



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
CAMPUS ARAGÓN

DISEÑO DE CIMENTACIÓN Y PROCESO CONSTRUCTIVO PARA
UN EDIFICIO DE ONCE NIVELES, PLANTA BAJA Y SEIS
SOTANOS, EN ZONA DE LOMAS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E C E N T A:

JULIO CESAR DURÁN LUNA

ASESOR: ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

ARAGON, ESTADO DE MÉXICO

2014



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.



“DISEÑO DE CIMENTACIÓN Y PROCESO CONSTRUCTIVO PARA UN EDIFICIO DE ONCE NIVELES, PLANTA BAJA Y SEIS SOTANOS, EN ZONA DE LOMAS.”



AGRADECIMIENTOS

A Dios por permitirme haber llegado hasta este momento, y por permitir que mis seres queridos y yo estemos juntos.

A mis padres:

Julio Durán por nunca dejar de exigirme más cada día, y Hermelinda Luna, porque todo lo que soy y lo que tengo es gracias a su amor y a tu empeño en mi educación, dentro y fuera de la escuela, les agradezco sobre todo por siempre confiar en mí.

A mis hermanas:

Kitzia Guadalupe Durán, quien gracias a su ejemplo en seguir adelante, sus consejos y porque lo me ha enseñado.

**Katya Cecilia Durán
Kimberly Daniela Durán
Reyna Katerin Durán**

A quienes amo y dedico este gran paso que se den cuenta que todo es posible y todo está a su alcance.

A ustedes agradezco porque he tenido su apoyo incondicional y cariño.



A mis profesores:

Por su compromiso y dedicación, en particular al Ing. Gabriel Alvarez Bautista, asesor de este trabajo, por su tiempo dedicado, en quien he encontrado un guía y amigo.

A mis amigos y compañeros:

Por todas las cosas que hemos compartido y porque directa e indirectamente siempre me han apoyado.

A todos gracias.

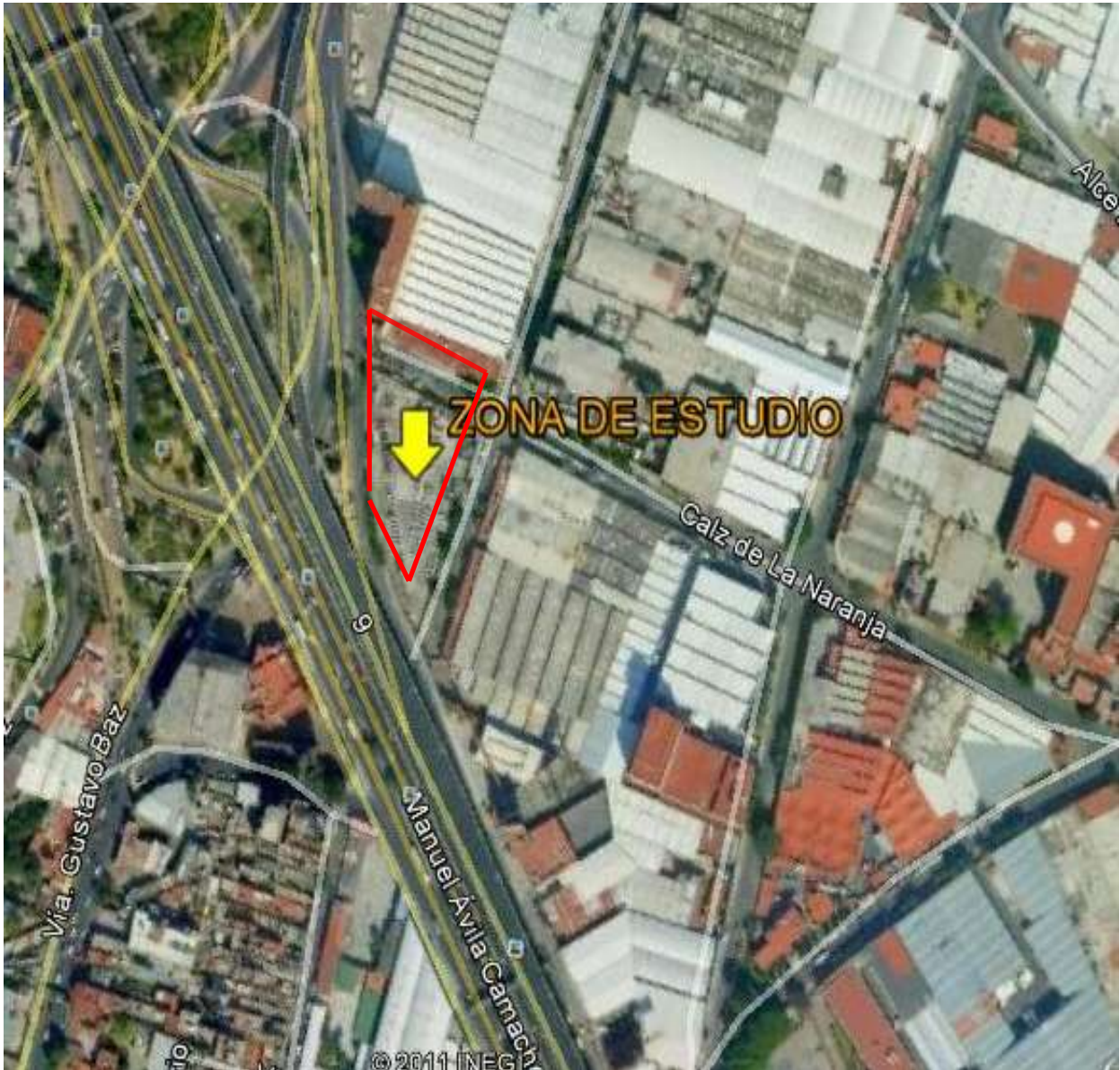


FOTO AEREA DEL PREDIO DE INTERES



INDICE

- 1.- ANTECEDENTES**
- 2.- EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO**
- 3.- PRUEBAS DE LABORATORIO**
- 4.- CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS DEL SUBSUELO**
- 5.- ANALISIS DE CIMENTACIÓN**
- 6.- ESTABILIDAD DE TALUDES Y PROTEVCCION A COLINDANCIAS**
- 7.- INSTRUMENTACION**
- 8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ANEXO

ESTABILIDAD DE TALUDES



ANTECEDENTES



CONDICIONES ACTUALES



1.- ANTECEDENTES

1.1.- Localización

El sitio de interés se localiza en la esquina que forman la Calle 9 y Calzada la Naranja, en la colonia Industrial Alce Blanco, Municipio de Naucalpan, Estado de México.

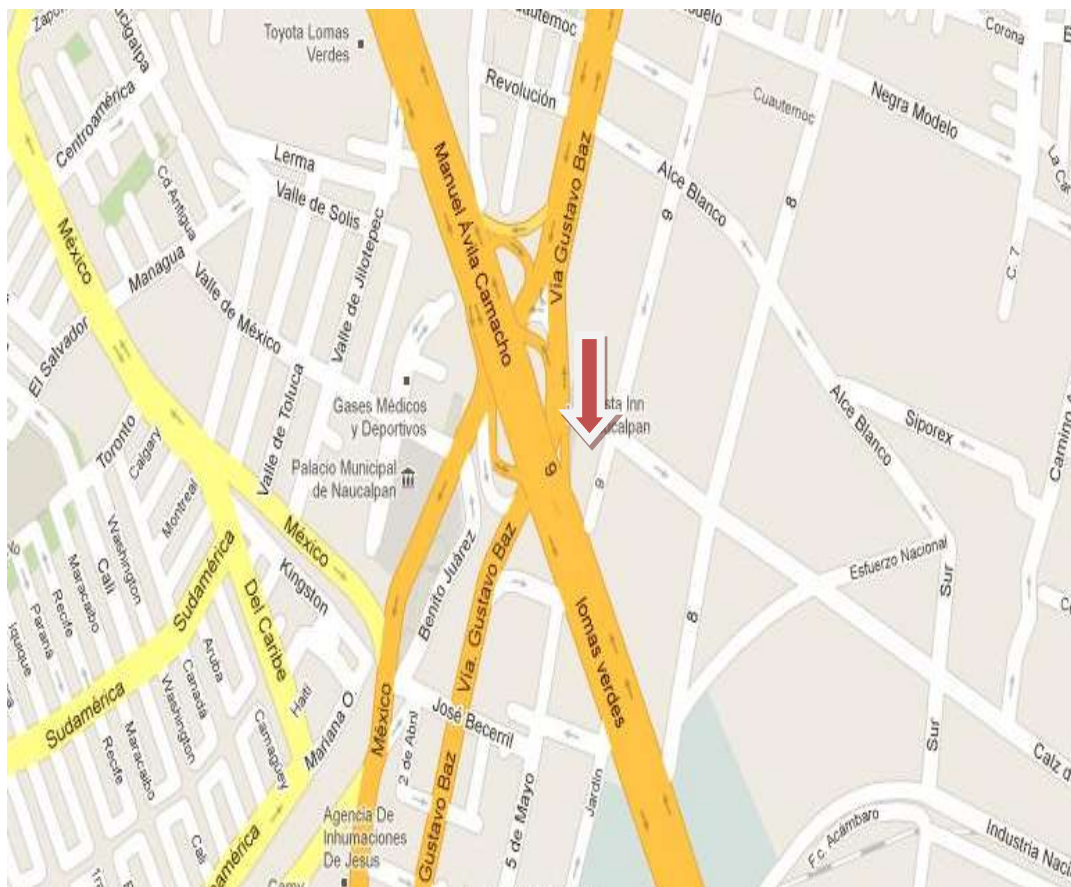


FIGURA 1.-CROQUIS DE LOCALIZACIÓN



1.2.- Colindancias

En la figura 1A, se muestran las colindancias del predio de interés, a continuación se mencionan:

Al Norte colinda con Calle Calzada de la Naranja,
Al Sur colinda con la vialidad Boulevard Manuel Ávila Camacho y Calle 9,
Al Oriente con Calle 9
Y al Poniente el Boulevard Manuel Ávila Camacho y la Vía Gustavo Baz.



FIGURA 1A.- COLINDANCIAS



1.3.- Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio para oficinas constituido por: once niveles superiores, un mezzanine, planta baja, seis sótanos destinados para estacionamiento y una cisterna bajo el último sótano, con los niveles de piso terminado indicados a continuación:

- La cisterna y planta de tratamiento que se ubicaran a un NPT -30.20.
- El sótano 6 a NPT -24.60,
- El sótano 5 a NPT- 21.70,
- El sótano 4 a NPT -18.80,
- El sótano 3 a NPT -15.90,
- El sótano 2 a NPT -13.00,
- El sótano 1 a NPT -10.00,
- Un Taller que se encuentra a un NPT -7.00 que coincide con el nivel de banquetta de la esquina que forman Calle 9 y Calzada la Naranja en donde se tendrá el acceso a sótanos.
- Un mezzanine a un NPT - 3.50
- Posteriormente se ubica la Planta baja a NPT-0.00 que coincide con el nivel de la banquetta del Blvd. Manuel Ávila Camacho, que tendrá una altura de 9 m donde será el acceso principal.

Posteriormente se tienen 11 niveles superiores constituidos por oficinas tipo y un cuarto de máquinas donde:

- El nivel 1 se ubicara a NPT.+ 9.00,
- El nivel 2 a NPT.+13.50,
- El nivel 3 a NPT.+18.00,
- El nivel 4 a NPT.+22.50,
- El nivel 5 a NPT.+27.00,
- El nivel 6 a NPT.+31.50,
- El nivel 7 a NPT.+36.00,
- El nivel 8 a NPT.+40.50,
- El nivel 9 a NPT.+45.00,
- El nivel 10 a NPT:+49.50,
- El nivel 11 que ocupara el cuarto de máquinas se ubica a un NPT:+54.50,
- El nivel de Azotea se ubicara a un NPT.+58.50.

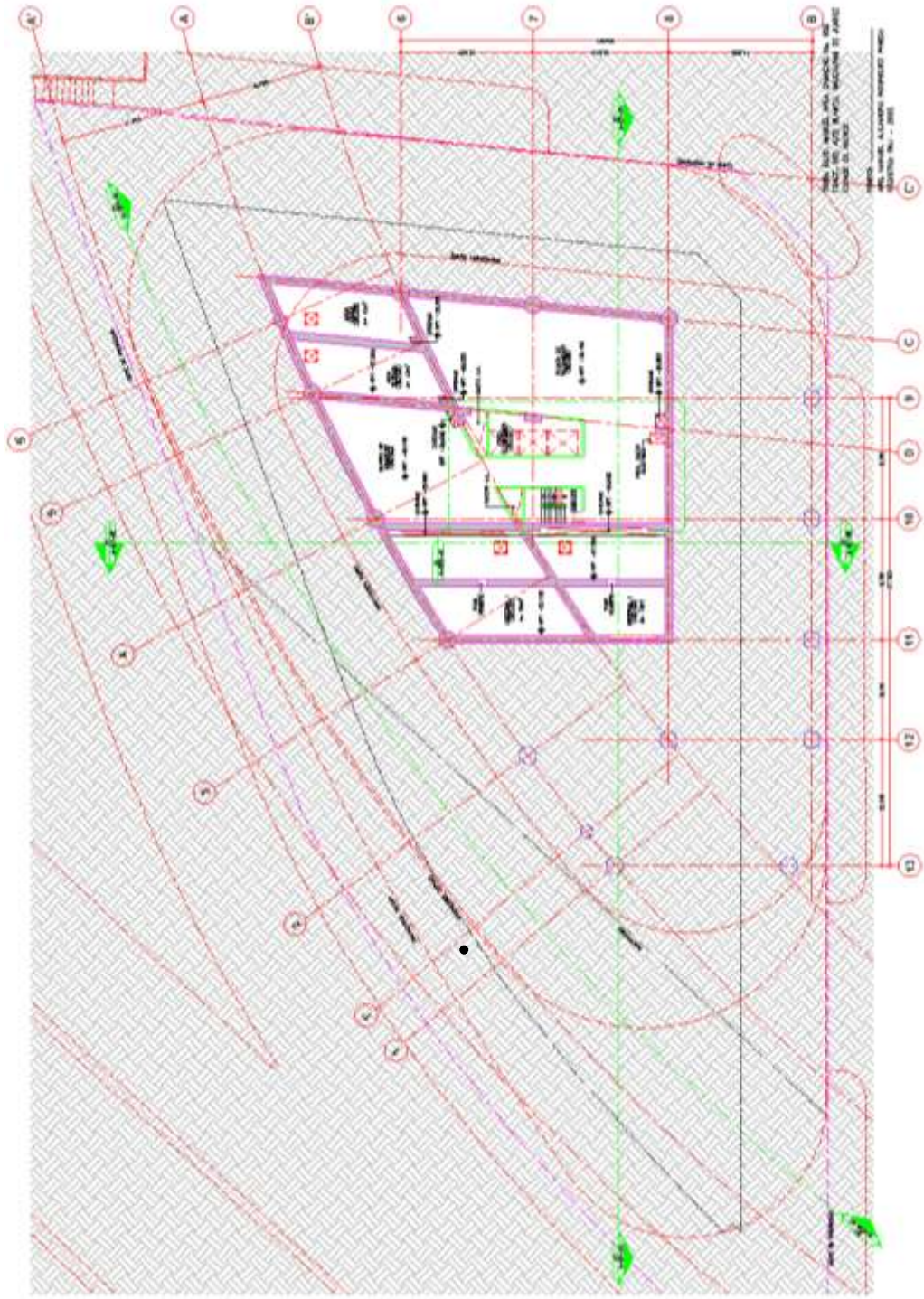


FIGURA 2.- ANTEPROYECTO PLANTA ARQUITECTONICA CISTERNA

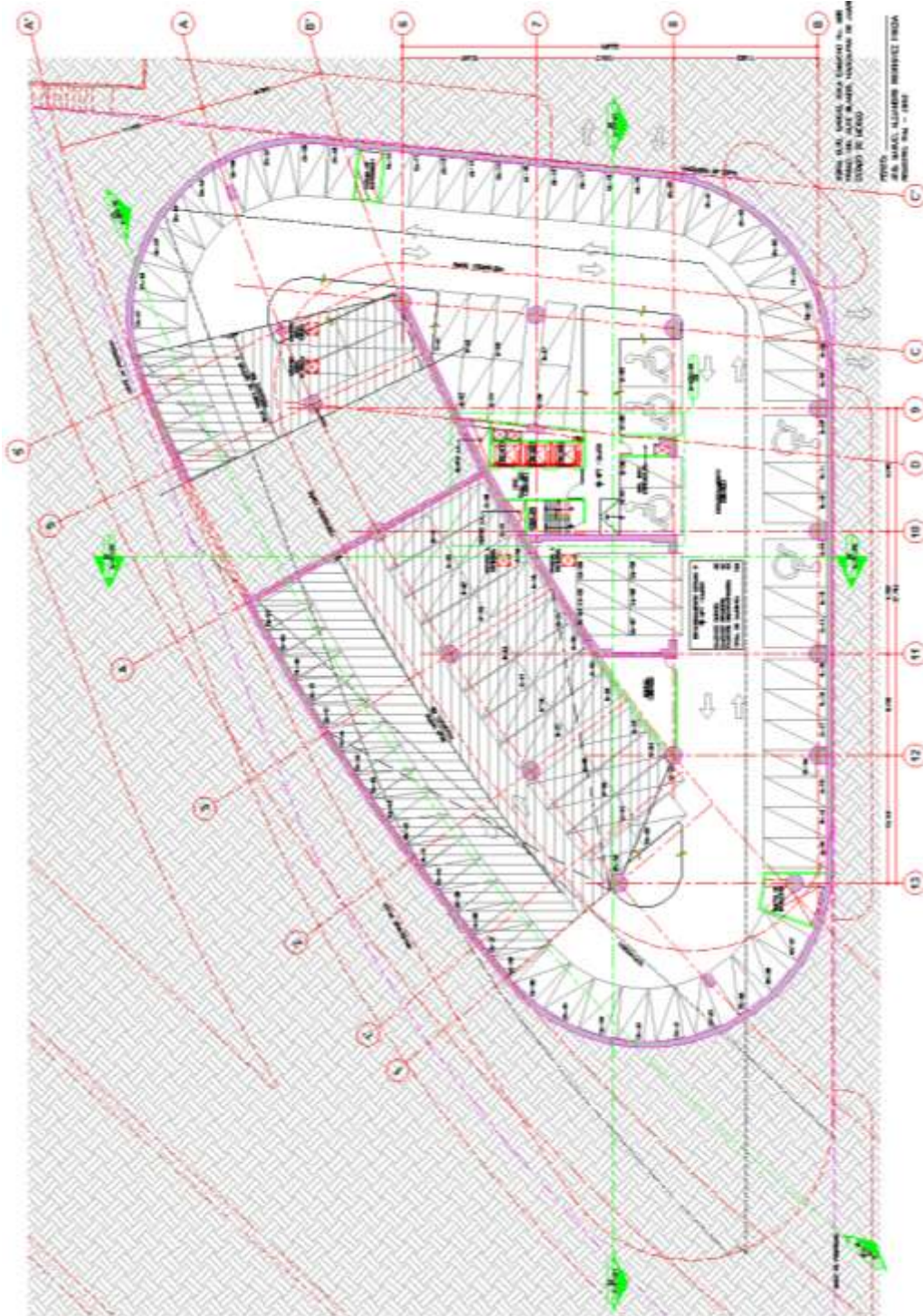


FIGURA 3.- ANTEPROYECTO PLANTA ARQUITECTONICA SOTANO 6

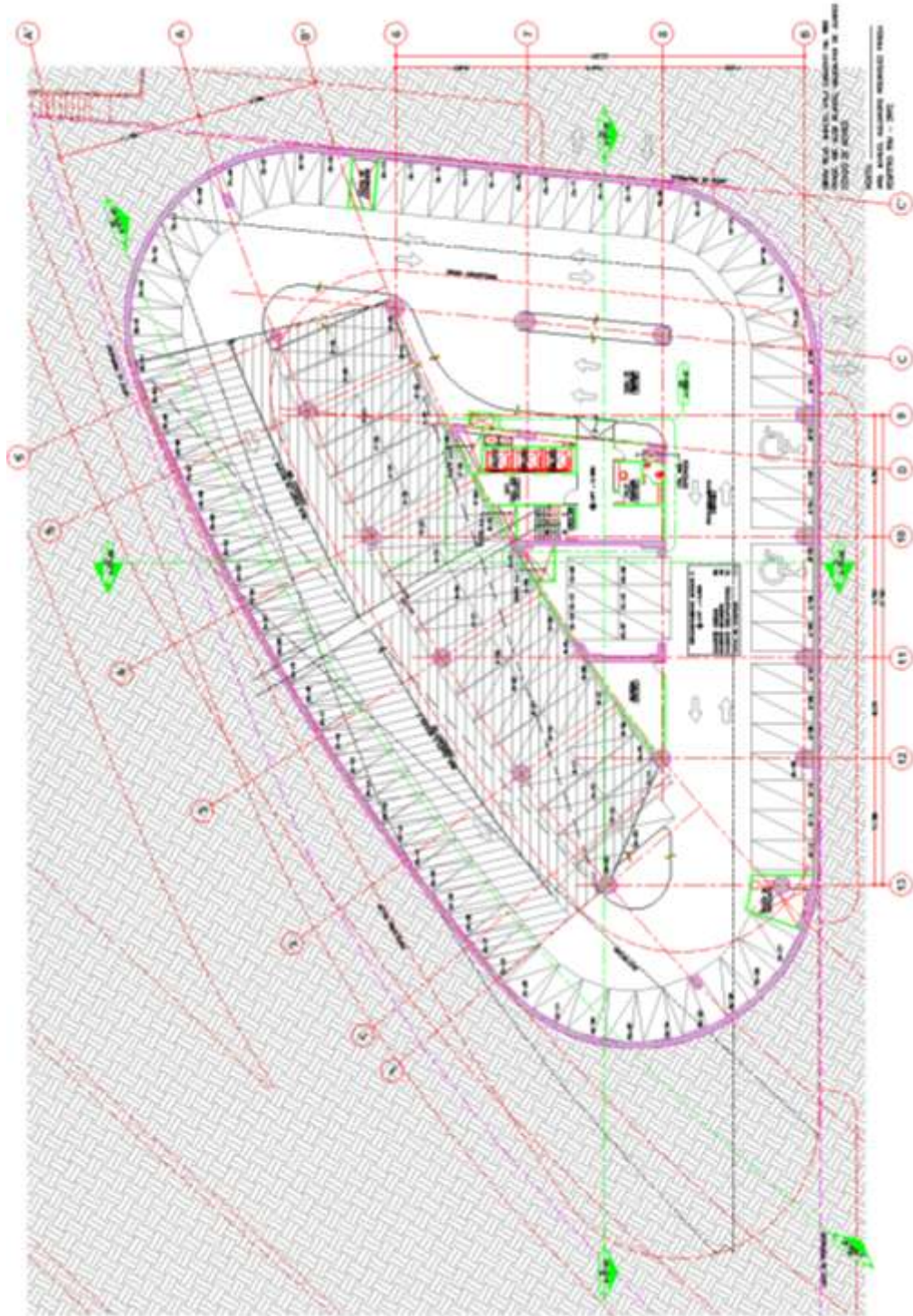


FIGURA 5.- ANTEPROYECTO PLANTA ARQUITECTONICA SOTANO 2

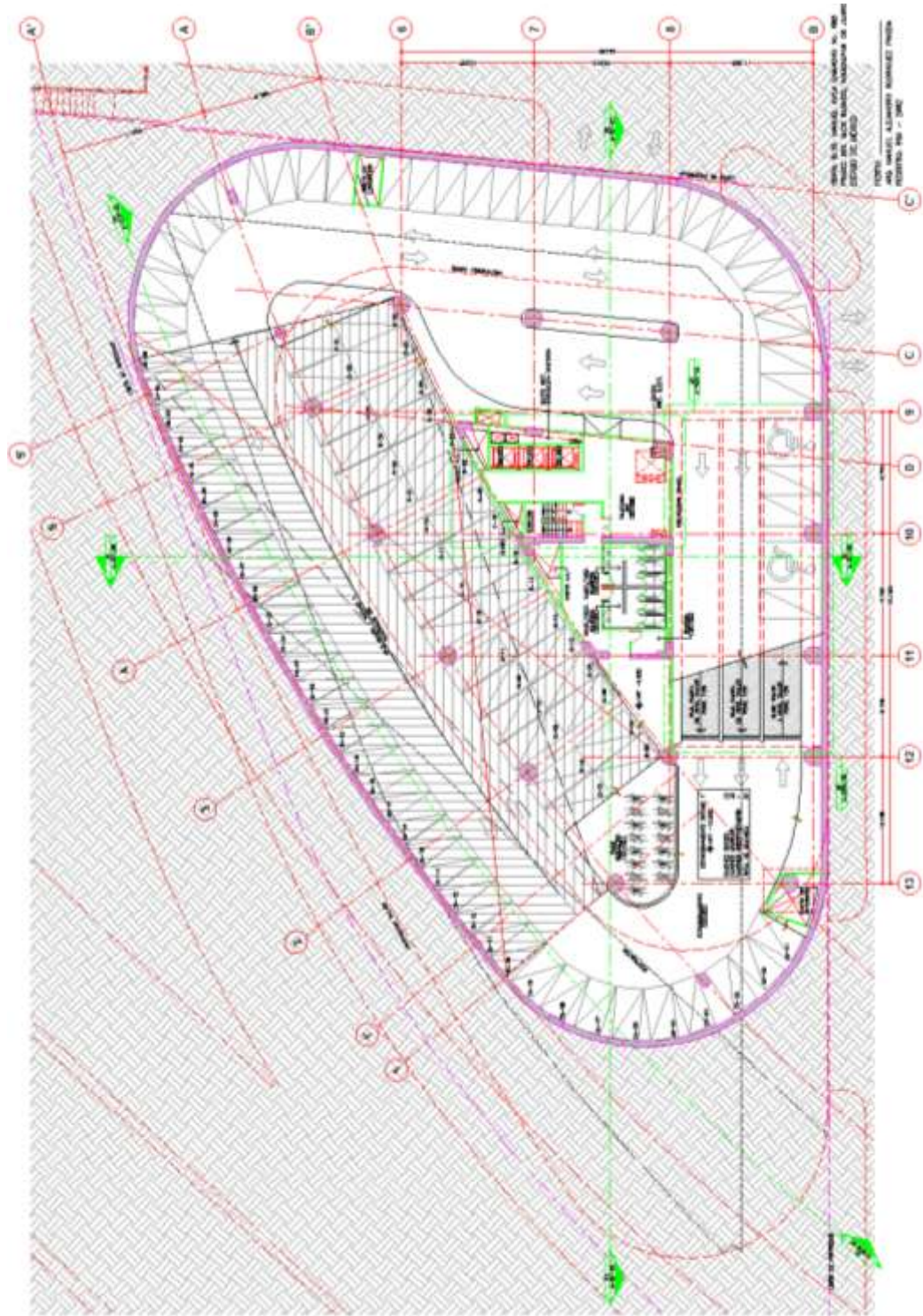


FIGURA 6.- ANTEPROYECTO PLANTA ARQUITECTONICA SOTANO 1



FIGURA 7.- ANTEPROYECTO PLANTA ARQUITECTONICA TALLER.



FIGURA 8.- ANTEPROYECTO PLANTA ARQUITECTONICA MEZZANINE

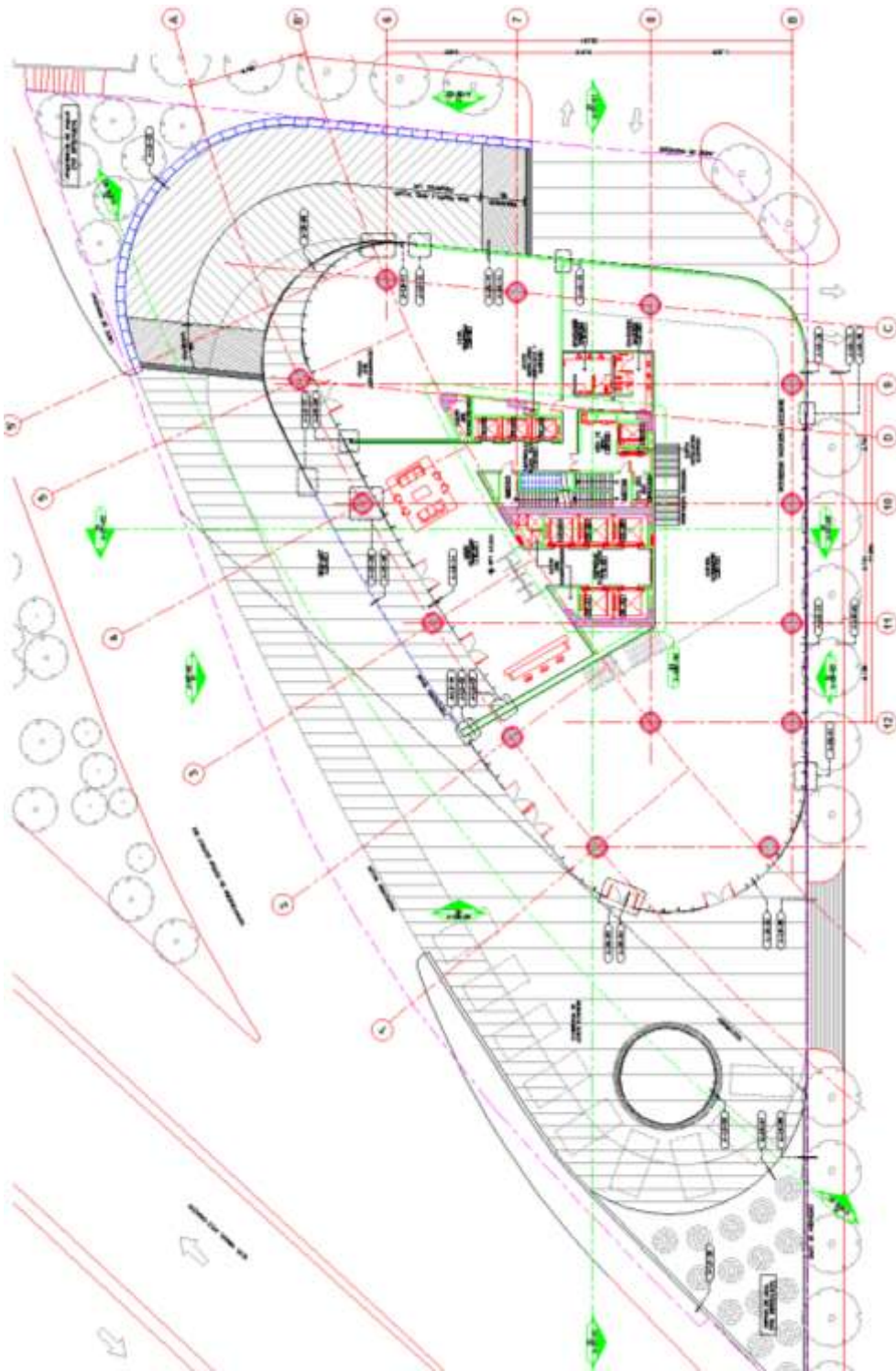


FIGURA 9.- ANTEPROYECTO PLANTA ARQUITECTONICAPLANTA BAJA

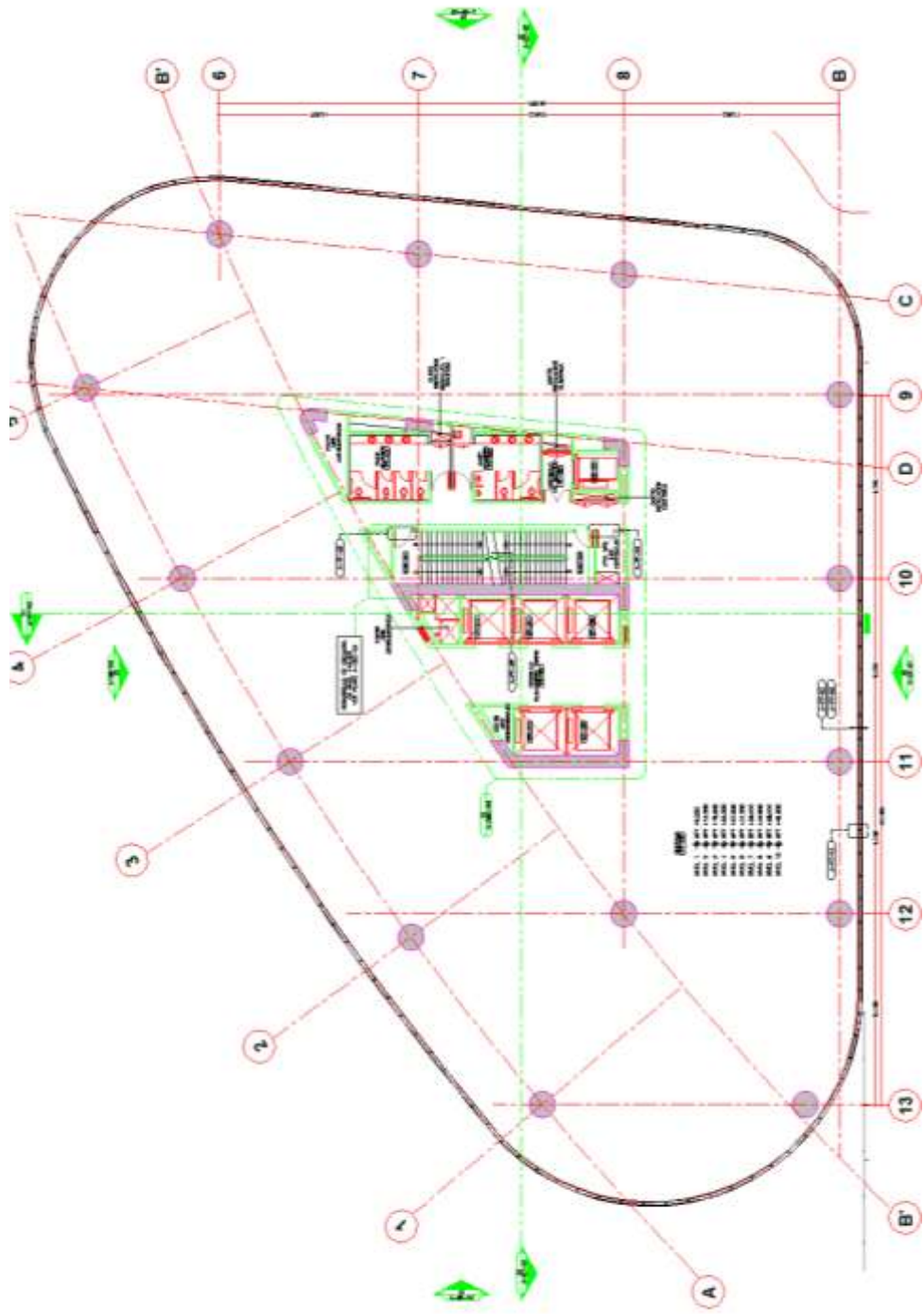


FIGURA 10.- ANTEPROYECTO PLANTA ARQUITECTONICA PLANTA TIPO OFICINAS

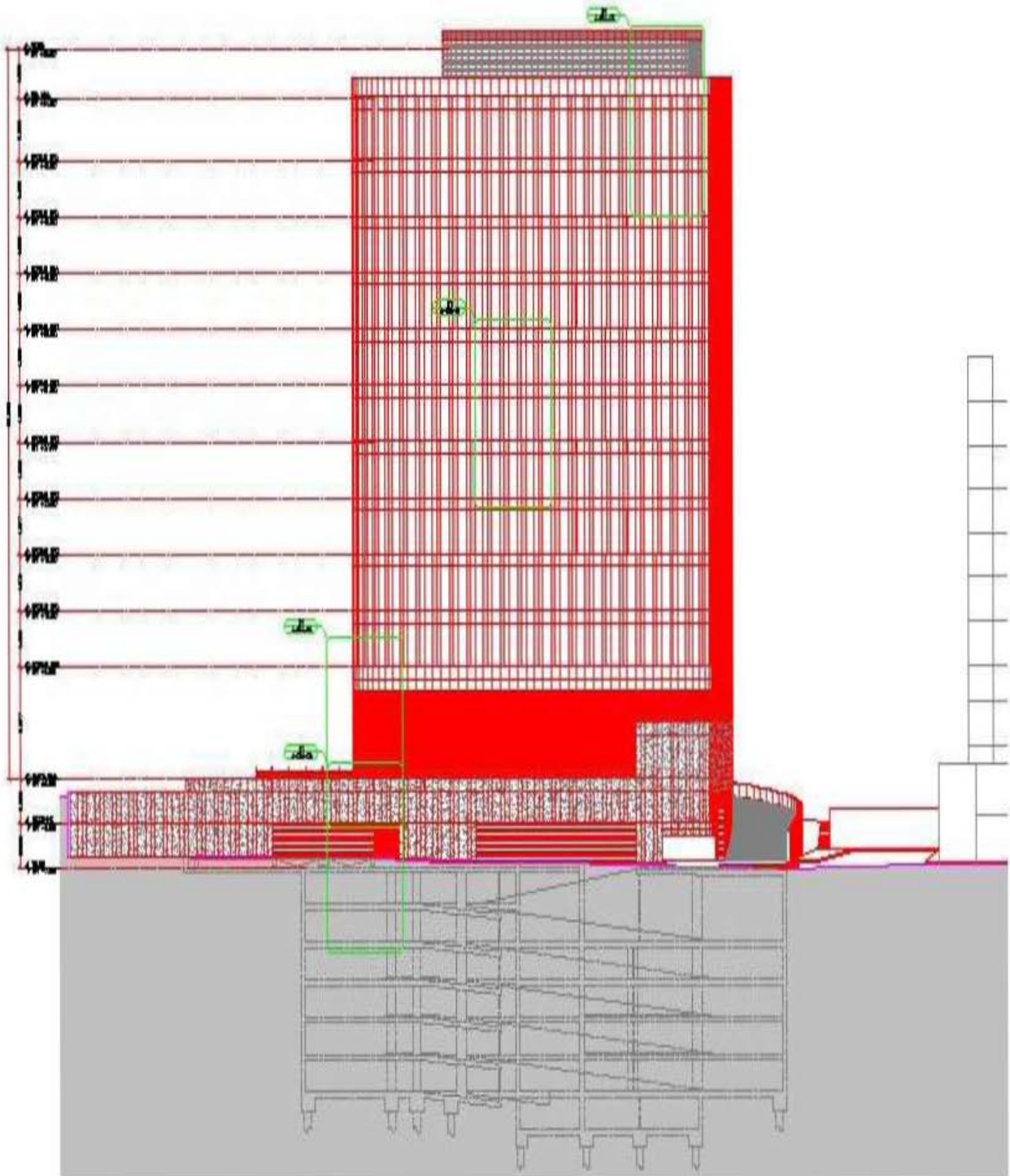


FIGURA 11.- ANTEPROYECTO CORTE ESQUEMATICO

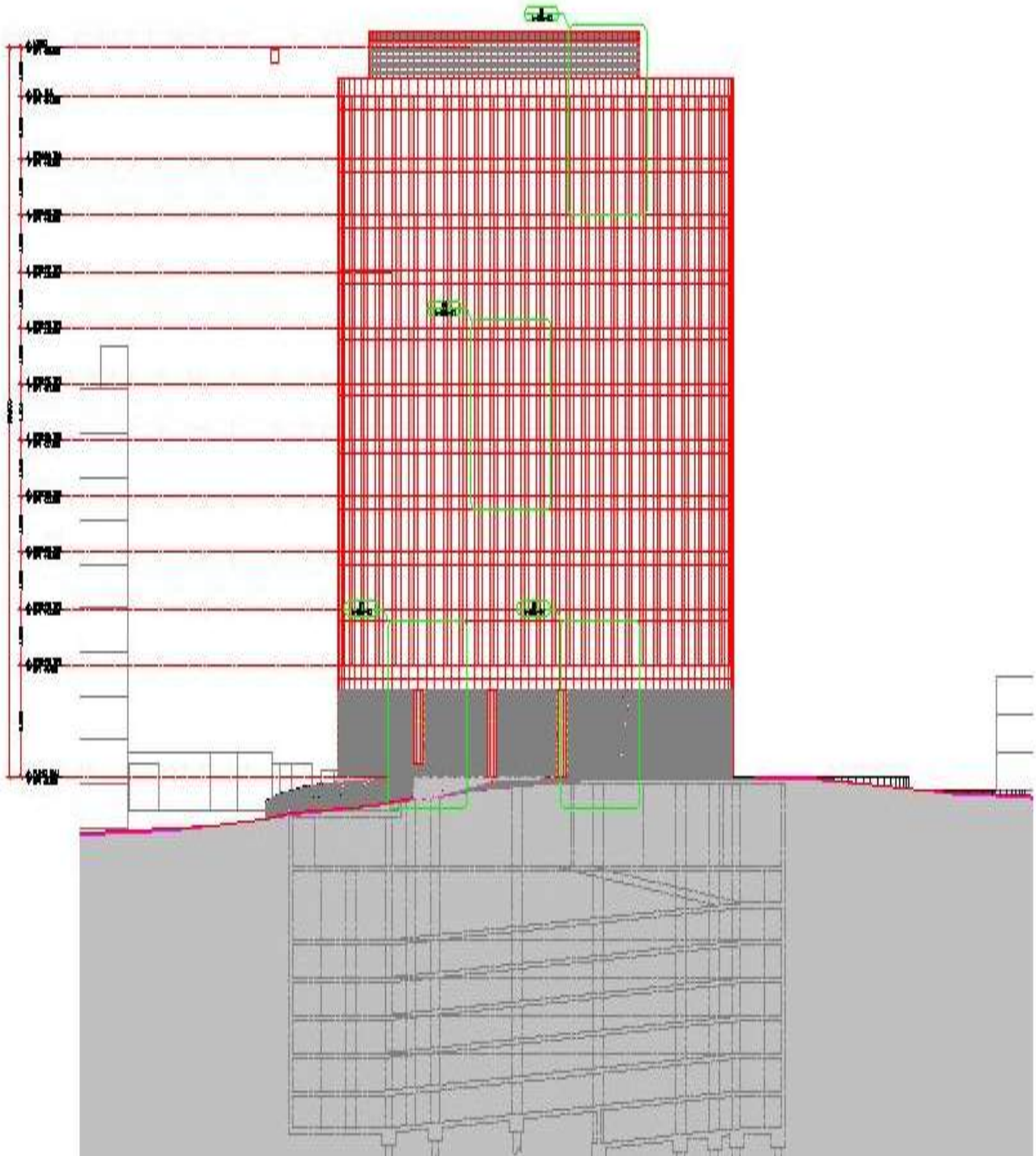


FIGURA 12.- ANTEPROYECTO CORTE ESQUEMATICO

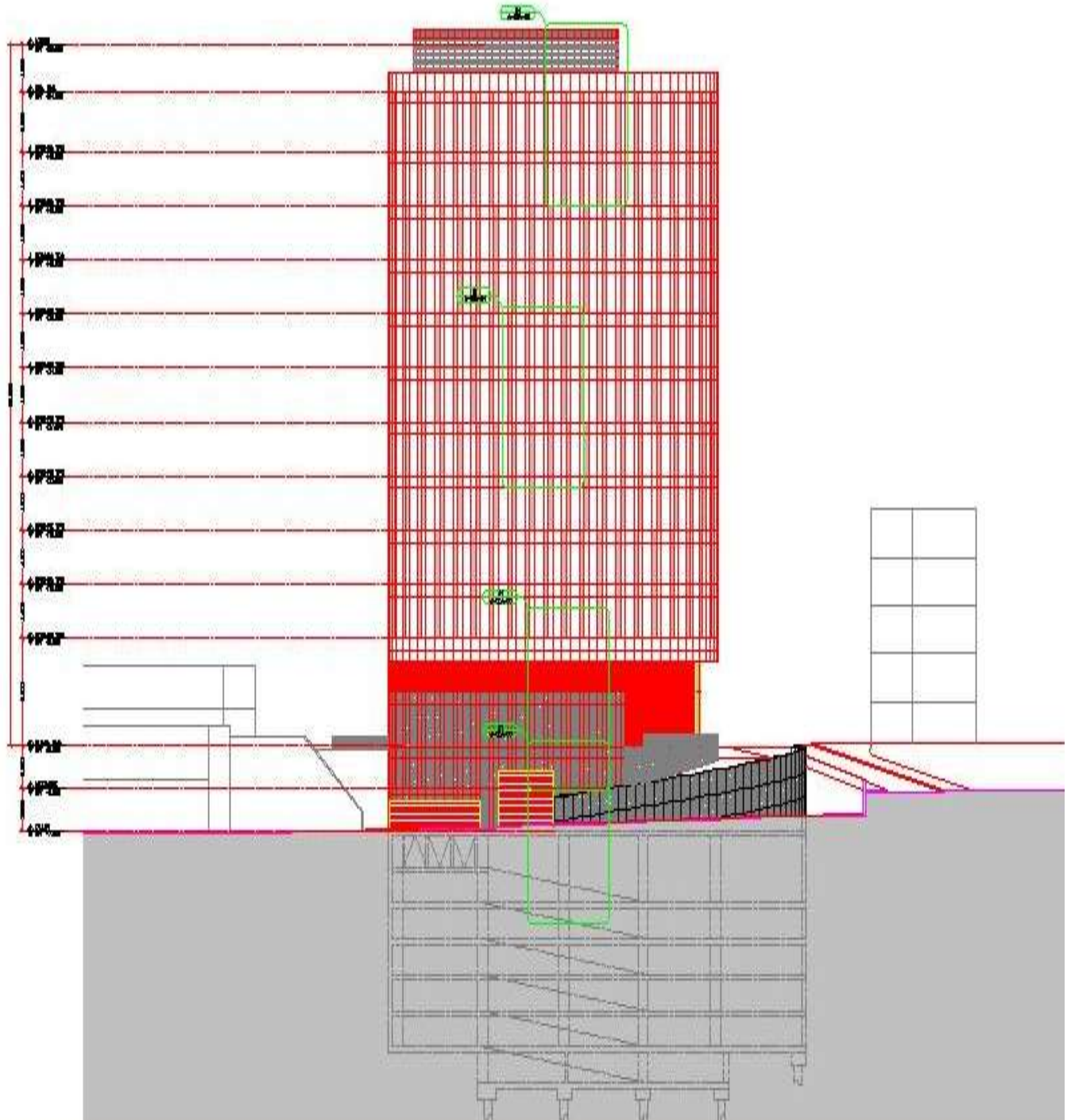


FIGURA 13.- ANTEPROYECTO CORTE ESQUEMATICO

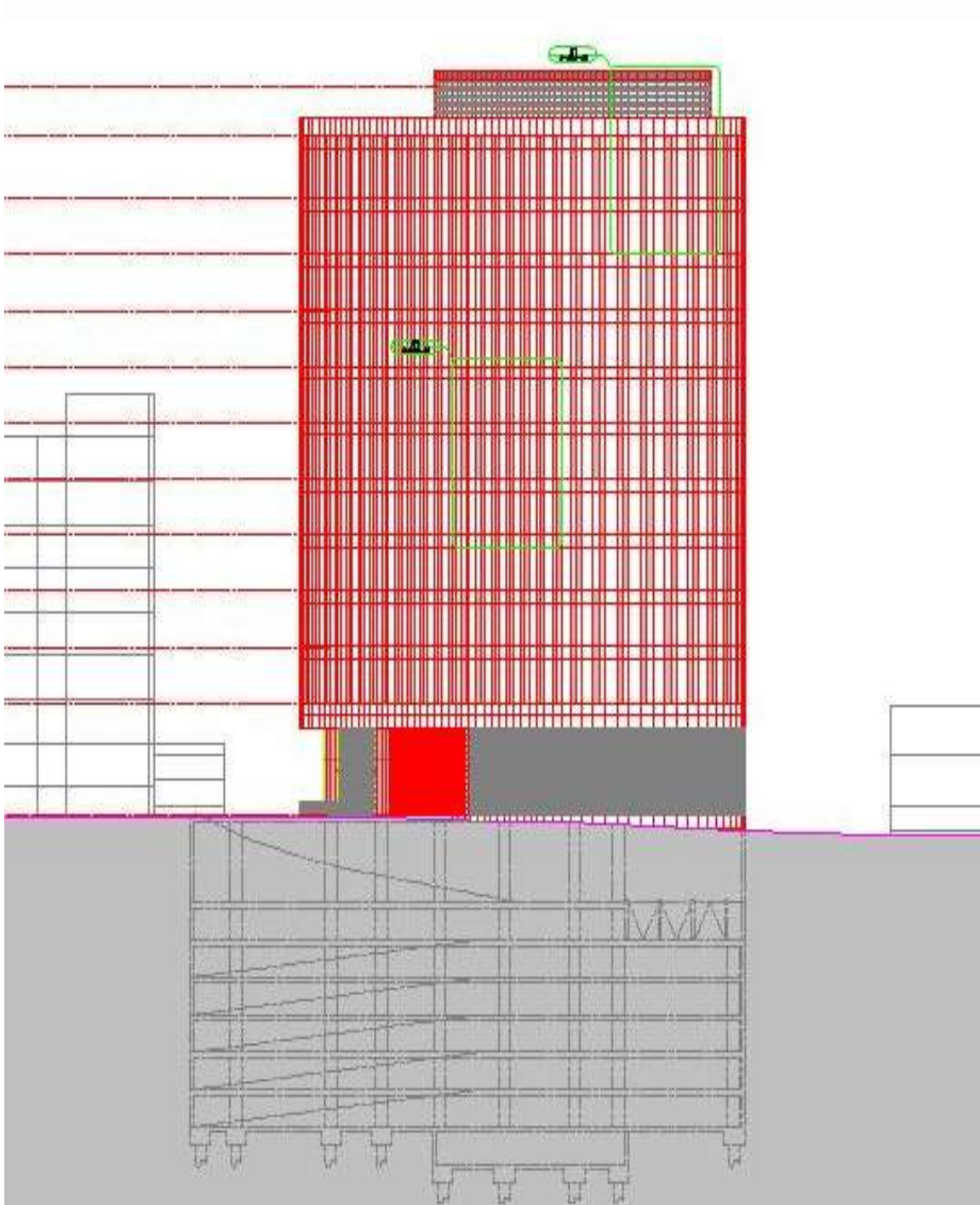


FIGURA 14.- ANTEPROYECTO CORTE ARQUITECTONICO ESQUEMATICO

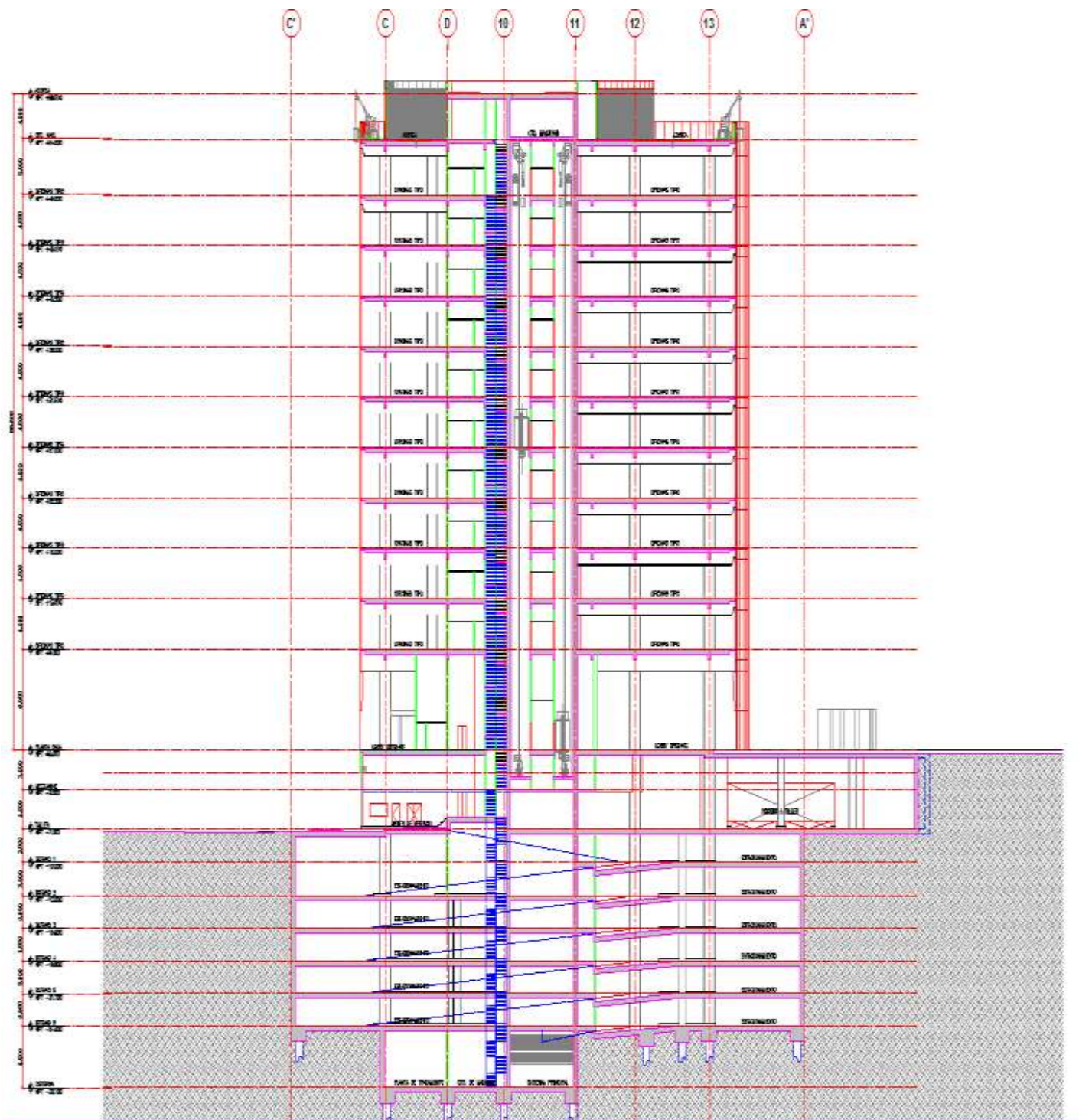


FIGURA 15.- ANTEPROYECTO CORTE ARQUITECTONICO LONGITUDINAL



Como se muestra en las figuras 2 a 16 y de acuerdo a lo anterior la estructura tendrá una altura total de 58.50 m; considerando que falta un pretil que servirá de protección.

1.4.- Topografía

El predio de interés tiene forma irregular, la superficie del terreno es horizontal y con un desnivel del orden de un metro en la zona donde se tienen actualmente la caseta de policía y acceso por la Calzada de la Naranja, el predio se encuentra por debajo del nivel de rodamiento del Blvd. Manuel Ávila Camacho (periférico) y Gustavo Baz Prada.

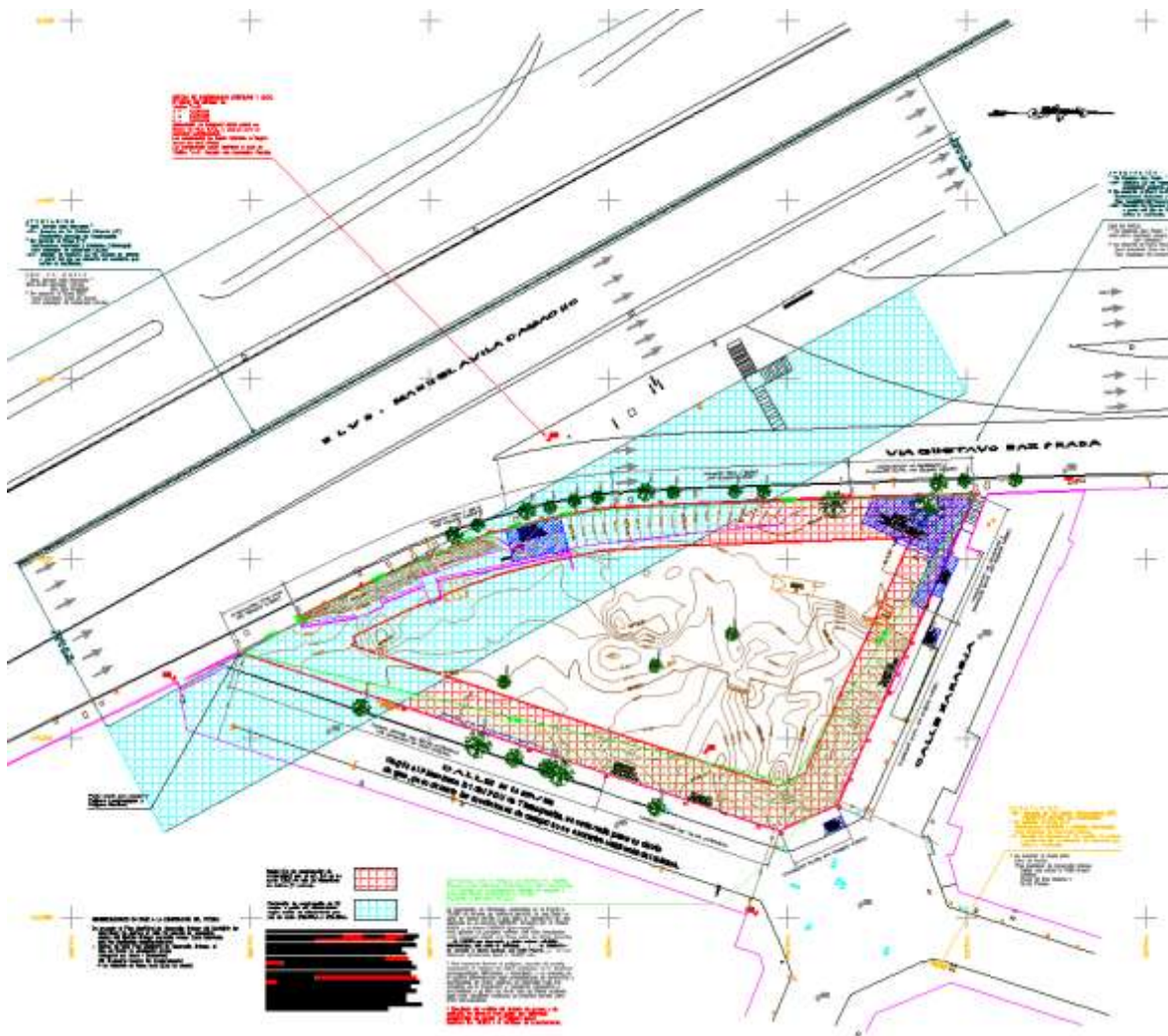


FIGURA 17.-TOPOGRAFÍA



Tomando en cuenta las características del predio de interés, donde se tienen superficialmente materiales aluviales constituidos por arcilla limosa y arcilla arenosa hasta los 12 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno, y a partir de la cual se tienen materiales resistentes de alta resistencia y baja deformabilidad, conformados por arena fina y toba volcánica limo arenosa

1.5.- Objetivos

Determinar la estratigrafía del subsuelo general en el sitio, sus propiedades índices y mecánicas (deformabilidad y resistencia) las cuales se presentan en el capítulo 4.

De acuerdo a la zonificación geotécnica el sitio de interés se ubica en la zona denominada de Lomas que se caracteriza básicamente por tener depósitos tobaceos, pero con la particularidad de tener materiales aluviales de baja resistencia en su primeros doce metros, con los resultados obtenidos se dictamina las alternativas de cimentación que se juzgan más adecuadas para la estructura proyectada que garantice 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, y que se indican en el capítulo 5.

En este estudio se establece el procedimiento constructivo más adecuado para la cimentación y protección a colindancias.



EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



VISTA DE LOS SONDEOS PROFUNDOS REALIZADOS DENTRO DEL PREDIO



2.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

2.1.- Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación, antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas.

Considerando los requerimientos del proyecto y con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta una profundidad de 25 metros en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir y de acuerdo a los requerimientos del cliente se realizó la siguiente exploración:

- Se realizaron dos sondeos profundos de penetración estándar a 25 m de profundidad cada uno, denominados segunda campaña de exploración, con maquinaria rotatoria Long Year 3, denominados SPT-A y SPT-B, y se tomaron en cuenta tres sondeos adicionales denominados SPT-1, SPT-2 y SPT-3, efectuados en años anteriores denominados primera campaña de exploración, para conocer las condiciones de resistencia y deformabilidad de los depósitos profundos, empleando el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar.
- Se realizaron cinco pozos a cielo abierto de forma manual a una profundidad variable entre 2.5 y 3.0 metros de profundidad, denominados PCA-1 a PCA-5

El control y coordinación de la exploración de campo y de los ensayos en el lugar se efectuaron por parte de un ingeniero especialista en geotecnia.

La exploración establecida anteriormente se requiere tomando en cuenta las necesidades del proyecto, sin embargo se efectuó una tercera campaña de exploración para conocer la propiedades de los materiales que subyacen al desplante de la cimentación propuesta, y consistió en dos sondeos profundos adicionales de penetración estándar a 40 m de profundidad cada uno, con maquinaria rotatoria Long Year 34, denominados SPT-1'' y SPT-2''.

En la figura 18a y 18b se presenta un croquis del terreno donde se ubica cada uno de los sondeos realizados dentro del mismo para cada una de las campañas realizadas.



FOTOS DE LA EJECUCIÓN DE UN SONDEO PROFUNDO

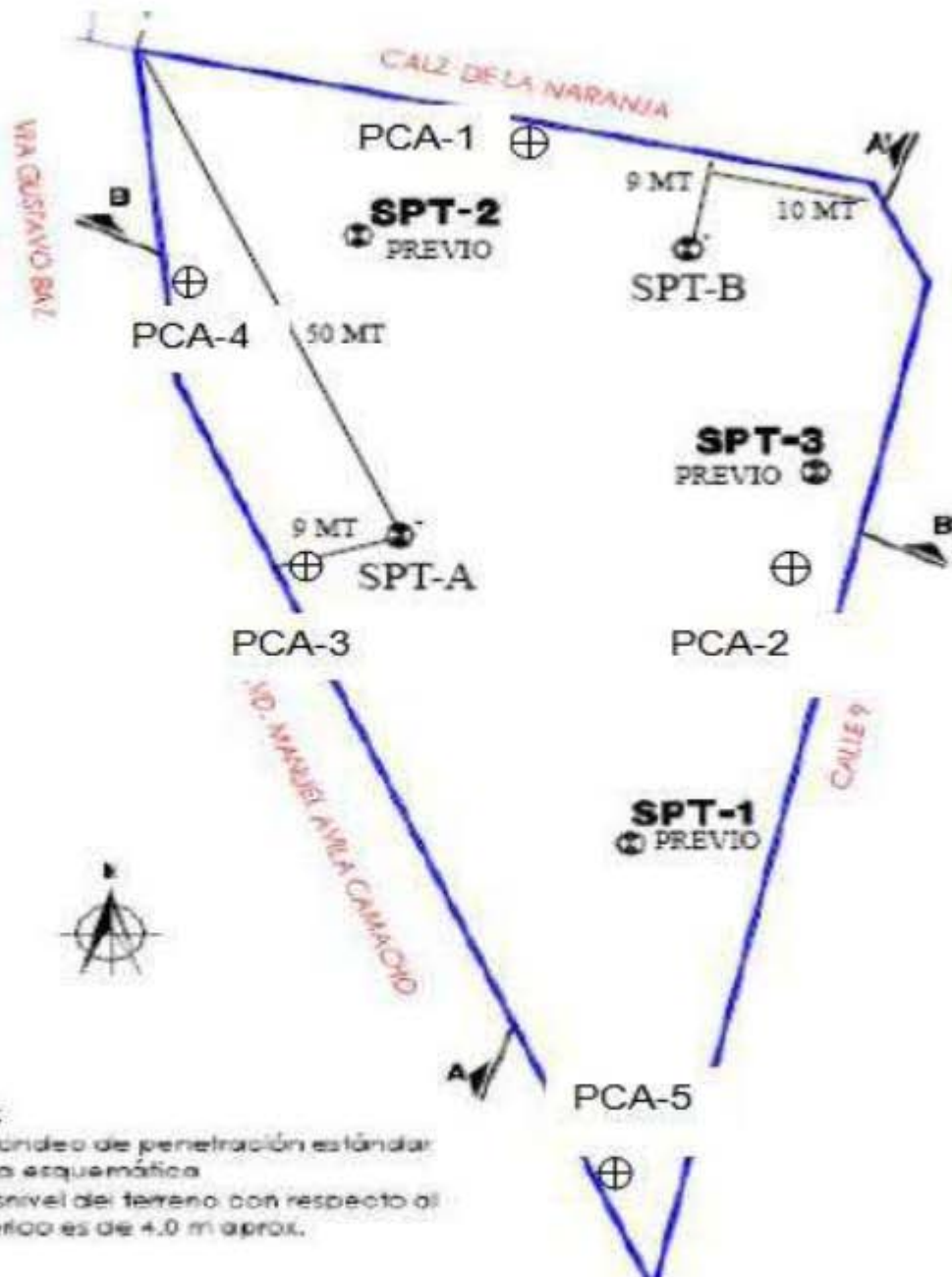


FIGURA 18a.- UBICACIÓN DE SONDEOS PROFUNDOS Y POZOS A CIELO ABIERTO REALIZADOS EN LA PRIMERA CAMPAÑA DE EXPLORACION Y EN LA SEGUNDA CAMPAÑA



UBICACION DE SONDEOS



FIGURA 18b.-UBICACIÓN DE SONDEOS PROFUNDOS A 40 M DE PROFUNDIDAD EN LA TERCERA CAMPAÑA DE EXPLORACION



2.2.- Pozos a cielo abierto

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

El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo.



IMAGEN DE ALGUNOS POZOS EXCAVADOS.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de aproximadamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática), que en este caso sólo se detectó la presencia de un espejo de agua en algunos pozos realizados, sobre todo en los pozos ubicados en las zonas bajas del terreno.

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



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

Los perfiles de cada uno de los pozos excavados se muestran en las figuras 19 a 23.

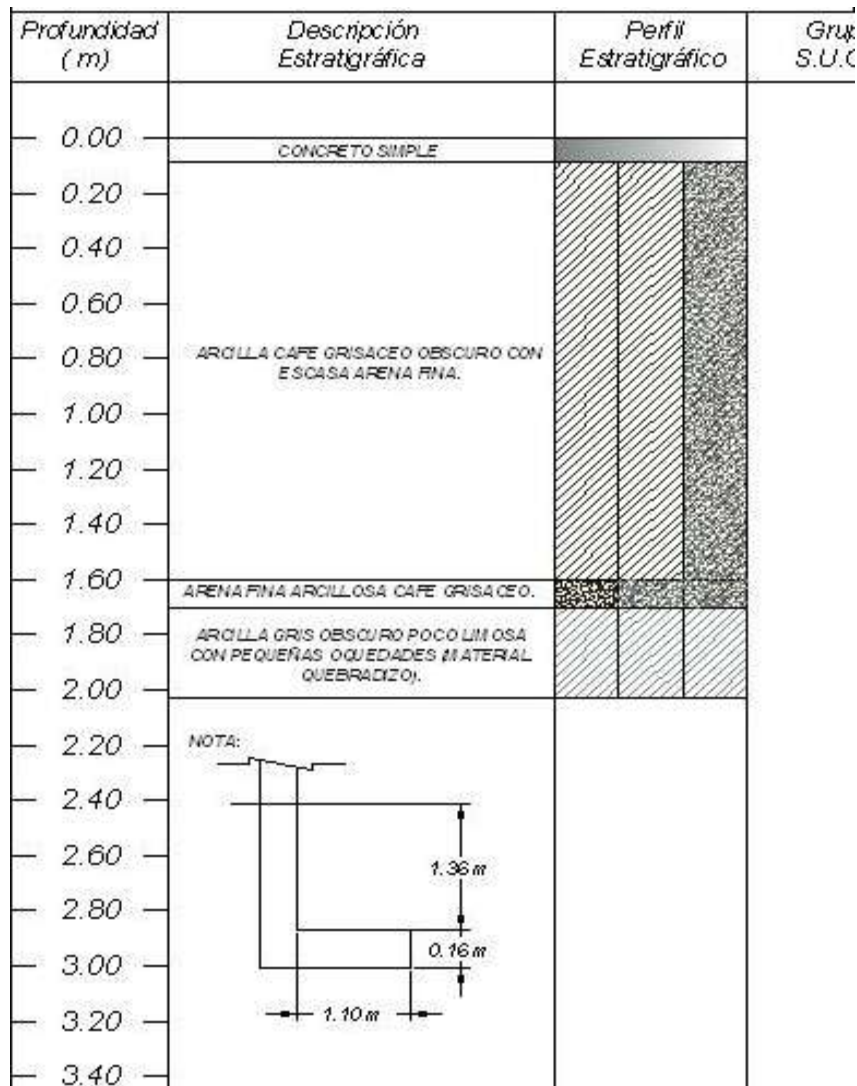


FIGURA 19.- POZO A CIELO ABIERTO-1

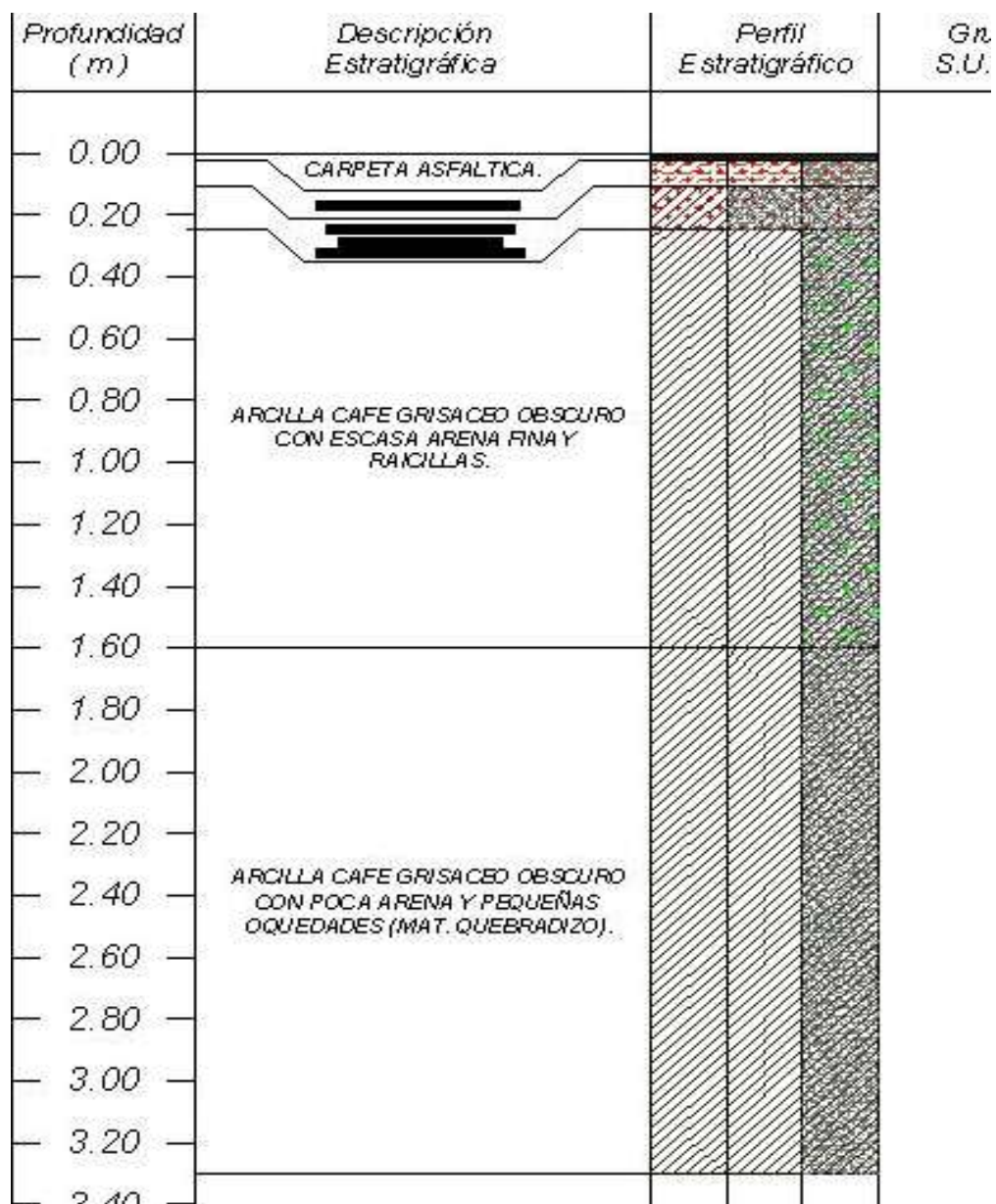


FIGURA 20.- POZO A CIELO ABIERTO-2.

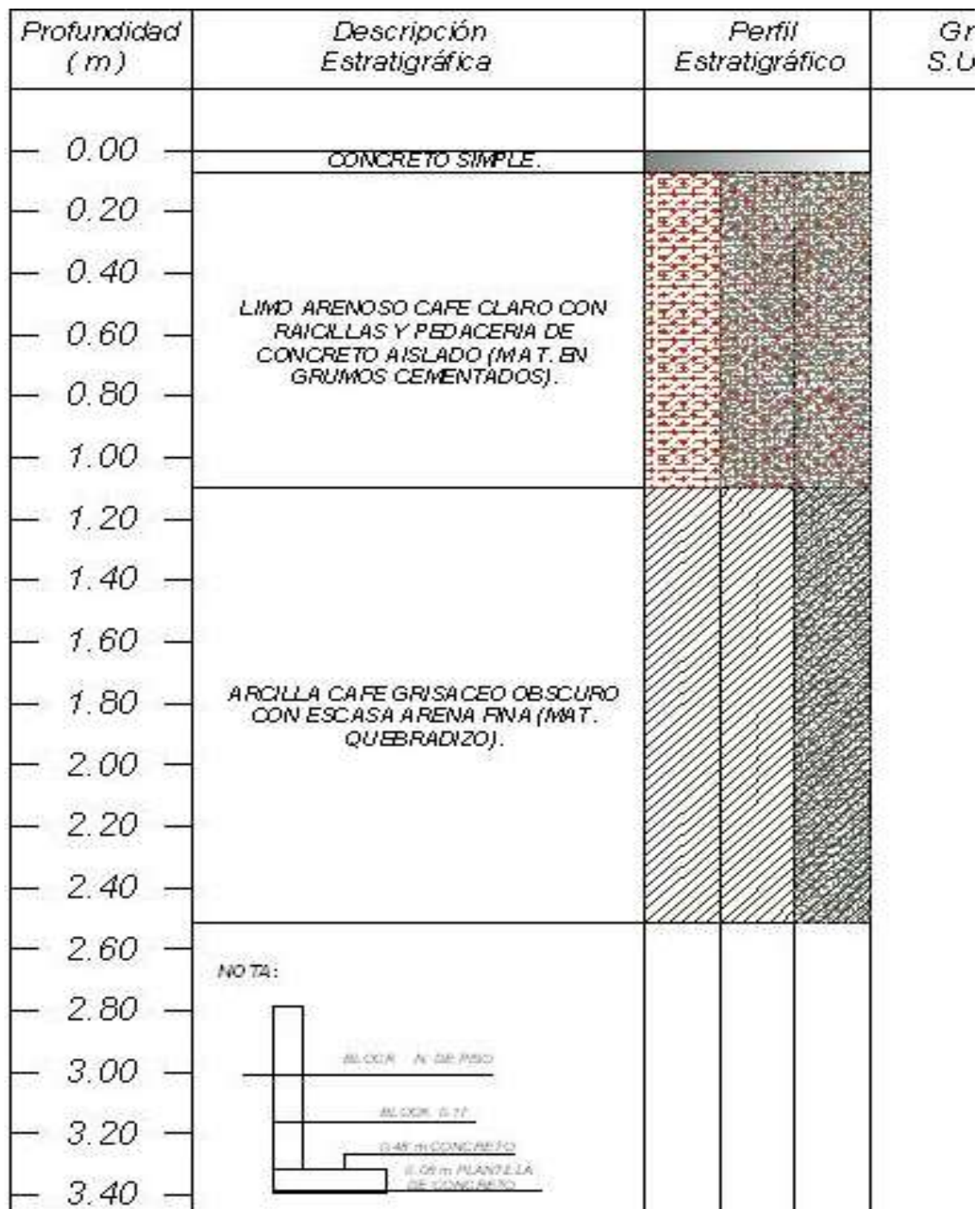


FIGURA 21.- POZO A CIELO ABIERTO-3.

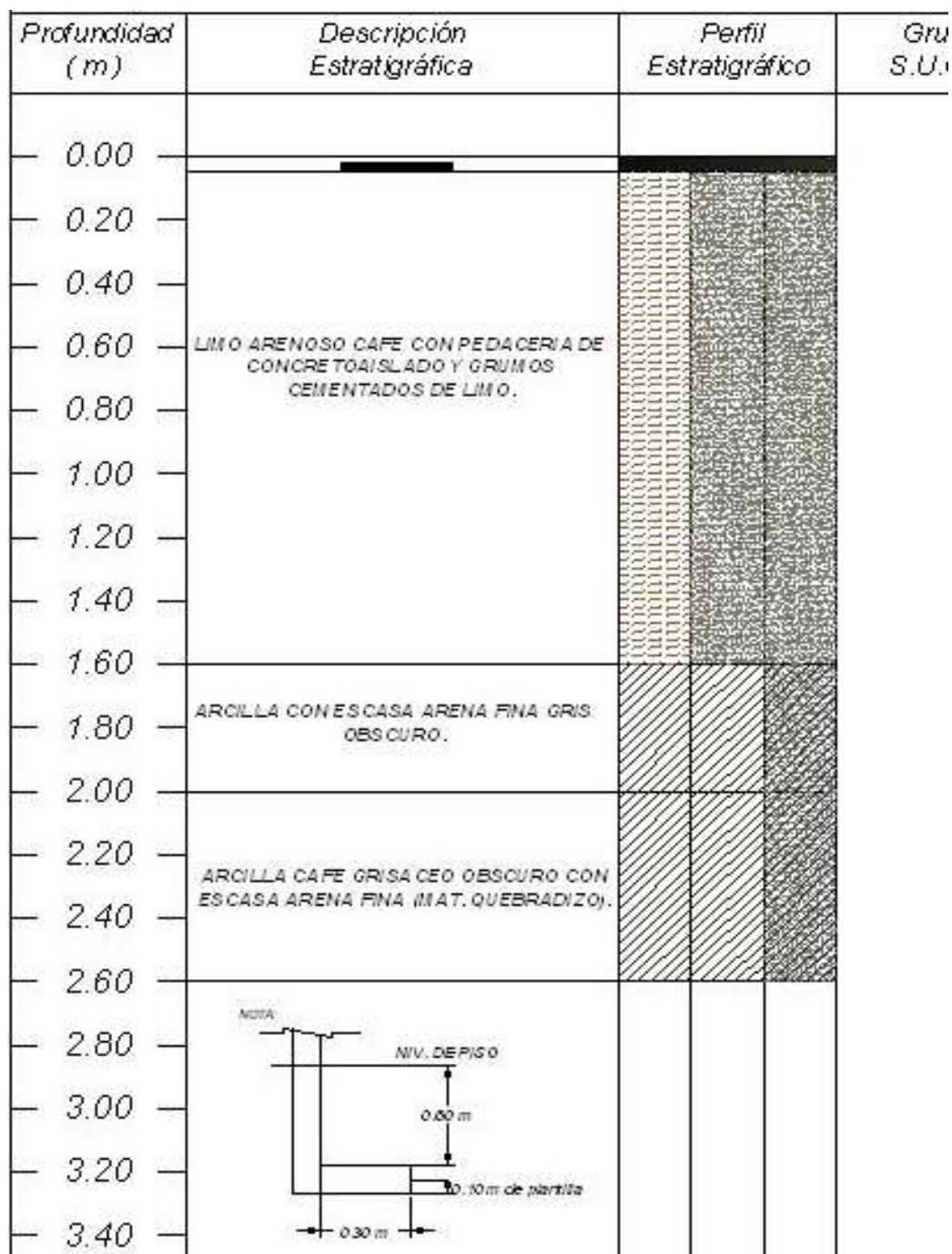


FIGURA 22.- POZO A CIELO ABIERTO-4.

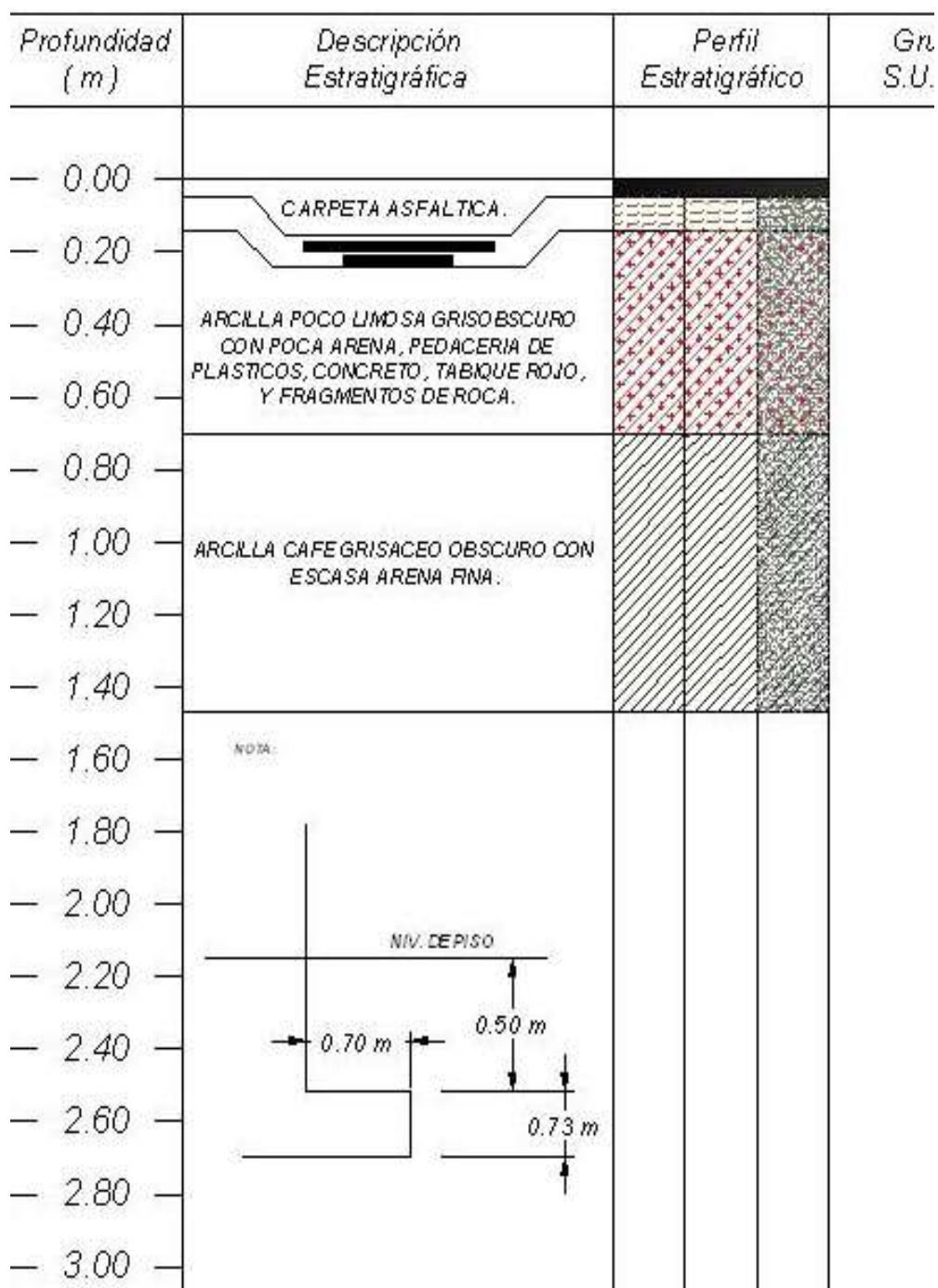


FIGURA 23.- POZO A CIELO ABIERTO-5.



En la figura 24 se muestra una zonificación de acuerdo a los espesores que tienen los materiales de relleno superficiales que se detectaron en el predio, mismos que deberán de recortarse en una profundidad media de 50 cm con respecto al nivel más bajo, y mientras que otras zonas que están sobrellevadas se recortarán del orden de 1.8 m, para dejar una superficie horizontal.

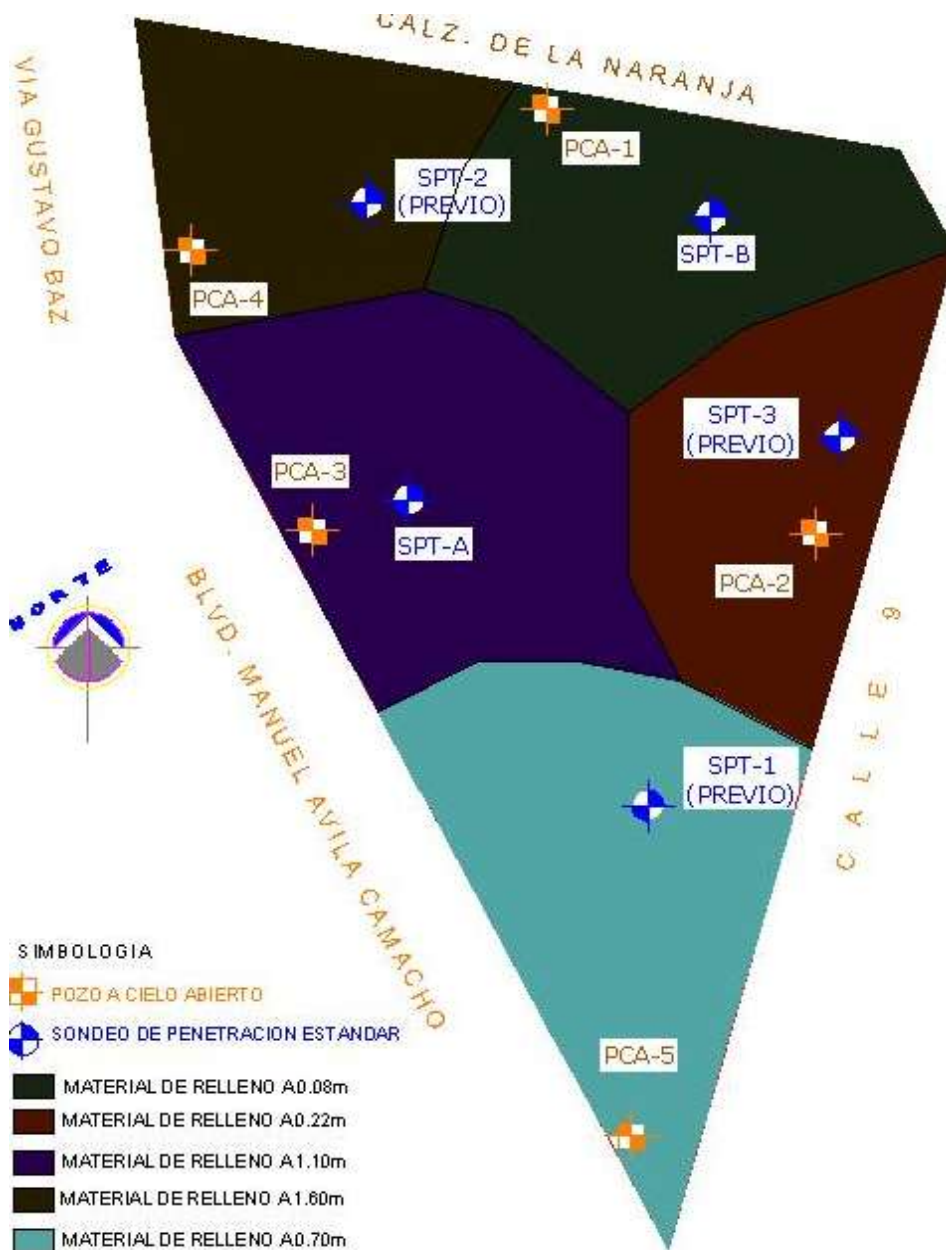


FIGURA 24.- ZONIFICACION DE RELLENOS



2.3.- Sondeos profundos con equipo mecánico

Se realizaron en el sitio de interés para segunda campaña de exploración, dos sondeos profundos mediante el uso de maquinaria rotatoria Long Year 34 y se consideraron tres adicionales efectuados en años anteriores denominados primera campaña de exploración.



IMAGEN DE LOS SONDEOS PROFUNDOS REALIZADOS

Dos de los sondeos profundos realizados en la segunda campaña de exploración fueron de tipo penetración estándar, ejecutados a 25 m de profundidad cada uno, con maquinaria rotatoria Long Year 34, denominados SPT-A y SPT-B, y se tomaron en cuenta tres sondeos adicionales denominados SPT-1, SPT-2 y SPT-3, efectuados por otra empresa en años anteriores de la primera campaña de exploración, que permitirán determinar la capacidad de carga del terreno y la magnitud de los asentamientos máximos esperados, así como de conocer la continuidad del suelo y determinando si hay existencia de cavidades.



2.3.1.- 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.

Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los golpes necesarios para llevar la penetración del tubo partido de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N.

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:

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

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

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



MUESTRAS ALTERADAS EXTRAÍDAS DEL TUBO PARTIDO DE LOS SPT'S.



MUESTRAS CÚBICAS INALTERADAS EXTRAÍDAS DE LOS PCA'S.

En las figuras 25 y 26, se presentan los registros de campo de los sondeos profundos realizados en el sitio de interés para la segunda de exploración.



REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: CERRITOS VALCARRAN		PROSPECCION: MICHINO DE		LONGITUD: 18-10-11		SOLERA: MICHINO DE		FECHA DE EMISION: 22-10-11		HOJA: 2	
ZONADO: SPT-A		FECHA DE DISEÑO:		No. de Cables:		Recomendacion:		RCP:		Descripcion:	
Numero de Muestra	Profundidad (m)	15 cm	30 cm	15 cm	(%)	(%)	Avance	Avance			
25	15.10	50					15	75			Una color café oscuro
-	15.25	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
26	15.70	44	50/10				15	79			Una color café oscuro
-	15.85	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
27	16.20	50/10					5	79			Una muestra blanca con fines oscuro
-	16.40	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
28	16.90	50					15	79			Una muestra con grumos de mismo material de color café oscuro
-	17.05	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
29	17.50	50					15	79			Una muestra con grumos de mismo material de color café oscuro
-	17.65	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
30	18.10	24	50/20				24	79			Una muestra blanca con fines oscuro
-	18.45	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
31	18.70	50/10					7	79			Una muestra con grumos de mismo material de color café oscuro
-	18.80	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
32	19.20	50					13	79			Una muestra color café oscuro
-	19.45	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
33	19.90	27	50/30				2	79			Una muestra blanca con fines oscuro
-	20.20	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
34	20.50	30	50/20				30	79			Una muestra blanca con fines oscuro
-	20.85	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
35	21.10	30	50/20				25	79			Una muestra con grumos de color café oscuro
-	21.30	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
36	21.70	28	50/10				19	79			Una muestra café oscuro
-	21.85	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
37	22.20	25	50/10				24	79			Una muestra con grumos de mismo material de color café oscuro
-	22.25	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
38	22.50	50/10					5/8	79			Una muestra blanca muestra
-	22.50	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
39	22.85	50/15					6	79			Una muestra de color café oscuro
-	23.05	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
40	24.10	50/15					15	79			Una muestra de color café oscuro
-	24.15	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
41	24.70	50/15					15	79			Una muestra de color café oscuro
-	24.85	AVANCE						87			Avance con fines Triangula
42	25.45	50/15					15	79			Una muestra de color café oscuro
-	25.50	AVANCE						87			Avance con fines Triangula

FIGURA 25.- REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-A (PRIMERA PARTE).



REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: CORRO ENTUBO INDICADOR		PREIO BASORA: LONG YEAR 24		BOYMA: M OYNO 24		HOLA: 1	
ZONADO: SPT-1		FECHA DE INICIO: 19-04-11		FECHA DE TERMINACION: 25-04-11			
Numero de Muestra	Profundidad A. 15 cm	No. de Golpes		Recuperación (%)		Muestra	
		30 cm	45 cm	(cm)	(%)	BOC (%)	Avance
-	0.00	0.00	-	-	-	-	Avance en Bora Técnica (a.Med)
1	0.00	0.70	4	24	25	-	Avance Avilla limas con gases (Material de Reforo)
2	0.70	1.50	7	30	7	-	Avilla limas con gases (Material de Reforo)
3	1.50	3.00	5	24	6	-	Parte B Tablayy Avilla media varios tipos. Parte C Avilla poco limas color negro
4	3.00	3.00	7	7	4	-	Avilla poco limas color café obscuro
5	3.50	3.50	3	11	3	-	Avilla poco limas color café obscuro (material original)
6	3.50	3.70	8	25	11	-	Avilla poco limas color café obscuro
7	3.70	4.50	12	30	13	-	Avilla poco limas color café obscuro
8	4.50	4.80	7	13	10	-	Parte B limo arena en color café obscuro. Parte C Avilla poco limas color café obscuro
9	4.80	5.50	7	32	10	-	Avilla media poco avilla en algunas partes superior color café obscuro
10	5.50	6.20	8	24	11	-	Avilla media poco limas con gases color café obscuro
11	6.20	6.70	3	25	3	-	Avilla media poco limas color café obscuro
12	6.70	7.50	3	30	14	-	Avilla limas poco arena color café obscuro
13	7.50	7.80	4	32	17	-	Avilla limas poco arena color café obscuro
14	7.80	8.50	3	17	15	-	Limo arena avilla color café obscuro
15	8.50	9.00	3	10	11	-	Limo arena arena avilla color café obscuro
16	9.00	9.70	3	15	7	-	Limo arena poco avilla color café obscuro
17	9.70	10.50	3	25	11	-	Limo arena arena color café obscuro
18	10.50	10.80	3	11	3	-	Limo poco avilla color café obscuro
19	10.80	11.50	4	5	14	-	Superficie de muestra
20	11.50	12.10	4	25	10	-	Avilla limas poco arena color café obscuro
21	12.10	12.50	3	30	11	-	Limo arena arena avilla color café obscuro
-	12.50	12.70	-	AVANCE	-	-	Avance en Bora Técnica
22	12.70	13.00	3	50/15	22	-	Limo arena con gases del mismo material color café obscuro
-	13.00	13.50	-	AVANCE	-	-	Avance en Bora Técnica
23	13.50	14.40	3	15	13	-	Limo arena arena en gases del mismo material color café obscuro
-	14.40	15.00	-	AVANCE	-	-	Avance en Bora Técnica
24	15.00	14.20	3	50/20	14	-	Limo arena arena en gases del mismo material color café obscuro
-	14.20	14.50	-	AVANCE	-	-	Avance en Bora Técnica
25	14.50	14.80	3	50/20	13	-	Limo arena arena en gases del mismo material color café obscuro
-	14.80	15.10	-	AVANCE	-	-	Avance en Bora Técnica

FIGURA 25.- REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-A (SEGUNDA PARTE).



REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO NOMBRE: SPT-B		CORPORATIVO (MAYORISTA) NOMBRE: SPT-B		REPOSICIÓN FECHA DE INICIO:		LONGITUD (M) 25-10-11		BOMBA - MOVIMIENTO FECHA DE TERMINACIÓN:		MOP - 1 24-10-11	
Número Muestra	Profundidad (m)	No. de Capas		Recuperación		RCP		Muestra Avance	Descripción		
		30 cm	30 cm	(%)	(%)	(%)	(%)				
25	14.50	14.05	50/15	15	-	-	-	79	Uno avanzado color café oscuro		
-	14.85	19.10	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
26	15.10	15.25	50/15	15	-	-	-	79	Uno avanzado color café oscuro		
-	15.25	15.70	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
27	15.70	15.85	50/15	15	-	-	-	79	Uno avanzado color café oscuro		
-	15.85	16.20	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
28	16.20	16.45	50/15	15	-	-	-	79	Uno avanzado color café oscuro		
-	16.45	16.90	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
29	16.90	17.05	50/15	15	-	-	-	79	Uno avanzado color café oscuro		
-	17.05	17.50	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
30	17.50	17.85	50/15	10	-	-	-	79	Uno avanzado color café oscuro		
-	17.85	18.10	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
31	18.10	18.25	50/11	11	-	-	-	79	Uno avanzado color café oscuro		
-	18.25	18.70	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
32	18.70	18.90	50/10	9	-	-	-	79	Uno avanzado color café oscuro		
-	18.90	19.20	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
33	19.20	19.45	50/15	7	-	-	-	79	Uno avanzado color café oscuro		
-	19.45	19.90	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
34	19.90	20.20	3.8	19	-	-	-	87	Avance limitado color café oscuro		
-	20.20	20.50	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
35	20.50	20.85	1.8	23	-	-	-	79	Avance limitado color café oscuro		
-	20.85	21.10	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
36	21.10	21.27	2.4	28	-	-	-	79	Avance limitado color café oscuro		
-	21.27	21.70	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
37	21.70	22.00	2.1	23	-	-	-	79	Avance limitado color café oscuro		
-	22.00	22.30	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
38	22.30	22.55	2.4	21	-	-	-	79	Uno avanzado con gomas de látex manual color café oscuro		
-	22.55	22.90	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
39	22.90	23.05	3.0	11	-	-	-	79	Uno avanzado color café oscuro		
-	23.05	23.50	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
40	23.50	23.80	50/10	3	-	-	-	79	Uno avanzado con gomas de látex manual color café oscuro		
-	23.80	24.10	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
41	24.10	24.20	50/10	9	-	-	-	79	Uno avanzado con gomas de látex manual color café oscuro		
-	24.20	24.70	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
42	24.70	24.80	50/10	10	-	-	-	79	Uno con gomas de látex manual color café oscuro		
-	24.80	25.20	AVANCE	-	-	-	-	87	Avance con Bosa Tronca		
43	25.20	25.40	50/10	10	-	-	-	79	Uno con gomas de látex manual color café oscuro		

OPERADOR: SAU AGOSTINO
SUPERVISOR: ING. RENE QUAYO

FIGURA 26.- REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-B (PRIMERA PARTE).



REGISTRO DE EXPLORACION

Número Muestra	Profundidad		No. De Cables		Resistencia (cm)	Resistencia (N)	RSD (%)	Muestras		Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm				Avance	Avance	
1	0.00	0.70	AVANCE	3	4	44		07	Avance en Brea Troncha (af. Mta)	
2	0.70	1.50	PH	3	3	33		07	Acilla para anclaje color café obscuro (Material de Madera)	
3	1.50	1.90	1	3	2	30		07	Acilla café obscuro	
4	1.90	2.50	4	3	7	33		07	Acilla para anclaje café obscuro	
5	2.50	3.10	8	3	12	40		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
6	3.10	3.70	9	3	10	44		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
7	3.70	4.50	3	3	14	40		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
8	4.50	4.90	3	3	14	43		07	Acilla para anclaje café obscuro	
9	4.90	5.50	3	4	16	44		07	Acilla para anclaje café obscuro	
10	5.50	5.90	3	50/50	45	45		07	Acilla para anclaje café obscuro	
-	5.90	6.10	AVANCE		-			07	Acilla para anclaje color café obscuro	
11	6.10	6.70	3	3	4	40		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
12	6.70	7.50	3	37	18	45		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
13	7.50	7.90	4	3	11	47		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
14	7.90	8.50	4	3	3	42		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
15	8.50	9.10	3	8	8	50		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
16	9.10	9.70	4	9	9	49		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
17	9.70	10.50	3	25	12	51		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
18	10.50	10.90	3	44	16	49		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
19	10.90	11.30	3	50/10	10	49		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
-	11.30	11.50	AVANCE		-			07	Acilla para anclaje color café obscuro	
20	11.50	11.90	3	50/10	12	42		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
-	11.90	12.10	AVANCE		-			07	Acilla para anclaje color café obscuro	
21	12.10	12.35	50/10		13	43		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
-	12.35	12.70	AVANCE		-			07	Acilla para anclaje color café obscuro	
22	12.70	13.05	50/10		13	43		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
-	13.05	13.50	AVANCE		-			07	Acilla para anclaje color café obscuro	
23	13.50	13.90	8	50/8	12	43		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
-	13.90	14.30	AVANCE		-			07	Acilla para anclaje color café obscuro	
24	14.30	14.15	4	50/10	10	43		07	Acilla para anclaje color café obscuro	
-	14.15	14.50	AVANCE		-			07	Acilla para anclaje color café obscuro	

FIGURA 26.- REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-B (SEGUNDA PARTE).



En las figuras 27 y 28 se presentan en forma gráfica los resultados de los sondeos de tipo penetración estándar, en una segunda campaña de exploración, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados. En las figuras 29 a 31, se presentan los perfiles proporcionados de los sondeos realizados en una primera campaña de exploración.

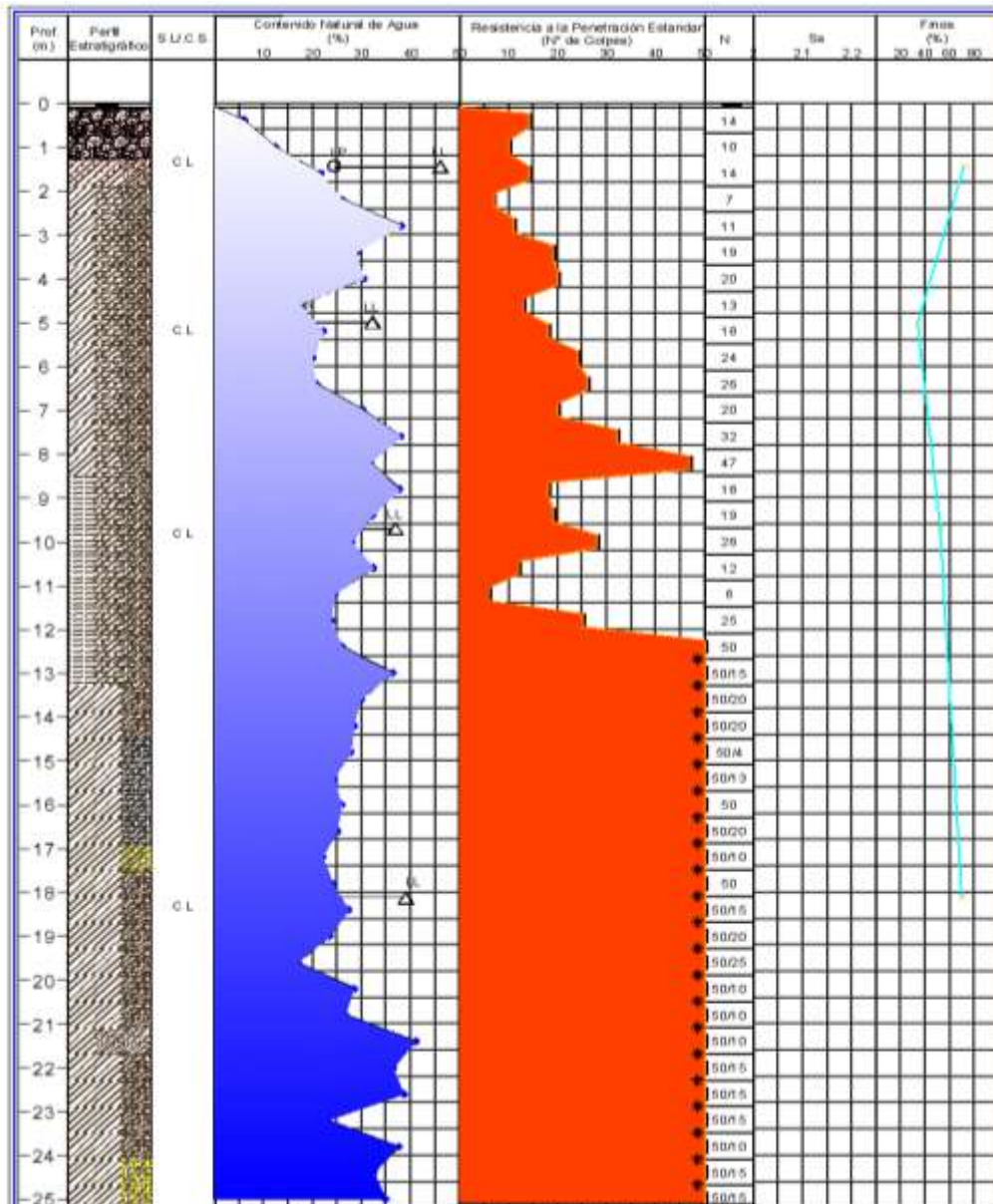


FIGURA 27 .- PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-A

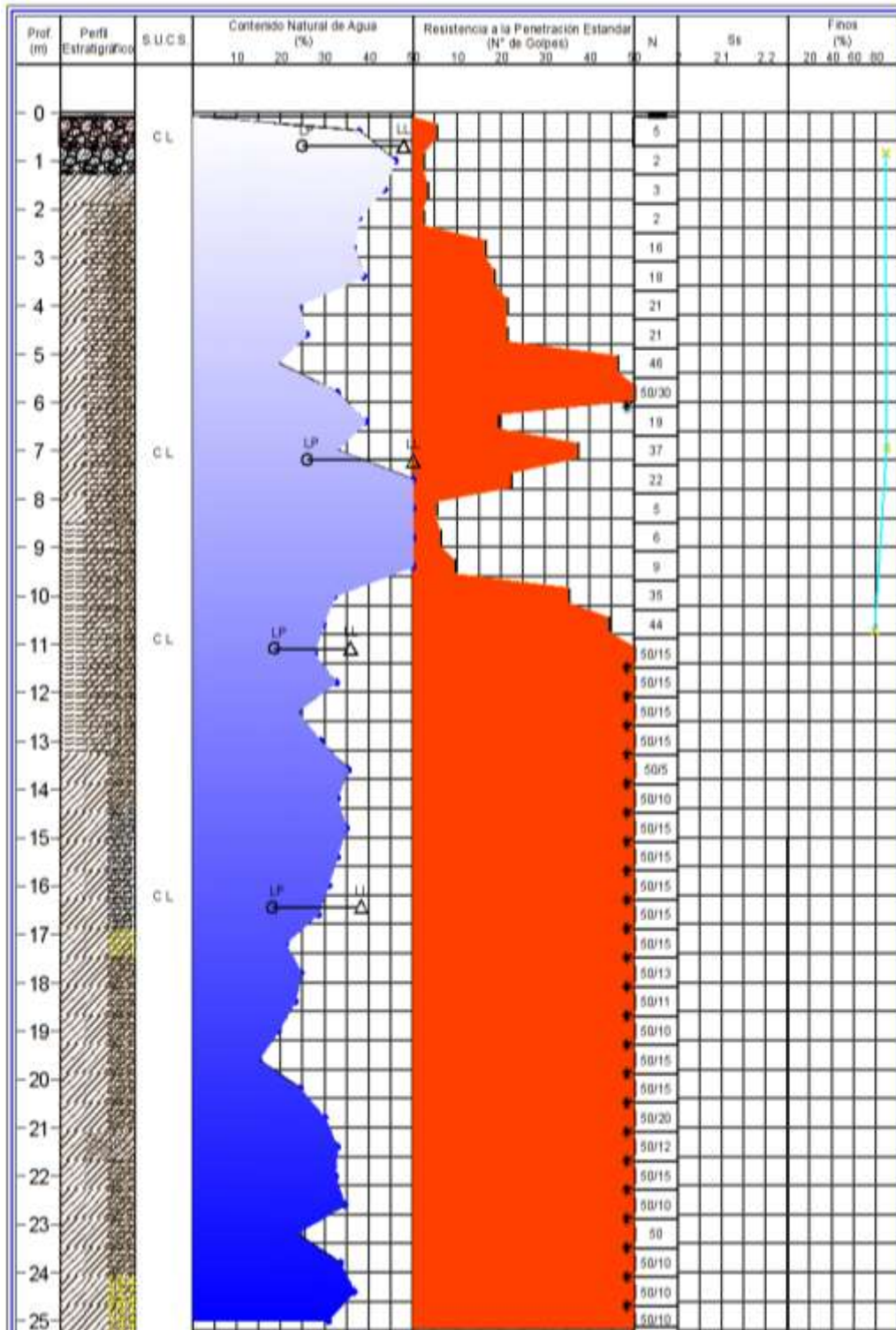


FIGURA 28.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-B.



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

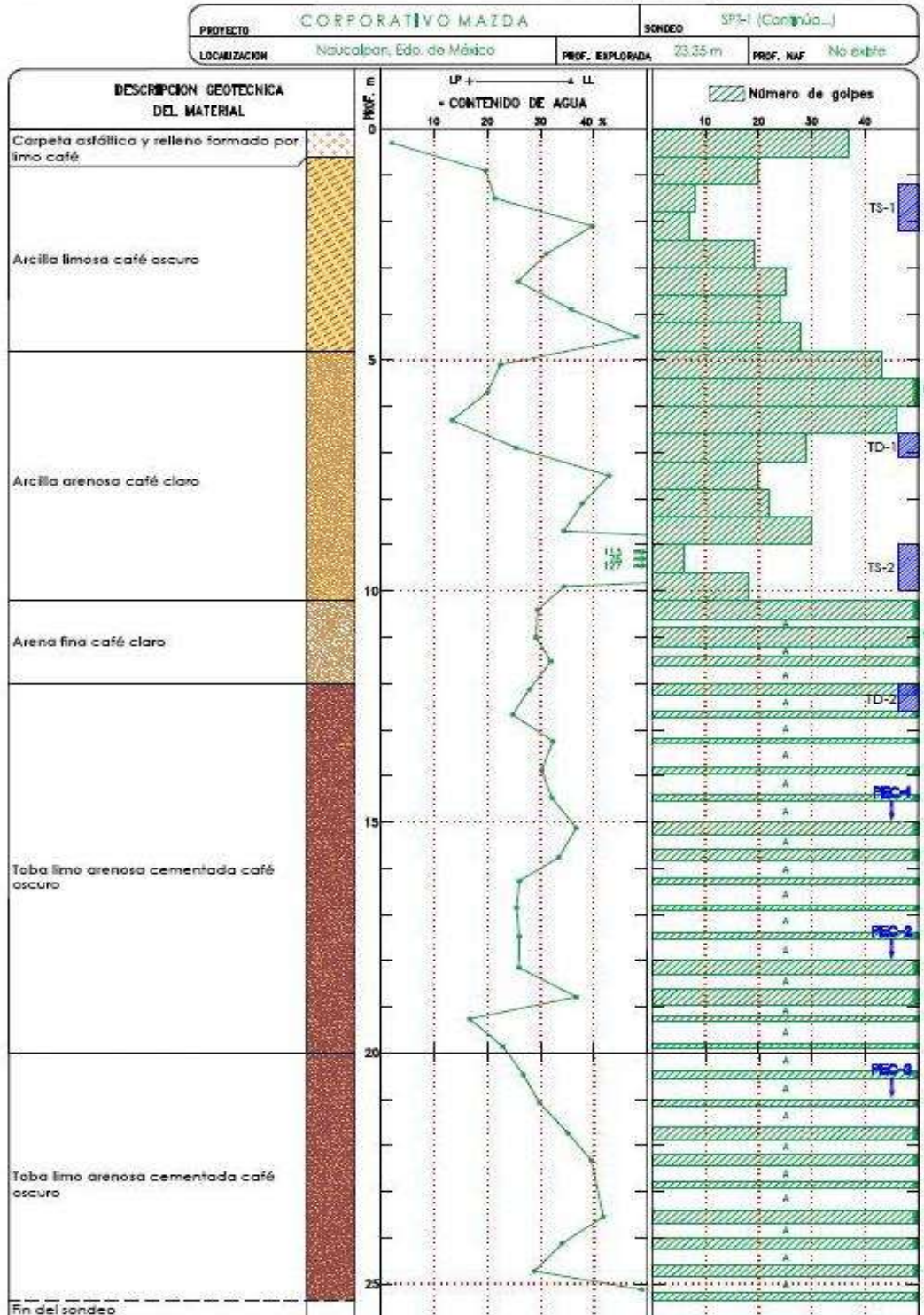


FIGURA 29.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-1.



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

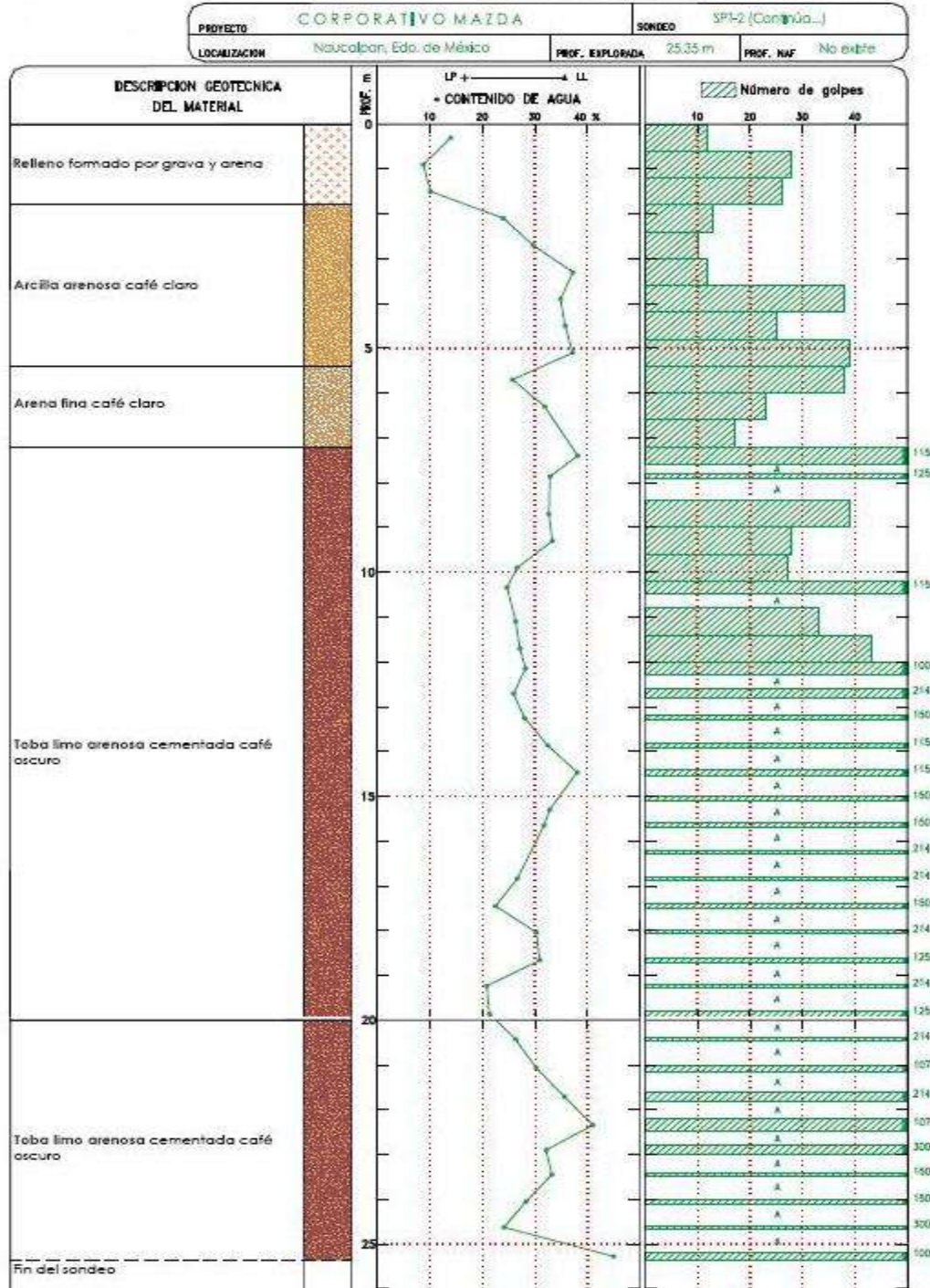


FIGURA 30.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-2.



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

Carlos E. Gutiérrez y Asociados SC

PROYECTO	CORPORATIVO MAZDA	SONDEO	SPT-3 (Continúa...)
LOCALIZACION	Nauzalpan, Edo. de México	PROF. EXPLORADA	25.30 m
		PROF. NAF	No existe

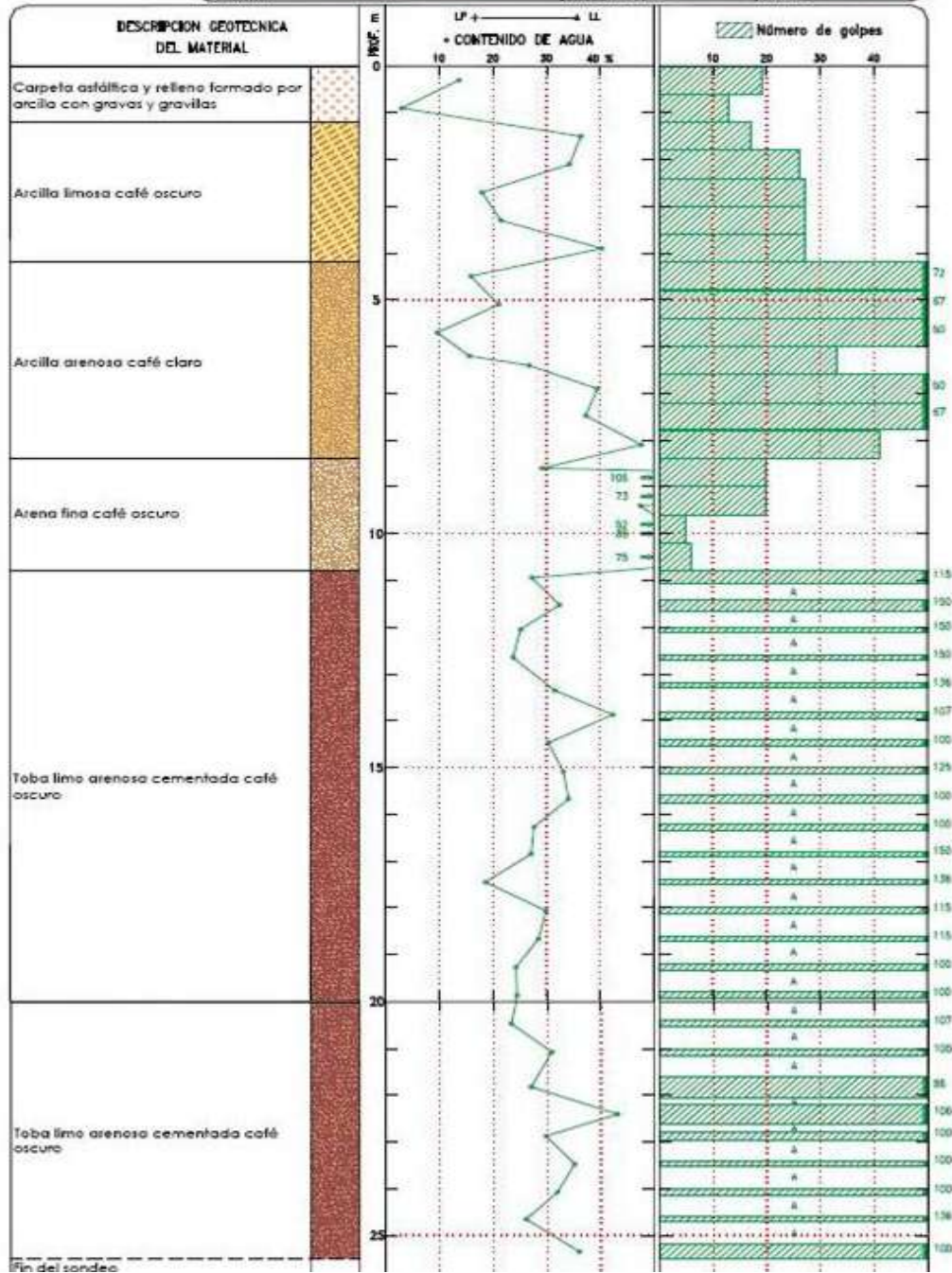


FIGURA 31.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-3.



En las figuras 25” y 26”, se presentan los registros de campo de los sondeos más profundos realizados en el sitio de interés para tercera campaña de exploración.

Número Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		ROD (%)	Muestreo	Descripción
	DE	A	15cm	30cm	45cm	(cm)	(%)			
-	0.00	0.10		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica (concreto)	
1	0.10	0.70	1	2	2	24		TP	Arcilla poco arenosa color café claro	
2	0.70	1.30	2	4	4	52		TP	Arcilla poco arenosa color café claro	
3	1.30	1.90	2	7	4	41		TP	Arcilla poco arenosa color café claro	
4	1.90	2.50	4	18	8	45		TP	Arcilla poco arenosa color café obscuro	
5	2.50	3.10	5	25	15	40		TP	Arena poco arcillosa color café claro	
6	3.10	3.70	15	30	20	40		TP	Arena poco arcillosa color café claro	
7	3.70	4.30	18	35	24	37		TP	Arena mal graduada poco limosa color café claro	
8	4.30	4.90	15	41	32	25		TP	Arena mal graduada poco limosa color café claro	
9	4.90	5.50	20	39	27	31		TP	Arena mal graduada poco limosa color café claro	
10	5.50	6.10	11	12	9	50		TP	Arcilla arenosa color café claro	
11	6.10	6.70	12	18	15	30		TP	Arcilla arenosa color café claro	
12	6.70	7.30	10	21	13	35		TP	Arcilla arenosa color café claro	
13	7.30	7.90	21	30	24	37		TP	Limo arcilloso color café claro	
14	7.90	8.50	18	35	40	30		TP	Limo arcilloso color café claro	
15	8.50	8.80	25	50/15		30		TP	Limo arenoso color café claro	
-	8.80	9.10		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
16	9.10	9.45	33	50/20		21		TP	Limo arenoso color café claro	
-	9.45	9.70		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
17	9.70	10.00	30	50/15		15		TP	Limo arenoso color café claro	
-	10.00	10.30		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
18	10.30	10.65	25	50/20		28		TP	Limo arenoso color café claro	
-	10.65	10.90		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
19	10.90	11.20	15	50/15		25		TP	Limo arenoso color café claro	
-	11.20	11.50		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
20	11.50	11.65	50			15		TP	Limo arenoso color café claro	
-	11.65	12.10		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
21	12.10	12.22	50/12			15		TP	Limo arenoso color café claro	
-	12.22	12.70		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
22	12.70	12.85	50/15			8		TP	Arena mal graduada color café obscuro	

FIGURA 25”.- REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-1” (PRIMERA PARTE).



Número Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		ROD (%)	Muestreo Avance	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)			
-	12.85	13.30		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
23	13.30	13.45	50/15			12		TP	Limo arenoso color café claro	
-	13.45	13.90		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
24	13.90	14.02	50/12			10		TP	Limo arenoso color café claro	
-	14.02	14.50		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
25	14.50	14.60	50/10			6		TP	Limo arenoso color café claro	
-	14.60	15.10		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
26	15.10	15.22	50/12			6		TP	Limo arenoso color café claro	
-	15.22	15.70		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
27	15.70	15.80	50/10			10		TP	Limo arenoso color café claro	
-	15.80	16.30		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
28	16.30	16.55	25	50/10		25		TP	Limo arenoso color café claro	
-	16.55	16.90		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
29	16.90	17.10	45	50/05		20		TP	Limo arenoso color café claro	
-	17.10	17.50		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
30	17.50	17.85	38	50/20		25		TP	Limo arenoso color café claro	
-	17.85	18.10		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
31	18.10	18.22	50/12			6		TP	Limo arenoso color café claro	
-	18.22	18.70		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
32	18.70	18.85	50/15			10		TP	Limo arenoso color café claro	
-	18.85	19.30		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
33	19.30	19.65	22	50/20		24		TP	Limo arenoso color café claro	
-	19.65	19.90		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
34	19.90	20.20	15	50/15		22		TP	Limo arenoso color café claro	
-	20.20	20.50		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
SM	20.50	20.95	21	50		SR		TP	Sin recuperación de muestra	
-	20.95	21.10		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
35	21.10	21.55	28	50		45		TP	Aren a media limosa color café obscuro	
-	21.55	21.70		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
36	21.70	21.98	27	50/13		27		TP	Aren a media limosa color café obscuro	

OBSERVACIONES:
 PERDIDA PARCIAL DE AGUA UN 30% EN TODA LA REFORBACIÓN
 OPERADOR: AMANDO DE LUCIO
 SUPERVISOR: ING. RENE OVANDO

FIGURA 25".-REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-1" (SEGUNDA PARTE).



Número Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD (%)	Muestreo Avance	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)			
-	21.98	22.30		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
37	22.30	22.60	29	50/15		30		TP	Limo arcilloso color café obscuro	
-	22.60	22.90		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
38	22.90	23.19	27	50/14		25		TP	Limo arcilloso color café obscuro	
-	23.19	23.50		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
39	23.50	23.73	47	50/8		23		TP	Limo arenoso color café obscuro	
-	23.73	24.10		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
40	24.10	24.46	29	50/21		36		TP	Arena mal graduada color café obscuro	
-	24.46	24.70		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
41	24.70	24.97	30	50/12		27		TP	Arena mal graduada color café obscuro	
-	24.97	25.30		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
42	25.30	25.60	32	50/15		24		TP	Limo arenoso color café claro	
-	25.60	25.90		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
43	25.90	26.50	34	32	27	40		TP	Parte/3 Limo arenoso color café obscuro, Parte/1 Arena pomítica color gris	
44	26.50	27.10	36	25	11	29		TP	Arena pomítica color gris claro	
45	27.10	27.55	21	50		19		TP	Limo arcilloso escasa arena color café verdoso	
-	27.55	27.70		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
46	27.70	28.10	20	50/25		39		TP	Limo arcilloso escasa arena color café verdoso	
-	28.10	28.50		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
47	28.50	28.55	38	50/10		10		TP	Limo arcilloso escasa arena color café verdoso	
-	28.55	28.90		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
48	28.90	29.20	25	50/15		25		TP	Limo arcilloso escasa arena color café verdoso	
-	29.20	29.50		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
49	29.50	29.75	30	50/10		15		TP	Limo arcilloso escasa arena color café verdoso	
-	29.75	30.10		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
50	30.10	30.45	26	50/20		32		TP	Limo arcilloso escasa arena color café verdoso	
-	30.45	30.70		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
51	30.70	31.07	21	50/22		23		TP	Arena media poco arcillosa color café obscuro	
-	31.07	31.30		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
52	31.30	31.64	29	50/19		22		TP	Arena media poco arcillosa color café obscuro	

OBSERVACION:
 PERDIDA PARCIAL DE AGUA UN 30% EN TODA LA PERFORACIÓN
 OPERADOR: SALVADOR ANDINO
 SUPERVISOR: ING. RENE OVANDO

FIGURA 25". REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-1" (TERCERA PARTE).



Número Muestra	Profundidad		No. De Golpes				Recuperación (cm)	RQD (%)	Muestreo Avance	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(%)				
1	0.00	0.60	8	15	9	32		TP	Arcilla color café claro (Material de relleno)	
2	0.60	1.20	4	10	5	44		TP	Arcilla color café claro	
3	1.20	1.80	1	2	3	48		TP	Arcilla arenosa color café obscuro (Material ogmánico)	
4	1.80	2.40	2	6	11	45		TP	Arcilla arenosa color café obscuro (Material ogmánico)	
5	2.40	3.00	3	9	8	45		TP	Arcilla arenosa color café obscuro (Material ogmánico)	
6	3.00	3.60	2	7	12	23		TP	Arcilla arenosa color café obscuro	
7	3.60	4.20	4	7	5	45		TP	Arcilla arenosa color café obscuro	
8	4.20	4.80	5	17	17	44		TP	Arcilla arenosa color café obscuro	
9	4.80	5.40	8	22	19	52		TP	Arena arcillosa color café verdoso	
10	5.40	6.00	14	33	22	35		TP	Arena arcillosa color café verdoso	
11	6.00	6.60	12	19	11	50		TP	Arena arcillosa color café verdoso	
12	6.60	7.20	5	11	6	55		TP	Arcilla arenosa poca limosa color café verdoso	
13	7.20	7.80	3	13	27	33		TP	Arcilla arenosa poca limosa color café verdoso	
14	7.80	8.40	4	15	19	38		TP	Arcilla arenosa poca limosa color café verdoso	
15	8.40	9.00	3	13	14	50		TP	Arcilla poco arenosa color café verdoso	
16	9.00	9.60	2	3	4	60		TP	Parte / Arcilla poco limosa color café verdoso, Parte / S Arcilla poco arenosa color café obscuro	
17	9.60	10.20	2	28	40	60		TP	Arena media arcillosa color café obscuro	
18	10.20	10.80	20	50/25		22		TP	Arena media arcillosa color café obscuro	
-	10.60	10.80		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
19	10.80	11.40	13	26	41	40		TP	Arena media arcillosa color café obscuro	
20	11.40	12.00	12	26	30	16		TP	Arena media arcillosa color café obscuro	
21	12.00	12.40	20	50/25		15		TP	Arcilla arenosa color café obscuro	
-	12.40	12.60		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
22	12.60	12.73	50/13			13		TP	Limo arcilloso color café obscuro	
-	12.73	13.20		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
23	13.20	13.32	50/12			12		TP	Arena media arcillosa color café verdoso	
-	13.32	13.80		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
24	13.80	14.15	30	50/20		29		TP	Arena media arcillosa color café obscuro	
-	14.15	14.40		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Triconica	
25	14.40	14.65	27	50/10		15		TP	Arena media arcillosa color café obscuro	

PERDIDA DE AGUA EN TODA LA PERFORACION EN UN 30%
 OPERADOR: SAUJADOR ANTONIO
 SUPERVISOR: ING. RENE OVIANDO

FIGURA 26".-REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-2" (PRIMERA PARTE).



Número Muestra	Profundidad		No. De Galjes			Recuperación		ROD (%)	Muestra Avance	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)			
-	14.65	15.00		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
26	15.00	15.28	35	50/13		28		TP	Arcilla limosa arenosa color café obscuro	
-	15.28	15.60		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
27	15.60	15.90	27	50/15		30		TP	Limo escaso arcilloso color café obscuro	
-	15.90	16.20		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
28	16.20	16.35	50/15			11		TP	Limo arcilloso color café obscuro	
-	16.35	16.80		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
SM	16.80	16.95	50/15			SR		TP	Sin recuperación de muestra	
-	16.95	17.40		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
29	17.40	17.55	50			15		TP	Arcilla limosa arenosa color café obscuro	
-	17.55	18.00		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
30	18.00	18.13	50/13			13		TP	Arcilla limosa arenosa color café obscuro	
-	18.13	18.60		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
31	18.60	18.75	50			10		TP	Arcilla limosa arenosa color café obscuro	
-	18.75	19.20		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
32	19.20	19.40	40	50/5		11		TP	Arcilla limosa arenosa color café obscuro	
-	19.40	19.80		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
33	19.80	20.00	40	50/5		10		TP	Arcilla limosa arenosa color café obscuro	
-	20.00	20.40		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
34	20.40	20.65	34	50/10		9		TP	Arcilla limosa arenosa color café obscuro	
-	20.65	21.00		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
35	21.00	21.20	25	50/5		10		TP	Arcilla limosa arenosa color café obscuro	
-	21.20	21.60		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
36	21.60	21.85	30	50/10		17		TP	Arena media poco arcillosa color café obscuro	
-	21.85	22.20		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
37	22.20	22.50	20	50/15		30		TP	Arena media poco arcillosa color café obscuro	
-	22.50	22.80		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
38	22.80	23.05	31	50/10		25		TP	Arcilla limosa color café obscuro	
-	23.05	23.40		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Tricónica	
39	23.40	23.65	35	50/10		25		TP	Arcilla limosa color café obscuro	

FIGURA 26".- REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-2" (SEGUNDA PARTE).



Número Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD (%)	Muestreo Avance	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	45 cm	(cm)	(%)			
-	23.65	24.00		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
40	24.00	24.20	34	59/5	18	-	-	TP	Limo arcilloso color café obscuro	
-	24.20	24.60		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
41	24.60	24.70	50/10		6	-	-	TP	Limo arcilloso color café obscuro	
-	24.70	25.20		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
42	25.20	25.31	50/11		10	-	-	TP	Limo arcilloso color café obscuro	
-	25.31	25.80		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
43	25.80	26.10	27	50/15	27	-	-	TP	Arena mal graduada limosa color café obscuro	
-	26.10	26.40		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
44	26.40	26.68	33	50/13	25	-	-	TP	Arena mal graduada limosa color café obscuro	
-	26.68	27.00		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
45	27.00	27.45	22	50	38	-	-	TP	Parte/Limo arenoso poco arcilloso color café obscuro, Parte/ Arena pomicita color gris claro	
-	27.45	27.60		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
SM	27.60	27.75	50		58	-	-	TP	Sin recuperación de muestra	
-	27.75	28.20		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
46	28.20	28.55	29	50/20	37	-	-	TP	Limo escaso arcilloso color café obscuro	
-	28.55	28.80		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
47	28.80	29.13	35	50/18	33	-	-	TP	Limo escaso arcilloso color café obscuro	
-	29.13	29.40		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
48	29.40	29.68	33	50/13	23	-	-	TP	Limo escaso arcilloso color café obscuro	
-	29.68	30.00		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
49	30.00	30.14	50/14		10	-	-	TP	Limo escaso arcilloso color café obscuro	
-	30.14	30.60		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
SM	30.60	30.75	50		58	-	-	TP	Sin recuperación de muestra	
-	30.75	31.20		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
50	31.20	31.40	32	50/5	16	-	-	TP	Arena media limosa poco arcillosa color café obscuro	
-	31.40	31.80		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
51	31.80	32.05	39	50/10	8	-	-	TP	Arena media limosa poco arcillosa color café obscuro	
-	32.05	32.40		AVANCE	-	-	-	BT	Avance con Broca Triconica	
52	32.40	32.73	35	50/18	6	-	-	TP	Arena media limosa poco arcillosa color café obscuro	

PERIODO DE AGUA EN TODA LA PERFORACION EN UN 30%

OPERADOR: SALVADOR ANTONIO
SUPERVISOR: ING. RENE O VANDO

FIGURA 26".- REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-2" (TERCERA PARTE).



En las figuras 27” y 28” se presentan en forma gráfica los resultados de los sondeos de tipo penetración estándar efectuada por nuestra empresa de la tercera campaña de exploración, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados

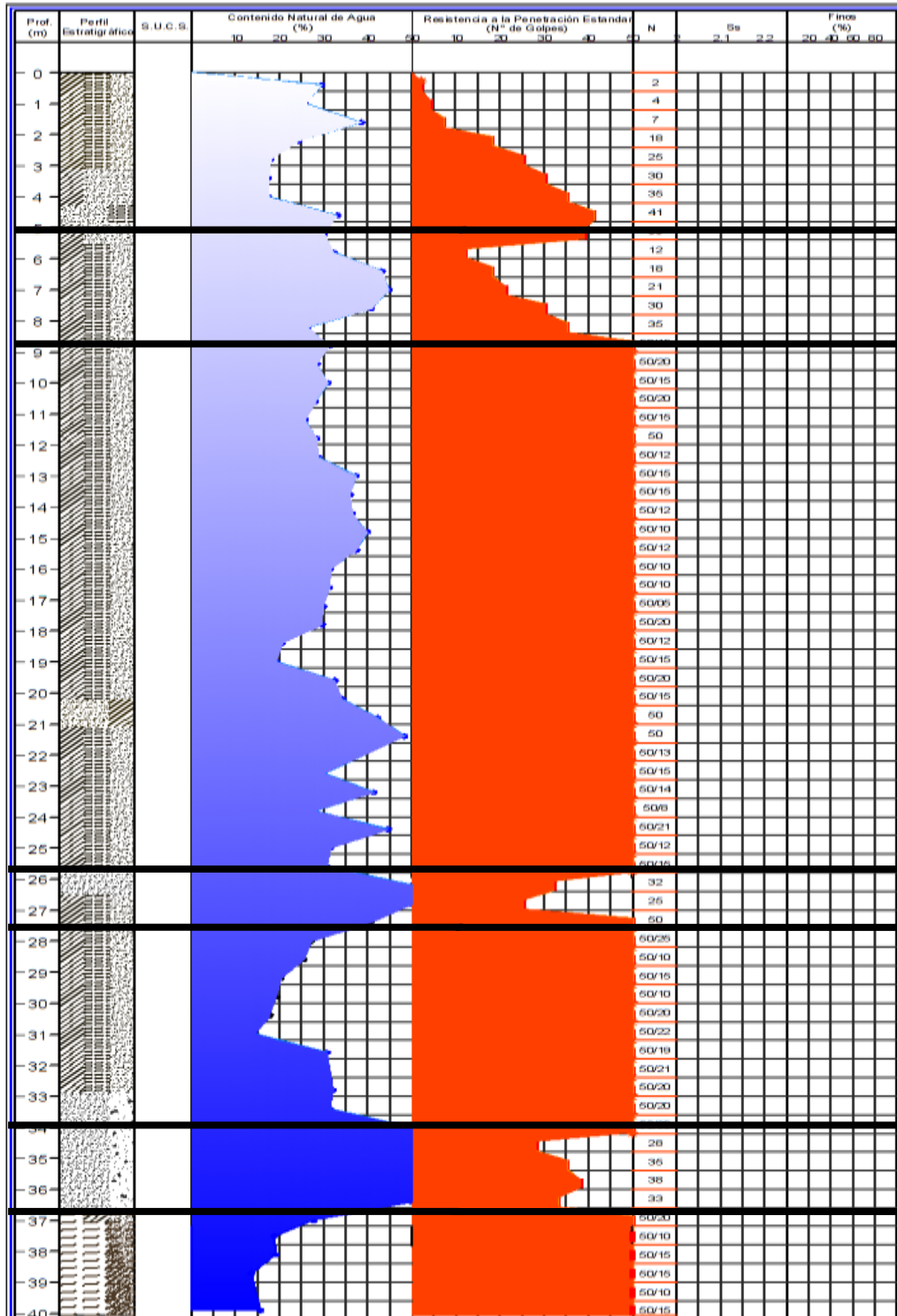


FIGURA 27".- PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-1".

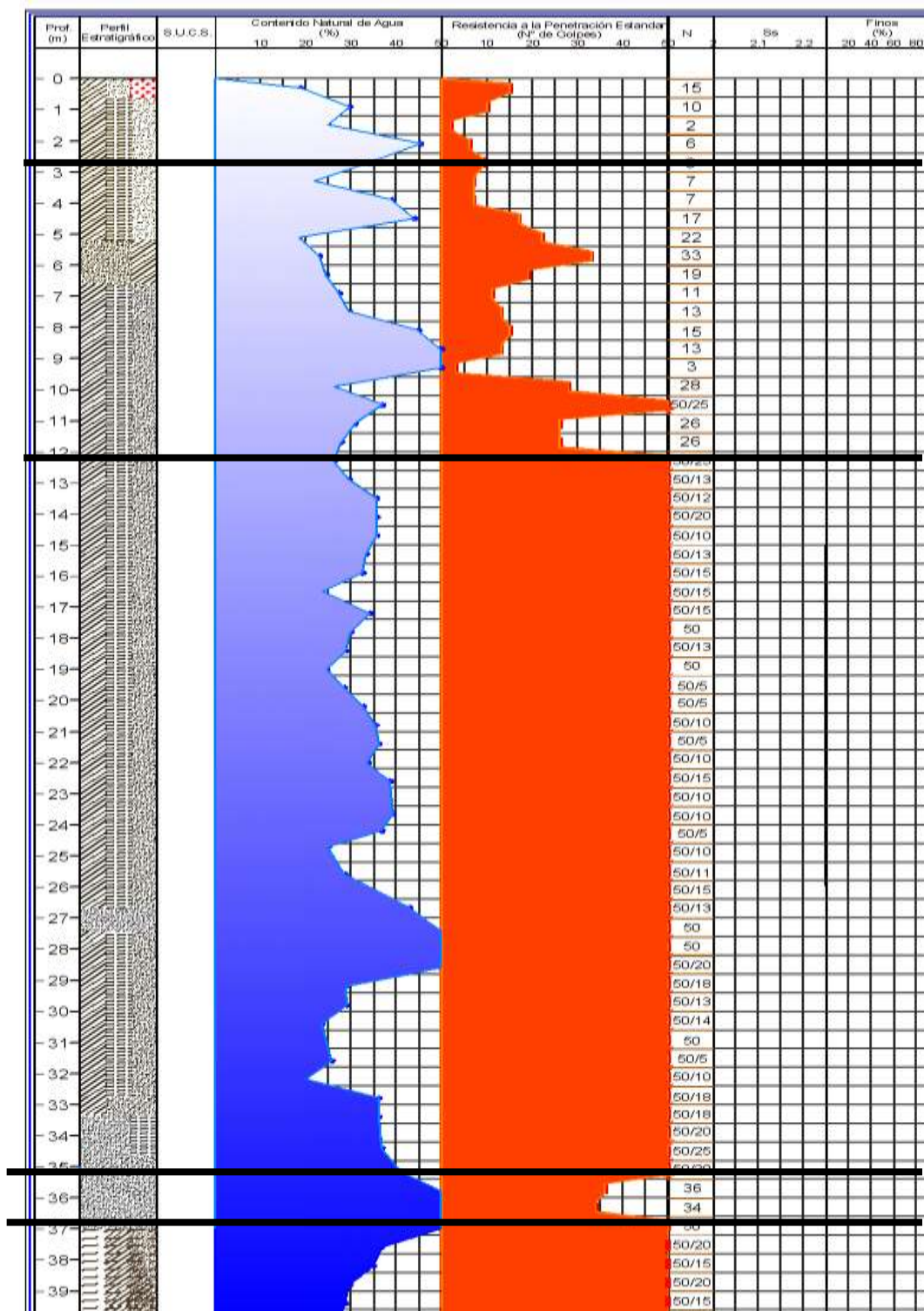


FIGURA 28".- PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-2".



PRUEBAS DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL



PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

EQUIPO DE LABORATORIO



3.- PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas 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 emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:



LABRADO DE MUESTRAS Y PRUEBA DE LIMITES DE CONSISTENCIA

3.1.- Muestras alteradas

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

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 4.- Densidad de Sólidos



3.2.- Muestras inalteradas

A las muestras cúbicas inalteradas obtenidas se les realizaron las siguientes pruebas:

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Porcentaje de finos
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - a) Compresión Simple
 - b) Compresión Triaxial Rápida UU



PRUEBA TRIAXIAL Y DE GRANULOMETRÍA

En las muestras inalteradas cúbicas de la subrasante se realizaron las siguientes pruebas.

1. Contenido natural de agua
2. Límites de consistencia
3. Contracción lineal
4. Valor relativo de soporte (CBR)



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. (Ver figuras Anexo IV).

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las figuras del Anexo IV.

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).

En las figuras del Anexo II se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural.

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, se presentan en las figuras del Anexo II.



CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

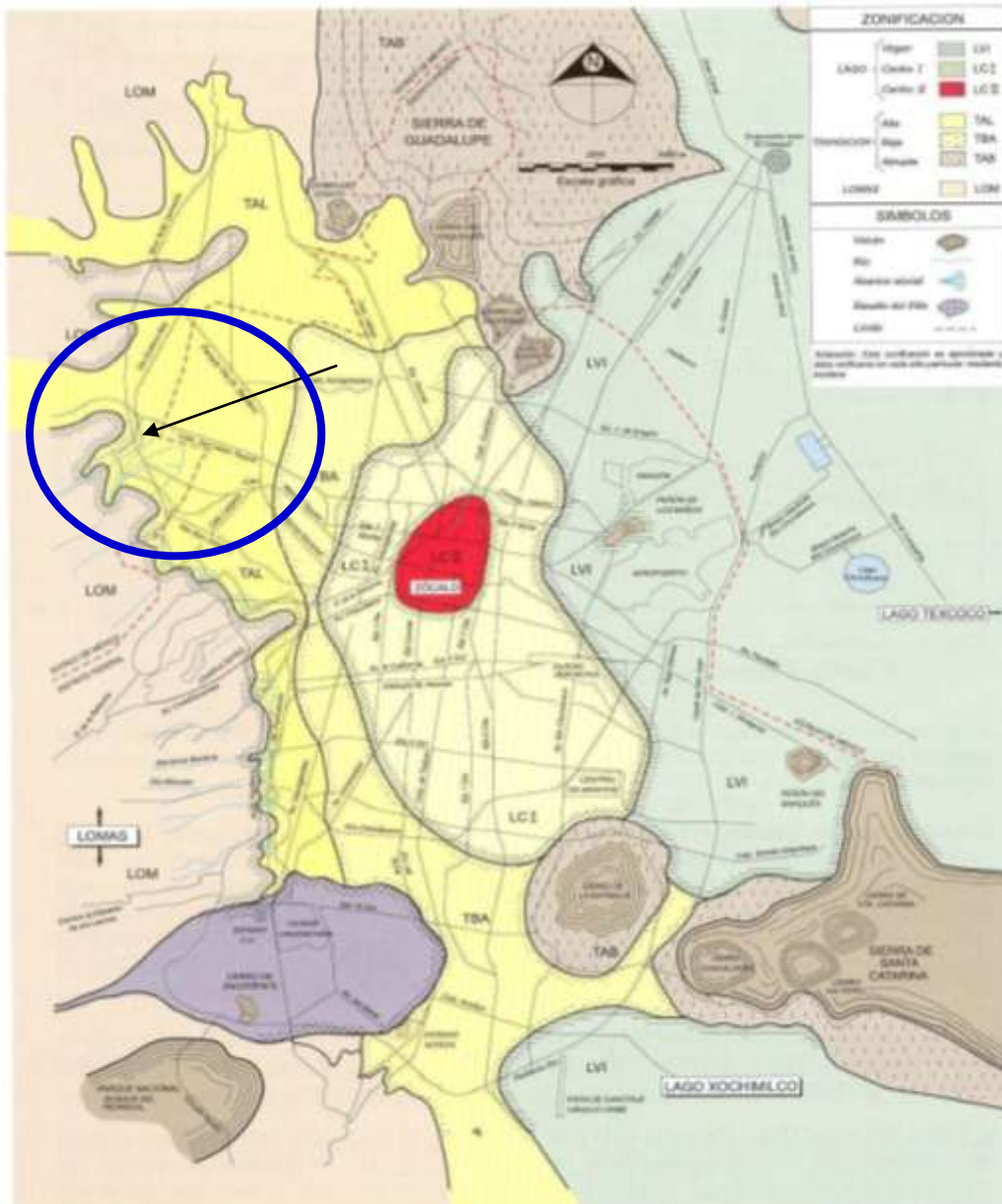


FIGURA No.-29 ZONIFICACION GEOTECNICA



4.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al Occidente de la Cuenca del Valle de México, conocida como zona Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo y geotécnicamente como la formación Tarango. (Ver figura 29)

4.1.- Levantamiento geológico local

En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y hasta lenticular, constituidos por materiales producto de erupciones violentas, formando tobas arcillosas y lahares principalmente. Las estructuras de la formación Tarango están formadas por la superposición de varios abanicos volcánicos, correspondiendo cada uno a la vida activa de un volcán, surcado superficialmente en la dirección de la pendiente, oriente-poniente, por barrancas y cañadas, producto de la erosión debido al escurrimiento del agua de lluvias.

Los materiales que constituyen al subsuelo en esta zona son producto del depósito de abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces. Comprenden la acumulación de materiales piroclásticos que se depositaron a los pies de diferentes aparatos volcánicos durante la vida explosiva de estos. Como tal actividad se desarrolló a partir de fines del Mioceno y se extendió hasta aproximadamente mediados del Plioceno, los citados abanicos provienen de esta misma edad.

La formación Tarango representa un conjunto estratificado a veces regular, a veces irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado (4°), constituido en la zona de interés por horizontes de cenizas volcánicas de distintas granulometrías (tobas) intercalados por capas de erupciones pumíticas.

4.2.- Características estratigráficas y físicas del subsuelo

En particular en el predio de interés de acuerdo a los sondeos profundos realizados, los materiales de relleno superficiales que se detectaron en el predio, mismos que deberán de recortarse en una profundidad media de 50 cm con respecto al nivel más bajo, y mientras que otras zonas que están sobre elevadas se recortarán del orden de 1.8 m para dejar una superficie horizontal.

Subyaciendo a los materiales aluviales constituidos por arcilla limosa y arcilla arenosa hasta los 12 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno, y a partir de la cual se tienen materiales resistentes de alta resistencia y baja



deformabilidad, conformados por arena fina y toba volcánica limo arenosa, no habiéndose encontrado materiales de tipo pumíticos.

Todos los materiales de relleno deberán ser retirados fuera de la Obra a donde lo indique la dirección de la misma.

La secuencia estratigráfica del sondeo representativo de todos los efectuados en el sitio de interés se indica a continuación:

DESCRIPCION DEL SONDEO SPT – 1”

Profundidad (m)	Descripción
0.10 – 3.10	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina y contenido de humedad variable 18 a 38%, límite líquido de 55%, límite plástico de 31%, índice plástico de 24% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH, de consistencia variable de blanda a muy firme; el índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) varía entre 2 y 25 golpes.
3.10 – 5.50	Arcilla arenosa de color café grisáceo oscuro con lente de arena fina café grisáceo claro con pocos finos de limo no cohesivo, con un contenido de humedad variable de 17 a 33%, de consistencia muy firme; el índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) varía entre 15 y 20 golpes.
5.50 – 8.50	Arcilla poco limosa café grisáceo oscuro con poca arena fina y contenido de humedad variable de 26 a 45%; límite líquido de 39%, límite plástico de 19%, índice plástico de 20% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia variable de firme a dura; el índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) varía entre 12 y 35 golpes.
8.50 – 13.30	Arcilla poco limosa café con poca arena fina y grumos duros del mismo material en la parte inferior, con un contenido de humedad de 26 a 37%, límite líquido de 36%, límite plástico de 19%, índice



**Profundidad
(m)**

Descripción

	<p>plástico de 17% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, la consistencia del material es dura y presenta un índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes</p>
13.30 – 16.90	<p>Arcilla poco limosa café oscuro en la parte superior y posteriormente a café claro con poca arena fina, con contenido de humedad medio de 34%; límite líquido de 34%, límite plástico de 18%, índice plástico de 16% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.</p>
16.90 – 18.70	<p>Arcilla poco limosa de color café oscuro con poca arena fina y grumos duros del mismo material y con contenido de humedad medio del 26%, granulométricamente constituido por 84% de finos y 16% de arena, límite líquido de 35%, límite plástico de 16%, índice plástico de 18% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.</p>
18.70 – 20.50	<p>Arcilla poco limosa café con poca arena fina y contenido de humedad de 19 a 34%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.</p>
20.50 – 21.10	<p>Lente de arena fina, media y gruesa poco arcillosa café oscuro, con un contenido de humedad de 42%, de compactación muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.</p>
21.10 – 25.90	<p>Arcilla poco limosa café a café grisáceo oscuro, con un contenido de humedad variable entre 30 y 48%, granulométricamente constituido por 52% de finos y 48% de arena, límite líquido de 42%, límite plástico</p>



**Profundidad
(m)**

Descripción

de 22%, índice plástico de 20% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.

25.90 – 27.70

Arena fina, media y gruesa, pumítica de color gris claro, con intercalación de arcilla poco limosa café amarillento con poca arena fina y un contenido de humedad del 53%, de compactidad variable de media a muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 25 a más de 50 golpes.

27.70 – 33.10

Arcilla poco limosa café con poca arena fina y un contenido de humedad variable de 18 a 32%, la granulométricamente constituido por 28% de finos y 72% de arena, límite líquido de 46%, límite plástico de 21%, índice plástico de 25% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.

33.10 – 36.70

Arena fina, media y gruesa pumítica de color gris claro y contenido de humedad variable de 31 a 89%, de compactidad media a compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 28 a 38 golpes.

36.70 – 40.05

Limo poco arcilloso café grisáceo con poca arena fina, con un contenido de humedad de 28%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.



DESCRIPCION DEL SONDEO SPT – 2''

Profundidad (m)	Descripción
0.10 – 0.60	Arcilla café oscuro con poca arena fina y fragmentos de concreto y tabique rojo (Material de Relleno) y contenido de humedad del 19%, de consistencia firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con 15 golpes.

Profundidad (m)	Descripción
0.60 – 4.80	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con un contenido de humedad variable de 25 a 453%, límite líquido de 37%, límite plástico de 18%, índice plástico de 19% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia variable de blanda a firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) varía de 2 a 17 golpes.
4.80 – 6.60	Estrato de arena fina a media en tonos café oscuro y café grisáceo oscuro y contenido de humedad medio del 21%; de compactidad media a compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 19 a 33 golpes.
6.60 – 9.60	Arcilla poco limosa gris verdoso y café grisáceo oscuro, con un contenido de humedad de 27a 67%, granulométricamente constituido por 82% de finos y 18% de arena, límite líquido de 39%, límite plástico de 21%, índice plástico de 17% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia variable de blanda a firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) varía de 3 a 15 golpes.
9.60 – 10.20	Lente de arena fina poco arcillosa de color café grisáceo claro, con contenido de humedad de 26%; de compactidad media a muy compacta; índice de



**Profundidad
(m)**

Descripción

	resistencia a la penetración estándar (IRPE) varia de 28 a más de 50 golpes.
10.20 – 15.00	Arcilla poco limosa de color café oscuro con poca arena fina y grumos duros del mismo material y con contenido de humedad variable de 28 a 37%, granulométricamente constituido por 87% de finos y 13% de arena, límite líquido de 38%, límite plástico de 21%, índice plástico de 18% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia variable de muy firme a dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 26 a más de 50 golpes.
15.00 – 22.20	Arcilla poco limosa café grisáceo oscuro y café grisáceo claro, con poca arena fina y contenido de humedad de 24 a 36%, granulométricamente constituido por 89% de finos y 11% de arena, límite líquido de 47%, límite plástico de 22%, índice plástico de 25% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.
22.20 – 25.20	Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina, con un contenido de humedad de 25 a 39%, granulométricamente constituido por 91% de finos y 9% de arena, límite líquido de 66%, límite plástico de 35%, índice plástico de 32% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.
25.20 – 27.00	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con un contenido de humedad variable entre 25 y 67%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.



**Profundidad
(m)**

Descripción

27.00 – 28.20

Arena fina, media y gruesa, pumítica de color gris claro y un contenido de humedad del 67%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.

28.20 – 31.20

Arcilla poco limosa café con poca arena fina y un contenido de humedad variable de 29 a 53%, la granulométricamente constituido por 76% de finos y 24% de arena, límite líquido de 49%, límite plástico de 26%, índice plástico de 24% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.

31.20 – 34.20

Arcilla poco limosa café con poca arena fina y mica y contenido de humedad variable de 20 a 36%, su granulométricamente constituido por 41% de finos y 59% de arena, límite líquido de 31%, límite plástico de 17%, índice plástico de 15% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con más de 50 golpes.

34.20 – 40.05

Arena fina, media y gruesa de tipo pumítico de color gris claro, su contenido de humedad varía de 37 a 96%, de compactación compacta a muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 34 a más de 50 golpes.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3 kg/cm^3 .

El nivel del agua no se encontró a la profundidad máxima explorada y en la fecha en que se realizó la exploración, sin embargo se pueden presentar filtraciones o escurrimiento de fugas de las colindancias o de servicios municipales



A continuación se presenta un corte esquemático del anteproyecto desplantado sobre la estratigrafía obtenida mediante los sondeos profundos por el método de penetración estándar, Figura 30

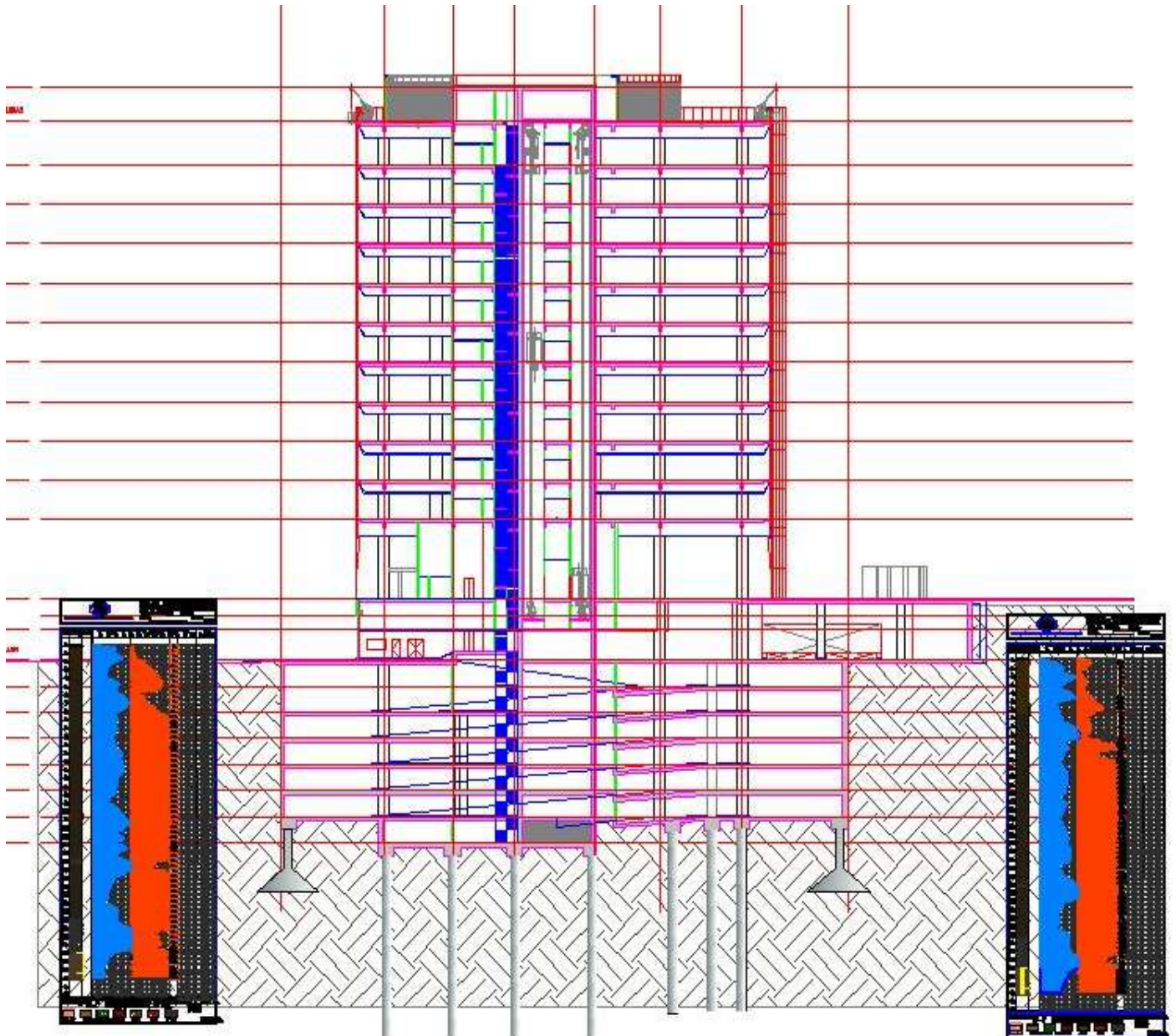


FIGURA 30.- CORTE ESQUEMATICO DEL PROYECTO CON ZAPATAS Y PILAS



En la figura 31 se presenta la trayectoria de los cortes estratigráficos realizados y que se muestran en las figuras 32 a 36.

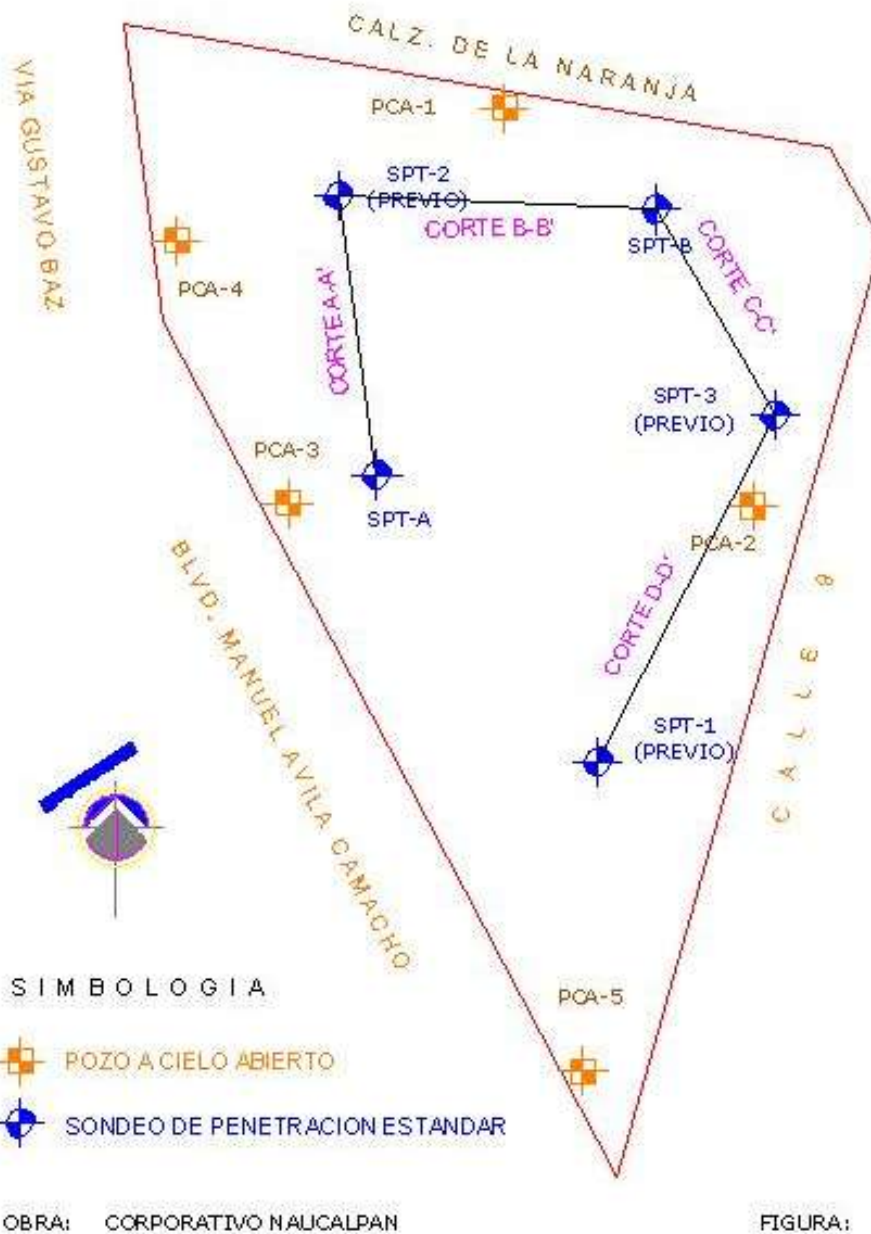


FIGURA 31 ESQUEMA REPRESENTATIVO DE LA ESTRATIGRAFIA.

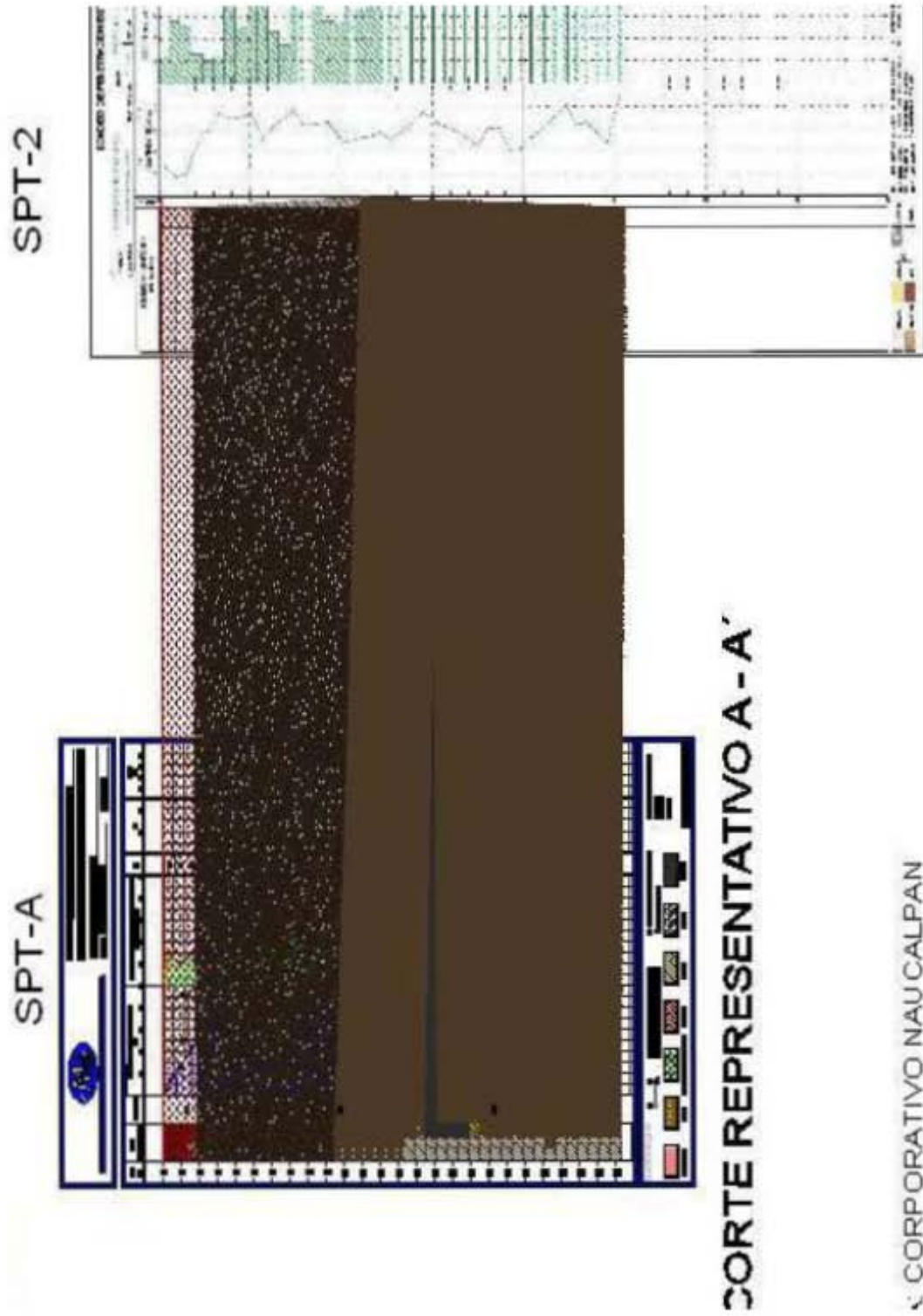


FIGURA 32 CORTE A-A\'.

CORPORATIVO NAU CALPAN

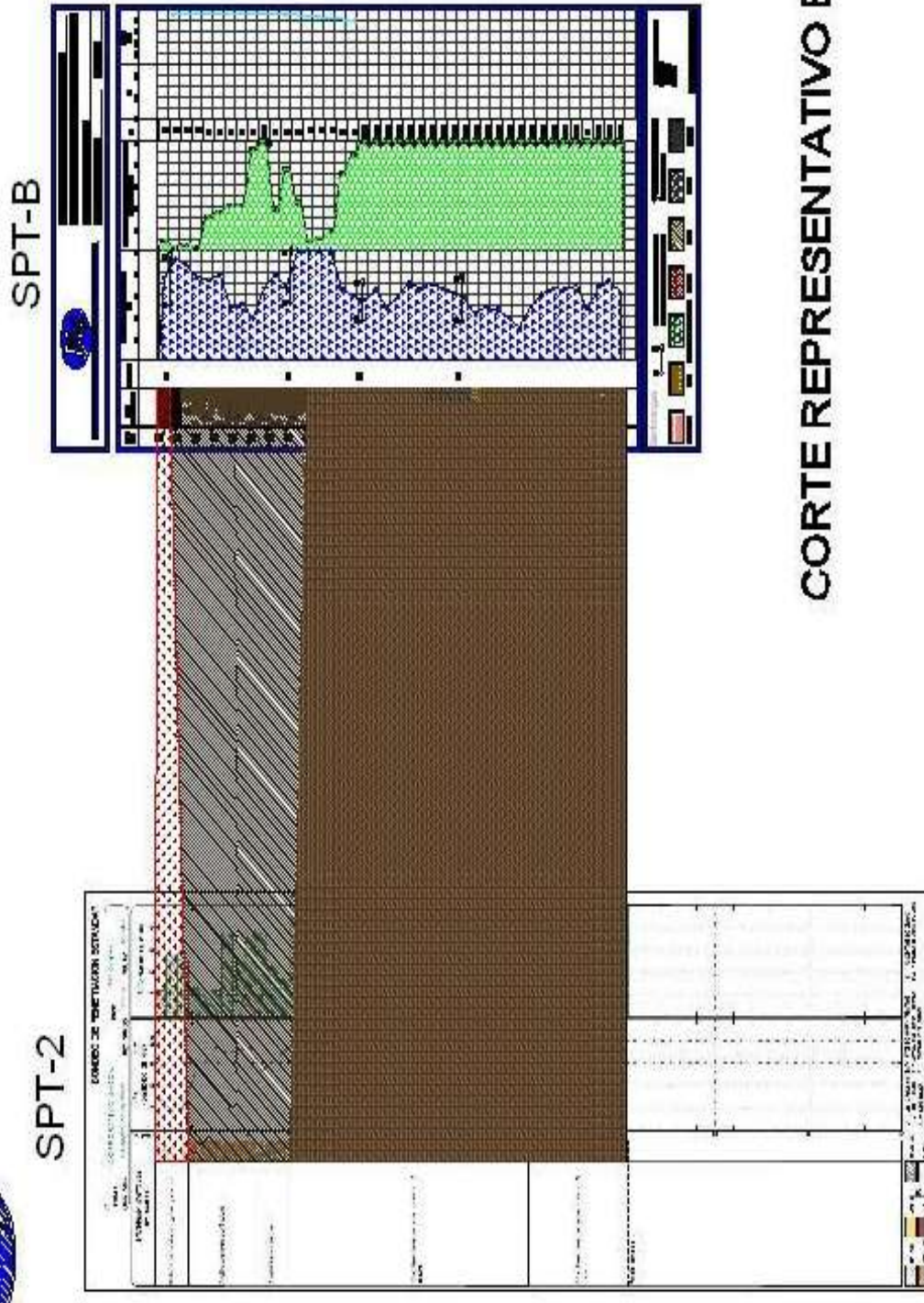


FIGURA 33 CORTE B-B'.

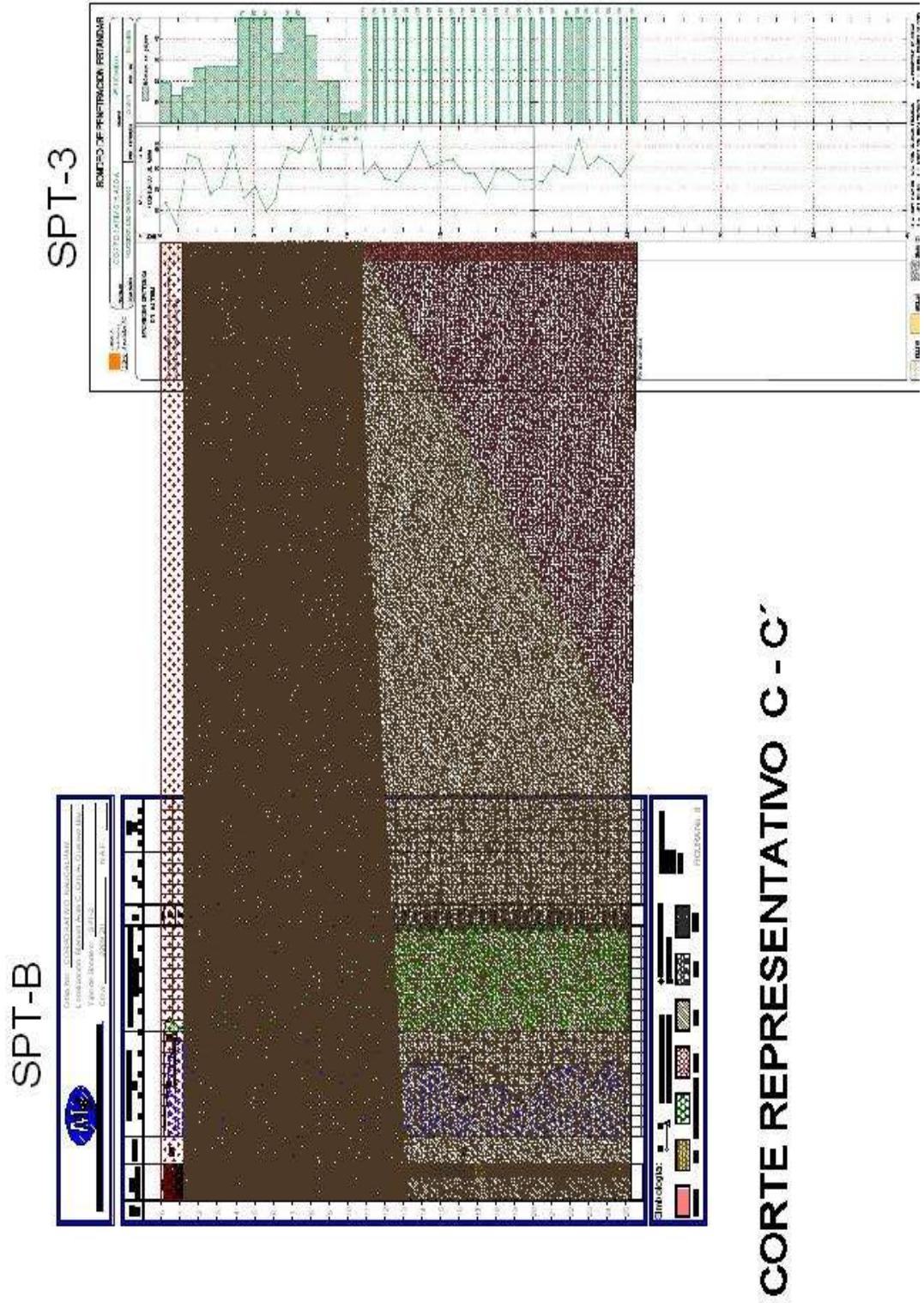


FIGURA 34 CORTE C-C'.



CORTE REPRESENTATIVO D - D'

SPT-1

SPT-3

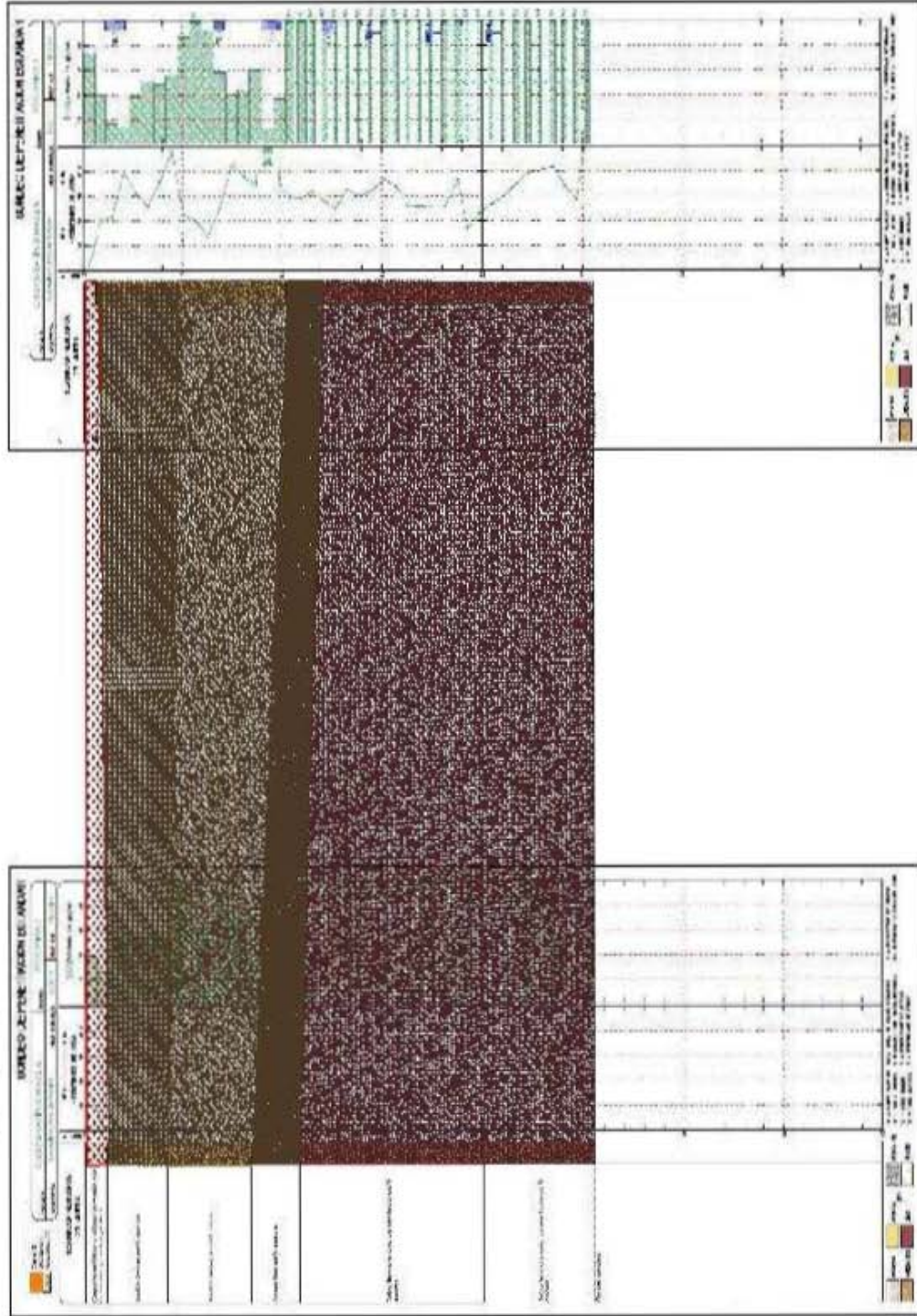


FIGURA 35 CORTE D-D'.

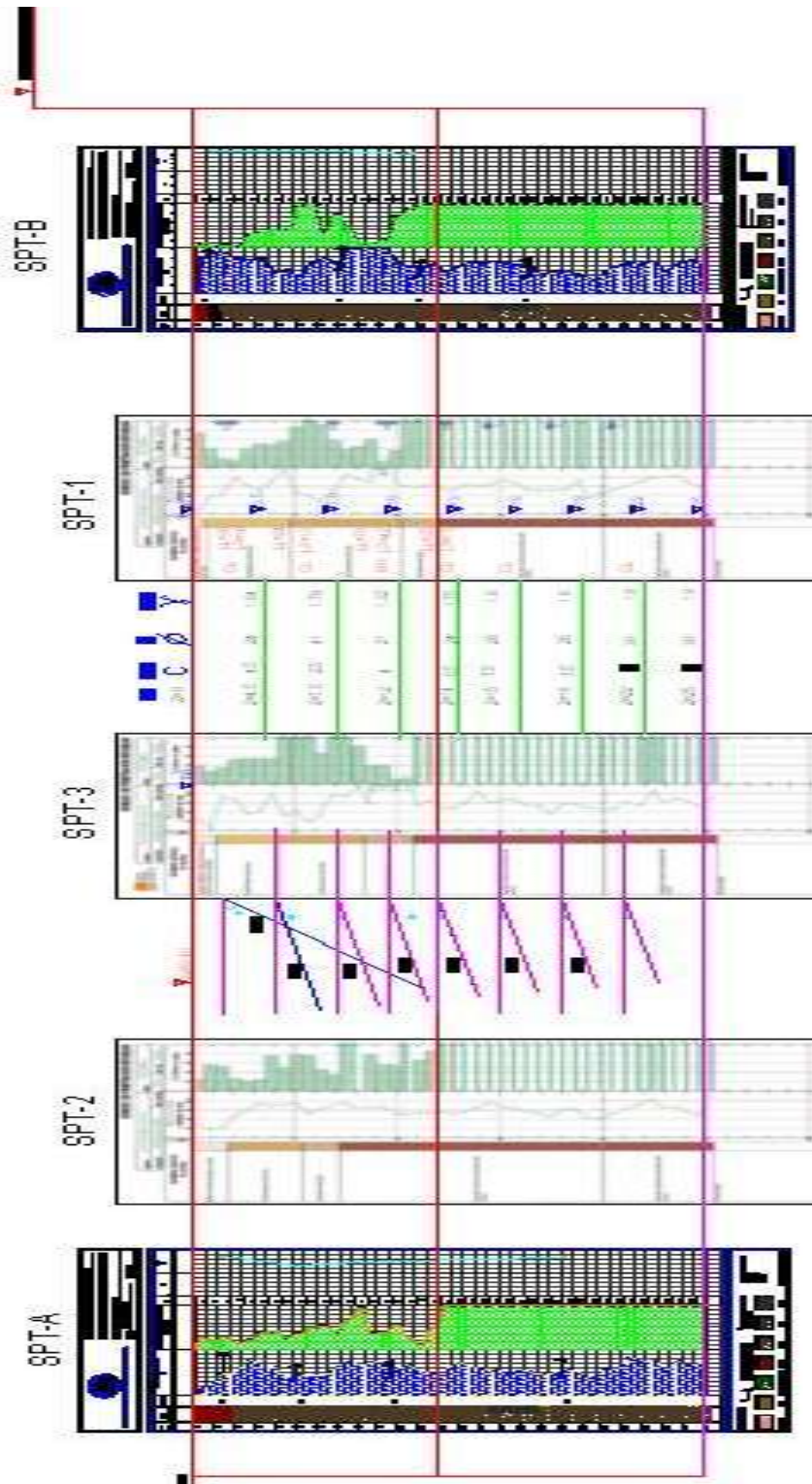


FIGURA 36 CORTE ESTRATIGRAFICO GENERAL.



4.3.- Sismicidad

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica el predio de interés se encuentra en la zona I denominada de Lomas, y de acuerdo a la zona sísmica en que se ubica le corresponde un coeficiente sísmico de 0.16 de acuerdo a la figura 37.

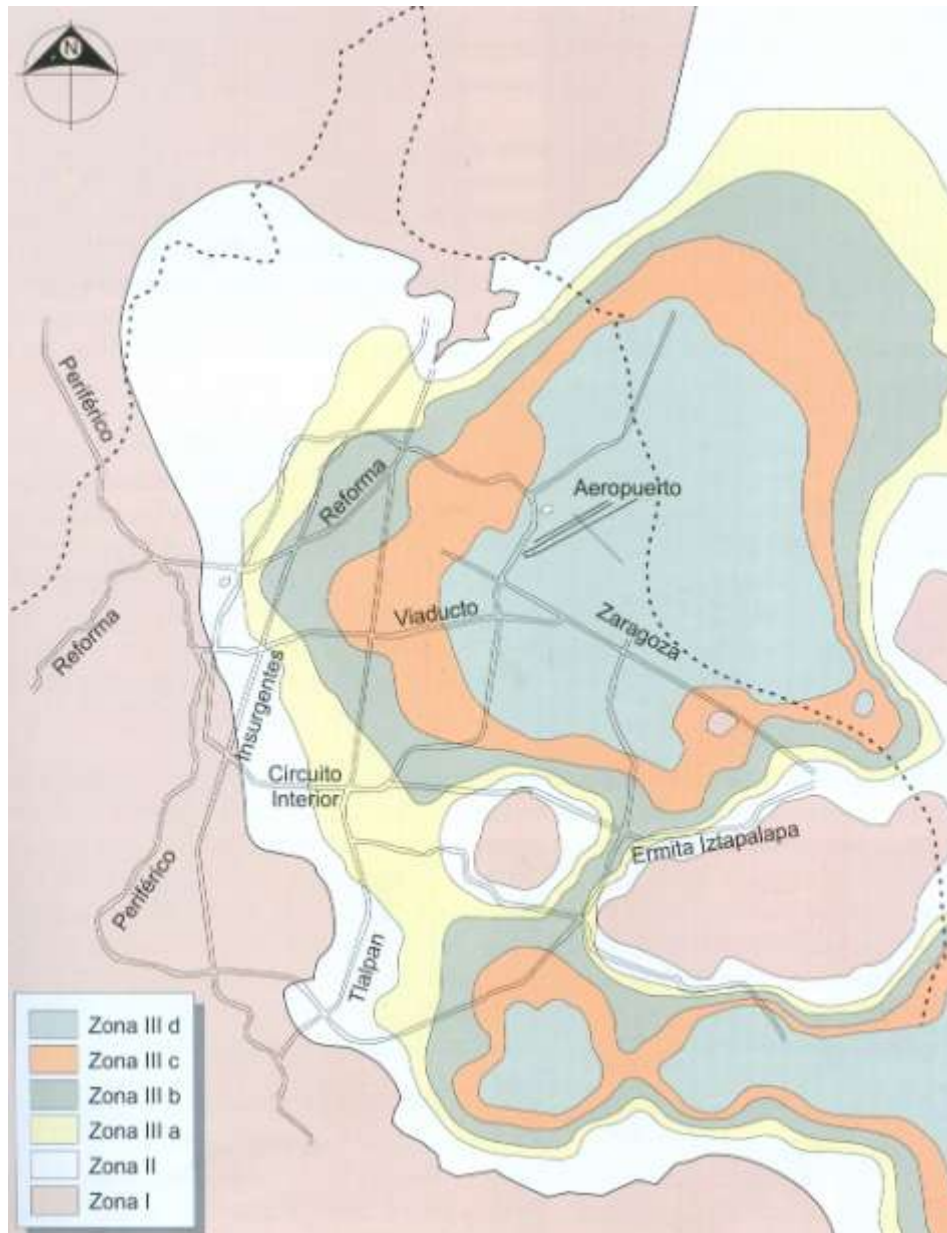


FIGURA.-37 REGIONALIZACIÓN SÍSMICA



I	C	a₀	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	0.4	0.10	1.25	4.2	2
Zona III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2



ANALISIS DE CIMENTACIÓN



5.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características arquitectónicas de la estructura proyectada y las características estratigráficas del subsuelo, se juzga que la cimentación podrá ser resuelta mediante alguna de las siguientes dos alternativas:

Con zapatas desplantadas a 2.5 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del último sótano capaces de soportar los momentos generados por sismo. La capacidad de carga admisible de diseño en condiciones estáticas y dinámicas de 90 y 108 ton/m² respectivamente, esto debido al estrato detectado entre 35 a 37 metros de acuerdo con los sondeos profundos realizados, y quedarán desplantadas a 27 m de profundidad, en los materiales resistentes de depósito natural que se tienen, como se observa en el corte de la figura 38. En el caso de la cisterna se diseñará como losa de cimentación.

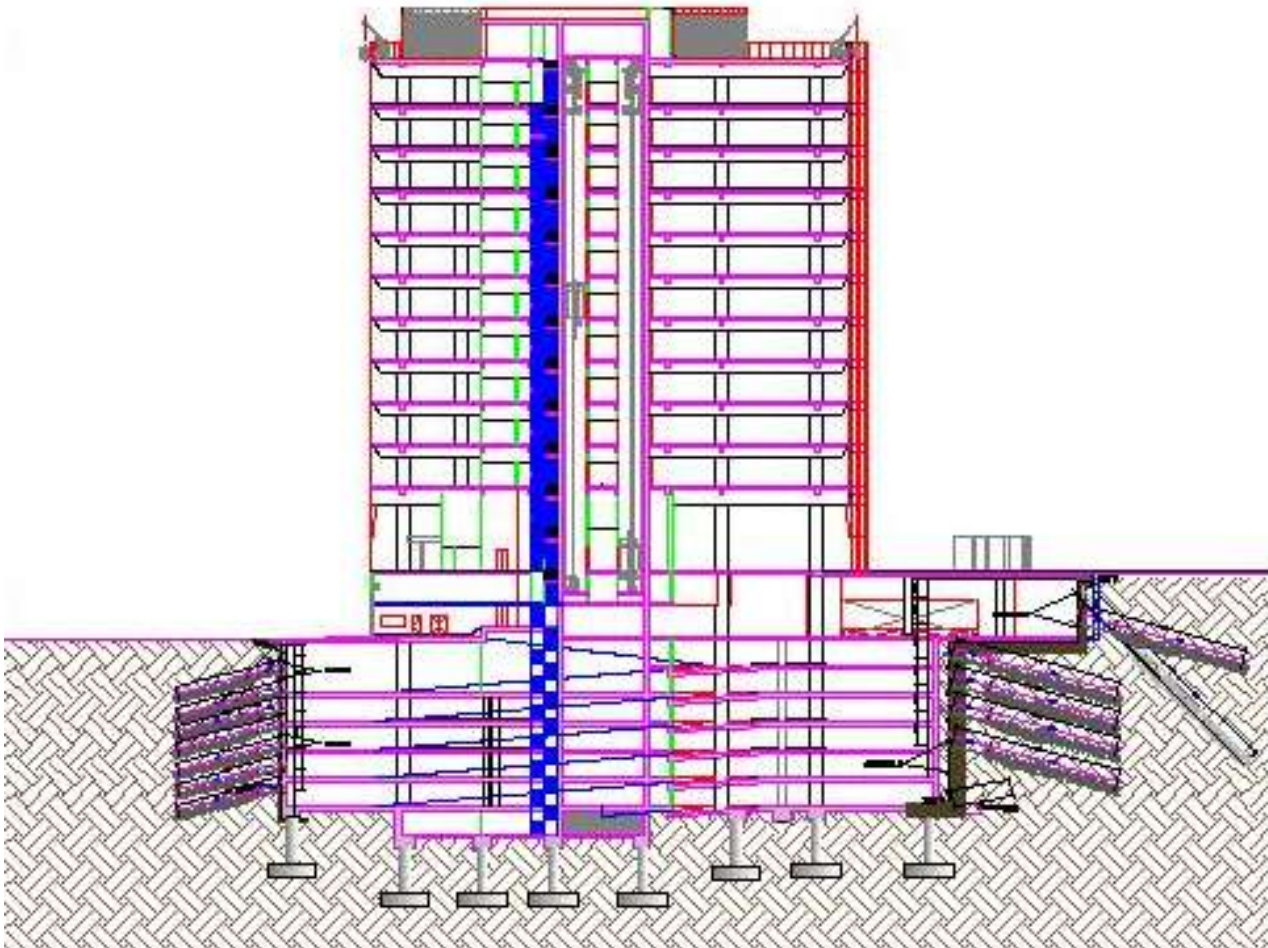


FIGURA 38 DESPLANTE CON ZAPATAS



Otra alternativa de cimentación que permitirá una mayor capacidad de carga será el empleo de pilas de fuste recto desplantadas a 40 m de profundidad, esto es que tengan una longitud efectiva de 15 m con respecto al nivel de piso terminado del último sótano, como se observa en la figura 39, y empotradas totalmente en materiales resistentes, dimensionadas de acuerdo a la gráfica de la figura 40, en la que se presenta la capacidad de carga admisible de las pilas en función del diámetro de la pila. Las pilas se colarán en seco.

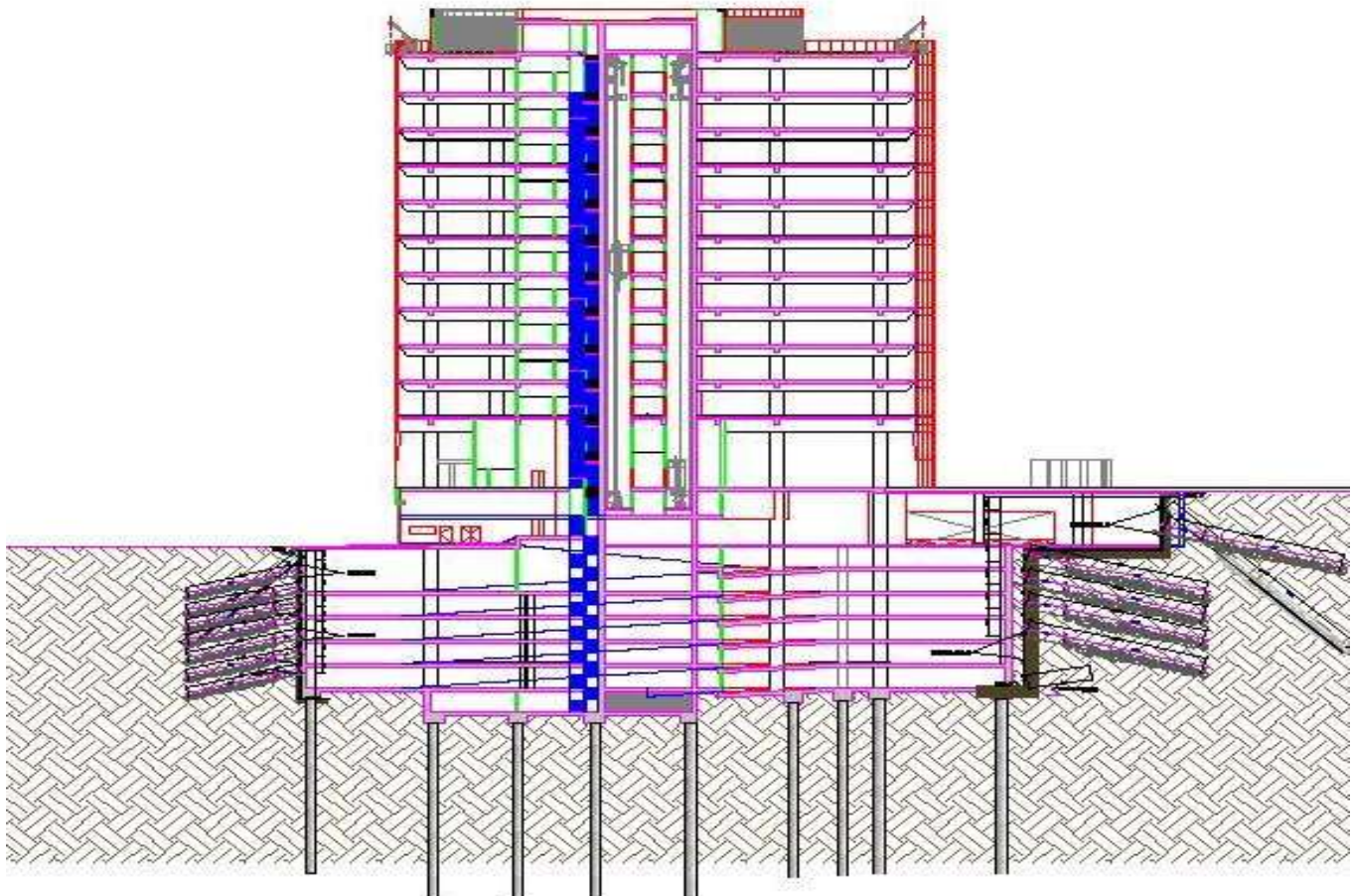


FIGURA 39 DESPLANTE CON PILAS

El empleo de cualquiera de las alternativas de cimentación propuestas considera que la losa del último sótano de la estructura se resolverá como un firme siempre y cuando se hayan retirado todos los materiales sueltos dejados por la excavación

A continuación se presentan los resultados de los análisis efectuados para la revisión de las alternativas de cimentación propuestas.



5.1 Alternativa mediante zapatas

Los resultados de los análisis de la cimentación mediante zapatas son:

5.1.1 Capacidad de carga de la cimentación.

La capacidad de carga de los materiales que subyacen la cimentación se calculó considerando que los materiales del subsuelo afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos y aplicando la siguiente expresión:

$$Q_a = (c N_c + \sigma) F_R + \gamma D_f$$

donde :

Q_a : capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m²

c : cohesión del material de apoyo, en ton/m².

N_c : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

en la cual:

D_f : profundidad de desplante de la cimentación.

B : ancho del cimiento, en m.

L : largo del cimiento, en m.

σ : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante.

γ : peso volumétrico del suelo, del suelo de apoyo, en ton/m³.

F_R : factor de reducción de resistencia, adimensional e igual a 0.35

Se obtuvo una capacidad de carga admisible de diseño en condiciones estáticas y dinámicas de 90 y 108 ton/m² respectivamente, esto debido al estrato detectado entre 35 a 37 metros de profundidad con respecto al nivel de banquetta de la calle la Naranja, y de acuerdo con los sondeos profundos realizados.

5.1.2 Dimensionamiento de la cimentación

Para el dimensionamiento de la cimentación se deberá tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica



(incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

Una vez dimensionada la cimentación se hará la revisión de los estados límite de falla con el siguiente procedimiento.

5.1.2.1 Estado límite de falla

Una cimentación será segura ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, satisfaciendo la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < R F_R$$

donde:

$\sum Q$: combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F_c : factor de carga igual a 1.4

R : capacidad de carga última del suelo de apoyo para la cimentación en condiciones estáticas.

A : área de la base de la cimentación.

F_R : factor de reducción de resistencia, adimensional e igual a 0.35

Una vez dimensionada la cimentación se hará la revisión correspondiente

5.1.2.2 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

Una cimentación será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si cumple la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < R F_R$$

donde:

$\sum Q$: combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debida a sismo).

F_c : factor de carga, igual a 1.1.

R : capacidad de carga última del suelo de apoyo, para la cimentación en condiciones dinámicas.

A : área de la base de la cimentación.

Una vez dimensionada la cimentación se hará la revisión correspondiente.



5.1.3 Estado límite de servicio.

La revisión del estado límite de servicio correspondiente al cálculo de los asentamientos, se realizó considerando que la deformación que sufrirán los materiales del subsuelo será básicamente elástica.

La estimación de los asentamientos que sufrirá la cimentación se hizo empleando la siguiente expresión

$$\delta = \sum \alpha_e (2B) (1 - u^2) M_{ep} q_a$$

donde:

δ : asentamiento total bajo la cimentación, en m.

u : módulo de Poisson, 0.15 adimensional.

M_{ep} : módulo de deformación unitaria del suelo de apoyo de cimentación, 0.00071 cm²/kg

q_a : presión de contacto aplicada por la cimentación, en ton/m².

B : semi- ancho de la cimentación

α_e : factor de forma que depende de la forma de área cargada y el punto en que se estima el asentamiento adimensional, 1.12.

Considerando un esfuerzo máximo de 90 ton/m² y que las zapatas quedarán empotradas 2.5 m mínimo dentro de los depósitos resistentes, se obtuvo valores de asentamientos máximos e inferiores a 4 cm, los que se observan resultan admisibles y que se desarrollaran durante la construcción del Edificio.

5.1.4 Estabilidad de taludes

Para verificar que las paredes de la excavación para alojar a las zapatas sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad.

$$F_c \gamma H + q < U_q N_o c F_R$$

donde:

F_c : factor de carga, igual a 1.4

γ : peso volumétrico del material

H : altura máxima de la excavación

q : sobrecarga igual a 2.0 ton/m²

U_q : factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación $q / \gamma H$

N_o : número de estabilidad que depende del ángulo del talud

c : cohesión más baja en la altura de la excavación, en ton/m².

F_R : factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Por lo tanto una vez alcanzado el nivel de máxima excavación que alojará a los sótanos se podrá efectuar dejando taludes verticales.



Todos los cortes realizados deberán protegerse mediante un repellado de mortero para evitar una intemperización de los materiales expuestos.

5.1.5 Empujes sobre los muros perimetrales

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales que se tendrán en el perímetro se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, 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, 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 sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.16, característicos de una zona de Lomerío y ser materiales de tipo I.

Una vez calculados los valores de los efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 41 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

5.1.6 Procedimiento constructivo de las zapatas

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar a las zapatas.

- a) La excavación se podrá realizar en toda el área cubierta por las zapatas hasta la profundidad de desplante.



b) La excavación que alojará las zapatas se efectuará con taludes verticales y se excavará únicamente hasta alcanzar una profundidad de 0.2 m sobre el nivel de desplante recomendado de 2.5 m de profundidad; e inmediatamente después se afinarán y perfilarán los taludes de la excavación, empleando herramienta manual, los que se protegerán de inmediato mediante un repellado de mortero de cemento de 3 cm de espesor que se aplicará sobre una malla tipo gallinero, sujeta al talud mediante varillas de 3/8 de diámetro y 1 m de longitud, con un doblado a 90° de 10 cm de longitud en el extremo que sujetará a la malla, hincadas en una retícula de 1.5 m de lado.

c) La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde la superficie del terreno, debiendo llevarse como máximo a 0.2 m arriba del nivel de máxima excavación, una vez que los taludes de la excavación sean perfilados a talud vertical y protegidos, este último tramo se excavará con herramienta manual, pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación. Ya alcanzado el nivel máximo de excavación se colocará a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor, que proteja el material de fisuramientos por pérdida de humedad y de remoldeo por el tránsito de trabajadores.

d) La excavación no deberá permanecer abierta más de un día sin que se inicie la construcción de la cimentación, por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al término de la excavación.

e) Una vez alcanzado el nivel máximo de excavación en el área que ocupará la cimentación. A continuación se debe iniciar de inmediato la construcción de la cimentación y los muros de colindancia, manteniendo un proceso continuo de construcción.

5.2 Alternativa de cimentación con Pilas

Considerando la constitución de los materiales así como su compacidad, característica de los depósitos de tipo tobaceo, que en particular en el predio de interés en los primeros 12m de profundidad se tienen materiales de consistencia variable entre media y dura, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 4 y más de 50 golpes, con diferentes proporciones de contenido arcilloso que dan lugar a que su módulo de elasticidad sea variable, disminuyendo éste al aumentar el contenido arcilloso y la existencia de materiales friccionantes (arenas) intercalados con las tobas volcánicas, una cimentación de tipo superficial podrá no resultar adecuada por sus dimensiones y para las cargas de gran magnitud proyectadas, ya que al tener un área de apoyo de dimensiones



importantes existe la posibilidad de que los materiales que la subyacen puedan variar en sus características de deformabilidad y resistencia.

Por otra parte considerando que a partir de 12 m de profundidad se detectó un depósito resistente muy duro, con horizontes que se encuentran a diferentes profundidades por su estratificación errática, de alta resistencia y baja compresibilidad, se juzga que una cimentación mediante pilas apoyadas a 40 m de profundidad debido al estrato de baja resistencia detectado entre 35 a 37 metros de profundidad con respecto al nivel de banquetta de la calle la Naranja, con un empotramiento de 15 m dentro de los materiales resistentes, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud que podrá satisfacer las condiciones de operación de la estructura proyectada, tomando en cuenta que la excavación se realizará a 25 m de profundidad y en la parte central hasta 28 m de profundidad se construirán pilas de 15 m de longitud efectiva.

Dado que las condiciones de operación de la estructura requieren que los asentamientos o deformaciones de los materiales de apoyo de la cimentación resulten prácticamente nulos bajo las condiciones de operación, el estado límite de servicio regirá el diseño de la cimentación.

A continuación se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio de la cimentación en base a pilas.

5.2.1 Capacidad de carga

En función de las condiciones estratigráficas del sitio, de la magnitud de las cargas estimadas, de las condiciones topográficas del sitio y del proyecto arquitectónico comentado. Se propone resolver la cimentación a base de pilas desplantadas a 40 m de profundidad respecto al nivel de terreno actual, es decir, que la longitud efectiva de estas será de 15 m, tomando en cuenta que el nivel de máxima excavación estará a 25 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta de la calle de la Naranja.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 25 ton/m² para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose las capacidades de carga que se muestran en la figura 40, en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 15 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

Tomando en cuenta los resultados de los sondeos realizados en el sitio, la capacidad de carga admisible K_{ha} para las pilas se calcula con la siguiente expresión:



$$Q_a = \frac{Q_{pu}}{F_{Db}} + \frac{Q_{fu}}{F_{Df}}$$

donde:

Q_{pu} capacidad de carga última por punta, ton.

Q_{fu} fricción en el fuste de la pila, ton.

F_{Db} factor de dimensionamiento por punta, 3 (estático) y 2.5 (sísmico)

F_{Df} factor de dimensionamiento por fricción, 2 (estático y sísmico).

A partir de los resultados de los sondeos de penetración estándar (SPT) y las correlaciones que existen entre los valores de SPT y la resistencia de cono (q_c), la capacidad de carga última por punta, Q_{pu} se calcula mediante la siguiente expresión propuesta por Vesic:

$$Q_{pu} = q_c A_p$$

donde:

q_c resistencia de punta del cono, representativa del estrato de apoyo de las pilas, t/m^2 .

A_p Área transversal de la punta de la pila, m^2 .

La fuerza de fricción en el fuste de la pila se determina con:

$$Q_{fu} = 0.3\varpi \int \sigma_0 dz$$

donde:

ϖ perímetro de la pila, m.

$\int \sigma_0 dz$ área del diagrama de esfuerzos efectivos verticales iniciales en la longitud de la pila, t/m^2 .

Sustituyendo valores y dejando en función del diámetro de la pila, por lo tanto la capacidad de carga admisible total de las pilas de cimentación se calcula como sigue:

Condición estática: $Q_a = 526 D^2 + 416 D$

Condición sísmica: $Q_a = 631 D^2 + 499 D$

DIAMETRO (M)	Q PUNTA ADM (TON)	Q FRICCIÓN ADM (TON)	Q TOTAL ADM ESTÁTICA (TON)	Q TOTAL ADM DINÁMICA (TON)
0.80	344	333	677	812
1.00	526	416	942	1130
1.20	757	499	1256	1507
1.40	1031	582	1613	1936



1.60	1347	666	2013	2416
1.80	1704	749	2453	2944
2.00	2104	832	2936	3523
2.20	2546	915	3461	4153
2.40	3030	998	4028	4834

La capacidad de carga admisible en forma unitaria será de 1100 toneladas, y para la condición más desfavorable la capacidad de carga obtenida con la ecuación anterior, podrá incrementarse hasta en un 15%.

El empotramiento mínimo que deberán tener las pilas dentro de los depósitos resistentes será de 15m. La separación mínima entre ellas centro a centro será de tres veces su diámetro. La gráfica de capacidad de carga para diferentes diámetros se indica en la figura 40.

5.2.2 Análisis de asentamientos.

Los asentamientos totales que la estructura puede experimentar fueron definidos haciendo uso de interacción suelo-estructura para una cimentación rígida en condiciones estáticas. La expresión utilizada es la siguiente:

$$\delta = \frac{(3 - 4\nu)(1 + \nu)}{2\pi} \frac{Q}{E_s d}$$

donde:

- δ asentamiento bajo el centro de la pila, cm.
- ν relación de poisson, 0.30
- E_s módulo de elasticidad representativo del material de desplante, 9,000 t/m².
- d diámetro de la pila, cm.
- Q carga media estática en la pila, ton.

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 9,000 ton/m² y una relación de Poisson de 0.30, se obtuvieron asentamientos elásticos de 1.2, 1.6 y 2.0cm, para pilas de 0.8, 1.0 y 1.2 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles. Estas deformaciones son admisibles de acuerdo con los lineamientos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y deben considerarse en el diseño estructural.



a) Condición sísmica.

Para el diseño en condiciones sísmicas se considera la carga estática (CM + CV_{MAX.}), combinada con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable (corta) y de un 30% en las más favorable (larga).

La distribución y magnitud de las cargas en condiciones estáticas y sísmicas deberán ser proporcionadas por el Ingeniero estructurista para realizar la revisión correspondiente. Las cargas generadas por la condición sísmica (cortante y axial) estarán multiplicadas por un factor reductor por irregularidad de 0.8, ratificado por el estructurista.

5.2.3 Solicitación inducida por sismo.

La estabilidad en condición sísmica se efectúa revisando que la sollicitación en la pila más cargada o subgrupo de pilas en cada módulo sea por lo menos 2 veces menor que la capacidad de carga última, definida con la expresión:

$$FS = \frac{\sum Q_{PU}}{\sum Q_e + \sum^{n_i} Q_{si}} \leq 2$$

donde:

FS factor de seguridad.

$\sum Q_{PU}$ capacidad de carga última en la pila más cargada, ton.

$\sum Q_e$ carga estática en las pilas analizadas, ton.

Q_{si} incremento de carga por sismo en la pila del eje analizado, ton.

n_i número de pilas en el eje analizado.

Una vez que el ingeniero estructurista defina la dimensión de las pilas en cada apoyo, estas deben revisarse para cumplir con la expresión por compresión. Posteriormente con el diámetro de las pilas se define la capacidad de carga a tensión, Q_{tu} utilizando para ello la siguiente expresión:

$$Q_{tu} = 475.6D$$

Con esta información se procede a revisar las sollicitaciones a tensión presentada en condición sísmica con la capacidad de las pilas.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene las características de la denominada Zona de Lomas.



Una vez dimensionada la cimentación con las cargas de proyecto definitivas deberá revisarse que se satisfaga la desigualdad establecida por reglamento.

5.2.4 Procedimiento constructivo para la construcción de las pilas

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 alaves 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 una broca de tipo helicoidal con diámetro igual al fuste de la pila. En caso de que al fondo de la perforación aparezcan materiales resistentes, se perforará inicialmente con una broca de menor diámetro y posteriormente se rimará al diámetro de proyecto o bien el empleo de un bote cortador con dientes de tungsteno.
- c) 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.
- d) Inmediatamente después de hacer limpieza del fondo de la perforación, se bajará el armado y se colará la pila.
- e) El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado, con sus separadores correspondientes para un correcto centrado dentro de la perforación.
- f) El colado, deberá seguir a la colocación del acero, se realizará usando tubo tremie, con objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto. Al inicio del colado, el tubo tremie se llevará a 0.5m sobre el fondo de la perforación.
- g) 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 1m.



- h) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la cubicación de la misma.
- i) El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.3 m abajo del nivel superior del concreto.
- j) Se recomienda usar concreto con revenimiento de 20 cm con un valor de +2% al cual se le adicionará un aditivo fluidizante.
- k) 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.

A continuación se presenta la revisión de la capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones y que se indica a continuación:

La capacidad de carga útil de las pilas (Q_a) se obtuvo de la siguiente expresión:

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 cohesivos y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:¹

$$Q_a = \{ (c N''c + P_v N''q) F_R + P_v \} A_b \} F_{Re}$$

donde:

- Q_a: Capacidad de carga admisible por punta de las pilas.
- c: Cohesión de apoyo en ton/m².
- F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.
- P_v: presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m².
- A_b: área transversal de la base de las pilas, en m².
- 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:

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



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

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:

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

donde:

B : diámetro de las pilas, en m.

ϕ : ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, en grados.

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.

$$F_{re} = \{(B + 1) / (2B + 1)\}$$

siendo:

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

Se presenta la capacidad de carga en función del diámetro de la pila, tomando en cuenta que el empotramiento que tendrá la pila será total dentro de los materiales resistentes de apoyo.



CAPACIDAD DE CARGA



FIGURA 40 CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS POR PUNTA Y FRICCIÓN DE 15 M DE LONGITUD EFECTIVA Y DESPLANTADAS A 40 M DE PROFUNDIDAD EN CONDICIONES ESTÁTICAS



FIGURA 40 CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS POR PUNTA Y FRICCIÓN DE 15 M DE LONGITUD EFECTIVA Y DESPLANTADAS A 40 M DE PROFUNDIDAD EN CONDICIONES DINÁMICAS

5.2.5 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.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16 por considerarse que el



subsuelo en el sitio de interés tiene características semejantes a la zona de lomas.

5.2.6 Estado límite de servicio

Los asentamientos elásticos que sufrirán las pilas debido a las cargas verticales a que estarán sometidas se calcularon mediante la siguiente expresión:

$$S = (Q L) / (E_c A_b) + (m C_s f_p Q (1 - u^2)) / (E_s A_b)$$

donde:

S: asentamiento de la cabeza de la pila, en m.

L: longitud de la pila, en m.

E_c : módulo de elasticidad del concreto de la pila, en ton/m².

A_b : área de la base de la pila, en m².

m: factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilas de sección transversal circular.

C_s : factor de rigidez de la subestructura de cimentación, adimensional e igual a

f_p : factor de profundidad, adimensional e igual a 0.5 para $D/B > 5$.

E_s : módulo de elasticidad del manto de apoyo, en ton/m²

Q: carga aplicada al nivel de la base de la pila, en ton

u: relación de Poisson

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 9,000 ton/m² y una relación de Poisson de 0.30, se obtuvieron asentamientos elásticos admisibles.

5.2.7.- Implicaciones para el diseño estructural de la cimentación

El módulo de reacción del subsuelo se define como:

$$k = \frac{\Delta\sigma}{\delta}$$

donde:

k: módulo de reacción, kg/cm³.

$\Delta\sigma$: incremento de esfuerzo neto, kg/cm².

δ : asentamiento esperado, cm.

El módulo de reacción vertical del suelo de desplante para el diseño de pilas se presenta en la tabla I.



Tabla I. Módulos de reacción vertical para el diseño de pilas desplantadas a 40 m de profundidad

DIAMETRO(M)	DEFORMACION(cm)	K_V(ton/cm)
0.80	0.7	1180
1.00	0.9	1210
1.20	1.1	1280
1.40	1.3	1359
1.60	1.5	1436
1.80	1.7	1524
2.00	1.9	1608
2.20	2.1	1689
2.40	2.3	1768

Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural definitivo.



ESTABILIDAD DE TALUDES Y PROTECCION A COLINDANCIAS





6.- ESTABILIDAD DE TALUDES Y PROTECCION A COLINDANCIAS

A continuación se presenta la alternativa que se juzga más adecuada para el procedimiento constructivo general que deberá seguirse para efectuar la excavación que alojará a los seis niveles de sótano.

Tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta excavar a 25 m de profundidad para alojar a los seis niveles de estacionamiento, se establece que podrá efectuarse en dos o tres etapas.

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.

En esta zona de acuerdo a las características de los materiales se establece que deberá emplearse un muro de concreto lanzado con malla electrosoldada y de seis a ocho cinturones de anclas de fricción postensadas temporales.

Será necesario proteger los taludes verticales con concreto lanzado en los primeros 13 m tomando como referencia la Av. Naranja, con un espesor de 16 cm y 200 kg/cm^2 de resistencia a los 28 días, se reforzará con triple malla electrosoldada 6x6/4-4 anclada a todo el talud con varilla de $\frac{1}{2}$ " de 50 cm de longitud a cada metro y en arreglo tresbolillo y subsecuente a estos 13 m se aplicará un concreto lanzado con espesor de 8cm, se reforzará con una malla electrosoldada 6x6/4-4 anclada a todo el talud con varilla de $\frac{1}{2}$ " de 50 cm de longitud a cada metro y en arreglo tresbolillo.

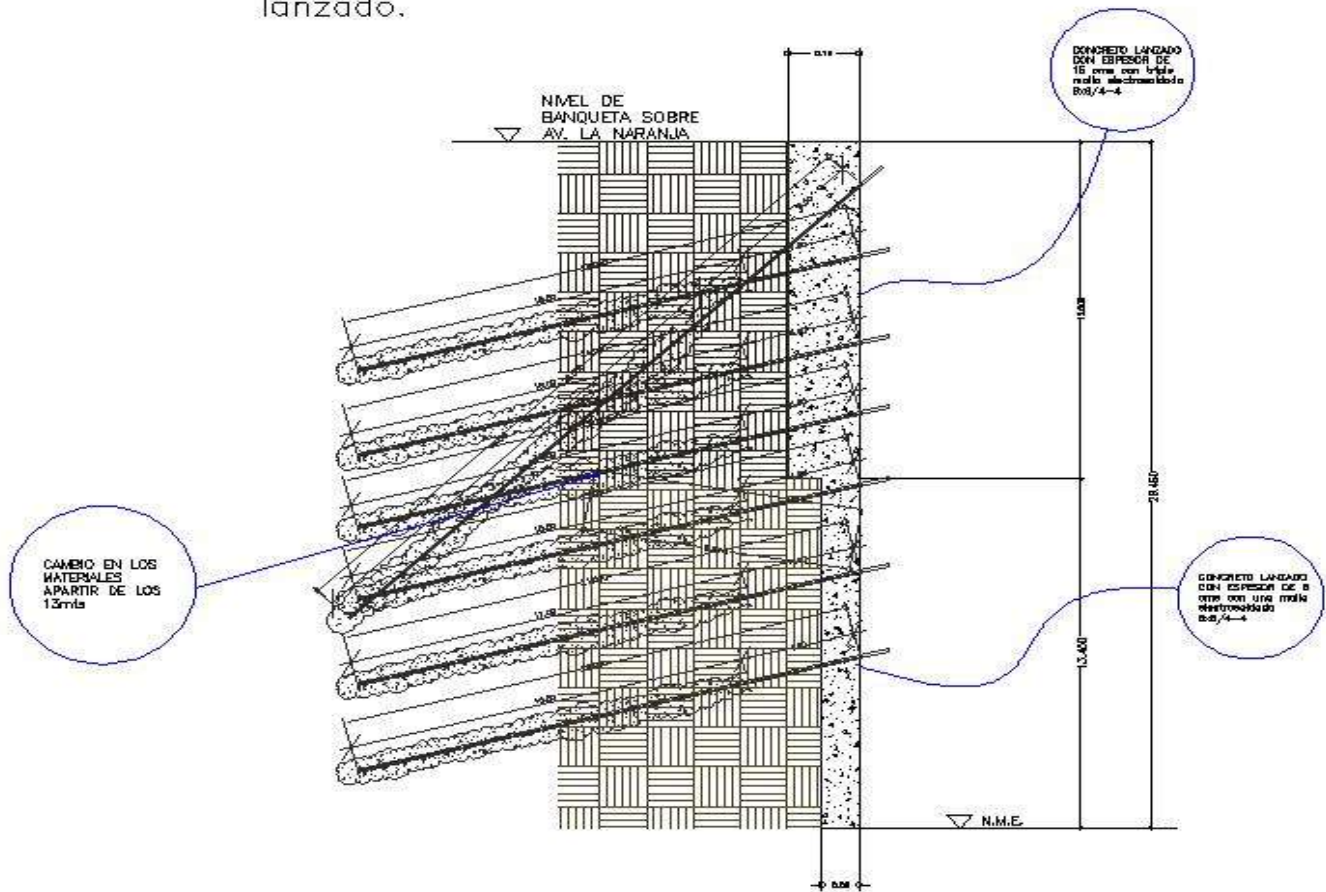
En las colindancias donde se requiera concreto lanzado por arriba del nivel que tiene la calle de la Naranja, también será necesario proteger los taludes verticales con concreto lanzado con un espesor de 16 cm y 200 kg/cm^2 de resistencia a los 28 días, se reforzará con triple malla electrosoldada 6x6/4-4 anclada a todo el talud con varilla de $\frac{1}{2}$ " de 50 cm de longitud a cada metro

También será necesario colocar drenes profundos de PVC de 2" de diámetro y de 7m de longitud con una inclinación de 5grados hacia arriba que permita el escurrimiento del agua que se infiltre en los taludes, dispuestos a cada 8 m en el sentido vertical partiendo de 1.5 m hacia arriba con respecto al nivel de máxima excavación, es decir que se tendrán tres líneas en todo el talud.



DETALLE A

Espesores de Concreto lanzado.



ESPESORES DE CONCRETO LANZADO

Esta estabilización deberá llevarse a cabo conforme progresa el corte. Adicionalmente en todos los taludes se dejarán lloraderos constituidos por tubos de PVC de 20 cm de longitud dispuestos en una retícula de 2m por 2m en el sentido horizontal y vertical con una ligera inclinación hacia la excavación.

Se realizó un análisis exhaustivo de posibles fallas locales y generales del talud, considerando un talud vertical y los parámetros de la toba arenosa de compactación variable entre compacta y muy compacta.

Los círculos de falla más críticos con sus factores de seguridad obtenidos y los parámetros de resistencia obtenidos se presentan en el Anexo III.



De acuerdo con los resultados del análisis realizado, el talud deberá estabilizarse con un sistema de anclas y concreto lanzado. Se deberán colocar anclas a cada 3 m en el sentido vertical a todo lo alto del talud y a cada 3 y 3.5m en el sentido horizontal a todo lo largo del talud, tensadas a 115 y 90 toneladas, la distribución y diseño de anclas se presentan en las figuras del Anexo III

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

La distribución, número y capacidad de las anclas, será tal que la presión aplicada a los materiales expuestos del talud por el muro de concreto lanzado al que se sujetan incremente la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie potencial de falla a un valor que de por resultado un factor de seguridad admisible para las condiciones de trabajo del talud.

En la figura 41 se observa la ubicación de los cortes esquemáticos a realizarse en el predio de interés considerados para los análisis, y en las figuras 42 a 47, se observan cada uno de los cortes con su respectivo sistema de anclaje requerido para estabilizar los cortes a corto plazo.

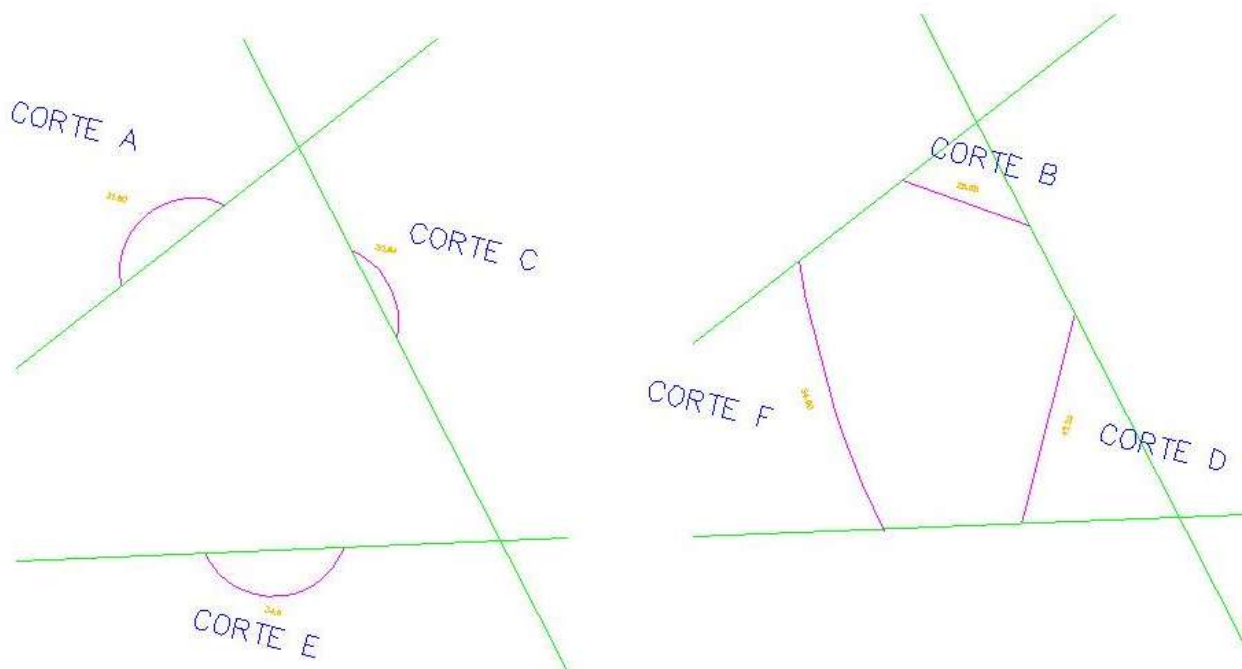
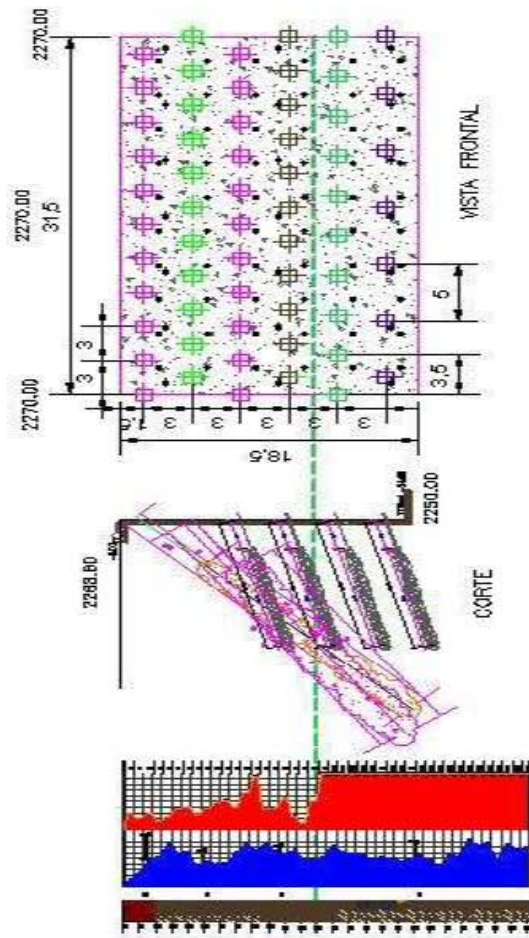


FIGURA 41.- UBICACIÓN DE CORTES DE TALUDES.



CORTE A



Nota: * 2274.80 es el +0.00
 * 2250.00 es el Nivel de excavación del sótano. 6
 * 2288.80 es el Nivel promedio de la cota Naranja.

PERFIL ESTRATIGRAFICO

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

SIMBOLOGIA:

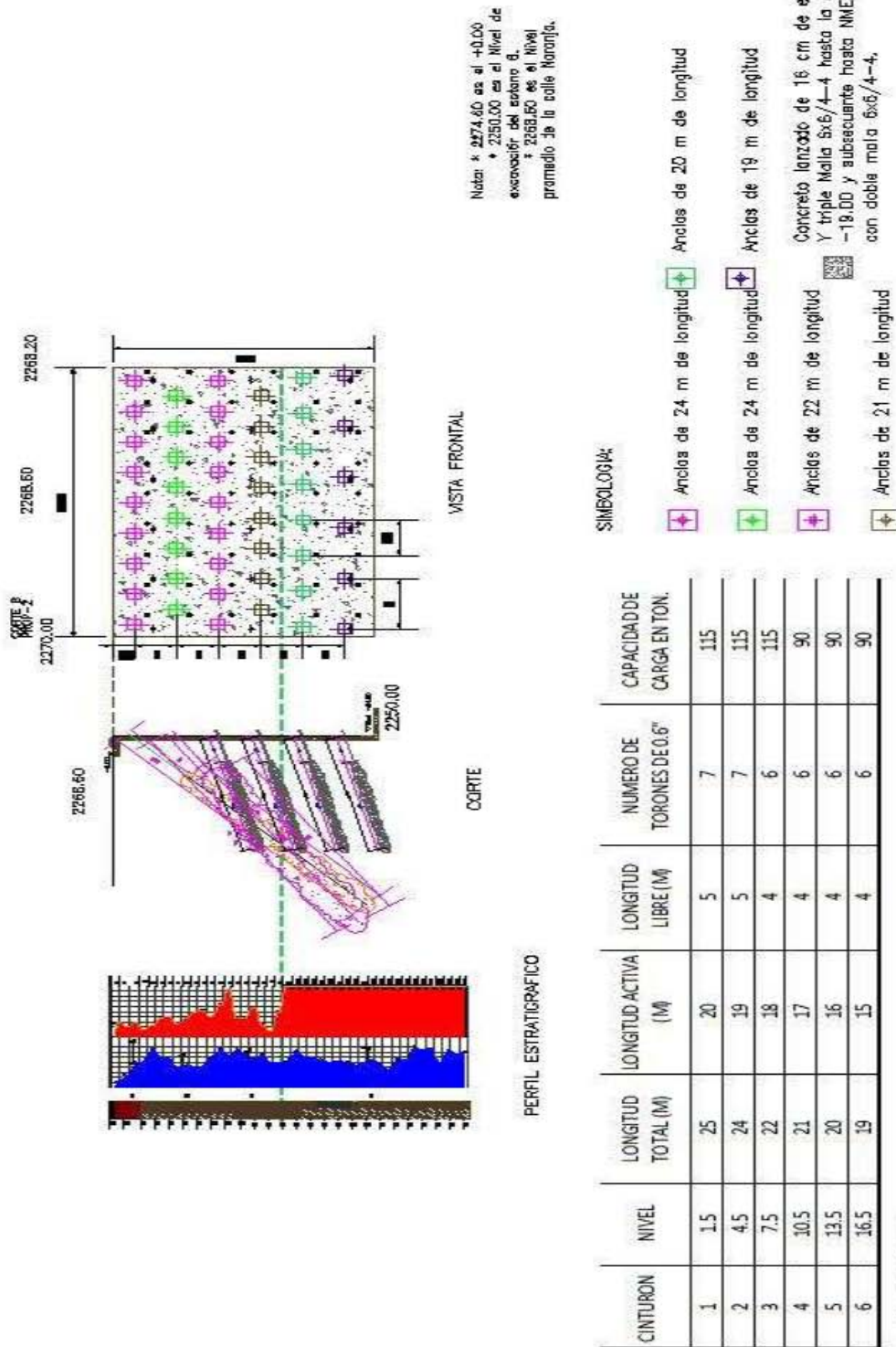
- Anillos de 24 m de longitud
 - Anillos de 24 m de longitud
 - Anillos de 22 m de longitud
 - Anillos de 21 m de longitud
 - dren profundo en retículo de 7m
 - Ilorodero
 - Inclinación: El primer cinturón esta a 45°, el segundo a 35° y los subsiguientes a 10°.
- Concreto lanzado de 18 cm de espesor
 Y triple Malla 8x8/4-4 hasta la cota -19.00 y subsiguiente hasta NME 8 cm con doble malla 8x8/4-4.

Pl=15Kg/cm2

FIGURA 42.- CORTE A.



CORTE B



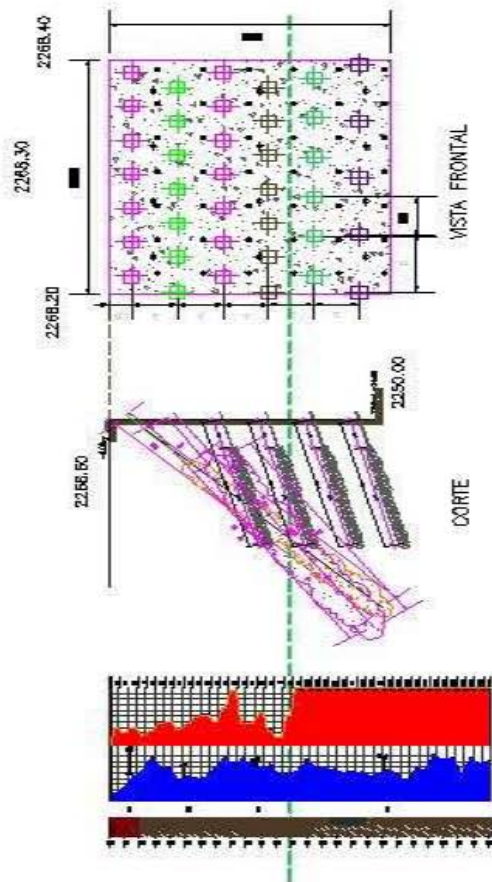
CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

Pl=15Kg/cm2

FIGURA 43.- CORTE B.



CORTE C



Nota: * 2274.80 es el +0.00
 * 2250.00 es el nivel de excavación del sótano 6.
 * 2268.00 es el Nivel promedio de la calle Navarra.

PERFIL ESTRATIGRAFICO

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

Pi=15Kg/cm²

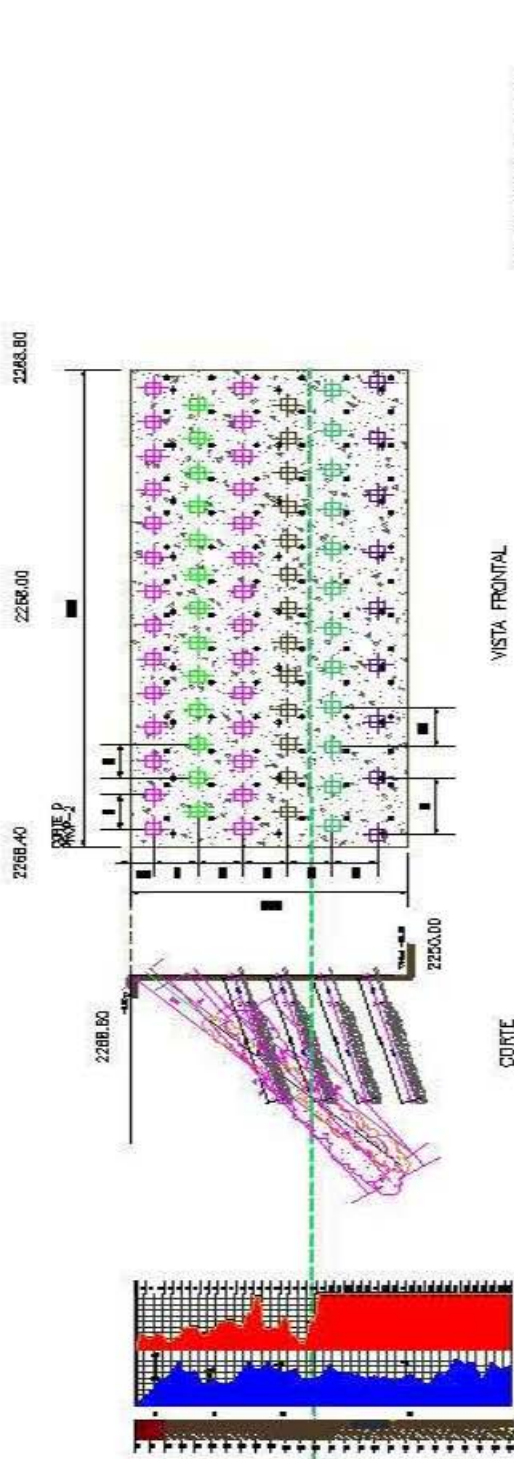
SIMBOLOGIA:

- Anclas de 24 m de longitud Anclas de 20 m de longitud
 - Anclas de 24 m de longitud Anclas de 19 m de longitud
 - Anclas de 22 m de longitud Concreto lanzado de 16 cm de espesor Y triple Malla 6x6/4-4 hasta la cota -19.00 y subsiguiente hasta NME 8 cm con doble malla 6x6/4-4.
 - Anclas de 21 m de longitud
 - dren profundo en retícula de 7m
 - lloradera
- Inclinación: El primer cinturón esta a 45°, el segundo a 35° y los subsiguientes a 10°.

FIGURA 44.- CORTE C.



CORTE D



Nota: * 2274.60 es el +0.00
 * 2250.00 es el Nivel de excavación del sótano.
 * 2268.80 es el Nivel promedio de la calle Naranja.

SIMBOLOGIA:

- Anclas de 24 m de longitud
 - Anclas de 24 m de longitud
 - Anclas de 22 m de longitud
 - Anclas de 21 m de longitud
 - dren profundo en retícula de 7m
 - lloradero
- Concreto lanzado de 16 cm de espesor y triple Malla 6x6/4-4 hasta la cota -19.00 y subsecuente hasta NME B cm con doble malla 6x6/4-4.
- Inclinación: El primer cinturón esta a 45°, el segundo a 35° y los subsecuentes a 15°.

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

Pi=15kg/cm2

FIGURA 45.- CORTE D.



CORTE E PERIFERICO

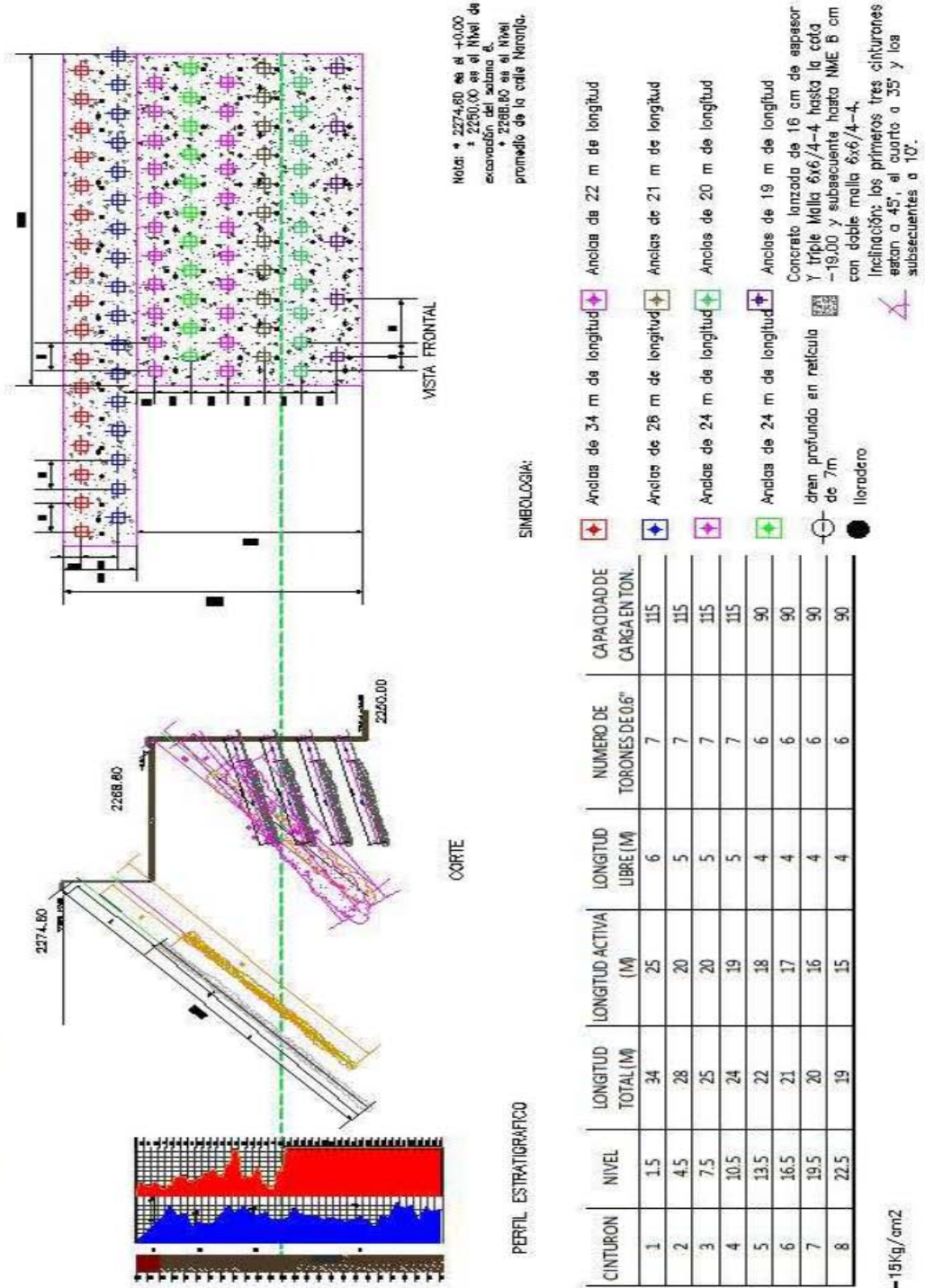
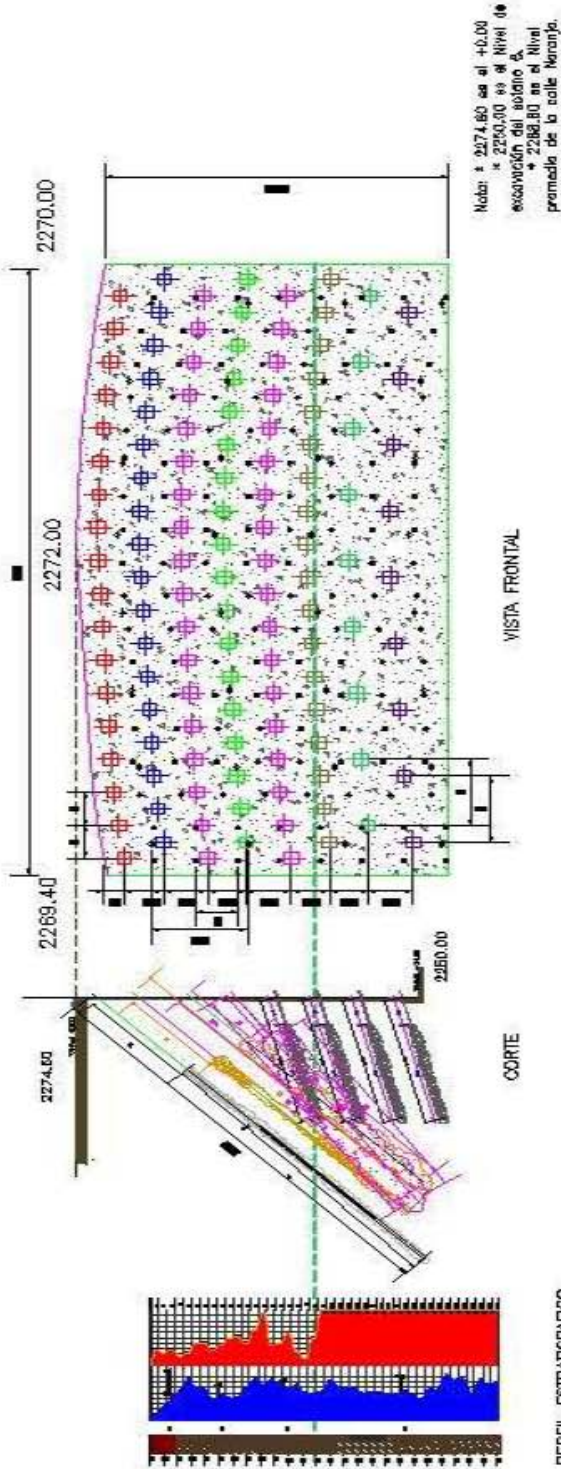


FIGURA 46.- CORTE E.



CORTE F



SIMBOLOGÍA:

- Anclas de 34 m de longitud
- Anclas de 26 m de longitud
- Anclas de 24 m de longitud
- Anclas de 24 m de longitud
- dren profundo en retículo de 7m
- lloridero
- Anclas de 22 m de longitud
- Anclas de 21 m de longitud
- Anclas de 20 m de longitud
- Anclas de 19 m de longitud
- Concreto lanzado de 18 cm de espesor y triple Malla 6x6/4-4 hasta la cota -19.00 y subsecuente hasta NME 8 cm con doble malla 6x6/4-4.
- Indicación: los primeros tres cinturones están a 45°, el cuarto a 35° y los subsiguientes a 10°.

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	34	25	6	7	115
2	4.5	28	20	5	7	115
3	7.5	25	20	5	7	115
4	10.5	24	19	5	7	115
5	13.5	22	18	4	6	90
6	16.5	21	17	4	6	90
7	19.5	20	16	4	6	90
8	22.5	19	15	4	6	90

FIGURA 47.- CORTE F.



6.1. Especificaciones y procedimiento de construcción del sistema de anclaje.

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, ver figuras 42 a 47, con perforadoras de roto martillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 5" (12.5cm), para 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 efectúa su re perforación.

Una vez que la perforación se encuentre limpia y que se ha verificado que por lo menos tiene una longitud de 10 m dentro de los materiales resistentes, se colocará 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.

6.1.1.- Características de las anclas.

Los tensores de las anclas consistirán de 6 a 7 torones de 0.6", y en los cortes de las figuras 42 a 47 se muestran las características de las anclas propuestas.

En los anclajes de haces de cables de 0.6" de diámetro, la zona libre o de deformación no restringida, durante el tensado, se protegerá con grasa grafitada y tubos envolventes para cada cable o torón, en la zona de anclaje basta el efecto de recubrimiento de la lechada de cemento de inyección.

El extremo exterior del anclaje se protegerá contra la corrosión mediante capuchones de acero o plástico.

Las anclas deberán tener espaciadores (plástico) con el propósito de ayudar a asegurar que la lechada de cemento cubra cada uno de los torones en forma



independiente, para protegerlo contra la corrosión y para desarrollar una adecuada resistencia en la unión entre ellos, los que se colocarán a cada 2 m

También se colocarán centradores a cada 2m, sobre el haz de torones ensamblados, para mantener el espacio requerido entre el tensor y la pared de la perforación, asegurando así un espesor adecuado de lechada de cemento rodeando al cuerpo del tensor (mínimo 0.5”).

En los anclajes de haces de cables de 0.6” de diámetro la zona libre de dilatación se protege con grasa y tubos envolventes de cada cable, o torón , en la zona de anclaje activo basta el efecto protector del recubrimiento de la lechada de cemento, con un espesor mínimo de 2 cm.

6.1.2.-Inyección de los barrenos.

La mezcla a inyectar consistirá en una lechada compuesta por agua – cemento, en proporción 1–2, en peso, respectivamente.

El agua utilizada será limpia y deberá 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 depósito 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 requieran las anclas.

La inyección se deberá realizar a una presión de 15 kg/cm², para lo cual deberá colocarse un manómetro en la salida de la inyección pero en el brocal de la perforación para evitar que se pierda presión a lo largo de la línea de presión de aire, y se hará en la siguiente forma:

Adaptar la manguera de la bomba al tubo de inyección, el que tendrá manguitos a cada metro, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.

Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante un manómetro limpio y calibrado colocado en la entrada de la inyección del barreno, que la presión tenga el valor especificado.

Debido a las características granulométricas de los materiales que alojan a los tensores, el volumen de inyección no es posible precisarlo, por lo que de detectarse una fuga, en función del volumen calculado, se suspenderá la inyección y se reiniciará 24 horas después, hasta que la lechada retorne.



Antes del tensado, únicamente se inyectará la parte activa del ancla.

En la longitud no activa se protegerán los elementos metálicos contra la oxidación, enfundándolos mediante grasa en una manguera de tipo hidráulica.

6.1.3.-Prueba de control de calidad de la lechada de inyección.

Con el objetivo de garantizar la adecuada capacidad de anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar y probar cuando menos una muestra por cada cinco anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en tres probetas, las cuales se probarán a edades de 1, 3, y 7 días. Cada muestra deberá identificarse con datos de fecha y localización en que se empleó la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia de la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor de 150 kg/cm², la relación agua – cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

6.1.4.-Tensado de las anclas

Tras el fraguado de la lechada de cemento y el montaje de los dispositivos de anclaje exteriores se efectúa el tensado mediante un gato hidráulico de diseño especial para este fin (con respectiva calibración), 72 horas mínimo después de realizada la inyección de las anclas y después de haber construido el muro de concreto lanzado reforzado.

Las anclas se sujetarán al muro por medio de un “queso” de acero de 16 cm de diámetro apoyado sobre una placa de acero de 40 x 40 cm y 1 1/4” de espesor, que a su vez se apoyara sobre una base de concreto lanzado armado o de concreto armado con varilla de 3/8” a cada 15 cm en las dos direcciones, sobre la que se apoyará el gato de retensado que permita la tensión en forma ortogonal.

Sobre la placa de acero de 40 x 40 cm y 1 1/4” de espesor los cables torón atravesarán el queso en cada uno de los orificios correspondientes, colocando a cada torón su cuña respectiva; efectuando el tensado por incrementos y finalmente fijando los torones al queso mediante las cuñas, lo que se realizará automáticamente con el equipo con el que se lleva a cabo el tensado, conforme aumenta la tensión de los torones, la que debe de ser uniforme en todos los torones que constituyen el tensor.

En esta operación el elemento de tracción de acero (tensor), debe poder deformarse sin restricciones, entre la parte correspondiente a la longitud de anclaje y la cabeza de anclaje, dentro de la denominada longitud libre del tensor.



Una vez terminado el tensado no se cortaran las puntas sobrantes del cable torón que tendrán una longitud mínima de 1.2 m exterior a la cara del muro de concreto lanzado, para poder realizar su tensado, cubriéndose con un capuchón o una manta de cielo con grasa que los envuelva para protegerlos, en caso necesario efectuar un retensado en su momento.

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

Se aplicará la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 125% de la tensión de diseño.

Se descargará en su totalidad el ancla, después de 5 minutos.

Se volverá a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 120%, y se sujetarán al muro de concreto.

En caso necesario se inyectará la parte no activa a través de la preparación previa dejada específicamente para ello.

6.2.- Secuela de procedimiento constructivo del anclaje

A continuación se indica el procedimiento para la excavación del corte.

Inicialmente se excavará en el área de interés hasta 3m de profundidad, dejando perimetralmente una banqueta de 3m de ancho y un talud de inclinación 1.0:1.0 (horizontal: vertical).

Se procederá a retirar de la berma indicada en el paso 1 para descubrir el nivel de anclaje en tramos alternados de 5 m de ancho y se podrán trabajar en forma simultánea.

Una vez excavados a talud vertical los primeros tramos, se procederá perfilar cuidadosamente una caja de 25 cm de profundidad y dimensiones de 1.6 por 1.6 m únicamente para el primer cinturón, mientras que para los cinturones restantes tendrá una dimensión de 1.2 x 1.2m cuyo centro coincida con la posición de las anclas, para mantener las condiciones de humedad de los materiales inmediatamente al afine y perfilado del talud se cubrirán los materiales con un riego de lechada de cemento.



Únicamente en los muros de mampostería en la colindancia con el Periférico, se recomienda labrar el dado de reacción en forma exterior, para no tocar dicho muro que contiene al suelo que retiene el muro antes mencionado.

En las cajas labradas del punto de aplicación de las anclas se colocará una doble parrilla de varilla de $\frac{1}{2}$ " a cada 15 cm en las dos direcciones, y con dimensiones de 1.6 por 1.6 m únicamente para el primer cinturón, mientras que para los cinturones restantes el acero de refuerzo tendrá una dimensión de 1.2 x 1.2 m.

En la zona restante del talud entre las anclas se colocara una triple malla electrosoldada 6x6 – 4-4 anclada al talud con varillas de $\frac{1}{2}$ " y 0.8 m de longitud, hincadas en una retícula de 1.5 m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor total que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que estas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado.

Igualmente fijadas a las varillas de $\frac{1}{2}$ " se colocarán en el área excavada a talud vertical una triple mallas 6x6/ 4-4, dejando tramos de malla para su traslape, tanto horizontal como vertical por lo menos 30 cm.

Se aplica una capa de concreto lanzado, en el punto de aplicación del ancla de 1.6 por 1.6 m únicamente para el primer cinturón, mientras que para los cinturones restantes tendrá una dimensión de 1.2 x 1.2 m de 25 cm,

En todo el talud incluyendo los puntos de aplicación del ancla se colocará un concreto lanzado de 16cm, hasta una profundidad de 13m bajo el nivel de banquetta de la calle La Naranja, es decir un metro bajo la frontera de los materiales resistentes y los materiales superiores de menor resistencia.

Es recomendable que conforme se vaya colocando una capa de concreto lanzado de 5 cm se vaya incorporando la malla electrosoldada, o a lo mucho doble, pero no es recomendable colocar las tres capas de malla en un solo paso.

Y bajo los primeros 13 m bajo el nivel de banquetta de la calle La Naranja, es decir un metro bajo la frontera de los materiales resistentes y los materiales superiores de menor resistencia, se colocará solo una malla 6x6/ 4-4 debidamente anclada como ya se menciona, y aplicando sobre ella un espesor de concreto lanzado de 8 cm más el concreto lanzado de 25 cm en el punto de aplicación del ancla con una dimensión de 1.2 x 1.2 m debidamente reforzado con una doble parrilla de varilla de $\frac{1}{2}$ " a cada 15 cm en las dos direcciones.



Es necesario considerar la posibilidad de construir una trabe perimetral de 40 por 40 cm armado con varilla de 1" y estribos a cada 20 cm, localizada a 12.5 m de profundidad, para confinar la frontera entre los materiales de baja resistencia y los materiales resistentes, lo anterior se definirá de acuerdo a la respuesta que presente el suelo conforme avance la excavación y monitoreada con las nivelaciones topográficas.

Una vez terminado de colocar el elemento de retención constituido por el muro de concreto lanzado, se pondrán puntales a los tercios del módulo excavado, con objeto de mantener estable el muro de concreto lanzado en tanto se efectúan los trabajos de perforación, instalación y tensado de anclas.

El siguiente paso será realizar las perforaciones que alojarán las anclas, atravesando el muro de concreto lanzado en los sitios que se dejaron las preparaciones (PVC de 5") para tal motivo, siguiendo el procedimiento de perforación, introducción del tensor, inyección y tensado de las anclas antes establecido.

Una vez tensadas las anclas de los módulos primeramente excavados, se procederán a retirar los tramos de berma restantes.

Bajo ninguna circunstancia podrán excavarse los módulos restantes, hasta que las anclas que se ubicarán en los módulos primero excavados no hayan sido instaladas y tensadas en su totalidad.

Los trabajos a realizar en los módulos restantes serán los mismos que describen en los pasos anteriores.

Conforme se vaya terminando la etapa de tensado total del primer cinturón se procederá abrir el siguiente cinturón con la misma secuela antes mencionada.

Una vez concluida la tensión del segundo cinturón será necesario efectuar una campaña de retensado en el primer cinturón, debido a que la tensión en la parte de abajo provoca una pérdida de carga en la primera.

Es importante señalar que cada ancla tendrá su historial, indicando longitud de perforación, volumen de inyección, fecha de perforación, fecha de inyección, fecha de tensado y de retensados, número de torones, capacidad de carga, tensión alcanzada en cada etapa de retensado, calibración del gato de tensado, y notas adicionales que permitan llevar un control adecuado de las mismas.



Conforme se vaya avanzando, se hará una campaña de retensado, de tal manera, que cuando se ha terminado el tercer cinturón se hará una campaña de retensado de los cinturones uno y dos, para verificar que las anclas sostengan la carga de diseño y no hayan sido modificadas por el cinturón subyacente.

A partir del cuarto cinturón y hacia la parte inferior cuando se hayan concluidos los cinturones se procederá a retensar únicamente el cinturón anterior, es decir este caso únicamente el tercer cinturón, cuando se termine el quinto cinturón se retensará el cuarto cinturón en la misma etapa, y así sucesivamente..

Antes, durante y a la terminación de la excavación y del sistema de anclaje se deberá llevar un control riguroso por parte de una brigada de topografía, la cual colocará testigos superficiales a cada 5 m sobre la corona y a 50 cm del límite de excavación en todo el perímetro de la excavación proyectada, para monitorear el comportamiento de la excavación, de tal forma que permita tomar algunas medidas preventivas durante su ejecución.

6.3.- Especificaciones de colocación del concreto lanzado.

6.3.1.- Generalidades.

El concreto lanzado puede definirse como mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie. La fuerza de chorro, que produce un impacto sobre la superficie, compacta el material. Normalmente el material fresco colocado tiene un revenimiento cero y puede sostenerse por sí mismo sin escurrirse.

Estas especificaciones se refieren a los requisitos que deberá reunir el concreto lanzado con el proceso de “mezclado en seco”, que contempla las siguientes etapas:

1. Se mezcla perfectamente el cemento con la arena. (Las proporciones de los materiales que intervienen son variables) el cemento empleado es generalmente el Portland Normal, aunque también se usan cementos de alta resistencia, de rápido endurecimiento o resistentes a la acción de sulfatos, con diferentes arenas y gravas, ya sean naturales o artificiales.
- 2 La mezcla de cemento - arena se almacena en un recipiente mecánico presurizado por medio de aire, llamado “lanzador”.
3. La mezcla se introduce en una manguera de descarga por medio de una rueda alimentadora o distribuidor que está dentro del lanzador.



4. Este material se conduce por aire comprimido a través de la manguera de descarga a una boquilla especial. La boquilla está ajustada dentro de un múltiple perforado a través del cual se atomiza agua bajo presión, mezclándose íntimamente con el chorro de arena - cemento.

5. El concreto húmedo sale de la boquilla proyectado a alta velocidad sobre la superficie en que va a colocarse.

El concreto lanzado es frecuentemente más económico que el concreto convencional, debido a que necesita menos trabajo de cimbra y requiere solamente una pequeña planta portátil para mezclado y colocación en las áreas más inaccesibles.

Una propiedad importante del concreto lanzado es su facilidad para formar una excelente adherencia con varios materiales. Tiene características impermeables aun en secciones delgadas y pueden usar aditivos para asegurar su impermeabilidad. El concreto lanzado es muy útil como recubrimiento, ya que tiene una excelente adhesión, resistencia a la abrasión y resistencia mecánica. El concreto lanzado puede rellenar grietas fácilmente y moldear sobre cualquier forma por complicada que esta sea.

La aplicación del concreto lanzado requiere de equipo y mano de obra especializados, así como de materiales de buena calidad para poder cumplir adecuadamente su funcionamiento.

6.3.2.- Materiales

Los materiales que formen el concreto lanzado serán una mezcla de cemento Portland, arena, grava no mayor de $\frac{3}{4}$ ", y un aditivo acelerante especial para elaborar concreto lanzado.

- **Cemento:** Se utilizará cemento tipo I el cual deberá cumplir con las normas de aceptación de las Normas Mexicanas DGN-C-1 y DGN-C-2.

Los requisitos de la resistencia a la compresión dependen principalmente del contenido de cemento. Sin embargo, un contenido de cemento excesivo puede dar lugar a contracciones y agrietamiento perjudicial. El contenido de cemento después de la aplicación es, generalmente, mayor que la dosificación de la mezcla producida debido a que el material de rebote está constituido de agregado en una mayor proporción.



- Agregados: La arena y grava que se utilicen para formar el concreto lanzado, deberán obtenerse de bancos naturales o por trituración de rocas. Las partículas deberán ser duras y sanas. Todos los agregados deben cumplir con las especificaciones de calidad de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica correspondientes a agregados para concreto.

Los agregados no deberán reaccionar a los álcalis del cemento. Si los agregados provocaran una expansión excesiva en el concreto debido a la reacción con el cemento deberán desecharse a menos que se apliquen medidas correctivas, como utilizar cemento de bajo álcalis, previa aprobación de la residencia de la obra.

Las arenas deben constituir menos de 60 % de la mezcla de agregados.

- Agua de mezclado: El agua de mezclado debe ser limpia y libre de sustancias agresivas o dañinas, como aceite, limo, arcilla, ácidos o materia orgánica; y debe de cumplir con los requisitos de elaboración del concreto común.

- Aditivo acelerante: Para acelerar el fraguado en el cemento se utilizará un aditivo que una vez mezclado con el cemento y el agua, cumpla con los valores siguientes especificados por la Norma ASTM - C - 191:

- Tiempo de fraguado inicial (máximo) 3 minutos
- Tiempo de fraguado final (mínimo) 12 minutos
- Resistencia a la compresión simple de la pasta en cubos de 5 cm, a la edad de 8 horas. 60 kg/cm² (mínimo)

El aditivo normalmente se utiliza en polvo en una proporción media de 3% con respecto al cemento. Deberán efectuarse pruebas de compatibilidad tanto con el cemento como con los agregados pétreos.

En la dosificación del concreto lanzado, se debe tomar en cuenta que el uso de estos productos acelerantes afecta la resistencia final del concreto, de tal forma que la diferencia de resistencia de concretos con el mismo proporcionamiento en donde no se use aditivo, será mayor hasta en un 20% a 28 días.

Los aditivos acelerantes de fraguado hacen posible la aplicación del concreto lanzado en superficies húmedas y aún sobre filtraciones que, en ocasiones puede taponearse. Sin embargo, su empleo debe controlarse ya que reducen la resistencia final del concreto. Cuando se emplean aditivos del 2 al 6% del peso la reducción de la resistencia no debe ser mayor de 20 %. Los valores de la



resistencia a la compresión simple a los 28 días deben estar comprendidos entre 150 y 300 kg/cm², que para fines estructurales son suficientes.

6.3.3.- Mezclado y aplicación.

La calidad de una mezcla para concreto lanzado depende de la relación agua - cemento, el tamaño y graduación de los agregados, el tipo de cemento, los aditivos y la aplicación adecuada.

El procedimiento recomendado de preparación y aplicación de la mezcla es la siguiente:

Consiste en mezclar las cantidades predeterminadas de agua, cemento y agregados en un recipiente para luego lanzarlos en chorro a la pared del suelo. Los aditivos acelerantes pueden añadirse en el agua de mezclado o añadirse en la boquilla, es decir, a la salida del chorro. Estos aditivos pueden estar tanto en forma líquida como en polvo.

La preparación y aplicación de mezcla seca depende de los factores siguientes:

- Granulometría adecuada en los agregados.
- La humedad de la mezcla antes de llegar a la boquilla debe estar entre el 2 y el 5%. Una humedad menor agravaría el problema del polvo y una humedad mayor taponaría las mangueras.
- Adecuado proporcionamiento agua - cemento. Esta operación es realizada por una persona muy bien entrenada.
- Características del rebote, que dependen tanto de los tres factores antes mencionados como los siguientes:

- a) El ángulo de lanzamiento debe ser normal a la superficie tratada.
- b) La boquilla debe mantenerse de 1.0 a 1.2 m de la superficie tratada.
- c) Las presiones del agua y del aire deben ser constante y de 5.0 y 5.7 kg/cm² respectivamente.
- d) La alimentación del aditivo acelerante debe ser constante y fácil de ser variada en el momento que se requiera (si la superficie esta húmeda, deberá ser mayor la cantidad necesario de aditivo).

6.3.4.- Equipo de lanzado.

Son dos los tipos de máquinas lanzadoras para la mezcla seca que pueden ser empleados:

- a) La de doble cámara de presión con válvulas de campana intermedia de acción neumática (figura. La mezcla seca se introduce en la cámara superior, se cierra



ésta y se levanta la presión que abre la válvula de intermedia y la mezcla va alimentándose bajo presión a la tubería de descarga, mediante una rueda de cavidades. Mientras se efectúa la operación de descarga se está alimentando mezcla seca a la cámara superior para empezar de nuevo el ciclo. Un buen operador puede lograr, con la ayuda de las dos cámaras, una descarga prácticamente continua. Requiere entonces una continua atención del operador, el cual debe desenvolverse con destreza. Son cualidades de este tipo de máquinas su robustez y el poco número de piezas delicadas o móviles que se desgastan o requieren frecuente mantenimiento.

b) El tipo revólver (figura). La mezcla seca se alimenta continuamente a la tolva que corona la parte superior de la máquina, de ahí cae al cilindro rotatorio tipo revolver que consta de nueve o más compartimientos cilíndricos, donde se deposita la mezcla. Cada carga de mezcla en cada compartimiento cae a través de una escotadura y al pasar sobre el cuello de salida una corriente de aire a presión la impulsa hacia las mangueras. Este tipo de manejar agregado grueso es más fácilmente que las del otro tipo. Tiene, por otra parte más piezas de desgaste y suelen producir más polvo.

Las primeras tienen motor neumático, y las segunda pueden venir con motor neumático o con motor eléctrico; por lo general el rendimiento es mayor con el motor neumático aunque el consumo de aire es considerable. Las del primer tipo consumen 600 pies³/mín en tanto que algunos tipos de las segundas, de muy altas revoluciones, consume cerca de 900 pies³/mín.

Los rendimientos varían entre 6 a 9 m³/h, La distancia de envío varía mucho en cada marca y tipo, pero puede llegar a 92 m verticales. Para grandes distancias conviene usar, en los tramos intermedios, tuberías de acero, en lugar de mangueras, para reducir la fricción. También pueden conectarse en serie dos máquinas, para ganar distancia.

La presión de aire a la salida de la máquina de lanzado se mantendrá constante y no será menor de 3.5 kg/cm² para mangueras hasta de 30 m de largo medidas desde la lanzadora hasta la boquilla y deberá incrementarse en aproximadamente 0.3 kg/cm² por cada 15 m de manguera en exceso de los primeros 30 m; este incremento deberá ajustarse según se observe conveniente en la obra. La presión a la salida del agua no debe ser menor de 4.0 kg/cm², y nunca deberá de ser menor que la presión de aire de lanzado.

En cuanto al mantenimiento del equipo, el manejo de la mezcla seca obliga a mantener limpio el equipo con mayor rigor que las operaciones con el concreto normal. La mezcla seca tiende a acumularse en las aspas de las mezcladoras.



Tanto las boquillas como los alimentadores deben limpiarse inmediatamente cuando el ambiente es húmedo.

La supervisión y operación debe ser de alta calidad. El personal de supervisión debe ser altamente calificado. Las cuadrillas de operación deben ser entrenadas adecuadamente.

6.3.5.- Resistencia especificada del concreto lanzado.

El concreto lanzado, ya colocado, deberá alcanzar la resistencia a compresión especificada en el proyecto, que es de 200 kg/cm^2 a los 28 días de edad. Cuando se obtengan resistencias a edades diferentes a los 28 días, se utilizarán los siguientes valores como indicativos de la variación esperada de la resistencia con el tiempo

<u>Edad</u>	<u>Resistencia a compresión simple</u>
A 24 horas	90 kg/cm^2
A 3 días	120 kg/cm^2
A 7 días	150 kg/cm^2
A 28 días	200 kg/cm^2

Las resistencias del concreto lanzado se obtendrán del ensaye de corazones de 3" de diámetro como mínimo, cuyos resultados serán corregidos por el factor de esbeltez para una relación de 2:1 (altura - diámetro) de acuerdo con la norma ASTM-C-42. El concreto lanzado se considerará adecuado en resistencia, si el promedio de 3 corazones ensayados a una edad de 28 días es por lo menos a 85% de la resistencia especificada, y ningún corazón tiene una resistencia menor de 75% de dicha resistencia.

Además en un control estadístico, se aceptará el concreto lanzado que cumpla con los siguientes requisitos:

- No más del 20% del número de pruebas de resistencia tendrán valores inferiores a las resistencias especificadas y el promedio de 10 pruebas consecutivas debe ser igual o mayor que las resistencias especificadas.
- No más del 1% de las pruebas de resistencia a la edad de 28 días, podrá ser menor que la resistencia especificada menos 50 kg/cm^2 .



6.3.6.- Mediciones de control.

Uno de los métodos de control de concreto lanzado consiste en tomar muestras durante la aplicación y efectuar con ellas pruebas de compresión simple a diferentes tiempos, por ejemplo, 24 horas y 28 días.

El muestreo deberá realizarse por cada 50 m³ de concreto lanzado que se aplique en la superficie excavada, deberá extraerse una muestra por medio de una artesa de madera con las dimensiones que se muestran en la figura 7.20. La artesa la formara el lanzador produciendo por entero las condiciones de lanzado que efectúa normalmente. La artesa se mantendrá firmemente sujeta a una de las paredes de la excavación de manera que al lanzar sobre ella el concreto no se mueva o caiga. No se moverá la altura antes de 12 horas de haberse lanzado.

Otro método de control del comportamiento concreto lanzado es el de la instrumentación que básicamente consiste en la instalación de extensómetros para detectar los movimientos del terreno y de extensómetros, celdas extensométricas (strain gages) y cuerdas vibrantes para la medición de movimientos y deformaciones en el revestimiento del concreto lanzado.

Como método de control la instrumentación ayuda a detectar con anticipación movimientos y deformaciones que si progresaran pondrían en peligro la estabilidad de la obra. Cuando se detecta en una zona instrumentada una tendencia en los movimientos y deformaciones, aunque de valores muy pequeños, deben efectuarse las medidas con más frecuencia para determinar el empleo de soportes adicionales y verificar posteriormente el efecto de estas medidas correctivas.

En vista de que las mediciones son muy pequeñas (en ocasiones son del orden de la precisión de los instrumentos) deben instalarse y medirse instrumentos embebidos en paneles testigos para poder descartar el efecto de las contracciones químicas del concreto y térmicas del concreto lanzado.

Es conveniente contar con la supervisión y asesoría de un especialista en Geotecnia durante los trabajos de excavación y cimentación, para poder establecer las modificaciones necesarias al sistema propuesto, y de acuerdo a la respuesta del suelo, la cual deberá ser complementada por la supervisión de una brigada de topografía.

Se obtuvieron las capacidades y longitudes que se indican a continuación de acuerdo a la distribución de anclas mostradas en las figuras 42 a 47



CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

FIGURA 42.- CORTE A

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

FIGURA 43.- CORTE B.

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

FIGURA 44.- CORTE C.

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

FIGURA 45.-CORTE D.



CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	34	25	6	7	115
2	4.5	28	20	5	7	115
3	7.5	25	20	5	7	115
4	10.5	24	19	5	7	115
5	13.5	22	18	4	6	90
6	16.5	21	17	4	6	90
7	19.5	20	16	4	6	90
8	22.5	19	15	4	6	90

FIGURA 46.- CORTE E.

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	34	25	6	7	115
2	4.5	28	20	5	7	115
3	7.5	25	20	5	7	115
4	10.5	24	19	5	7	115
5	13.5	22	18	4	6	90
6	16.5	21	17	4	6	90
7	19.5	20	16	4	6	90
8	22.5	19	15	4	6	90

FIGURA 47.- CORTE F.

Se realizarán un total de 444 anclas de siete y seis torones de 0.6" con longitudes totales variables entre 34 y 19 m que adicionalmente deben de considerarse un metro que sobresale del muro de concreto lanzado. Las anclas tendrán inclinaciones variables entre 45°, 35° y 10° grados con respecto a la horizontal y se inyectarán a una presión de 15 kg/cm².

El perímetro de los taludes considerado fue de 210.29 m.



INSTRUMENTACIÓN



7.- INSTRUMENTACIÓN

A continuación se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación a – 25.0 m de profundidad, que alojara a los sótanos y a la cimentación del proyecto.

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.

7.1 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:

7.1.1 Testigo Superficial.

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm 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.

7.1.1.1. 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 5 m.

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.



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 20 m y amplificación de 25 diámetros.

Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, 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 + 0.5 mm.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1.- El predio de interés tiene forma irregular, la superficie del terreno es horizontal y con un desnivel del orden de un metro en la zona donde se tienen actualmente la caseta de policía y acceso por la Calzada de la Naranja, el predio se encuentra por debajo del nivel de rodamiento del Blvd. Manuel Ávila Camacho (periférico) y Gustavo Baz Prada.

8.2.- Tomando en cuenta las características del predio de interés, donde se tienen superficialmente materiales aluviales constituidos por arcilla limosa y arcilla arenosa hasta los 12 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno, y a partir de la cual se tienen materiales resistentes de alta resistencia y baja deformabilidad, conformados por arena fina y toba volcánica limo arenosa

8.3 Inicialmente de acuerdo a requerimientos del cliente se realizaron dos sondeos profundos por nuestra empresa de penetración estándar a 25 m de profundidad cada uno denominados segunda campaña de exploración, con maquinaria rotatoria Long Year 3, denominados SPT-1' y SPT-2', y se tomaron en cuenta tres sondeos adicionales denominados SPT-1, SPT-2 y SPT-3, efectuados por otra empresa en años anteriores denominados primera campaña de exploración, para conocer las condiciones de resistencia y deformabilidad de los depósitos profundos, empleando el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar.

Se excavaron cinco pozos a cielo abierto de forma manual a una profundidad variable entre 2.5 y 3.0 metros de profundidad, denominados PCA-1 a PCA-5

Sin embargo se efectuó una tercera campaña de exploración para conocer las propiedades de los materiales que subyacen al desplante de la cimentación propuesta, y consistió en dos sondeos profundos adicionales efectuados por nuestra empresa de penetración estándar a 40 m de profundidad cada uno, con maquinaria rotatoria Long Year 34, denominados SPT-1'' y SPT-2''.

En las figuras 27 y 28 se presentan en forma gráfica los resultados de los sondeos de tipo penetración estándar, efectuados por nuestra empresa en una segunda campaña de exploración, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados. En las figuras 29 a 31, se presentan los perfiles proporcionados de los sondeos realizados en una primera campaña de exploración por otra empresa.

En las figuras 27'' y 28'' se presentan en forma gráfica los resultados de los sondeos de tipo penetración estándar efectuados por nuestra empresa de la



tercera campaña de exploración, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

8.4.- El área de interés se ubica en zona de Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo y geotécnicamente como la formación Tarango.

En particular en el predio de interés de acuerdo a los sondeos profundos realizados, los materiales de relleno superficiales que se detectaron en el predio, mismos que deberán de recortarse en una profundidad media de 50 cm con respecto al nivel más bajo, y mientras que otras zonas que están sobrellevadas se recortarán del orden de 1.8 m para dejar una superficie horizontal.

Subyaciendo a los materiales aluviales constituidos por arcilla limosa y arcilla arenosa hasta los 12 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno, y a partir de la cual se tienen materiales resistentes de alta resistencia y baja deformabilidad, conformados por arena fina y toba volcánica limo arenosa, no habiéndose encontrado materiales de tipo pumíticos.

Todos los materiales de relleno deberán ser retirados fuera de la Obra a donde lo indique la dirección de la misma.

El módulo de reacción del vertical para las zapatas deberá considerarse de 4 kg/cm^3 y de acuerdo a las características estratigráficas del subsuelo y a la zonificación geotécnica el predio de interés le corresponde un coeficiente sísmico de 0.16

El nivel del agua no se encontró a la profundidad máxima explorada y en la fecha en que se realizó la exploración, sin embargo se pueden presentar filtraciones o escurrimiento de fugas de las colindancias o de servicios municipales

En la figura 30 se presenta un corte esquemático del anteproyecto desplantado sobre la estratigrafía obtenida mediante los sondeos profundos por el método de penetración estándar.

En la figura 31 se presenta la trayectoria de los cortes estratigráficos realizados y que se muestran en las figuras 32 a 36.

8.5.- Considerando las características arquitectónicas de la estructura proyectada y las características estratigráficas del subsuelo, se juzga que la cimentación podrá ser resuelta mediante alguna de las siguientes dos alternativas:



Con zapatas desplantadas a 2.5 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del último sótano capaces de soportar los momentos generados por sismo. La capacidad de carga admisible de diseño en condiciones estáticas y dinámicas de 90 y 108 ton/m² respectivamente, esto debido al estrato detectado entre 35 a 37 metros de acuerdo con los sondeos profundos realizados, y quedarán desplantadas a 27 m de profundidad, en los materiales resistentes de depósito natural que se tienen, como se observa en el corte de la figura 38. En el caso de la cisterna se diseñará como losa de cimentación.

a) Otra alternativa de cimentación que permitirá una mayor capacidad de carga será el empleo de pilas de fuste recto desplantadas a 40 m de profundidad como se observa en el corte de la figura 39, esto es que tengan una longitud efectiva de 15 m con respecto al nivel de piso terminado del último sótano y empotradas totalmente en materiales resistentes, dimensionadas de acuerdo a la gráfica de la figura 40, en la que se presenta la capacidad de carga admisible de las pilas en función del diámetro de la pila. Las pilas se colarán en seco.

El empleo de cualquiera de las alternativas de cimentación propuestas considera que la losa del último sótano de la estructura se resolverá como un firme siempre y cuando se hayan retirado todos los materiales sueltos dejados por la excavación

8.6.- Se obtuvo una capacidad de carga admisible de diseño en condiciones estáticas y dinámicas de 90 y 108ton/m² respectivamente.

Considerando un esfuerzo máximo de 90 ton/m² y que las zapatas quedarán empotradas 2.5 m mínimo dentro de los depósitos resistentes, se obtuvo valores de asentamientos máximos e inferiores a 4 cm, los que se observan resultan admisibles y que se desarrollarán durante la construcción del Edificio.

En la figura 41 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

En el capítulo 5 se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar a las zapatas.

8.7.- Considerando que a partir de 12 m de profundidad se detectó un depósito resistente muy duro, con horizontes que se encuentra a diferentes profundidades por su estratificación errática, de alta resistencia y baja compresibilidad, se juzga que una cimentación mediante pilas apoyadas a 40 m de profundidad, con un empotramiento de 15m dentro de los materiales resistentes, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud que podrá satisfacer las condiciones de operación de la estructura proyectada, tomando en cuenta que la



excavación se realizará a 25 m de profundidad y en la parte central hasta 28 m de profundidad se construirán pilas de 15 m de longitud efectiva.

En función de las condiciones estratigráficas del sitio, de la magnitud de las cargas estimadas, de las condiciones topográficas del sitio y del proyecto arquitectónico comentado. Se propone resolver la cimentación a base de pilas desplantadas a 40 m de profundidad respecto al nivel de terreno actual, es decir, que la longitud efectiva de estas será de 15 m, tomando en cuenta que el nivel de máxima excavación estará a 25 m de profundidad.

El empotramiento mínimo que deberán tener las pilas dentro de los depósitos resistentes será de 15m. La separación mínima entre ellas centro a centro será de tres veces su diámetro. La gráfica de capacidad de carga para diferentes diámetros se indica en la figura 40

Se obtuvieron asentamientos elásticos de 1.2, 1.6 y 2.0cm, para pilas de 0.8, 1.0 y 1.2 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

Para el diseño en condiciones sísmicas se considera la carga estática ($CM + CV_{MAX.}$), combinada con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable (corta) y de un 30% en las más favorable (larga).

La distribución y magnitud de las cargas en condiciones estáticas y sísmicas deberán ser proporcionadas por el Ingeniero estructurista para realizar la revisión correspondiente. Las cargas generadas por la condición sísmica (cortante y axial) estarán multiplicadas por un factor reductor por irregularidad de 0.8, ratificado por el estructurista.

En el capítulo 5 se describe el proceso constructivo para la perforación y colado de las pilas.

El módulo de reacción vertical del suelo de desplante para el diseño de pilas se presenta en la tabla I; mientras que los módulos de reacción horizontales promedio para el diseño de pilas se resumen en la tabla II.

Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural definitivo.



A continuación se presenta la alternativa que se juzga más adecuada para el procedimiento constructivo general que deberá seguirse para efectuar la excavación que alojará a los seis niveles de sótano

Tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta excavar a 25 m de profundidad para alojar a los seis niveles de estacionamiento, se establece que podrá efectuarse en dos o tres etapas.

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.

En esta zona de acuerdo a las características de los materiales se establece que deberá emplearse un muro de concreto lanzado con malla electrosoldada y de seis a ocho cinturones de anclas de fricción postensadas temporales.

Será necesario proteger los taludes verticales con concreto lanzado en los primeros 13 m tomando como referencia la Av. Naranja, con un espesor de 16 cm y 200 kg/cm² de resistencia a los 28 días, se reforzará con triple malla electrosoldada 6x6/4-4 anclada a todo el talud con varilla de ½" de 50 cm de longitud a cada metro y en arreglo tresbolillo y subsecuente a estos 13 m se aplicara un concreto lanzado con espesor de 8cm, se reforzará con una malla electrosoldada 6x6/4-4 anclada a todo el talud con varilla de ½" de 50 cm de longitud a cada metro y en arreglo tresbolillo.

En las colindancias donde se requiera concreto lanzado por arriba del nivel que tiene la calle de la Naranja, también será necesario proteger los taludes verticales con concreto lanzado con un espesor de 16 cm y 200 kg/cm² de resistencia a los 28 días, se reforzará con triple malla electrosoldada 6x6/4-4 anclada a todo el talud con varilla de ½" de 50 cm de longitud a cada metro

También será necesario colocar drenes profundos de PVC de 2" de diámetro y de 7m de longitud con una inclinación de 5grados hacia arriba que permita el escurrimiento del agua que se infiltre en los taludes, dispuestos a cada 8 m en el sentido vertical partiendo de 1.5 m hacia arriba con respecto al nivel de máxima excavación, es decir que se tendrán tres líneas en todo el talud.

Esta estabilización deberá llevarse a cabo conforme progresa el corte. Adicionalmente en todos los taludes se dejarán lloraderos constituidos por tubos de PVC de 20 cm de longitud dispuestos en una retícula de 2m por 2m en el sentido horizontal y vertical con una ligera inclinación hacia la excavación.



Se realizó un análisis exhaustivo de posibles fallas locales y generales del talud, considerando un talud vertical y los parámetros de la toba arenosa de compactación variable entre compacta y muy compacta.

De acuerdo con los resultados del análisis realizado, el talud deberá estabilizarse con un sistema de anclas y concreto lanzado. Se deberán colocar anclas a cada 3 m en el sentido vertical a todo lo alto del talud y a cada 3 y 3.5 m en el sentido horizontal a todo lo largo del talud, tensadas a 115 y 90 toneladas, la distribución y diseño de anclas se presentan en las figuras del Anexo III

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

La distribución, número y capacidad de las anclas, será tal que la presión aplicada a los materiales expuestos del talud por el muro de concreto lanzado al que se sujetan incrementa la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie potencial de falla a un valor que de por resultado un factor de seguridad admisible para las condiciones de trabajo del talud.

En la figura 41 se observa la ubicación de los cortes esquemáticos a realizarse en el predio de interés considerados para los análisis, y en las figuras 42 a 47, se observan cada uno de los cortes con su respectivo sistema de anclaje requerido para estabilizar los cortes a corto plazo.

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, ver figuras 42 a 47, con perforadoras de roto martillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 5" (12.5cm), para 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 efectúa su re perforación.

Una vez que la perforación se encuentre limpia y que se ha verificado que por lo menos tiene una longitud de 10 m dentro de los materiales resistentes, se colocará 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.

Características de las anclas.

Los tensores de las anclas consistirán de 6 a 7 torones de 0.6", y en los cortes de las figuras 42 a 47 se muestran las características de las anclas rpuestas.

En los anclajes de haces de cables de 0.6" de diámetro, la zona libre o de deformación no restringida, durante el tensado, se protegerá con grasa grafitada y tubos envolventes para cada cable o torón, en la zona de anclaje basta el efecto de recubrimiento de la lechada de cemento de inyección.

El extremo exterior del anclaje se protegerá contra la corrosión mediante capuchones de acero o plástico.

Las anclas deberán tener espaciadores (plástico) con el propósito de ayudar a asegurar que la lechada de cemento cubra cada uno de los torones en forma independiente, para protegerlo contra la corrosión y para desarrollar una adecuada resistencia en la unión entre ellos, los que se colocarán a cada 2 m

También se colocarán centradores a cada 2m, sobre el haz de torones ensamblados, para mantener el espacio requerido entre el tensor y la pared de la perforación, asegurando así un espesor adecuado de lechada de cemento rodeando al cuerpo del tensor (mínimo 0.5").

En los anclajes de haces de cables de 0.6" de diámetro la zona libre de dilatación se protege con grasa y tubos envolventes de cada cable, o torón , en la zona de anclaje activo basta el efecto protector del recubrimiento de la lechada de cemento, con un espesor mínimo de 2 cm.

Inyección de los barrenos.

La mezcla a inyectar consistirá en una lechada compuesta por agua – cemento, en proporción 1–2, en peso, respectivamente.

El agua utilizada será limpia y deberá 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 depósito 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 requieran las anclas.

La inyección se deberá realizar a una presión de 15 kg/cm^2 , para lo cual deberá colocarse un manómetro en la salida de la inyección pero en el brocal de la perforación para evitar que se pierda presión a lo largo de la línea de presión de aire, y se hará en la siguiente forma:

Adaptar la manguera de la bomba al tubo de inyección, el que tendrá manguitos a cada metro, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.

Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante un manómetro limpio y calibrado colocado en la entrada de la inyección del barreno, que la presión tenga el valor especificado.

Debido a las características granulométricas de los materiales que alojan a los tensores, el volumen de inyección no es posible precisarlo, por lo que de detectarse una fuga, en función del volumen calculado, se suspenderá la inyección y se reiniciará 24 horas después, hasta que la lechada retorne.

Antes del tensado, únicamente se inyectará la parte activa del ancla.

En la longitud no activa se protegerán los elementos metálicos contra la oxidación, enfundándolos mediante grasa en una manguera de tipo hidráulica.

Tensado de las anclas

Tras el fraguado de la lechada de cemento y el montaje de los dispositivos de anclaje exteriores se efectúa el tensado mediante un gato hidráulico de diseño especial para este fin (con respectiva calibración), 72 horas mínimo después de realizada la inyección de las anclas y después de haber construido el muro de concreto lanzado reforzado.

Las anclas se sujetarán al muro por medio de un “queso” de acero de 16 cm de diámetro apoyado sobre una placa de acero de $40 \times 40 \text{ cm}$ y $1 \frac{1}{4}$ ” de espesor, que a su vez se apoyara sobre una base de concreto lanzado armado o de concreto armado con varilla de $\frac{3}{8}$ ” a cada 15 cm en las dos direcciones, sobre la que se apoyará el gato de retensado que permita la tensión en forma ortogonal.

Sobre la placa de acero de $40 \times 40 \text{ cm}$ y $1 \frac{1}{4}$ ” de espesor los cables torón atravesarán el queso en cada uno de los orificios correspondientes, colocando a



cada torón su cuña respectiva; efectuando el tensado por incrementos y finalmente fijando los torones al queso mediante las cuñas, lo que se realizará automáticamente con el equipo con el que se lleva a cabo el tensado, conforme aumenta la tensión de los torones, la que debe de ser uniforme en todos los torones que constituyen el tensor.

En esta operación el elemento de tracción de acero (tensor), debe poder deformarse sin restricciones, entre la parte correspondiente a la longitud de anclaje y la cabeza de anclaje, dentro de la denominada longitud libre del tensor.

Una vez terminado el tensado no se cortaran las puntas sobrantes del cable torón que tendrán una longitud mínima de 1.2 m exterior a la cara del muro de concreto lanzado, para poder realizar su tensado, cubriéndose con un capuchón o una manta de cielo con grasa que los envuelva para protegerlos, en caso necesario efectuar un retensado en su momento.

La carga de tensión que se impone a cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será la siguiente

- Se aplicará la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 125% de la tensión de diseño.
- Se descargará en su totalidad el ancla, después de 5 minutos.
- Se volverá a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 120%, y se sujetarán al muro de concreto.
- En caso necesario se inyectará la parte no activa a través de la preparación previa dejada específicamente para ello.

Secuela de procedimiento constructivo del anclaje

Inicialmente se excavará en el área de interés hasta 3m de profundidad, dejando perimetralmente una banqueta de 3m de ancho y un talud de inclinación 1.0:1.0 (horizontal: vertical).

Se procederá a retirar de la berma indicada en el paso 1 para descubrir el nivel de anclaje en tramos alternados de 5 m de ancho y se podrán trabajar en forma simultánea.

Una vez excavados a talud vertical los primeros tramos, se procederá perfilar cuidadosamente una caja de 25 cm de profundidad y dimensiones de 1.6 por 1.6 m únicamente para el primer cinturón, mientras que para los cinturones restantes tendrá una dimensión de 1.2 x 1.2m cuyo centro coincida con la posición de las anclas, para mantener las condiciones de humedad de los materiales



inmediatamente al afine y perfilado del talud se cubrirán los materiales con un riego de lechada de cemento.

Únicamente en los muros de mampostería en la colindancia con el Periférico, se recomienda labrar el dado de reacción en forma exterior, para no tocar dicho muro que contiene al suelo que retiene el muro antes mencionado.

En las cajas labradas del punto de aplicación de las anclas se colocará una doble parrilla de varilla de $\frac{1}{2}$ " a cada 15 cm en las dos direcciones, y con dimensiones de 1.6 por 1.6 m únicamente para el primer cinturón, mientras que para los cinturones restantes el acero de refuerzo tendrá una dimensión de 1.2 x 1.2 m.

En la zona restante del talud entre las anclas se colocara una triple malla electrosoldada 6x6 – 4-4 anclada al talud con varillas de $\frac{1}{2}$ " y 0.8 m de longitud, hincadas en una retícula de 1.5 m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor total que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que estas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado.

Igualmente fijadas a las varillas de $\frac{1}{2}$ " se colocarán en el área excavada a talud vertical una triple mallas 6x6/ 4-4, dejando tramos de malla para su traslape, tanto horizontal como vertical por lo menos 30 cm.

Se aplica una capa de concreto lanzado, en el punto de aplicación del ancla de 1.6 por 1.6 m únicamente para el primer cinturón, mientras que para los cinturones restantes tendrá una dimensión de 1.2 x 1.2 m de 25 cm,

En todo el talud incluyendo los puntos de aplicación del ancla se colocará un concreto lanzado de 16cm, hasta una profundidad de 13m bajo el nivel de banquetta de la calle La Naranja, es decir un metro bajo la frontera de los materiales resistentes y los materiales superiores de menor resistencia.

Es recomendable que conforme se vaya colocando una capa de concreto lanzado de 5 cm se vaya incorporando la malla electrosoldada, o a lo mucho doble, pero no es recomendable colocar las tres capas de malla en un solo paso.

Y bajo los primeros 13 m bajo el nivel de banquetta de la calle La Naranja, es decir un metro bajo la frontera de los materiales resistentes y los materiales superiores de menor resistencia, se colocará solo una malla 6x6/ 4-4 debidamente anclada como ya se menciona, y aplicando sobre ella un espesor de concreto lanzado de 8 cm más el concreto lanzado de 25 cm en el punto de aplicación del



ancla con una dimensión de 1.2 x 1.2 m debidamente reforzado con una doble parrilla de varilla de $\frac{1}{2}$ " a cada 15 cm en las dos direcciones.

Es necesario considerar la posibilidad de construir una trabe perimetral de 40 por 40 cm armado con varilla de 1" y estribos a cada 20 cm, localizada a 12.5 m de profundidad, para confinar la frontera entre los materiales de baja resistencia y los materiales resistentes, lo anterior se definirá de acuerdo a la respuesta que presente el suelo conforme avance la excavación y monitoreada con las nivelaciones topográficas.

Una vez terminado de colocar el elemento de retención constituido por el muro de concreto lanzado, se pondrán puntales a los tercios del módulo excavado, con objeto de mantener estable el muro de concreto lanzado en tanto se efectúan los trabajos de perforación, instalación y tensado de anclas.

El siguiente paso será realizar las perforaciones que alojarán las anclas, atravesando el muro de concreto lanzado en los sitios que se dejaron las preparaciones (PVC de 5") para tal motivo, siguiendo el procedimiento de perforación, introducción del tensor, inyección y tensado de las anclas antes establecido.

Una vez tensadas las anclas de los módulos primeramente excavados, se procederán a retirar los tramos de berma restantes.

Bajo ninguna circunstancia podrán excavarse los módulos restantes, hasta que las anclas que se ubicarán en los módulos primero excavados no hayan sido instaladas y tensadas en su totalidad. Los trabajos a realizar en los módulos restantes serán los mismos que describen en los pasos anteriores.

Conforme se vaya terminando la etapa de tensado total del primer cinturón se procederá abrir el siguiente cinturón con la misma secuela antes mencionada.

Una vez concluida la tensión del segundo cinturón será necesario efectuar una campaña de retensado en el primer cinturón, debido a que la tensión en la parte de abajo provoca una pérdida de carga en la primera.

Es importante señalar que cada ancla tendrá su historial, indicando longitud de perforación, volumen de inyección, fecha de perforación, fecha de inyección, fecha de tensado y de retensados, número de torones, capacidad de carga, tensión alcanzada en cada etapa de retensado, calibración del gato de tensado, y notas adicionales que permitan llevar un control adecuado de las mismas.



Conforme se vaya avanzando, se hará una campaña de retensado, de tal manera, que cuando se ha terminado el tercer cinturón se hará una campaña de retensado de los cinturones uno y dos, para verificar que las anclas sostengan la carga de diseño y no hayan sido modificadas por el cinturón subyacente.

A partir del cuarto cinturón y hacia la parte inferior cuando se hayan concluidos los cinturones se procederá a retensar únicamente el cinturón anterior, es decir este caso únicamente el tercer cinturón, cuando se termine el quinto cinturón se retensará el cuarto cinturón en las misma etapa, y así sucesivamente..

Antes, durante y a la terminación de la excavación y del sistema de anclaje se deberá llevar un control riguroso por parte de una brigada de topografía, la cual colocará testigos superficiales a cada 5 m sobre la corona y a 50 cm del límite de excavación en todo el perímetro de la excavación proyectada, para monitorear el comportamiento de la excavación, de tal forma que permita tomar algunas medidas preventivas durante su ejecución.

Es conveniente contar con la supervisión y asesoría de un especialista en Geotecnia durante los trabajos de excavación y cimentación, para poder establecer las modificaciones necesarias al sistema propuesto, y de acuerdo a la respuesta que va presentando el suelo por la excavación realizada, la cual deberá ser complementada por la supervisión de una brigada de topografía.

Se obtuvieron las capacidades y longitudes que se indican a continuación de acuerdo a la distribución de anclas mostradas en las figuras 42 a 47

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

FIGURA 42.- CORTE A

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90



FIGURA 43.- CORTE B.

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

FIGURA 44.- CORTE C.

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	25	20	5	7	115
2	4.5	24	19	5	7	115
3	7.5	22	18	4	6	115
4	10.5	21	17	4	6	90
5	13.5	20	16	4	6	90
6	16.5	19	15	4	6	90

FIGURA 45.-CORTE D.

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	34	25	6	7	115
2	4.5	28	20	5	7	115
3	7.5	25	20	5	7	115
4	10.5	24	19	5	7	115
5	13.5	22	18	4	6	90
6	16.5	21	17	4	6	90
7	19.5	20	16	4	6	90
8	22.5	19	15	4	6	90

FIGURA 46.- CORTE E.

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	34	25	6	7	115
2	4.5	28	20	5	7	115
3	7.5	25	20	5	7	115
4	10.5	24	19	5	7	115
5	13.5	22	18	4	6	90
6	16.5	21	17	4	6	90
7	19.5	20	16	4	6	90
8	22.5	19	15	4	6	90

FIGURA 47.- CORTE F.

Se realizaran un total de 444 anclas de siete y seis torones de 0.6" con longitudes totales variables entre 34 y 19 m que adicionalmente deben de



considerarse un metro que sobresale del muro de concreto lanzado. Las anclas tendrán inclinaciones variables entre 45°, 35° y 10° grados con respecto a la horizontal y se inyectarán a una presión de 15 kg/cm².

8.21.- Para observar el comportamiento del terreno que será sometido a sobrecarga se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y desplazamientos sobre testigos superficiales con el siguiente procedimiento:

Previamente al inicio de los trabajos se instrumentará el suelo que rodeará a los taludes 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.

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo que se colocará sobre el terreno 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 del suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

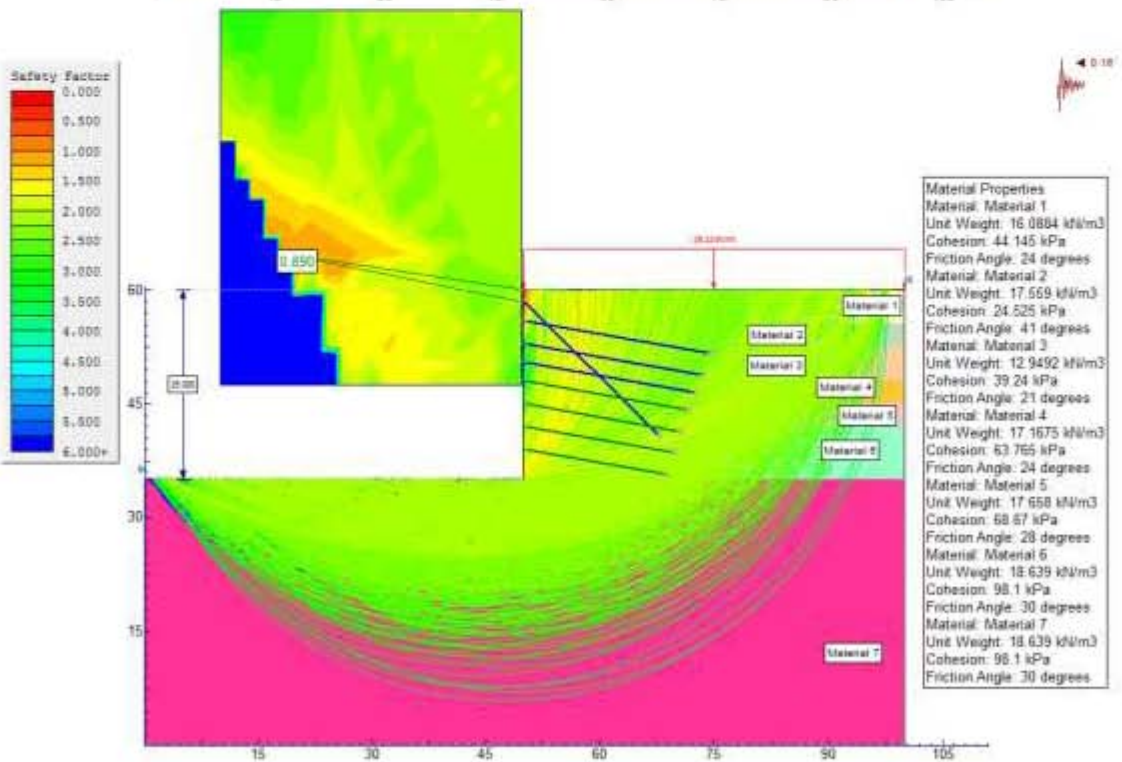
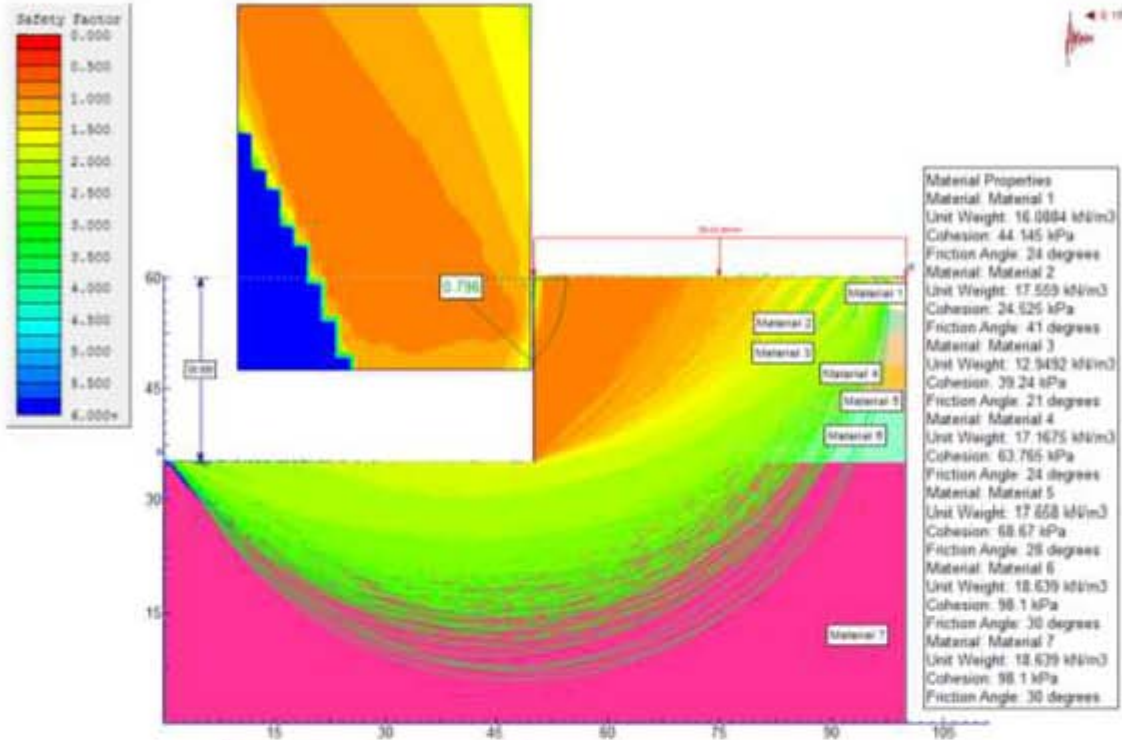


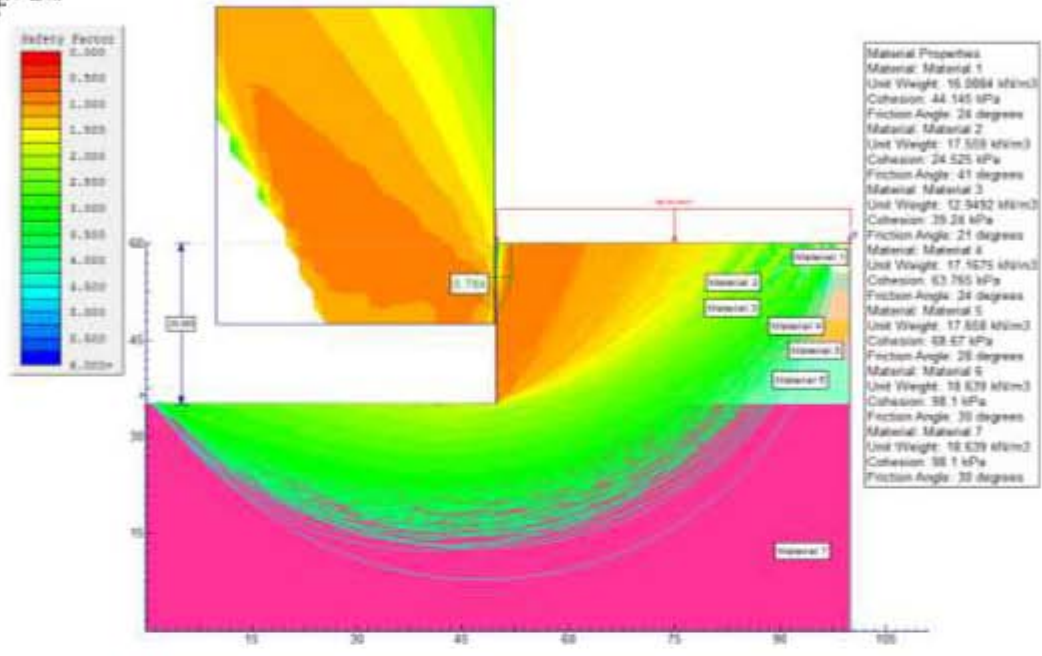
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- 1.- Tamez González, Enrique.
Manual de diseño geotécnico, Volumen 1;
Comisión de Vialidad de Transporte
Urbano COVITUR, México, D. F., 1987.
- 2.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, (Simposio 1978).
El subsuelo del Valle de México y la Ingeniería de Cimentaciones,
Editorial LIMUSA.
- 3.- Departamento del Distrito Federal (2004).
Normas técnicas complementarias para diseño por sismo,
Gaceta oficial del D. D. F.
- 4.- Departamento del Distrito Federal (2004).
**Normas técnicas complementarias para diseño y
Construcción de cimentaciones**,
Gaceta oficial del D. D. F.
- 5.- Bowles, Joseph E.,
Foundation Analysis and Design,
Editorial Mc-Graw Hill Book Company.
- 6.- Juárez Badillo, Eulalio,
Mecánica de Suelos Tomo II,
Editorial LIMUSA, México, D. F.
- 7.- Alfonso Rico y Hermilo del Castillo.
“La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres”,
Tomo II. Editorial LIMUSA, México, D. F. 1977.
- 8.- Tamez González, Enrique,
Ingeniería de Cimentaciones,
Editorial TGC Geotecnia,
México, D.F. 2001



ANEXO ESTABILIDAD DE TALUDES





TALUD ESTATICO SIN ANCLAS

