollo de los cálculos, los datos que se obtienen son de gran confiabilidad.

El barril NQ es un muestreador para las tobas duras, utilizado para una extracción estratigráfica que protege el corazón de la roca de las herramientas de perforación.

Tamaño	Diámetro del núcleo (mm)	Diámetro del barreno (mm)	Volumen del Barreno (L/100 m)
NQ	47.8	75.7	451

DIMENSIÓN DE LA CORONA DEL BARRIL NQ

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

Durante el desarrollo de cada sondeo, se debe llevar un registro de campo, que contenga la información estratigráfica, descripción de los materiales, profundidad y espesor de los estratos, aspectos de las maniobras de perforación, toma de muestras y profundidad de niveles freáticos. Si se perfora en suelos duros, se debe medir con torcómetro de bolsillo la resistencia al esfuerzo cortante en ambos extremos de cada muestra inalterada.

En el caso de la exploración en roca, se debe llevar un registro en donde se indiquen las características de las rocas tales como fracturas y condiciones de compacidad, aumento o pérdida del agua de perforación, medición del porcentaje de recuperación, obtención del índice de calidad de la roca (RQD) a 10 y 20 cm, y clasificación litológica para el estudio de los materiales, los corazones de roca obtenidos se colocan en cajas de madera o plástico, en secuencia correcta de acuerdo a la profundidad, colocando separadores de madera o plástico entre los tramos de perforación o muestras extraídas.

Tamaño	Sistema métrico (milímetro)		Sistema imperial (adentro)	
	Diámetro de agujero	Diámetro de base	Diámetro de agujero	Diámetro de base
BQ	60	36,4	2,36	1,43
NQ	75,7	47,6	2,98	1,88
HQ	96,1	63,5	3,78	2,5
PQ	122,7	85	4,83	3,34
Superficie triple del tubo				
NQ3	75,7	45	2,98	1,78
HQ3	96,1	61,1	3,78	2,41
PQ3	122,7	83	4,83	3,27

DIAMETROS DE MUESTREADORES EN ROCA Y TOBAS

En las figuras 6.1 a 6.3 se presentan los registros de campo del sondeo realizado.

En la figura 7 se presenta en forma gráfica el perfil estratigráfico, y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de penetración estándar realizado en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALLE TIZIANO #69			HOJA 1	
UBICACIÓN:	MEXICO D.F	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6
SONDEO:	SM-1	FECHA DE INICIO:	12-jun-17	FECHA DE TERMINACION:	13-jun-17
N.A.F.:	2.30 MTS (ESPEJO DE LODO BENTONICO)				

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

FIGURA 6.1.- REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO SM-1 (1 DE 3)

Número Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
	0.00	0.15		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
1	0.15	0.75	4	7	30	27			TP	P/S gravillas empacadas en arena gruesa pumítica P/I limo color café claro
2	0.75	0.85	50/10			7			TP	Limo color café claro
	0.85	1.35		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
3	1.35	1.72	37	50/22		29			TP	Arena limosa color café claro con gravillas empacadas
	1.72	1.95		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
4	1.95	2.35	21	50/25		23			TP	Arena limosa color café claro con gravillas empacadas
	2.35	2.55		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
5	2.55	2.80	45	50/10		12			TP	Gravillas empacadas arena media color gris claro
	2.80	3.15		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
SM	3.15	3.29	50/14			SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
	3.29	3.75		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
6	3.75	4.00	31	50/10		25			TP	P/S arena gruesa con gravillas empacadas P/I arena limosa color café claro
	4.00	4.35		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
7	4.35	4.75	42	50/25		23			TP	Arena limosa color café claro con gravillas empacadas
	4.75	4.95		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
8	4.95	5.55	14	43	35	42			TP	Arena limosa muy poco arcillosa color café oscuro
9	5.55	5.90	33	50/20		30			TP	Arena limosa color café claro con gravillas empacadas
	5.90	6.15		AVANCE		4			BT	Avance con Broca Triconica
10	6.15	6.28	50/13			12			TP	Arena limosa color café claro con gravillas empacadas
	6.28	6.75		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
11	6.75	6.84	50/9			5			TP	Arena limosa color café claro con gravillas empacadas
	6.84	7.35		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
SM	7.35	7.38	50/3			SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
	7.38	7.40		AVANCE					BT	Se bloqueo la broca No Avanzo
SM	7.40	7.40	50/0			SR			TP	Sin recuperacion de Muestra (Rebote de Herramienta)
12	7.40	8.40		BARRIL		20			BNQ	Basalto fracturado color gris oscuro RQD= 20 CM
13	8.40	8.47	50/7			7			TP	Gravas y gravillas empacadas en arena gruesa color gris oscuro
	8.47	9.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
SM	9.00	9.06	50/6			SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
	9.06	9.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
14	9.60	9.71	50/11			8			TP	Gravas y gravillas empacadas en arena gruesa color café oscuro
	9.71	10.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
SM	10.20	10.23	50/3			SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY	OBSERVACION: PERDIDA PARCIAL DE AGUA A LOS 1.80 MTS EN UN 10% SE OCUPÓ 2000 LTS DE AGUA APROX. PERDIDA TOTAL DE AGUA A LOS 29.12 MTS 2.00 HRS DE MANIOBRA PARA COLOCAR LA MAQUINA EN EL SM-1								Operador: NESTOR EUGENIO Supervisor: ING ERICK FCO.	

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALLE TIZIANO #69	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6	HOJA 2
UBICACIÓN:	MEXICO D.F	FECHA DE INICIO:	12-jun-17	FECHA DE TERMINACION:	13-jun-17	
SONDEO:	SM-1					
N.A.F.:	2.30 MTS (ESPEJO DE LODO BENTONITICO)					

"ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS"

FIGURA 6.2.- REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO SM-1 (2 DE 3)

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
	10.23	10.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
SM	10.80	10.84	50/4			3			TP	Muestra Representativa
	10.84	11.00		AVANCE					BT	No avanzo la Broca Triconica
15	11.00	12.00	BARRIL	NQ		65			BNQ	Basalto color gris claro RQD=23+16+17=56 CM
16	12.00	13.00	BARRIL	NQ		14			BNQ	Basalto Fragmentado color gris claro varios tonos
17	13.00	13.09	50/9			8			TP	Gravillas empacadas en arena limosa color café claro
	13.09	13.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
18	13.60	13.83	41	50/8		16			TP	Arena limosa color café claro con gravas y gravillas empacadas
	13.83	14.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
19	14.20	14.33	50/13			5			TP	Arena limosa color café claro con gravas y gravillas empacadas
	14.33	14.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
20	14.80	14.90	50/10			6			TP	Arena limosa color café claro con gravas y gravillas empacadas
	14.90	15.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
21	15.40	15.48	50/8			4			TP	Gravas empacadas en arena limosa color café obscuro
	15.48	16.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
22	16.00	16.05	50/5			5			TP	Arena limosa color café claro con gravas y gravillas empacadas
	16.05	16.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
23	16.60	16.67	50/7			7			TP	Arena limosa con gravas y gravillas empacadas color café claro
	16.67	17.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
24	17.20	17.30	50/10			7			TP	Arena limosa color café claro con gravas y gravillas empacadas
	17.30	17.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
25	17.80	17.86	50/6			5			TP	Arena poco limosa color café claro con gravas y gravillas
	17.86	18.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
SM	18.40	18.43	50/3			SR			TP	Arena poco limosa color café claro con gravillas empacadas
	18.43	19.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
26	19.00	19.04	50/4			3			TP	Arena poco limosa color café claro con gravillas empacadas
	19.04	19.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
SM	19.60	19.60	50/0			SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra (Rebote de Herramienta)
27	19.60	20.60	BARRIL	NQ		12			BNQ	Boleos con varios tonos
SM	20.60	20.62	50/2			SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra (Rebote de Herramienta)
SM	20.62	21.62	BARRIL	NQ		SR			BNQ	Sin Recuperacion de Muestra (Se lavo la Muestra)
28	21.62	22.22	42	45	30	27			TP	P/S limo arenoso gris obscuro P/I limo arenoso color café obscuro con gravas y gravillas empacadas
29	22.22	22.82	15	47	36	53			TP	Limo arenoso color café claro con gravas y gravillas empacadas
30	22.82	23.42	35	48	33	29			TP	Limo arenoso color café claro con gravas y gravillas empacadas
SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY	OBSERVACION: PERDIDA PARCIAL DE AGUA A LOS 1.80 MTS EN UN 10% SE OCUPÓ 2000 LTS DE AGUA APROX. PERDIDA TOTAL DE AGUA A LOS 29.12 MTS 2.00 HRS DE MANIOBRA PARA COLOCAR LA MAQUINA EN EL SM-1									Operador: NESTOR EUGENIO Supervisor: ING ERICK FCO.

REGISTRO DE EXPLORACION



“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

PROYECTO:	CALLE TIZIANO #69	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6	HOJA	3
UBICACIÓN:	MEXICO D.F.	FECHA DE INICIO:	12-jun-17	FECHA DE TERMINACION:	13-jun-17		
SONDEO:	SM-1						
N.A.F.:	2.30 MTS (ESPEJO DE LODO BENTONITICO)						

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
31	23.42	24.02	8	30	36	28			TP	Limo arenoso color café oscuro con gravas y gravillas empacadas
32	24.02	24.07	50/5			5			TP	Gravas empacadas en limo arenoso color café oscuro
	24.07	24.62		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
SM	24.62	24.62	50/0						TP	Sin recuperacion de Muestra (Rebote de Herramienta)
33	24.62	26.12	BARRIL	NQ		25			BNQ	Fragments de boleos color gris oscuro
34	26.12	27.12	BARRIL	NQ		27			BNQ	Freagmentos de boleos color café rojizo
35	27.12	28.12	BARRIL	NQ		24			BNQ	Fragments de boleos color gris oscuro
36	28.12	29.12	BARRIL	NQ		30			BNQ	Fragments de boleos color gris oscuro RQD=14
37	29.12	30.12	BARRIL	NQ		28			BNQ	Fragments de boleos color café rojizo
				FIN DE SONDEO A LOS	30.12 MTS					

SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY	OBSERVACION:	PERDIDA PARCIAL DE AGUA A LOS 1.80 MTS EN UN 10% SE OCUPÓ 2000 LTS DE AGUA APROX. PERDIDA TOTAL DE AGUA A LOS 29.12MTS 2.00 HRS DE MANIOBRA PARA COLOCAR LA MAQUINA EN EL SM-1	Operador	NESTOR EUGENIO
			Supervisor:	ING ERICK FCO.

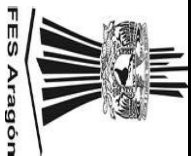


FIGURA 6.3.- REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO SM-1 (3 DE 3)

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

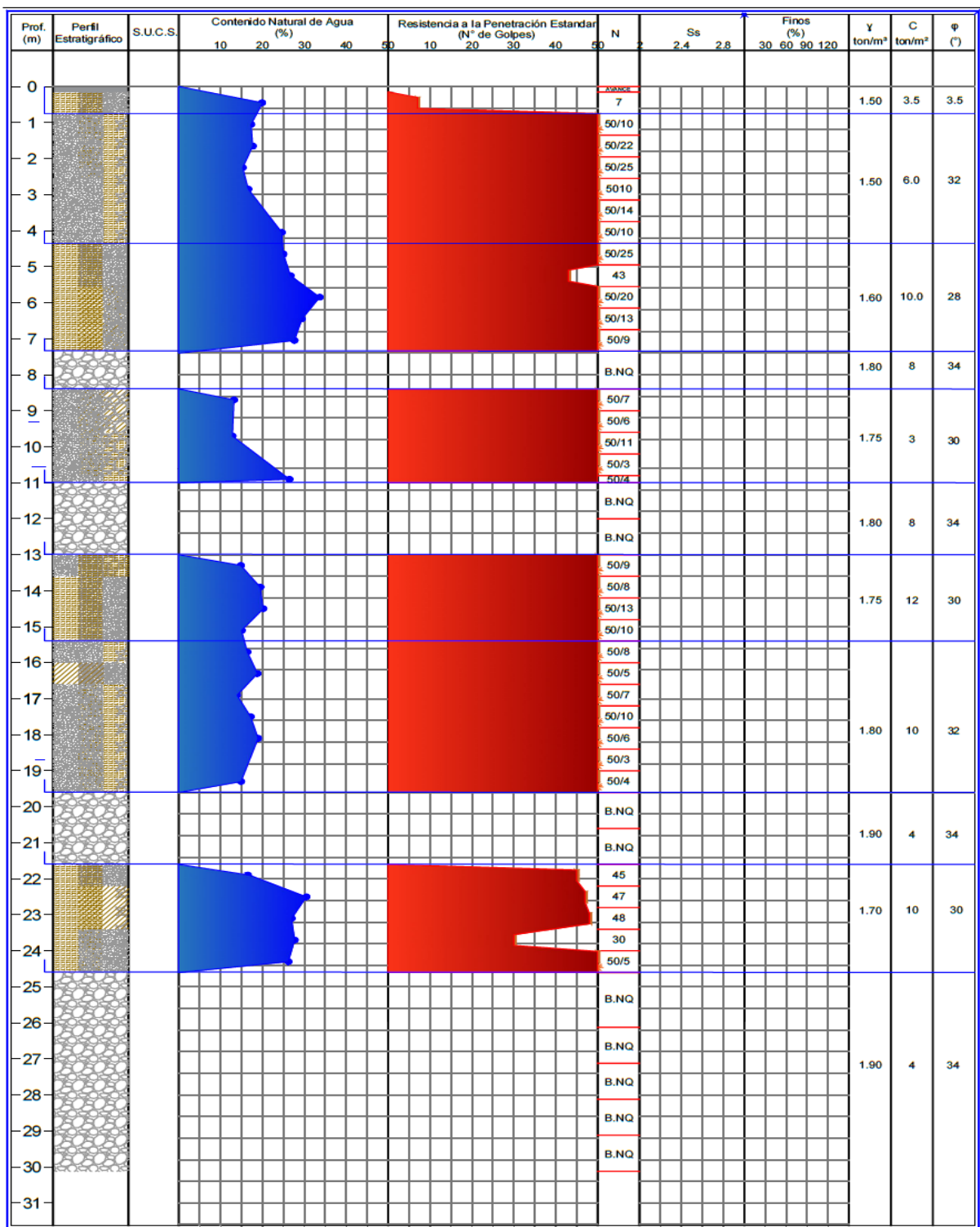


FIGURA 7.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SM-1

PRUEBAS DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SÚMPLE



PRUEBA TRIAXIAL

EQUIPO DE LABORATORIO

2.3.- ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se realizaron diferentes pruebas de laboratorio para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo.

2.3.1.- Muestras alteradas

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación SUCS y contenido natural de agua (ASTM D 2488, ASTM D 2216)
- Límites de consistencia, líquido y plástico (ASTM D 4318)
- Densidad de sólidos



2.3.2.- Muestras inalteradas

A las muestras inalteradas, además de las pruebas anteriores también se les realizaron las siguientes pruebas:



2.4.- Propiedades Mecánicas

- Resistencia a la compresión simple con al menos dos ciclos de carga y descarga.
- Determinación de los parámetros de resistencia al corte mediante pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (UU) (ASTM D 2850) en juegos de mínimo tres (3) probetas.

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua.

En estratos representativos se hicieron pruebas para obtener la densidad de sólidos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

3.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA DEL SUELO

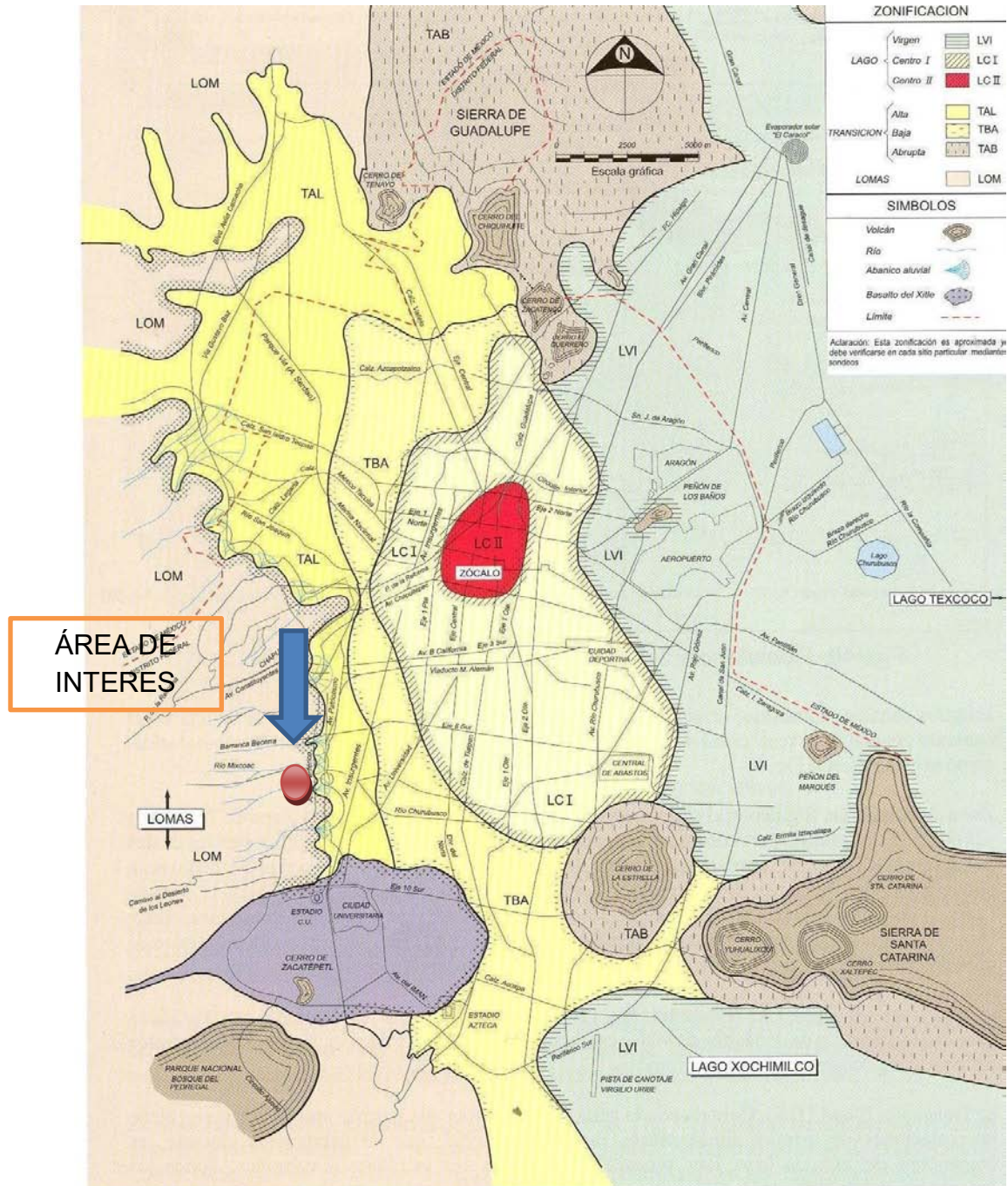


FIGURA 8.- ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

El predio de interés se localiza en la Zona I (Zona de Lomas) como se observa en la figura 8, según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones.

3.1- Descripción estratigráfica

En general desde la superficie y hasta una profundidad de 0.75m se tiene un limo arenoso con poca arcilla, desde los 0.75m y hasta los 4.20m se presenta un estrato de arena poco limosa, de alta resistencia, entre los 4.20 m y 7.20 m hay un estrato de limo poco arenoso, con más de 50 golpes, de 7.20m a 8.20m se tiene una capa de boleos basálticos, a partir de los 8.20 m y hasta los 11.0 m de profundidad se encuentra un estrato de arena limosa, con gravas y gravillas aisladas, a continuación de los 11.0m y hasta los 13.0m se presenta una capa de gravas basálticas: luego entre los 13.0m y hasta 15.20m de profundidad se localiza un estrato de un limo arenoso, de baja compresibilidad, posteriormente de los 15.20m y hasta los 19.60m se tiene un estrato de arena limosa, en estado muy compacto, luego desde los 19.60m y hasta los 21.50m de profundidad se presenta un capa de boleos basálticos, a partir de 21.50m de profundidad y hasta 24.3m de profundidad se encuentra un estrato de limo arenoso, con gravas aisladas de alta resistencia, y finalmente de los 24.30m y hasta la máxima profundidad explorada se tiene un estrato de alta resistencia conformado por boleos basálticos.

La secuencia detallada del sondeo realizado se describe a continuación.

DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA DEL SONDEO SM- 1

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 0.15	Piso de concreto simple.
0.15 – 0.75	Limo arcilloso con arena fina, y gravillas aisladas, de color café claro, con un contenido de agua del 20%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 7 golpes, de consistencia media.
0.75 – 2.55	Arena limosa, con gravillas aisladas, de color café claro, con un contenido de agua variable entre el 15% y 18%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, en estado muy compacto.

Profundidad (m)	Descripción
2.55 – 4.35	Arena gruesa poco limosa, con gravillas aisladas, de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 16% y el 25%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, en estado muy compacto
4.35 – 5.55	Limo arenoso con gravillas aisladas, de color café claro, con un contenido de agua variable entre el 24% y el 27%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), variable de 43 a más de 50 golpes, de consistencia dura.
5.55 – 7.40	Limo arcilloso con poca arena y gravillas aisladas, de color café claro, con un contenido de agua variable entre el 27% y el 34%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, de consistencia dura.
7.40 – 8.40	Fragmentos de roca basáltica, de color gris oscuro, con un RQD del 13%. Barril NQ.
8.40 – 11.00	Arena arcillosa con limo, de color café grisáceo oscuro, con gravillas aisladas, con un contenido de agua variable entre el 12% y el 26%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, en estado muy compacto
11.00 – 12.00	Fragmentos de roca basáltica, de color gris oscuro, con un RQD del 38%. Barril NQ.
12.00 – 13.00	Fragmentos de roca basáltica de color gris oscuro, tamaño máximo de 2”. Barril NQ.
13.00 – 13.60	Arena limosa con gravas y gravillas aisladas, de color café grisáceo, con un contenido de agua del 15%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, en estado muy compacto.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

Profundidad (m)	Descripción
13.60 – 15.40	Limo arenoso, con gravillas aisladas, de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 15% y el 20%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, de consistencia dura.
15.40 – 16.00	Arena poco limosa, con gravas y gravillas aisladas, de color café grisáceo, con un contenido de agua del 16%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, en estado muy compacto.
16.00 – 16.60	Arcilla arenosa, con gravas y gravillas, de color café claro, con un contenido de agua del 19%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, en estado muy compacto.
16.60 – 19.60	Arena limosa, con gravillas aisladas, de color café claro, con un contenido de agua variable entre el 13% y el 19%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, en estado muy compacto
19.60 – 21.60	Fragmentos de roca basáltica, de color gris claro. Barril NQ.
21.60 – 22.20	Limo arenoso, con gravillas aisladas, de color café claro, con un contenido de agua del 17%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 45 golpes, de consistencia dura.
22.20 – 23.42	Limo arcilloso, con gravillas aisladas, de color café rojizo, con un contenido de agua variable entre el 27% y el 30%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), variable de 47 a 48 golpes, de consistencia dura.

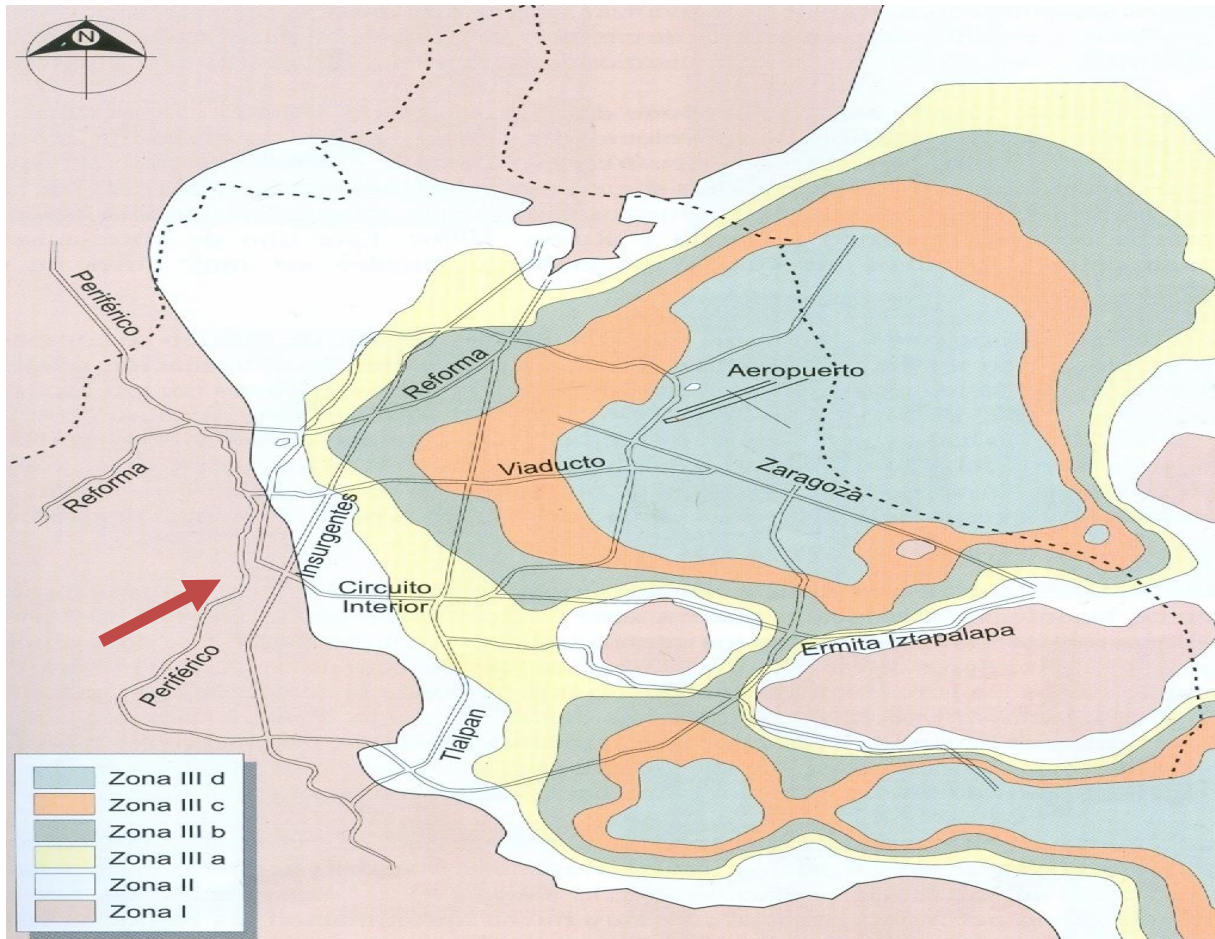
“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

Profundidad (m)	Descripción
23.42 – 24.62	Limo arenoso, con gravillas aisladas, de color café claro, con un contenido de agua variable entre el 26% y el 28%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), variable de 30 a más de 50 golpes, de consistencia dura.
24.62 – 30.12	Fragmentos de roca basáltica, de color gris, con tamaños de entre 2” y 3”. Barril NQ.

El nivel de aguas freáticas no se detectó a la máxima profundidad explorada, en la fecha en que se realizó la exploración.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona I denominada de Lomas, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.16 (Ver figura 9), y el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3 kg/cm^3 , sin embargo es conveniente efectuar un estudio de espectro sísmico.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”



Zona sísmica del D.F.	C	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
Zona I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
Zona II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
Zona III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2
Zona III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2
Zona III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2
Zona III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2

FIGURA 9.- ZONIFICACIÓN SISMICA

- C : coeficiente sísmico
- T_a (s) : Límite inferior de la meseta del espectro de diseño
- T_b (s) : Límite superior de la meseta del espectro de diseño
- r : Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales

4.- DISEÑO GEOTÉCNICO

Las cimentaciones se clasifican en 3 grupos.

- Las cimentaciones superficiales que se componen por zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación.
- Cimentaciones someras se definen como cajones de cimentación los cuales se dividen en tres diferentes tipos: Parcialmente compensados donde W_n (carga neta) > 0 ; Totalmente compensados donde $W_n = 0$ y sobre compensado donde $W_n < 0$.
- Las cimentaciones profundas se componen por pilas con dimensiones de 0.60 a 2.40m trabajan a fricción y punta o puramente a punta; Cilindros con dimensiones $> 2.40m$ que trabajan a punta.

Para el diseño geotécnico o diseño de cimentación se debe considerar el peso propio de la estructura así como las cargas vivas y accidentales como el sismo punto importante a considerar es el análisis y estudio del suelo donde se desplantara nuestro proyecto, en la ciudad de México este estudio es de gran relevancia debido a los antecedentes sísmicos de la ciudad. Todas estas consideraciones permitirán garantizar la seguridad del proyecto.

4.1.- Alternativa de Cimentación

Considerando las características arquitectónicas del proyecto, la geometría del edificio, y las propiedades estratigráficas del subsuelo del sitio, en el que se tienen estratos de alta resistencia a partir de un metro de profundidad, en los cuales se presentan estratos de arenas limosas y limos arenosos con poca arcilla, con intercalaciones de gravas y boleos con tamaño entre 2” y 4”, a partir de las cargas que se transmitirán al subsuelo **se juzga que la cimentación de la estructura, será resuelta mediante PILAS de sección constante desplantadas a 29 m de profundidad con respecto al actual nivel de banquetta, ligadas con traveses de cimentación, considerando que en el proyecto se tiene contemplado la construcción de 4 sótanos, cuyo nivel de piso terminado del último sótano se encuentra a -18m y considerando un metro adicional para la losa y traveses, las pilas tendrán una longitud efectiva de 10 m,** como se muestra en la figura 10.

Las pilas como cualquier sistema de cimentación presentan ventajas y desventajas¹:

1.- Manuel de cimentaciones profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos Valle de Bravo No. 19, Col. Vergel de Coyoacán, 14340 México

Ventajas

- Debido a que son elementos fabricados en In Situ, pueden variarse enormemente su profundidad de desplante ajustándose a las necesidades del proyecto y del estrato resistente.
- Las pilas son elementos monolíticos.
- Las gravas y boleos no son impedimentos para colocar pilas debido a que la pared de la perforación puede ser estabilizada con materiales como bentonita que se coloca utilizando un ademe.

Desventajas

- En estratos de poca o sin consistencia no es posible garantizar la calidad de construcción de una pila sin embargo es posible dar solución a este problema mediante el uso de un ademe metálico, bentonita o polímero que aumentaría el costo de construcción.
- En caso de encontrarse material suelto en el desplante de la pila deberá tomarse medidas especiales debido a que no es posible desplantar una pila en materiales sueltos.
- Al utilizar ademes metálicos recuperables para la construcción de las pilas es vital hacer los trabajos de extracción del ademe con extremo cuidado para evitar dañar el fuste de la pila.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

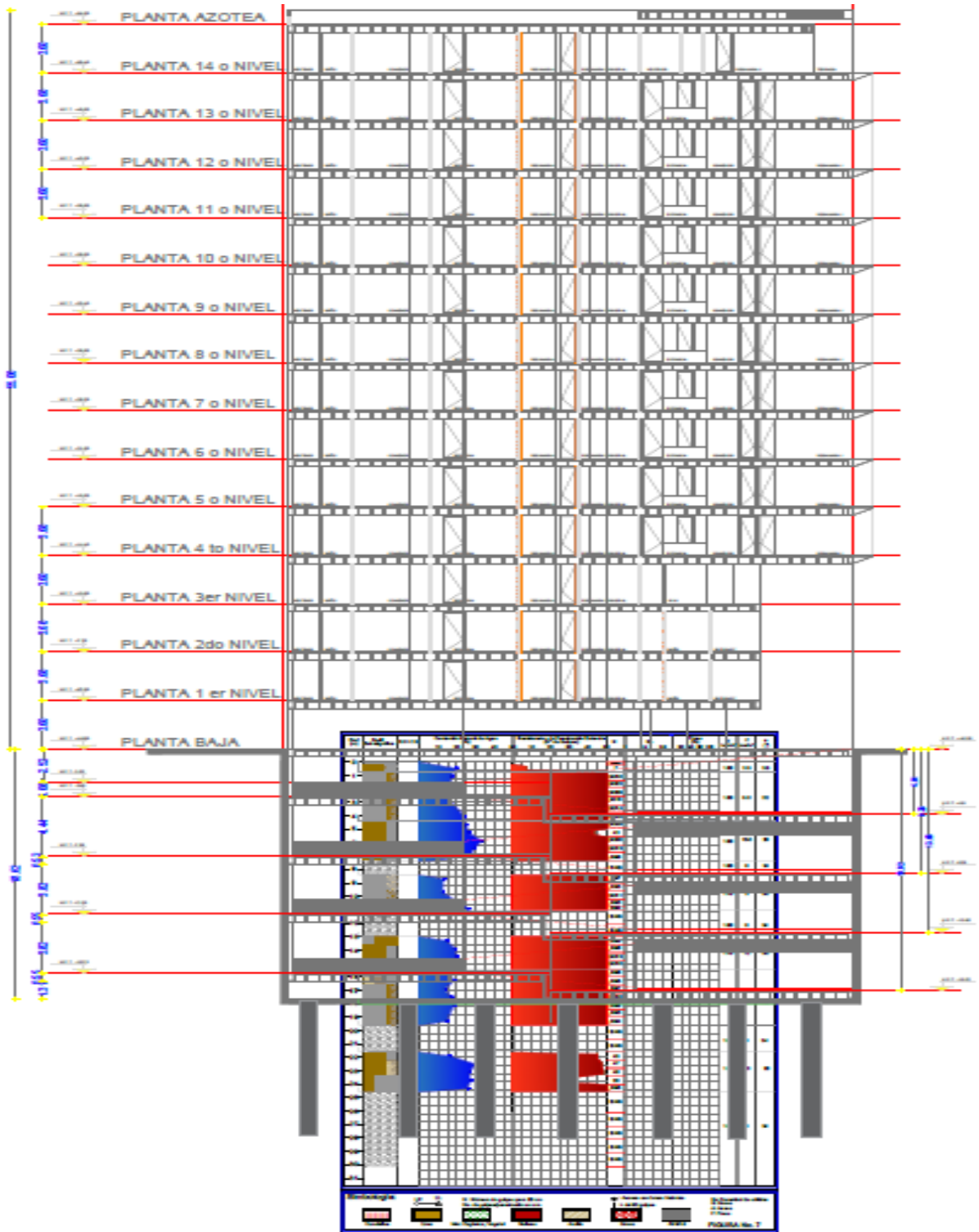


FIGURA 10.- ESQUEMA DE DESPLANTE DE CIMENTACIÓN Y PERFIL ESTRATIGRÁFICO

PILAS

Las pilas pertenecen al tipo de cimentación profunda estas pueden ser construidas en “In Situ” con concreto armado debido a que pueden estar sometidas esfuerzos de compresión y tensión, la función del concreto será resistir los esfuerzos de compresión mientras que el acero resistirá los esfuerzos de tensión.

La sección más utilizada para las pilas es circular con diámetros no menores a 60cm y no mayores a 2.40m.

En las condiciones antes mencionadas para la estructura de cuatro sótanos, baja, y catorce niveles, se tendrá un peso unitario estimado en su área cubierta de 20ton/m².

De acuerdo a las cargas estimadas es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de la estructura sean lo más ligeros posible.

A continuación, se presentan los resultados de los análisis efectuados para la alternativa de cimentación propuesta.

4.2.- Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Sótano inferior de estacionamiento con nivel de piso terminado a -18.0m de profundidad respecto al nivel de banqueteta.
- La relación entre la dimensión mayor promedio (30.80m) y la menor promedio (18.64m) de la planta del semisótano de estacionamiento es 1.65.
- La relación entre la altura del edificio (55.00m) y la profundidad de los cuatro sótanos (18.02m) de estacionamiento es de 3.05.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- 1m de espesor de un limo arenoso, con poca arcilla y gravillas muy aisladas.
- 5m de espesor de un estrato de arena limosa con gravillas aisladas, en estado compacto.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

- 3.5m de espesor de un estrato de limo arenoso con gravillas aisladas, de alta resistencia, y baja compresibilidad.
- A partir de los 7.3 m de profundidad se encuentran estratos de arenas limosas con gravas y gravillas aisladas y limos arenosos con escasa arcilla, con gravillas y gravas aisladas, así como intercalaciones de gravas y boleos: todos los estratos son de alta resistencia.
- Nivel de aguas freáticas, que no se detectó hasta la máxima profundidad explorada en la fecha en que se realizó la exploración.

Con base en lo anterior, la solución de la cimentación de la estructura será resuelta mediante pilas de sección constante desplantadas a 29m de profundidad, con respecto al actual nivel de banquetta, ligadas con trabes de cimentación, considerando que por proyecto se necesitan cuatro sótanos, donde el nivel de piso terminado del sótano inferior se encuentra a -18.0m, con respecto al nivel de banquetta

5.3.- Cargas de proyecto estimadas

Área	m ²	Carga estimada por m ²	Carga en ton	No. De niveles	Carga en ton
4 Sótanos	541.13	1.5	811.7	4	3246.8
P.B.	541.13	1.2	649.36	1	649.36
3 Plantas tipo 1	463.61	1.0	463.61	3	1390.83
11 Plantas tipo 2	506.06	1.0	506.06	11	5566.66
Total					10,853.65

Peso estimado de la estructura = 10,853.65 ton (no incluye peso de la cimentación, no está factorizada en condiciones gravitacionales) y de 9,768.28 ton (no incluye peso de la cimentación, pero no está factorizada en condiciones medias estimadas).

Peso de la estructura (WE) por ton/m ²	Condición (Sin factorizar)
20.06	Máximas estimadas
19.05	Instantáneas estimadas
18.05	Medias estimadas

- ❖ Profundidad de excavación para sótanos = 18m
- ❖ Peso volumétrico del suelo excavado = 1.55 ton/m³ (en promedio)

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

- ❖ Peso del suelo excavado = 27.9 ton/m²
- ❖ Volumen de la excavación= 9740.34m³
- ❖ Peso total del suelo desalojado en la excavación=15097.53 ton
- ❖ Esfuerzo Total = 18.05 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias y sin considerar el peso de la cimentación)

Esfuerzo Neto = 18.05 ton/m² (No se considera compensación debido a que los materiales sobre la superficie de desplante no presentan una recuperación de esfuerzos, aunado a los bajos contenidos de humedad)

Por lo anterior no se considerará una compensación por el peso del suelo excavado.

De acuerdo a los datos proporcionados el CENTRO GEOMÉTRICO resulta de

$$\begin{aligned} X &= 15.05 \\ Y &= 9.17 \end{aligned}$$

Y el centro de CENTRO DE CARGAS con cargas estimadas resulta de

$$\begin{aligned} \bar{X} &= 14.33 \\ Y &= 9.30 \end{aligned}$$

Por lo que comparativamente

$$\begin{aligned} C.C. &= (14.33m, 9.30 m) \\ C.G. &= (15.05m, 9.17 m) \end{aligned}$$

Se tiene una excentricidad de:

$$\begin{aligned} e_x &= -0.72 m \\ e_y &= 0.13 m \end{aligned}$$

De acuerdo a las cargas estimadas, y a las condiciones analizadas la excentricidad se encuentra dentro del rango permisible, por lo que no se presentarán desplomos en la estructura debido a la distribución de las cargas a la cimentación, sin embargo el valor de la excentricidad se deberá ratificar, cuando se tenga la bajada de cargas definitivas del proyecto estructural.

4.4.- Acciones

Las acciones que deben considerarse en los análisis de la cimentación son las siguientes:

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima estimadas, que deben incluir el peso de la cimentación para la estructura de interés resulta de 10,853.65 ton. Estas cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.4 y se considerarán en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea que debe incluir el peso de la cimentación para el edificio de interés resulta de 10,310.96 ton. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizarán en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media que deben incluir el peso de la cimentación estimadas resultan de 9768.28 ton, estarán afectadas por un factor de carga de 1 y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio.

4.5.- Capacidad de carga en pilas

La condición analizada es una excavación de -18m de profundidad por debajo del nivel de banqueta actual, debido a que el comportamiento de una cimentación sobre una losa, no es el adecuado dado que no es estable en condiciones sísmicas, se concluye que la cimentación del proyecto será resuelta mediante pilas de sección constante, desplantadas a 29m de profundidad con respecto al nivel actual de banqueta, considerando la longitud efectiva de la pila a partir del nivel de desplante de la estructura.

Se determinó la capacidad de carga para pilas con 10m de longitud efectiva y para diámetros entre 0.8m y 1.2m, es decir que deberá considerarse la longitud adicional repartida en el traslape con sus trabes correspondientes de acuerdo a lo establecido por los planos estructurales.

A continuación, se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio, para la alternativa de cimentación en base a pilas de sección constante, apoyadas a una profundidad de 29m con respecto al nivel de banqueta actual de la calle Tiziano.

4.5.1.- Determinación de la capacidad de carga

Se determinó la capacidad de carga para 10m de longitud efectiva tomando en cuenta la profundidad máxima de excavación requerida por proyecto es de -18m con respecto del nivel de banquetta actual, además deberá considerarse la longitud adicional repartida en el traslape con sus trabes correspondientes de acuerdo a lo establecido por los planos estructurales.

La capacidad de carga se determinó considerando:

$$Q_{\mu} = Q_{f\mu} + Q_{p\mu}$$

Dónde:

Q_{μ} : Capacidad de carga ultima, en ton

$Q_{f\mu}$: Capacidad de carga por fricción ultima que desarrolla el fuste dentro de los depósitos de materiales resistentes.

$Q_{p\mu}$: Capacidad de carga por punta.

Determinación de la capacidad de carga por fricción

$$Q_{f\mu} = P Li [C + P'_{hm} \tan\phi]$$

Dónde:

- P = Perímetro de la pila
- L= Longitud de empotramiento, en m
- ϕ = Angulo de fricción.
- c= cohesión, en ton/m²
- P'_{hm} = Presión efectiva horizontal sobre la superficie del fuste a la profundidad z, en ton/m³
- El producto $P'_{hm} \tan\phi'$ es el valor medio del esfuerzo resistente friccionante del estrato resistente que actúa sobre el fuste de la pila.

Considerando:

- L= 10 m
- $\phi=34^{\circ}$
- c= 4 ton/m²
- $P'_{hm} = 43.5 \text{ ton/m}^3$

Entonces:

$$Q_{f\mu} = P Li [C + P'_{hm} \tan\phi]$$

$$Q_{f\mu} = (D\pi) (Li) [4 + 43.5 \tan 34^\circ]$$

$$Q_{f\mu} = (D \times 3.1416) \times (10) [4 + 43.5 \tan 34^\circ]$$

$$\underline{Q_{f\mu} = 1047.44 \text{ ton } D}$$

P'_{hm} es igual a la presión hidrostática $P'z = \gamma'cz$, que produce el concreto fluido al ser colocado por el tubo tremie.

De aquí la importancia de mantener el concreto con alto revenimiento (mayor de 20 cm) durante todo el tiempo del colado de la pila, de ser necesario se agregara un retardante de fraguado, un controlador de volumen, y en caso necesario un fluidizante.

Adicionalmente la capacidad de carga de la punta se consideró desplantada sobre materiales con más de 50 golpes y constituidos por gravas y boleas de tipo basáltico, empacados en arenas.

La capacidad de carga unitaria teórica considerada fue:

$$Q_{p\mu} = [\frac{1}{2} \gamma D N_\gamma + P'z N_q] Ab$$

Para los materiales de apoyo se consideró $\phi=34^\circ$ la cual de acuerdo a Berezantzev le corresponde un factor de $N_q=60$

Es costumbre ignorar el primer término del segundo miembro de la ecuación anterior porque su valor normalmente resulta muy pequeño para un cimiento profundo, comparado con el segundo término, es por ello que generalmente se emplea:

$$Q_{p\mu} = Ab P'z N_q = Ab Q_p$$

Dónde Ab es el área de la base de la pila, $P'z$ es la presión vertical efectiva en el suelo a nivel del desplante de la pila, y N_q que es función del ϕ ángulo de fricción interna del material de apoyo y de acuerdo a los valores de Berezantzev para cimientos profundos.

Para el estrato resistente en el que se apoya la pila el ángulo que le corresponde es de $\phi=34^\circ$, con este valor se obtiene de la gráfica de Berezantzev $N_q= 60$ y tomando en cuenta $P'z= 43.5 \text{ ton/m}^2$ para una $L= 10 \text{ m}$ y considerando los valores en la ecuación antes mencionada se obtuvo:

$$Q_{p\mu} = A_b P'_z N_q = A_b Q_p$$

$$Q_{p\mu} = (43.5 \text{ ton}) \times 60 \times \pi D^2/4 = 2049.88 \text{ ton}$$

Valor que multiplicado por el área de la base de la pila da:

$$Q_{p\mu} = 2049.88 \text{ ton } D^2$$

Por lo que la capacidad de carga última total de fricción más punta para el caso de una pila de 10 m de longitud efectiva será:

$$Q_{p\mu} = 1047.44 \text{ ton } D + 2049.88 \text{ ton } D^2$$

Por lo tanto para una pila de 1m de diámetro la capacidad de carga última resulta de:

$$Q_{p\mu} = 1047.44 D + 2049.88 D^2$$

Para un diámetro de un 1m

$$Q_{p\mu} = 1047.44 \times (1\text{m}) + 2049.88 \times (1\text{m})^2 = 3097.32 \text{ ton}$$

Para condiciones estáticas el FS = 3.0, por lo que la capacidad de carga admisible para una pila de un metro de diámetro es igual a:

$$Q_{\alpha \text{ estática}} = \frac{Q_{p\mu}}{FS = 3} = 1032.44 \text{ Ton}$$

Para condiciones dinámicas el FS = 2.5, por lo que la capacidad de carga admisible para una pila de un metro de diámetro es igual a:

$$Q_{\alpha \text{ dinámica}} = \frac{Q_{p\mu}}{FS = 2.5} = 1238.93 \text{ Ton}$$

En la figura 11 se presentan las capacidades de carga considerando diferentes diámetros de pila.

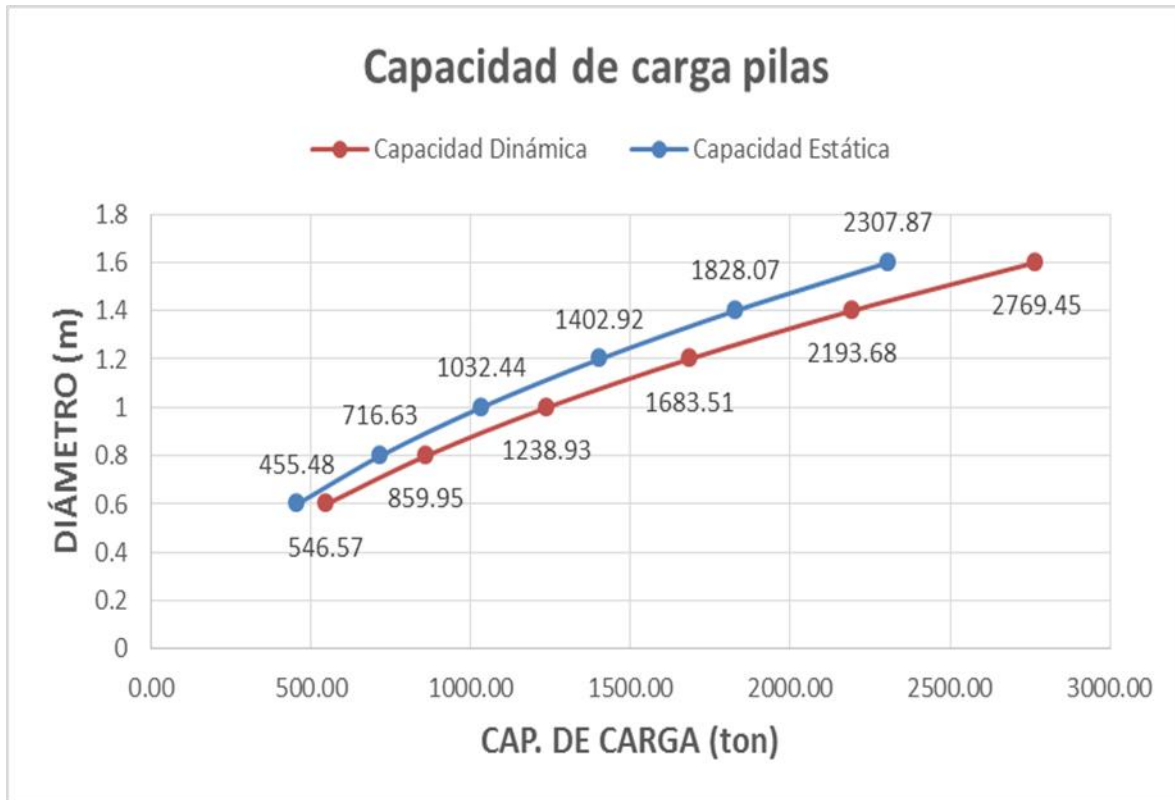


FIGURA 11.- CAPACIDAD DE CARGA

Si se requiere más capacidad de carga se empotrará más la pila, y la longitud mínima de la pila estará en función de su diámetro, donde será mínimo ocho veces su diámetro

4.5.2.- Revisión de la Capacidad de carga por Reglamento

La capacidad de la carga de las pilas se determinó con el criterio mencionado en el inciso 5.5.1, y se efectuó la revisión mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones y que se indica a continuación:

Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo cohesivo friccionantes y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:²

$$Q_a = \{(c N''c + P\bar{v} N''q F_R + P_v) A_b\} F_R$$

2. - Meyerhof, G.G. “Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations”
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, 1963

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

Dónde:

- ❖ Q_a : Capacidad de carga admisible por punta de las pilas
- ❖ c : Cohesión de apoyo en ton/m^2 .
- ❖ F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.
- ❖ $P\bar{v}$: Presión vertical efectiva, en ton/m^2 .
- ❖ P_v : Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m^2 .
- ❖ A_b : Área transversal de la base de las pilas, en m^2 .
- ❖ N''_q y N''_c : Coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que esta función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas ϕ , y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$N''_q = N_{qmin} + (N_{qmax} - N_{qmin})L_e / L_{opt}$$
$$N''_c = N_{cmin} + (N_{cmax} - N_{cmin})L_e / L_{opt}$$

Siendo:

- ❖ N_c y N_{qmin} : Coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.
- ❖ L_e : longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m.
- ❖ N_c y N_{qmax} : Coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima, L_{opt} , dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$L_{opt} = 4 B \tan (45^\circ + \phi / 2)$$

Dónde:

- ❖ B : Diámetro de las pilas, en m.
- ❖ ϕ : Ángulo de fricción interna del material de apoyo de la pila, en grados.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

La capacidad de carga de las pilas obtenidas con la fórmula anterior, deberá afectarse por el resultado de la siguiente expresión, para tomar en cuenta el efecto de escala.

$$F_{re} = \left(\frac{B + 0.5}{2B}\right)^n$$

(Suelos friccionantes)

Siendo:

F_{re} : Factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión de 4 ton/m², un ángulo de fricción interna de 34°, para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose capacidades de carga mayores que se muestran en la figura 12, a las que se muestran en la figura 11, se consideró una longitud efectiva de 10m, y en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 10m dentro de los materiales resistentes de apoyo, tomando en cuenta que por debajo del nivel de desplante del sótano y hasta una profundidad de 30m se tiene un material generalmente de tipo friccionante y de alta resistencia, conformado por un estrato de gravas y boleos de tipo basáltico empacados en arenas.

NOTA: *para verificar la continuidad de la estratigrafía de los materiales sobre los que se desplantarán las pilas se recomienda realizar un sondeo de verificación a 45 m de profundidad, en el predio de interés.*

A continuación se presentan las capacidades de carga de pilas con longitud efectiva de 10m de empotre.

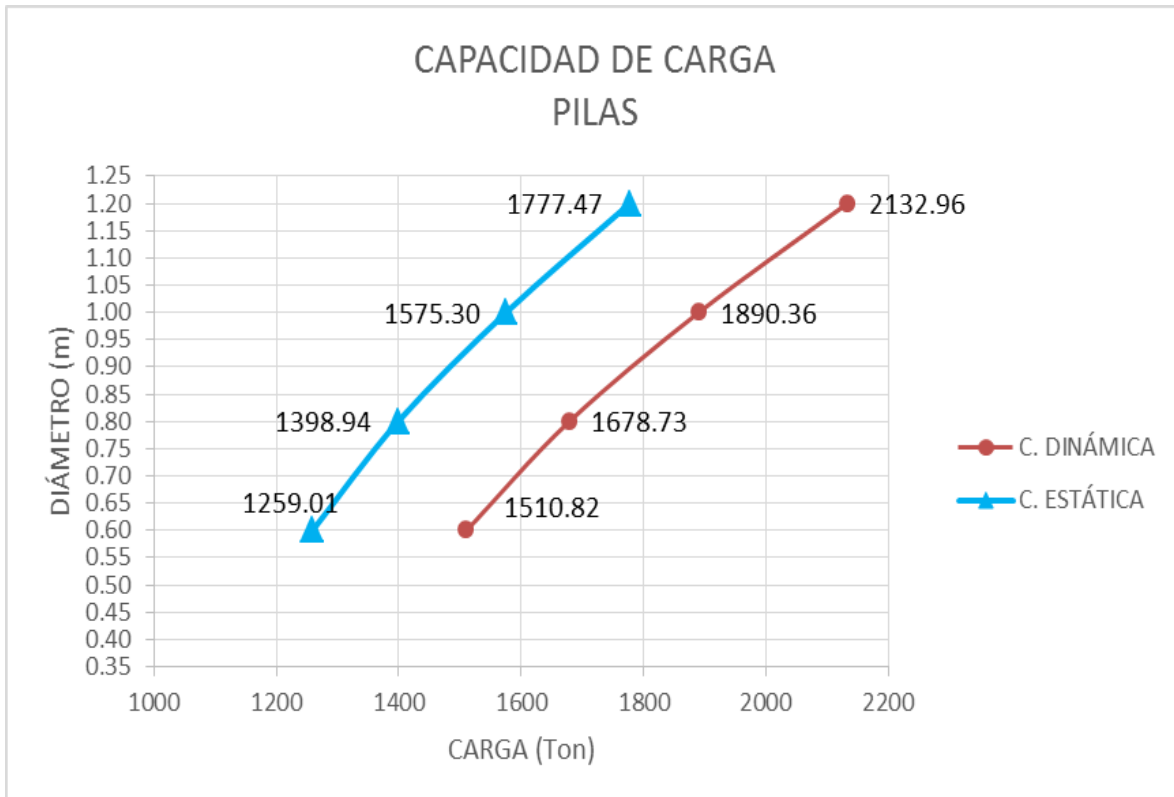


FIGURA 12. - CAPACIDAD DE CARGA ESTÁTICA Y DINÁMICA DE PILAS DE PUNTA CON LONGITUD EFECTIVA DE 10 M

A continuación se presentan las capacidades de carga de pilas con longitud efectiva de 12m, 14m y 16m de empotre.

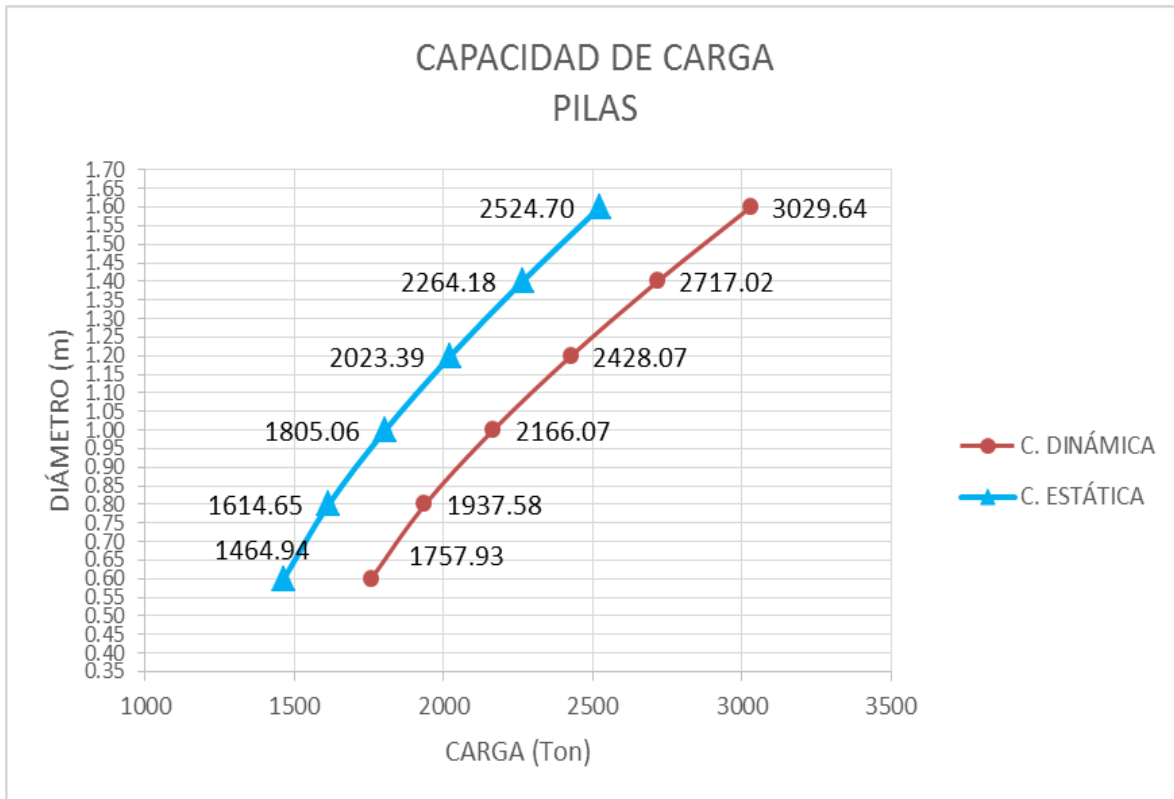


FIGURA 12.1 - CAPACIDAD DE CARGA ESTÁTICA Y DINÁMICA DE PILAS DE PUNTA CON LONGITUD EFECTIVA DE 12M

A continuación se presentan las capacidades de carga de pilas con longitud efectiva de 14m de empotre.

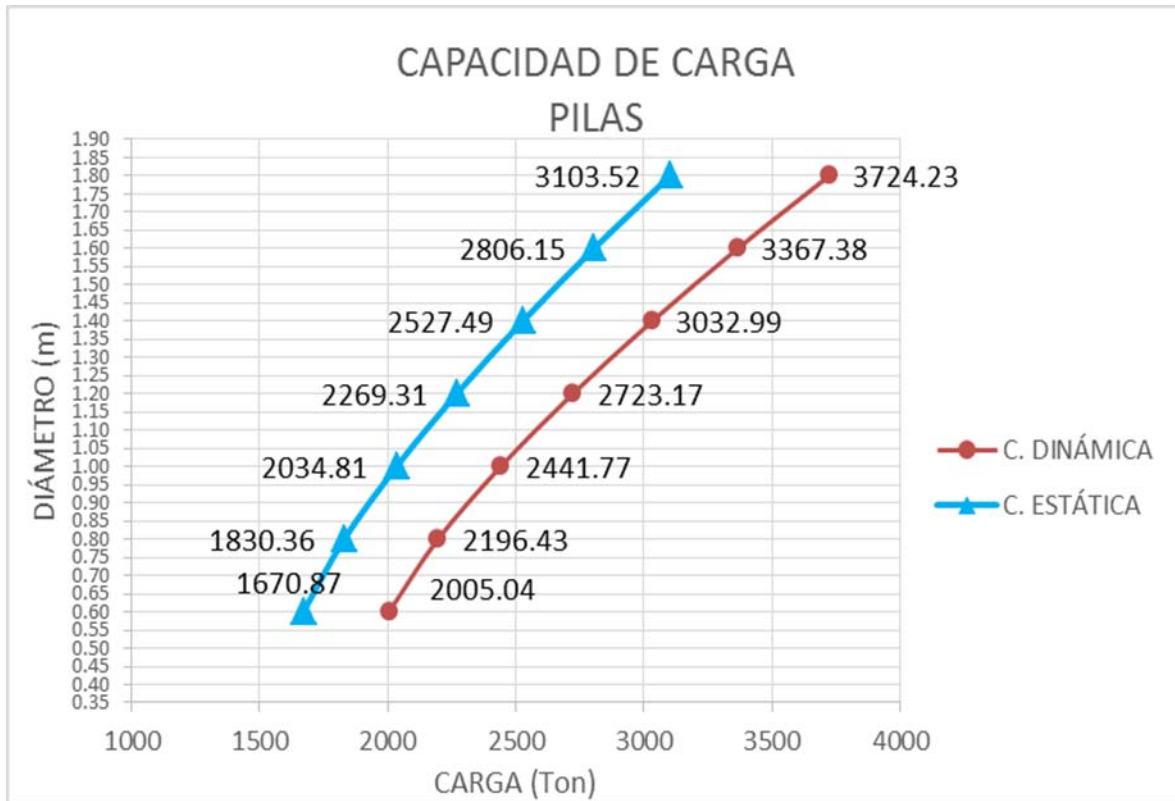


FIGURA 12.2 - CAPACIDAD DE CARGA ESTÁTICA Y DINÁMICA DE PILAS DE PUNTA CON LONGITUD EFECTIVA DE 14M

A continuación se presentan las capacidades de carga de pilas con longitud efectiva de 16m de empotre.

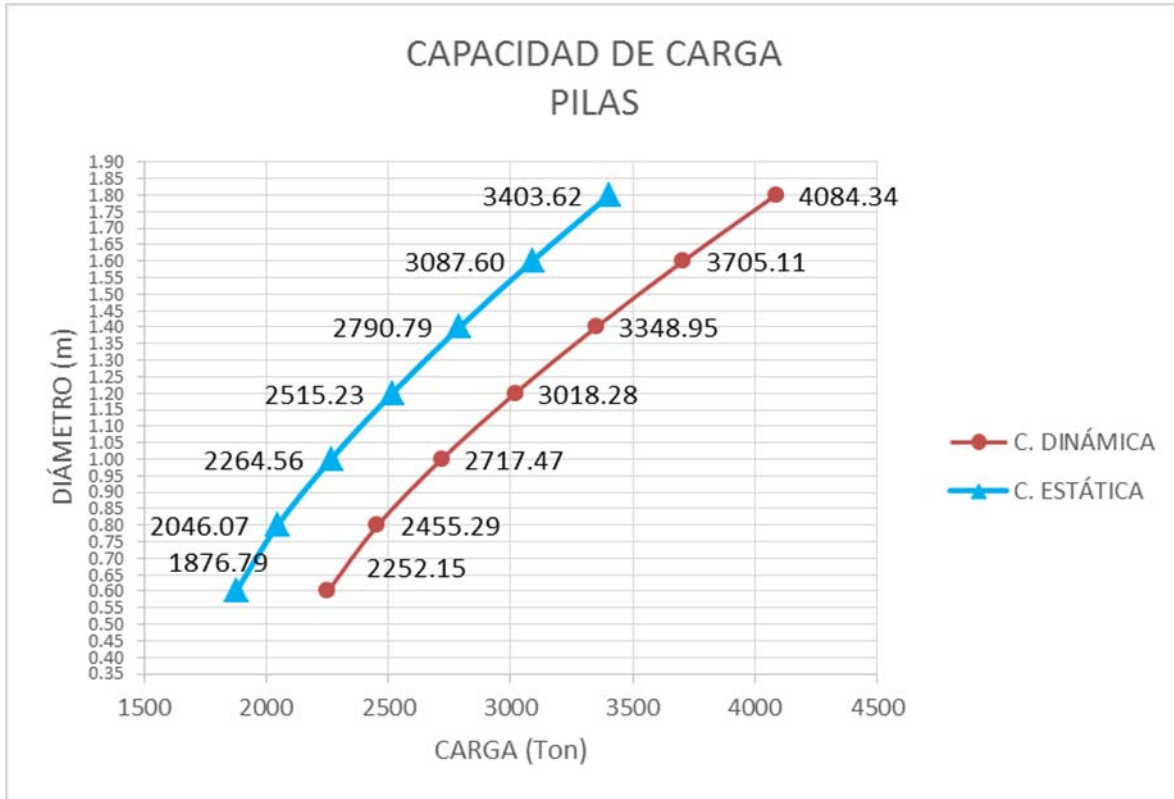


FIGURA 12.3.- CAPACIDAD DE CARGA ESTÁTICA Y DINÁMICA DE PILAS DE PUNTA CON LONGITUD EFECTIVA DE 16 M

4.5.3.- Capacidad de Carga por Tensión en Pila

La capacidad de carga por tensión para pilas de punta individuales de 10m de longitud y desplantadas a 29m de profundidad con respecto al nivel de banqueta se calculó con la siguiente expresión:

$$Q_{\text{TENSIÓN}} = \frac{2}{3} P L_i [C_m + P'_{hm} \tan \phi_m] F_R + W_p$$

Dónde:

- ❖ P = Perímetro de la pila, en m
- ❖ L_i = Longitud de empotramiento, en m
- ❖ P'_{hm} = Presión efectiva horizontal sobre la superficie del fuste a la profundidad z , en ton/m^3
- ❖ El producto $P'_{hm} \tan \phi'$ es el valor medio del esfuerzo resistente friccionante del estrato resistente que actúa sobre el fuste de la pila.
- ❖ C_m = Cohesión promedio del suelo, en ton/m^2
- ❖ ϕ_m = Ángulo de fricción media del fuste de la pila.
- ❖ F_R = Factor de resistencia adimensional, igual a 0.6
- ❖ W_p = peso propio de la pila, en ton.

Entonces:

Cohesión promedio del suelo

$$C_m = \frac{\left[10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (0.6 \text{ m}) + 4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (2.0 \text{ m}) + \frac{10 \text{ ton}}{\text{m}^2} * (3.0 \text{ m}) + 4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (4.4 \text{ m}) \right]}{10 \text{ m}}$$

$$C_m = 6.16 \text{ ton}/\text{m}^2$$

Ángulo de fricción media del fuste de la pila.

$$\phi_m = [32^\circ * (0.6 \text{ m}) + 34^\circ * (2.0 \text{ m}) + 30^\circ * (3.0 \text{ m}) + 34^\circ * (4.4 \text{ m})] / 10 \text{ m}$$

$$\phi_m = 32.68^\circ$$

Peso propio de la pila, en ton

Calculando el peso propio de la pila de 1m de diámetro, se obtiene lo siguiente:

$$W_p = \left(\frac{\pi * (1.0 \text{ m})^2}{4} \right) * 10 \text{ m} * 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 18.85 \text{ ton}$$

Calculando la capacidad de carga por tensión para una pila de 1m de diámetro, se obtiene lo siguiente:

$$\therefore Q_{\text{TENSIÓN}} = \frac{2}{3} \left(\pi * D * 10 * \left(6.16 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 43.5 \text{ ton/m}^3 \tan 32.68^\circ \right) * 0.6 \right) + 18.85 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{TENSIÓN}} = 428.07D \text{ ton} + 18.85 \text{ ton}$$

Por lo que para una pila de 1m de diámetro la capacidad de carga por tensión será la siguiente:

$$Q_{\text{TENSIÓN}} = 428.07 * (1 \text{ m}) + 18.85 = 446.92 \text{ ton}$$

Siguiendo la misma metodología, se obtienen las capacidades de carga por tensión para el resto de los diámetros de pila. En las figuras 12.4 - 12.7 se muestra un resumen de las capacidades de carga estática, dinámica y de tensión, obtenidas para diferentes diámetros de pila con longitudes efectivas de 10, 12, 14 y 16m respectivamente.

B (diámetro) (m)	Qadm (estático) (Ton)	Qa (dinámico) (Ton)	Qtensión (Ton)
0.60	1259.01	1510.82	263.63
0.80	1398.94	1678.73	354.52
1.00	1575.30	1890.36	446.92
1.20	1777.47	2132.96	540.83

FIGURA 12.4.- CAPACIDAD DE CARGA ESTÁTICA Y DINÁMICA DE PILAS DE PUNTA CON LONGITUD EFECTIVA DE 10 M

B (diámetro) (m)	Qadm (estático) (Ton)	Qa (dinámico) (Ton)	Qtensión (Ton)
0.60	1464.94	1757.93	343.29
0.80	1614.65	1937.58	461.34
1.00	1805.06	2166.07	581.20
1.20	2023.39	2428.07	702.87
1.40	2264.18	2717.02	826.35
1.60	2524.70	3029.64	951.64

FIGURA 12.5.- CAPACIDAD DE CARGA ESTÁTICA Y DINÁMICA DE PILAS DE PUNTA CON LONGITUD EFECTIVA DE 12 M

B (diámetro) (m)	Qadm (estático) (Ton)	Qa (dinámico) (Ton)	Qtensión (Ton)
0.60	1670.87	2005.04	445.18
0.80	1830.36	2196.43	597.79
1.00	2034.81	2441.77	752.52
1.20	2269.31	2723.17	909.36
1.40	2527.49	3032.99	1068.31
1.60	2806.15	3367.38	1229.37
1.80	3103.52	3724.23	1392.54

FIGURA 12.6.- CAPACIDAD DE CARGA ESTÁTICA Y DINÁMICA DE PILAS DE PUNTA CON LONGITUD EFECTIVA DE 14 M

B (diámetro) (m)	Qadm (estático) (Ton)	Qa (dinámico) (Ton)	Qtensión (Ton)
0.60	1876.79	2252.15	549.41
0.80	2046.07	2455.29	737.37
1.00	2264.56	2717.47	927.74
1.20	2515.23	3018.28	1120.53
1.40	2790.79	3348.95	1315.73
1.60	3087.60	3705.11	1513.34
1.80	3403.62	4084.34	1713.37

FIGURA 12.8.- CAPACIDAD DE CARGA ESTÁTICA Y DINÁMICA DE PILAS DE PUNTA CON LONGITUD EFECTIVA DE 16 M

4.5.4.- Dimensionamiento de las pilas

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

* Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.

* Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1

4.5.5.- Estado límite de falla en condiciones estáticas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación estimada, afectadas por un factor de 1.4, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma QFc}{A} \leq R$$

Dónde:

- ❖ ΣQ : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.
- ❖ Fc: factor de carga, adimensional igual a 1.4
- ❖ A: Área de apoyo de la cimentación, en m.
- ❖ R: capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

Una vez dimensionada la cimentación con la capacidad de carga mencionada en el inciso 4.2.1 deberá revisarse que cumpla la expresión anterior.

4.6.- Estado límite de falla en condiciones dinámicas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación, afectada por un factor de carga de 1.1, deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma QFc}{A} \leq R$$

Dónde:

- ❖ ΣQ : Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.
- ❖ F_c : Factor de carga, adimensional igual a 1.1
- ❖ A : Área de apoyo de la cimentación, en m
- ❖ R : Capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

Una vez dimensionada la cimentación deberá revisarse que cumpla la expresión anterior.

4.7.- Empujes sobre los muros perimetrales.

Tomando en cuenta las características estratigráficas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales de los sótanos se realizó bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

+ La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

+ 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.

+ Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.16 (Zona Lomas).

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros.

En la figura 13 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica para una profundidad hasta de 20m, los cuales deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 2 ton/m².

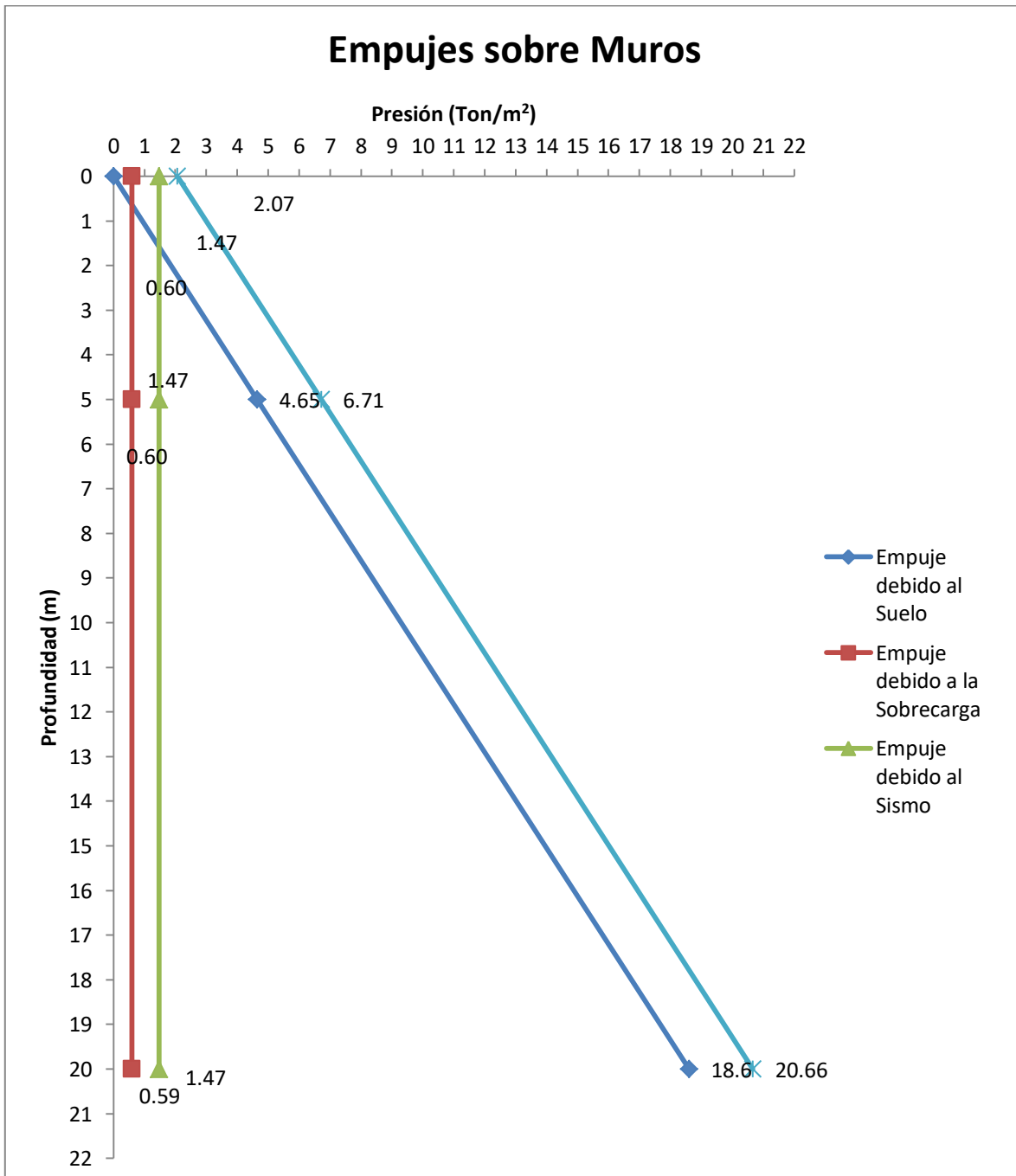


FIGURA 13.- EMPUJE DE MUROS SOBRECARGA 2 ton/m².

4.8- Falla de fondo

Se revisó la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F'_c < c N_c F_R$$

Dónde:

- ❖ P_v : presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, de 27.65 ton/m².
- ❖ F_c : Factor de carga adimensional e igual a 1.4
- ❖ q : Sobrecarga superficial, igual a 2 ton/m²
- ❖ F'_c : Factor de carga, adimensional e igual a 1.0
- ❖ c : Cohesión del material que subyace a la excavación, 10 ton/m²
- ❖ N_c : Coeficiente de capacidad de carga = 6.46
- ❖ F_R : Factor de resistencia, igual a 0.35

Para una excavación a 18 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$40.71 \text{ ton/m}^2 < 45.22 \text{ ton/m}^2 \quad SC = 2 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que la desigualdad se satisface no se presentará la falla de fondo de la excavación, sin embargo se recomienda que la excavación se realice en dos o tres etapas.

4.9.- Estabilidad de Taludes

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo la revisión mediante el cumplimiento de la desigualdad

$$F_c \gamma H + q < U_q N_c F_R$$

Dónde:

- ❖ F_c : Factor de carga, igual a 1.4
- ❖ γ : Peso volumétrico del material, 1.5 ton/m³

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

- ❖ H: Altura máxima de la excavación, 18.00 m
- ❖ q : Sobrecarga igual a 2.0 ton/m²
- ❖ Uq: Factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación q / γ H.
- ❖ Ne: Número de estabilidad que depende del ángulo del talud.
- ❖ c : Cohesión media a la altura de la excavación , 10 ton/m²
- ❖ F_R : Factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

$$39.44 \text{ ton/m}^2 > 26.66 \text{ ton/m}^2$$

Por seguridad, la excavación que alojará a los sótanos y la cimentación deberá ser estabilizada mediante un sistema de retención, y al realizar la excavación se deberá ir conformando una berma perimetral 0.5:1.0 (horizontal: vertical) con banquetas 1m dependiendo del sistema de retención que se pretenda utilizar.

5.- PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

A continuación, se presenta la alternativa que se juzga más adecuada para el procedimiento constructivo pues se considera económicamente aceptable y viable lo que impactara de forma positiva en los tiempos de ejecución de la excavación que alojarán a los sótanos.

Tomando en cuenta que la magnitud del área que se proyecta excavar para alcanzar el nivel de máxima excavación ubicado en la cota -18.00 m para alojar los sótanos de la estructura proyectada, se generarán taludes 0.5:1.0 (horizontal: vertical), dentro del predio, y se establece que la excavación podrá efectuarse en dos etapas. (Ver figura 14)

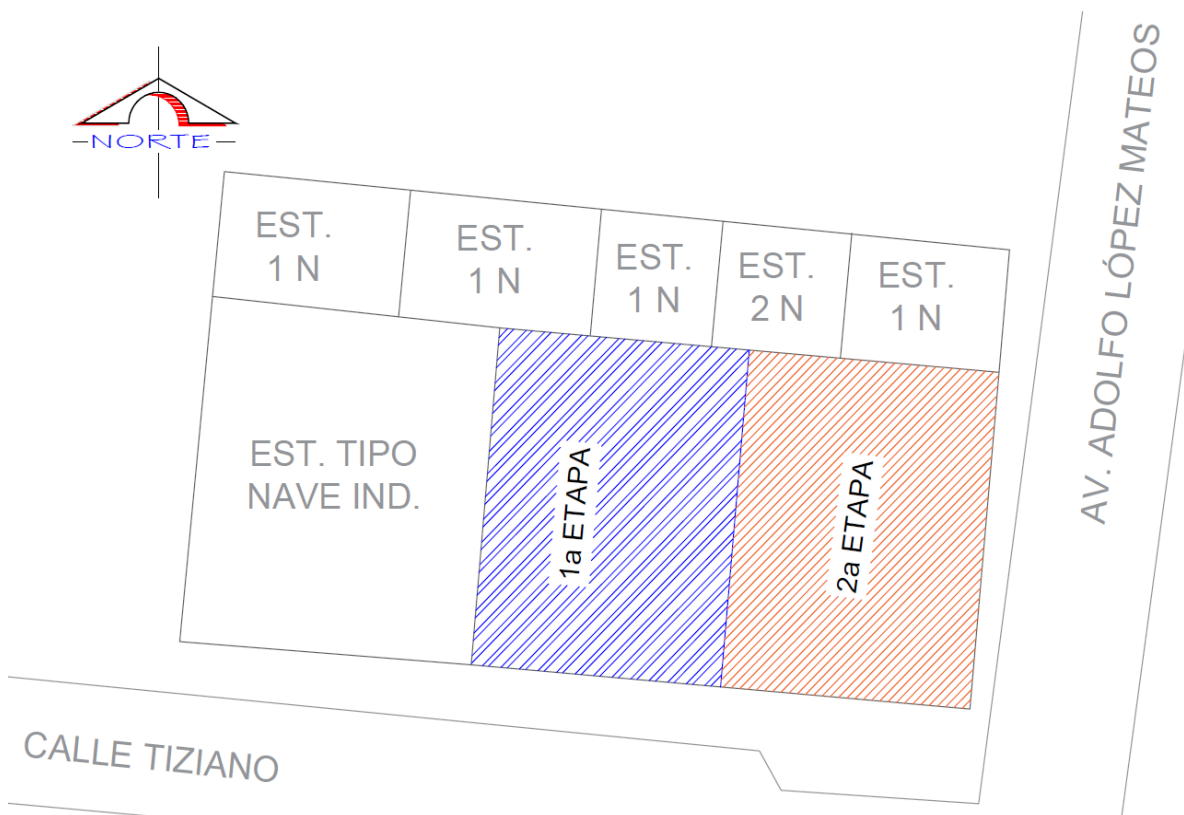
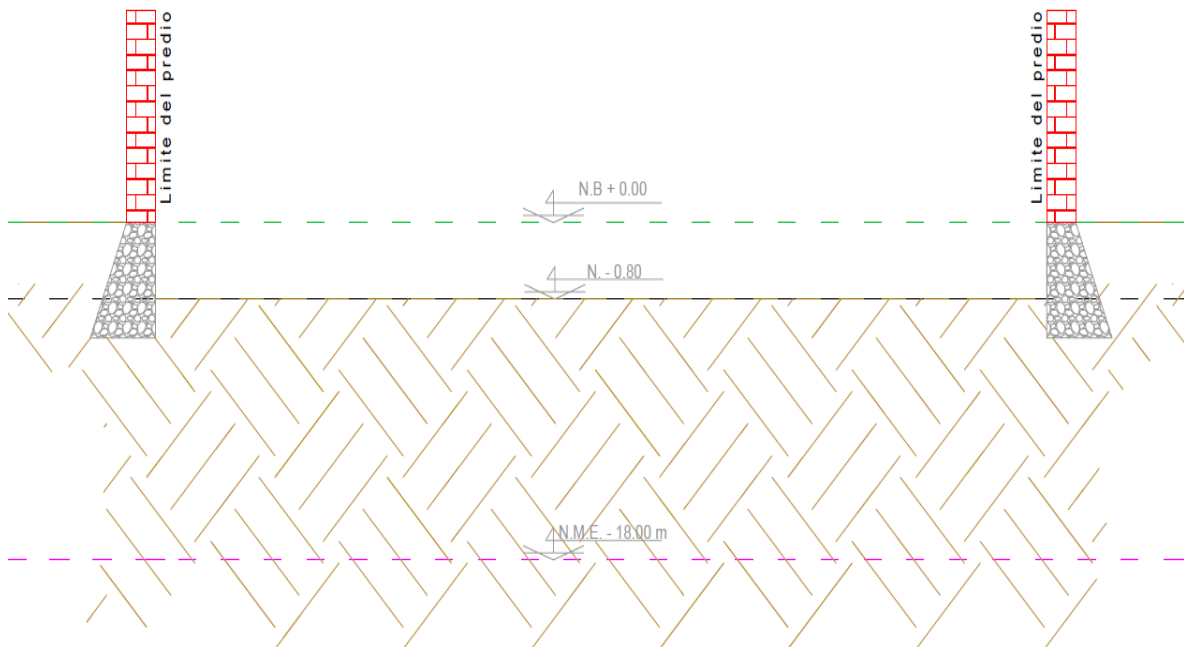


FIGURA 14.- ETAPAS DE LA EXCAVACIÓN

Se podrá realizar una excavación previa “despalme” en todo el terreno de 0.80 m, con respecto al nivel actual del terreno, para retirar cimentaciones antiguas y rellenos, pero sin descubrir totalmente las cimentaciones vecinas (Ver figura 15).

La excavación se realizará dejando una berma perimetral con una banqueta de 1.0 m de ancho y taludes de 0.5: 1 (horizontal: vertical) verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos existentes para no causar ningún percance. Posteriormente se iniciara con la perforación y colado de pilas, el talud será retirado por módulos y se procederá a colocar el sistema de retención que consiste en colocar un muro de concreto lanzado sobre el que reaccionarán anclas de fricción postensadas.

EXCAVACION INICIAL



Primer paso: Se realizará un despalme en toda la superficie del predio de 0.80 m para retirar los materiales de mala calidad (relleno) y cimentaciones antiguas.

FIGURA 15.- DESPALME INICIAL (PLANTA)

Dado que el área por excavar será la que tiene el terreno en su totalidad, se requiere estabilizar los cortes verticales mediante un sistema de retención que garantice la estabilidad de los taludes que se dejarán perimetralmente.

Para determinar el tipo de retención más adecuado a emplear, se consideró las condiciones que prevalecen en cada una de las colindancias.

5.1- Proceso constructivo de la cimentación con pilas, excavación de sótanos y protección a colindancias

A continuación, se presenta el procedimiento constructivo para la excavación que alojará a los sótanos y a la cimentación:

1.- Inicialmente se efectuará un recorte de material con un espesor de 80 cm, para retirar cimentaciones antiguas y material de relleno de mala calidad, que exista en el predio.

2.- Posteriormente se procederá con la perforación de las pilas que estarán desplantadas a -29m con respecto al nivel de banqueteta, observar figura 16, es indispensable contar con equipo topográfico para referenciar los ejes niveles de colocación de las pilas.

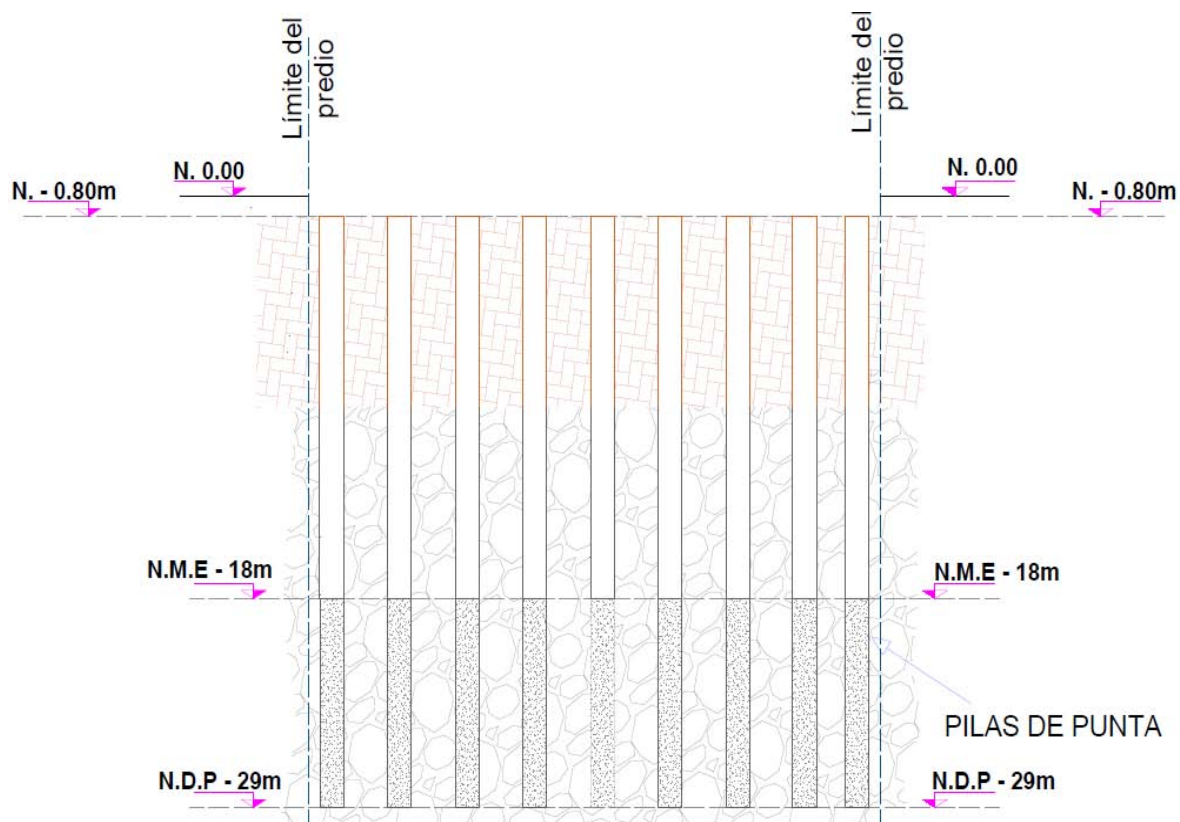


FIGURA 16.- PERFORACIÓN DE PILAS DE PUNTA

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

3.- Realizar la perforación utilizando equipo con capacidad y herramientas, adecuadas para garantizar la verticalidad del barreno, como son botes corona para la perforación de roca, además, es recomendable minimizar la alternación del suelo adyacente a la excavación, conservando las dimensiones de proyecto en toda la profundidad, evitando sobre excavación lateral y vertical del terreno.

4.- Para cada pila se llevará un registro con todos los detalles relevantes durante la construcción.

Debe supervisarse que el empotre de las pilas sea en el material resistente.

Definido anteriormente y supervisado físicamente por un especialista durante el proceso de perforación.

El uso de polímero o lodo bentónico para estabilizar la perforación deberá ser aprobado por la supervisión geotécnica correspondiente.

Después de colocar el armado se iniciará la colocación del concreto con el procedimiento del tubo Tremie, manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de un metro; por ningún motivo se interrumpirá la colocación del concreto hasta completar la pila en construcción.

Nota: En el caso de un colado de pila debe esperarse 72 hrs hasta que se perfore para otra pila que esta contigua a la pila colada.

A continuación, se describe el proceso constructivo para la perforación y colado de las pilas:

- a) El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alabes y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, deberá ubicarse mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.
- b) La perforación se iniciará utilizando un bote corona con diámetro igual al fuste de la pila. En caso de que al fondo de la perforación aparezcan materiales resistentes, se podrá perforar inicialmente con una broca de menor diámetro y posteriormente se rimará al diámetro de proyecto.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

- c) La perforación de la pila posiblemente requiera de un ademe metálico recuperable en los primeros 2 m, pero en general será en seco.



PERFORADORA SOILMEC MODELO R-625

- d) Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará la limpieza del fondo de la excavación, de todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.



PERFORADORA SOILMEC MODELO R-625, CON BOTE DESAZOLVADOR

- e) Una vez terminada la perforación, se procederá de inmediato a la colocación del acero de refuerzo, verificando previamente la profundidad de la perforación y el material de desplante, es importante señalar que al armado de la pila contara con separadores para garantizar el recubrimiento libre mínimo de 7cm, entre paños de estribos y perforación.



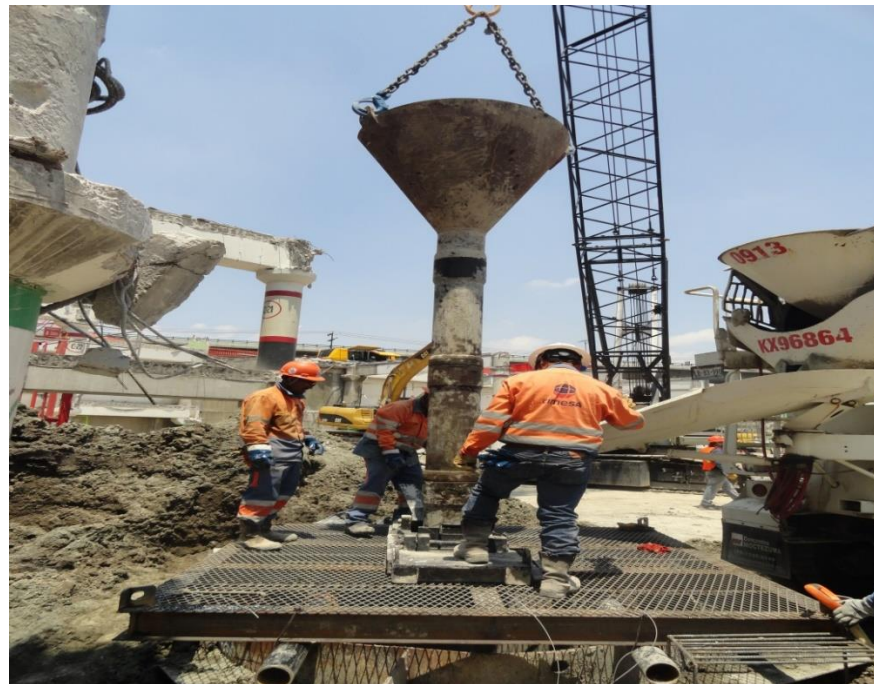
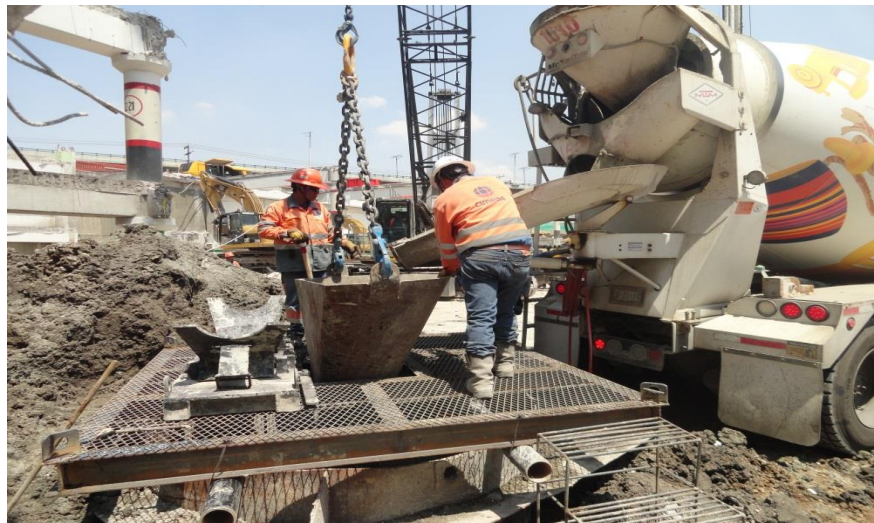
COLOCACIÓN DE ARMADO Y SEPARADORES

Después de colocar el armado se iniciará con la colocación del concreto con el procedimiento del tubo Tremie con la pelota en el extremo inferior de 8 pulgadas de diámetro mínimo, manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de un metro sobre el fondo de la perforación, con objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto; por ningún motivo se interrumpirá la colocación del concreto hasta completar la pila en construcción.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

El colado se llevará hasta 0.40m por arriba del nivel de desplante de las contratrabes, para eliminar el concreto contaminado y permitir la liga estructural de las pilas.

- f) La punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado, de tal manera que ésta permanezca dentro del concreto, durante todo el colado, una longitud mínima de 3m.



COLADO DE PILA

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

- g) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cortejará con la ubicación de la misma.
- h) El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contra trabes, lo que se estima ocurre 0.5 m abajo del nivel superior del concreto.
- i) Se recomienda usar concreto con aditivo fluidizante se aceptará un revenimiento como mínimo de 18 cm + 2 cm, únicamente los 6 m³ más profundos serán con un revenimiento de 20 cm+ 2 cm, sin embargo tendrá que ser ratificado por laboratorio.
- j) Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.
- k) Las pilas serán de fuste recto sin ampliación en su base.

5.- Una vez finalizado la perforación y colado de pilas se procederá a la excavación y corte de los rellenos existentes, se procederá a llegar al nivel de máxima excavación de -18.00m de profundidad.

6.- Para las colindancias, se recomienda dejar una berma perimetral de 1m de banquetta y un talud 0.5:1.0 (horizontal: vertical), el cual se irá recortando en forma descendente y por módulos.

7.- Los módulos para el anclaje serán de 5 m de longitud y se abrirán de manera alternada, el módulo se abrirá desde la superficie y hasta alcanzar el nivel de 80 cm por debajo del punto de aplicación del ancla, se realizarán los trabajos de anclaje y concreto lanzado, y se procederá a retirar el modulo por completo hasta alcanzar el nivel de máxima excavación.

5.2.- Determinación del proceso constructivo en las colindancias

Se revisó la estabilidad del talud vertical que se dejará por la excavación que se realizará en el sitio de interés.

En los análisis se consideró:

Que los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del terreno natural corresponden con los obtenidos de la exploración del subsuelo.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

La geometría del talud tiene 18m de altura máxima (considerando 80cm de recorte inicial), y tiene una pendiente 0.5:1.0 (horizontal: vertical).

Una sobrecarga uniforme distribuida sobre la corona del talud considerada de 2.0 ton/m².

Un factor de seguridad mínimo de 1.5 para considerarlo estable y a corto plazo, un coeficiente sísmico de 0.16

Para efectuar los análisis de estabilidad se recurrió al procedimiento de equilibrio al límite mediante el método de Dovelas y el criterio de Bishop simplificado.

En el método de cálculo de Bishop simplificado y de Dovelas, supone que la falla del talud ocurre según una superficie cilíndrica cuyo centro y radio son escogidos arbitrariamente.

El factor de seguridad de la superficie de falla en estudio se obtiene comparando el momento resistente que producen las fuerzas que tienden a hacer que el talud no falle, contra el momento motor de las fuerzas que tienden a provocar su deslizamiento.

Las fuerzas que tienden a provocar la falla del talud son:

- a) El peso del suelo que se encuentra a la izquierda de la vertical que pasa por el centro del círculo de la superficie de falla en estudio.
- b) Filtraciones.
- c) Sobrecargas en la corona del talud.
- d) Sismos.

Entre las fuerzas que se oponen a la falla del talud se consideran

- a) La resistencia al esfuerzo cortante del material a lo largo de la superficie de falla en estudio.
- b) El peso del suelo que se encuentra a la derecha de la vertical que pasa por el centro del círculo de la superficie de falla en estudio.

El análisis numérico se realizó mediante un programa de computadora alimentándolo con la información anterior. El programa busca automáticamente la posición y el radio del círculo más crítico para la sección, partiendo de un punto y un radio inicial proporcionados.

El procedimiento de análisis es interactivo, ya que se deben escoger varios centros de círculos haciendo variar su radio hasta obtener el factor de seguridad mínimo asociado al centro del círculo en análisis. Repitiendo lo anterior para todos los círculos en estudio se determina finalmente el factor de seguridad mínimo de la sección analizada.

5.2.1.- Cortes y taludes verticales

De acuerdo a los resultados de los análisis realizados los factores de seguridad se encuentran con valores inferiores a 1.5 que es el mínimo admisible para condiciones a corto plazo, se puede concluir que el talud deberá protegerse y estabilizarse con un sistema de retención empleando anclaje constituido por anclas de fricción postensadas y un muro de concreto lanzado para evitar su erosión, y sobre el que reaccionarán las anclas, como se indica más adelante.

Será necesario proteger los taludes verticales con concreto lanzado de 10cm de espesor y una resistencia a la compresión simple $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ de resistencia a los 28 días; se reforzará con doble malla electro soldada 6x6/6-6 con un límite de fluencia (f_y) igual a 5000 Kg/cm^2 , anclada en todo el talud con varilla de $\frac{1}{2}$ " de 40cm de longitud a cada metro, y en arreglo tresbolillo, además estarán provistas con crucetas fabricadas con tramos de alambón de $\frac{1}{2}$ " de diámetro para sostener la malla. El traslape entre los extremos de los tramos de malla de refuerzo, no deberá ser menor a 30cm.

Se instalarán las anclas con una inclinación de 40° para el primer cinturón, y de 10° para los cinturones subsecuentes respecto a la horizontal, y el tensado será siempre perpendicular a la cara del talud de proyecto, para lo cual se le colará una placa de concreto armado o bien empleando el concreto lanzado que desarrolle una superficie necesaria para dejar la ortogonalidad entre la trayectoria del ancla y la superficie de apoyo de gato hidráulico con el que se tensorán.

Con el objeto de evitar el empuje hidrostático en el respaldo de muro de concreto lanzado será necesario colocar lloraderos constituidos por tubos de PVC de 40cm de longitud, dispuestos en una retícula de 2m por 2m en el sentido horizontal y vertical, con una ligera inclinación hacia la excavación de 5 grados, y además drenes profundos de 7m de longitud en una retícula de 6 por 6m en ambos sentidos con una inclinación de 10°

Todos los taludes serán estabilizados mediante concreto lanzado y anclas de fricción postensadas.

5.2.2.- Talud vertical para alojar a los sótanos de estacionamiento.

Se realizó un análisis exhaustivo de posibles fallas locales y generales del talud, considerando un talud vertical y los parámetros de los materiales de relleno existentes en la parte superficial del talud y los limos arenosos existentes de la parte media y en el fondo de la excavación.

De acuerdo con los resultados del análisis realizado, los taludes deberán de ser estabilizados con un sistema de anclas y concreto lanzado. El primer cinturón deberá de ser colocado a 1.50m a partir de la corona en el sentido vertical, y posteriormente para el segundo cinturón y los cinturones subsecuentes, irán espaciadas en el sentido vertical a cada 3 metros con respecto al punto de aplicación del primer cinturón; se colocarán a cada 3m en el sentido horizontal a todo lo largo del talud, debiéndose tensar a 100 toneladas para el primer y segundo cinturón, y 110 toneladas para los cinturones subsecuentes, la distribución y el diseño de anclas se presentan de la figura 17 a la 23.



FIGURA 17.- PLANTA CORTES ANCLAJE

CORTE NORTE A-A'

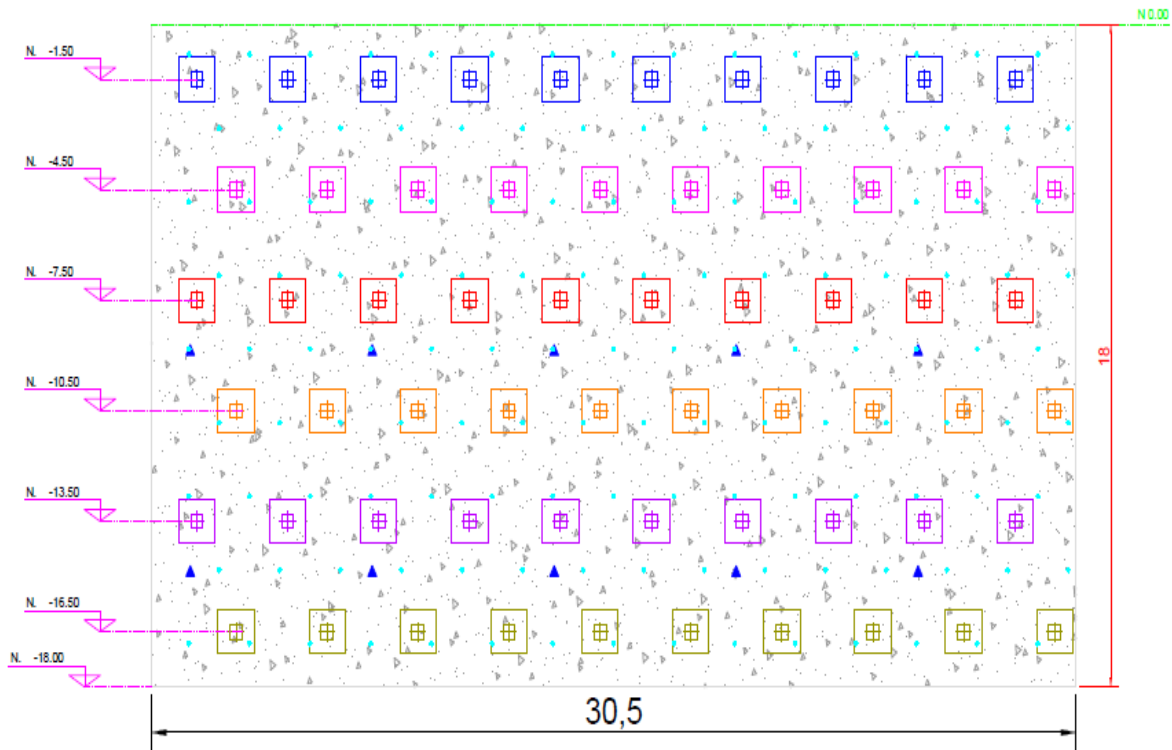


FIGURA 18.- ANCLAJE TALUD A-A' (NORTE)

CORTE PONIENTE B-B'

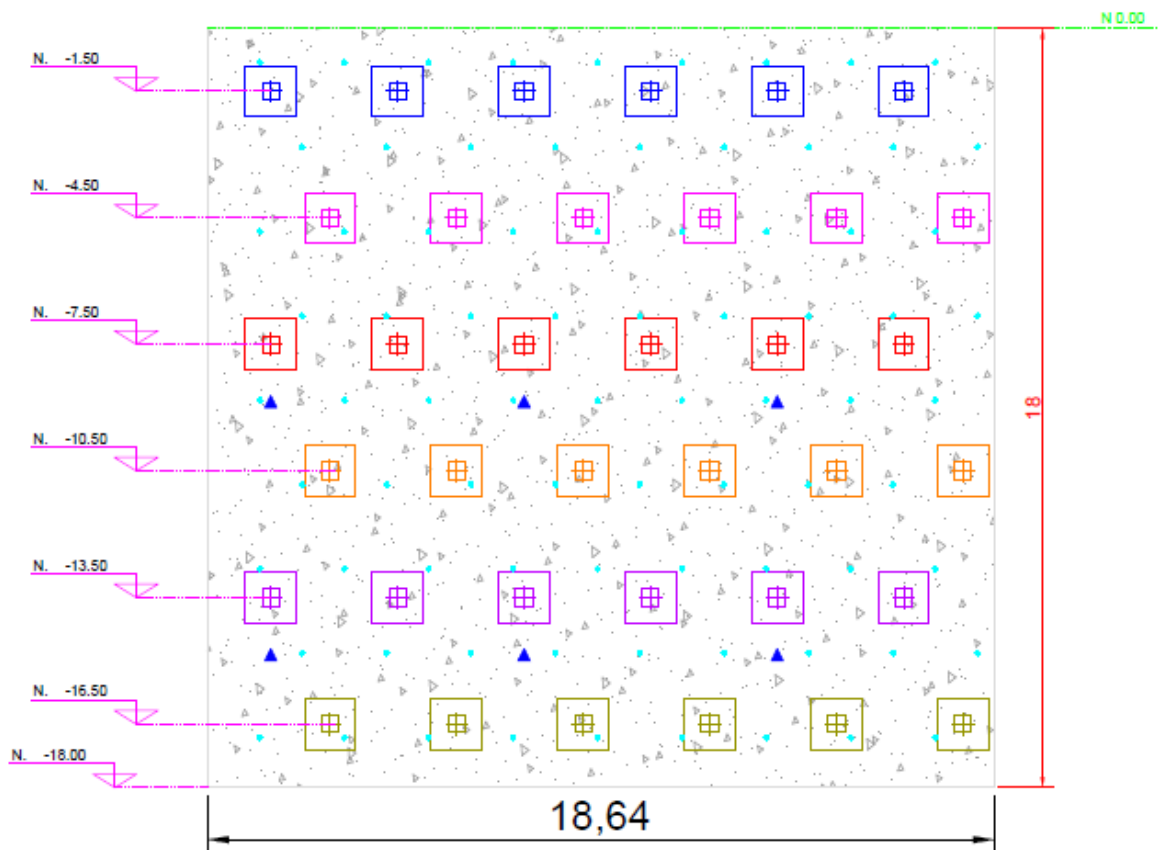


FIGURA 19.- ANCLAJE TALUD B-B' (PONIENTE)

CORTE SUR C-C'

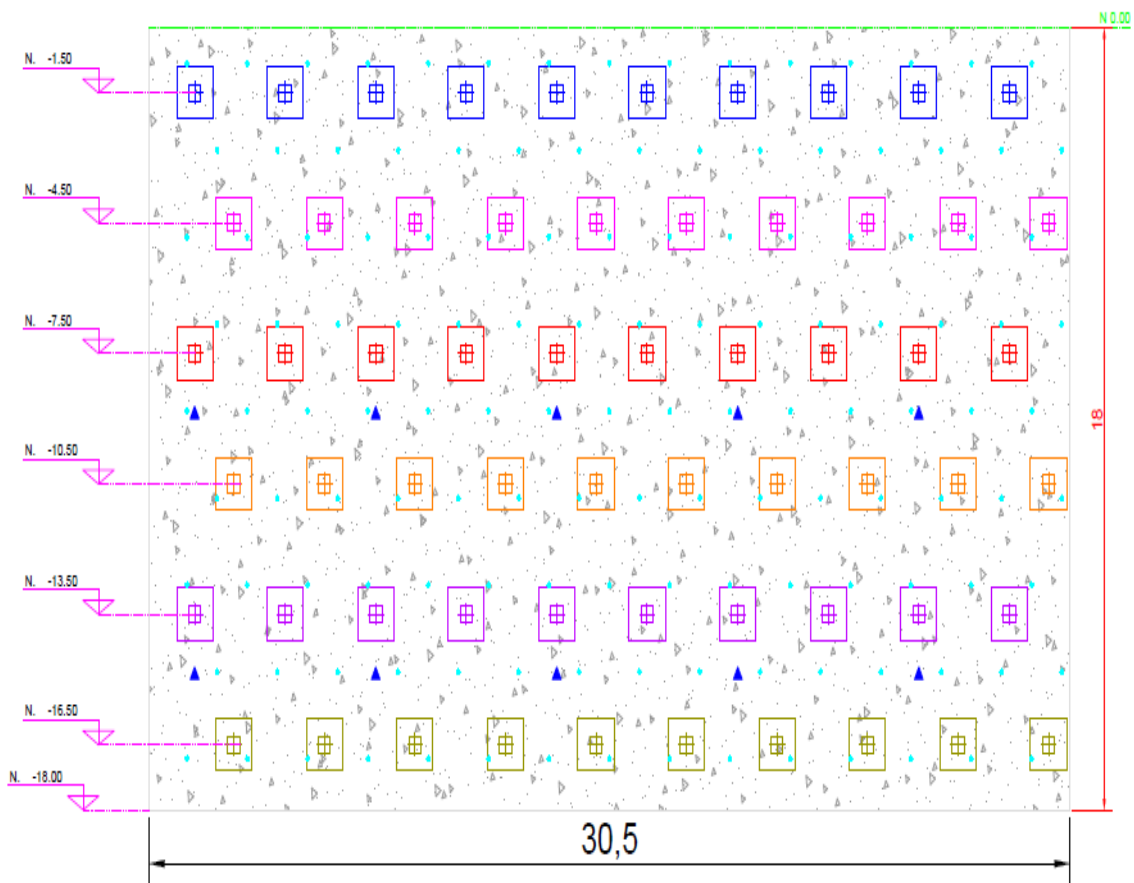


FIGURA 20.- ANCLAJE TALUD C-C' (SUR)

CORTE ORIENTE D-D'

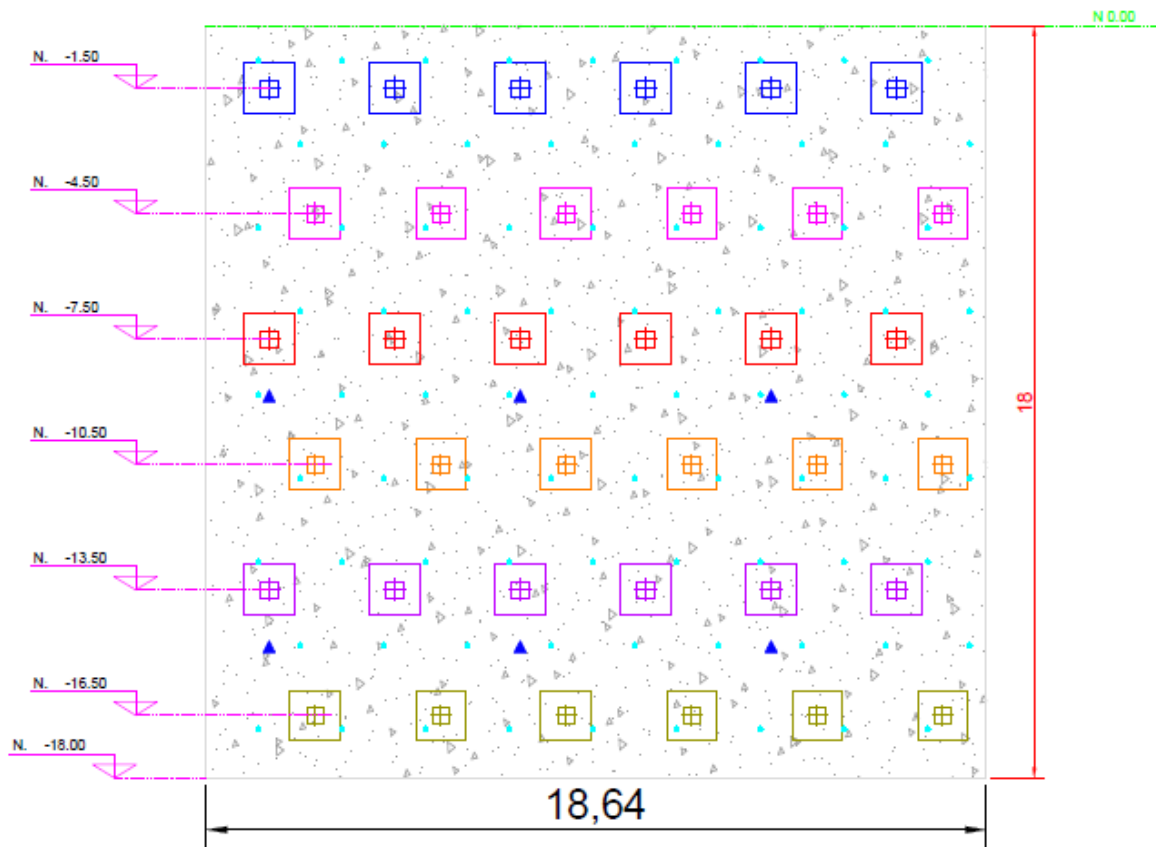


FIGURA 21.- ANCLAJE TALUD D-D' (ORIENTE)

Las recomendaciones y procedimiento para construir las anclas y el concreto lanzado se presentan más adelante.

5.5.3.- Especificaciones y procedimiento de construcción del sistema de anclaje.

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, ver figuras 22 a 23, con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 6” (15cm); el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión.

Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua–cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectuará su re perforación.

Una vez que la perforación se encuentre limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual, a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza punta de bala con el fin que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de lechada de cemento.

Tan pronto se concluya la perforación se introduzca el tensor, se inyectará el ancla, obturando la boca del barreno para uniformizar la presión de inyección. La mezcla a inyectar consistirá de una lechada compuesta con agua-cemento, en proporción 1:1.5, respectivamente.

El agua a utilizar será limpia y debe mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea: una vez logrado esto, se colocará la lechada en el recipiente de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieren las anclas. La inyección se deberá realizar a una presión de 10Kg/cm² en la siguiente forma:

a) Adaptar la manguera de la bomba a al tensor, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.

b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante manómetro, que la presión no sea menor que el valor especificado.

c) Debido a las características granulométricas de los materiales que alojarán los tensores, el volumen de inyección es posible que tenga un sobre volumen por

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

la posible existencia de algunas fisuras en el terreno dentro de su masa lo cual será verificado en campo al momento de la perforación, por lo que al detectarse alguna fuga en el proceso de inyección y en función del su volumen vaciado se evaluará en qué momento se suspenderá la inyección.

La pérdida de lechada en algunos casos puede ser tan importante que, aun inyectando una gran cantidad de lechada en una vez, no se cubra la totalidad del tensor en su longitud adherente (bulbo), necesario para que el ancla adquiriera capacidad de proyecto.

De ocurrir lo anterior el procedimiento de inyección se hará por etapas, la primera se suspenderá una vez que se detecte la pérdida de lechada en base al volumen inyectado, limpiando el orificio central de las barras, inyectando aire y agua para su completa limpieza, dejando listo para una inyección posterior, una vez que la lechada inyectada inicialmente haya fraguado.

De ocurrir el mismo problema en una segunda inyección se aplicará el mismo procedimiento. Como medida complementaria tendiente a lograr una completa inyección del barreno, se introducirá una manguera secundaria a este junto a la barra de perforación, hasta la profundidad del bulbo (longitud del ancla) y se inyectará a través de ella si se presentan problemas de inyección a través del orificio de la manguera de inyección en el área central del tensor.

Las anclas serán de fricción y postensadas, de 15cm de diámetro, con un desarrollo de 40 grados con respecto a la horizontal, para evitar interferencias con instalaciones públicas, y deberá considerarse un apoyo en el punto de aplicación de la carga, es decir que el apoyo de la placa quede ortogonal a la trayectoria al ancla para su tensión, y la distribución con respecto a la superficie del talud será reticular a cada 3m en el sentido horizontal; en el vertical, el primer cinturón se colocará a 1.5m a partir de la corona del talud, y el segundo a 3m con respecto al primero y con una separación de 3m entre ellos en forma horizontal; el segundo cinturón y los subsecuentes tendrán una inclinación de 10°. Las características del anclaje se indican en las figuras 18 a 23.

Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar, cuando menos, una muestra de cada 5 anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en 3 probetas, las cuales se probarán a edades de 1, 3 y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada.

Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor a 100 Kg/cm², la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

5.2.3.1.- Tensión y longitud de anclas

En el análisis se consideró que la longitud activa de las anclas se encontrará por detrás de las zonas de posible deslizamiento.

El ancla transfiere su carga al suelo a través de la resistencia friccionante entre la interface ancla-suelo; Broms (1968) y Littlejohn (1970) establecieron la siguiente ecuación para estimar la carga por fricción.

$$P = (c + P_i \tan \phi) D_a L_a \pi FR$$

Dónde:

- ❖ P= Capacidad del ancla, en ton.
- ❖ c = Cohesión en la interacción ancla –suelo.
- ❖ P_i= Presión de inyección de la lechada, Kg/cm²
- ❖ D_a: Diámetro de cuerpo del ancla, igual a 15cm
- ❖ L_a: Longitud del ancla, en m
- ❖ φ: Ángulo de fricción interna del suelo en el que se instalará el ancla.
- ❖ π: 3.1416
- ❖ FR :Factor de reducción igual a 0.35

Se obtuvieron las capacidades y longitudes que se indican a continuación de acuerdo a la distribución de anclas mostradas en las figuras 18 a la 21.

Para Colindancia Norte (TALUD A-A')

NIVEL	LONGITUD TOTAL (m)	LONGITUD LIBRE (m)	LONGITUD BULBO (m)	TENSIÓN (ton)	NÚMERO DE TORONES (0.6'Φ)	ÁNGULO (°)	No. DE ANCLAS
1°	26	8	18	100	8	40	10
2°	26	8	18	100	8	10	10
3°	26	6	20	110	8	10	10
4°	25	5	20	110	8	10	10
5°	23	3	20	110	8	10	10
6°	23	3	20	110	8	10	10

Para Colindancia Poniente (TALUD B-B')

NIVEL	LONGITUD TOTAL (m)	LONGITUD LIBRE (m)	LONGITUD BULBO (m)	TENSIÓN (ton)	NÚMERO DE TORONES (0.6''Φ)	ÁNGULO (°)	No. DE ANCLAS
1°	26	8	18	100	8	40	6
2°	26	8	18	100	8	10	6
3°	26	6	20	110	8	10	6
4°	25	5	20	110	8	10	6
5°	23	3	20	110	8	10	6
6°	23	3	20	110	8	10	6

Para Colindancia Sur (TALUD C-C')

NIVEL	LONGITUD TOTAL (m)	LONGITUD LIBRE (m)	LONGITUD BULBO (m)	TENSIÓN (ton)	NÚMERO DE TORONES (0.6''Φ)	ÁNGULO (°)	No. DE ANCLAS
1°	26	8	18	100	8	40	10
2°	26	8	18	100	8	10	10
3°	26	6	20	110	8	10	10
4°	25	5	20	110	8	10	10
5°	23	3	20	110	8	10	10
6°	23	3	20	110	8	10	10

Para Colindancia Oriente (TALUD D-D')

NIVEL	LONGITUD TOTAL (m)	LONGITUD LIBRE (m)	LONGITUD BULBO (m)	TENSIÓN (ton)	NÚMERO DE TORONES (0.6''Φ)	ÁNGULO (°)	No. DE ANCLAS
1°	26	8	18	100	8	40	6
2°	26	8	18	100	8	10	6
3°	26	6	20	110	8	10	6
4°	25	5	20	110	8	10	6
5°	23	3	20	110	8	10	6
6°	23	3	20	110	8	10	6

El número total de anclas será de 192 anclas, de las cuales; 192 anclas de ocho torones de 0.6” de diámetro; con longitudes totales entre 23m y 26m, debiendo considerarles un metro que sobresale del muro de concreto lanzado, para realizar el tensado. Las anclas tendrán una inclinación de 40° para el primer cinturón y para los subsecuentes una inclinación de 10° grados con respecto a la horizontal y se inyectarán a una presión de 10 kg/cm².

La carga de tensión que se realiza en cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será el siguiente:

- Se aplicará la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar el 110% de la tensión de diseño.
- Se mantendrá esta tensión por 5 minutos, después se descargará totalmente.
- Se volverán a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar esta, y se sujetará el ancla a la estructura de repartición.

5.2.3.2 Secuencia de procedimiento constructivo del anclaje

En las cajas labradas donde se tendrá el punto de aplicación del ancla se deberán colocar una parrilla de 1.20 x 1.20m, con acero de refuerzo con varillas de 3/8”, a cada 15cm en las dos direcciones; y en toda el área del talud ya perfilado y con la pendiente del proyecto se colocara un concreto lanzado de 10cm de espesor reforzado con doble malla electrosoldada 6x6/6-6, en el que el ancla atravesará la placa de concreto lanzado se dejarán unos tramos de tubo de PVC de 6” de diámetro a través de los cuales se efectuarán las perforaciones en que se instalarán las anclas.

Se aplica una capa de concreto lanzado de 10cm de espesor y en el punto de aplicación se colocará un sobre espesor de 25cm más.

A continuación, se realizan las perforaciones en que se instalarán las anclas, atravesando el muro de concreto lanzado en los sitios en que se dejaron las preparaciones para tal motivo. Siguiendo el procedimiento de perforación, introducción del tensor, inyección y tensado de las anclas que se indicaron en los incisos anteriores.

Una vez tensadas las anclas correspondientes al primer nivel de anclaje se procederá con el perfilado del talud hasta el nivel de la siguiente línea de anclaje, procediendo enseguida a la colocación del lanzado de concreto, a la instalación y tensado de las anclas del segundo nivel de anclaje hasta alcanzar con el talud de proyecto el nivel máximo de excavación.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

Las anclas serán del tipo de fricción, tendrán 15 cm de diámetro, un tensor constituido por un paquete de ocho torones de 0.6” de diámetro, de alta resistencia y de 40mm de diámetro exterior, con la longitud indica en las tablas anteriores y disposición que se muestran de la figura 16 a la 22.

Durante la excavación, conformación y anclado de los taludes un ingeniero especialista de Mecánica de Suelos, deberá verificar que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis y en caso necesario de acuerdo al comportamiento de los taludes y de los materiales encontrados, establecer los ajustes o modificaciones al procedimiento de excavación y retención propuestas.

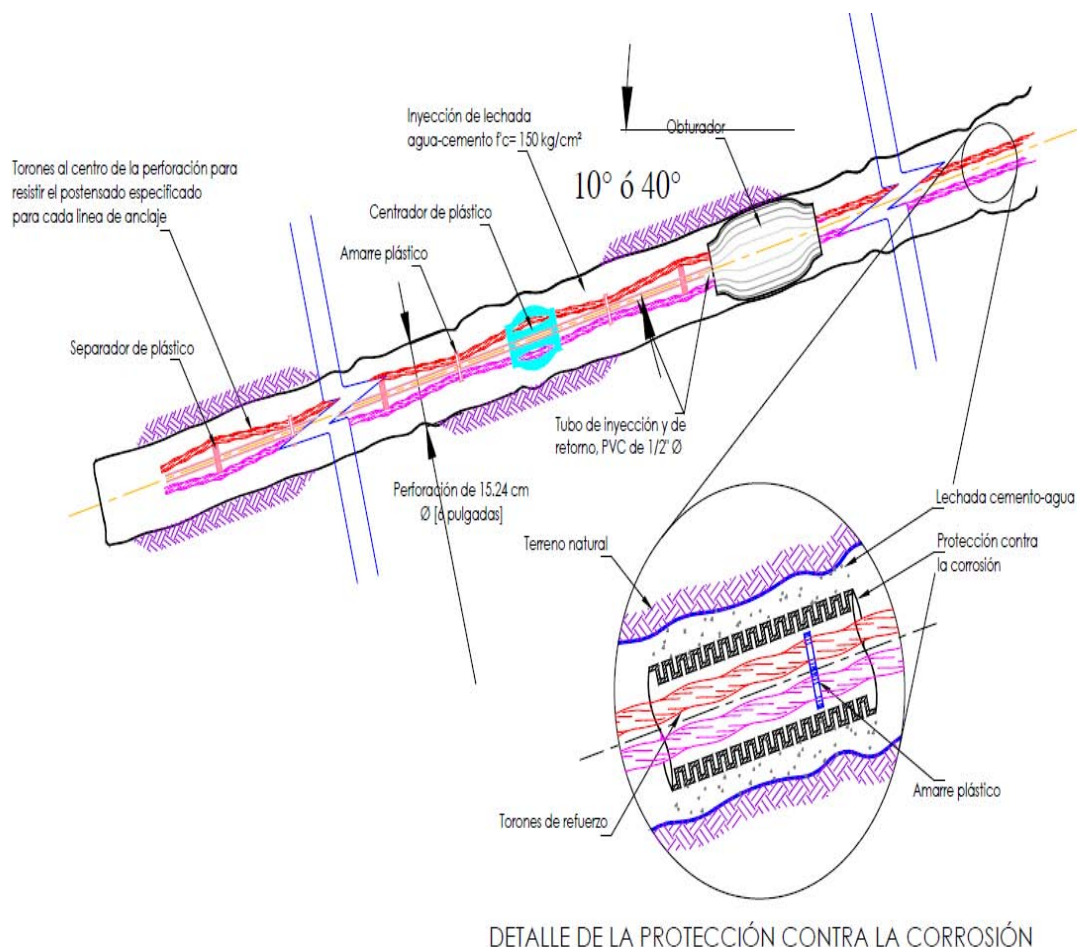
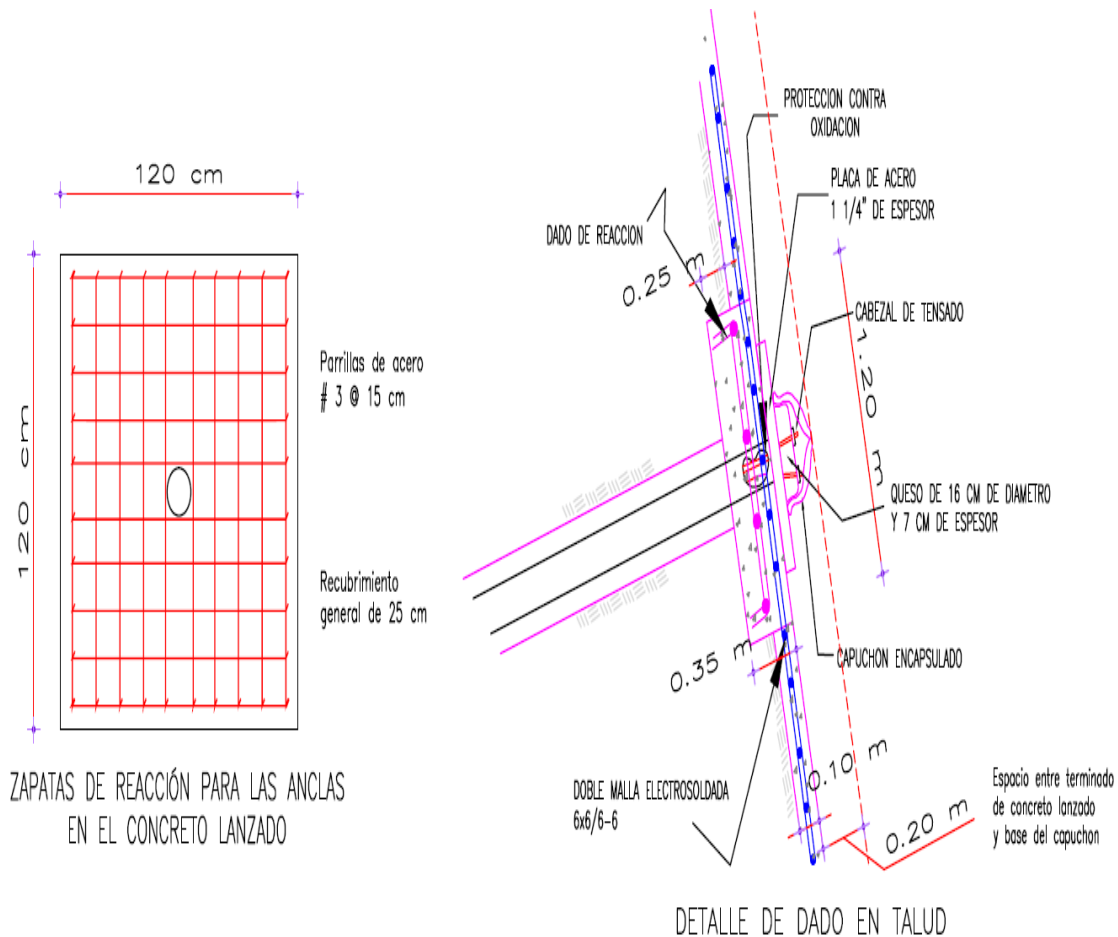


FIGURA 21.- DETALLE DE ANCLAJE

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”



ZAPATAS DE REACCIÓN PARA LAS ANCLAS EN EL CONCRETO LANZADO

DETALLE DE DADO EN TALUD

A CONTINUACIÓN SE PRECISAN LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS COMPONENTES DEL DADO DE REACCIÓN Y ZAPATA DE UN ANCLA:

- 1.- PARTIENDO DEL PAÑO DEL TALUD , SE LABRARA UNA CAJA CON LAS SIGUIENTES DIMENSIONES; 1.20 x 1.20 x 0.25 m, DONDE SE COLOCARA ACERO DE REFUERZO DEL DADO DE REACCIÓN DEL ANCLA.
- 2.- EL REFUERZO ESTARA CONFORMADO POR DOBLE PARRILLA DE ACERO CON $V_s \#3 @ 15 \text{ cm}$ EN AMBOS SENTIDOS Y UNA DIMENSIÓN DE 1.10 x 1.10m.
- 3.- SE COLOCARA DOBLE MALLA ELECTRO SOLDADA (6x6/6-6), ANCLADA AL TALUD CON $V_s \#4 @ 1.00 \text{ m}$, LAS CUALES DEBERAN TENER AL MENOS 40cm DE LA VARILLA INCRUSTADOS EN EL TALUD, LO ANTERIOR FORMA PARTE DE LA PROTECCION DE TODO EL TALUD.
- 4.- SE REALIZARA EL COLADO DEL DADO DE REACCIÓN CON CONCRETO LANZADO DE RESISTENCIA DE 200 KG/CM², EN CONJUNTO CON LA COLOCACION DEL CONCRETO LANZADO CON EL QUE SE PROTEGERÁ TODO EL TALUD.
- 5.- PREVIO AL FRAGUADO DEL CONCRETO SE LABRARA UNA SUPERFICIE LISA Y ORTOGONAL AL PLANO DEL TALUD PARA CONFORMAR EL DADO DE REACCIÓN DEL ANCLA.

FIGURA 22.- DADO DE REACCIÓN

6.- INSTRUMENTACIÓN

Previamente al inicio de los trabajos de excavación se instrumentará el suelo que rodeará a la excavación para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo, que comparado con el previsto en el diseño, permita concluir sobre la confiabilidad del mismo, detectar errores y en caso necesario fundamentar modificaciones en los análisis y en la construcción.

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo en la que se efectuará la excavación, a través de la determinación de la evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales, en los puntos más representativos de la masa de suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada de la instrumentación debe ser constante examinada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

Los instrumentos de medición se deben instalar siguiendo las recomendaciones que se describen a continuación, en los que también se indica la frecuencia de las mediciones.

Referencias Superficiales

Tendrá por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurran en la superficie del terreno que circundará la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien deformaciones inadmisibles.

Las referencias superficiales son puntos fijos de la superficie del terreno que se instalarán definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación, observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con el nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

Las características de las referencias superficiales antes mencionadas se describen a continuación:

Testigo Superficial

Es un cilindro de concreto simple de 15cm de diámetro y 30cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior: el perno es de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulgadas y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

Criterio de Instalación

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción.

Las líneas de colimación serán paralelas al borde de la excavación, señalando una a cada lado de la excavación, en la colindancia con la vía pública; la separación entre testigos superficiales será de 5m.

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación, según los procedimientos que se describen a continuación:

a) Testigos superficiales

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas.
- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos.
- Se colocarán los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero, inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada.
- Se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

Procedimiento de medición

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptima de centrado y precisión de 15 seg; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20m y amplificación de 25 diámetros.

Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.

Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación.

En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximadamente de + 0.5mm.

7.- CONCLUSIONES

7.1.- El proyecto a edificar se ubica en un predio ubicado en la Calle de Tiziano #69, Colonia Alfonso XIII, Delegación Álvaro Obregón, Ciudad de México.

7.2.- El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 514 m² aproximadamente, esto de acuerdo al proyecto arquitectónico.

Actualmente en toda el área del predio se encuentra desplantada una estructura de tipo nave industrial de doble altura, que es usada como salón de eventos sociales. La configuración del terreno en general es plana.

7.3.- El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por cuatro sótanos, planta baja, y catorce niveles superiores para departamentos.

7.4.- En las figuras 2A a 2E se muestran el sembrado de las plantas arquitectónicas del proyecto y de los sótanos para estacionamientos, y en la figura 3A a 3B se presentan un corte longitudinal y fachada del proyecto considerado.

7.5.- A continuación, se describen las colindancias y las características observadas de las mismas durante los trabajos de exploración realizados, y en la figura 4 se presenta un croquis donde se muestran las colindancias del predio: al Norte colinda con tres casas habitación de un nivel y una más dos niveles, al Oriente colinda con la Av. Adolfo López Mateos (Periférico), al Sur colinda con la Calle de Tiziano y finalmente, en la colindancia Poniente se encuentra una estructura de tipo Nave Industrial.

7.6.- Se efectuó un sondeo de tipo mixto a 30 m de profundidad, empleando el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar, con la que se obtendrán muestras representativas alteradas, y se medirá el número de golpes necesarios que oponen los materiales a ser atravesados, que permitirá determinar el índice de resistencia de estos, combinando el muestreo inalterado del barril NQ, el cual se utiliza para obtener muestras de roca y atravesar los estratos de gravas y boleas.

7.7.- La ubicación dentro del predio del sondeo profundo se muestra en la figura 5.

7.8.- En la figura 6.1-6.3 se presentan los registros de campo del sondeo realizado.

7.9.- En la figura 7 se presenta en forma gráfica el perfil estratigráfico y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de penetración estándar realizado en el sitio de interés y considerado para este estudio, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

7.10.- El predio de interés se localiza en la Zona I (Zona de Lomas) como se observa en la figura 8, según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones.

7.11.- El nivel de aguas freáticas no se detectó a la máxima profundidad explorada, en la fecha en que se realizó la exploración. De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona I denominada de Lomas, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.16 (Ver figura 9), y el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3 kg/cm³, sin embargo es conveniente efectuar un estudio de espectro sísmico.

7.12.- Considerando las características arquitectónicas del proyecto, la geometría del edificio, y las propiedades estratigráficas del subsuelo del sitio, en el que se tienen estratos de alta resistencia a partir de un metro de profundidad, en los cuales se presentan estratos de arenas limosas y limos arenosos con poca arcilla, con intercalaciones de gravas y boleos con tamaño entre 2” y 4”.

7.13.- El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Sótano inferior de estacionamiento con nivel de piso terminado a -18.0m de profundidad respecto al nivel de banqueta
- La relación entre la dimensión mayor promedio (30.80 m) y la menor promedio (18.64m) de la planta del semisótano de estacionamiento es 1.65
- La relación entre la altura del edificio (55.00m) y la profundidad de los cuatro sótanos (18.02m) de estacionamiento es de 3.05.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- 1m de espesor de un estrato de limo arenoso, con poca arcilla y gravillas muy aisladas.
- 5m de espesor de un estrato de arena limosa con gravillas aisladas, en estado compacto.
- 3.5 m de espesor de un estrato de limo arenoso con gravillas aisladas, de alta resistencia, y baja compresibilidad.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

- A partir de los 7.3 m de profundidad se encuentran estratos de arenas limosas con gravas y gravillas aisladas y limos arenosos con escasa arcilla, con gravillas y gravas aisladas, así como intercalaciones de gravas y boleos: todos los estratos son de alta resistencia.
- Nivel de aguas freáticas, que no se detectó hasta la máxima profundidad explorada en la fecha en que se realizó la exploración.

Para las características anteriores deberán revisarse los siguientes aspectos geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto:

- Asentamientos a largo plazo que resulten inferiores a los permitidos por el Reglamento de Construcciones.
- Evaluación de posible falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Valoración de las tensiones en la cimentación.

7.14.- Peso estimado de la estructura = 10,853.65 ton (no incluye peso de la cimentación, pero no está factorizada en condiciones gravitacionales) y de 9,768.28 ton (no incluye peso de la cimentación, pero no está factorizada en condiciones medias estimadas).

7.15.- De acuerdo a las cargas estimadas, y a las condiciones analizadas la excentricidad se encuentra dentro del rango permisible, por lo que no se presentarán desplomos en la estructura debido a la distribución de las cargas a la cimentación, sin embargo el valor de la excentricidad se deberá de ratificar, cuando se tenga la bajada de cargas definitiva del proyecto estructural.

7.16.- Con base en lo anterior, la solución de la cimentación de la estructura será resuelta mediante pilas de sección constante desplantadas a 29m de profundidad, con respecto al actual nivel de banqueteta, ligadas con traveses de cimentación, considerando que por proyecto se necesitan cuatro sótanos, donde el nivel de piso terminado del sótano inferior se encuentra a -18.0m, con respecto al nivel de banqueteta (Figura 10).

7.17.- Se determinó la capacidad de carga para pilas con 10m de longitud efectiva y para diámetros entre 0.8m y 1.2m, es decir que deberá considerarse la longitud adicional repartida en el traslape con sus traveses correspondientes de acuerdo a lo establecido por los planos estructurales.

7.18.- En los cálculos realizados se consideró una cohesión de 4 ton/m², un ángulo de fricción interna de 34°, para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose capacidades de carga mayores que se muestran en la figura 12, a

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA COSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE CUATRO SÓTANOS Y QUINCE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS”

las que se muestran en la figura 11, se consideró una longitud efectiva de 10m, y en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 10m dentro de los materiales resistentes de apoyo, tomando en cuenta que por debajo del nivel de desplante de los sótanos y hasta una profundidad de 30m se tiene un material generalmente de tipo friccionante y de alta resistencia, conformado por un estrato de gravas y boleos de tipo basáltico empacados en arenas. Las Capacidades de carga de pilas con longitud efectiva de 10m, 12m, 14m y 16m de empotre se muestran en las figuras 12 a 12.8.

7.19.- En la figura 13 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica de los empujes del suelo para una profundidad hasta de 20.0m, los cuales deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

7.20.- Tomando en cuenta que la magnitud del área que se proyecta excavar para alcanzar el nivel de máxima excavación ubicado en la cota -18.00m para alojar los sótanos de la estructura proyectada, se generarán taludes 0.5:1.0 (horizontal: vertical), dentro del predio, y se establece que la excavación podrá efectuarse en dos etapas. (Ver figura 14)

7.21.- Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m “despalme”, con respecto al nivel actual del terreno, para retirar cimentaciones antiguas y rellenos, pero sin descubrir totalmente las cimentaciones vecinas (Ver figura 15)

La excavación se realizará dejando una berma perimetral con una banqueta de 1.0 m de ancho y taludes de 0.5: 1 (horizontal: vertical) verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos existentes para no causar ningún percance. Posteriormente se iniciara con la perforación y colado de pilas, el talud será retirado por módulos y se procederá a colocar el sistema de retención que consiste en colocar un muro de concreto lanzado sobre el que reaccionarán anclas de fricción postensadas.

Dado que el área por excavar será la que tiene el terreno en su totalidad, se requiere estabilizar los cortes verticales mediante un sistema de retención que garantice la estabilidad de los taludes que se dejarán perimetralmente. Para determinar el tipo de retención más adecuado a emplear, se consideró las condiciones que prevalecen en cada una de las colindancias, por lo que la estabilización de los taludes perimetrales en la excavación que alojará a los sótanos, será resuelta mediante anclas de fricción postensadas, el proceso constructivo de las pilas (cimentación) y anclas (sistema de protección a colindancias) se detalla en el capítulo 5.

7.22.- Es recomendable correr nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargada.

REFERENCIAS

Manuel de cimentaciones profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos Valle de Bravo No. 19, Col. Vergel de Coyoacán, 14340 México, D.F., MÉXICO.

Reglamento de Construcción de la ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) 2004.

Meyerhof, G.G. “Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations” Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, 1963

Juárez Badillo E, Mecánica de suelos, Tomo 1 – Fundamentos de la mecánica de suelos. Ed. Limusa. México D.F., México, 2005.

Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., Mecánica de suelos, Tomo 2 – Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. Ed. Limusa. México D.F., México, 2011.