



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN

**“ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS EN UN PREDIO
DONDE SE PROYECTA UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA
PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE SIETE
SÓTANOS Y ONCE NIVELES SUPERIORES”**

DESARROLLO DE UN CASO PRÁCTICO

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

CARLOS IVAN GONZÁLEZ MERINO

DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN:

ING, GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México, 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



DEDICATORIAS

A mis padres Felipe y Alma, por todo el apoyo, enseñanzas, consejos, sacrificios y amor que me han brindado durante toda la vida, a ustedes les agradezco por hacer de mi la persona que soy ahora. No ha sido fácil pero juntos hemos logrado esta meta.

A mis hermanos Daniel y Cristian por estar presentes en los momentos mas importantes de mi vida brindándome su apoyo y respaldo.

A mi tío José Luis por ser un pilar importante de este logro, agradezco todo el apoyo que me has brindado, así como tus consejos, eres un ejemplo a seguir.

A Suhey, por tu amor y apoyo incondicional, por ser un motivo más de superación, por tu paciencia y las alegrías que me has brindado, te amo.

A mi hijo Ivan, porque has llegado a mejorar mi vida, ahora eres la principal motivación para hacer de mi una mejor persona día a día.

Al Ingeniero Gabriel Álvarez Bautista por la pasión de brindar conocimientos y alentar a los estudiantes.

A la FES Aragón, UNAM porque no solo ha formado un profesionista, sino una persona con valores comprometida con la sociedad, agradezco me haya brindado grandes profesores, grandes compañeros y grandes amigos.



INDICE

INTRODUCCIÓN	5
1.- ANTECEDENTES	7
1.1.- Localización	7
1.2.- Descripción del proyecto	8
1.3.- Topografía.....	10
1.4.- Colindancias	10
1.5.- Objetivo	11
2.- EXPLORACIÓN, MUESTREO DEL SUBSUELO Y PRUEBAS DE LABORATORIO	14
2.1.- Generalidades	14
2.2.- Sondeos con equipo mecánico	16
2.2.1.- Método de penetración estándar.....	16
2.3.- Pozos a cielo abierto.....	28
2.4.- Pruebas de laboratorio	32
2.4.1.- Muestras alteradas	32
2.4.2.- Muestras inalteradas	32
3.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.....	35
3.1.- Descripción estratigráfica	35
3.2.- Zonificación Sísmica.....	41
4.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.....	44
4.1.- Pilas de sección constante.....	47
4.1.1.- Capacidad de carga.....	47
4.1.2.- Dimensionamiento de las pilas.....	50
4.1.3.- Estado límite de servicio	50
4.1.4.- Procedimiento Constructivo de las pilas.....	51
4.1.5.- Muro Pilas de sección rectangular	52
4.1.6.- Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación	56
5.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS E INSTRUMENTACIÓN	61
5.1.- Protección a Colindancias Mediante Sistema Muro Milán.....	61
5.1.1.- Procedimiento constructivo	62
5.1.2.- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación	63
5.1.3.- Falla de fondo por cortante.....	63
5.1.4.- Falla de fondo por sub presión	65
5.1.5.- Revisión por falla de empotramiento en Muro Milán.....	67
5.1.6.- Abatimiento del nivel freático	67
5.1.7.- Trabajos previos al procedimiento constructivo.....	68



5.2.- Secuencia del procedimiento constructivo	69
5.3.- Diseño del Apuntalamiento.	78
5.4.- Sistema de retención	78
5.5.- Proceso de construcción de muro Milán.....	80
5.5.1.- Construcción del Brocal guía para equipo guiado	80
5.5.2.- Excavación del tablero	80
5.5.3.- Colocación de juntas	82
5.5.4.- Colocación del armado	84
5.5.5.- Colado del elemento	85
5.5.6.- Recomendaciones para el colado	86
5.5.7.- Machihembrado contra infiltraciones.	87
5.6.- Sistema de bombeo	87
5.7.- Instrumentación.....	91
5.7.1.- Referencias Superficiales.....	91
5.7.1.1 Testigo Superficial.....	92
5.7.1.2.- Banco de nivel flotante	93
CONCLUSIONES.....	95
BIBLIOGRAFÍA	100
ANEXOS	102



INTRODUCCIÓN

En la actualidad la Ciudad de México está teniendo un desarrollo en cuanto se refiere a la construcción de edificios de varios niveles para satisfacer la demanda de ocupación de vivienda y oficinas.

Para la Ingeniería Civil y el estudio de la mecánica de suelos, desarrollar una edificación en la Ciudad de México representa un gran reto, aunque sísmicamente se encuentra en la región B, el valle de México está dividido en tres zonas; esto debido a que la Ciudad de México está asentada sobre lo que originalmente fue un gran lago, estas zonas son:

Zona I o zona de lomas, donde la resistencia del suelo es alta y se reduce la amplificación de las ondas sísmicas.

Zona II o de transición, esta zona tiene características intermedias entre la zona de lomas.

Zona III o zona de lago, se compone de suelos altamente compresibles y con alto contenido de agua, generalmente el suelo se compone de limos y arcillas.

Debido a esto los estudios de Mecánica de Suelos son importantes, ya que, de ello depende el sistema de cimentación más adecuado para cada proyecto de edificación.

Este trabajo tiene como objeto señalar las partes importantes de un estudio de Mecánica de Suelos para determinar el tipo de cimentación más óptimo para la construcción de un edificio de siete sótanos y once niveles superiores, dicho proyecto de construcción está ubicado en la zona de transición baja.

El tipo de suelo en esta zona no presenta las características para mantener firme por si solo una edificación de esta magnitud, dados los resultados de los muestreos y los ensayos de laboratorio que se ha hecho la recomendación de realizar sistema de cimentación TOP-DOWN, que como su nombre lo dice, se inicia el procedimiento de construcción de los sótanos de arriba hacia abajo.

Este sistema de cimentación es adecuado para suelos blandos, la geometría del predio y las características del proyecto lo permiten. El procedimiento requiere de englobar diferentes tipos de cimentación en uno solo.

El capítulo 1 llamado Antecedentes, nos indica la localización, descripción del proyecto, la topografía del terreno y sus colindancias, así como, el objetivo del estudio realizado.

El capítulo 2 contiene los datos obtenidos de la exploración y muestreo del subsuelo y hace referencia de las pruebas de laboratorio, donde los resultados de dichas pruebas serán importantes para realizar un adecuado análisis de cimentación.



El capítulo 3 contiene las características estratigráficas y físicas del subsuelo.

El capítulo 4 contiene el análisis de cimentación realizado en base al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004.

El capítulo 5 indica el procedimiento constructivo del sistema de cimentación TOP-DOWN, recomendaciones para las protecciones a las edificaciones colindantes y la instrumentación necesaria para llevar a cabo el proceso.

1.2.- Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio, constituido por siete sótanos destinados para estacionamiento, y once niveles superiores para oficinas, como se observa en las figuras 2 y un corte arquitectónico en figura 3.

De acuerdo a los datos proporcionados los claros de cada nivel superior serán de 4.5 m, y la planta baja se localizará a nivel de banquetta, y se consideró como cota cero. El semisótano tendrá un nivel de -1.60m con respecto al nivel actual de banquetta, y por debajo cada sótano tendrá un claro libre de 3.2m, por lo que se requiere una excavación de 24.6 m aproximadamente para alojar a siete sótanos.

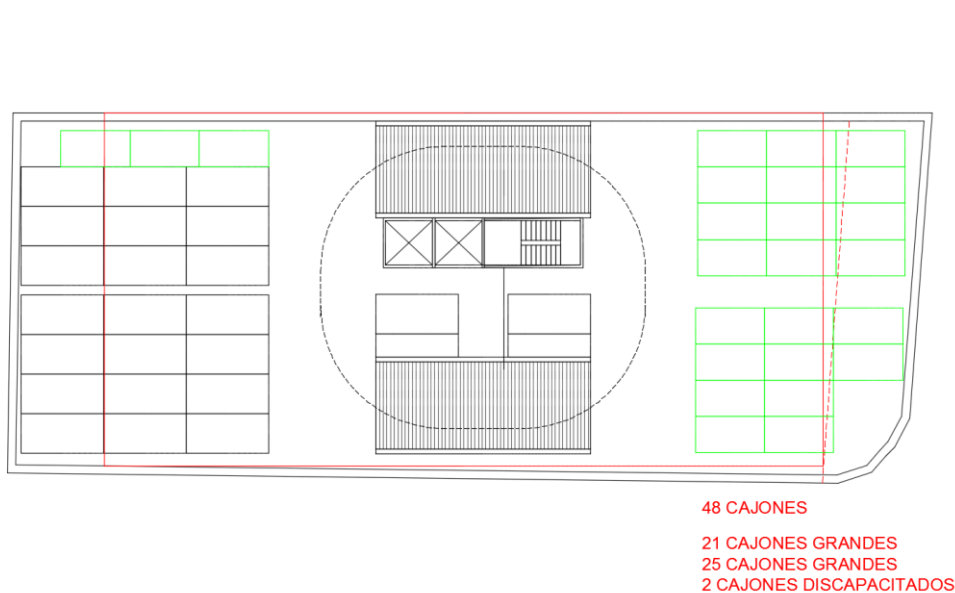


FIGURA 2. PLANTA ESQUEMATICA SOTANOS

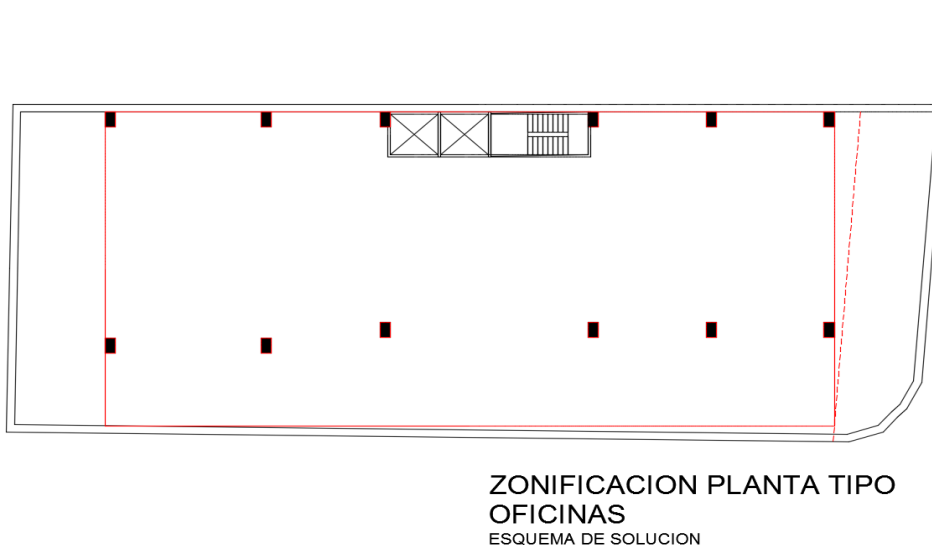


FIGURA 2.1.PLANTA ESQUEMATICA OFICINAS

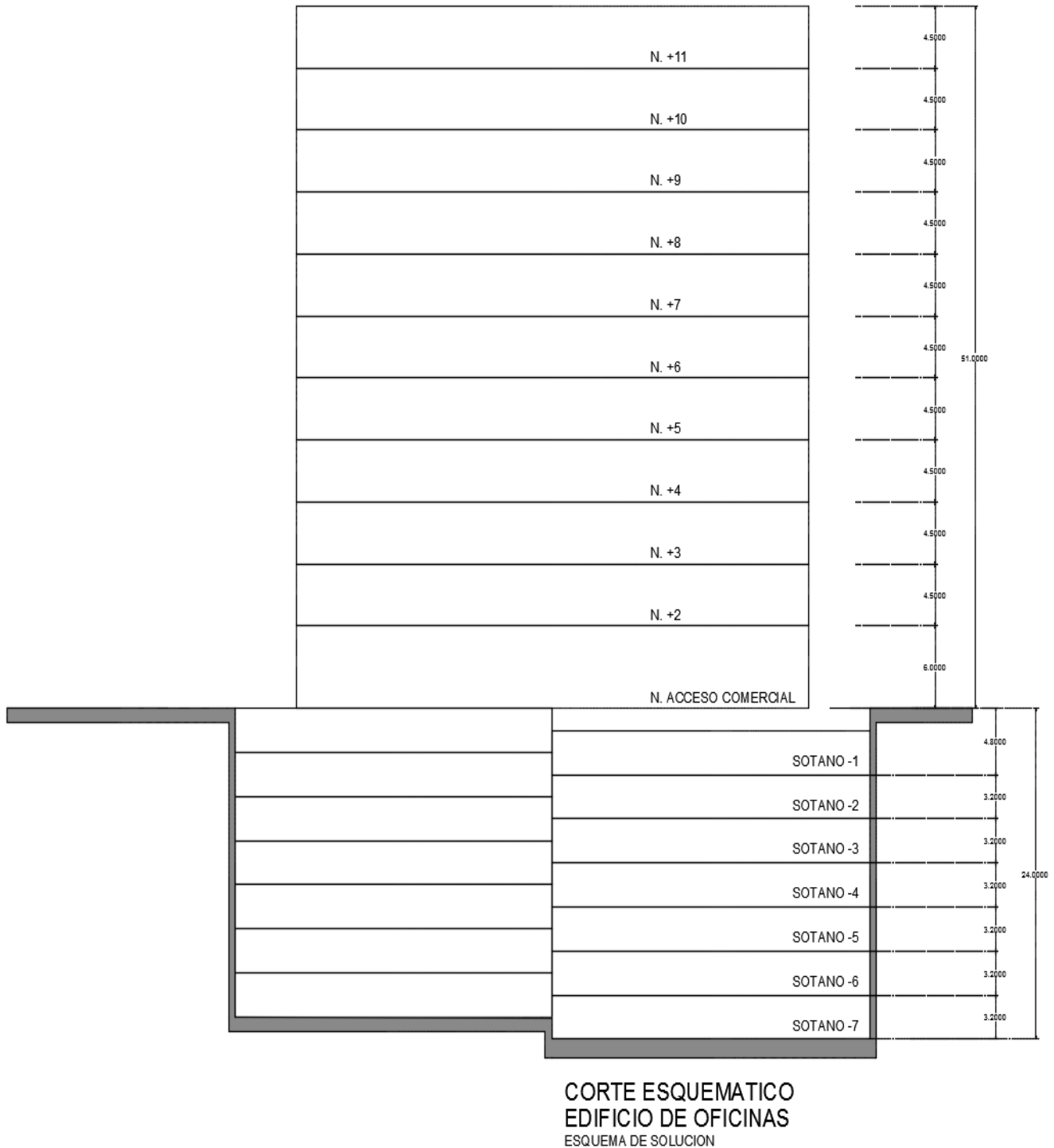


FIGURA 3.- CORTE ARQUITECTONICO TRANVERSAL

1.3.- Topografía

La topografía del terreno es sensiblemente plana, actualmente se encuentra ocupada por un restaurante Chilil y estacionamiento del mismo.

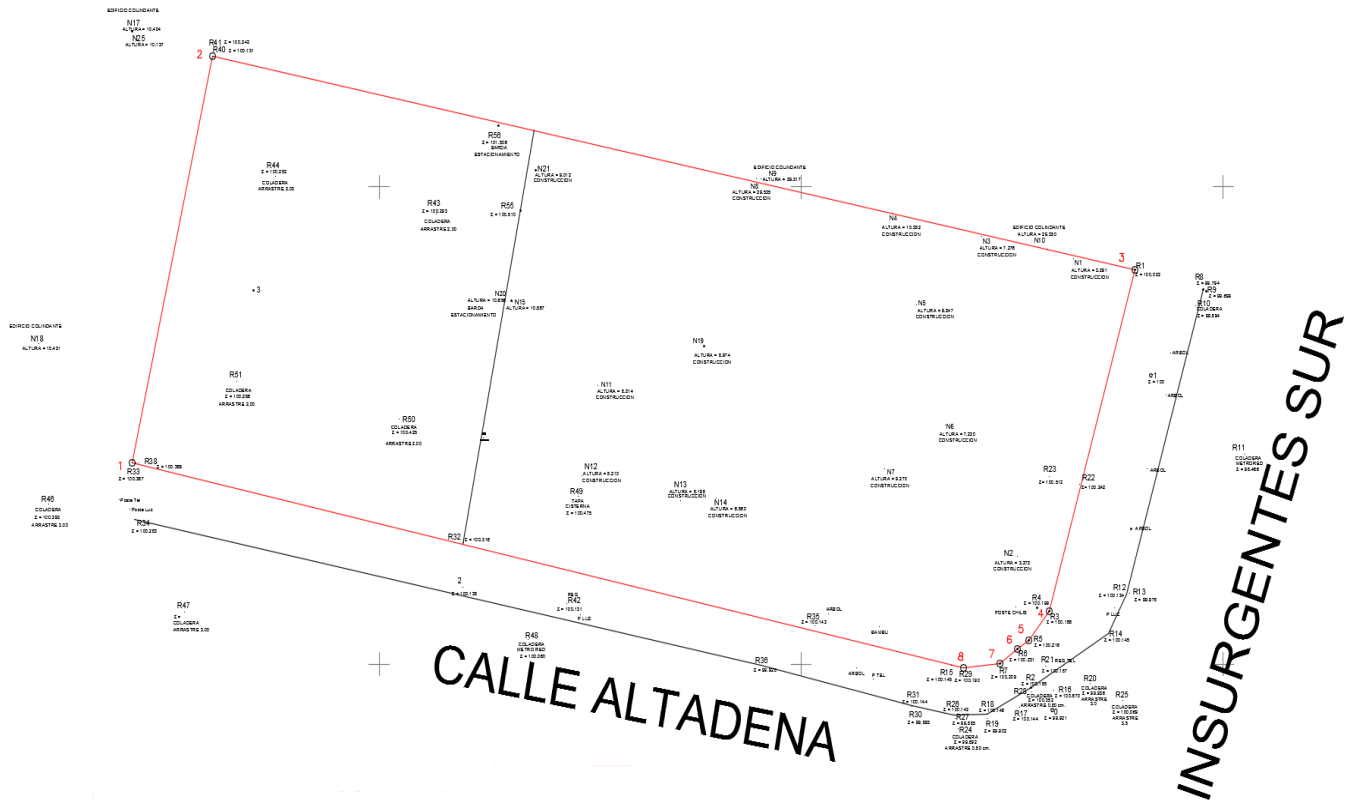


FIGURA 4. TOPOGRAFIA DEL PREDIO

1.4.- Colindancias

Las colindancias que tiene el predio en estudio y de acuerdo al levantamiento realizado en campo se indican en la figura 5, y son las siguientes:

- Al norte colinda con un edificio de nueve niveles superiores con dos y medio sótanos.
- Al oriente colinda con la Av. Insurgentes Sur.
- Al poniente colinda con un acceso vehicular o estacionamiento de una casa de dos niveles, y
- Al sur colinda con la Calle Altadena.

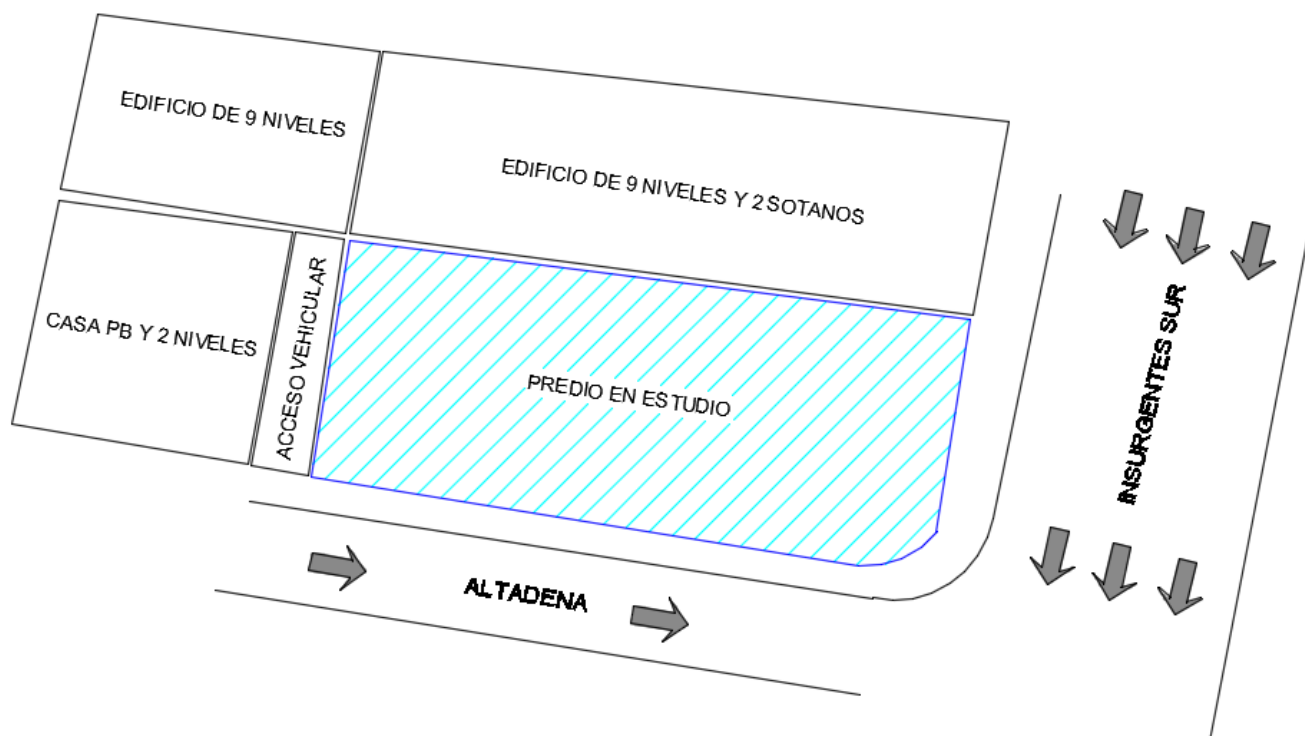


FIGURA 5. COLINDANCIAS DEL PREDIO

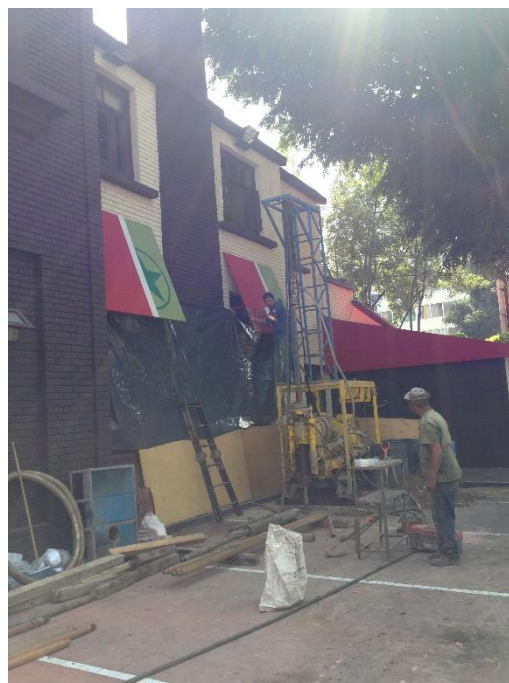
1.5.- Objetivo

Con objeto de establecer la factibilidad de construcción de un edificio de once niveles superiores y siete sótanos para estacionamiento; y consignar el tipo de cimentación más apropiado para éste, se realizó un estudio de Mecánica de Suelos consistente en exploración y muestreo de los depósitos superficiales y profundos del subsuelo del sitio de interés, pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas y análisis de resultados.

En este informe se presenta la descripción de los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la estructura proyectada, y se proporcionan las recomendaciones generales que deberán implementarse para la construcción de los siete sótanos, destinados para estacionamiento que tendrá un nivel de piso terminado de -24 m, los niveles de piso terminado están considerados con respecto al nivel de banquetta.

Dentro de las recomendaciones generales se establecerán los lineamientos para el proceso constructivo de la excavación requerida.

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO Y PRUEBAS DE LABORATORIO



EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO



EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

2.- EXPLORACIÓN, MUESTREO DEL SUBSUELO Y PRUEBAS DE LABORATORIO

2.1.- Generalidades

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir se realizó la siguiente exploración:

Se efectuaron dos sondeos profundos, de tipo estándar uno a 38m y otro a 35m de profundidad, empleando el muestreador de tubo de penetración estándar que obtendrá muestras representativas alteradas y se medirá el número de golpes necesarios que oponen los materiales a ser atravesados que permitirá determinar el índice de resistencia de estos.



SONDEOS REALIZADOS CON MAQUINA LONG YEAR 34

Se excavaron dos pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 1.50 y 2.70 m con respecto al nivel actual del terreno, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos.



POZO A CIELO ABIERTO -1



POZO A CIELO ABIERTO -2

El control y la coordinación de los trabajos de campo fueron supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y de los sondeos estándar, se muestra en la figura 6.

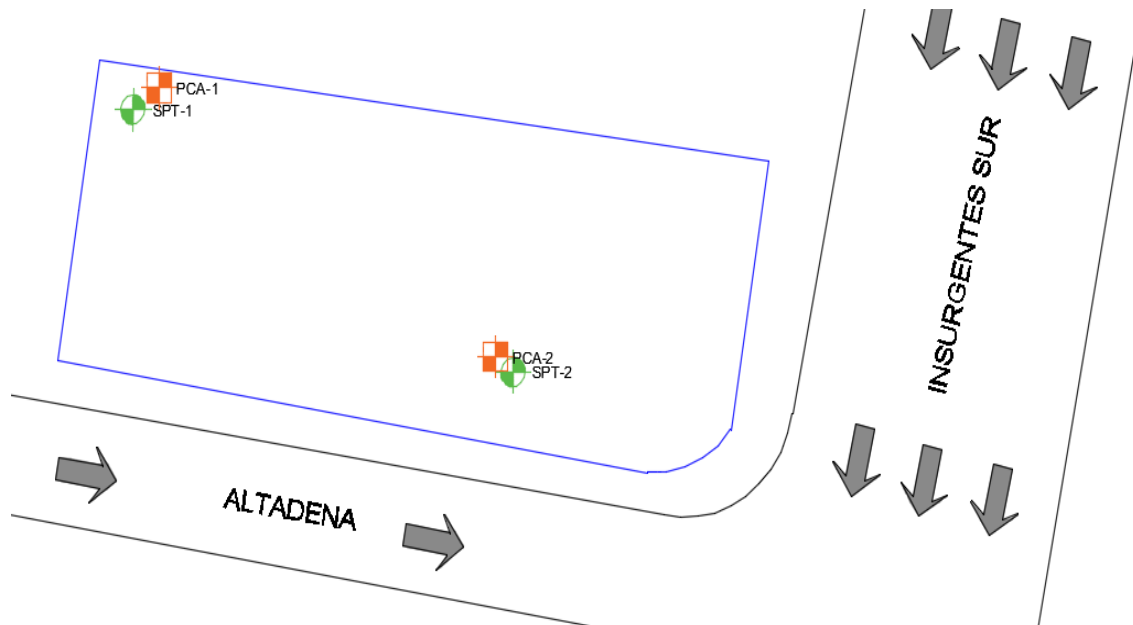


FIGURA 6. UBICACIÓN DEL SONDEOS

2.2.- Sondeos con equipo mecánico

Se efectuó en el sitio de interés dos sondeos profundos, uno a 38m y otro a 35m de profundidad denominado SPT-1 y SPT-2, obteniendo datos confiables de los depósitos profundos, que serán de gran ayuda en el cálculo de la capacidad de carga.

2.2.1.- Método de penetración estándar

Con este método se obtienen 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 compactación, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.



MUESTREADOR DE MEDIA CAÑA EMPLEADO

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 necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N.

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito.

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)		ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA	No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
0 - 4	MUY SUELTA	MENOS DE 2	MUY BLANDA
5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
11 - 30	MEDIA	5 - 8	MEDIA
31 - 50	COMPACTA	9 - 15	FIRME
MAS DE 50	MUY COMPACTA	15 - 30	MUY FIRME
		MAS DE 30	DURA

En las figuras 7 y 8 se presentan los registros de campo de los sondeos realizados, y en las figuras 9 y 10 se muestran los perfiles estratigráficos de los sondeos estándar realizados en el interior del predio.

En las figuras 11 y 12 se muestra la estratigrafía del subsuelo, la profundidad de excavación, la trayectoria de los muros Milán, el desplante de las pilas, la orientación de las vigas verticales de la propia estructura para poder efectuar el troquelamiento contra el Muro Milán, y desarrollar el sistema de construcción Top-Down.

REGISTRO DE EXPLORACION											
PROYECTO: INSURGENTES SUR #643		UBICACIÓN: COL. NAPOLES		PREFORADORA: M OYNO 3LG		BOMBA: M OYNO 3LG		LONG YEAR 34		HOJA 1	
SONDEO: SPT-1		FECHA DE INICIO: 3-30m		FECHA DE TERMINACIÓN: 20-ago-15		RQD (%)		Recuperación (%)		Muestreo Avance	
Número Muestra	Profundidad		No. De Golpes		RQD (%)	Recuperación (%)	Muestreo Avance	Descripción			
	DE	A	15 cm	30 cm				15 cm	30 cm		
-	0.00	0.15		AVANCE		-	BT	Avance con broca triconica (Piso de Concreto)			
1	0.15	0.75	1	5		0.32	TP	P. superior arcilla con gravas, arena (relleno) P inferior arcilla café			
2	0.75	1.35	1	6		0.35	TP	Arcilla café			
3	1.35	1.95	5	15		0.3	BT	Arcilla poco limosa café muy plastica			
4	1.95	2.55	3	17		0.41	TP	P superior arcilla café P inferior arena fina gris			
5	2.55	3.15	2	6		0.4	TP	Arcilla negra con raices aisladas			
6	3.15	3.75	1	4		0.3	TP	Arcilla negra			
7	3.75	4.35	1	3		0.2	THS	Arcilla negra			
8	4.35	4.95	1	4		0.2	TP	Arcilla negra			
9	4.95	5.55	1	1		0.5	TP	Arcilla negra con materia organica			
10	5.55	6.15	1	12		0.4	TP	Arcilla negra con arena fina gris y materia organica			
11	6.15	6.75	1	1		0.18	TP	arena fina gris con lentes de arcilla café y materia organica			
12	6.75	7.35	1	4		0.2	TP	Arcilla café con materia organica			
13	7.35	7.95	1	3		0.27	THS	Arcilla café con materia organica			
14	7.95	8.55	1	3		0.13	TP	Arcilla café con lentes de arena fina gris			
15	8.55	9.15	PH	1		0.37	TP	Arcilla gris con materia organica aislada			
16	9.15	9.75	1/30	1/30		0.25	TP	Arcilla gris verdosa con lentes de arena fina			
17	9.75	10.35	PH	1		0.44	TP	Arcilla gris verdosa			
18	10.35	10.95	1	2		0.3	TP	Arcilla gris verdosa con grumos de silicato			
19	10.95	11.55	PH	2		0.31	TP	Arcilla café y café rojizo			
20	11.55	12.15	1	3		0.35	TP	Arcilla café rojizo			
21	12.15	12.75	1	3		0.2	THS	P.superior arcilla café P. inferior arcilla verdosa			
22	12.75	13.35	1	4		0.33	TP	Arcilla café varios tono con lentes de arena			
23	13.35	13.95	1	12		0.23	TP	Arcilla gris con lente de ceniza volcanica y arena fina			
24	13.95	14.55	2	5		0.3	TP	Arcilla gris verdosa			
25	14.55	14.90	2	50/20		0.32	TP	P. superior arcilla gris con lentes de arena P. inferior limo gris			
-	14.90	15.15	AVANCE			-	Avance	Avance con broca triconica			
26	15.15	15.50	12	50/20		0.2	TP	arena limosa café claro con gravillas			
-	15.50	15.75	AVANCE			-	Avance	Avance con broca triconica			
27	15.75	16.00	19	50/20		0.11	THS	gravas empacadas de limo arenoso café grisaceo			
-	16.00	16.35	AVANCE			-	Avance	Avance con broca triconica			
28	16.35	16.65	18	50/15		0.16	TP	Arena fina poco limosa con gravillas			
-	16.65	16.95	AVANCE			-	Avance	Avance con broca triconica			

OPERACION:
SR: SIN MUESTRA
TSH: TUBO SHELBY

OPERADOR: SALVADOR GOMEZ
SUPERVISOR: ING. ALFREDO TRUEBA

FIGURA 10.1

FIGURA 7.1.- REGISTRÓ DE CAMPO SPT-1

REGISTRO DE EXPLORACION													
PROYECTO: INSURGENTES SUR #643		UBICACIÓN: COL. NAPOLES		PREFORADORA: LONG YEAR 34		BOMBA: M OYNO 3L6		FECHA DE INICIO: 15-ago-15		FECHA DE TERMINACIÓN: 20-ago-15		HOJA 2	
SONDEO: SPT-1		N.A.F.: 3.30m		No. De Golpes		Reuperación		RQD		Muestreo		Descripción	
Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Reuperación		RQD (%)	Muestreo	Descripción			
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)						
29	16.95	16.65	20	50/20		0.2		TP	P. Superior arena fina poco limosa con gravillas P. inferior limo café				
-	16.65	17.55	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
30	17.55	18.15	6	7	18	0.42		TP	Limo poco arcilloso café con lente de ceniza volcanica				
31	18.15	18.45	21	50/15		0.21		TP	Arena fina poco limosa con gravas				
-	18.45	18.75	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
32	18.75	18.90	50			0.1		TP	Gravas empaçadas en arena fina a media				
-	18.90	19.35	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
33	19.35	19.70	17	50/20		0.23		TP	Arena limosa con gravillas y gravas en zapata				
-	19.70	19.95	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
34	19.95	20.23	25	50/13		0.15		TP	Limo arenoso con gravas				
-	20.23	20.55	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
35	20.55	20.90	16	50/20		0.26		TP	Limo arenoso café con gravas aisladas				
-	20.90	21.15	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
36	21.15	21.60	22	50		0.28		THS	Limo poco arenoso café con gravas				
-	21.60	21.75	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
37	21.75	22.35	12	30	21	0.34		TP	Arena limosa café con gravas en zapata				
38	22.35	22.95	4	12	10	0.26		TP	Limo poco arenoso café con gravas en zapata				
39	22.95	23.40	8	50		0.33		TP	Limo poco arenoso café con gravas en zapata				
-	23.40	23.55	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
40	23.55	23.75	25	50/13		0.1		TP	Gravas empaçadas en arena fina a media				
-	23.75	24.15	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
41	24.15	24.75	10	35	20	0.35		THS	Limo café poco areno con lentes de gravillas				
42	24.75	25.10	24	50/20		0.3		TP	Limo poco arcilloso con gravas en zapata				
-	25.10	25.35	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
43	25.35	25.75	18	50/25		0.33		TP	Arena limosa café con gravillas y arena media				
-	25.75	25.95	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
44	25.95	26.25	22	50/15		0.21		TP	Limo arenoso café con gravas aisladas				
-	26.25	26.55	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
45	26.55	26.90	20	50/15		0.3		TP	Arena limosa café con gravas en zapata				
-	26.90	27.15	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				
46	27.15	27.45	27	50/17		0.23		TP	Limo arenoso café claro con gravas aisladas				
-	27.45	27.75	AVANCE			-		Avance	Avance con broca triconica				

Operador: SALVADOR GOMEZ
Supervisor: ING. ALFREDO TRUJERA
FIGURA 10.2

OBSERVACION:
SMF- SIN MUESTRA
SR- SIN RECUP. DE MUESTRA
TSH- TUBOSHELBY

FIGURA 7.2.- REGISTRÓ DE CAMPO SPT-1

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: INSURGENTES		UBICACIÓN: COL. NAPOLES		PREFORADORA: LONG YEAR 34		BOMBA: M OYNO 316		HOJA 3		
SONDEO: SPT-1		FECHA DE INICIO: 15-ago-15		FECHA DE TERMINACIÓN: 20-ago-15						
M.A.F.: 3.30m										
Número Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación (cm)	RQD (%)	Muestreo		Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	50/10			Avance	TP	
47	27.75	28.00	27		50/10	-		TP	P. Superior arena fina poco limosa con gravillas P. inferior limo café	
-	28.00	28.35			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
48	28.35	28.70	15		50/20	0.3		TP	Limo poco arenoso café	
-	28.70	28.95			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
49	28.95	29.10	50			0.13		TP	Arena limosa café claro	
-	29.10	29.55			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
50	29.55	29.78	32		50/08	0.14		TP	Arena limosa café con gravas en zapata	
-	29.78	30.15			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
51	30.15	30.75	15		30	0.5	18	TP	Limo café con gravas aisladas	
52	30.75	31.35	9		30	0.46	20	TP	Limo poco arenoso café con gravas aisladas	
53	31.35	31.95	10		28	0.4	20	TP	Limo poco arenoso café con gravas aisladas	
54	31.95	32.55	10		22	0.38	30	TP	Arena limosa café	
55	32.55	32.80	38		50/10	0.12		TP	Gravas empacadas en arena fina	
-	32.80	33.15			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
56	33.15	33.60	14		50	0.21		TP	Arena fina limosa café	
-	33.60	33.75			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
57	33.75	34.05	28		50/15	0.19		TP	Arena limosa café	
-	34.05	34.35			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
58	34.35	34.70	24		50/20	0.24		TP	Arena fina café grisáceo	
-	34.70	34.95			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
59	34.95	35.35	20		50/25	0.22		TP	Arena pumítica con arena fina gris	
-	35.35	35.55			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
60	35.55	35.95	22		50/25	0.23		TP	Arena pumítica	
-	35.95	36.15			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
61	36.15	36.60	19		50	0.25		TP	Limo arenoso café con gravas aisladas	
-	36.60	36.75			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
62	36.75	37.35	16		35	0.3	20	TP	Limo arenoso café	
63	37.35	37.95	15		35	0.28	22	TP	Limo arenoso café	
64	37.95	38.30	18		50/20	0.23		TP	Limo arenoso café	
-	38.30	38.55			AVANCE	-		Avance	Avance con broca triconica	
65	38.55	38.80	24		50/10	0.14		TP	Limo arenoso café con gravas aisladas	

OBSERVACION:

SM= SIN MUESTRA

SR= SIN RECLIP. DE MUESTRA

TSH= TUBO SHELBY

Operador: SALVADOR GOMEZ

Supervisor: ING. ALFREDO TRUJERA

FIGURA 10.3

FIGURA 7.3.- REGISTRO DE CAMPO SPT-1

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: INSURGENTES SUR #643											
UBICACIÓN: COL. NAPOLES											
SONDEO: SPT-2											
N.A.F.: 3.30 m											
PREFORADORA: LONG YEAR 34											
BOMBA: M OYNO 316											
FECHA DE INICIO: 24-ago-15											
FECHA DE TERMINACIÓN: 26-ago-15											
HOJA 1											
Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD (%)	Muestreo		Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)		Avance		
-	0.00	2.40	AVANCE			-			BT	Perforación dentro de PCA	
1	2.40	3.00	1	2	1	0.37			TP	Arcilla gris obscuro	
2	3.00	3.60	1	1	1	0.30			TP	Arcilla negra	
3	3.60	4.20	1	PH	PH	0.26			TP	Arcilla negra con material orgánico	
4	4.20	4.80	1	PH	PH	0.3			TP	Arcilla negra con material orgánico	
5	4.80	5.40	PH	PH	PH	0.45			TP	Arcilla negra con material orgánico	
6	5.40	6.00	1	10	5	0.4			TP	Arcilla negra con arena fina gris y materia organica	
7	6.00	6.60	2	3	2	0.33			TP	Arena gris claro con material orgánico	
8	6.60	7.20	1	3	2	0.2			TP	Arena arcillosa de color verde, con material orgánico	
9	7.20	7.80	1	1	1	0.21			TP	Arcilla verdosa material orgánico	
10	7.80	8.40	1	PH	PH	0.2			TP	Arcilla verde	
11	8.40	9.00	PH	PH	PH	0.32			TP	Arcilla verde	
12	9.00	9.60	PH	PH	PH	0.28			TP	Arcilla verde con lente de arena	
13	9.60	10.20	1	3	2	0.16			TP	Arcilla verde, grumos.	
14	10.20	10.80	1	1	1	0.17			TP	Arcilla verde	
15	10.80	11.40	2	1	1	0.39			TP	Arena fina arcillosa color café	
16	11.40	12.00	1	4	2	0.3			TP	Arcilla de color gris con manchones de color rojizo	
17	12.00	12.60	1	3	2	0.26			TP	Arcilla café rojiza con lente de arena fina	
18	12.60	13.20	2	5	4	0.21			TP	Arcilla café con grumos	
19	13.20	13.80	3	5	3	0.26			TP	Arcilla verde y café rojiza, grumos	
20	13.80	14.40	4	8	5	0.5			TP	Arcilla poco limosa gris verdosa	
21	14.40	15.00	2	30	40	0.23			TP	Arcilla limosa gris con gravas	
22	15.00	15.35	17	50/20		0.17			TP	Gravas empacadas en limo	
-	15.35	15.60	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica	
23	15.60	15.75	50			0.07			TP	Gravas empacadas en arena	
-	15.75	16.20	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica	
24	16.20	16.30	50/10			0.06			TP	Arena con gravas	
-	16.30	16.80	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica	
25	16.80	17.40	3	13	23	0.51			TP	Limo poco arcilloso de color gris	
26	17.40	17.85	2	50		0.31			TP	Limo poco arcilloso de color café con gravas	
-	17.85	18.00	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica	
27	18.00	18.20	26	50/5		0.11			TP	Arena gris con gravas	
-	18.10	18.60	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica	

OPERACION:
SM-SIN MUESTRA
SR-SIN RECUP. DE MUESTRA
ESH-TUBO SHELBY

Operador: SALVADOR GOMEZ
Supervisor: ING. ALFREDO TRUJERA

FIGURA-11.1

FIGURA 8.1- REGISTRÓ DE CAMPO SPT-2

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: INSUREGENTES SUR #643		HOJA 2				
UBICACIÓN: COL. NAPOLES						
SONDEO: SPT-2	PREFORADORA: M OYNO 316	LONG YEAR 34	BOMBA: M OYNO 316			
N.A.F.: 3.30m	FECHA DE INICIO: 24-ago-15	FECHA DE TERMINACIÓN: 25-ago-15				
Número Muestra	Profundidad		RQD (%)	Muestreo		Descripción
	DE	A		(%)	Avance	
28	18.60	18.85	0.13	TP	Arena gris con gravas	
-	18.85	19.20	-	BT	Avance con broca triconica	
29	19.20	19.25	0.05	TP	Gravas con arena gris	
-	19.25	19.80	-	BT	Avance con broca triconica.	
-	19.80	19.85	S/R	TP	Sin recuperación de muestra	
-	19.83	20.40	-	BT	Avance con broca triconica.	
30	20.40	20.50	0.05	TP	Arena fina a media con gravillas	
-	20.50	21.00	-	BT	Avance con broca triconica.	
31	21.00	21.15	0.06	TP	Gravas empacadas en arena	
-	21.15	21.60	-	BT	Avance con broca triconica.	
32	21.60	22.20	0.34	TP	Limo poco arenoso café con ghravas aisladas.	
33	22.20	22.65	0.32	TP	Limo poco arenoso café con ghravas aisladas.	
-	22.65	22.80	-	BT	Avance con broca triconica.	
34	22.80	23.15	0.3	TP	Limo café con gravas y gravillas aisladas.	
-	23.15	23.40	-	BT	Avance con broca triconica.	
35	23.40	24.00	0.35	TP	Limo arenoso café con gravillas	
36	24.00	24.60	0.35	TP	Limo arenoso café con gravas aisladas.	
37	24.60	24.95	0.3	TP	Limo poco arenoso café con gravas.	
-	24.95	25.20	-	BT	Avance con broca triconica.	
38	25.20	25.50	0.24	TP	Arena limosa café con gravas	
-	25.50	25.80	-	BT	Avance con broca triconica.	
39	25.80	26.15	0.22	TP	Arena limosa gris con gravillas	
-	26.15	26.40	-	BT	Avance con broca triconica.	
40	26.40	26.75	0.3	TP	Limo arenoso gris	
-	26.75	27.00	-	BT	Avance con broca triconica.	
41	27.00	27.15	0.1	TP	Limo arenoso café con gravas	
-	27.15	27.60	-	BT	Avance con broca triconica.	
42	27.60	27.85	0.21	TP	Limo café con lente de arena media con gravillas.	
-	27.85	28.20	-	BT	Avance con broca triconica.	
43	28.20	28.50	0.2	TP	Limo café	
-	28.50	28.80	-	BT	Avance con broca triconica.	
44	28.80	28.95	0.11	TP	Limo café con arena y gravas	
-	28.95	29.40	-	BT	Avance con broca triconica.	

Operador: SALVADOR GOMEZ
Supervisor: ING. ALFREDO TRUEBA

FIGURA.-11.2

FIGURA 8.2.- REGISTRÓ DE CAMPO SPT-2

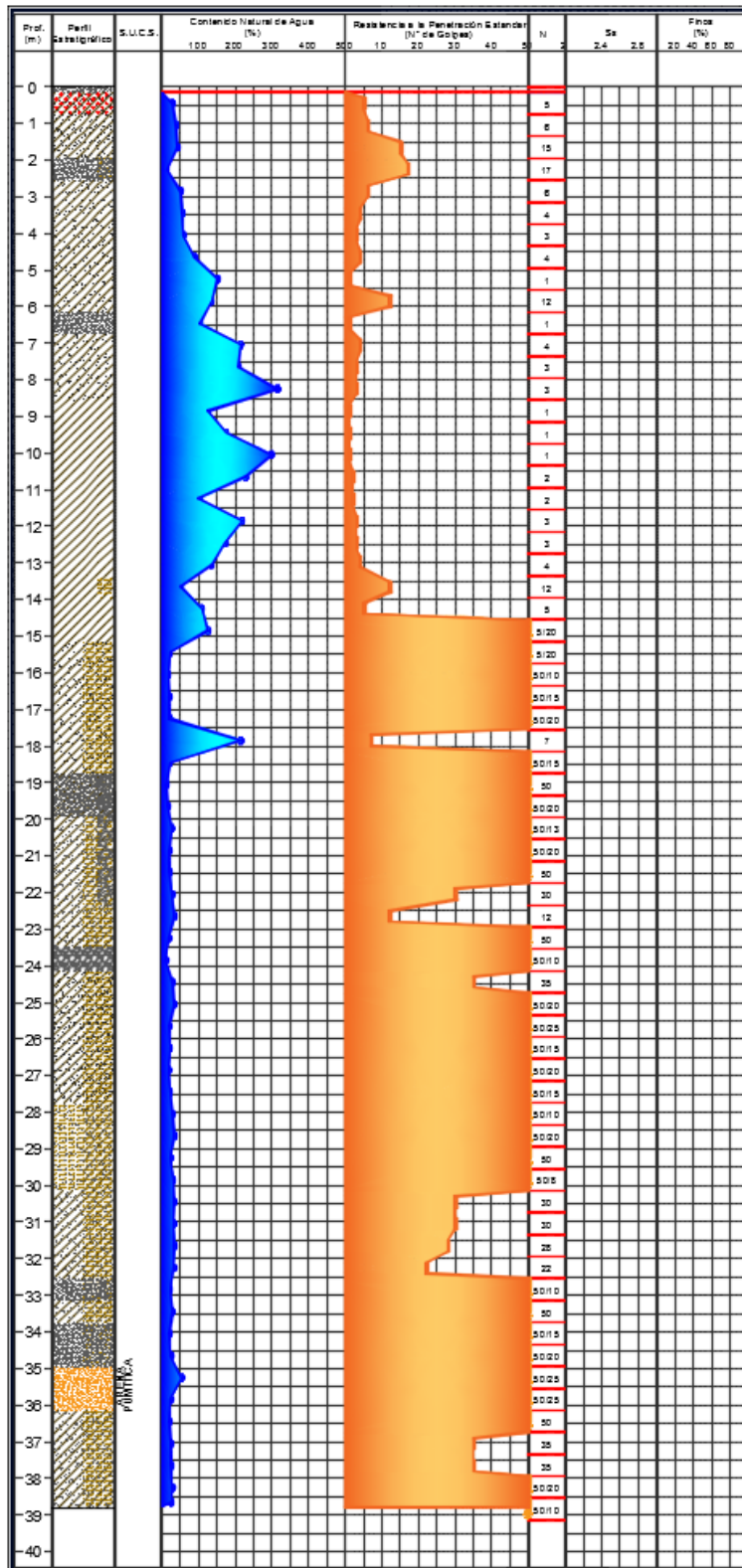


FIGURA 9. PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO ESTANDAR SPT – 1

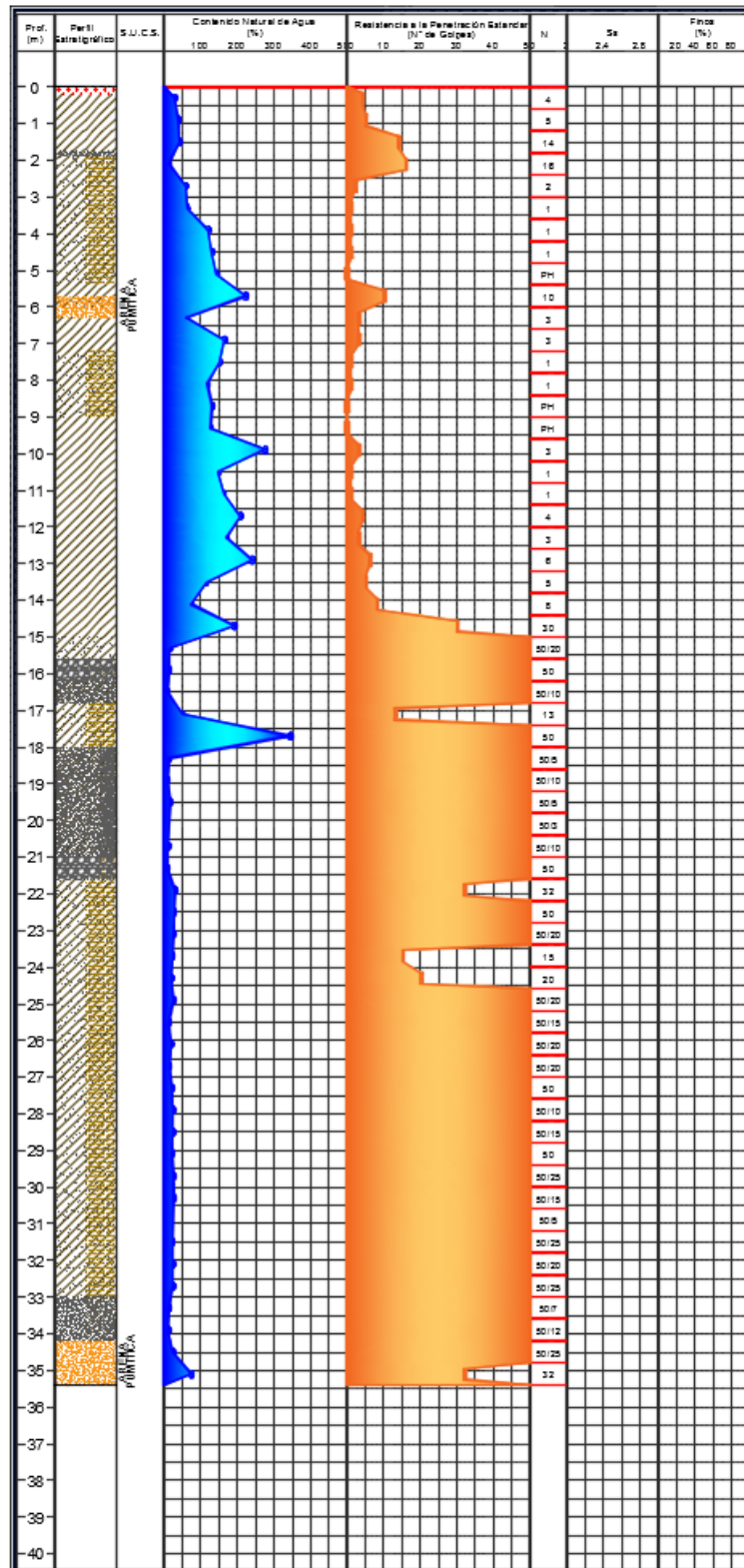


FIGURA 10. PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO ESTANDAR SPT – 2

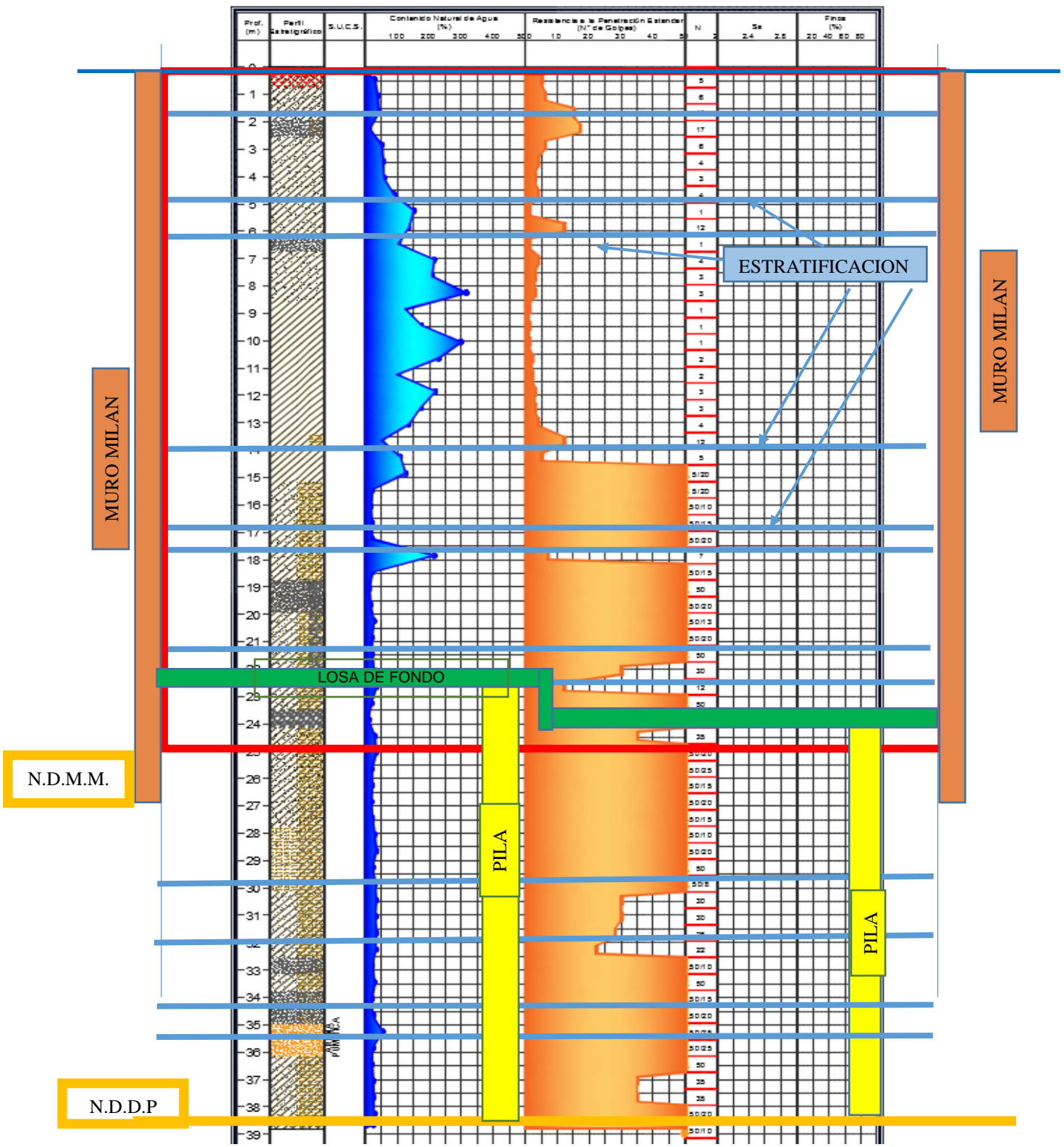


FIGURA 11. PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO ESTANDAR SPT - 1

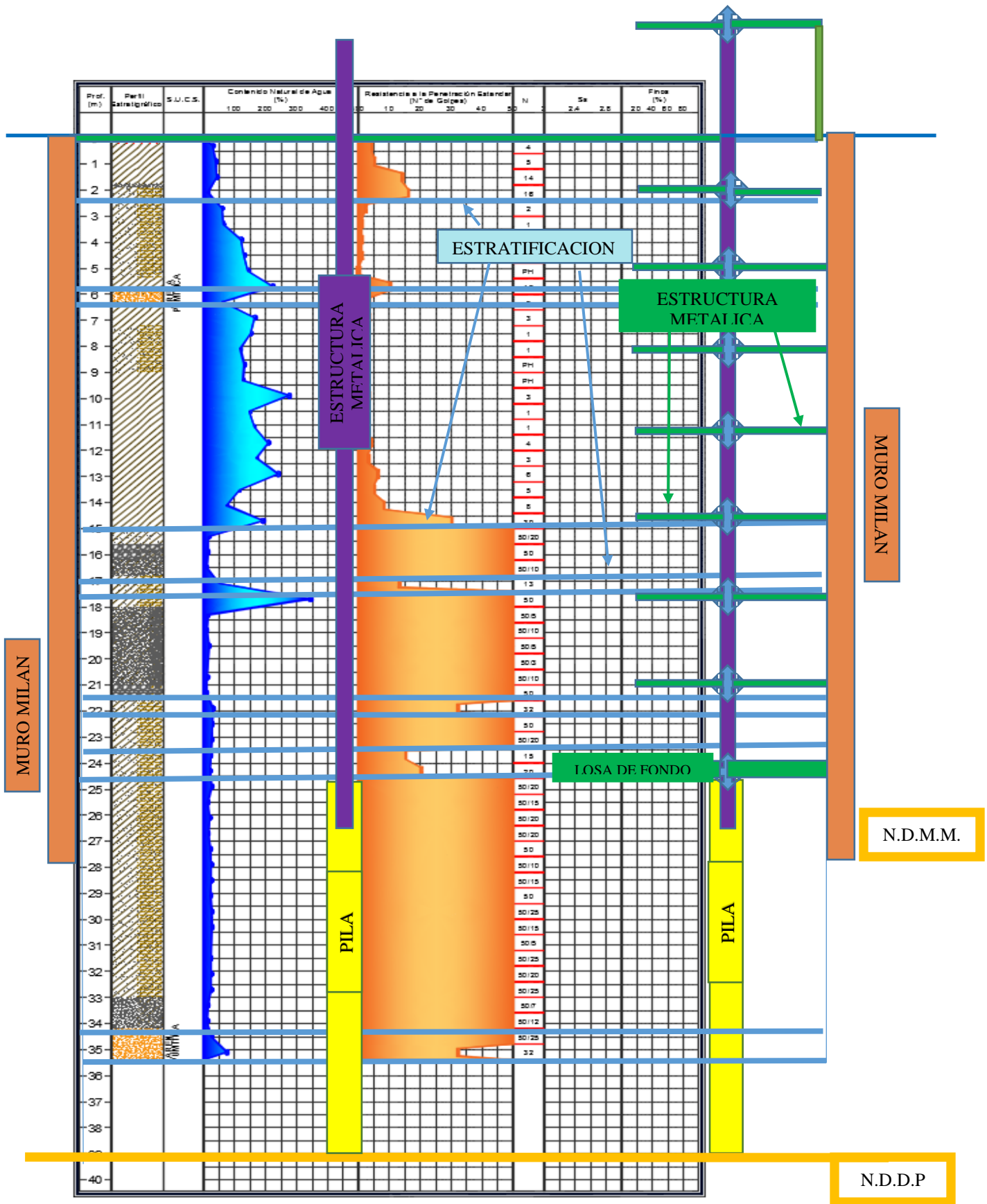


FIGURA 12. PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO ESTANDAR SPT – 2

2.3.- Pozos a cielo abierto

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

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y una 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 no se detectó a la profundidad explorada en el pozo.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 13 y 14.

De acuerdo a la exploración con los pozos a cielo abierto realizado se efectuó una zonificación con los espesores de rellenos encontrados en cada uno de ellos, como se indica en la figura 15, y que serán de utilidad para el movimiento de tierras.

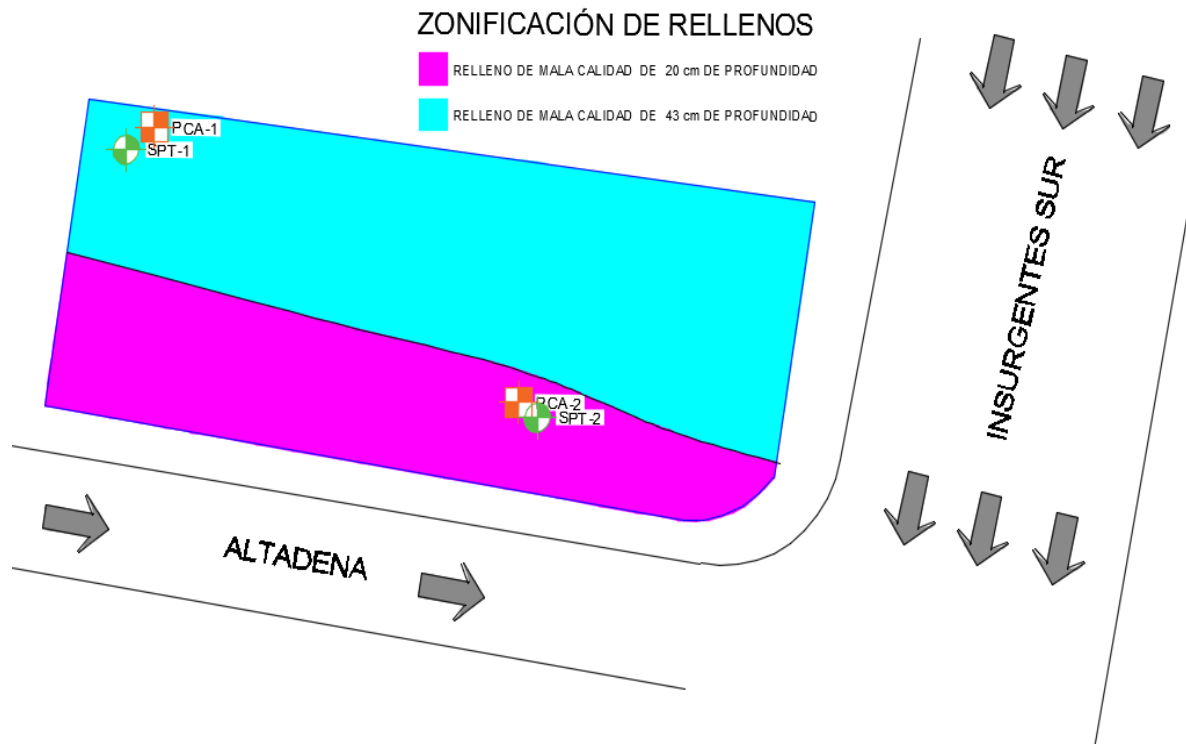


FIGURA 15. ZONIFICACIÓN DE RELLENOS

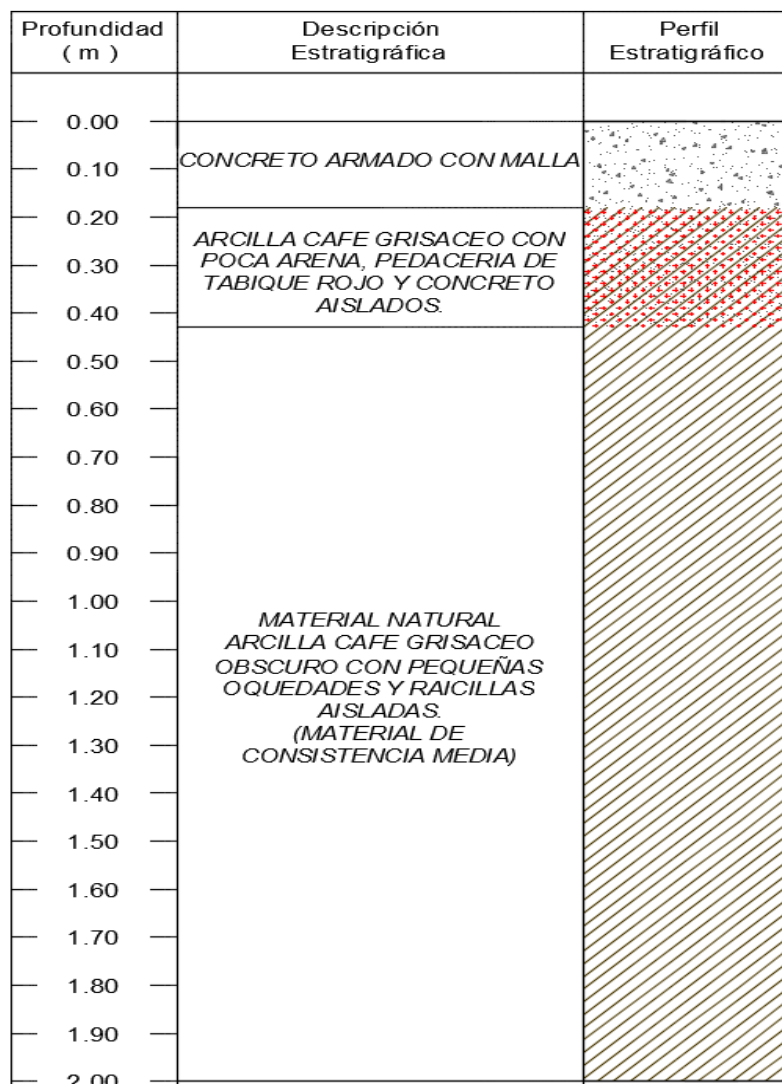


FIGURA 13. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-1

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00	CONCRETO ARMADO CON ALAMBRO	
0.10	PISO DE TABIQUE ROJO CON CEMENTO	
0.20	MATERIAL NATURAL ARCILLA GRIS POCO OSCURO CON RAICES (MATERIAL DE CONSISTENCIA DURA)	
0.30		
0.40		
0.50		
0.60		
0.70		
0.80		
0.90		
1.00		
1.10		
1.20	ARCILLA GRIS CON PEQUEÑAS OQUEDADES Y RAICILLAS AISLADAS (MATERIAL DE CONSISTENCIA MEDIA)	
1.30		
1.40		
1.50		
1.60		
1.70		
1.80	ARCILLA ARENOSA GRIS OSCURO CON GRAVILLAS Y GRAVAS AISLADAS	
1.90	ARCILLA CON Poca ARENA FINA GRIS OSCURO CON PEQUEÑAS OQUEDADES	
2.00		
2.20		



FIGURA 14. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-2

PRUEBAS DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL

EQUIPO DE LABORATORIO



2.4.- 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:

2.4.1.- 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.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

2.4.2.- Muestras inalteradas

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

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 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



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 Anexos).

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 de la sección de anexos.

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 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 de los Anexos.

En las figuras 7 y 8 se presentan los registros de campo de los sondeos realizados, y en las figuras 9 y 10 se muestran los perfiles estratigráficos de los sondeos estándar realizados en el interior del predio.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 13 y 14.

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

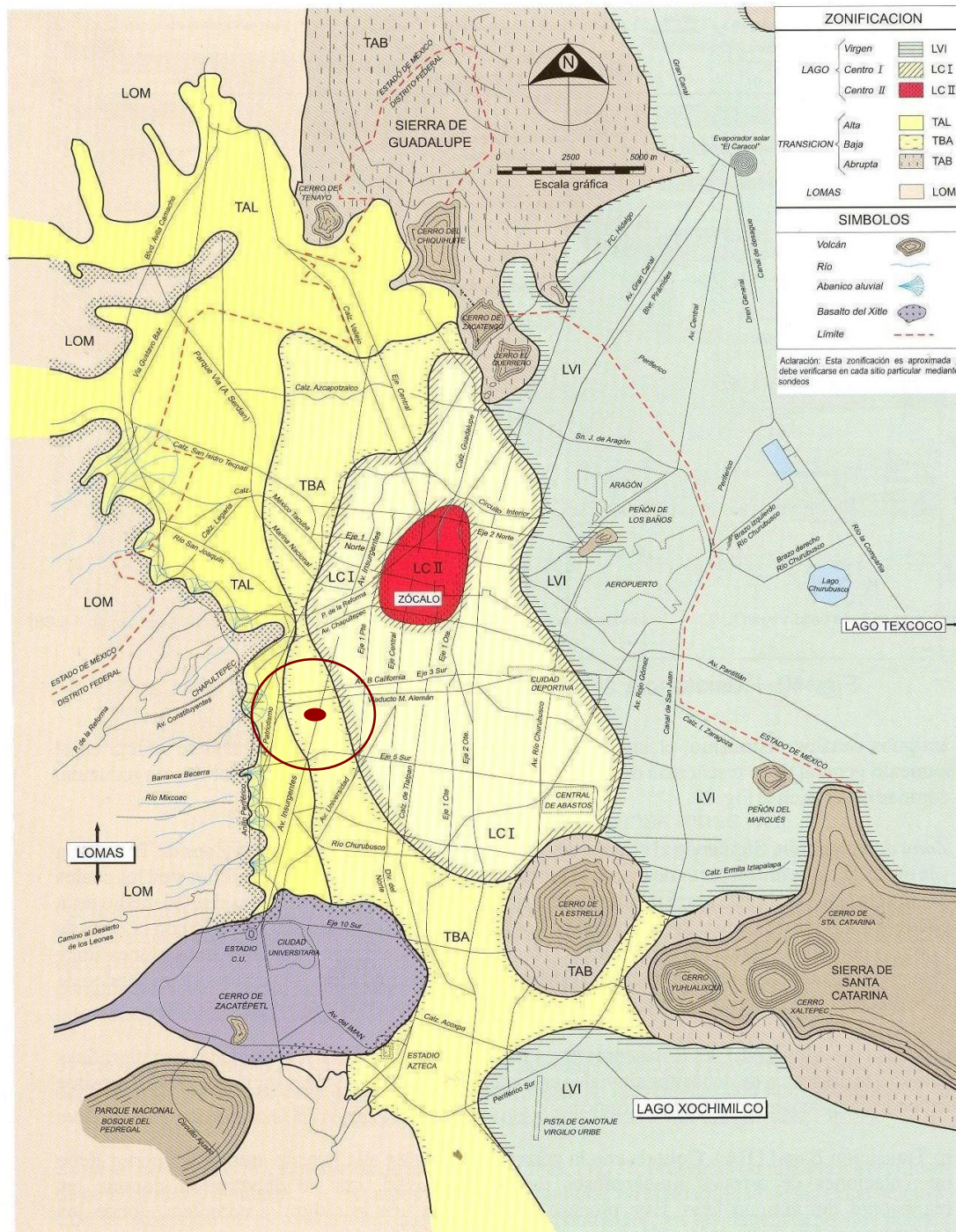


FIGURA 16.- ZONIFICACIÓN GEOTECNICA

3.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la ciudad de México el predio en estudio se localiza en la denominada Zona de Transición baja (ver figura 16), que se caracteriza por depósitos de arena y limo de compacidad media a alta.

3.1.- Descripción estratigráfica

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir, **se efectuaron dos sondeos profundos, de tipo estándar uno a 38m y otro a 35m de profundidad**, empleando el muestreador de tubo de penetración estándar que obtendrá muestras representativas alteradas y se midió el número de golpes necesarios que oponen los materiales a ser atravesados que permitirá determinar el índice de resistencia de estos.

Con base en la información de los sondeos profundos realizados y del conocimiento que se tiene de la zona se define el siguiente perfil estratigráfico:

PROFUNDIDAD (m)	SONDEO ESTANDAR No. 1 DESCRIPCIÓN
0.15 – 0.75	Arcilla café oscuro con poca arena fina y fragmentos de tabique rojo (relleno), contenido de agua de 28%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 5 golpes, consistencia media.
0.75 – 1.95	Arcilla café grisáceo oscuro con escasa arena fina, contenido de agua medio del 40%, con un límite líquido 80%, límite plástico del 42%, índice de plasticidad del 38% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo OH-MH, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 6 a 15 golpes, consistencia variable entre media a firme.
1.95– 2.55	Arena fina media y gruesa gris oscuro con poco finos de limo no cohesivo, contenido de agua de 13%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 17 golpes, compacidad media.



PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
2.55– 6.15	Arcilla, gris oscuro negruzco con escasa arena fina, contenido de agua variable de 56 a 135%, porcentaje de finos del 98.55%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 13 a 15 golpes, consistencia firme.
6.15– 6.75	Arena fina media y gruesa gris oscuro, contenido de agua de 104%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 1golpes, compacidad muy suelta.
6.75– 8.55	Arcilla orgánica gris oscuro negruzco con escasa arena fina, contenido de agua variable de 208 a 316%, con un límite líquido 203%, límite plástico del 60%, índice de plasticidad del 143% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo CH, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 4 golpes, consistencia blanda.
8.55– 13.35	Arcilla gris verdoso oscuro, contenido de agua variable de 100 a 229%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 1 a 4 golpes, consistencia variable entre muy blanda y blanda.
13.35– 13.95	Arcilla gris verdosa oscura con veta de limo gris claro, contenido de agua del 51%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) 12 golpes, consistencia firme.
13.95– 14.90	Arcilla, gris verdoso oscuro, contenido de agua variable de 109 a 126%, con un límite líquido 145%, límite plástico del 43%, índice de plasticidad del 102% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo CH resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 2 a 5 golpes, consistencia blanda.
14.90– 18.75	Arcilla poco limosa gris verdoso claro con escasa arena fina, contenido de agua variable de 18 al 214%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 7 a más de 50 golpes, consistencia variable entre firme a dura.



PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
18.75– 19.70	Arcilla arenosa gris verdoso claro con algunas gravillas, contenido de agua medio del 14%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, consistencia dura.
19.70– 20.90	Arcilla, poco limosa gris claro con poca arena fina, contenido de agua variable de 17 a 157%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, consistencia dura.
20.90– 22.35	Arcilla, poco limosa gris claro con poca arena fina, contenido de agua variable de 21 a 28%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 30 a 50 golpes, consistencia variable entre firme y dura.
22.35– 23.40	Arcilla poco limosa café con poca arena fina, contenido de agua variable de 18 a 34%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 12 a 50 golpes, consistencia media a dura.
23.40– 23.75	Gravas hasta 1" gris claro, contenido de agua de 10%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, consistencia dura.
23.75– 25.35	Arcilla poco limosa, café con poca arena fina, contenido de agua variable 19 a 33%, con un límite líquido 34%, límite plástico del 18%, índice de plasticidad del 16% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo CL resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 35 a 50 golpes, consistencia dura.
25.35– 27.45	Arcilla poco limosa, café con poca arena fina, con algunas gravillas, contenido de agua de 18 a 21%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, consistencia dura.
27.45– 30.15	Limo poco arcilloso café con poca arena con algunas gravillas, contenido de agua variable de 23 a 34%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 50 golpes, consistencia dura.



PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
30.15– 32.55	Arcilla poco limosa café con poca arena fina, contenido de agua medio de 32% resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 22 a 30 golpes, consistencia de firme a muy firme.
32.55– 33.15	Arena fina media y gruesa poco limosa café con gravillas, contenido de agua de 22%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 50 golpes, compacidad muy compacta.
33.15– 33.75	Arcilla poco limosa café con poca arena fina, contenido de 28% resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 50 golpes, consistencia dura.
33.75– 34.95	Arena fina media y gruesa poco limosa gris oscuro, contenido de agua medio del 22%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, compacidad muy compacta.
34.95– 36.15	Arena fina media y gruesa pumítica gris claro, contenido de agua variable de 23 a 53%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, compacidad muy compacta.
36.15– 38.80	Arcilla poco limosa, café con poca arena fina, contenido de agua variable 19 a 28%, con un límite líquido 29%, límite plástico del 16%, índice de plasticidad del 13% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo CL resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 35 a 50 golpes, consistencia dura.

PROFUNDIDAD (m)	SONDEO ESTANDAR No. 2 DESCRIPCIÓN
0.00 – 2.40	Excavación de pozo a cielo abierto



**PROFUNDIDAD
(m)**

DESCRIPCIÓN

2.40 – 5.40	Arcilla poco limosa gris obscuro negruzco con escasa arena fina, contenido de agua variable entre 59 a 142%, con un límite líquido 69%, límite plástico del 38%, índice de plasticidad del 31% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo OH-MH, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de PH a 2 golpes, consistencia muy blanda.
5.40– 6.00	Arcilla orgánica gris obscuro negruzco con arena pumítica gris claro, contenido de agua de 223% resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 10 golpes, consistencia firme.
6.00– 6.60	Arena fina y media pumítica gris claro con arcilla orgánica, contenido de agua de 61%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 10 golpes, compacidad suelta.
6.60– 7.20	Arcilla gris verdoso obscuro con raíces, contenido de agua del 164%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) 3 golpes, consistencia blanda.
7.20– 9.00	Arcilla poco limosa gris obscuro negruzco con escasa arena fina, contenido de agua variable 118 a 151%, con un límite líquido 175%, límite plástico del 53%, índice de plasticidad del 122% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo CH, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de PH a 1 golpe, consistencia muy blanda.
9.00– 10.80	Arcilla gris verdoso obscuro, contenido de agua variable de 126 a 276%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de PH a 3 golpes, consistencia variable entre muy blanda a blanda.
10.80– 12.60	Arcilla café rojizo, contenido de agua variable de 163 a 208%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 1 a 4 golpes, consistencia variable entre muy blanda y blanda.



PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
12.60– 15.60	Arcilla, gris verdoso oscuro, contenido de agua variable de 73 a 242%, con un límite líquido 342%, límite plástico del 91%, índice de plasticidad del 251% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo CH resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 2 a más de 50 golpes, consistencia muy blanda a dura.
15.60– 16.20	Gravas hasta 1" sucia de arcilla gris verdoso, contenido de agua de 14%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, consistencia dura.
16.20– 16.80	Arcilla arenosa gris verdoso claro con algunas gravillas, contenido de agua medio del 8%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, consistencia dura.
16.80– 18.00	Arcilla poco limosa café grisáceo claro con escasa arena fina, contenido de agua variable de 50 al 345%, con un límite líquido 281%, límite plástico del 107%, índice de plasticidad del 173% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo OH-MH, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 13 a más de 50 golpes, consistencia variable entre firme a dura.
18.00– 21.00	Arena arcillosa gris oscuro con gravillas, contenido de agua variable de 9 a 16%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, consistencia dura.
21.00– 21.60	Gravas hasta 1" con pocos finos de un limo no cohesivo, contenido de agua de 8%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, consistencia dura.
21.60– 24.60	Arcilla poco limosa café con escasa arena fina, contenido de agua variable de 19 a 24%, con un límite líquido 29%, límite plástico del 16%, índice de plasticidad del 13% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo CL resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 15 a 50 golpes, consistencia firme a dura.



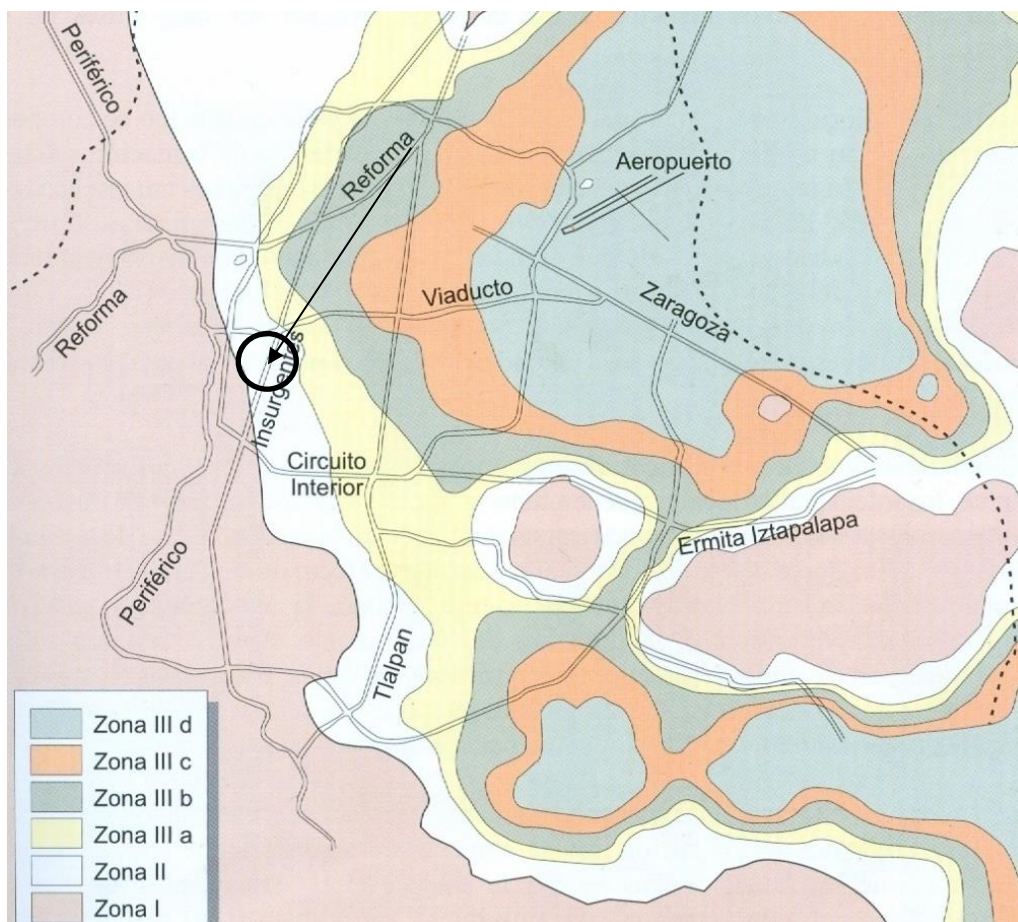
PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
24.60– 33.00	Arcilla poco limosa, café con poca arena fina, contenido de agua variable 12 a 26%, con un límite líquido 38%, límite plástico del 19%, índice de plasticidad del 19% de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo CL resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, consistencia dura.
33.00– 33.60	Arena poco arcillosa café, contenido de agua del 13%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, de compactación muy compacta.
33.60– 34.20	Arena fina media y gruesa poco arcillosa café grisáceo, contenido de agua de 11%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 50 golpes, compactación muy compacta.
34.20– 35.40	Arena fina media y gruesa pumítica, contenido de agua variable de 24 a 75%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 38 a más de 50 golpes, compactación de compacta a muy compacta.

En las figuras 9 a la 14 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los siguientes ensayos de laboratorio.

El nivel freático se encontró a 3.30m de profundidad, con respecto al nivel de banqueta, en la fecha en la que se realizó la exploración, en esta zona se tiene un manto colgado entre 3.3 y 14 m de profundidad.

3.2.- Zonificación Sísmica

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona II denominada de transición baja, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32, como se observa en la figura 17.



Coeficientes Sísmicos según las NTC D.F. 2001

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

FIGURA 17. ZONIFICACIÓN SISMICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO



ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

4.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

Considerando las características arquitectónicas del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que el edificio proyectado transmitirán una carga de 1.0 ton/m^2 por nivel y 1.5 ton/m^2 para el peso por sótano; así como las propiedades estratigráficas de los materiales del subsuelo, particularmente la existencia en sus primeros 14 m de profundidad, de materiales arcillosos poco arenosos, café oscuro, de consistencia media a firme, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 12 golpes, subyacida por materiales resistentes, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será la siguiente:

Tomando en cuenta que se requiere de una excavación a 24.6 metros de profundidad para alojar a los siete sótanos, donde el nivel de piso terminado del último sótano es 24 m, y se consideró preliminarmente una losa de fondo de 55cm de peralte y 5 cm de plantilla, será necesario construir un muro Milán de 80 cm de espesor hasta 28 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta.

La cimentación bajo el sembrado del edificio podrá resolverse mediante pilas de fuste recto, coladas bajo lodo bentonítico, y desplantadas a 39 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, apoyadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes (ver figura 18), y en el perímetro donde se tienen muros de carga se requerirá de muros pila, desplantadas a 39 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, por lo que las pilas tendrán una longitud total efectiva de 15m.

Dada de la magnitud de las cargas estimadas del edificio constituido por siete sótanos, planta baja y diez niveles superiores, del orden de 21.5 ton/m^2 , aunado a la excentricidad que tiene la estructura y las fuerzas de tensión a las que estará sujeta la estructura por sismo, la alternativa de cimentación será empleando pilas de fuste recto, desplantadas a 39m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, para reducir el efecto de la excentricidad, la sobrecompensación que genera fuerzas de tensión, y finalmente por proceso constructivo, como se indica en la figura 18.

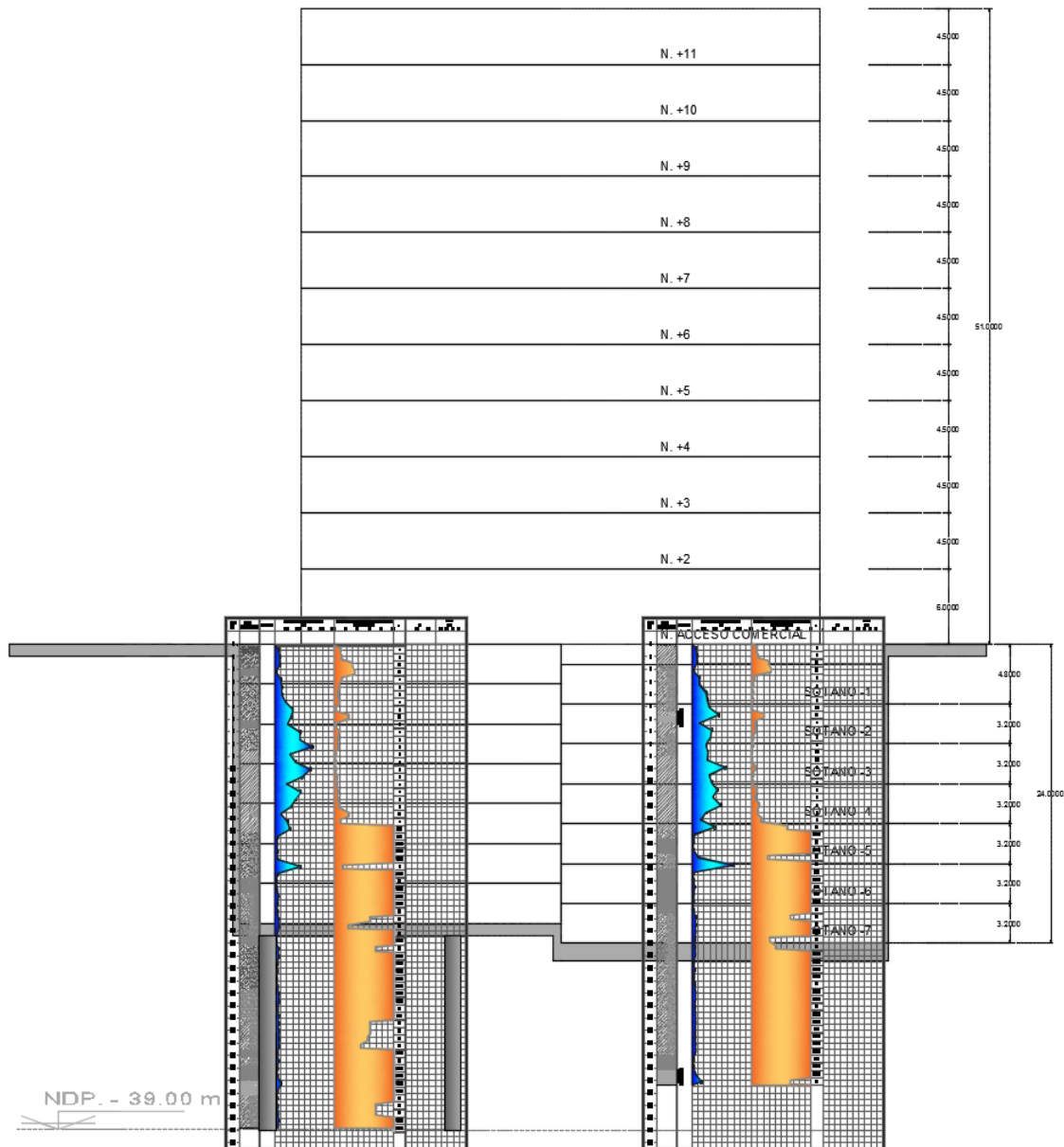


FIGURA 18.-CORTE DESPLANTE PILAS

Considerando que se requiere una excavación de 24.6 metros de profundidad, donde el nivel de piso terminado del último sótano es 24 m, y por lo que se consideró preliminarmente una losa de fondo de 55 cm de peralte y 5 cm de plantilla para alojar a los sótanos, por lo que las pilas tendrán una longitud total efectiva de 15m.

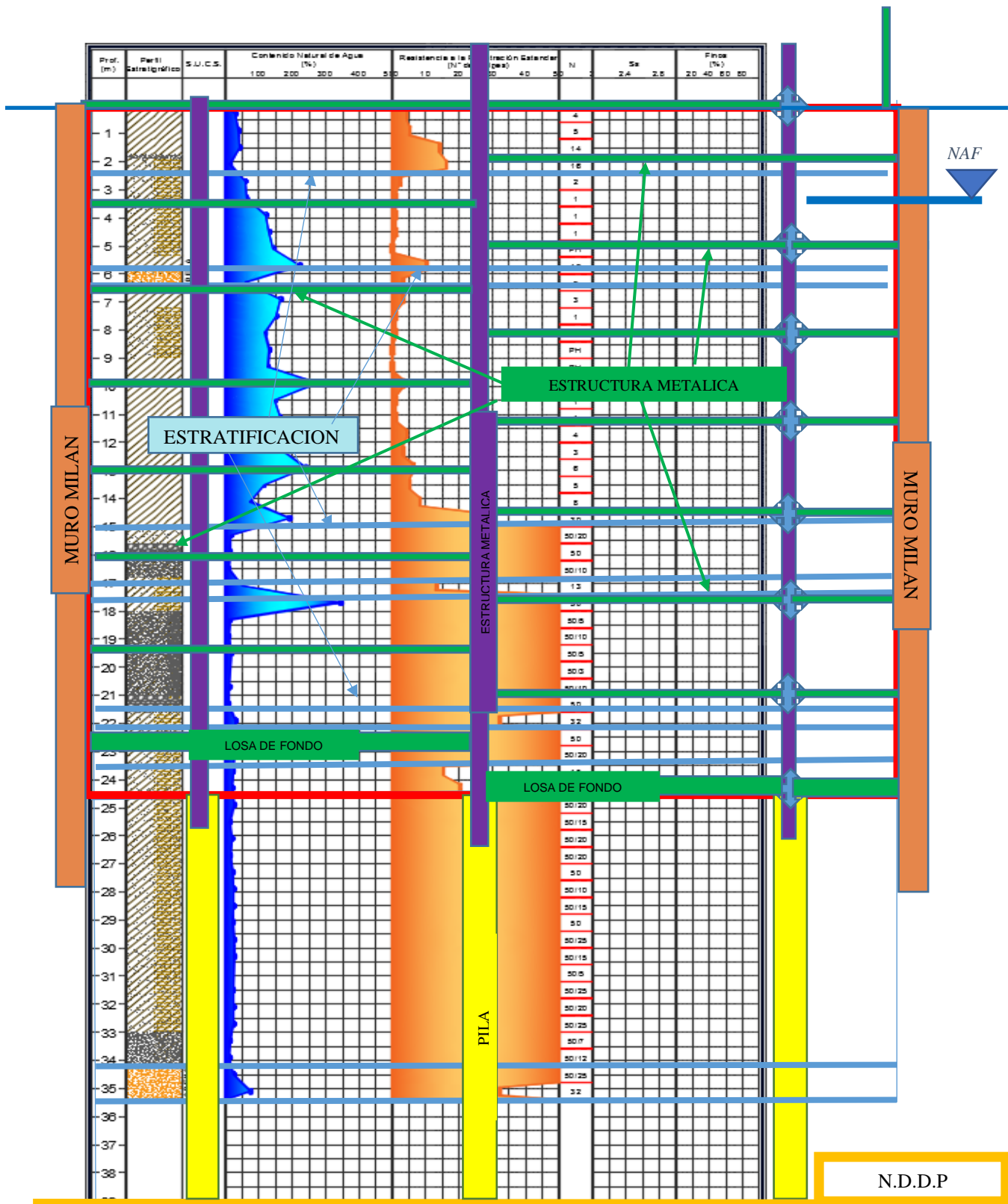


FIGURA 19.- CORTE DE PROYECTO CON PILAS Y PROCESO CONSTRUCTIVO

4.1.- Pilas de sección constante

Dado que las condiciones de operación de la estructura requieren que los asentamientos o deformaciones de los materiales de apoyo de la cimentación resulten mínimos 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 para la alternativa de la cimentación en base a pilas de fuste recto, apoyadas a 39 m de profundidad y de 15 metros de longitud efectiva, de tal manera que se empotren en los materiales resistentes, considerando cargas estimadas.

4.1.1.- Capacidad de carga

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:

Dado que las pilas quedarán prácticamente fijas en la relación a los depósitos arcillosos que se encuentran sobre su nivel de desplante, al generarse en estos asentamientos provocados por sobrecargas superficiales o por desecación de los depósitos superficiales, las pilas se sobrecargarán al desarrollarse fricción negativa sobre su fuste.

Los efectos de este proceso son: una disminución de la presión efectiva al nivel de la base de la pila y una reducción en la capacidad de carga útil.

La fricción negativa (FN) se calculó aplicando la siguiente fórmula:

$$FN = (w k_o) / (1 + (w k_o d / 3a)) \int P_{oz} dz$$

donde:

- FN : magnitud de la fricción negativa, en ton.
- w : perímetro del fuste de la pila, en m.
- Ko : coeficiente de adherencia entre los materiales de arcillosos y la pila; para este caso igual a 0.2.
- d : longitud de la pila, en la que ocurre la fricción negativa, en ton.
- a : área tributaria de las pilas.
- Poz: esfuerzo vertical a la profundidad z, en m.

La disminución de la presión efectiva en la capacidad de carga útil de las pilas (Qa) 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 friccionante y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:¹

$$Q_a = \{ (P'v - \Delta Pd) Nq^* F_R + Pv \} A_p - FN$$

donde:

- Q_a: capacidad de carga admisible por punta de las pilas.
P'v: presión vertical efectiva al nivel de desplante de la pila, en ton.
F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.
Pv: presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m².
A_p: área transversal de la base de las pilas, en m².
Nq*^{*}: 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:

$$Nq^* = Nq_{min} + (Nq_{max} - Nq_{min}) L_e / L_{opt}$$

siendo:

Nq_{min}: 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.

Nq_{max}: 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.

$$F_{re} = \{ (B + 0.5) / 2B \}^2$$

siendo:

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

Fre: factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

En los cálculos realizados se consideró un ángulo de fricción interna de 34° para los materiales de apoyo de las, obteniéndose las capacidades de carga que se muestran en la figura 20, en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 15m mínimo dentro de los materiales resistentes de apoyo.

B	Q _{fu}	Q _{pu}	Q _u	Q _{adm. Est.}	Q _{adm. Din.}
0.60	1621.55	1290.16	2911.70	970.57	1164.68
0.80	2162.06	2293.61	4455.68	1485.23	1782.27
1.00	2702.58	3583.77	6286.35	2095.45	2514.54
1.20	3243.09	5160.63	8403.73	2801.24	3361.49
1.40	3783.61	7024.19	10807.80	3602.60	4323.12
1.60	4324.13	9174.46	13498.58	4499.53	5399.43
1.80	4864.64	11611.42	16476.06	5492.02	6590.42

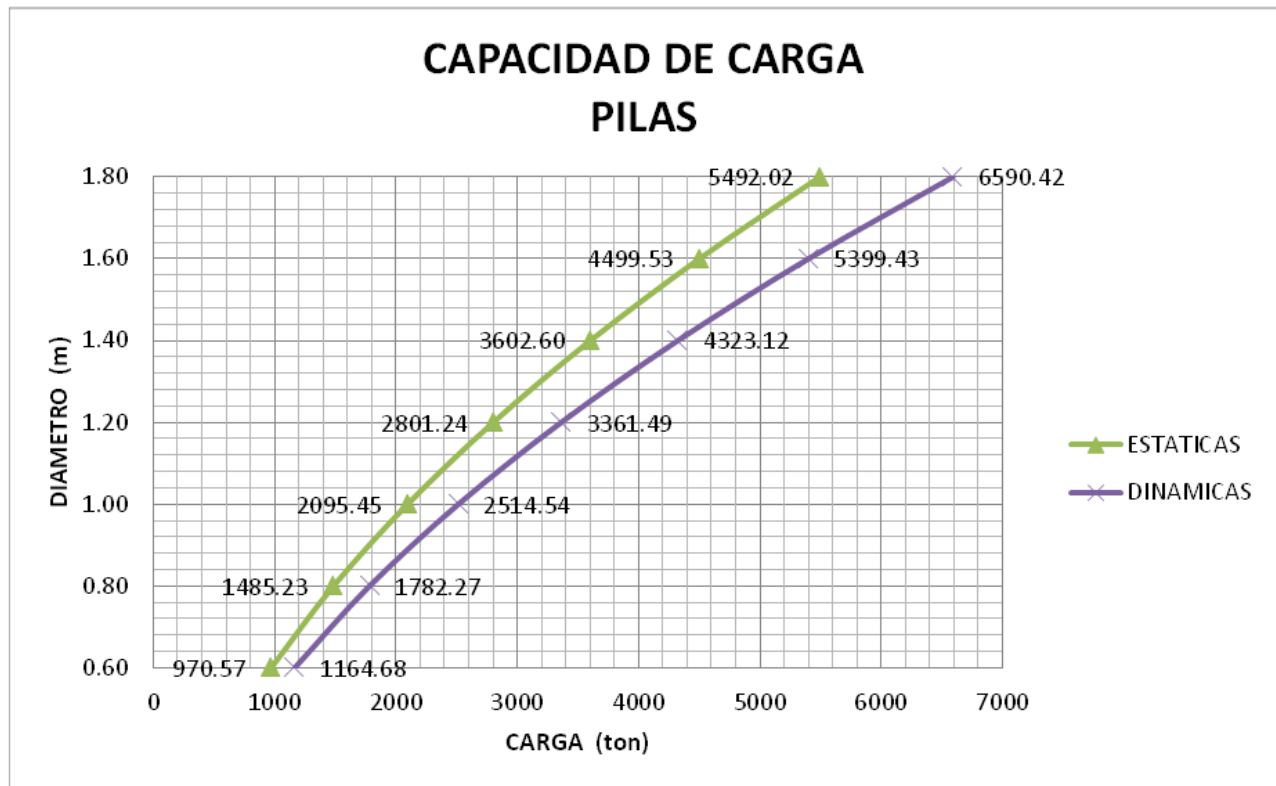


FIGURA 20.- CAPACIDAD DE CARGA PARA PILAS DE 15m DE LONGITUD

4.1.2.- 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 0.32 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene las características de la zona que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal denomina Zona II de Transición.

4.1.3.- 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:

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

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/m^2 .
- A_b : área de la base de la pila, en m^2 .
- m: factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilas de sección transversal circular.
- C_s : factor de rigidez de la estructura de cimentación, adimensional e igual a 1.
- 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/m^2
- Q: carga aplicada al nivel de la base de la pila, en ton
- u: relación de Poisson
- F_N : fricción negativa, en ton.

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de $8,000 \text{ ton/m}^2$ y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 0.18, 0.39 y 0.50cm, para pilas de 0.8, 1.0 y 1.2 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.



4.1.4.- Procedimiento Constructivo de las pilas

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

- a) Localización y trazo de las pilas de cimentación.
- b) El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alabes y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, deberá ubicarse mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas y construirse sus respectivos brocales. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.
- c) La construcción de los brocales de cada una de las pilas, es con el objeto de tener la certeza se verificar el trazo de la pila y contener los materiales superficiales.
- g) Se realizará la perforación bajo lodo bentonítico, hasta el nivel de -39 m.
- h) Se inspeccionarán, por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos los materiales del subsuelo existentes a la profundidad de 39 m, quien determinará si las características de los materiales consideradas en los análisis de capacidad de carga de pilas, corresponden a los existentes en campo.
- i) Concluida la excavación con maquina, se realizará limpieza del fondo de la excavación.
- k) 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.
- l) 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.
- m) Una vez terminada la limpieza de todo material suelto, se introducirá el armado de las pilas con sus separadores correspondientes para su centrado y se colará a la brevedad, empleando un tubo de colado tipo tremie, manteniendo su punta 0.5 m abajo del nivel de concreto.
- o) Se medirá el nivel de concreto durante el colado, para prever ajustes en el volumen.

- p) El colado será continuo y con el procedimiento Tremie, deberá llevarse a una altura de 0.6 m mínimo arriba del nivel inferior de las contratrabes, con objeto de tener concreto de buena calidad en la unión de dichos elementos, y evitando la contaminación y segregación del concreto.
- q) 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 recomendada de 1m.
- r) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la ubicación de la misma.
- s) 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 0.6 m abajo del nivel superior del concreto.
- t) Se recomienda usar concreto con revenimiento de 20 cm +2cm.
- u) 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.

La colocación del concreto en la perforación ya realizada, que en común buscan evitar su segregación, por medio de tubería de conos, segmentadas, llamadas comúnmente trompas de elefante o por medio de tubos tremie, el concreto se vacía directamente de la olla revolvedora al cono, este debe fluir libremente por lo que se tiene que cumplir con el revenimiento especificado y en un intervalo de tiempo adecuado entre olla y olla

Además de los requisitos de calidad que deben cumplir, los agregados y de más materiales que intervienen en la fabricación del concreto, deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

Tamaño del agregado. Es importante para que el agregado pase libremente entre el armado de acero y logre un verdadero acomodo en todo lo largo de la perforación, por lo que se recomienda que el tamaño máximo de los agregados no sea mayor de 2/3 pares del paso libre entre vuelta y vuelta del acero transversal y del espesor del recubrimiento o lo que resulte menor de ambos.

4.1.5.- Muro Pilas de sección rectangular

Dado que las condiciones de operación de la estructura requieren que los asentamientos o deformaciones de los materiales de apoyo de la cimentación resulten mínimos 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 para la alternativa de la cimentación en base de muros pilas, apoyadas a 39 m de profundidad y de los cuales solo 14 metros de longitud aportan fricción negativa, de tal manera que se empotraran en los materiales resistentes del orden de 25 m, y de los cuales solo 15 m están empotradas bajo el nivel de máxima excavación ver figura 21.

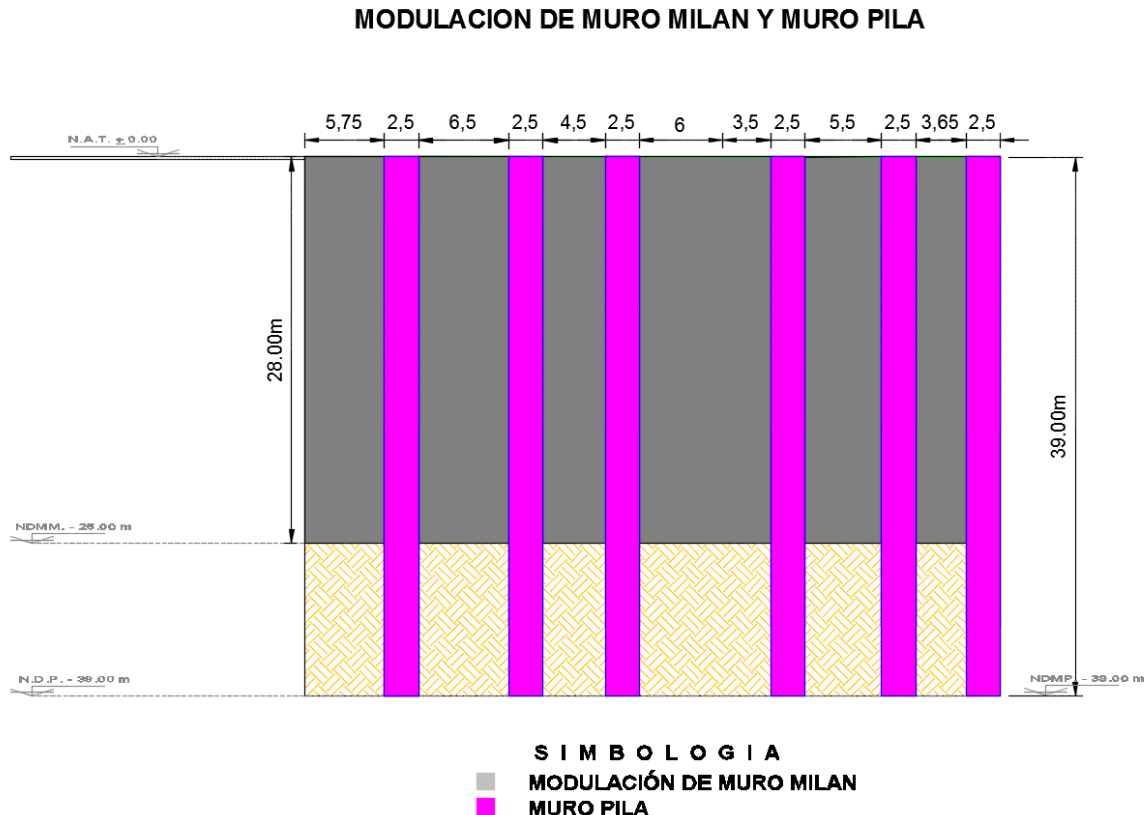


FIGURA 21.- MURO PILA CON EMPOTRAMIENTO MINIMODE 15m DE LONGITUD

4.1.5.1.- Capacidad de carga

La capacidad de la carga de los muros pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones y que se indica a continuación:

Dado que los muro pila quedarán prácticamente fijas en la relación a los depósitos arcillosos que se encuentran sobre su nivel de desplante, al generarse en estos asentamientos provocados por sobrecargas superficiales o por desecación de los depósitos superficiales, los muros pilas se sobrecargarán al desarrollarse fricción negativa sobre su parte superior.

Los efectos de este proceso son: una disminución de la presión efectiva al nivel de la base del muro pila y una reducción en la capacidad de carga útil.

La fricción negativa (FN) se calculó aplicando la siguiente fórmula:

$$FN = (w ko) / (1 + (w ko d / 3a)) \int Poz dz$$

donde:

- FN : magnitud de la fricción negativa, en ton.
- w : perímetro del muro pila, en m.
- Ko : coeficiente de adherencia entre los materiales de arcillosos y el muro pila; para este caso igual a 0.2.
- d : longitud del muro pila, en la que ocurre la fricción negativa, en ton.
- a : área tributaria de los muro pilas.
- Poz: esfuerzo vertical a la profundidad z, en m.

La disminución de la presión efectiva en la capacidad de carga útil de los muros pilas (Qa) se obtuvo de la siguiente expresión:

Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen al muro pila, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo friccionante y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:²

$$Qa = \{ (P'v - \Delta Pd) Nq^* F_R + Pv \} Ap - FN$$

donde:

- Qa: capacidad de carga admisible por punta de los muros pila.
- P'v: presión vertical efectiva al nivel de desplante del muro pila, en ton.
- F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.
- Pv: presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante del muro pila, en ton/m².
- Ap: área transversal de la base del muro pila, en m².
- Nq*²: coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que esta función del ángulo de fricción interna del material de apoyo del muro pila, ϕ , y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$Nq^* = Nq_{min} + (Nq_{max} - Nq_{min}) Le / Lopt$$

siendo:

- Nq_{min}: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que el muro pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.

Le: longitud de empotramiento del muro pila dentro de los materiales resistentes, en m.

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

N_{qmax} : coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que el muro 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: longitud del tablero del muro pila, en m.

ϕ : ángulo de fricción interna del material de apoyo del muro pila, en grados.

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

$$F_{re} = \{ (B + 0.5) / 2B \}^2$$

siendo:

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

En los cálculos realizados se consideró un ángulo de fricción interna de 34° para los materiales de apoyo de los muros pila, obteniéndose la capacidad de carga que se muestra en la siguiente tabla, en función de la longitud del muro pila, para un empotramiento de 15m mínimo dentro de los materiales resistentes de apoyo.

B (m)	Q_{fu} (ton)	Q_{pu} (ton)	Q_u (ton)	$Q_{adm. est.}$ (ton)	$Q_{adm. din.}$ (ton)
2.50	3243.09	5160.63	8403.73	2801.24	3361.49

TABLA CAPACIDAD DE CARGA PARA MUROS PILAS DE 15m DE LONGITUD

4.1.5.2.- Dimensionamiento de los muros pila

Para el dimensionamiento de los muros pila 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 0.32 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene las características de la zona que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal denomina Zona II de Transición.

4.1.5.3.- Estado límite de servicio

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

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

donde:

- S: asentamiento de la cabeza de los muros pila, en m.
- L: longitud de los muros pila, en m.
- E_c : módulo de elasticidad del concreto de los muros pila, en ton/m².
- A_b : área de la base de los muros pila, en m².
- m: factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para muros pilas de sección transversal circular.
- C_s : factor de rigidez de la estructura de cimentación, adimensional e igual a 1.
- 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 los muros pila, en ton
- u: relación de Poisson
- F_N : fricción negativa, en ton.

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 8,000ton/m² y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 0.60cm, para los muros pilas de 2.5 m de longitud, que se considera admisible.

4.1.6.- Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación

Tomando en cuenta las características estratigráficas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación 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 para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

+ La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.



+ Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.32 (Zona de Transición).

+ La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 22 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 2 ton/m².

En la figura 23 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica de los empujes con los que se diseñaran y colocaran las trabes metálicas que funcionaran como puntales.

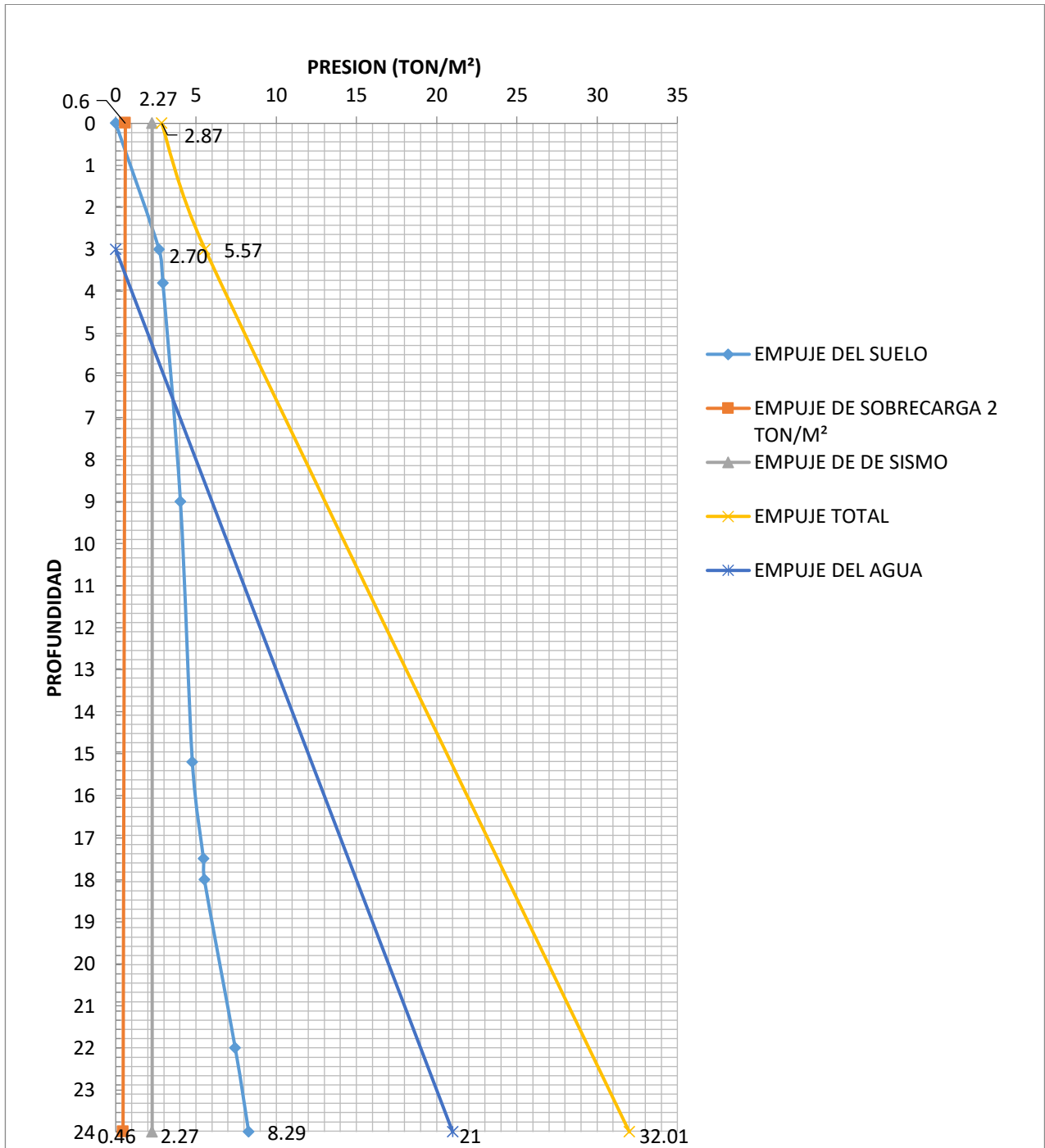


FIGURA 22.- DIAGRAMA DE EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS

EMPUJE SOBRE TROQUELES
DIAGRAMA DE PECK
SOBRECARGA DE 2.0 TON/m²
PRESION TON/m²

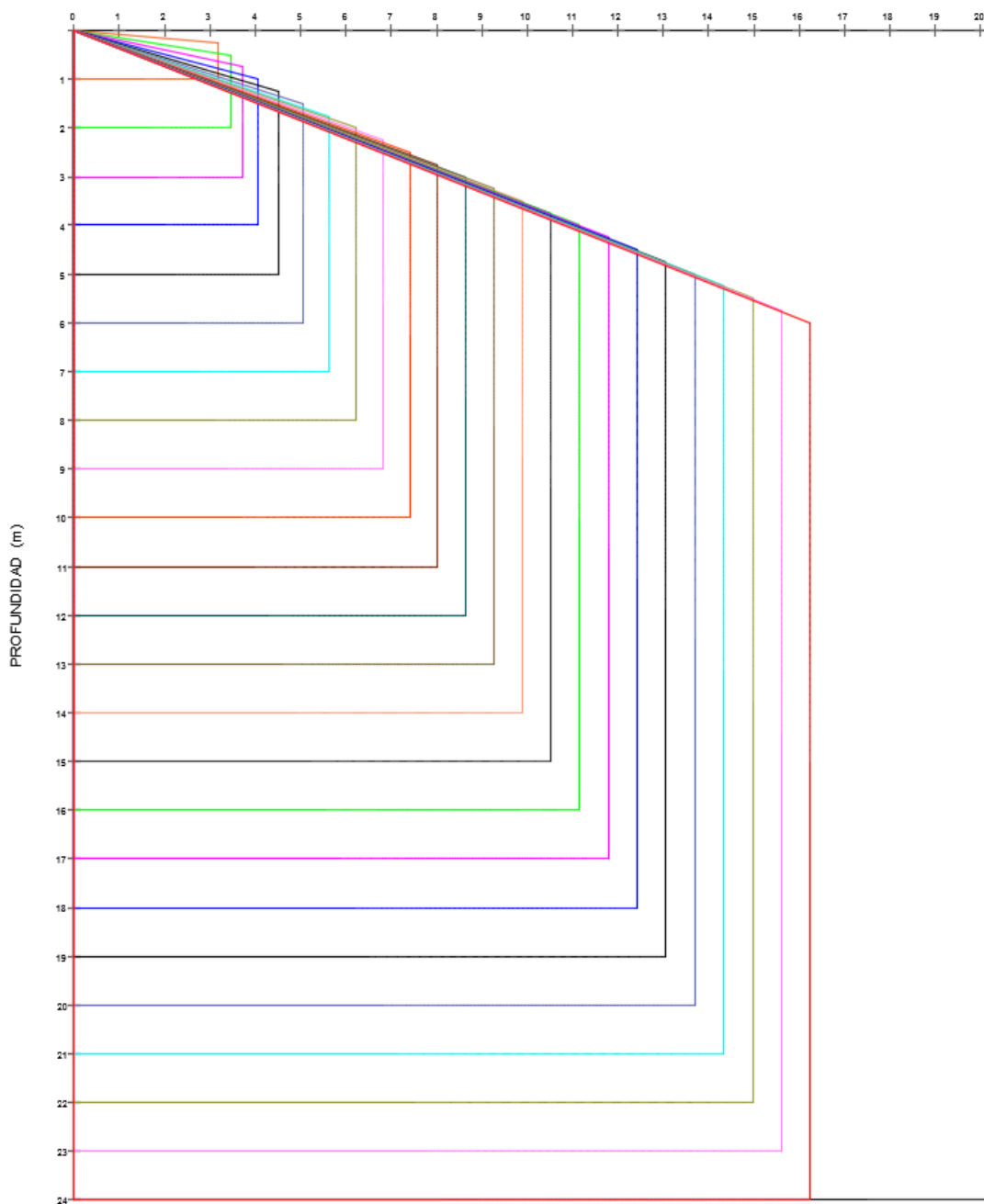


FIGURA 23.- DIAGRAMA DE EMPUJES PARA DISEÑO Y COLOCACIÓN DE LAS TRABES METÁLICAS QUE FUNCIONARÁN COMO PUNTALES



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS E INSTRUMENTACIÓN

5.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS E INSTRUMENTACIÓN

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 siete niveles de estacionamiento, y proteger la cimentación de las estructuras colindantes.

Tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta excavar a 24.6 m de la mitad del área para alojar a los siete niveles de sótanos, y a 23.8 m de profundidad para seis y medio sótanos en el resto del terreno con respecto al nivel de banqueteta, se establece esta podrá efectuarse por etapas, en forma horizontal, descendiendo conforme se vaya colando las losas de los sótanos y sobre excavando por debajo de estas.

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 contención que garantice la estabilidad de los taludes que se dejarán perimetralmente y la cimentación de las estructuras que se tienen en las colindancias, así como de la vía pública.

En esta zona y de acuerdo a las características de los materiales y del proyecto, se establece que deberá construirse un muro Milán para dejar taludes verticales.

La excavación se podrá realizar en etapas, pero de forma horizontal en toda el área cubierta por el edificio, hasta una profundidad de -24.6 m y -23.8m a partir del nivel de banqueteta.

5.1.- Protección a Colindancias Mediante Sistema Muro Milán

El Muro Milán es un elemento estructural que puede ser colado in situ o prefabricado, cuya finalidad es la de contener los empujes del terreno, y mantener la estabilidad de las construcciones aledañas, durante los trabajos de excavación de sótanos (en el caso de edificaciones).

El Muro Milán puede funcionar como elemento estructural de contención de taludes, temporal o permanente de la cimentación, cargando las zonas perimetrales de cualquier edificación; además de que sirve de tablestaca con pocas filtraciones (estas son fáciles de controlar) para trabajos de abatimiento del nivel freático.

A continuación, se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar los siete niveles de sótanos utilizando el sistema de muro Milán:

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el edificio, hasta una profundidad de -24.6 m y -23.8 a partir del nivel de banquetea.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos.

El proyecto requiere la construcción de siete niveles de sótanos para alojar los cajones de estacionamiento que formaran parte del edificio constituido por planta baja y diez niveles superiores, para lo cual se necesita efectuar una excavación mínima a -24.6 m de profundidad, como se observa en el proyecto arquitectónico indicado en la figura 21, y cuya excavación podrá ser resuelta mediante un muro Milán, el cual contará con 28 m de profundidad para una excavación de 24.6 m y 27.5 para una excavación de 23.8 m de profundidad.

5.1.1.- Procedimiento constructivo

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará los sótanos del edificio, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe troquelado de concreto armado, que se construirá en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

El muro Milán alcanzará una profundidad de 28 m para una excavación de 24.6 m para la mitad del área, mientras que para el resto del terreno estará desplantado a 27.5 metros de profundidad con una excavación a 23.8 m; al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla impermeable que impida el flujo del agua hacia la excavación.

El muro estará constituido por elementos de concreto armado colados in situ y tendrá las siguientes funciones:

Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento constructivo de la excavación.

Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.

Reducir el riesgo de falla de fondo por sub-presión.

Para la definición detallada del procedimiento de excavación se hicieron los siguientes análisis:

Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.

Falla de fondo por cortante

Falla de fondo por sub-presión

Presiones temporales sobre muro Milán y troqueles (Ver figura 23)

Presiones a largo plazo sobre muros rígidos (Ver figura 22)

Revisión de la pata en muro Milán

Abatimiento del nivel freático.

5.1.2.- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte un talud, ocurre asociada a estratos débiles donde la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en forma importante a la resistencia general. La geometría que deberán tener los taludes para ser estables considerando que se conservarán únicamente durante la construcción (corto plazo), estará gobernada por la longitud de superficie resistente necesaria en cada uno de los estratos que componen el talud para soportar los empujes actuantes debidos a la acción integrada del empuje de tierras activo, el empuje generando por la acción de una sobrecarga de 2.0 ton/m² actuando sobre la corona del talud y el empuje de agua.

En estas condiciones la longitud de superficie resistente para cada estrato, considerando un ancho unitario y un factor de seguridad de 1.5 estará determinado por la siguiente expresión:

$$L = \frac{F_s \times E_a}{s}$$

donde:

- L : longitud de superficie resistente (con un ancho unitario) para tener una condición estable en ese estrato, en m.
- Ea : empuje activo de tierras, en ton/m.
- s : resistencia al esfuerzo cortante, en ton/m².
- Fs : factor de seguridad.

El empuje activo se calculó aplicando la teoría de Rankine con un valor del coeficiente de presión de tierras de 0.3

La geometría optima que deben adoptar los taludes para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 0.8:1.0 (horizontal: vertical, por lo tanto para dejar taludes verticales se debe colocar un sistema de ataguía que permita dejarlos.

5.1.3.- Falla de fondo por cortante.

En virtud de que durante la excavación se presentarán condiciones como las mostradas en la figura 24, se revisó el factor de seguridad contra falla de fondo por corte suponiendo un mecanismo de falla como el que se muestra en la misma figura.

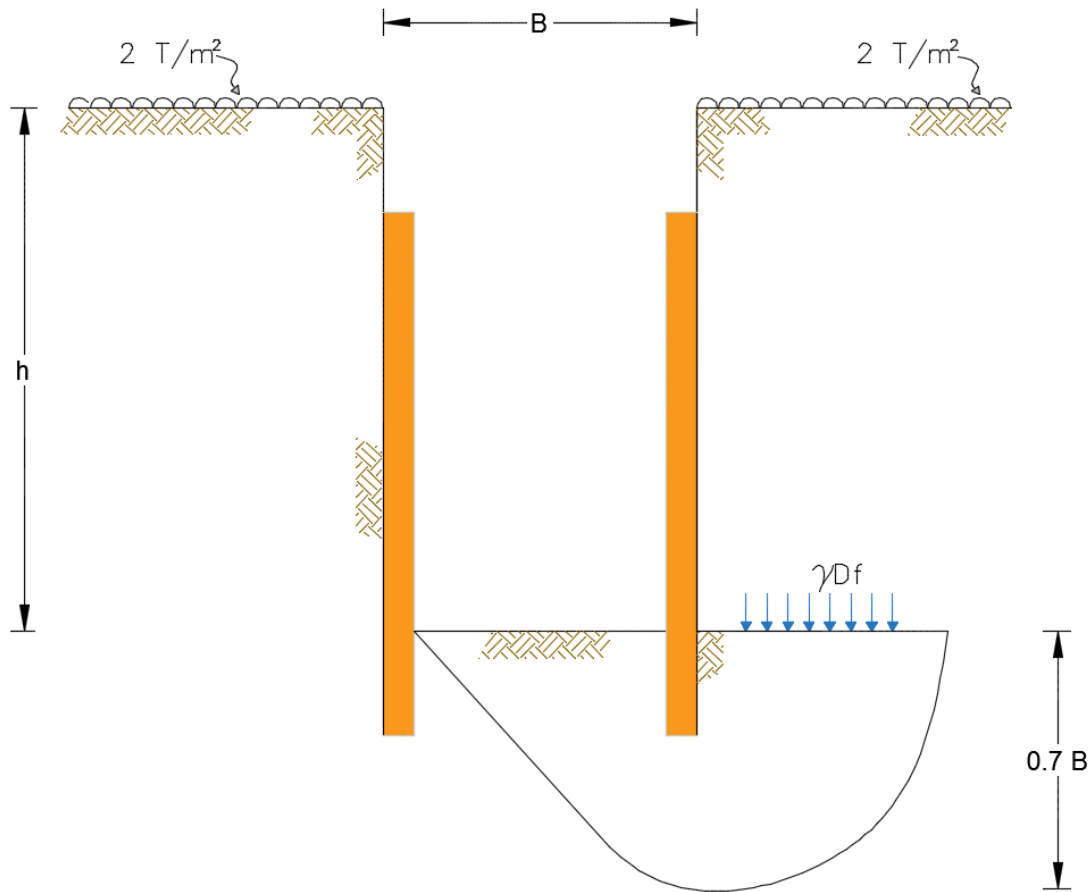


FIGURA 24. FALLA DE FONDO

En el análisis se aplicó el criterio de Bjerrum dado por la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{c N_c}{\gamma D_f + q}$$

donde:

F_s: factor de seguridad contra falla de fondo por corte.

c : cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

γ : peso volumétrico natural del suelo.

D_f : profundidad máxima de excavación.

q : sobrecarga aplicada en la superficie del terreno.

N_c: factor de capacidad de carga que es función de la relación D/B.

siendo:

B: ancho de la excavación.

Considerando una excavación a 24.8 m de profundidad, una cohesión media de 7 ton/m², un ancho medio de 70 m y una sobrecarga superficial uniformemente distribuida de 2.0 ton/m² se obtuvo un factor de seguridad de 2.98 que es admisible a corto plazo.

5.1.4.- Falla de fondo por sub presión

Considerando las condiciones piezométricas estimadas en el sitio, se revisó la estabilidad del fondo de la excavación suponiendo que la sub presión (presión de poro) actuará hacia arriba en la frontera entre estratos impermeables y permeables tratando de levantar el fondo de la excavación (ver figura 25). De acuerdo a lo anterior se analizó el espesor de los estratos que se tiene por encima de la capa permeable, verificando que:

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w$$

donde:

h : espesor de la capa impermeable, en m.

h_w : altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable, en m.

γ_w : peso volumétrico del agua, en ton/m³

γ_m : peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, en ton/m³.

Tomando en cuenta la máxima profundidad de excavación de 24.6 m, que se tendrá un muro Milán hasta 28 m de profundidad, y con esto se interceptaran estratos permeables existentes entre 19 y 20 m y otro entre 23.5 y 24 m de profundidad, únicamente intervendrá la existencia de un estrato permeable entre 33 y 35 m de profundidad se satisface la desigualdad:

$$9 \text{ m} > 4.73 \text{ m}$$

Cabe mencionar que las juntas entre los módulos de los Muros deben sellarse, con el objeto de interceptar el flujo de agua al nivel en que se encuentran las capas permeables.

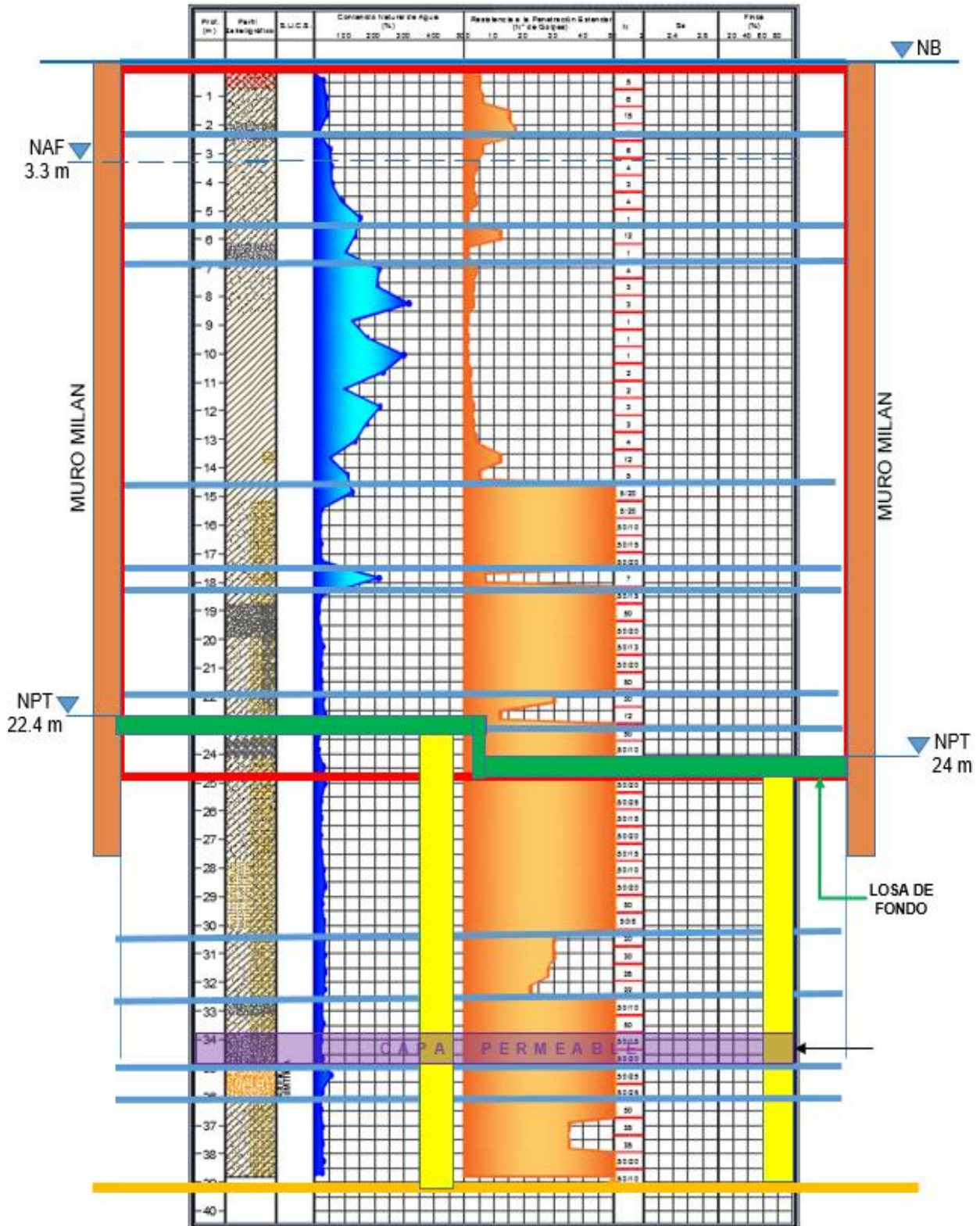


FIGURA 25.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO ESTÁNDAR SPT – 1
FALLA DE FONDO POR SUBPRESIÓN

5.1.5.- Revisión por falla de empotramiento en Muro Milán.

La falla por empotramiento del Muro Milán se produce cuando la pata del Muro se desliza al vencerse la resistencia del suelo frente a la ataguía. Considerando que al nivel del último troquel colocado a 21.4 m de profundidad, es decir que se encuentre colocado a 3.2 m de profundidad por arriba del nivel de máxima excavación en esa etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evaluó con la expresión:

$$F_s = \frac{c L r + W I + M_p}{P_{prom} (D^2/2)}$$

donde:

c = resistencia al corte no drenado promedio, en la superficie de la falla.

L = longitud de la superficie de falla.

r = radio de la superficie de falla.

W = peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla.

I = distancia del paño del muro de la tablestaca al centro de gravedad del suelo resistente.

M_p = momento flexionante resistente del muro Milán, considerado despreciable.

P_{prom} = presión promedio sobre el muro Milán.

D = longitud del muro entre el último nivel de troquelamiento y el nivel de desplante del muro.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 7 ton/m², que la punta del Muro Milán quedará a 28 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta, que la excavación tendrá 24.6 m de profundidad en el perímetro, y despreciando el momento flexionante del Muro Milán, se obtuvo un factor de seguridad de 3.12 que es admisible.

5.1.6.- Abatimiento del nivel freático

Dado que en el sitio de estudio se detectó nivel freático a 3.30m y que la excavación quedará confinada por el Muro Milán, el agua que se infiltrará hacia ella y que se filtre a través de las juntas entre los módulos del muro Milán, se reducirá inyectando una mezcla de arena fina-bentonita-cemento, introduciendo un tubo hasta la parte inferior del Muro.

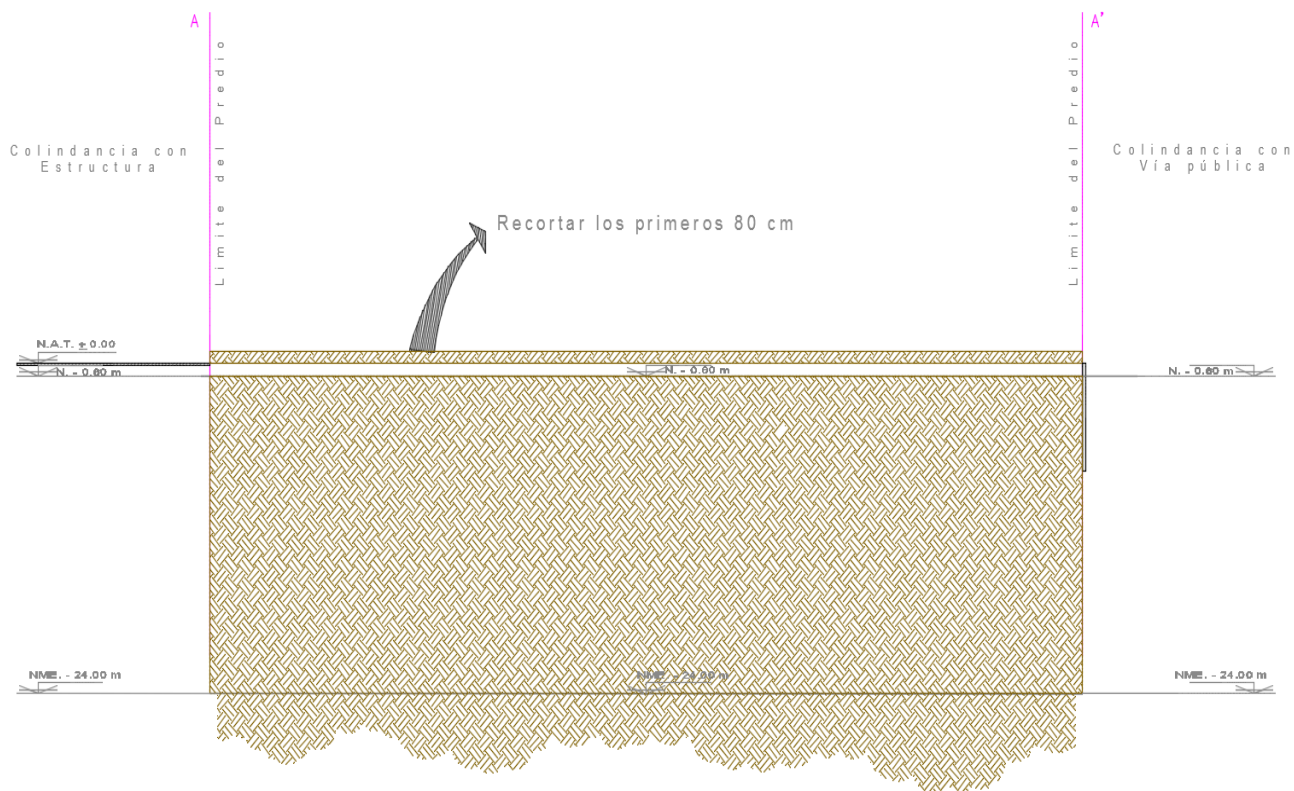
El agua que se filtre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo de profundo y de achique, este último se efectuará conduciéndola a través de drenes superficiales hacia los pozos profundos, de donde será bombeada al exterior; una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se tenderá una cama de grava de 10 cm de espesor, y se mantendrá el bombeo hasta la construcción de la losa del cuarto nivel superior cuando menos y terminado el séptimo sótano en su totalidad.

5.1.7.- Trabajos previos al procedimiento constructivo

Para retirar los restos de cimentaciones antiguas se excavará 0.80 m de profundidad mínima toda el área que ocupará la estructura y en algunos casos lo que sea necesario. (Ver figura 26)

Primeramente, se construirá el Muro Milán, muros pila, y posteriormente se realizará el sistema de bombeo y la construcción de las pilas.

Una vez excavados los primeros 80 cm se procederá a revisar el estado de las cimentaciones de las construcciones colindantes, pero se recomienda que deberán rehabilitarse en caso necesario, mediante la aplicación de un mortero de cemento que garantice el buen comportamiento de la cimentación vecina durante los trabajos por ejecutar. De igual manera se recomienda proteger los muros de las colindancias que lo requieran con un mortero de cemento o bien se puede colocar un concreto lanzado que le de rigidez a los muros colindantes durante el proceso de construcción del Muro Milán.



PASO 1. SE REALIZARA UNA EXCAVACIÓN INICIAL (DESPALME) DE 80 CM DE PROFUNDIDAD EN TODA EL ÁREA DEL PREDIO.

FIGURA 26.- DESPALME INICIAL

5.2.- Secuencia del procedimiento constructivo

El proceso constructivo para la construcción del muro Milán que se recomienda, deberá realizarse en la siguiente manera:

- Colocación de un tapial e instrumentación en todo el perímetro.
- Construcción de una plataforma de apoyo para el equipo de excavación y construcción de muros Milán.
- Construcción de un muro Milán perimetral de 80 cm de espesor con sus respectivos brocales.
- Inicio del sistema de bombeo 2 semanas antes de la excavación y construcción de la cimentación profunda.

Previo a la excavación deberá instalarse y operar el sistema de bombeo, la ubicación de las bombas se muestra en la figura 27, así como construir el muro Milán, y como ya se comentó efectuar un despalme mínimo de 0.80 m en toda el área del predio por excavar.

INSTALACION DE BOMBAS

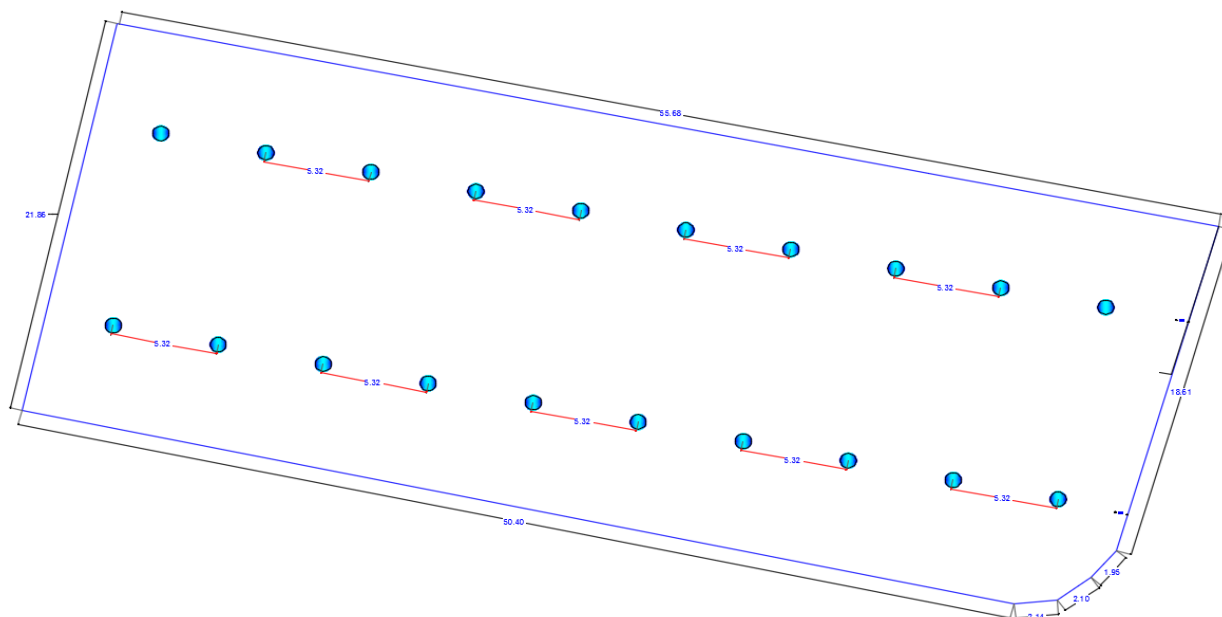


FIGURA 27.- UBICACIÓN DE BOMBEO

Se procederá a excavar la etapa 1 hasta una profundidad de 2.2 m con respecto al nivel de banqueta, el cual considera 20 cm por debajo del primer nivel de las

trabes de la estructura metálica que operaran como puntales. (Ver figura 28)

ETAPAS DE EXCAVACION

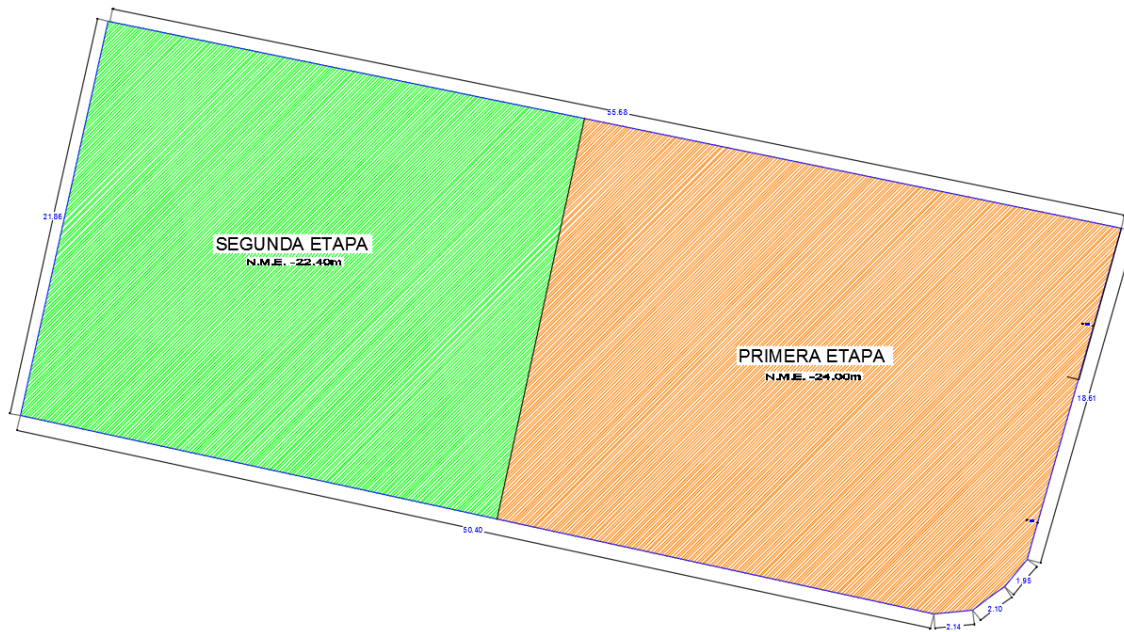


FIGURA 28.- ETAPAS DE EXCAVACION

En el Muro Milán se pueden dejar preparaciones en los armados de trabes y columnas embebidas en el mismo, protegido con poli estireno para posteriormente desdoblar y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona, para unir con las propias trabes de la estructura a nivel sótano.

- Excavación de muro Milán y muros Pila en el perímetro, para alojar y cimentar a los sótanos proyectados, se construirá en todo el perímetro un Muro Milán de 80 cm de espesor, desplantado hasta 28 m de profundidad un poco mas de la mitad del área, y en el resto del terreno a 27 m de profundidad, evitando de esta manera el flujo horizontal del agua hacia el interior de la excavación, donde será necesario abatir la presión del agua con bombeo profundo y el restante con bombeo de achique.
- Construcción de la cimentación a base de pilas

Este proceso constructivo impedirá el abatimiento piezométrico alrededor del área excavada y controlar el asentamiento de las superficies colindantes.

Los tramos para la construcción del muro Milán podrán ser módulos entre 2.50 y hasta 6.0m como se observa en la figura 29.

MODULACION DE MURO MILAN

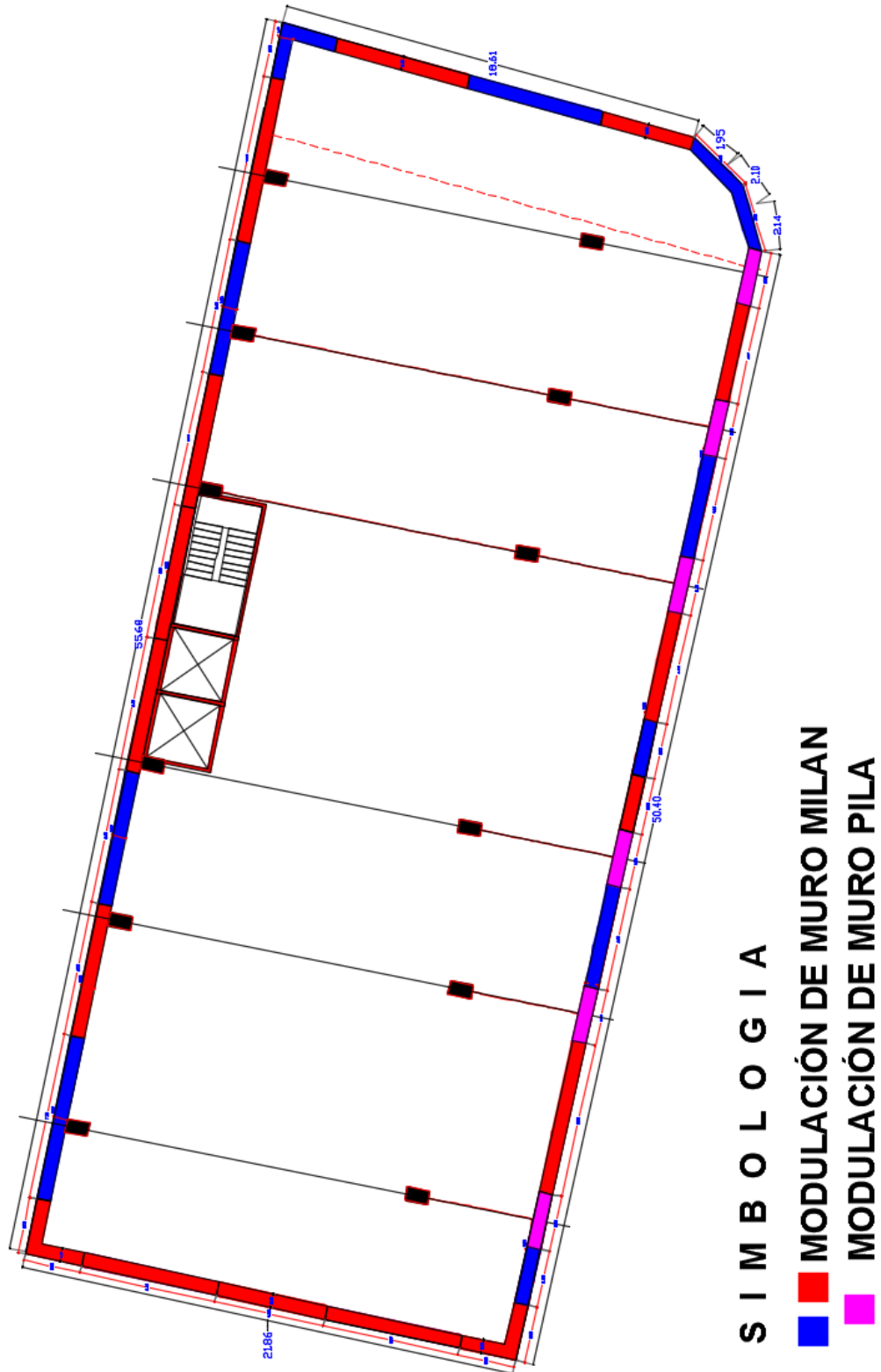
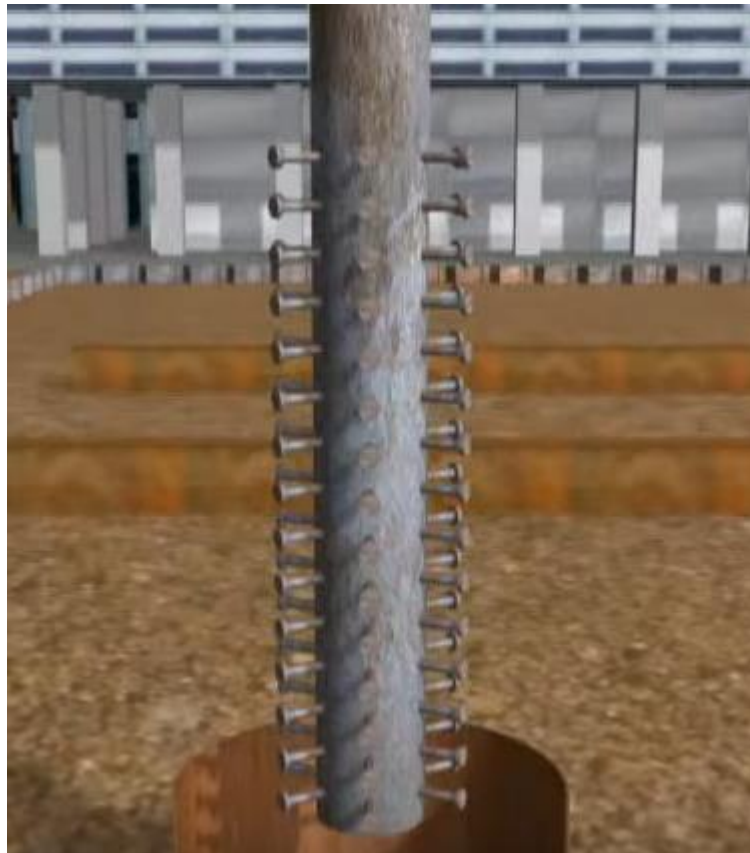


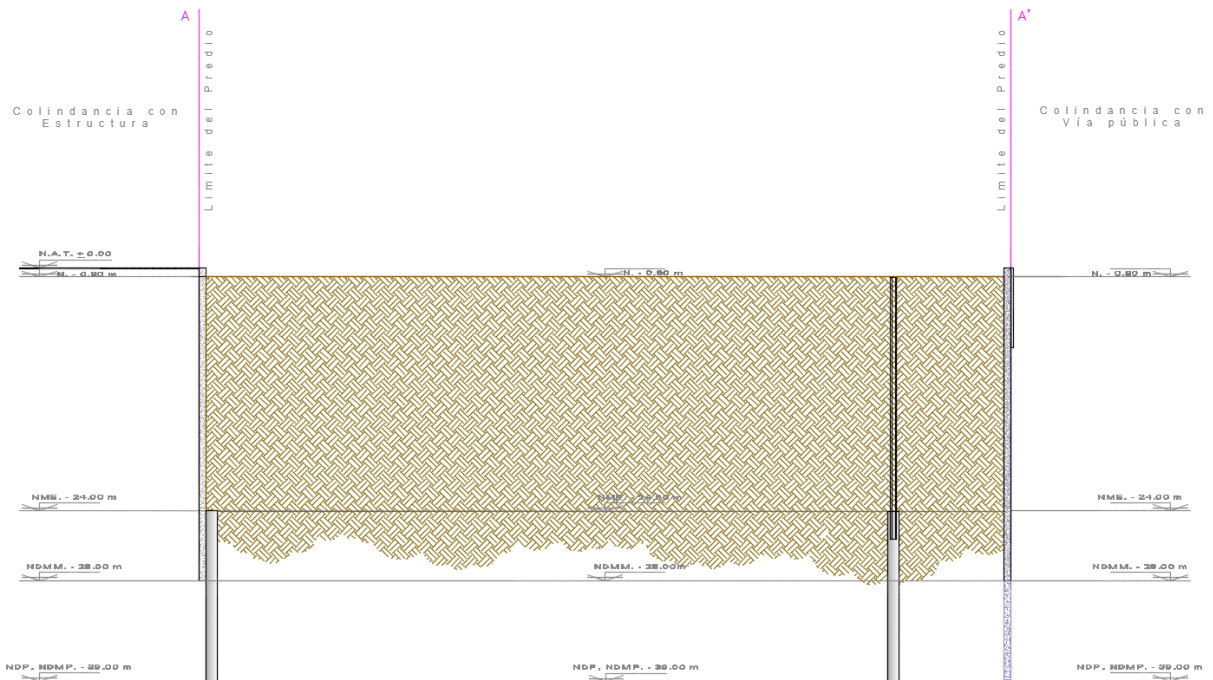
FIGURA 29.- MODULACION PARA LA CONSTRUCCION DEL MURO MILAN Y MURO PILA

Posteriormente se colocaran pilas centrales y laterales, y los muros pilas bajo muros de carga, desplantadas a 39m de profundidad, para poder troquelar desde el perímetro y hasta una columna metálica central que se dejara previamente sujeta a dichas pilas, como mínimo 2.50m por debajo del descabece de la pila, colocando en la punta inferior de la columna metálica pernos de acero al corte (ver fotografía) 2.5m dentro de la pila a partir del nivel de máxima profundidad de excavación, que proveen la conexión al corte estructural para apoyar las traveses de la estructura que funcionarían como puntales que soportarían al Muro Milán, como se observa en la figuras 30 y 31.



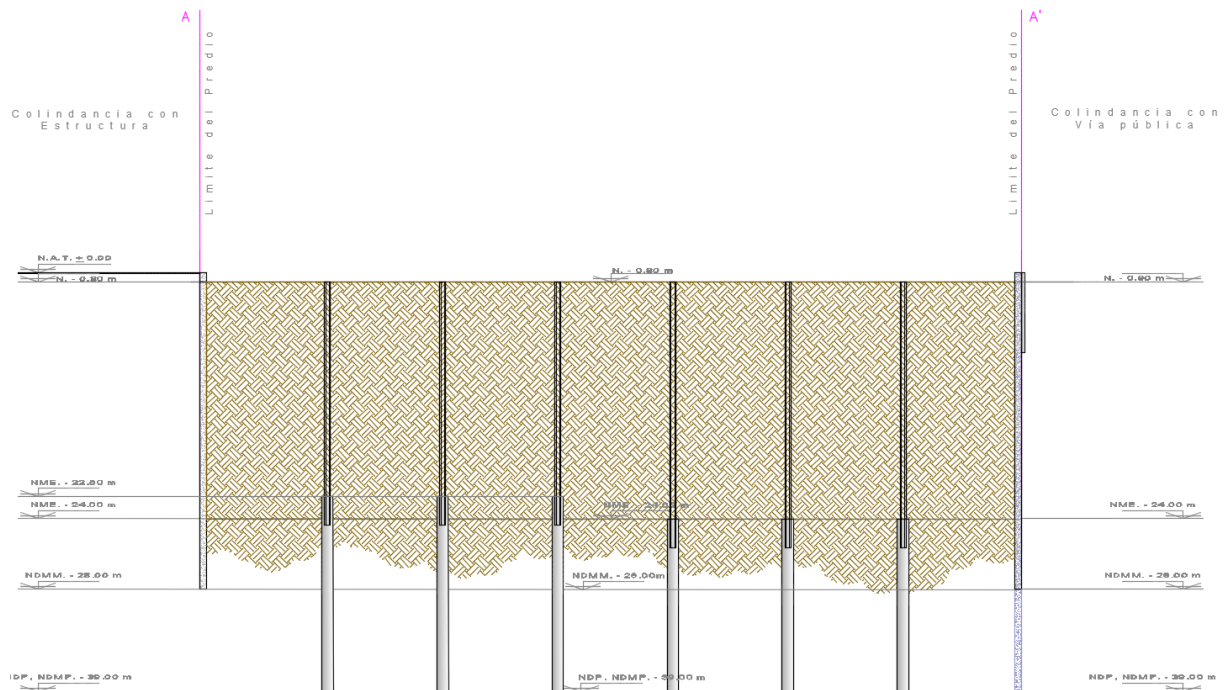
PERNOS EN ESTRUCTURA METALICA

- La excavación se hará en forma horizontal, y conforme se vaya alcanzando cada uno de los niveles de los sótanos se colocarán las traveses metálicas propias de la estructura sobre el muro Milán que funcionarían como puntales.



PASO 3. SE REALIZARA TRABAJOS PERFORACION Y COLADO DE PILAS A NIVEL DE -39.00m CON RESPECTO A NIVEL DE BANQUETA, CON UNA LONGITUD DE 15m, POSTERIORMENTE SE PROCEDERA A COLOCAR UNA ESTRUCTURA METALICA PROPIA DEL EDIFICIO QUE FUNCIONARA COMO PUNTAL, QUEDARA AHOGADA 2.5m, CON PERNOS EN LAS PUNTAS.

FIGURA 30.-COLADO DE PILAS Y ARMADURA METALICA



PASO 4. UNA VEZ COLADAS LAS PILAS CON LA ESTRUCTURA METALICA, SE PROCEDERA A LA EXCAVACION DEL PREDIO EN DOS ETAPAS, APUNTALANDO CON LA ESTRUCTURA METALICA QUE SERVIRA COMO ARMADO PARA LOSAS.

FIGURA 31.-COLADO DE PILAS Y ARMADURA METALICA

- En la primera mitad del terreno se colará la primera losa, previamente se colocará un elemento desmoldante (plástico grueso o equivalente), y a continuación se colocarán las traves de la losa de planta baja, apoyadas sobre la columna metálica antes mencionada.
- Posteriormente en la segunda mitad del terreno se excavará hasta 2.2m de profundidad, se colocará un elemento desmoldante (plástico grueso), para posteriormente proceder a la colocación del primer nivel de traves metálicas que funcionarán como puntales; mientras en la primera mitad se excava hasta - 3.60m, procediendo a la brevedad a colocar un elemento desmoldante, para posteriormente colocar el segundo nivel de traves metálicas que funcionarán como puntales. (Ver figura 32)

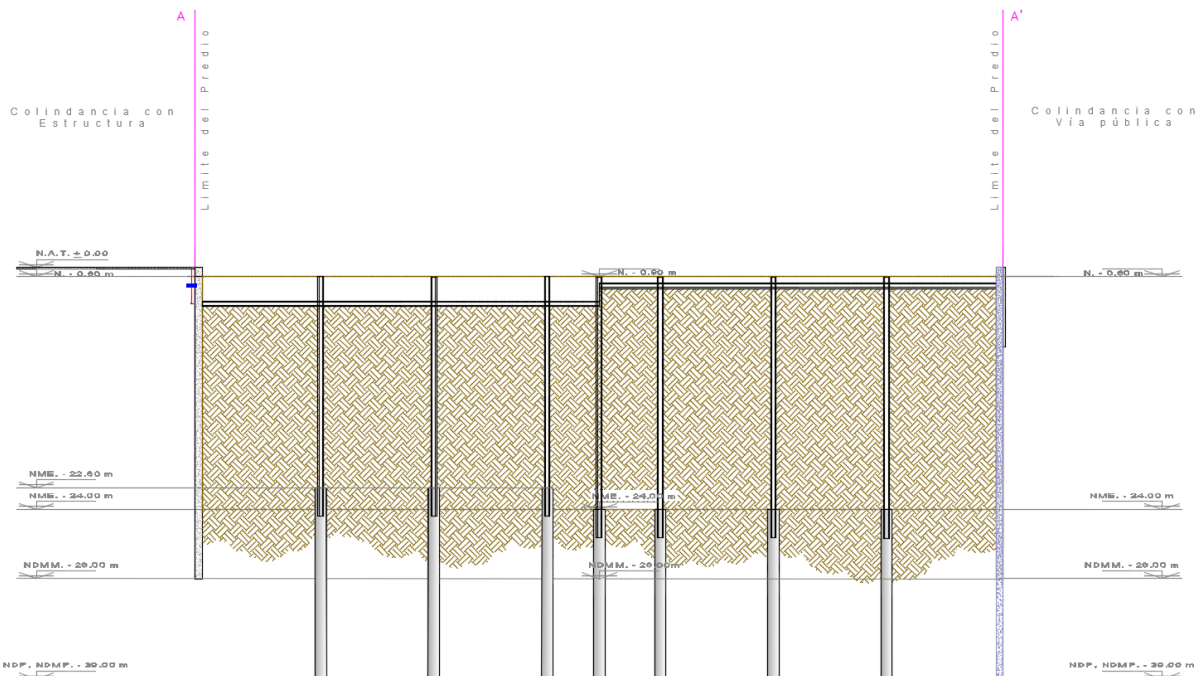


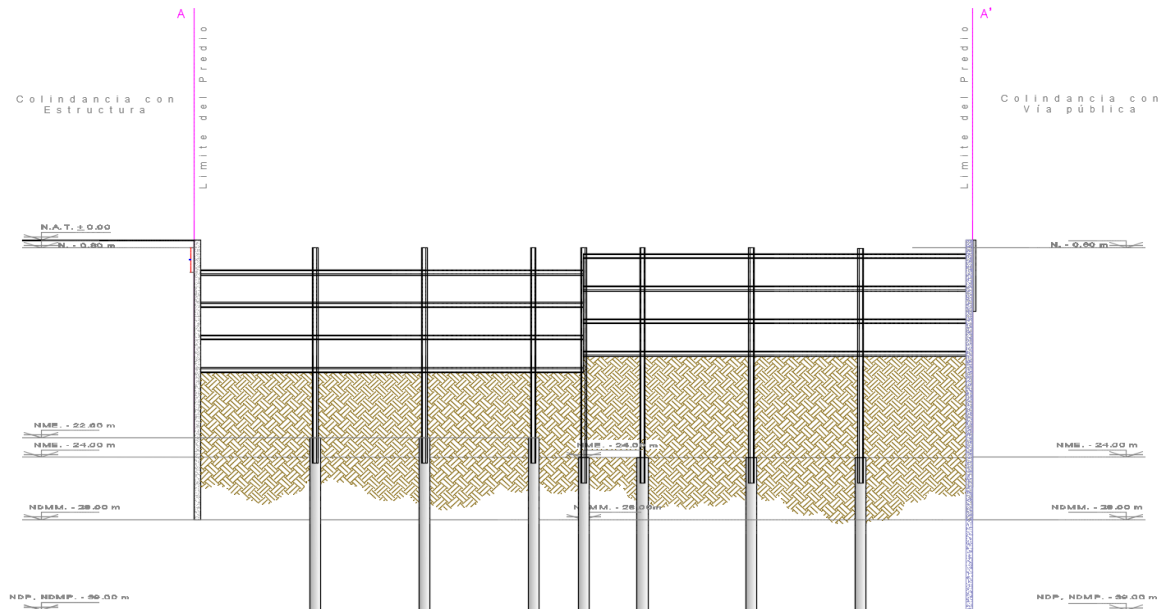
FIGURA 32.-EXCAVACION CENTRAL.

- Una vez que se tenga colada la primera losa de la segunda mitad, se excava por debajo de ella hasta 5.40m de profundidad, y se colocara el segundo nivel de traves metálicas propias de la estructura que funcionarán como puntales, en forma simultánea, ya colada la segunda losa de la primera mitad, se excava por debajo de ella hasta 6.8m de profundidad, y se colocara el tercer nivel de traves metálicas propias de la estructura, que funcionarán como puntales
- Una vez que se tenga colada la segunda losa de la segunda mitad, se excava por debajo de ella hasta 8.60m de profundidad, se colocara un elemento desmoldante y se proceera a colocar el tercer nivel de traves metálicas propias de la estructura que funcionarán como puntales, en forma simultánea y ya colada la



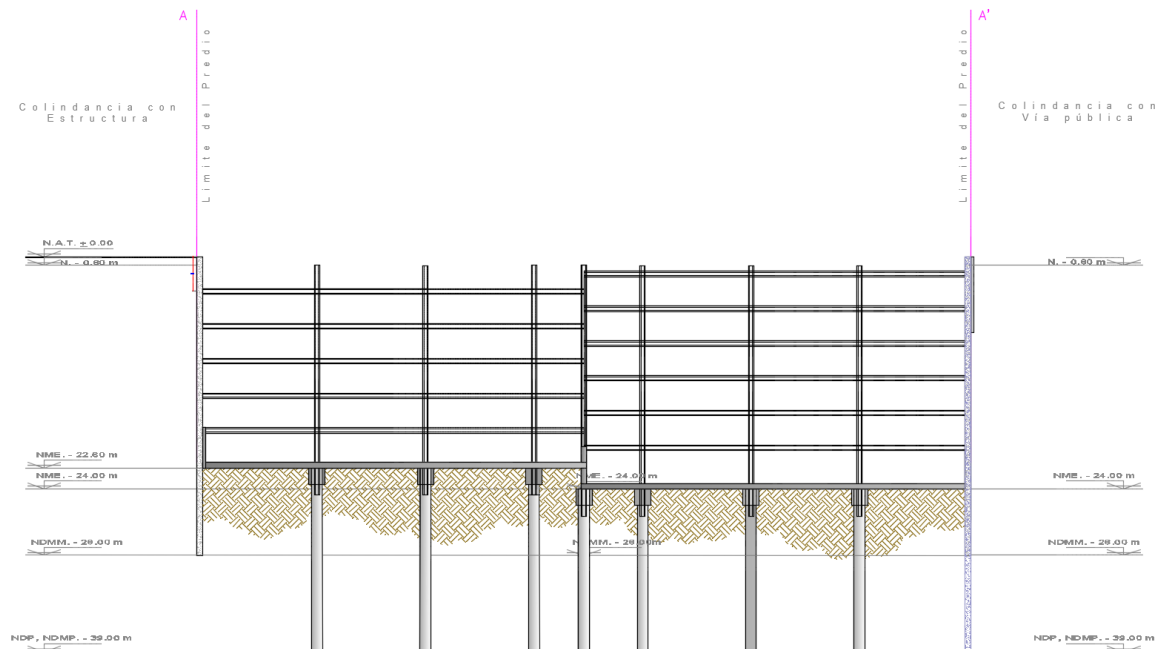
tercera losa de la primera mitad, se excavara por debajo de ella hasta 10 m de profundidad, se colocara un elemento desmoldante y se procederá a colocar el cuarto nivel de trabes metálicas propias de la estructura, que funcionaran como puntales

- Una vez que se tenga colada la tercera losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 11.80m de profundidad, se colocara un elemento desmoldante y se colocara el cuarto nivel de trabes metálicas propias de la estructura que funcionaran como puntales, en forma simultánea y ya colada la cuarta losa de la primera mitad, se excavara por debajo de ella hasta 13.2 m de profundidad, y se procerà a colocar el quinto nivel de trabes metálicas propias de la estructura, que funcionaran como puntales.
- Una vez que se tenga colada la cuarta losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 15.0m de profundidad, se colocara un elemento desmoldante y se colocara el quinto nivel de trabes metálicas propias de la estructura que funcionaran como puntales, en forma simultánea y ya colada la quinta losa de la primera mitad, se excavara por debajo de ella hasta 16.4 m de profundidad, y se procerà a colocar el sexto nivel de trabes metálicas propias de la estructura, que funcionaran como puntales.
- Una vez que se tenga colada la quinta losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 18.2m de profundidad, se colocara un elemento desmoldante y se colocara el sexto nivel de trabes metálicas propias de la estructura que funcionaran como puntales, en forma simultánea y ya colada la sexta losa de la primera mitad, se excavara por debajo de ella hasta 19.6 m de profundidad, se procerà a colocar el séptimo nivel de trabes metálicas propias de la estructura, que funcionaran como puntales.
- Una vez que se tenga colada la sexta losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 21.4m de profundidad, se colocara un elemento desmoldante y se procederá a colocar el séptimo nivel de trabes metálicas propias de la estructura que funcionaran como puntales.
- Ya colada la séptima losa de la primera mitad, se excavará por debajo de ella hasta 23.8 m de profundidad, para construir las trabes de cimentación y la losa de fondo. (Ver figura 33).
- Finalmente, una vez que se tenga colada la séptima losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 24.6m de profundidad para colar la losa de fondo y las trabes de cimentación. (ver figura 34)



PASO 8. SE CONTINUA CON EXCAVACION DE ETAPA 1, DE LA BERMA PERIMETRAL EN MODULOS ALTERNADOS DE 3m @ 6m, A UNA PROFUNDIDAD DE 11.80m , POSTERIORMENTE DE COLOCAR PUNTALES EN FORMA ALTERNADA PARA COLOCAR EL PRIMER NIVEL DE PUNTALES CON ESTRUCTURA METALICA PROPIA DEL EDIFICIO, YA HABIENDO DEJADO LOS ARMADOS DE TRABES Y COLUMNAS EMBEBIDAS EN EL MURO MILAN, POSTERIORMENTE SE REPETIRA LO ANTES MENCIONADO PARA ETAPA 2, A UNA PROFUNDIDAD DE 13.20m, CON RESPECTO A NIVEL DE BANQUETA, EN CADA ETAPA SE DEJARA UN PASO PARA SACAR MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION.

FIGURA 33.-APUNTALAMIENTO CUARTO NIVEL



PASO 13. SE EMPIEZA HABILITAR, COLAR LOSAS Y MUROS EN FORMA ASCENDENTE

FIGURA 34.- APUNTALAMIENTO SEPTIMO NIVEL

- Excavación y construcción final del cajón de cimentación.
- Suspensión del sistema de bombeo.

El fondo de la excavación, antes del colado de la losa de fondo, se protegerá colocando una plantilla de concreto pobre de 5cm de espesor, para evitar alterar el suelo de apoyo durante las maniobras de construcción, y en caso necesario se colocará una capa de grava de 10 cm de espesor por época de lluvias

Alcanzado el nivel de máxima excavación, se procederá a colocar una plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, con $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, y después del fraguado de la misma, se continuará con la excavación de las zanjas para alojar las contratrabes, mediante taludes verticales; enseguida se colará la plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor y después del fraguado de la misma, se procederá a efectuar el colado de las contratrabes, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con la losa de piso del sótano, según las indicaciones del proyecto estructural.

Veinticuatro horas después de coladas las contratrabes, se procederá a colocar el armado y colado de la losa de piso del último sótano.

En los planos estructurales correspondientes se deberá indicar las preparaciones necesarias que deberán dejarse en el Muro Milán para efectuar la unión estructural con las trabes y las columnas.

Durante el colado de la losa de piso deberá construirse un muñón o segmento de muro estructural, debiendo dejarse ahogada en él una banda PVC, para formar la junta de colado y evitar futuras filtraciones, de acuerdo con el detalle estructural correspondiente. Así mismo, en la construcción de cada etapa deberá realizarse en la losa, la junta de construcción respectiva, según el detalle estructural correspondiente y considerar un aditivo impermeabilizante.

En el Muro Milán se dejarán placas ahogadas en los puntos de aplicación de las trabes metálicas o bien se colocarán unas preparaciones para colocarlas sobre el muro Milán, de acuerdo al caso que corresponda, especificado en los planos estructurales.

El acero que constituirá al Muro Milán deberá tener un refuerzo especial en el punto de aplicación de las trabes de cada una de las losas. Lo anterior es con el objeto de que la zona restante del muro Milán no quede demasiado armado y únicamente se le implemente el acero necesario para soportar los empujes solicitados.

Durante el colado de la losa de piso deberá construirse un muñón o segmento de muro estructural, debiendo dejarse ahogada en él una banda PVC, para formar la junta de colado y evitar futuras filtraciones, de acuerdo con el detalle estructural correspondiente. Así mismo, en la construcción de cada etapa deberá realizarse en la losa, la junta de construcción respectiva, según el detalle estructural correspondiente y considerar un aditivo impermeabilizante.

Se continuará con la construcción de la estructura.

5.3.- Diseño del Apuntalamiento.

Durante la construcción, el sistema de muro perimetral deberá diseñarse para soportar los empujes provocados por las presiones horizontales a corto plazo presentadas, el sistema de troquelamiento que se requerirá serán siete niveles y se recomienda que tenga un espaciamiento horizontal de 5.0m aproximadamente, de acorde con la longitud de los paneles del muro Milán.

5.4.- Sistema de retención

Se recomienda el sistema de Muro Milán, y debe considerarse lo siguiente:

- Construcción de brocales de 20 cm a ambos lados de lo que será el Muro Milán, y que servirá de guía; como especificación es necesario que la profundidad mínima de los brocales sea de 1.20 m.
- Los Muros Milán serán de 80 cm de espesor, con módulos variables entre 2.5 y 6.0 m, desplantados a 28 m y 27m correspondientemente, y que las barbas de acero en la parte superior sobresalgan del brocal por lo menos 50 cm.
- La almeja de excavación tiene una abertura hasta de 2.50 m, se excavarán las partes extremas del módulo de ataque y posteriormente la franja central del módulo atacado.
- Conforme se excave se irá vaciando lodo bentonítico con el fin de mantener la estabilidad de las paredes de la excavación.
- El tiempo de construcción del Muro Milán requerirá del orden de 12 semanas.
- El espacio perdido por Muro Milán será de 20 cm de brocal + 80 cm de Muro Milán resultando 100 cm, por lo que se puede eliminar el Muro de acompañamiento, únicamente habrá que considerar que se requerirá amartelinar y aplanar la superficie expuesta del Muro Milán para proporcionarle una apariencia adecuada, o bien podrá adaptarse una cimbra para dejar una superficie lo más uniforme posible.

- Las juntas del Muro Milán serán entre 2.5 y 6.0 m, su tratamiento se efectuará mediante un tubo de diámetro igual al espesor del muro mismo.
- Con este sistema se tendrán pequeñas fugas al que se le dará un tratamiento adecuado tomando en cuenta que el NAF se encuentra a -3.30 m con respecto al nivel de la banqueta.

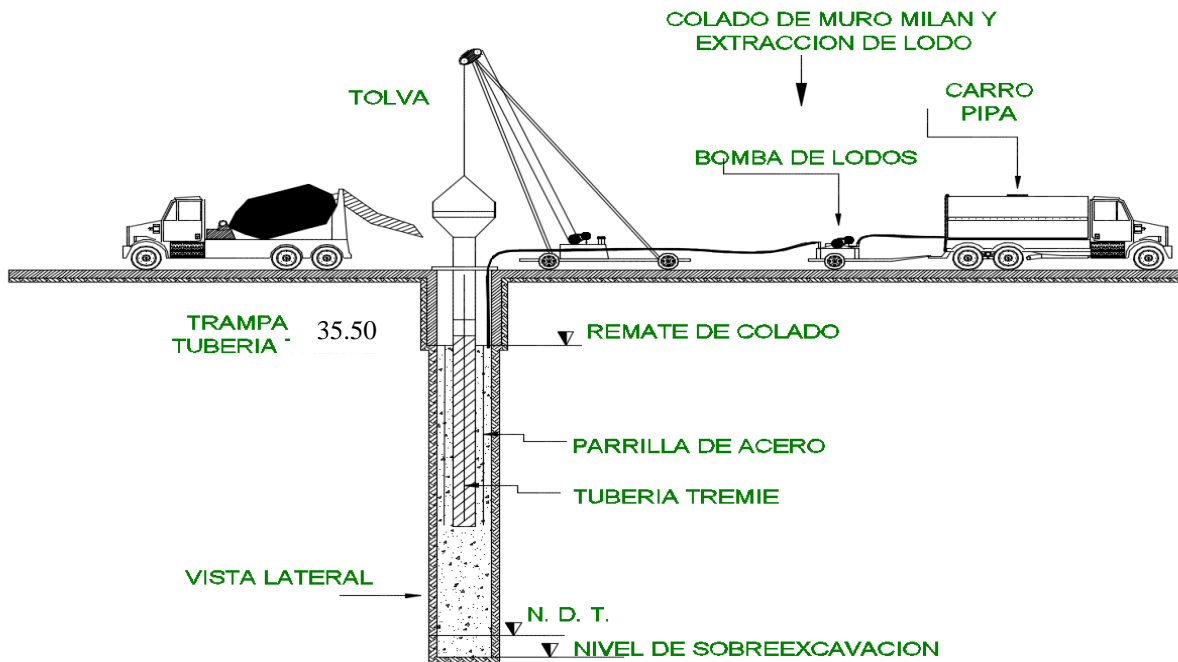


FIGURA 35.-COLADO DE MURO MILAN.

Ventajas

- Menor vibración provocada por los equipos al subsuelo
- Requiere menos troquelamiento
- Se puede excavar hasta -2.0 m, sin necesidad de troquelar previamente.
- Tratamiento de fugas con inyecciones.
- Se recomienda utilizar troqueles metálicos de 80 cm de diámetro con precarga.

Desventajas

- Se dificulta el anclaje de traveses y losas en sótano y cimentación.
- La apariencia no es perfecta.
- Manejo de lodos bentoníticos.

En el Muro Milán se pueden dejar los armados de traveses y columnas embebidas en el mismo, protegido con poliestireno para posteriormente desdoblar y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona.

5.5.- Proceso de construcción de muro Milán.

La secuela constructiva recomendada es la siguiente: 1) construcción de brocales guía; 2) excavación de tableros; 3) estabilización de la perforación con lodo bentonítico; 4) colocación de armaduras; 5) juntas con tubos metálicos; y 6) colado del muro con tubería Tremie.

5.5.1.- Construcción del Brocal guía para equipo guiado

El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja previamente hecha, cuya construcción puede ser hecha por maquinaria, siendo recomendable que se haga por medios manuales con el objeto de detectar posibles interferencias e instalaciones como son: cableado de teléfono, energía eléctrica, líneas de gas, drenaje, agua potable, etc.

El objetivo de la construcción del brocal, es proporcionar una guía que garantice la posición y verticalidad correcta del equipo guiado, durante el proceso de excavación de una de las posiciones que requiera el muro Milán, además lo anterior sirve para contener el terreno de la parte superficial, ya que, durante los movimientos de la maquinaria y camiones, pueden ocurrir derrumbes.

El trazo es de vital importancia en el procedimiento constructivo ya que de este dependerá la correcta ubicación y el número de tableros por construir.

- a) Se realizará la excavación de la zanja, para muros Milán de espesor de 0.80 m que se revisara por el estructurista en cuestiones del acero, las dimensiones del brocal son 1.20 m de profundidad por 0.50 m de ancho, la profundidad puede variar según se requiera.
- b) Se procede al armado, cimbrado y colado de las partes que conforman el brocal, siendo estas: el alerón de banquetta (fijado al pavimento o terreno firme por medio de varillas a buena profundidad que garantice su inmovilidad).

5.5.2.- Excavación del tablero

La excavación se inicia una vez terminada la construcción del brocal y cuando el concreto ha alcanzado su madurez, se debe de contar con una secuencia de trabajo progresiva, ya programada de antemano, los tableros comúnmente se dimensionan con 0.80 m de espesor, longitudes entre 6.0 m, y una profundidad de 28m en la mitad del terreno y en el resto del terreno a 23m de profundidad, el largo mínimo que puede tener un tablero está determinado por la apertura de las quijadas de la almeja (2.50 m).



Definido el tablero a construir, se procede a realizar la excavación de las zanjas hasta el nivel de desplante según el proyecto, debiendo usar una lechada bentonítica para garantizar la estabilidad de las paredes, manteniendo el nivel constante, el cual debe ser menor a 2.0 m por debajo del borde superior de los brocales.

El uso de bentonita en la construcción del muro Milán otorga un grado de mayor seguridad y es conveniente procurar su utilización, a continuación, se dan una serie de recomendaciones para la excavación:

- a) Es necesario señalar la secuencia conveniente de construcción de los tableros, para la fácil identificación, por lo que es necesario usar un plano que incluya la ubicación o despiece de todos los tableros por construir, y asignándoles un número progresivo de ejecución, en el alerón del brocal se marca la numeración de los muros, esta técnica acarrea como beneficio el conservar un orden en el habilitado y armado de las parrillas por su uso secuencial. e identificar a los tableros con posibles fallas en el procedimiento constructivo y, finalmente mantener una correcta secuencia de trabajo.
- b) Marcar el brocal las posiciones de la grúa (eje de la máquina) con el objeto de asegurar la extracción total de material, iniciando en los extremos del muro para finalizar en el centro del muro.
- c) Al señalar las posiciones de la draga o grúa, deberá inclinarse en la longitud del muro el ancho correspondiente a las juntas metálicas que se colocan para soportar la banda de PVC.
- d) Colocar la máquina sobre el terreno firme, debiendo quedar sensiblemente horizontal lo más posible, para ayudar a conservar la verticalidad del equipo guiado. Si el terreno no ofrece las condiciones para que el equipo quede a plomo, se procederá a la compensación del desnivel, rellenando la parte que produce el desnivel.
- e) Colocar tapones de madera en los extremos del muro por excavar, sellados con materia local, para evitar la fuga de la lechada bentonítica durante el proceso de excavación y colado del muro.
- f) Checar constantemente el plomo del equipo guiado, para garantizar durante todo el proceso de excavación, que las paredes queden verticales.
- g) Para evitar las deformaciones del equipo es necesario, impedir el golpe brusco de este sobre el terreno, logrando con esto eliminar los desprendimientos del propio terreno.
- h) Mantener una constante vigilancia en el funcionamiento del equipo, para lo cual es necesario revisar mangueras cables y poleas principalmente.

- i) Es recomendable la limpieza de la almeja en cada una de sus salidas de la zanja para aprovechar a su máxima capacidad el volumen de extracción del material.
- j) Con el propósito de garantizar la profundidad de desplante del muro Milán, se marcará en el Kelly del equipo, la medida necesaria, haciéndole chequeo constante mediante el uso de una sonda referida al nivel de la superficie del alero.
- k) Una vez terminada la excavación, es recomendable realizar un nuevo sondeo de la excavación terminada mediante el uso mismo de la almeja, ubicada en el nivel de desplante del muro, en cada una de las tres posiciones.
- l) Es recomendable mantener una constante limpieza en el área de trabajo para evitar accidentes.
- m) Para tener un mejor aprovechamiento del equipo, la secuencia de construcción de los tableros se efectuará de manera alternada, es decir, se construirán un tablero y se dejara un tablero intermedio sin construir, se procede a construir el tablero siguiente, así sucesivamente. Los tableros que se dejaron sin construir serán terminados de regreso, quedando intermedios entre muros con el concreto ya resistente.
- n) Es importante evitar trabajos y movimientos innecesarios de la maquinaria y equipo durante los trabajos, es decir procurar respetar en lo posible el plan de trabajo ya programado para evitar daños en los mismos y con esto no generar tiempos perdidos.
- o) En caso de fugas de la lechada bentonítica en la excavación, como consecuencias de grietas en el terreno, presencia de lentes de arena, instalaciones municipales no detectadas, etc., se procede de la siguiente manera:
 - I.- Si la excavación se encuentra en la primera posición, es conveniente retirar el equipo y rellenar de inmediato con material local, e informar a la supervisión para consultar al proyectista y dar una pronta solución al problema.
 - II.- Si la excavación se encuentra en segunda o tercera posición, se recomienda acelerar la excavación para de inmediato colar.

5.5.3.- Colocación de juntas

Sin caídos

La estabilización de las paredes de una zanja excavada o excavación, depende de la misma cohesión de los suelos en que se realizan los trabajos, la profundidad de la misma y del empuje hidrostático del fluido que llena dicha perforación, si el lodo espontáneo es suficiente para estabilizar la excavación se prosigue con los



trabajos; de no suceder esto y se detecten derrumbes se procederá a la colocación de lechada bentonítica sódicos o cálcicos con menos de 3.5% de arena.

Con caídos

El efecto de los caídos durante las perforaciones debe a la presencia de una capa de suelo inestable. Cuando el agregado de agua para producir lodo espontáneo no es suficiente para detener los derrumbes, ni el vaciado de lodo bentonítico; se utilizan productos estabilizantes alternativos; como es el caso de la barita que aumenta la densidad del lodo (lodo pesado) y logra estabilizar la perforación; existen otros productos como: el gel a base de polímeros mezclas de aceites con polímeros o arcillas atapulgitas (se usa en aguas de alta concentración salina).

Es necesario tener en cuenta el análisis de las fuerzas que actúan durante la construcción, así como el correcto uso de un coeficiente de seguridad, esto para tener una idea más clara del tipo de terreno que se va a trabajar.

Factores de seguridad en función de la profundidad

Profundidad de la excavación (m)	Factor de seguridad	
	Con agua	Con lodo
2.00	5.30	5.41
4.00	2.98	3.06
6.35	2.17	2.31

Esta tabla es aplicable en la ciudad de México y con arcillas que tengan una cohesión por lo menos de 3 ton/m² o más.

Maniobra del lanzado de juntas. Una vez alcanzado el nivel de desplante según proyecto, se procede a colocar en los extremos de la perforación abierta, las juntas de colado, las cuales son elementos metálicos huecos de forma trapezoidal, abiertos en su parte baja (para facilitar su colocación y evitar que floten), en cuya cara frontal lleve una ranura donde se aloja una banda de P.V.C, que quedara ahogada en el muro colado. La punta inferior debe de quedar clavada en el fondo de la perforación, por lo que debe tener la forma tipo “espada”, para evitar movimientos durante las maniobras del lanzado del armado y hacer que la junta de P.V.C. se caiga o mueva de lugar.

Estas juntas funcionan como cimbra tapón para contener el concreto del muro que se va a colar y darle la forma machihembrada al muro, que a su vez protege la banda P.V.C. en la excavación del muro complementario. Cabe mencionar que entre dos muros colados con estas juntas se construye un muro complementario, pero ya sin estas, debido a que las paredes de los muros ya existentes funcionan

como cimbra y como la banda de PVC fijada. El motivo de poner bandas PVC es sellar las juntas frías que se generan entre los muros durante su construcción, y para su colocación se utilizan grúas de pluma rígida o telescópica comúnmente llamadas máquinas nodrizas. A continuación, se dan una serie de recomendaciones para este trabajo:

- 1) Es necesario verificar la verticalidad de las juntas al ser introducidas, éstas siempre deben de estar a plomo.
- 2) La cara de la junta que quede en contacto con el concreto, debe de aplicársele una película de grasa para chasis o cualquier desmoldante de marca, para evitar la adherencia innecesaria con el concreto y de esta manera facilitar la su extracción.
- 3) La banda de PVC debe de quedar completamente fijada en la ranura de la junta, esto se logra retacando el espacio anular entre la ranura y la banda, con estopa alquitranada que es completamente antiadherente y a su vez evita el paso de la lechada del concreto a la ranura.
- 4) La banda de PVC nunca debe de ser perforada para su fijación o cualquier otro motivo, dado que si esto se hace no se cumpliría la finalidad que tiene dicha junta, que es evitar el paso del agua freática a través de la junta constructiva que se crea por la construcción de los muros de manera independiente.
- 5) Al retirar las juntas es menester la limpieza de estas y de todo el equipo utilizado. Con esto se prolonga su vida útil y buena conservación.

5.5.4.- Colocación del armado

Maniobra del lanzado del armado, estando las juntas en su posición correcta (en caso de muros que lleven), se procederá a la colocación del acero de refuerzo o parrilla de refuerzo como se le conoce, ésta maniobra también la realiza una grúa nodriza, a continuación, se dan una serie de recomendaciones para los trabajos del lanzado del armado:

- a) Se debe programar con detalle, la secuencia de construcción de los tableros, y por consiguiente el armado de las parrillas correspondientes. El armado de las parrillas siempre debe de estar adelantado respecto a la excavación y no tener tiempos muertos por esto.
- b) Debido a que el armado de la parrilla de acero no es simétrico en ambas caras, es necesario al finalizar el armado, identificar perfectamente ambas caras para su correcta colocación.



- c) Es necesario realizar una constante revisión de soldadura, en tensores y orejas de izaje. Es necesario contar con soldadores calificados para este importante trabajo.
- d) Es elemental contar con el número suficiente de estrobos con la medida adecuada, balancín de izaje para el armado no sufra deformaciones indeseadas o ruptura de la soldadura durante el levante y lanzado.
- e) Es importante fijar correctamente la parrilla de armado, ya que esta no debe quedar asentada en el fondo, es decir debe de quedar suspendida en el nivel correcto, con esto se evita que descansa en el fondo o que flote el armado durante el colado, deberá anclarse al brocal colocando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente coladas en el brocal que impidan los movimientos ya mencionados.
- f) Es requisito la colocación de roles de concreto en la distribución correcta y el número exacto (en ambas caras y fijados con pedacería de varilla), para un buen desplazamiento de la parrilla a lo largo de la excavación, estos también sirven de separadores, evitando que el acero quede sin recubrimiento de concreto y sea atacado por los agentes corrosivos de las sales minerales presentes en el agua freática, para que los roles funcionen las paredes de la excavación deben ser suficientemente resistentes, para que los roles giren sin hundirse para garantizar el centrado correcto se pueden utilizar roles más grandes o en su caso utilizar centradores de P.T.R , que serán retirados una vez terminado el colado o antes de ser posible.
- g) Durante el anclaje de las parrillas, es necesario etiquetarlas para no perder la programación establecida y su secuencia de uso, es frecuente utilizar un armado en una perforación que no le correspondía, siendo el armado más chico que esta y generando el problema de tener un armado grande de sobra.

5.5.5.- Colado del elemento

Una vez que la parrilla ha sido colocada, centrada y nivelada en su posición correcta, se procede al colado, este se realiza por el método Tremie descrito en la construcción de pilas y para no ser reiterativos, solo se dará una secuencia resumida de dicho procedimiento y las recomendaciones:

- a) Colado con tubo tremie. Siempre el colado de los muros Milán se realiza por el método tremie, debido a que se realizan bajo lechada bentonítica, siendo los siguientes puntos a cuidar:

- 1.- El diámetro de la tubería debe ser entre 20 y 30 cm (8 y 12 pulgadas).
- 2.- La longitud de los tramos de tubería será de 3 m como máximo.

- 3.- La tubería debe ser lisa por dentro y por fuera, para que el concreto fluya libremente y evitar atoramientos en el armado.
- 4.- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas, es decir no se permitirá que la lechada bentonítica penetre a través de ellas.
- 5.- Las cuerdas de cada tramo de tubería deben de estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado, son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales.
- 6.- Debe emplearse dos líneas de colado para cada tablero de muro Milán, cuya longitud sea, tal que el extremo inferior quede a una distancia no mayor de 30 cm del fondo de la zanja.
- 7.- Antes de iniciar el colado se colocará un tapón deslizante (diablo) dentro de cada línea de colado que puede ser una pelota de vinil, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con la lechada bentonítica al inicio del colado.
- 8.- El extremo inferior de las líneas de colado permanecerán ahogadas en el concreto cuando menos 1.50 m (5 o 6 diámetros, dependiendo del que se use).
- 9.- El concreto debe tener agregado máximo de 19 mm (3/4") y un revenimiento de 18 ± 3.5 cm.
- 10.- El colado deberá de realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongada que provoque taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

5.5.6.- Recomendaciones para el colado

- 1.- Siempre se debe de contar con suficientes balones de látex o diablos de reserva y para colados nocturnos, de no contar con esto se puede artificial una bola de papel (costales de cemento o bentonita que es muy resistente).
- 2.- En medida que el concreto es vaciado el nivel de éste en la excavación aumenta y esto provoca que el concreto se desplace con dificultad, por lo que es necesario recortar tubería, esto debe de realizarse con las debidas precauciones y teniendo cuidado de no sacar la parte inferior de la tubería del concreto ya que esto provocaría que el concreto se contamine.
- 3.- Si teniendo la longitud de tubería mínima y el concreto no fluye, es necesario provocar una serie de movimientos repetidos y verticales de arriba hacia abajo o "chaqueto", este se realiza por medio de la maquina nodriza, pero también puede ser efectuando por un malacate, esta maniobra evita también que la tubería quede atrapada en el concreto.
- 4.- El vaciado del concreto debe de realizarse de manera alterna y pausada, entre las dos líneas de colado, para mantener una distribución uniforme del concreto y evitar taponamientos durante el colado.
- 5.- Es necesario contar con una bomba de lodos activa durante el colado, ya que al ser depositado el concreto éste desplaza al agua o lodo hacia fuera de la zanja por arriba del brocal regándose y provocando incomodidades durante los trabajos.

6.- Es necesario llevar un control del colado, midiendo en forma permanente la variación del nivel de la superficie del concreto a lo largo del tablero y anotarlo en un registro apropiado, esto permite asegurar un llenado homogéneo a los niveles de proyecto y a su vez el retiro oportuno de los tramos de tubería.

7.- Para verificar los niveles de excavación y vaciado de concreto en un muro, es conveniente usar sondas con "buzo", esto es un alambre con un trozo de placa en el extremo que sirve de lastre.

8.- Al término del colado es necesario mover las juntas de colado, esto puede hacerse ya iniciado el primer fraguado (fraguado inicial) en el lapso de la primera hora. Se recomienda obtener testigos del concreto vaciado para saber cuándo el concreto empieza a fraguar y efectuar los movimientos de despegue de las juntas metálicas, es importante contar con varios pares de juntas, por si se da el caso que algunas se queden pegadas y su recuperación tenga que realizarse tiempo después, cuando se realice la excavación del tablero intermedio (el que no requiere de juntas metálicas).

5.5.7.- Machihembrado contra infiltraciones.

En varias zonas es factible que se presenten filtraciones entre juntas de muros; dependiendo de la aportación, se podrán "calafatear" o inyectar y se

5.6.- Sistema de bombeo

El nivel de desplante del cajón de cimentación para los sótanos estará a 24.6 m de profundidad hasta la mitad del área, y de 23m en lo que resta del terreno, y el nivel de aguas freáticas está a 3.30 m, lo cual genera un tirante de agua de 21.3m.

La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo profundo. El sistema recomendado con pozos de bombeo a base de bombas sumergibles con electroniveles.

Será necesario implementar un sistema de bombeo mediante pozos perforados a 20 m con respecto al nivel de la banqueta. Su ubicación será en toda el área evitando se intersecte con algún elemento estructural.

Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o broca ahuer, inyectando agua a presión como fluido de perforación no se utilizarán lodos bentoníticos. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*), la disposición se muestra en la figura 27.

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por



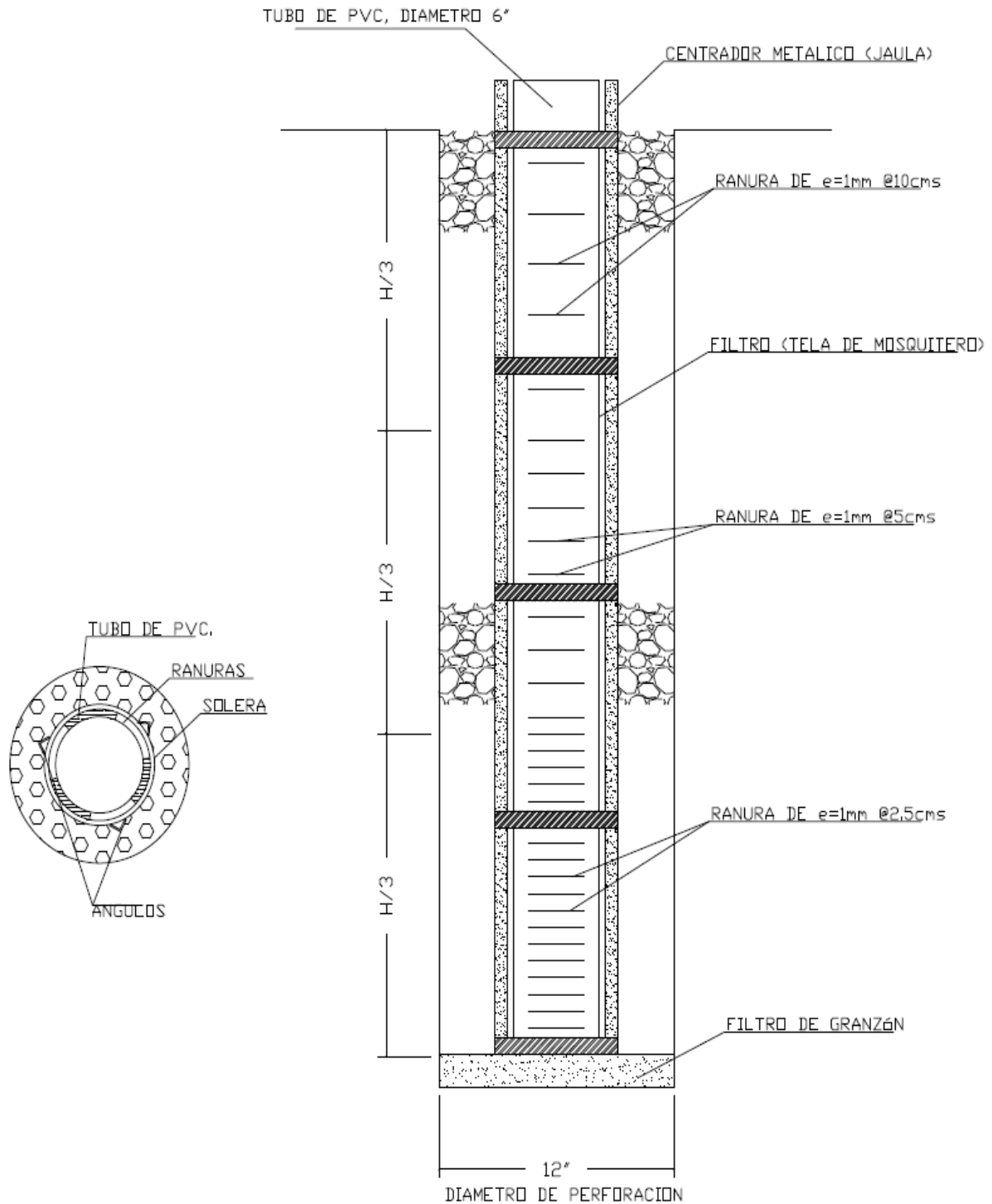
un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior y sostenido por una armadura formada por 3 ángulos de $\frac{3}{4}$ por $\frac{1}{8}$ ". El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas 10 cm entre sí.

El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada (confitillo) de tamaño máximo que ocupe el área que se tengas entre la pared de la perforación y el ademe; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/m^2 alrededor del ademe.

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 4 kg/cm^2 o bombas sumergibles eléctricas de $\frac{1}{2}$ caballo; el nivel de succión de las mismas estará a 11 m de profundidad para los pozos interiores y en los de la periferia a 10 m, medidos con respecto a la superficie del terreno. El detalle de los pozos de bombeo profundo, dren y cárcamo se muestra en la Fig. 36.

El bombeo se iniciará 14 días antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo, según se describe a continuación.

El bombeo se mantendrá en el momento en que se observe estanquidad en los Muros Milán



**FIGURA 36.- DETALLE DEL SISTEMA DE BOMBEO PROFUNDO
CON BOMBAS SUMERGIBLES CON ELECTRONIVELES**

C A R C A M O

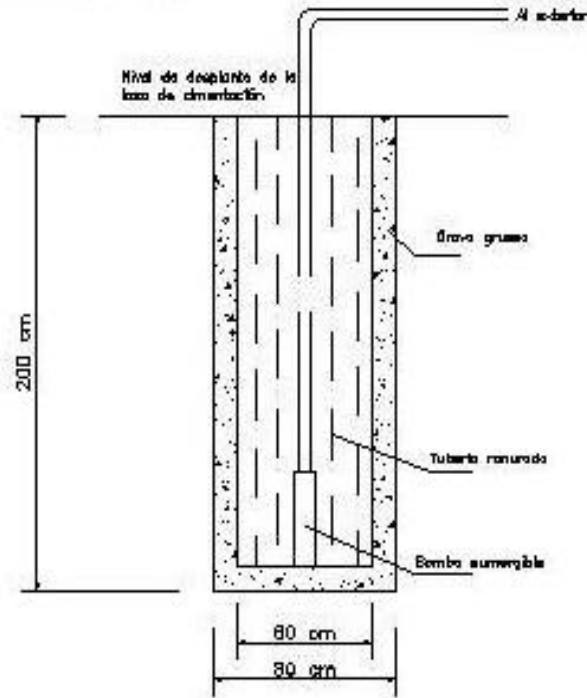


FIGURA 36.- DETALLE DEL SISTEMA DE BOMBEO SUPERFICIAL DE ACHIQUE

D R E N

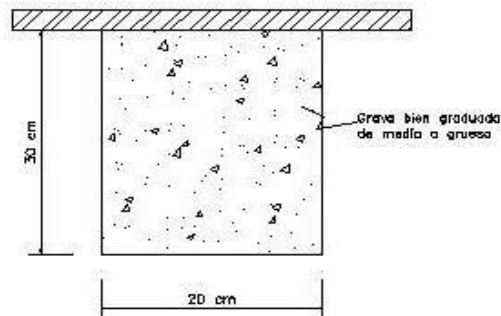


FIGURA 36.- DETALLE DE DRENES SUPERFICIALES AL NIVEL DE MÁXIMA EXCAVACION

- Se colocarán 2 líneas de diez pozos a lo largo del terreno, para el sistema de ataguía seleccionado muro Milán.
- Estos pozos se irán recortando conforme se efectuó la perforación.
- Los electroniveles se manejarán en la zona lateral a -16m y en la central a -18m , podrán variar en función de lo que se observe en campo, y se suspenderá cuando se tenga totalmente terminado el muro Milan, y se haya alcanzado el nivel de máxima excavación.



5.7.- Instrumentación

A continuación, se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación a 24.6 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.

5.7.1.- 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:

5.7.1.1 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.

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.

5.7.1.2.- Banco de nivel flotante

Este dispositivo permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto.

Las mediciones en este instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo *sí* el instrumento se encuentra en la zona de lago o a una mojonera de concreto si se encuentra cerca de las lomas.

Los elementos que lo integran son:

- a) tubo galvanizado de 1.0 pulg. de diámetro, en tramos de un metro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco,
- b) muerto de concreto de $f'c = 100 \text{ Kg./cm}^2$ de 4 pulgadas de diámetro y 30 cm. de altura, colocado en la parte inferior de la tubería,
- c) cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto, d) tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo.

Profundidad de instalación

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante debe ser de 1.2 m abajo del nivel máximo de excavación.

Perforación

Debe efectuarse una perforación de 6" de diámetro con una máquina que cuente con equipo para el lavado del pozo.



Instalación

Se baja el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo, acoplándole los tramos de un metro de tubo galvanizado. Debe de asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.

Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de 3/4 de pulg.

Protección

La parte superior del aparato deberá estar protegida con un tubo de fierro de 6" de diámetro que cuente con tapón tapa. Las características de instalación de la protección del aparato dependerán de su ubicación como sigue:

Vía pública: el tubo protector debe estar embebido en concreto pobre, el tapón capa debe estar a nivel de piso y tener un candado de seguridad.

Obra: el tubo protector deberá instalarse en una perforación rellena con tepetate compactado, no deberá tener candado y deberá sobresalir 20 cm. para que sea visible.

Mediciones

Variarán dependiendo de los requerimientos y avances de la obra; puede ser desde una lectura cada 15 días para verificación de hundimiento, regionales, hasta una lectura por día para el control de las expansiones o hundimientos durante la excavación y construcción respectivamente.

Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1 m modificando el nivel de referencia original. Por su facilidad de instalación, el tapón protector deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.

Las mediciones del banco de nivel flotante forman parte del control topográfico de la excavación.

CONCLUSIONES

Considerando las características arquitectónicas del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que el edificio proyectado transmitirán una carga de 1.0 ton/m^2 por nivel y 1.5 ton/m^2 para el peso por sótano; así como las propiedades estratigráficas de los materiales del subsuelo, particularmente la existencia en sus primeros 14 m de profundidad, de materiales de arcillosos poco arenosos, café oscuro, de consistencia media a firme, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 12 golpes, subyacida por materiales resistentes, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será la siguiente:

Tomando en cuenta que se requiere de una excavación a 24.6 metros de profundidad para alojar a los siete sótanos, donde el nivel de piso terminado del último sótano es 24 m, y se consideró preliminarmente una losa de fondo de 55cm de peralte y 5 cm de plantilla, será necesario construir un muro Milán de 80 cm de espesor hasta 28 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta.

La cimentación bajo el sembrado del edificio podrá resolverse mediante pilas de fuste recto, coladas bajo lodo bentonítico, y desplantadas a 39 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, apoyadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes (ver figura 18), y en el perímetro donde se tienen muros de carga se requerirá de muros pila, desplantadas a 39 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, por lo que las pilas tendrán una longitud total efectiva de 15m.

Dada de la magnitud de las cargas estimadas del edificio constituido por siete sótanos, planta baja y diez niveles superiores, del orden de 21.5 ton/m^2 , aunado a la excentricidad que tiene la estructura y las fuerzas de tensión a las que estará sujeta la estructura por sismo, la alternativa de cimentación será empleando pilas de fuste recto, desplantadas a 39m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, para reducir el efecto de la excentricidad, la sobrecompensación que genera fuerzas de tensión, y finalmente por proceso constructivo, como se indica en la figura 18.

La cimentación se resolverá con pilas de fuste recto, apoyadas a 39 m de profundidad y de 15 metros de longitud efectiva, de tal manera que se empotren en los materiales resistentes.

Se obtuvieron las capacidades de carga que se muestran en la figura 20, en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 15m mínimo dentro de los materiales resistentes de apoyo, en forma unitaria resulta de 2600 ton en condiciones estáticas.



Para los muros pila se obtuvo una capacidad de carga de 2800 ton en condiciones estáticas, para 80 cm de ancho y 2.5 m de largo, desplantados a 39 m de profundidad.

Tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta excavar a 24.6 m de la mitad del área para alojar a los siete niveles de sótanos, y a 23.8 m de profundidad para seis y medio sótanos en el resto del terreno con respecto al nivel de banqueta, se establece esta podrá efectuarse por etapas, en forma horizontal, descendiendo conforme se vaya colando las losas de los sótanos y sobre excavando por debajo de estas.

La excavación se podrá realizar en etapas, pero de forma horizontal en toda el área cubierta por el edificio, hasta una profundidad de -24.6 m y -23.8m a partir del nivel de banqueta.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos.

El muro Milán alcanzará una profundidad de 28 m para una excavación de 24.6 m para la mitad del área, mientras que para el resto del terreno se requiere de una excavación a 23.8 m.; por lo que el muro al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla impermeable que impida el flujo del agua hacia la excavación, confinando el manto colgado freático.

Dado que en el sitio de estudio se detectó nivel freático a 3.30m y que la excavación quedará confinada por el Muro Milán, el agua que se infiltrará hacia ella y que se filtre a través de las juntas entre los módulos del muro Milán, se reducirá inyectando una mezcla de arena fina-bentonita-cemento, introduciendo un tubo hasta la parte inferior del Muro.

El agua que se tenga dentro de la excavación deberá ser controlada mediante bombeo de profundo y de achique, este último se efectuará conduciéndola a través de drenes superficiales hacia los pozos profundos, de donde será bombeada al exterior; una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se tenderá una cama de grava de 10 cm de espesor, y se mantendrá el bombeo hasta observar que ya no hay agua en el interior de la excavación.

La excavación en general deberá realizarse con el siguiente procedimiento constructivo:

- Se efectuará un despalme inicial de 0.80 con respecto al nivel actual de terreno para retirar las cimentaciones superficiales y parte de los rellenos de mala calidad existentes.
- Construcción de una plataforma de apoyo para el equipo de excavación y construcción de muros Milán.
- Inicio del sistema de bombeo dos semanas antes de la excavación.

- Excavación de muro Milán y muros Pila en el perímetro, para alojar y cimentar a los sótanos proyectados, se construirá en todo el perímetro un Muro Milán de 80 cm de espesor, desplantado hasta 28 m de profundidad un poco más de la mitad del área, y en el resto del terreno a 27 metros de profundidad, evitando de esta manera el flujo horizontal del agua hacia el interior de la excavación, donde será necesario abatir la presión del agua con bombeo profundo y el restante con bombeo de achique.
- Construcción de la cimentación a base de pilas

Esta solución impedirá el abatimiento piezométrico alrededor del área excavada y controlar el asentamiento de las superficies colindantes.

Los tramos para la construcción del muro Milán podrán ser módulos entre 2.50 y hasta 6.0m como se observa en la figura 29.

Posteriormente se colocaran pilas centrales y laterales, y los muros pilas bajo muros de carga, desplantadas a 39m de profundidad, para poder troquelar desde el perímetro y hasta una columna metálica central que se dejara previamente sujeta a dichas pilas, como mínimo 2.50m por debajo del descabece de la pila, colocando en la punta inferior de la columna metálica pernos de acero al corte 2.5 m dentro de la pila a partir del nivel de máxima profundidad de excavación, que proveen la conexión al corte estructural para apoyar las traveses de la estructura que funcionaran como puntales que soportarán al Muro Milán, como se observa en la figuras 31 y 32.

- La excavación se hará en forma horizontal, y conforme se vaya alcanzando cada uno de los niveles de los sótanos se colocarán las traveses metálicas propias de la estructura sobre el muro Milán que funcionaran como puntales.
- En la primera mitad del terreno se colará la primera losa, previamente se colocarán las traveses de la losa de planta baja, apoyadas sobre la columna metálica antes mencionada.
- Posteriormente la segunda mitad del terreno se excavará hasta 2.2m de profundidad, y se colocara el primer nivel de traveses metálicas que funcionaran como puntales, mientras en la primera mitad se excavara hasta -3.60m y se colocara el segundo nivel de traveses metálicas que funcionaran como puntales, (Ver figura 32)
- Una vez que se tenga colada la primera losa de la segunda mitad, se excavará por debajo de ella hasta 5.40m de profundidad, y se colocara el segundo nivel de traveses metálicas propias de la estructura que funcionaran como puntales, en forma simultánea y ya colada la segunda losa de la primera mitad, se excavará por debajo de ella hasta 6.8m de profundidad, y se colocara el tercer nivel de traveses metálicas propias de la estructura, que funcionaran como puntales

- Una vez que se tenga colada la segunda losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 8.60m de profundidad, y se colocara el tercer nivel de trabes metálicas propias de la estructura que funcionaran como puntales, en forma simultánea y ya colada la tercera losa de la primera mitad, se excavara por debajo de ella hasta 10 m de profundidad, y se colocara el cuarto nivel de trabes metálicas propias de la estructura, que funcionaran como puntales
- Una vez que se tenga colada la tercera losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 11.80m de profundidad, y se colocara el cuarto nivel de trabes metálicas propias de la estructura que funcionaran como puntales, en forma simultánea y ya colada la cuarta losa de la primera mitad, se excavara por debajo de ella hasta 13.2 m de profundidad, y se colocara el quinto nivel de trabes metálicas propias de la estructura, que funcionaran como puntales.
- Una vez que se tenga colada la cuarta losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 15.0m de profundidad, y se colocara el quinto nivel de trabes metálicas propias de la estructura que funcionaran como puntales, en forma simultánea y ya colada la quinta losa de la primera mitad, se excavara por debajo de ella hasta 16.4 m de profundidad, y se colocara el sexto nivel de trabes metálicas propias de la estructura, que funcionaran como puntales. (ver figura 33)
- Una vez que se tenga colada la quinta losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 18.2m de profundidad, y se colocara el sexto nivel de trabes metálicas propias de la estructura que funcionaran como puntales, en forma simultánea y ya colada la sexta losa de la primera mitad, se excavara por debajo de ella hasta 19.6 m de profundidad, y se colocara el séptimo nivel de trabes metálicas propias de la estructura, que funcionaran como puntales.
- Una vez que se tenga colada la sexta losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 21.4m de profundidad, y se colocara el séptimo nivel de trabes metálicas propias de la estructura que funcionaran como puntales.
- Ya colada la séptima losa de la primera mitad, se excavará por debajo de ella hasta 23.8 m de profundidad, para construir las trabes de cimentación y la losa de fondo.
- Finalmente, una vez que se tenga colada la séptima losa de la segunda mitad, se excavara por debajo de ella hasta 24.6m de profundidad para colar la losa de fondo y las trabes de cimentación. (ver figura 34)
- Ver plano de proceso constructivo
- Excavación y construcción final del cajón de cimentación.
- Suspensión del sistema de bombeo.



En los planos estructurales correspondientes se deberá indicar las preparaciones necesarias que deberán dejarse en el Muro Milán para efectuar la unión estructural con las traveses y las columnas.

La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo profundo. El sistema recomendado con pozos de bombeo a base de bombas sumergibles con electroniveles.

Será necesario implementar un sistema de bombeo mediante pozos perforados a 20 m con respecto al nivel de la banqueta. Su ubicación será en toda el área evitando se intersecte con algún elemento estructural.

Se estima un total de 20 pozos con la posibilidad de que esta se reduzca, de acuerdo al comportamiento de la excavación y de las etapas de excavación. (Ver figura 26)

El bombeo se iniciará 14 días antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo, según se describe a continuación.

En el capítulo 7 se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación a 24.6 m de profundidad, que alojara a los sótanos y a la cimentación del proyecto.

Sera necesario colocar una estación piezométrica con cuatro piezómetros a 12, 14, 18 y 24 metros de profundidad para verificar el abatimiento que se realizara.

Sera necesario efectuar dos sondeos profundos a una profundidad mínima de 45m, para verificar los materiales que subyacen al desplante de las pilas propuestas.



BIBLIOGRAFÍA

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) 2004.

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

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

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

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

George B. Sowers y George F. Sowers, Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones. Ed. Limusa México D.F. México, 1980.

Karl Terzaghi y Ralph B. Peck, Mecánica de suelos en la Ingeniería Practica 2da Edición. Ed. El Ateneo, Barcelona, España, 1978.



ANEXOS

ENSAYES DE LABORATORIO

ANEXOS

Las siguientes figuras muestran los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas para obtener los datos fundamentales en la clasificación del suelo y el análisis de la cimentación.

A.1.- Contenido de agua.

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA:			INSURGENTES NO. 643					
SONDEO: SPT-1			FECHA:			21-ago-15		
Muestra	Profundidad	Tara		Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
1	0.15 0.75	V	24.50	95.70	80.00	28.29		ARCILLA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y FRAGMENTOS DE TABIQUE ROJO (RELLENO)
2	0.75 1.35	F	24.20	114.00	89.00	38.58		ARCILLA CAFÉ GRISACEO OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
3	1.35 1.95	I-1	23.90	91.30	71.60	41.30		ARCILLA CAFÉ GRISACEO OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
4	1.95 2.55	M	24.40	105.90	96.40	13.19		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA GRIS OBSCURO CON POCOS FINOS DE LIMO NO CIHESIVO
5	2.55 3.15	263	25.30	97.00	73.00	50.31		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
6	3.15 3.75	239	24.70	111.90	80.60	55.99		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA Y RAICILLAS
7	3.75 4.35	F-1	24.10	95.20	69.20	57.65		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
8	4.35 4.95	X	23.90	98.20	63.30	88.58		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
9	4.95 5.55	W	24.00	95.10	52.30	151.24		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
10	5.55 6.15	112	25.00	87.10	51.40	135.23		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
11	6.15 6.75	223	26.20	95.10	60.00	103.85		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA GRIS OBSCURO
12	6.75 7.35	U	24.60	72.40	39.80	214.47		ARCILLA ORGANICA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
13	7.35 7.95	D	24.40	90.90	46.00	207.87		ARCILLA ORGANICA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
14	7.95 8.55	I	24.20	74.90	36.40	315.57		ARCILLA ORGANICA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
15	8.55 9.15	101-0	24.10	92.40	54.50	124.67		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
16	9.15 9.75	807	23.60	94.00	49.20	175.00		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
17	9.75 10.35	205	25.30	93.80	42.50	298.26		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO

FIGURA A.1.1.- CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA SPT-1.



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: INSURGENTES NO. 643								
SONDEO: SPT-1						FECHA: 21-ago-15		
Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
18	10.35 10.95	102-1	24.30	74.90	39.70	228.57		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
19	10.95 11.55	H	24.60	98.30	61.30	100.82		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
20	11.55 12.15	G	24.00	86.50	43.60	218.88		ARCILLA CAFÉ ROJIZO
21	12.15 12.75	E	24.50	79.50	44.70	172.28		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
22	12.75 13.35	816	24.20	87.40	51.10	134.94		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON MANCHAS GRIS VERDOSO
23	13.35 13.95	A	24.20	111.90	82.10	51.47		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON VETA DE LIMO GRIS CLARO EN LA PARTE INF.
24	13.95 14.55	B	24.60	92.70	57.20	108.90		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
25	14.55 14.90	R	24.20	86.70	51.90	125.63		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO
26	15.15 15.50	100-9	24.50	98.20	85.00	21.82		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
27	15.75 16.00	241	25.80	105.60	93.50	17.87		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA
28	16.35 16.65	4	25.30	117.30	102.00	19.95		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA
29	16.95 17.30	798	24.00	94.70	82.70	20.44		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA
30	17.55 18.15	812	25.10	95.00	47.30	214.86		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA
31	18.15 18.45	232	24.50	114.40	98.60	21.32		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA
32	18.75 18.90	732	25.20	104.10	95.50	12.23		ARCILLA ARENOSA GRIS VERDOSO CLARO CON ALGUNAS GRAVILLAS
33	19.35 19.70	51	25.80	123.40	110.10	15.78		ARCILLA ARENOSA GRIS VERDOSO CLARO CON ALGUNAS GRAVILLAS
34	19.95 20.23	O	24.60	101.80	85.50	26.77		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA

FIGURA A.1.2.- CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA SPT-1.

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: INSURGENTES NO. 643								
SONDEO: SPT-1						FECHA: 21-ago-15		
Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
35	20.55 20.90	B-1	25.10	107.20	93.60	19.85		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA
36	21.15 21.60	102-0	24.70	143.80	123.50	20.55		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA
37	21.75 22.35	303	24.60	103.90	86.70	27.70		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS
38	22.35 22.95	112-1	25.00	99.10	80.30	34.00		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
39	22.95 23.40	723	24.60	118.40	103.80	18.43		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
40	23.50 23.75	6	25.70	82.60	77.40	10.06		GRAVAS HASTA 1" GRIS CLARO
41	24.15 24.75	258	24.50	117.70	97.40	27.85		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
42	24.75 25.10	7	25.00	102.80	83.70	32.54		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
43	25.35 25.75	C	24.90	88.60	78.30	19.29		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
44	25.95 26.24	401	26.00	92.40	80.60	21.61		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS
45	26.55 26.90	400	25.30	122.10	107.20	18.19		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS
46	27.15 27.45	H-1	24.70	87.90	76.60	21.77		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
47	27.75 28.00	274	23.90	84.00	70.80	28.14		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS
48	28.35 28.70	8	25.60	97.50	79.10	34.39		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS
49	28.95 29.10	D-1	24.20	68.80	60.40	23.20		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS
50	29.55 29.78	209-2	25.50	99.10	82.00	30.27		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
51	30.15 30.75	706	24.70	102.00	83.00	32.59		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA

FIGURA A.1.3.- CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA SPT-1.



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: INSURGENTES NO. 643								
SONDEO: SPT-1						FECHA: 21-ago-15		
Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
52	30.75 31.35	739	25.70	92.60	76.30	32.21		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
53	31.35 31.95	705	23.70	107.00	85.90	33.92		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
54	31.95 32.55	101-6	24.50	112.00	91.00	31.58		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
55	32.55 32.80	141-1	24.90	70.20	62.10	21.77		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA CAFÉ CON GRAVILLAS
56	33.15 33.60	Q	24.70	96.80	81.10	27.84		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
57	33.75 34.05	299	24.70	86.50	76.20	20.00		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA GRIS OSCURO
58	34.35 34.70	P	24.10	126.00	106.70	23.37		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA GRIS OSCURO
59	34.95 35.35	Q-1	24.30	78.20	59.50	53.13		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO
60	35.55 35.95	301	24.50	98.50	84.50	23.33		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO
61	36.15 36.60	703	24.00	93.60	82.20	19.59		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
62	36.75 37.35	279	25.50	100.60	85.90	24.34		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
63	37.35 37.95	16	24.20	94.20	80.00	25.45		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
64	37.95 38.30	302	24.40	87.60	73.90	27.68		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
65	38.55 38.80	725	26.00	83.20	71.60	25.44		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA

FIGURA A.1.4.- CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA SPT-1.



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: INSURGENTES NO. 643								
SONDEO: SPT-2						FECHA: 28-ago-15		
Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
1	2.40 3.00	205	25.40	103.40	74.60	58.54		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
2	3.00 3.60	285	24.70	66.60	50.50	62.40		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
3	3.60 4.20	611	24.50	53.60	37.70	120.45		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
4	4.20 4.80	724	25.00	62.00	41.10	129.81		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
5	4.80 5.40	495	23.70	71.50	43.40	142.64		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
6	5.40 6.00	N-2	24.20	64.90	36.80	223.02		ARCILLA ORGANICA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ARENA POMITICA GRIS CLARO EN LA PARTE INFERIOR
7	6.00 6.60	J-2	24.70	76.70	56.90	61.49		ARENA FINA Y MEDIA POMITICA GRIS CLARO CON ARCILLA ORGANICA EN LA PARTE INFERIOR
8	6.60 7.20	100-4	24.60	50.50	34.40	164.29		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON RAICES FOSILES
9	7.20 7.80	734	26.10	49.20	35.30	151.09		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
10	7.80 8.40	817	26.00	61.10	42.10	118.01		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
11	8.40 9.00	800	22.80	65.30	41.20	130.98		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
12	9.00 9.60	743	24.50	55.40	38.20	125.55		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
13	9.60 10.20	J	24.70	51.80	31.90	276.39		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
14	10.20 10.80	722	25.30	55.70	37.60	147.15		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
15	10.80 11.40	101-5	24.90	51.20	34.90	163.00		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
16	11.40 12.00	C	24.90	71.10	39.90	208.00		ARCILLA CAFÉ ROJIZO
17	12.00 12.60	811	24.60	66.00	40.00	168.83		ARCILLA CAFÉ ROJIZO

FIGURA A.1.5.- CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA SPT-2.



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: INSURGENTES NO. 643								
SONDEO: SPT-2						FECHA: 28-ago-15		
Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
18	12.60 13.20	405	26.30	62.90	37.00	242.06		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
19	13.20 13.80	116-3	24.80	66.50	44.30	113.85		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
20	13.80 14.40	258	24.60	71.80	51.90	72.89		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
21	14.40 15.00	770	25.10	59.20	36.80	191.45		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO
22	15.00 15.35	721	24.40	65.10	59.60	15.63		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA
23	15.60 15.75	812	25.10	61.10	56.80	13.56		GRAVA DE 1" SUCIA DE ARCILLA GRIS VERDOSO
24	16.20 16.30	100-6	23.50	57.20	54.60	8.36		ARCILLA ARENOSA GRIS OSCURO CON GRAVILLAS
25	16.80 17.40	810	24.60	81.60	62.70	49.61		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA
26	17.40 17.85	601	24.20	63.40	33.00	345.45		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA
27	18.00 18.20	Q-1	24.20	81.20	74.60	13.10		ARENA ARCILLOSA GRIS OSCURO CON GRAVILLAS
28	18.60 18.85	725	25.90	74.70	70.60	9.17		ARENA ARCILLOSA GRIS OSCURO CON GRAVILLAS
29	19.20 19.25	I	24.30	62.30	57.00	16.21		ARENA ARCILLOSA GRIS OSCURO CON GRAVILLAS
30	20.40 20.50	B	24.40	61.20	57.50	11.18		ARENA ARCILLOSA GRIS OSCURO CON GRAVILLAS
31	21.00 21.15	190	24.50	59.50	56.90	8.02		GRAVAS HASTA 1" CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO
32	21.60 22.20	280	24.30	84.30	70.70	29.31		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA
33	22.20 22.65	118	24.20	74.50	63.80	27.02		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA
34	22.80 23.11	Z	24.20	82.60	71.10	24.52		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA

FIGURA A.1.6.- CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA SPT-2.



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: INSURGENTES NO. 643								
SONDEO: SPT-2 FECHA: 28-ago-15								
Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
35	23.40 24.00	194	24.30	76.10	66.40	23.04		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA
36	24.00 24.60	294	24.70	64.30	57.80	19.64		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA
37	24.60 24.95	I-2	24.70	97.40	82.90	24.91		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
38	25.20 25.50	252	25.90	83.30	76.90	12.55		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
39	25.80 26.15	241	26.00	95.70	84.70	18.74		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
40	26.40 26.75	R	24.30	96.60	87.80	13.86		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
41	27.00 27.15	H	24.70	76.70	67.80	20.65		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
42	27.60 27.85	D	24.20	97.30	83.10	24.11		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
43	28.20 28.50	744	25.70	94.00	80.70	24.18		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
44	28.80 28.95	100-0	24.20	73.20	64.60	21.29		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
45	29.40 29.80	735	24.00	77.20	66.50	25.18		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
46	30.00 30.30	734-1	25.50	91.90	78.30	25.76		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
47	31.20 31.60	D-1	24.10	98.40	84.50	23.01		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
48	31.80 32.15	102	25.20	88.80	76.50	23.98		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
49	32.40 32.80	206	24.00	84.50	72.70	24.23		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
50	33.00 33.07	M-2	24.40	65.20	60.40	13.33		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ
51	33.60 33.72	F-2	24.90	53.50	50.60	11.28		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO

FIGURA A.1.7.- CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA SPT-2.



PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: **INSURGENTES NO. 643**

Sondeo	Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
PCA-2	MC	1.50-1.70	70.90	25.50	25.20	45.70	45.40	99.34

FIGURA A.2.2.- PORCENTAJE DE FINOS SONDEO PCA-2



PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: INSURGENTES NO. 643

Sondeo	Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
SPT-1	2	0.75-1.35	89.00	24.40	24.20	64.80	64.60	99.69
	13	7.35-7.95	46.00	24.60	24.40	21.60	21.40	99.07
	24	13.95-14.55	57.20	24.70	24.60	32.60	32.50	99.69
	42	24.75-25.10	83.70	27.40	25.00	58.70	56.30	95.91
	63		80.00	26.40	24.20	55.80	53.60	96.06

FIGURA A.2.3.- PORCENTAJE DE FINOS SONDEO SPT-1

PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: INSURGENTES NO. 643

Sondeo	Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
SPT-2	1	2.40-3.00	74.60	25.70	25.40	49.20	48.90	99.39
	9	7.20-7.80	35.30	26.20	26.10	9.20	9.10	98.91
	18	12.60-13.20	37.00	26.40	26.30	10.70	10.60	99.07
	26	17.40-17.85	33.00	24.30	24.20	8.80	8.70	98.86
	36	24.00-24.60	57.80	25.90	24.70	33.10	31.90	96.37
	46	30.00-30.30	78.30	25.90	25.50	52.80	52.40	99.24

FIGURA A.2.4.- PORCENTAJE DE FINOS SONDEO SPT-2

A.3.- Límites de consistencia

FIGURA A.3.1.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO PCA-1

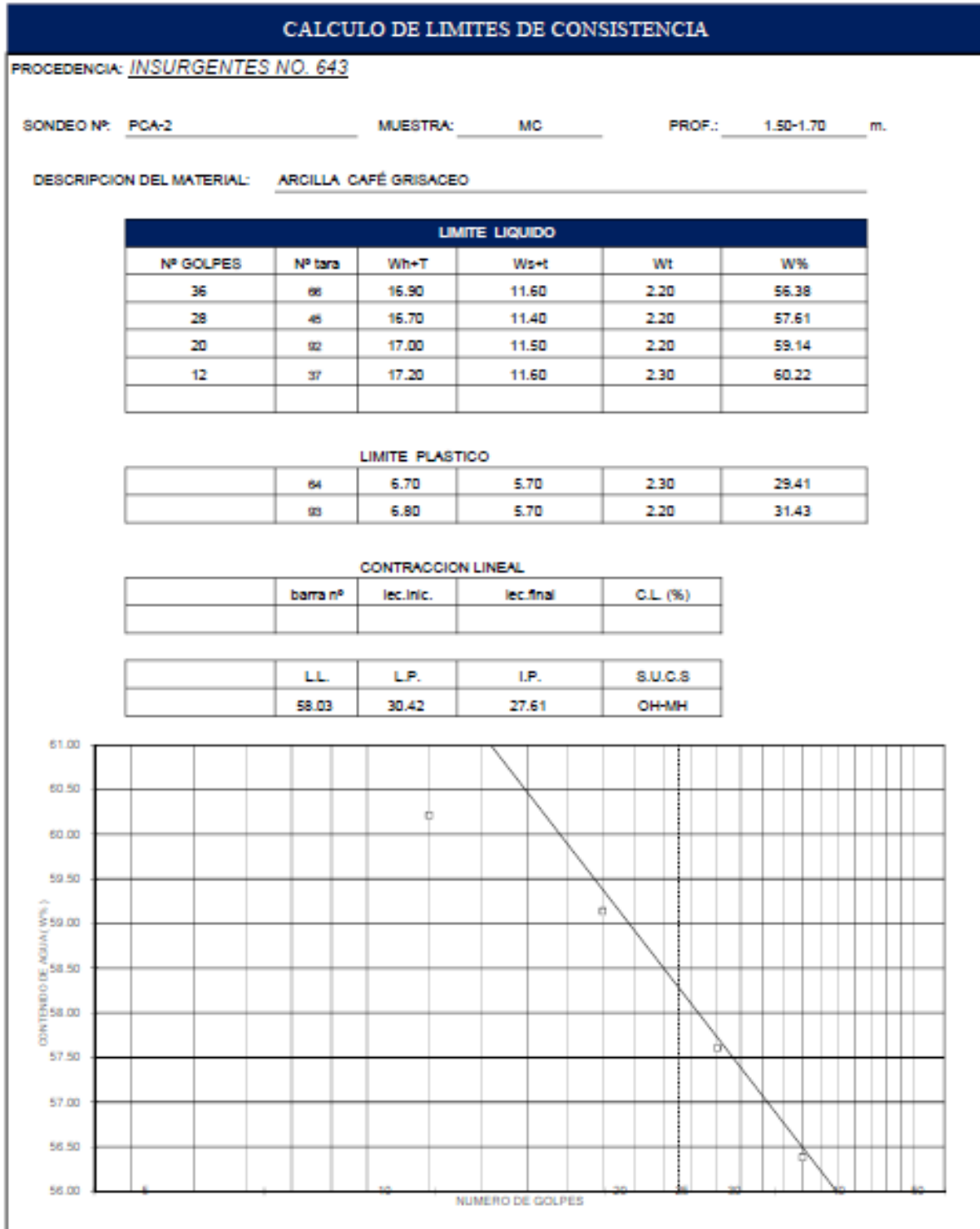


FIGURA A.3.2.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO PCA-2

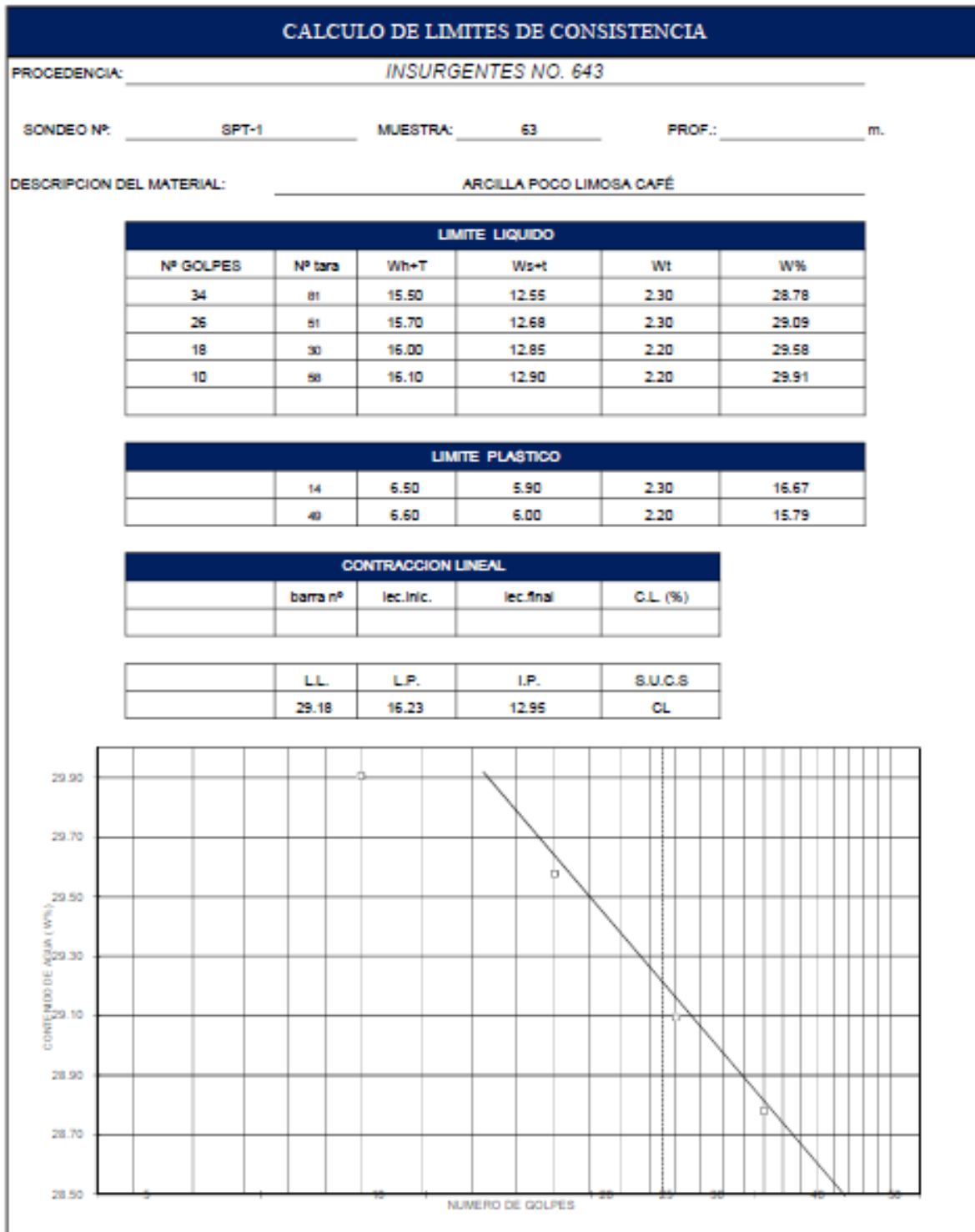
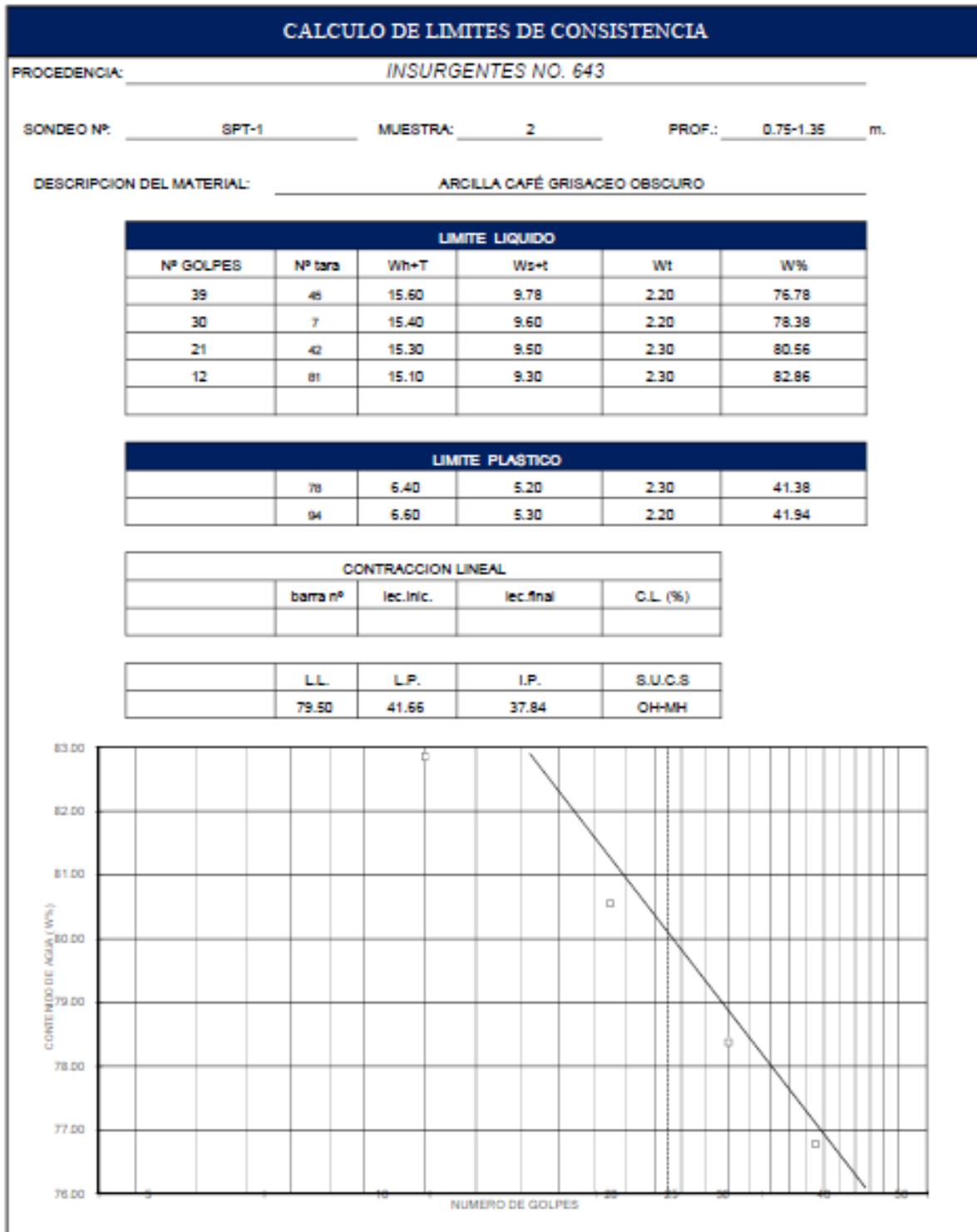


FIGURA A.3.3.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO SPT-1



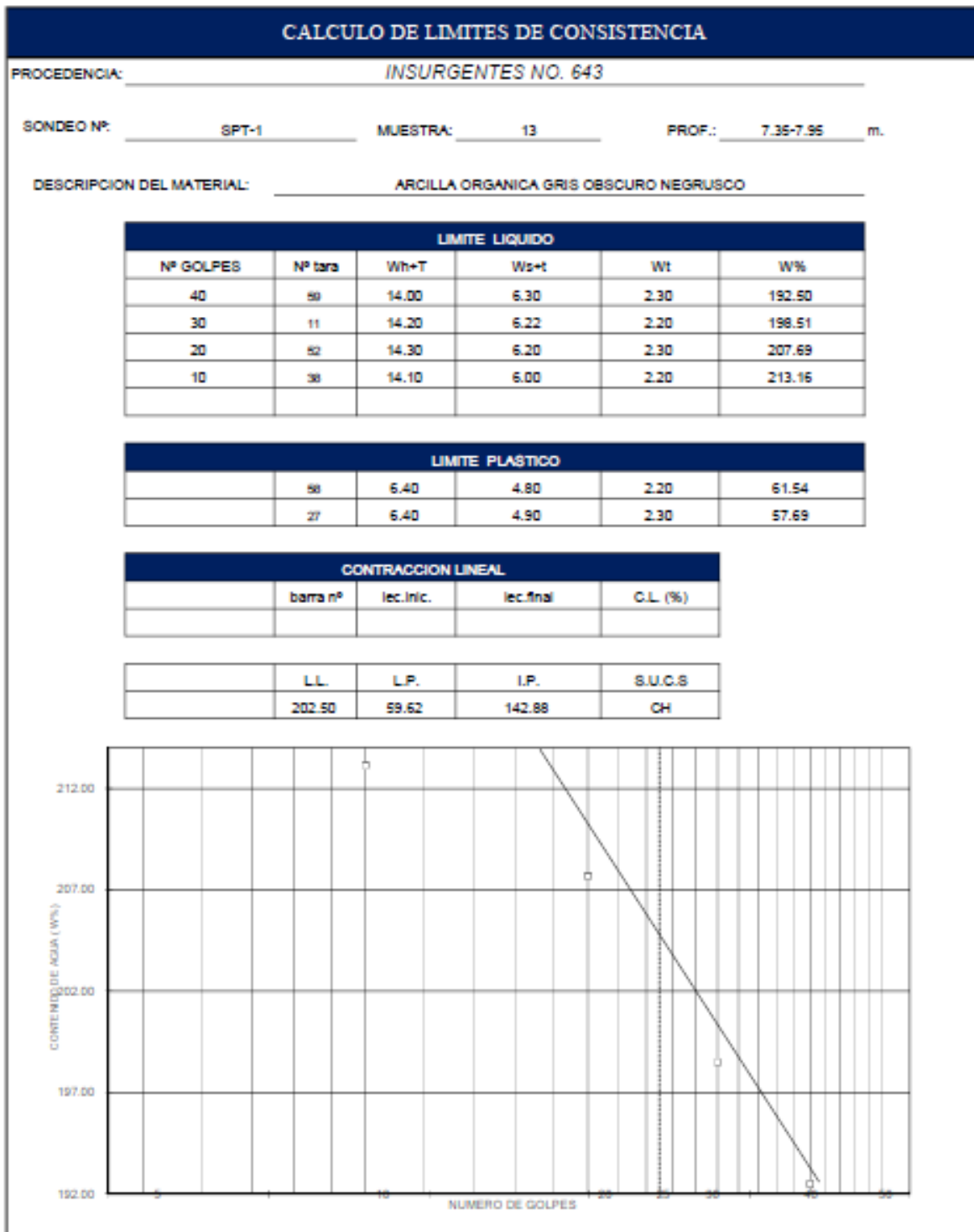


FIGURA A.3.5.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO SPT-1

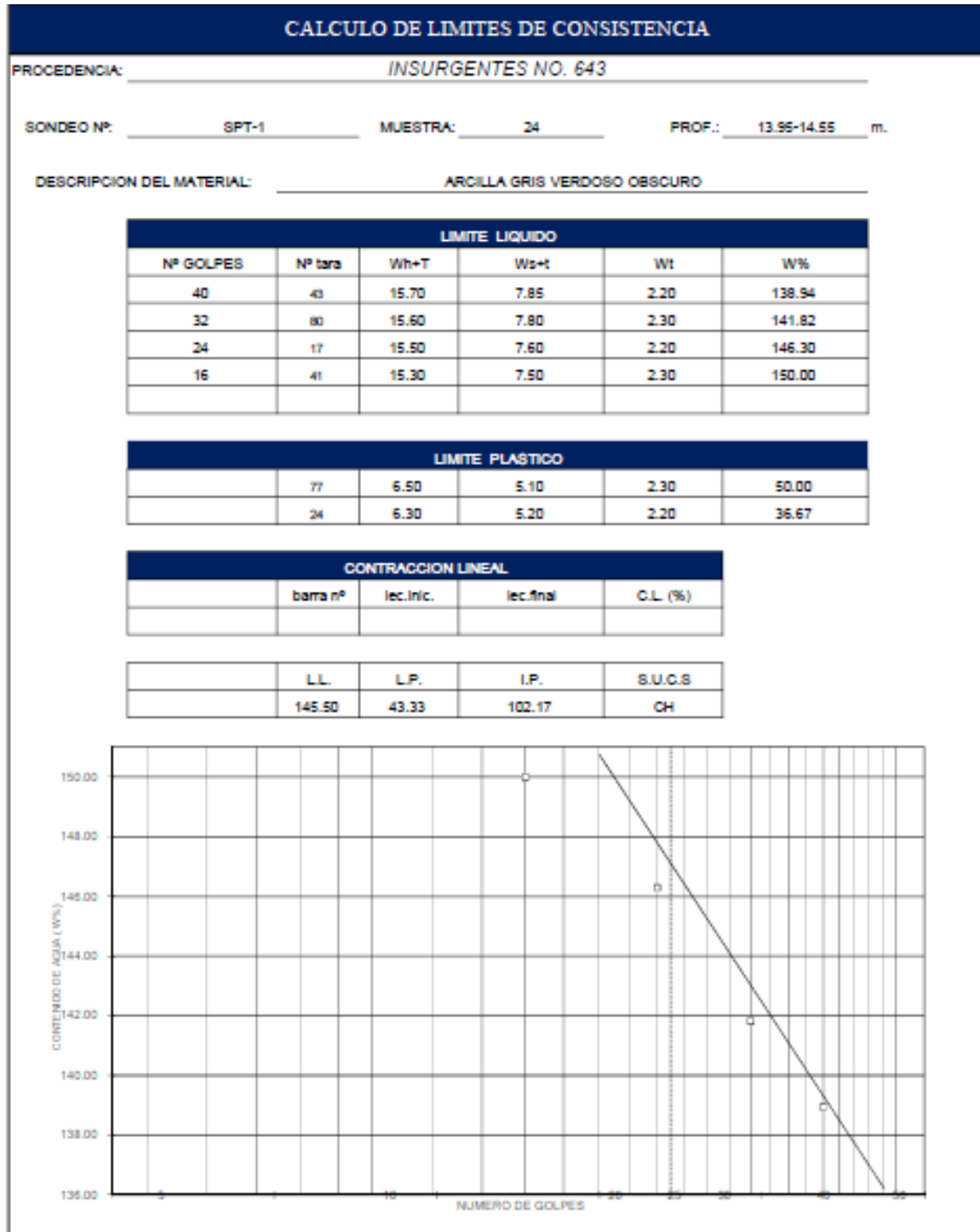


FIGURA A.3.6.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO SPT-1

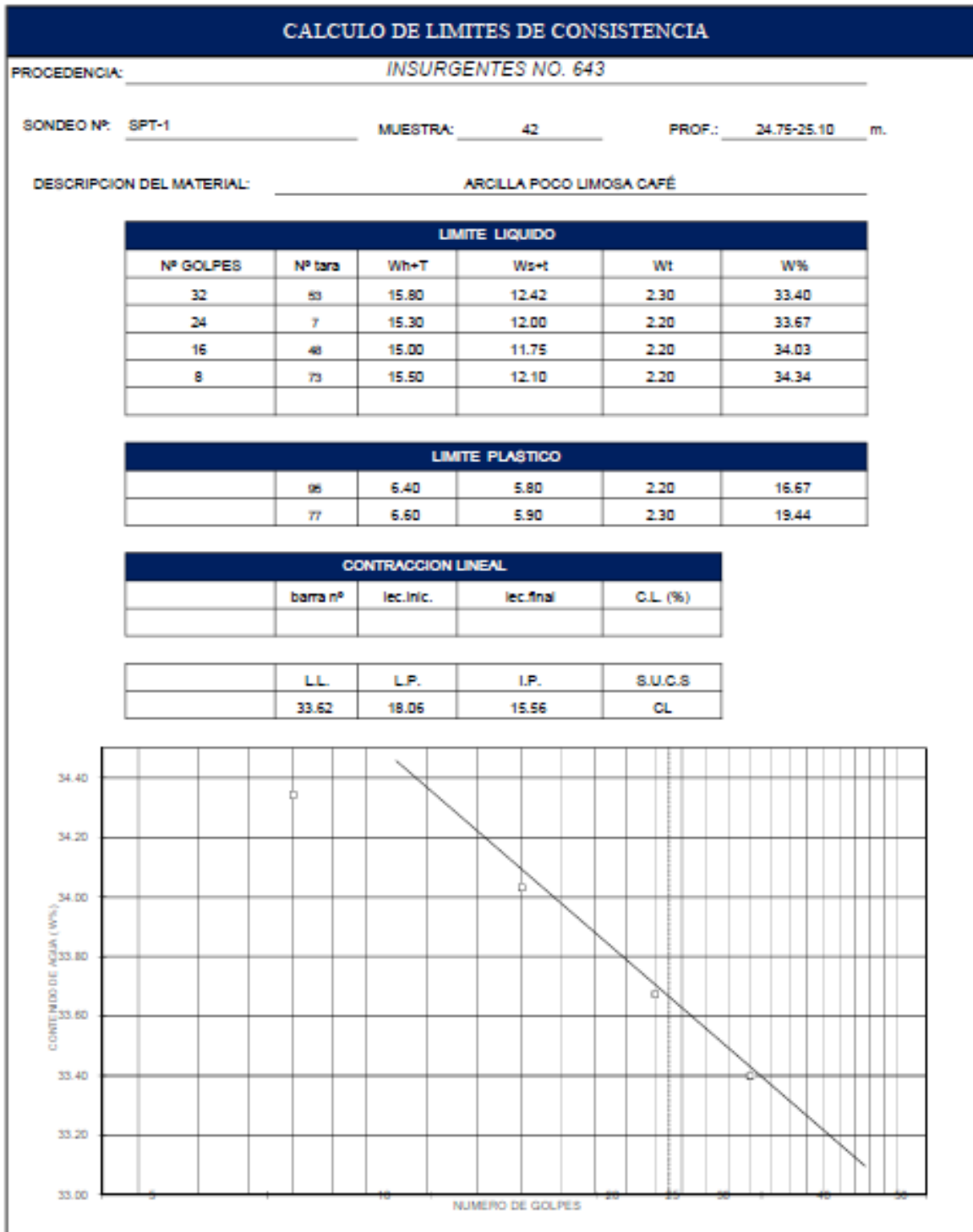


FIGURA A.3.7.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO SPT-1

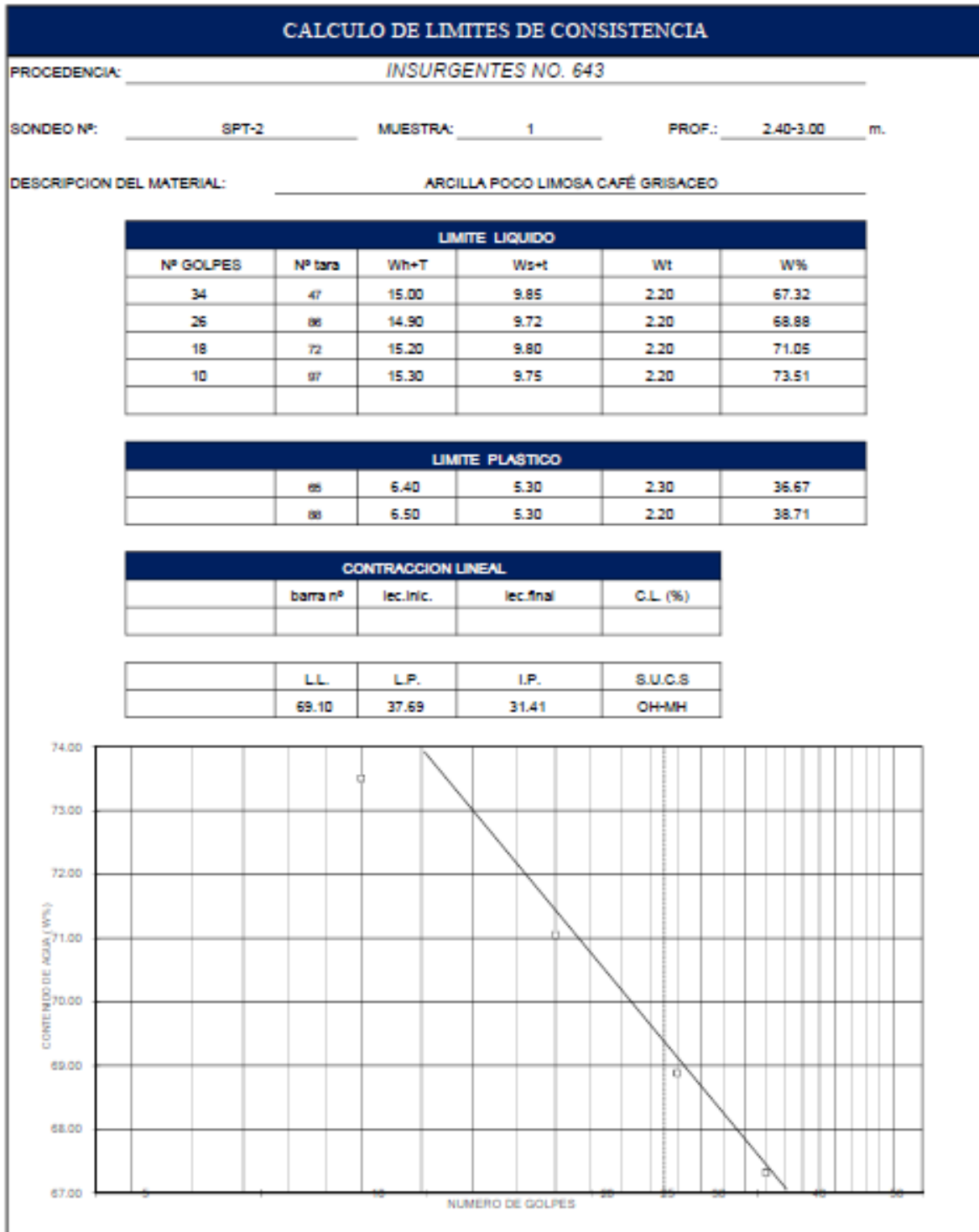


FIGURA A.3.8.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO SPT-2

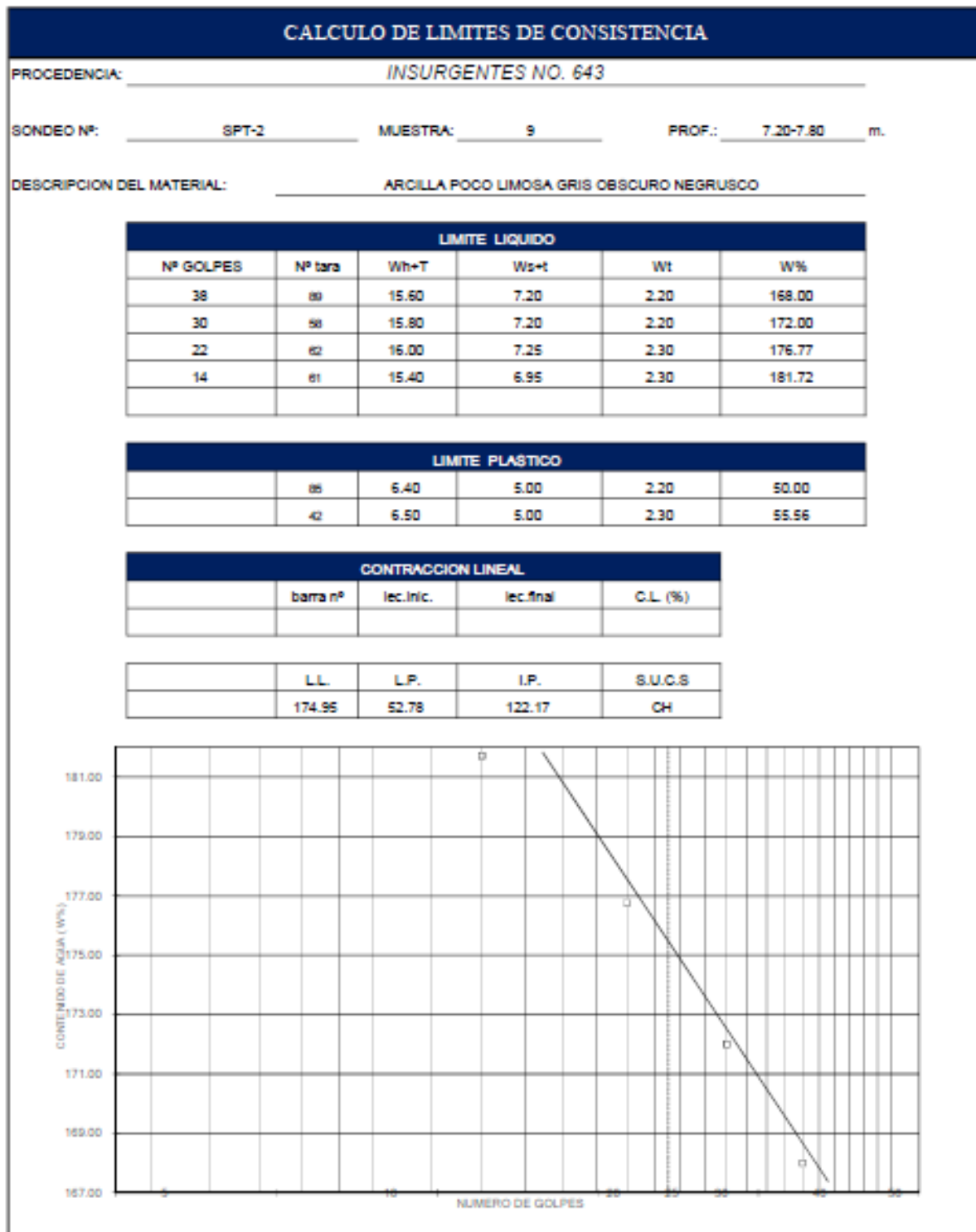


FIGURA A.3.9.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO SPT-2

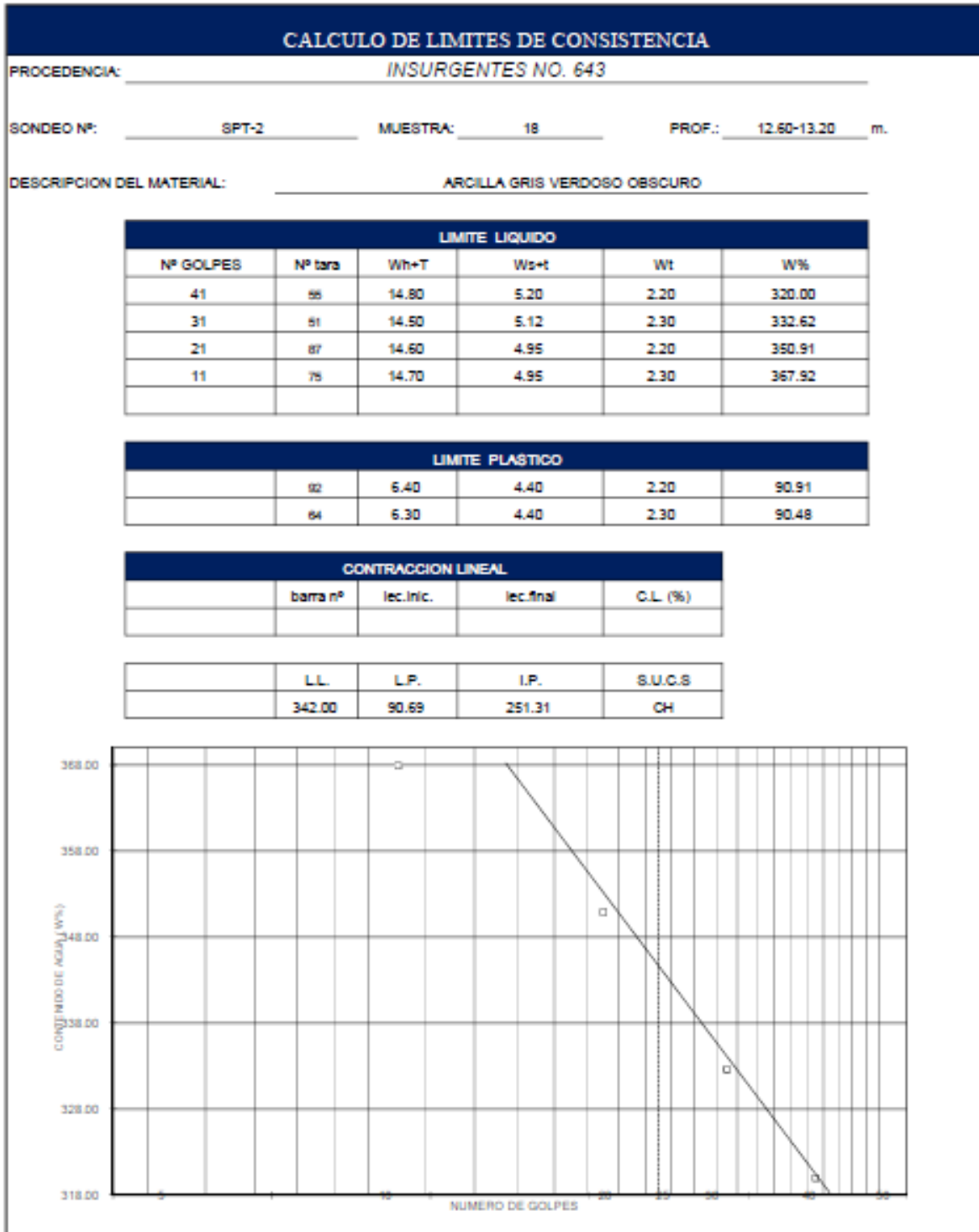


FIGURA A.3.10.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO SPT-2

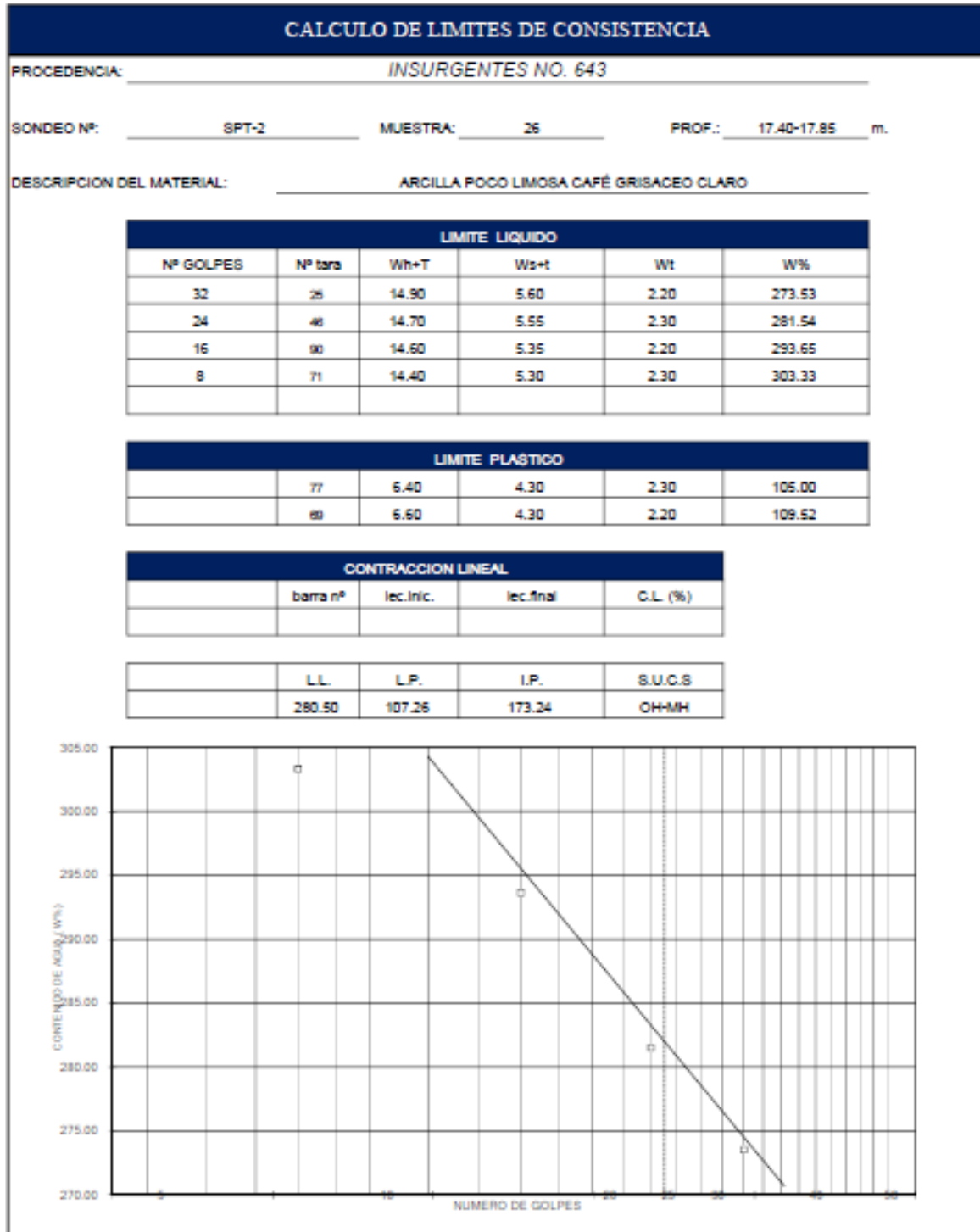


FIGURA A.3.11.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO SPT-2

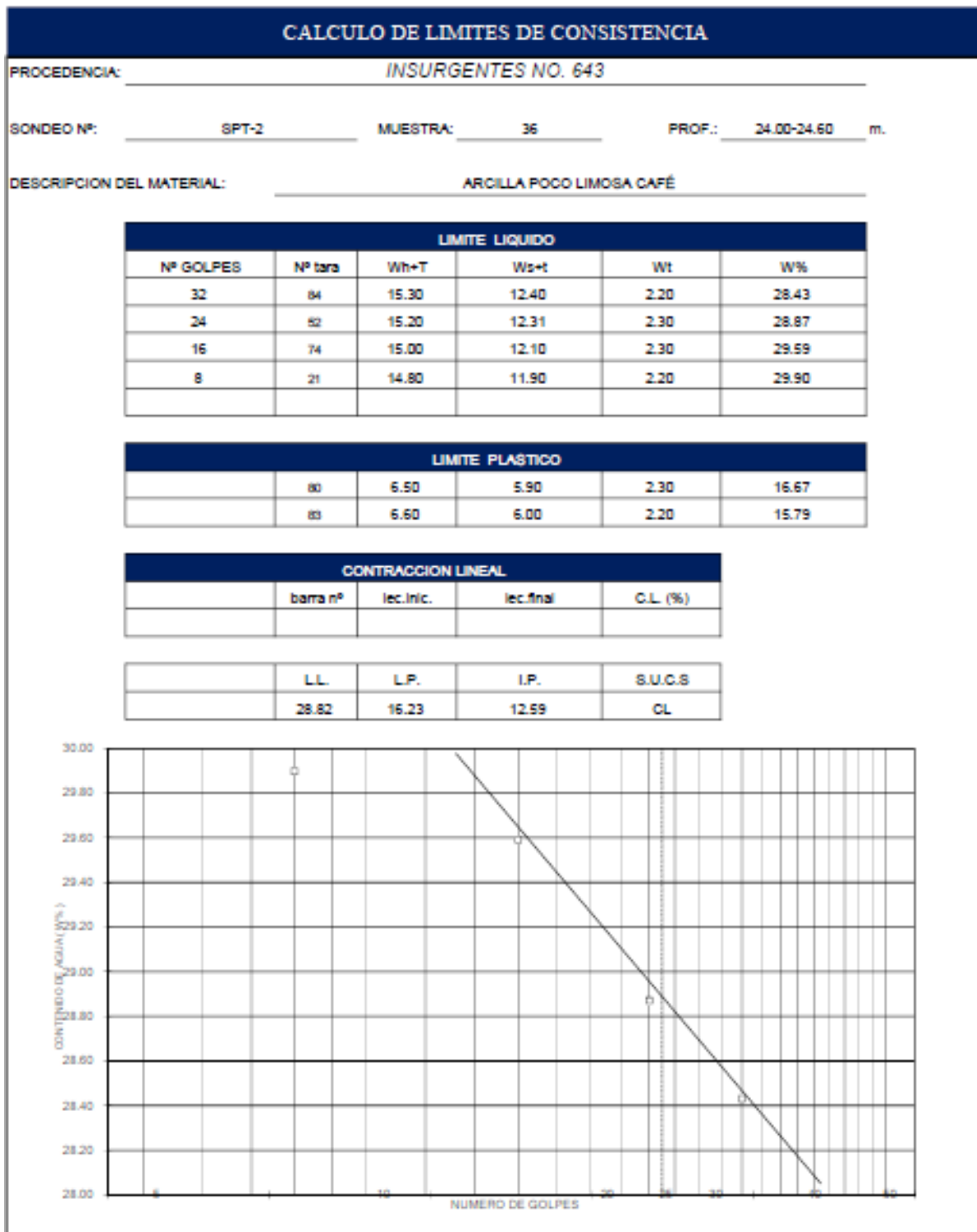


FIGURA A.3.12.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO SPT-2

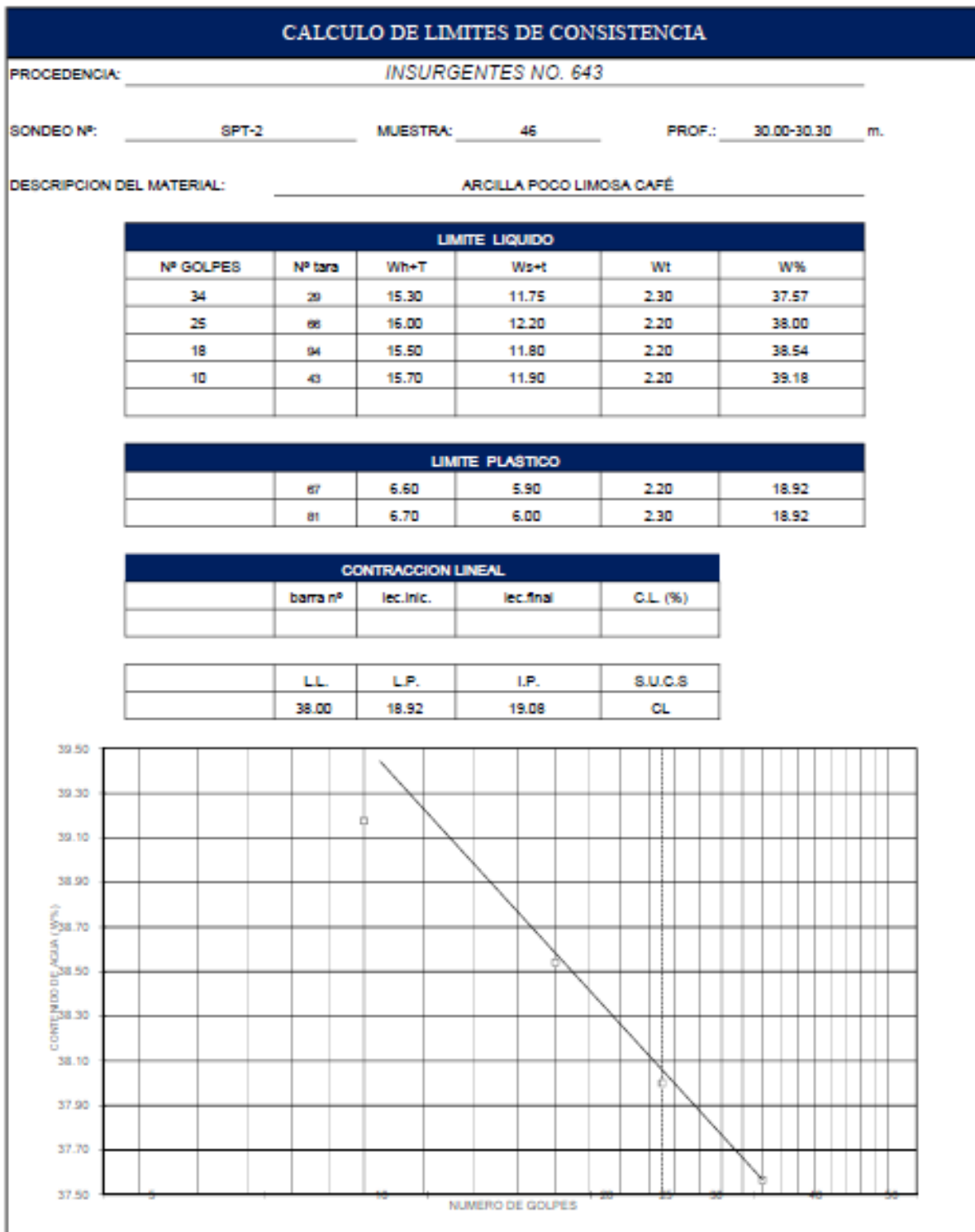


FIGURA A.3.13.- LÍMITES DE CONSISTENCIA SONDEO SPT-2

FIGURA A.4.2.- PRUEBA TRIAXIAL CON PRESION DE 0.50 KG/CM2, SONDEO PCA-1

PRUEBA TRIAXIAL UU					
PROYECTO: INSURGENTES NO. 643					
SONDEO: PCA-1					
MUESTRA: MC					
PROFUND.: 1.40-1.60					
PRESION: 1.00 kg/cm ²					
ds=	4.00 cm	Wo=	175.30 gr		
dm=	4.00 cm	Wt=	24.50 gr		
di=	4.00 cm	Wt+sh=	199.60 gr		
d prom.=	4.00 cm	Wt+ss=	151.40 gr		
h1=	9.10 cm	Ss=	2.52		
h2=	9.10 cm	W(%)=	37.98		
h prom.=	9.10 cm	pvhi=	1.533 ton/m ³		
Ao=	12.566 cm ²	pvhf=	1.531 ton/m ³		
Vo=	114.354 cm ³	pvs=	1.111 ton/m ³		
ei=	1.268	Gi=	75.47 (%)		
ef=	1.271	Wi=	38.14 (%)		
ei=	75.629 (%)	Wf=	37.98 (%)		
ef=	75.316 (%)				
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.5664	0.0000
10	4.00	0.7000	0.1667	12.5874	0.0556
20	8.00	1.4000	0.3334	12.6084	0.1110
30	12.00	2.1000	0.5001	12.6295	0.1663
40	16.00	2.8000	0.6668	12.6507	0.2213
50	20.00	3.5000	0.8335	12.6720	0.2762
60	24.00	4.2000	1.0002	12.6933	0.3309
80	30.00	5.2500	1.3336	12.7362	0.4122
100	34.00	5.9500	1.6670	12.7794	0.4656
120	40.00	7.0000	2.0004	12.8229	0.5459
125	39.00	6.8250	2.0838	12.8338	0.5318
130	38.00	6.6500	2.1671	12.8447	0.5177
					0.5459

FIGURA A.4.3.- PRUEBA TRIAXIAL CON PRESION DE 1.00 KG/CM², SONDEO PCA-1

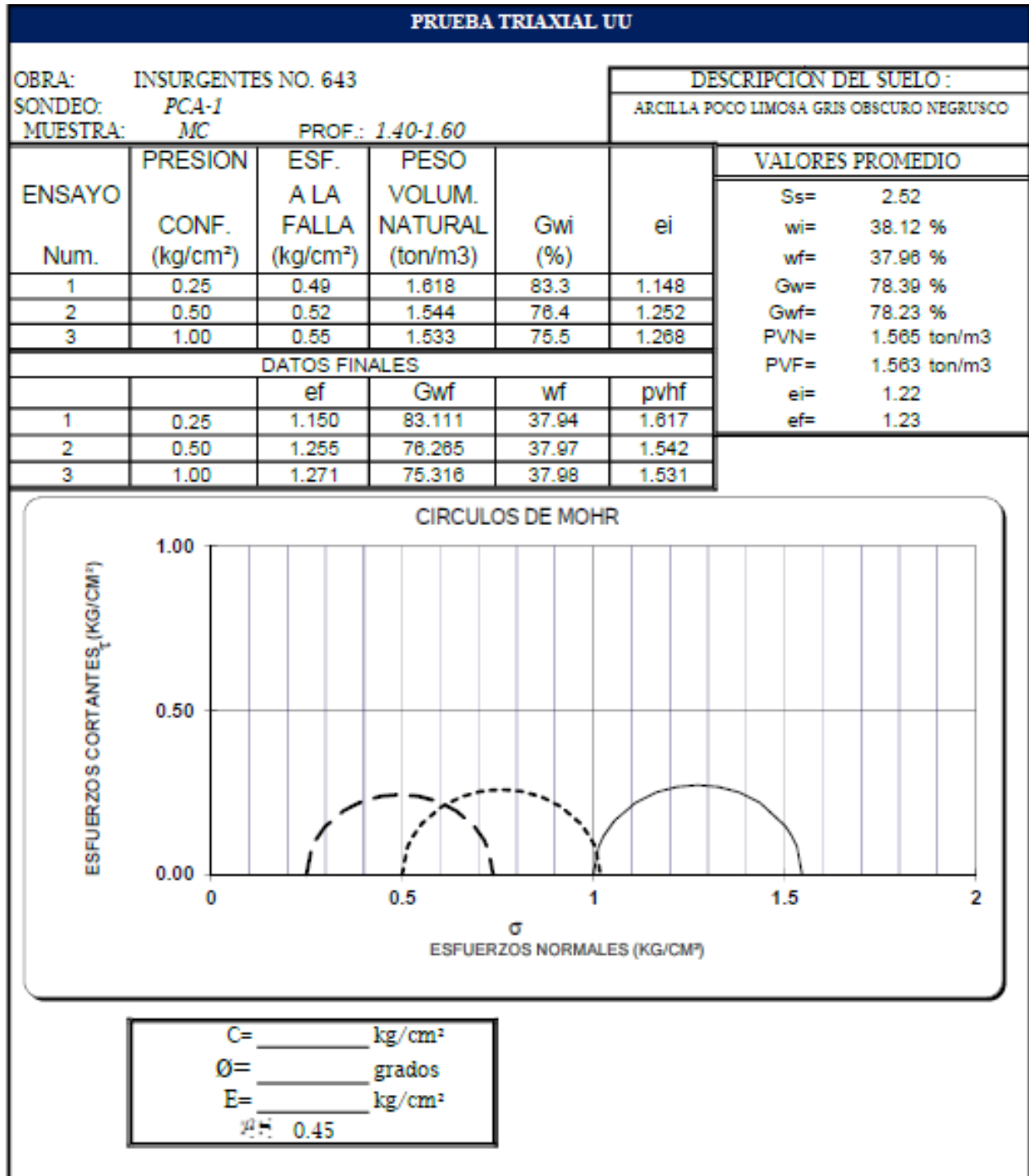


FIGURA A.4.4.- CIRCULO DE MOHR SONDEO PCA-1

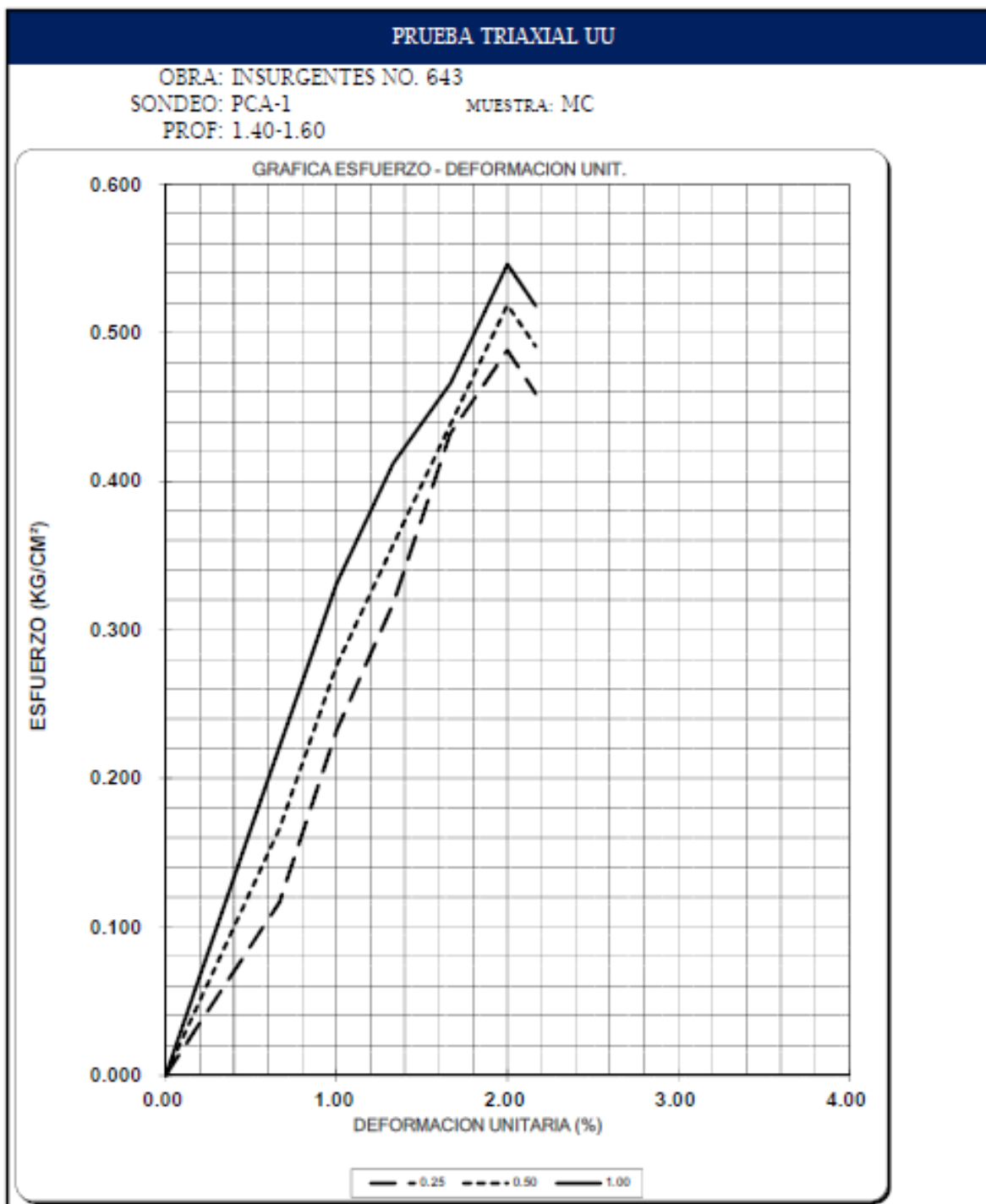


FIGURA A.4.5.- GRAFICA DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN UNITARIA, SONDEO PCA-1

PRUEBA TRIAXIAL UU					
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO					
PROYECTO: ALTADENA NO. 23					
SONDEO: PCA-2			FECHA:		
MUESTRA: MC			CONSTANTE: 0.175		
PROFUND.: 1.50-1.70			PRESION: 0.25 kg/cm ²		
OPERADOR: JE			VELOCIDAD: 0.01667		
ds=	3.70	cm	Wo=	159.00	gr
dm=	3.70	cm	Wt=	24.70	gr
di=	3.70	cm	Wt+sh=	183.50	gr
d prom.=	3.70	cm	Wt+ss=	133.40	gr
h1=	8.90	cm	Ss=	2.48	
h2=	8.90	cm	W(%)=	46.09	
h prom.=	8.90	cm	pvhi=	1.662	ton/m ³
Ao=	10.752	cm ²	pvhf=	1.659	ton/m ³
Vo=	95.694	cm ³	pvs=	1.137	ton/m ³
ei=	1.181		Gi=	96.83	(%)
ef=	1.183		Wi=	46.27	(%)
si=	96.99	(%)	Wf=	46.09	(%)
sf=	96.60	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.7521	0.0000
10	2.50	0.4375	0.1667	10.7701	0.0406
20	5.00	0.8750	0.3334	10.7881	0.0811
30	7.50	1.3125	0.5001	10.8061	0.1215
40	10.00	1.7500	0.6668	10.8243	0.1617
50	13.00	2.2750	0.8335	10.8425	0.2098
60	17.00	2.9750	1.0002	10.8607	0.2739
80	22.00	3.8500	1.3336	10.8974	0.3533
100	32.00	5.6000	1.6670	10.9344	0.5121
120	42.00	7.3500	2.0004	10.9716	0.6699
150	54.00	9.4500	2.5005	11.0279	0.8569
180	74.00	12.9500	3.0006	11.0847	1.1683
240	96.00	16.8000	4.0008	11.2002	1.5000
300	114.00	19.9500	5.0010	11.3181	1.7627
305	113.00	19.7750	5.0844	11.3281	1.7457
310	111.00	19.4250	5.1677	11.3380	1.7133
					1.7627

FIGURA A.4.6.- PRUEBA TRIAXIAL CON PRESION DE 0.25 KG/CM2, SONDEO PCA-2

PRUEBA TRIAXIAL UU					
PROYECTO: ALTADENA NO. 23					
SONDEO: PCA-2					
MUESTRA: MC					
PROFUND.: 1.50-1.70					
PRESION: 1.00 kg/cm ²					
ds=	3.72 cm	Wo=	160.40 gr		
dm=	3.72 cm	Wt=	24.40 gr		
di=	3.72 cm	Wt+sh=	184.60 gr		
d prom.=	3.72 cm	Wt+ss=	134.00 gr		
h1=	9.08 cm	Ss=	2.48		
h2=	9.08 cm	W(%)=	46.17		
h prom.=	9.08 cm	pvhi=	1.625 ton/m ³		
Ao=	10.869 cm ²	pvhf=	1.623 ton/m ³		
Vo=	98.687 cm ³	pvs=	1.112 ton/m ³		
ei=	1.230	Gi=	93.06 (%)		
ef=	1.233	Wi=	46.35 (%)		
si=	93.222 (%)	Wf=	46.17 (%)		
sf=	92.855 (%)				
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.8687	0.0000
10	4.00	0.7000	0.1667	10.8868	0.0643
20	8.00	1.4000	0.3334	10.9050	0.1284
30	12.00	2.1000	0.5001	10.9233	0.1922
40	16.00	2.8000	0.6668	10.9416	0.2559
50	20.00	3.5000	0.8335	10.9600	0.3193
60	26.00	4.5500	1.0002	10.9785	0.4144
80	33.00	5.7750	1.3336	11.0156	0.5243
100	45.00	7.8750	1.6670	11.0529	0.7125
120	53.00	9.2750	2.0004	11.0905	0.8363
150	67.00	11.7250	2.5005	11.1474	1.0518
180	85.00	14.8750	3.0006	11.2049	1.3275
240	111.00	19.4250	4.0008	11.3216	1.7157
300	129.00	22.5750	5.0010	11.4408	1.9732
305	128.00	22.4000	5.0844	11.4509	1.9562
310	126.00	22.0500	5.1677	11.4609	1.9239
					1.9732

FIGURA A.4.8.- PRUEBA TRIAXIAL CON PRESION DE 1.00 KG/CM2, SONDEO PCA-2

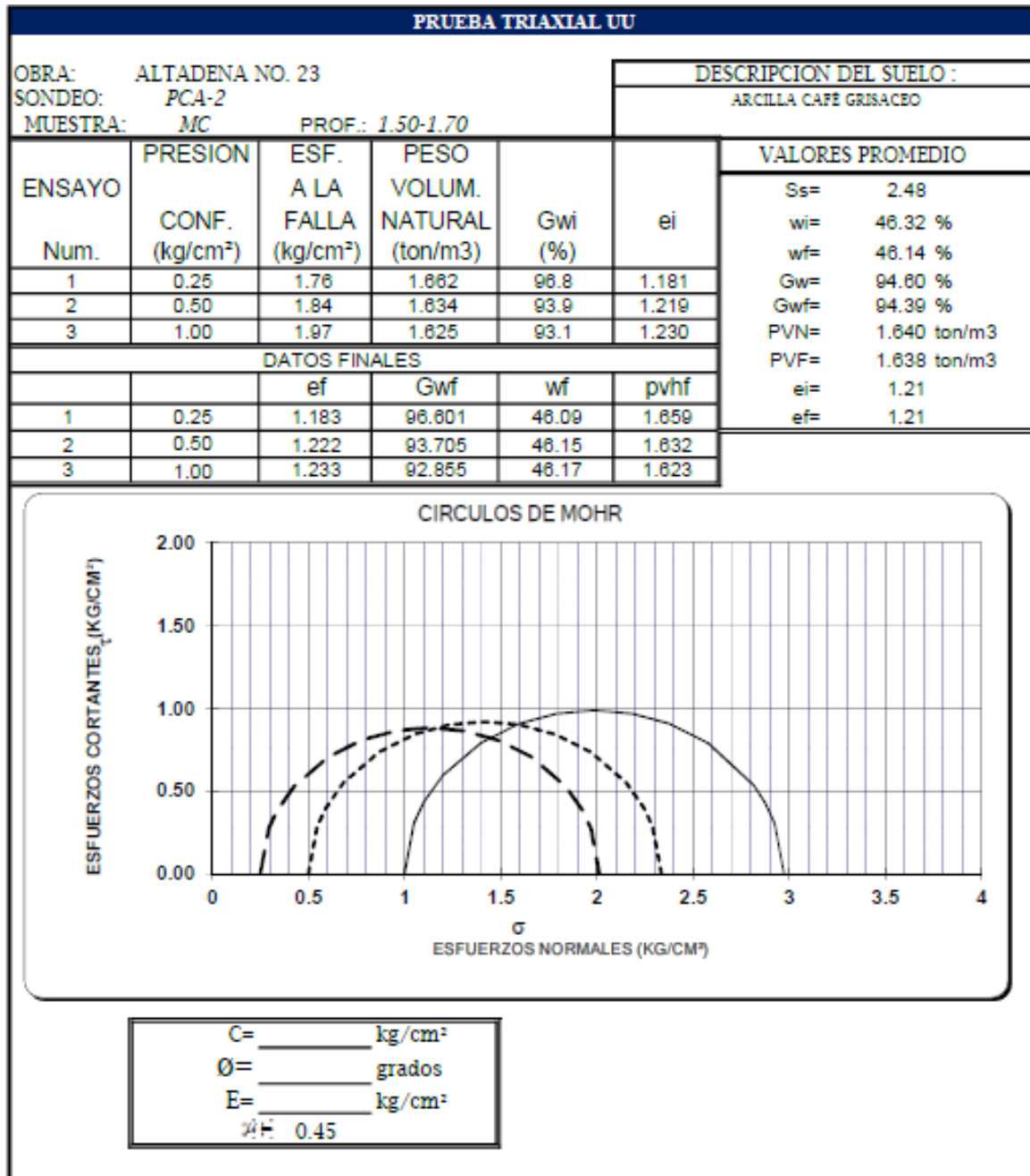


FIGURA A.4.9.- CIRCULO DE MOHR SONDEO PCA-2

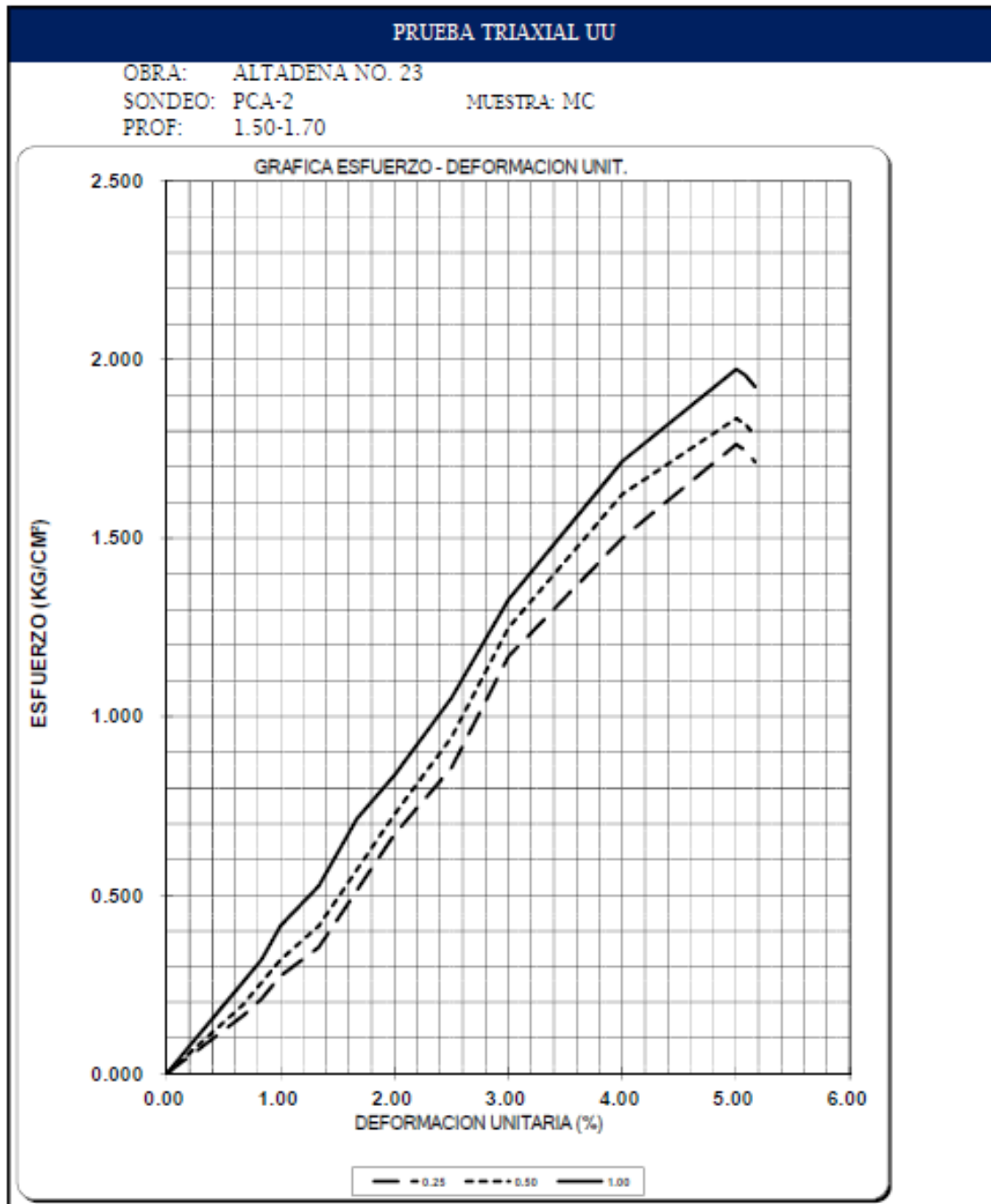


FIGURA A.4.10.- GRAFICA DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN UNITARIA, SONDEO PCA-2