



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REALIZADO
EN LA DELEGACIÓN BENITO JUÁREZ, CIUDAD DE
MÉXICO, EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN
EDIFICIO DE DOS SÓTANOS, PLANTA BAJA Y SEIS
NIVELES SUPERIORES.**

DESARROLLO DE UN CASO PRÁCTICO

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

ANTONIO MATEOS ZEUS ALAIN



**DIRECTOR DE TESIS:
ING. ÁLVAREZ BAUTISTA GABRIEL**

**CIUDAD NEZAHUALCÓYOTL, ESTADO DE
MÉXICO 2018)**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

DEDICADO A MIS PADRES, QUE CON SU INCREÍBLE Y CONSTANTE APOYO EH LOGRADO TERMINAR MI CARRERA EN INGENIERÍA CIVIL; MI PADRE ÉSTEBAN CON SUS BUENOS CONSEJOS Y ENTENDIMIENTO DE MIS SITUACIONES, A MI MADRE BERNARDA QUE ME DIO LA VIDA Y SU APOYO INCONDICIONAL, MI HERMANO MAYOR MANUEL CON SU FUERZA Y SU CARÁCTER ME ENSEÑÓ A ENFRENTAR LA VIDA, MI SEGUNDO HERMANO EDISON QUE EN TIEMPOS MUY DIFÍCILES ME APOYO INCONDICIONALMENTE, MI HERMANA YURIDIA, CON SU APOYO, SUS RISAS, SU BUEN CARÁCTER Y AYUDA CONTINUA ME HICIERON CRECER, POR ULTIMO RENE, AMIGO, CON EL CUAL FORMAMOS UN EQUIPO DE TRABAJO.

GRACIAS A TODOS LOS QUE ESTUVIERON CONMIGO EN MI FORMACIÓN COMO INGENIERO CIVIL.

Índice

Introducción	i
1 Antecedentes.....	1
1.1 Localización	1
1.2 Descripción del proyecto.....	2
1.3 Colindancias.....	4
1.4 Objetivo.....	5
2 Exploración y muestreo del subsuelo	6
2.1 Generalidades.....	7
2.2 Pozos a cielo abierto.....	9
2.3 Sondeo con equipo mecánico.....	15
2.3.1 Método de penetración estándar	15
2.3.2 Muestreo con tubo de pared delgada	16
3 Pruebas de laboratorio	21
3.1 Muestras alteradas	22
3.2 Muestras inalteradas.....	22
3.3 Resultados de laboratorio	24
4 Características estratigráficas y físicas del subsuelo	32
4.1 Descripción estratigráfica.....	33
4.2 Zonificación Sísmica.....	34
5 Análisis de la cimentación.....	42
5.1 Solución de cimentación	42
5.2 Cargas estimadas de proyecto para Departamentos	43
5.3 Análisis de estabilidad.....	44
5.3.1 Estado de falla general con cajón de cimentación	44
5.4 Acciones	44
5.5 Estado límite de falla en condiciones estáticas	45
5.6 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.....	45
5.6.1 Estado de falla local con cajón de cimentación	47
5.6.2 Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación.....	48
5.6.3 Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación.....	48
5.6.4 Análisis de asentamientos	49
5.7 Empujes sobre los muros perimetrales de los cajones de cimentación	51
5.8 Falla de fondo.....	60

5.9	Estabilidad de Taludes	60
5.9.1	Estabilidad de taludes durante la excavación	60
5.10	Trabajo estructural de la losa de fondo.....	61
6	Proceso constructivo y protección a colindancias	62
6.1	Determinación del procedimiento constructivo para la excavación.....	62
6.2	Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.	64
6.3	Falla de fondo por subpresión	64
6.4	Presiones temporales sobre muros Muro Milán y troqueles.	65
6.5	Revisión por falla de empotramiento en el Muro Milán	66
6.6	Protección a Colindancias Mediante Sistema Muro Milán.....	68
6.6.1	Estabilidad de taludes considerando falla por traslación	69
6.6.2	Revisión por falla de empotramiento en Muro Milán.....	69
6.6.3	Proceso Constructivo del Muro Milán.....	71
6.7	Diseño del troquelamiento.	85
6.8	Abatimiento del nivel freático.....	88
6.8.1	Sistema de bombeo	88
6.9	Excavaciones.....	92
6.10	Especificaciones de los materiales	94
6.11	Descripción del Procedimiento Constructivo.....	95
	Conclusiones y recomendaciones	106

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de mi caso práctico trata sobre el análisis, proposición y proceso constructivo de la cimentación de un edificio de dos sótanos, planta baja y seis niveles superiores.

Es claro mencionar la importancia del estudio geotécnico que se debe realizar para un proyecto antes de su construcción, ya que se debe tener en cuenta la estabilidad de falla general del cajón de cimentación, las acciones estáticas, dinámicas y de servicio, los asentamientos provocados por la consolidación del suelo, así como también las expansiones, el sistema de troquelamientos, el proceso constructivo y la protección a colindancias.

En este caso práctico se detalla la ubicación del predio, la descripción del proyecto, la exploración y muestreo del subsuelo, dando a conocer métodos y pruebas realizadas, para conocer las características estratigráficas y físicas del suelo, también hace referencia a la zonificación sísmica de la Ciudad de México haciendo uso de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal 2001.

El querer saber sobre el estudio de las cimentaciones me llevo a profundizar y realizar este caso práctico, explicando de la manera más completa para un mejor entendimiento, pensando en los ingenieros que tengan la oportunidad de leerlo, tengan la facilidad de resolver un proyecto similar de geotecnia, dándole el interés a que se sumen a la ingeniería geotécnica, mejorando el estándar de calidad y que en el mejor de los casos aporte beneficios a la geotecnia.

También se llevó un orden y secuencia de tal manera que pudiera realizar un procedimiento paso por paso, para que a los que lo consulten puedan realizar proyectos de igual o mayor magnitud.

Este caso está distribuido en seis capítulos, conclusiones y recomendaciones, en donde el primer capítulo hace referencia a los antecedentes del proyecto como a la ubicación, las colindancias y al plano arquitectónico, en el segundo capítulo nos enfocamos a la exploración y muestreo del subsuelo, en donde se realizó la extracción de muestras cúbicas, tubo Shelby y muestreo con tubo de pared delgada SPT, aquí identificamos de manera visual el suelo y realizamos el perfil

estratigráfico, en el capítulo tres trata de las pruebas de laboratorio en muestras alteradas e inalteradas, efectuando pruebas índice (Clasificación visual, contenido de humedad, densidad de sólidos, límites de consistencia, entre otras) y pruebas mecánicas(Compresión simple, compresión triaxial, consolidación unidimensional), en el capítulo 4 en características estratigráficas y físicas del suelo, ubicamos la zona sísmica y realizamos el cálculo de presiones efectivas, obteniendo la gráfica de presiones, en el capítulo 5 en análisis de la cimentación, propusimos el cajón de cimentación, realizando las revisiones y cálculos correspondientes, así como también los cálculos necesarios para la estabilidad de talud durante la excavación y también la revisión para el trabajo estructural de la losa de fondo, en el capítulo 6 en proceso constructivo y protección a colindancias, trata sobre la determinación del procedimiento constructivo para la excavación, considerando la magnitud de las cargas y las propiedades mecánicas del suelo, en donde para dar seguridad y rapidez se optó por muro Milán de concreto, construido en el perímetro del área de excavación, el cual también funcionara como una pantalla que impedirá el flujo del agua hacia la excavación, en donde tomamos en cuenta un sistema de bombeo para abatir el nivel freático y prevenir las expansiones.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto está constituido por dos sótanos, el último sótano con un nivel de piso terminado a -5.45m , el sótano 2 con nivel de piso terminado en la cota -2.95m , la planta baja está marcada con un nivel de 0.00 , y el último nivel tiene la cota $+20.40$.

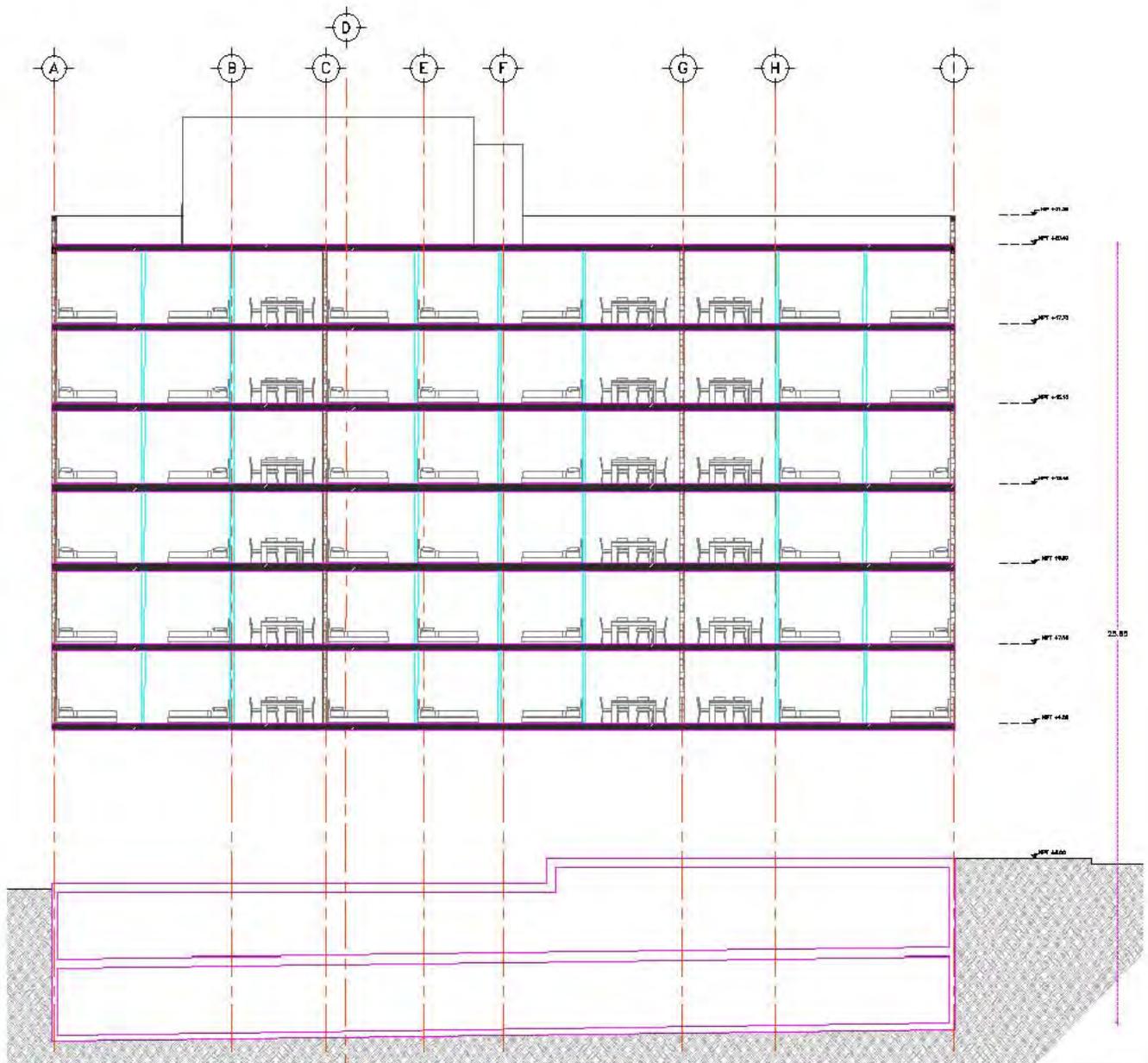


Figura 2.1 Corte arquitectónico



Figura 2.2. Planta arquitectónica

1.3 COLINDANCIAS

Las colindancias que tiene el predio en estudio y de acuerdo al levantamiento realizado en campo se indican en la figura 3, y son las siguientes:

- Al Norte colinda con vía pública, Calle Jesús Urueta.
- Al Oriente colinda con la calle de Washington.
- Al Poniente con una estructura de tres niveles.
- Al Sur colinda con una estructura de cuatro niveles

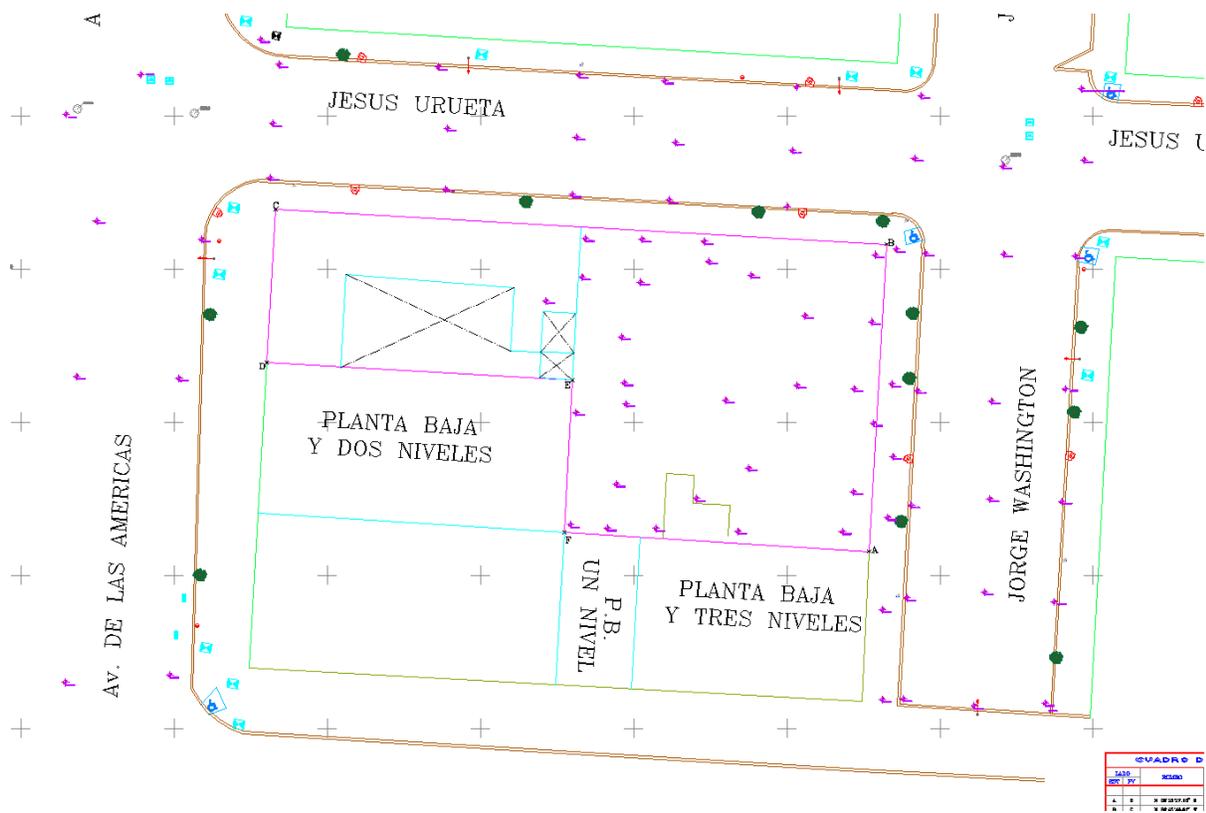


Figura 3 Colindancias del predio

1.4 OBJETIVO

Con objeto de establecer la factibilidad de construcción de un edificio de dos sótanos, una planta baja y seis niveles superiores; y consignar el tipo de cimentación más apropiado para éste proyecto, 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 desarrollo de caso práctico 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 niveles de piso terminado que están considerados con respecto al nivel de banquetea.

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

2 EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



Exploración del subsuelo

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 excavaron cuatro pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.50 y 2.60 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.



Figura 4 Realización del pozo a cielo abierto

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 del sondeo mixto se muestra en la figura 5.

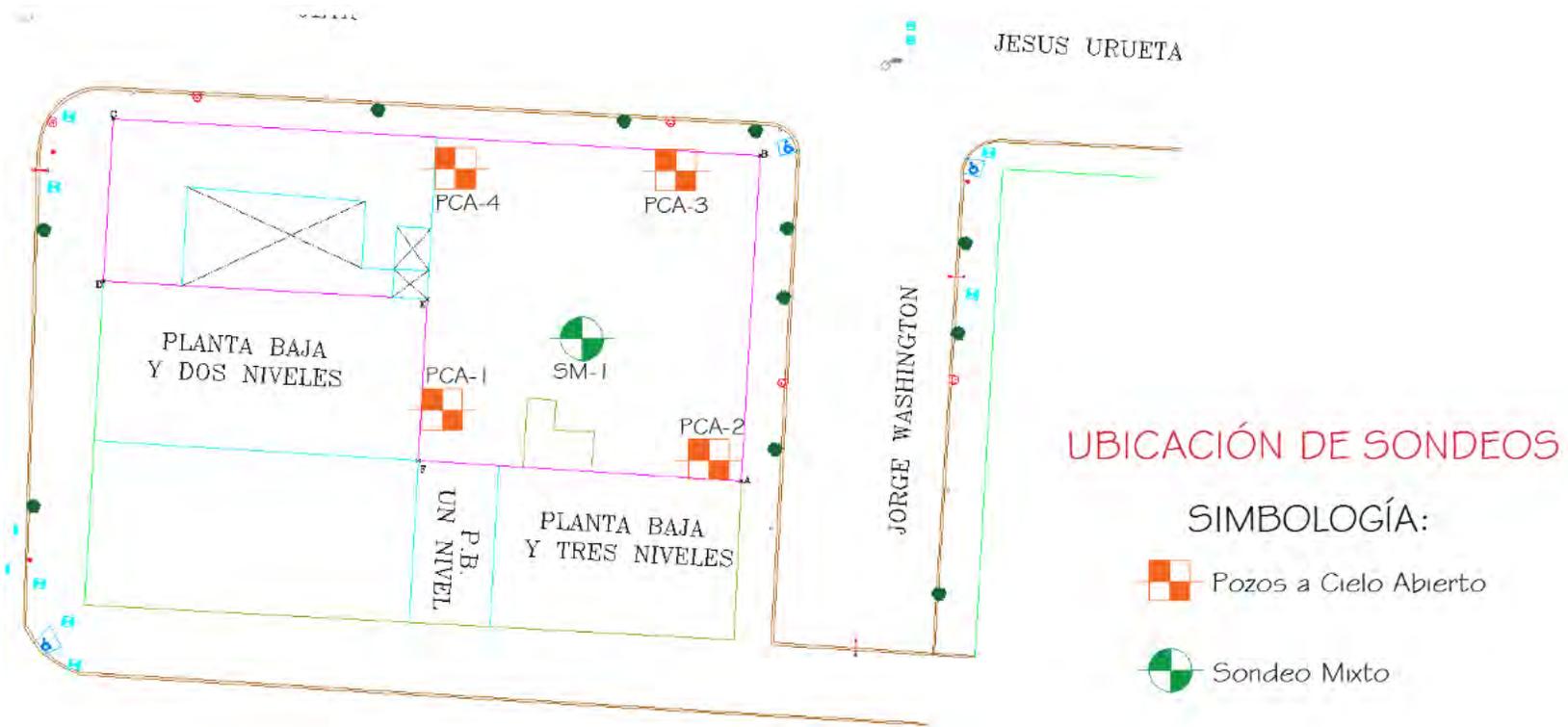


Figura 5. Ubicación de los sondeos

2.2 POZOS A CIELO ABIERTO

Este sondeo es comúnmente empleado y recomendado 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 se detectó a 3.10 m de profundidad.

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 6 a 8.

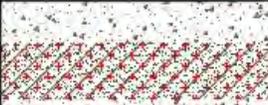
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00	<i>CONCRETO SIMPLE</i>	
0.20	<i>ARCILLA ARENOSA CON PEDACERIA DE CONCRETO Y TABIQUE.</i>	
0.20	<i>CONCRETO SIMPLE</i>	
0.40	<i>ARCILLA ARENOSA CAFE CLARO.</i>	
0.60	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO, CON ESCASA ARENA FINA, FOSILES Y PEQUEÑAS OQUEDADES.</i>	
0.80		
1.00	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS, CON POCA ARENA FINA, FOSILES Y PEQUEÑAS OQUEDADES</i>	
1.20		
1.40	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO, CON ESCASA ARENA FINA, FOSILES Y PEQUEÑAS OQUEDADES.</i>	
1.60		
1.80		
2.00		
2.20	<i>ARENA FINA PUMITICA GRIS CLARO.</i>	
2.40	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CON FOSILES Y ESCASA ARENA FINA.</i>	
2.60		

Figura 6. Perfil estratigráfico PCA 1

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00		
0.20	<i>ARCILLA ARENOSA CAFE CLARO CON RAICES, PEDACERIA DE PLASTICOS.</i>	
0.40		
0.60	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO, CON ESCASA ARENA FINA, FOSILES Y PEQUEÑAS OQUEDADES.</i>	
0.80		
1.00		
1.20	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS, CON POCA ARENA FINA, FOSILES Y PEQUEÑAS OQUEDADES.</i>	
1.40		
1.60	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO, CON MICAS Y PEQUEÑAS OQUEDADES</i>	
1.80		
2.00		
2.20	<i>ARENA FINA PUMITICA GRIS CLARO.</i>	
2.40		
2.60	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CON FOSILES Y ESCASA ARENA FINA.</i>	

Figura 7. Perfil estratigráfico PCA 2

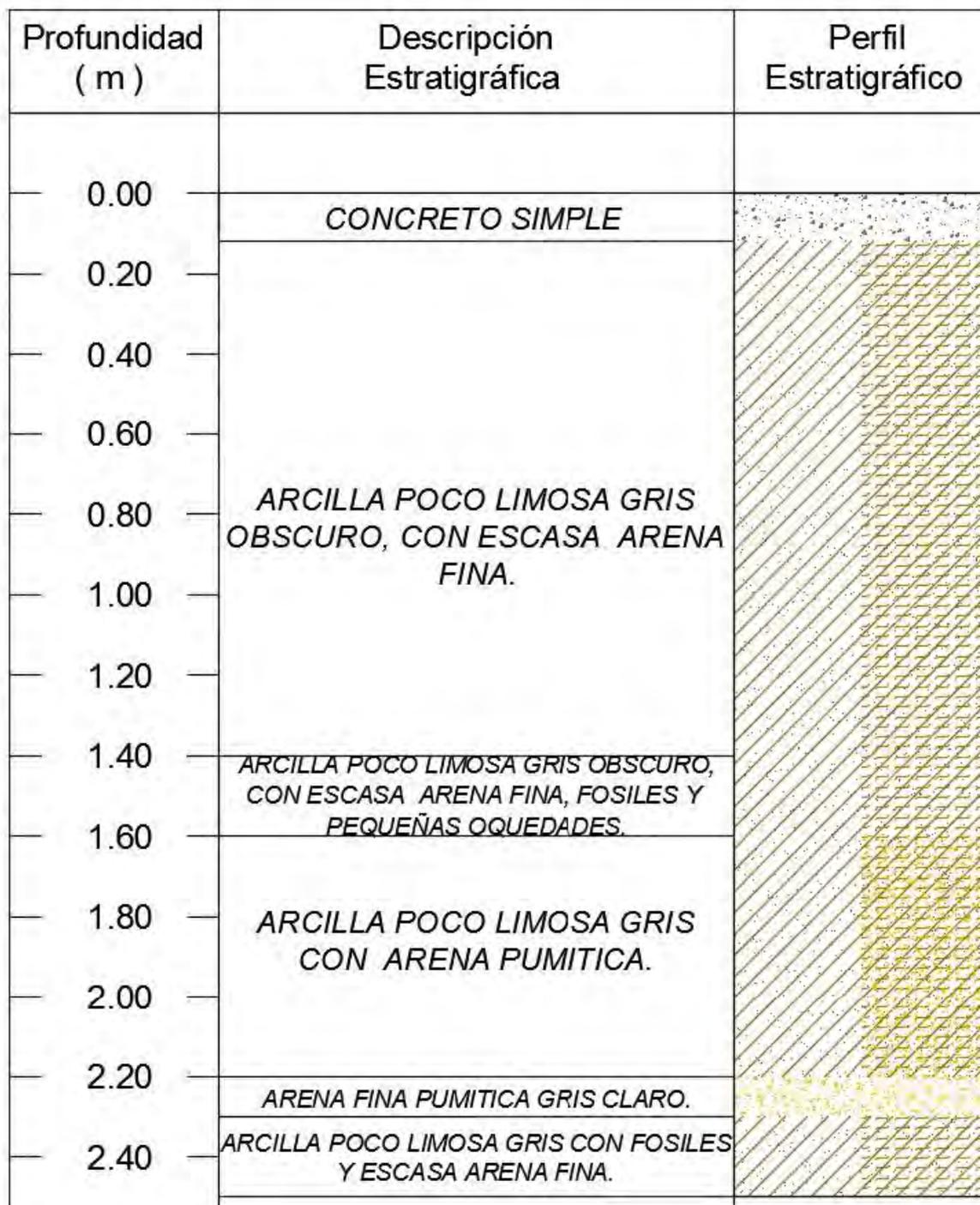


Figura 8. Perfil estratigráfico PCA 3

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00		
0.20	<i>ARCILLA ARENOSA CAFE CLARO CON RAICES, PEDACERIA DE PLASTICOS.</i>	
0.40		
0.60	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO, CON ESCASA ARENA FINA, FOSILES Y PEQUEÑAS OQUEDADES.</i>	
0.80		
1.00		
1.20	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS, CON POCA ARENA FINA, FOSILES Y PEQUEÑAS OQUEDADES.</i>	
1.40		
1.60	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO, CON MICAS Y PEQUEÑAS OQUEDADES</i>	
1.80		
2.00		
2.20	<i>ARENA FINA PUMITICA GRIS CLARO.</i>	
2.40		
2.60	<i>ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CON FOSILES Y ESCASA ARENA FINA.</i>	

Figura 9. Perfil estratigráfico PCA 4

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 10, y que serán de utilidad para el movimiento de tierras, y retirar las cimentaciones antiguas.

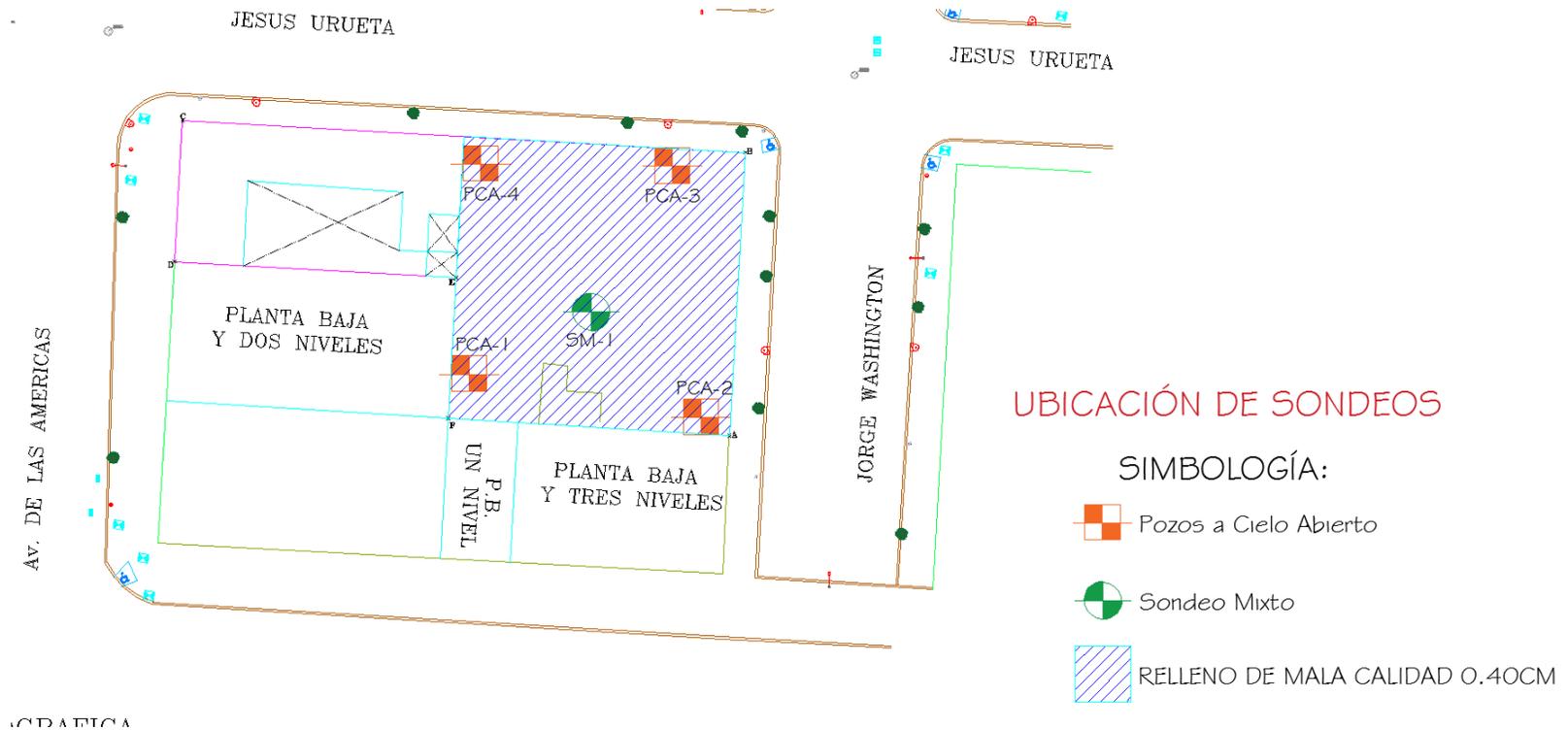


Figura 10. Zonificación de rellenos

2.3 SONDEO CON EQUIPO MECÁNICO

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

2.3.1 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 compacidad, 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

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)	
No. DE GOLPES POR 30 cm N	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

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

2.3.2 Muestreo con tubo de pared delgada

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



Muestreador de pared delgada o tubo Shelby

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

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una presión constante, y para alcanzar un grado de alteración mínimo nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico.

En suelos muy blandos y con alto contenido de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.

Para el caso de arenas, en especial las situadas abajo del N.A.F., se tiene una mayor dificultad para obtener la muestra, por lo que se recomienda no utilizar este método, sino de preferencia el de penetración estándar.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y un metro de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

En la figura 11 se presenta el registro de campo del sondeo realizado en el predio en estudio, y en la figura 12 se muestra el perfil estratigráfico de dicho sondeo mixto.

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:		WASHINGTON # 143											
UBICACIÓN:		CIUDAD DE MEXICO											
SONDEO:		SM-1			PREFORADORA:			LONG YEAR 34		BOMBA:		M OYNO 3L6	HOJA 1
N.A.F.:		2.90 (14-3-17)			FECHA DE INICIO:			13-mar-17		FECHA DE TERMINACION:		16-mar-17	
Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción			
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance				
1	0.00	0.60	1	5	4	25			TP	Arcilla con material vegetal color café claro			
2	0.60	1.20	1	3	3	25			TP	Arcilla color café oscuro			
3	1.20	1.80	1	5	3	44			TP	Arcilla color café oscuro			
4	1.80	2.40	1	3	3	19			TP	Arcilla con arena fina color café grisacio			
5	2.40	3.00	1	3	2	38			TP	Arcilla con lente de arena fina color café grisaceo			
6	3.00	3.90	SHELBY	A	PRESION	26			TSH	P/S Arena media color café claro P/I Arcilla color gris verdosa			
7	3.90	4.50	4	8	10	48			TP	Arcilla poco limosa con lente de arena fina color café grisaceo			
S/M	4.50	5.10	4	8	5	S/R			TP	Sin Recuperacion de Muestra			
8	5.10	5.70	1	2	1	38			TP	Arcilla con lente de arena fina color gris verdoso			
9	5.70	6.30	2	3	1	38			TP	Arcilla color gris verdoso			
10	6.30	6.90	3	4	3	42			TP	Arcilla color gris verdoso			
11	6.90	7.50	2	3	2	40			TP	Arcilla color café claro			
12	7.50	8.40	SHELBY	A	PRESION	85			TSH	Arcilla color café claro ambos lados			
13	8.40	9.00	PH	1	PH	28			TP	Arcilla color café oscuro			
14	9.00	9.60	PH	PH	PH	36			TP	Arcilla color café rojizo con lente de arena fina color negrusca			
15	9.60	10.20	PH	1	1	25			TP	Arcilla color café rojizo			
16	10.20	10.80	PH	PH	PH	37			TP	Arcilla color café rojizo			
17	10.80	11.40	PH	1	1	26			TP	Arcilla color café verdosa			
18	11.40	12.30	SHELBY	A	PRESION	90			TSH	Arcilla color café verdosa ambos lados			
19	12.30	12.90	8	17	11	51			TP	Arcilla poco limosa color verdoso			
20	12.90	13.50	3	13	8	40			TP	Arcilla color verdoso			
21	13.50	14.10	PH	PH	PH	52			TP	Arcilla color varios tonos con lente de arena fina			
22	14.10	14.70	PH	PH	PH	50			TP	Arcilla color varios tonos			
23	14.70	15.30	PH	1	1	40			TP	Arcilla color varios tonos			
24	15.30	16.20	SHELBY	A	PRESION	52			TSH	Arcilla color varios tonos ambos lados			
25	16.20	16.80	PH	PH	PH	50			TP	Arcilla color gris verdosa			
S/M	16.80	17.40	PH	PH	PH	S/R			TP	Sin Recuperacion de Muestra			
26	17.40	18.00	PH	PH	PH	55			TP	Arcilla color gris verdosa			
27	18.00	18.60	PH	1	PH	52			TP	Arcilla color gris verdosa			
28	18.60	19.20	PH	2	1	50			TP	Arcilla color varios tonos con lentes de arena fina color negrusca			
29	19.20	20.10	SHELBY	A	PRESION	20			TSH	P/I Arcilla color gris verdosa P/S Arcilla color café rojizo			
30	20.10	20.70	PH	2	2	60			TP	Arcilla color gris verdosa			
31	20.70	21.30	1	3	2	50			TP	P/S Arcilla color gris verdosa P/I Arcilla color café rojiza			
32	21.30	21.90	PH	2	2	50			TP	Arcilla plastica color gris verdosa en zapata ceniza volcanica			

SM= SIN MUESTRA
SR= SIN RECUP. DE MUESTRA
TSH= TUBO SHELBY

OBSERVACION:
A LOS 13:50 PERDIDA TOTAL DE AGUA

Operador: SERGIO PACHECO
Supervisor: ING. RENE PEREZ OVANDO

Figura 11. Registro de exploración del sondeo mixto SM-1 parte 1



INGENIERIA GEOTECNICA OST S.A. DE C.V.

Obra: WASHINGTON # 143

Localización: COL. MODERNA, BENITO JUAREZ

Tipo de Sondeo: SM-1

Cota: _____ N.A.F.: 3.10m

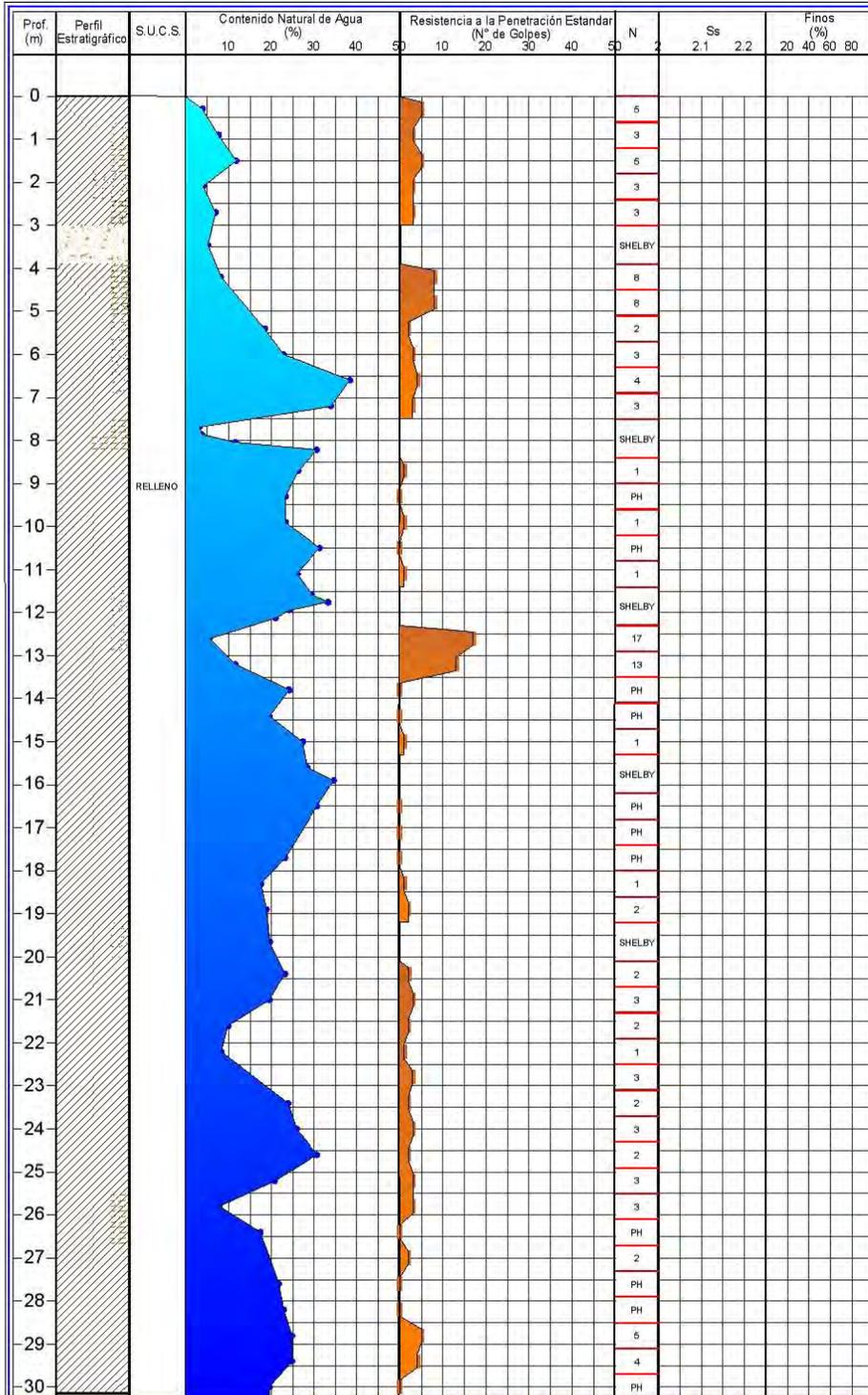


Figura 12. Perfil estratigráfico del sondeo mixto

3 PRUEBAS DE LABORATORIO



Prueba de compresión simple



Prueba límites de consistencia



Prueba triaxial



Prueba de consolidación

Equipo de laboratorio

3 Pruebas de laboratorio

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

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

3.1 MUESTRAS ALTERADAS

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

Propiedades Índice

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

3.2 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
- 2.- Compresibilidad (Consolidación Unidimensional)

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

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia y granulometría por mallas según se tratará de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos.

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

También 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.

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas la prueba de consolidación unidimensional. Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar realizadas en el sondeo profundo realizado en el sitio de interés. También se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

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 6 a 9.

3.3 RESULTADOS DE LABORATORIO

PORCENTAJE DE FINOS POR LAVADO

PROCEDENCIA: C.WASHINGTON #9

SONDEO: SM-1 Y POZOS

Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
SM-1							
<i>6-u</i>	<i>3.66-3.90</i>	<i>103.90</i>	<i>59.90</i>	<i>15.40</i>	<i>88.50</i>	<i>44.00</i>	<i>49.72</i>
<i>12-4</i>	<i>8.20-8.40</i>	<i>38.50</i>	<i>15.90</i>	<i>15.50</i>	<i>23.00</i>	<i>22.60</i>	<i>98.26</i>
<i>18-4</i>	<i>12.10-12.30</i>	<i>45.20</i>	<i>15.60</i>	<i>15.30</i>	<i>29.90</i>	<i>29.60</i>	<i>99.00</i>
<i>24-2</i>	<i>15.96-16.20</i>	<i>32.30</i>	<i>15.40</i>	<i>15.40</i>	<i>16.90</i>	<i>16.90</i>	<i>100.00</i>
<i>29-u</i>	<i>19.93-20.10</i>	<i>47.50</i>	<i>18.30</i>	<i>15.00</i>	<i>32.50</i>	<i>29.20</i>	<i>89.85</i>
<i>PCA-1</i>							
<i>MC-2</i>	<i>1.10-1.30</i>	<i>69.00</i>	<i>35.50</i>	<i>15.20</i>	<i>53.80</i>	<i>33.50</i>	<i>62.27</i>
<i>PCA-2</i>							
<i>MC-2</i>	<i>1.80-2.00</i>	<i>58.30</i>	<i>17.40</i>	<i>15.20</i>	<i>43.10</i>	<i>40.90</i>	<i>94.90</i>
<i>PCA-3</i>							
<i>MC-1</i>	<i>1.40-1.60</i>	<i>68.90</i>	<i>31.80</i>	<i>14.00</i>	<i>54.90</i>	<i>37.10</i>	<i>67.58</i>

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: **WASHINGTON #9**

SONDEO: **SM-1**

MUESTRA: **12-4**

PROFUND.: **8.20-8.40m.**

FECHA: **27/03/2017**

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA COLOR CAFÉ GRISACEO

CONSTANTE DEL ANILLO: **0.302** kg/unidad

PRESION: **0.25 kg/cm²** micrometro: **0.010** mm/unidad

ds=	4.20	cm	Wo=	143.30	gr
dm=	4.20	cm	Wt=	67.50	gr
di=	4.20	cm	Wt+sh=	210.80	gr
d prom=	4.20	cm	Wt+ss=	102.10	gr
h1=	9.07	cm	Ss=	2.49	
h2=	9.07	cm	W(%)=	314.16	
h prom=	9.07	cm	pvhi=	1.140	ton/m ³
Ao=	13.854	cm ²	pvhf=	1.140	ton/m ³
Vo=	125.660	cm ³	pvs=	0.275	ton/m ³
ei=	8.043		Gi=	97.26	(%)
ef=	8.043		Wi=	314.16	(%)
si=	97.26	(%)	Wf=	314.16	(%)
sf=	97.26	(%)			
lectura del micrómetro de deformación	anillo mm	f Kg	Def. unitaria %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0	0.00	0.0000	0.0000	13.8544	0.0000
10	0.60	0.1812	0.1103	13.8697	0.0131
20	0.90	0.2718	0.2205	13.8850	0.0196
30	1.10	0.3322	0.3308	13.9004	0.0239
40	1.40	0.4228	0.4410	13.9158	0.0304
50	1.80	0.5436	0.5513	13.9312	0.0390
60	2.40	0.7248	0.6615	13.9467	0.0520
80	2.90	0.8758	0.8820	13.9777	0.0627
100	3.40	1.0268	1.1025	14.0089	0.0733
120	4.30	1.2986	1.3230	14.0402	0.0925
140	5.20	1.5704	1.5436	14.0716	0.1116
160	6.10	1.8422	1.7641	14.1032	0.1306
180	7.00	2.1140	1.9846	14.1349	0.1496
200	7.90	2.3858	2.2051	14.1668	0.1684
220	8.80	2.6576	2.4256	14.1988	0.1872
240	9.30	2.8086	2.6461	14.2310	0.1974
260	10.10	3.0502	2.8666	14.2633	0.2138
280	10.80	3.2616	3.0871	14.2957	0.2282
300	11.40	3.4428	3.3076	14.3283	0.2403
320	11.90	3.5938	3.5281	14.3611	0.2502
340	12.40	3.7448	3.7486	14.3940	0.2602
360	12.80	3.8656	3.9691	14.4271	0.2679
380	13.10	3.9562	4.1896	14.4603	0.2736
390	12.80	3.8656	4.2999	14.4769	0.2670
400	11.40	3.4428	4.4101	14.4936	0.2375
410	10.60	3.2012	4.5204	14.5103	0.2206

0.2736

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: WASHINGTON #9

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 12-4

PROFUND.: 8.20-8.40m

PRESION:	0.50 kg/cm²				
ds=	4.20 cm	Wo=	143.20 gr		
dm=	4.18 cm	Wt=	66.70 gr		
di=	4.20 cm	Wt+sh=	209.80 gr		
d prom=	4.19 cm	Wt+ss=	101.30 gr		
h1=	9.00 cm	Ss=	2.49		
h2=	9.00 cm	W(%)=	313.58		
h prom=	9.00 cm	pvhi=	1.156 ton/m ³		
Ao=	13.767 cm ²	pvhf=	1.155 ton/m ³		
Vo=	123.899 cm ³	pvs=	0.279 ton/m ³		
ei=	7.910	Gi=	98.71 (%)		
ef=	7.916	Wi=	313.87 (%)		
si=	98.724 (%)	Wf=	313.58 (%)		
sf=	98.633 (%)				
lectura del micrómetro de deformación	anillo mm	f Kg	Def. unitaria %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.7666	0.0000
10	0.70	0.2114	0.1111	13.7819	0.0153
20	1.30	0.3926	0.2222	13.7973	0.0285
30	1.50	0.4530	0.3333	13.8126	0.0328
40	1.70	0.5134	0.4444	13.8281	0.0371
50	2.00	0.6040	0.5556	13.8435	0.0436
60	2.50	0.7550	0.6667	13.8590	0.0545
80	3.10	0.9362	0.8889	13.8901	0.0674
100	3.70	1.1174	1.1111	13.9213	0.0803
120	4.60	1.3892	1.3333	13.9526	0.0996
140	5.60	1.6912	1.5556	13.9841	0.1209
160	6.40	1.9328	1.7778	14.0158	0.1379
180	7.30	2.2046	2.0000	14.0475	0.1569
200	8.10	2.4462	2.2222	14.0795	0.1737
220	9.30	2.8086	2.4444	14.1115	0.1990
240	9.60	2.8992	2.6667	14.1438	0.2050
260	10.40	3.1408	2.8889	14.1761	0.2216
280	11.10	3.3522	3.1111	14.2086	0.2359
300	11.60	3.5032	3.3333	14.2413	0.2460
320	12.20	3.6844	3.5556	14.2741	0.2581
340	12.60	3.8052	3.7778	14.3071	0.2660
360	13.10	3.9562	4.0000	14.3402	0.2759
380	13.40	4.0468	4.2222	14.3735	0.2815
400	13.70	4.1374	4.4444	14.4069	0.2872
410	12.80	3.8656	4.5556	14.4237	0.2680
420	10.43	3.1499	4.6667	14.4405	0.2181
430	9.30	2.8086	4.7778	14.4573	0.1943

0.2872

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: WASHINGTON #9

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 12-4

PROFUND.: 8.20-8.40m.

PRESION:		1.00 kg/cm²	
ds=	4.20 cm	Wo=	141.40 gr
dm=	4.20 cm	Wt=	65.10 gr
di=	4.16 cm	Wt+sh=	206.90 gr
d prom=	4.19 cm	Wt+ss=	99.50 gr
h1=	9.07 cm	Ss=	2.40
h2=	9.07 cm	W(%)=	312.21
h prom=	9.07 cm	pvhi=	1.129 ton/m ³
Ao=	13.810 cm ²	pvhf=	1.132 ton/m ³
Vo=	125.261 cm ³	pvs=	0.274 ton/m ³
ei=	7.764	Gi=	96.51 (%)
ef=	7.739	Wi=	311.05 (%)
si=	96.459 (%)	Wf=	312.21 (%)
sf=	96.820 (%)		

lectura del micrómetro de deformación	anillo mm	f Kg	Def. unitaria %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.8105	0.0000
10	0.90	0.2718	0.1103	13.8257	0.0197
20	1.40	0.4228	0.2205	13.8410	0.0305
30	1.80	0.5436	0.3308	13.8563	0.0392
40	2.10	0.6342	0.4410	13.8717	0.0457
50	2.40	0.7248	0.5513	13.8870	0.0522
60	2.80	0.8456	0.6615	13.9024	0.0608
80	3.60	1.0872	0.8820	13.9334	0.0780
100	4.10	1.2382	1.1025	13.9644	0.0887
120	5.00	1.5100	1.3230	13.9956	0.1079
140	5.90	1.7818	1.5436	14.0270	0.1270
160	6.70	2.0234	1.7641	14.0585	0.1439
180	7.60	2.2952	1.9846	14.0901	0.1629
200	8.40	2.5368	2.2051	14.1219	0.1796
220	9.20	2.7784	2.4256	14.1538	0.1963
240	9.90	2.9898	2.6461	14.1858	0.2108
260	10.70	3.2314	2.8666	14.2180	0.2273
280	11.40	3.4428	3.0871	14.2504	0.2416
300	11.90	3.5938	3.3076	14.2829	0.2516
320	12.60	3.8052	3.5281	14.3155	0.2658
340	13.10	3.9562	3.7486	14.3483	0.2757
360	13.60	4.1072	3.9691	14.3813	0.2856
380	14.10	4.2582	4.1896	14.4144	0.2954
400	14.30	4.3186	4.4101	14.4476	0.2989
410	13.90	4.1978	4.5204	14.4643	0.2902
420	11.70	3.5334	4.6307	14.4810	0.2440
430	10.20	3.0804	4.7409	14.4978	0.2125

0.2989

RESUMEN

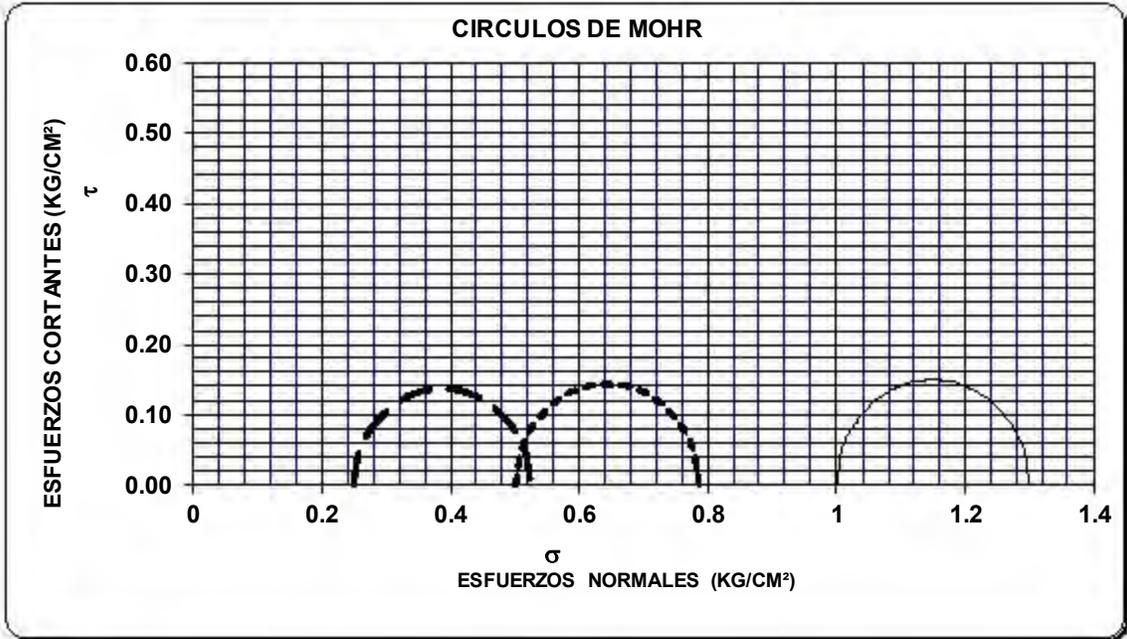
ENSAYO	PRESION CONFINANTE	ESFUERZO A LA FALLA	$(s_1-s_3)/2$ RADIO	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	kg/cm ²
1	0.25	0.27	0.14	0.524
2	0.50	0.29	0.14	0.787
3	1.00	0.30	0.15	1.299

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: WASHINGTON #9
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 12-4 PROF.: 8.20-8.40m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:
ARCILLA COLOR CAFÉ GRISACEO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	2.49
1	0.25	0.2736	1.140	97.3	8.043	wi=	313.03 %
2	0.50	0.2872	1.156	98.7	7.910	wf=	313.32 %
3	1.00	0.2989	1.129	96.5	7.764	Gw=	97.49 %
DATOS FINALES						Gwf=	97.57 %
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVN=	1.142 ton/m ³
1	0.25	8.043	97.258	314.16	1.140	PVF=	1.142 ton/m ³
2	0.50	7.916	98.633	313.58	1.155	ei=	7.91
3	1.00	7.739	96.820	312.21	1.132	ef=	7.90



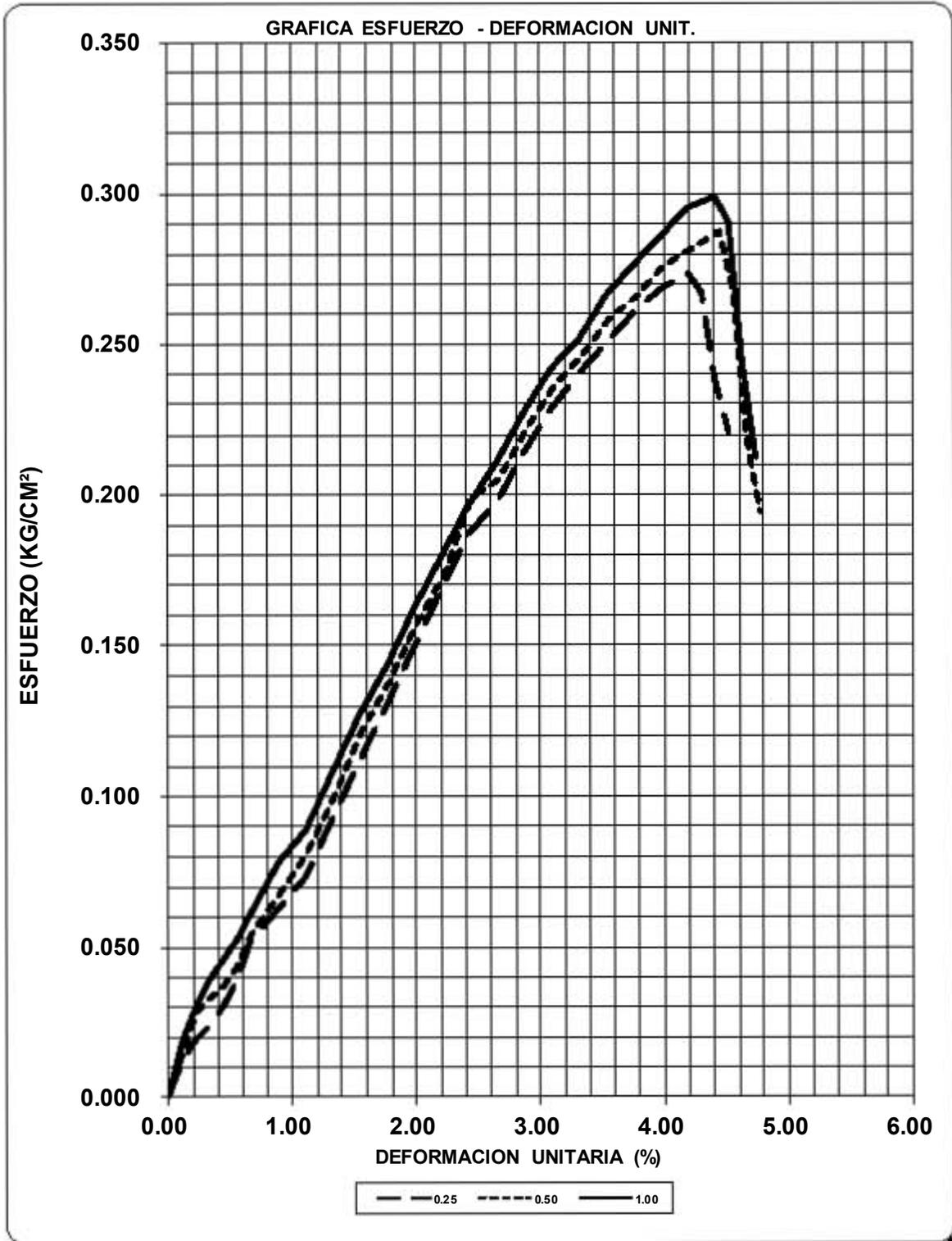
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: WASHINGTON #9

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 12-4

PROF: 8.20-8.40m.



GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: WASHINGTON NO. 9

SONDEO: SM-1

UBICACION: _____

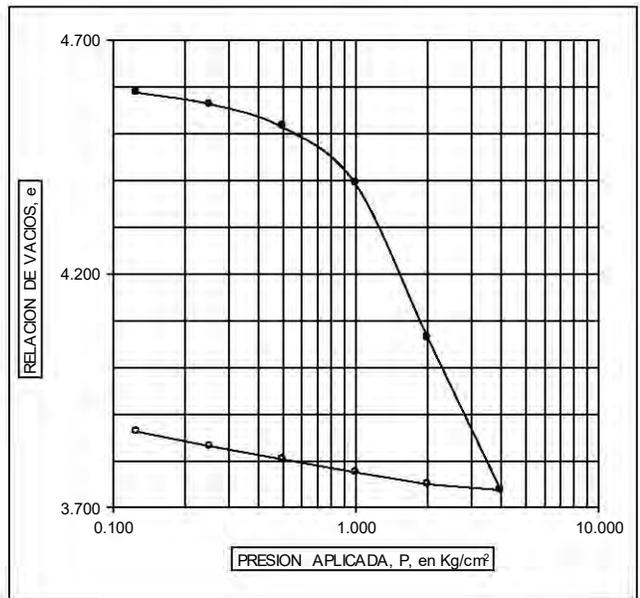
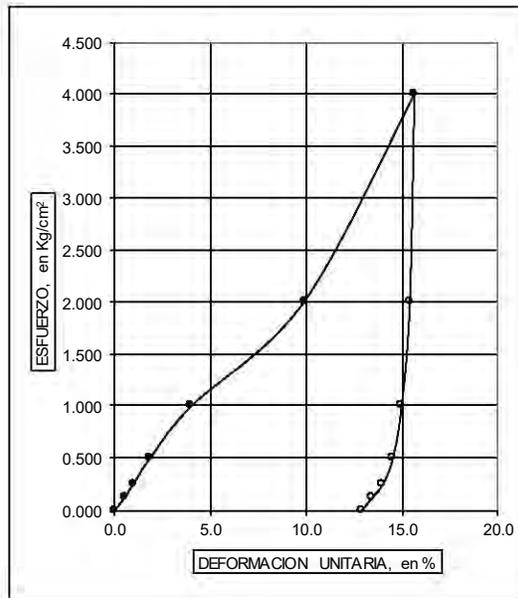
MUESTRA: 12-4

CLASIF.: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

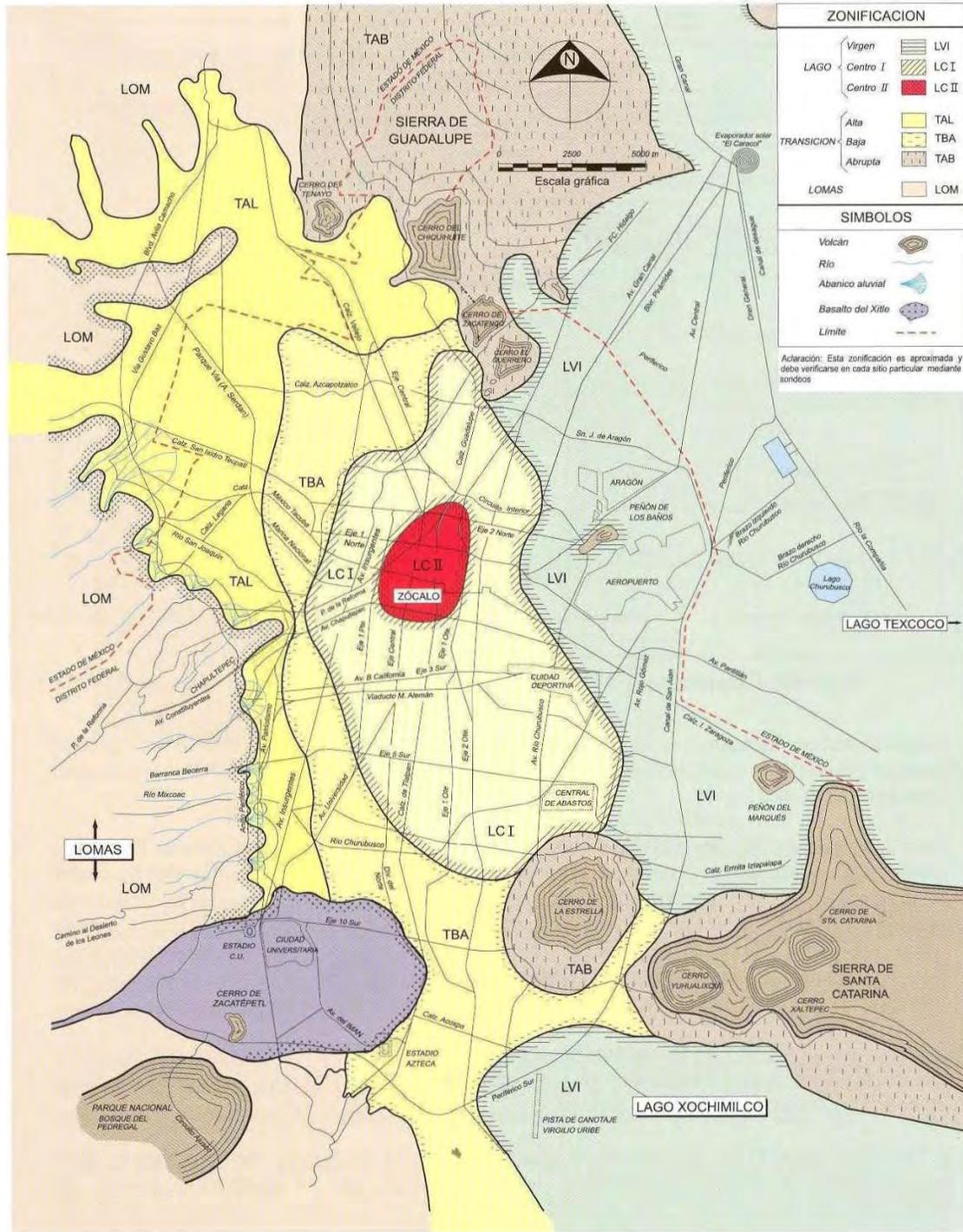
PROF.: 8.20-8.40

DENSIDAD DE SOLIDOS Ss --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL e _i --	FINAL e _f --	INICIAL w _i %	FINAL w _f %	INICIAL Gw _i %	FINAL Gw _f %	HUMEDO γ _h Ton/m ³	SECO γ _s Ton/m ³	
	4.616	3.893	198.35	131.53	103.13	81.09	1.275	0.427	CH

2.400	4.616	3.893	198.35	131.53	103.13	81.09	1.275	0.427	CH
-------	-------	-------	--------	--------	--------	-------	-------	-------	----



4 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO



4 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

La zona de interés se encuentra al Sur-poniente de la Cuenca del Valle de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona IIIb denominada Zona de Lago en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad. (Ver figura 13).

4.1 DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA

El sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Lago, dentro del área que ocupaba el ex Lago de Texcoco, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentónicas de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre blanda y muy blanda, con un estado de esfuerzos efectivos de la estructura de los depósitos arcillosos, menor en 2 ton/m^2 , respecto al esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos; con algunas lentes de limo y arena fina gris, con un espesor de la formación arcillosa superior de 23m, aproximadamente, de acuerdo a la zonificación de la profundidad de la primera capa dura.

Es importante aclarar que los materiales superficiales y que subyacen al nivel de piso actual del terreno corresponden a materiales arcillosos de alta plasticidad, los cuales se encuentran contaminados con desperdicio de demolición que deberán despalmarse por lo menos en un espesor mínimo de 0.80 m, retirándolos fuera de la obra a donde lo indique la Dirección de la misma, subyaciendo a estos se encuentran estratos arcillosos de alta plasticidad con contenido de agua variables entre 25 y 235%, de consistencia variable entre blanda y muy blanda.

El nivel freático se encontró a 3.10 m de profundidad, con respecto al nivel de banquetta, en la fecha en la que se realizó la exploración, este puede variar dependiendo la época del año. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua del orden de 10 ton/m^2 a 35m de profundidad.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 2 kg/cm^3 .

4.2 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 IIIb denominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.45, como se observa en la figura 14.

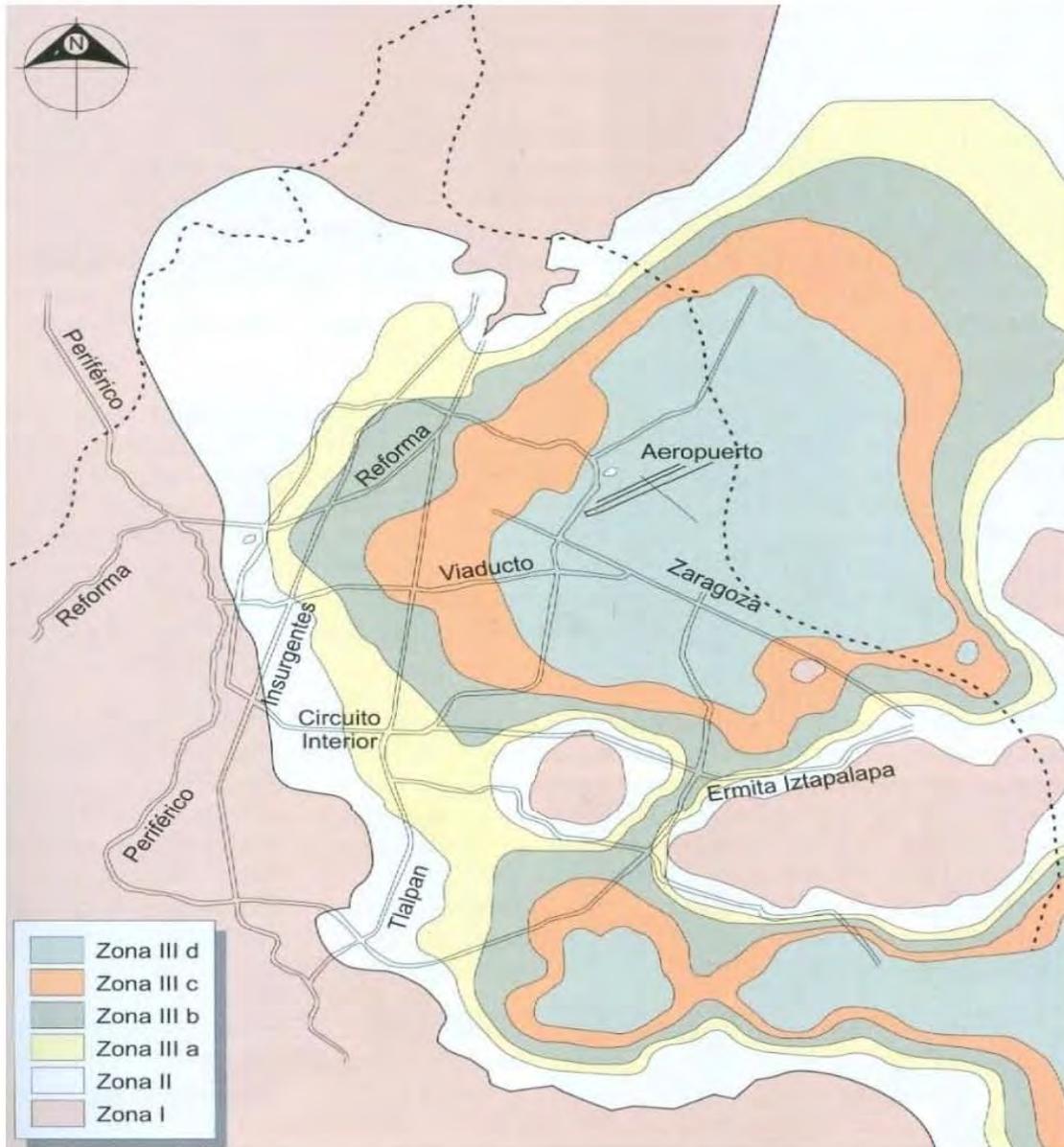


Figura 13. Zonificación Geotécnica

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 14 Zonificación sísmica de la Ciudad de México

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 realizó un sondeo profundo en el sitio de interés de tipo mixto denominados SM-1 a 30 m de profundidad, efectuado mediante la combinación del muestreo alterado obtenido con la herramienta de penetración estándar con el muestreo inalterado mediante el hincado a presión del muestreador tipo Shelby, y para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales se excavaron dentro del predio cuatro pozos a cielo abierto denominados PCA-1 a PCA-4, a 2.50 m de profundidad promedio.

-Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por desechos de demolición, de tipo heterogéneo empacados en arcilla poco limosa, con espesor de 0.40m, con respecto al nivel actual del predio.

-A continuación, se detectó la formación conocida como manto superficial, con un espesor de 3.00 m. Está constituida por arcillas y pocos limos, de los grupos CL y OH - MH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 50 y 100%.

-Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor mayor de 20 m. Está constituida por arcilla de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, y limo. El contenido de agua varía entre 50 y 400%, IRPE variable entre 17 y el peso de herramienta, de consistencia entre media y muy blanda.

La secuencia detallada del sondeo realizado se describe a continuación:

SONDEO MIXTO SM – 1
(Washington 143)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 0.60	Arcilla poco limosa con escasa arena fina y raicillas, color café grisáceo oscuro, con un contenido de agua de 40 %, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 5 golpes; de consistencia media.
0.60 – 1.20	Arcilla con escasa arena fina, color gris oscuro, con un contenido de agua de 77 %, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de consistencia blanda.
1.20 – 1.80	Arcilla poco limosa con escasa arena fina, color gris oscuro, con un contenido de agua de 118 %, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 5 golpes; de consistencia media.
1.80 – 2.40	Arcilla arenosa pumítica, color gris poco oscuro, con un contenido de agua de 42%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de consistencia blanda.
2.40 – 3.00	Arcilla poco limosa color gris claro y lentes de arena fina, con un contenido de agua de 70%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de consistencia blanda.
3.00 – 3.90	Arena gruesa pumítica, color gris, con un contenido de agua de 52%.
3.90 – 4.50	Arcilla poco limosa con poca arena fina, color café grisáceo, con un contenido de agua de 82%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 8 golpes; de consistencia media.
4.50 – 6.90	Arcilla con poca arena fina, color gris verdosa, con un contenido de agua variable de 183% a 384%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 2 a 8 golpes; de consistencia blanda a media.

Profundidad (m)	Descripción
6.90 – 7.50	Arcilla, color café, con un contenido de agua de 340%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de consistencia blanda.
7.50 – 7.90	Arena poco limosa, color gris oscuro, con un contenido de agua de 36%, de consistencia blanda.
7.90 – 8.10	Arcilla color café con lentes de arena fina limosa, color gris oscuro, con un contenido de agua de 116%, de consistencia blanda.
8.10 – 10.20	Arcilla, color café grisáceo claro y fósiles, con un contenido de agua variable de 232% a 313%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a un golpe; de consistencia muy blanda.
10.20 – 11.40	Arcilla con fósiles, color gris verdosa, con un contenido de agua variable de 240% a 260%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a un golpe; de consistencia muy blanda.
11.40 – 12.00	Arcilla con poca arena color café grisáceo, con un contenido de agua variable de 241% a 333%, de consistencia blanda.
12.00 – 12.30	Arena poco limosa, color gris oscuro, con un contenido de agua de 209%, de consistencia blanda.
12.30 – 12.90	Arcilla con escasa arena fina, color gris verdosa, con un contenido de agua del 56%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 17 golpes; de consistencia muy firme.
12.90 – 15.30	Arcilla, color gris verdosa, con fósiles, con un contenido de agua variable de 116% a 272%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a 13 golpes; de consistencia muy blanda a firme.
15.30 – 15.70	Arcilla color café claro y manchas café rojizo, con un contenido de agua de 282%, de consistencia blanda.

Profundidad (m)	Descripción
15.70 – 18.60	Arcilla, color gris verdosa, con fósiles, con un contenido de agua variable de 175% a 346%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a un golpe; de consistencia muy blanda.
18.60 – 19.20	Arcilla, color café grisáceo, con un contenido de agua del 187%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes; de consistencia muy blanda.
19.20 – 20.10	Arcilla con escasa arena fina, color gris verdosa, con un contenido de agua de 196%, de consistencia blanda.
20.10 – 20.70	Arcilla color gris verdosa, con un contenido de agua del 231%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes; de consistencia muy blanda.
20.70 – 21.30	Arcilla color café rojizo, con un contenido de agua del 194%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de consistencia blanda.
21.30 – 21.90	Arcilla poco limosa, color gris, con un contenido de agua del 99%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes; de consistencia muy blanda.
21.90 – 22.30	Arcilla con lentes de ceniza volcánica, color gris verdosa, con un contenido de agua del 83%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes; de consistencia muy blanda.
22.30 – 24.90	Arcilla, color gris verdosa, con un contenido de agua variable de 252% a 306%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 2 a 3 golpes; de consistencia muy blanda.
24.90 – 25.50	Arcilla color café grisáceo con lentes de ceniza volcánica, con un contenido de agua del 207%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de consistencia muy blanda.
25.50 – 26.10	Arcilla con fósiles color café, con un contenido de agua del 173%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de consistencia muy blanda.

Profundidad (m)	Descripción
26.10 – 26.70	Arcilla poco limosa con lentes de arena fina, color gris, con un contenido de agua del 95%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) del peso de herramienta; de consistencia muy blanda.
26.70 – 27.30	Arcilla con lentes de ceniza volcánica color gris verdosa, con un contenido de agua del 189%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes; de consistencia muy blanda.
27.30 – 30.30	Arcilla, color gris verdosa, con un contenido de agua variable de 194% a 247%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a 5 golpes; de consistencia muy blanda.

De los datos obtenidos del sondeo realizado en el predio en estudio, se determinó el estado actual de los esfuerzos en el subsuelo, se representa en la figura 15 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

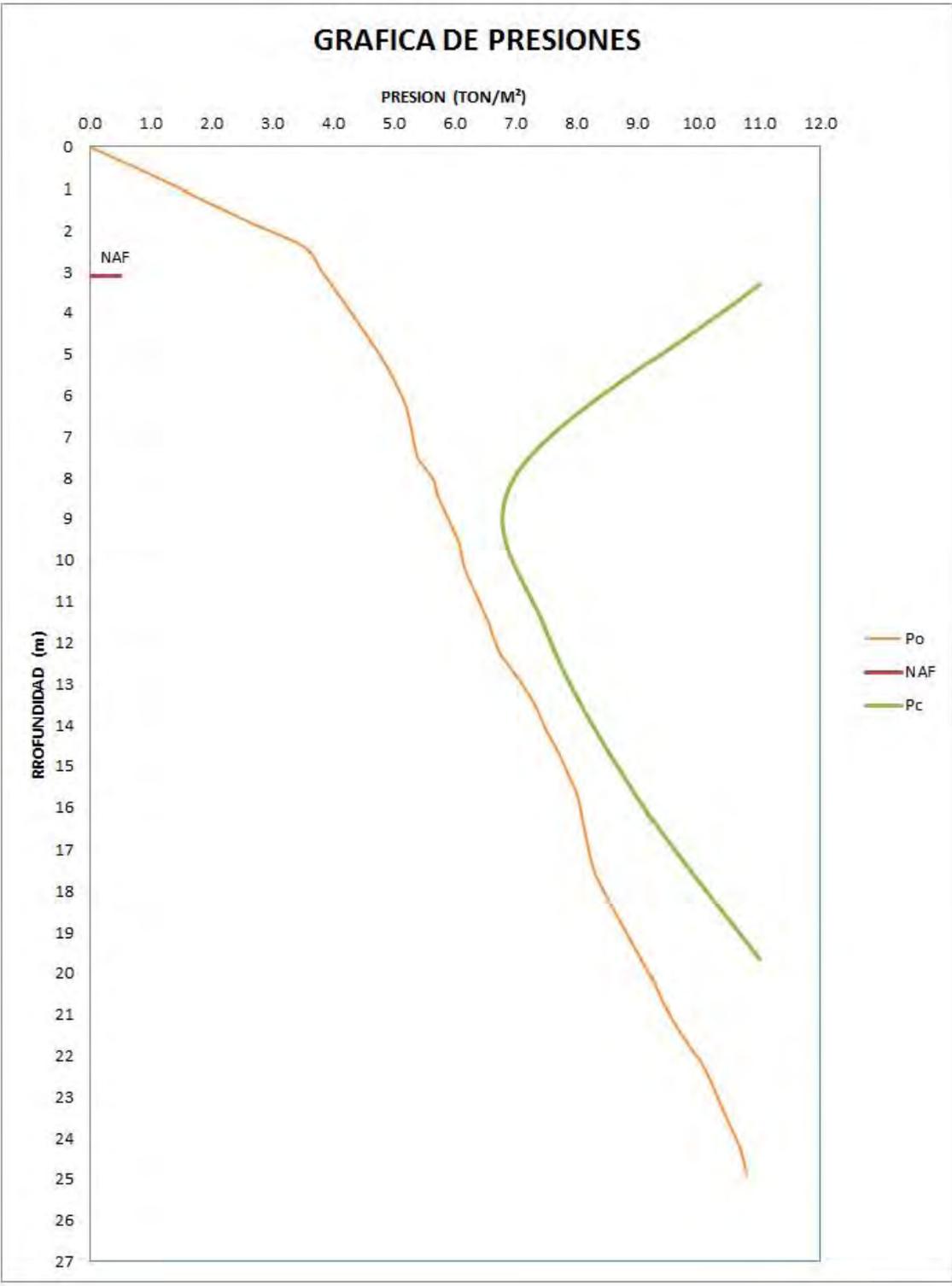


Figura 15 Grafica de presiones

Del análisis de la figura anterior se concluye que el depósito arcilloso localizado entre 1.0 y 5 m se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 6 ton/m^2 al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y a partir de los 6m a los 9m se decremento gradualmente, posteriormente incrementa la preconsolidación entre 10 y 15, por último se va decrementando con la profundidad a 0.50 ton/m^2 , en su parte inferior, y a partir de dicha profundidad, y hasta 20 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 1.5 y 2.5 ton/m^2 .

5 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

5.1 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN

El proyecto arquitectónico es estimado por lo que tendrá que revisar en su momento cuando se cuente con el proyecto definitivo y para fines de cálculo se tomaron valores estimados que presentan las siguientes características geométricas:

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de resistencia y compresibilidad media, espesor medio de 5 m.
- 25m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad.
- Nivel de aguas freáticas a 3.10 m de profundidad.
- Asentamientos de 5 cm/año por consolidación regional.

De acuerdo a información de la comisión del Valle de México de la S.A.R.H. a 35 m de profundidad se tiene un abatimiento piezométrico de 10 m.

Para las características anteriores deberán revisarse los siguientes aspectos geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como primera opción un cajón de cimentación:

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

Con base en lo anterior, la solución de cimentación del proyecto estará constituida por un cajón rígido de cimentación desplantado a 5.80m de profundidad con respecto al nivel de banqueta

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Sótano de estacionamiento con nivel de piso terminado a -5.45m de profundidad respecto al nivel de banqueta, considerando una losa con un espesor de 30 cm más 5 cm de banqueta, se requiere un cajón de cimentación con un desplante a 5.80 m con respecto al nivel de banqueta.

5.2 CARGAS ESTIMADAS DE PROYECTO PARA DEPARTAMENTOS

Departamentos

Número de losas = 7.0

Área de cada losa = 680m²

Cargas por losa = 0.90(*) ton/m²

Estacionamientos

Número de losas = 2

Área de cada losa = 795.46m²

Cargas por losa = 1.5(*) ton/m²

Peso del edificio en condiciones máxima= 9.00 ton/m²

Peso del edificio en condiciones instantáneas= 8.55 ton/m²

Peso del edificio en condiciones medias= 8.10 ton/m²

PESO DE LA ESTRUCTURA = 7,159.14 TON (EN CONDICIONES GRAVITACIONALES INCLUYE PESO DE LA CIMENTACIÓN, NO ESTÁ FACTORIZADA) Y DE 6,443.23TON (EN CONDICIONES MEDIAS, INCLUYE PESO DE LA CIMENTACIÓN, NO ESTÁ FACTORIZADA)

Excavación

Área excavada = 795.46 m²

Profundidad de excavación = 5.80 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.42 ton/m³

Peso del suelo excavado = 6,551.41ton

Esfuerzo Total = 8.10 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones mínimas y con cimentación)

Esfuerzo Neto = -0.13 ton/m² (considerando una compensación de 8.23 ton/m²)

(*) Valores tomados de proyectos similares.

Por lo anterior la cimentación quedará sobre compensada.

Nota: se deberá revisar la excentricidad del proyecto, el cual no deberá de pasar de más del 3%, en caso de no eliminar la excentricidad se tendrán desplomos en la estructura que se manifestarán como asentamientos diferenciales importantes, geoméricamente el edificio tiene una excentricidad en el sentido “y” el cual cuando se nos proporcionen las cargas por columna se le dará solución con la colocación de un lastre.

5.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

5.3.1 Estado de falla general con cajón de cimentación

La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión:

$$q_{\text{adm}} = \frac{C_{uu} N_c}{F_d} + \gamma D_f$$

donde:

q_{adm} = capacidad de carga admisible, ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en la superficie de falla, 3.50 ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 6.14

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

D_f = profundidad de desplante, 5.80 m

B = ancho promedio del cajón de cimentación, 30 m

L = longitud promedio del cajón de cimentación, 40 m

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.42 ton/m³

F_d = factor de diseño estático (3) y dinámico (2.5)

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática y dinámica admisible es 15.40ton/m² y 16.32ton/m², respectivamente.

5.4 ACCIONES

Las acciones estimadas que se consideraron en los análisis de la cimentación son las siguientes:

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima estimada, que debe incluir el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.4 y se considerarán en el análisis límite de falla en condiciones estáticas.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea estimada que debe incluir el peso de la cimentación para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la

estructura analizada. Las cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizarán en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

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

5.5 ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

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

donde:

Q: suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

F_c factor de carga, adimensional e igual a 1.4

R: capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F_R: factor de resistencia, adimensional

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\frac{Q F_c}{A} = 12.6 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 15.40 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

5.6 ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del

suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a_o b \gamma}{F_R c g} \right)$$

donde:

- W_t: carga total de la estructura en la condición analizada.
- F_c: factor de carga, adimensional e igual a 1.1
- W_c: peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a W_c = (A D_f γ) 6,551.41 Ton.
- F_R: factor de resistencia adimensional e igual a 0.7
- A_R: área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2 e) \times L = 949.92$$

siendo:

- B: ancho del cajón de cimentación, 30 m.
- L: largo del cajón de cimentación, 40 m.
- e: excentricidad dada por

$$e = M_s / W_t = 3.12$$

donde:

W_t: Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

M_s: Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8 (2/3) H_T W_t (C_s/Q) = 21,260.49$$

siendo:

- H_T: Altura total de la estructura, medida a partir del desplante = 26.05m
- C_s: Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.45
- Q: Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).
- q₁: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_1 = c N_c = 21.49$$

donde:

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

Nc: coeficiente de capacidad de carga

a_o: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.45 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 2, a_o = 0.45x 9.81/2 = 1.47 m/seg², siendo "g" la aceleración debida a la gravedad.

b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)= 20 m.

en la cual:

d: ancho del área reducido del cajón de cimentación.

h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima

γ: peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

c: cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

La desigualdad antes mencionada se satisface de la siguiente manera:

$$929.88 \text{ ton.} < 11,013.25 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

5.6.1 Estado de falla local con cajón de cimentación

El esfuerzo máximo que resiste el suelo en la esquina de la cimentación sometida a compresión máxima se calcula con la siguiente expresión:

$$q_{\text{amd}} = \frac{2C_{cu} \sqrt{N_{\phi}}}{FS} + \sigma_{eo} K_o N_{\phi}$$

donde:

q_{amd} = esfuerzo admisible en la orilla, ton/m²

C_{cu} , ϕ cu = parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada - no drenada, 5.0 ton/m² y 16°

$$N_{\phi} = \tan^2 (45^\circ + \phi_{cu} / 2) = 1.76$$

Fs = factor de seguridad, 1.3

K_o = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

σ_{eo} = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 5.473 ton/m²

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo limite en la orilla es 15.98 ton/m².

5.6.2 Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica en un punto de la interface suelo-losa se calculan con la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm Mv_{sismo} \left[1.0 \frac{d_y}{I_{min}} + 0.3 \frac{d_x}{I_{max}} \right]$$

$\Delta\sigma_{sismo}$ = incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m²

Mv_{sismo} = momento de volteo sísmico,

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

H_t = altura total del proyecto medida desde el desplante, 26.05 m

W_t = cargas de la estructura sin considerar la losa de cimentación, .

C_s = coeficiente sísmico de diseño, 0.45

Q_s = factor de comportamiento sísmico, 2

I_{min}, I_{max} = momentos de inercia principales menor 41122.8 m⁴ y mayor 106662.0 m⁴ respecto al centroide de la losa de cimentación.

d_y, d_x = distancias perpendiculares a la esquina crítica, 15 y 20 m, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es $\Delta\sigma_{sismo} \approx \pm 4.87 \text{ ton/m}^2$

5.6.3 Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (7.67 ton/m²) es menor que la capacidad de carga admisible estática (15.40 ton/m²) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (4.87 ton/m²) es menor a la capacidad de carga dinámica admisible (16.32 ton/m²) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es menor al esfuerzo límite en la orilla (15.98 ton/m²).

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a 2.80 ton/m² y por tanto, no se presentaran tensiones en la losa.

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas.

5.6.4 Análisis de asentamientos

Se calcularon los movimientos verticales que sufrirá la estructura provocados por la consolidación del depósito arcilloso que se tiene por debajo de la cimentación debido al incremento de presión transmitido.

Para estimar los asentamientos que sufrirá la estructura a largo plazo, se consideró una sobrecompensación del cajón de cimentación del orden de 0.13 ton/m².

Como se mencionó anteriormente, el tipo de cimentación más adecuado para una estructura depende de factores como las cargas a las que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con la de estructura.

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

5.6.4.1 Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar a la losa de cimentación, se empleó el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas triaxiales UU y de las pruebas de compresión simple así como de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = \frac{q B}{E} \{ (1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2 u^2) F_2 \}$$

donde:

q: descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada por la excavación, en ton/m².

B : ancho del área descargada, en m

F₁ y F₂: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D : espesor del estrato considerado, en m.

L : longitud del área descargada

E : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².

u : relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = H_{D1} (E_1, u_1) + (H_{D2} (E_2, u_2) - H_{D1} (E_2, u_2)) + \dots + H_{Dn}(E_n, u_n) - H_{Dn-1} (E_n, u_n)$$

Los módulos de elasticidad y relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m²)	Relación de Poisson
5.80 - 7.00	850	0.50
7.00 - 11.00	650	0.50
11.00 - 19.00	750	0.50

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 8.4 cm y en la esquina de 5.8 cm, las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por la estructura provocarán la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual a las expansiones debidas a la descarga por la excavación que alojara al cajón de cimentación.

5.6.4.2 Asentamientos diferidos

Debido a que el cajón de cimentación estará sobrecompensado, los asentamientos diferidos por consolidación primaria son nulos, ya que la presión neta es de -0.13 ton/m², siendo así que únicamente se consideran los asentamientos regionales, los cuales son de 5 a 8 cm por año.

5.7 EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DE LOS CAJONES DE CIMENTACIÓN

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales 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 0.45 (Zona de Lago III b).

+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 las figuras 16 y 17 se muestran los valores obtenidos para los empujes en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 1.5 y 3 ton/m².

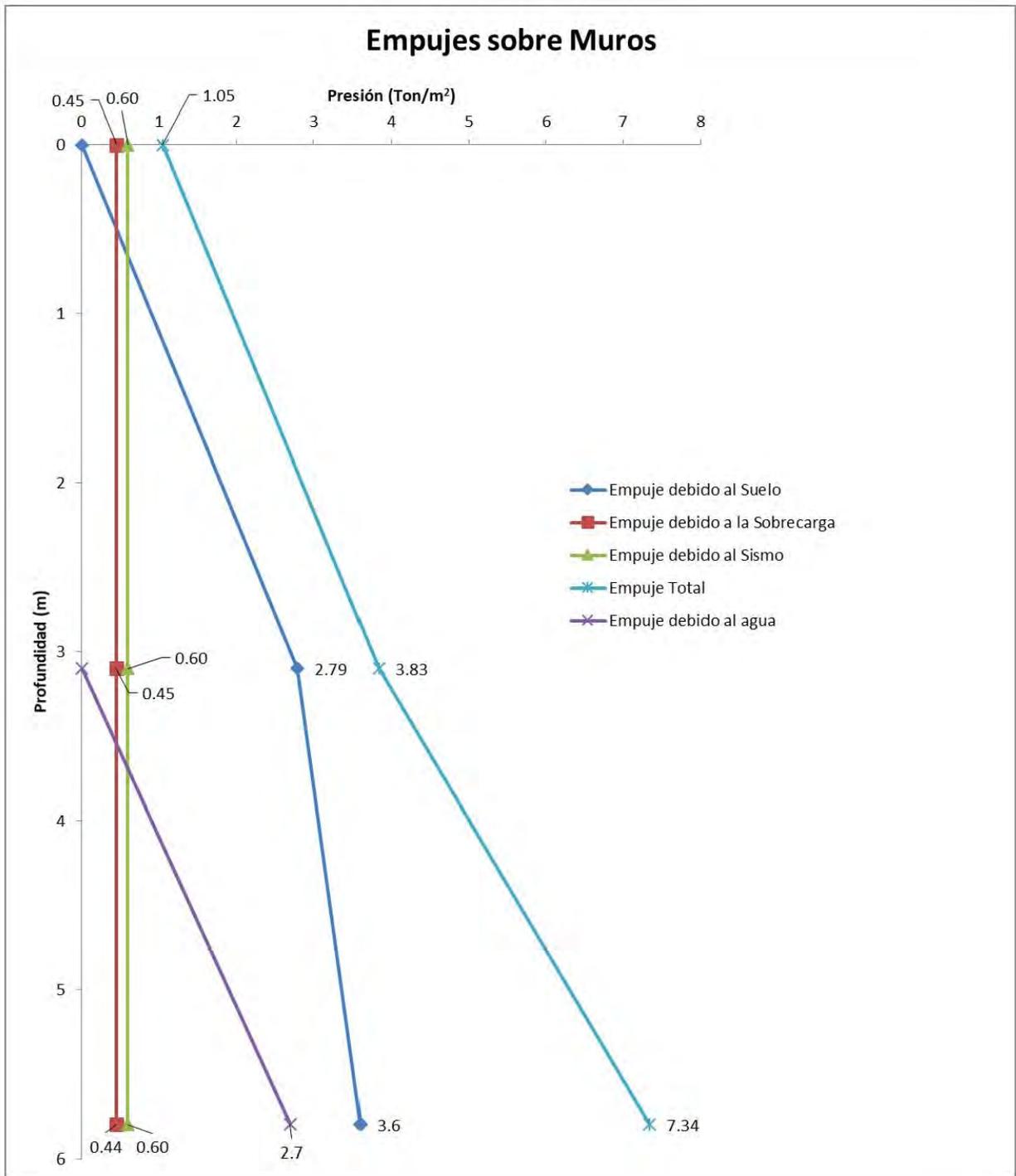


Figura 16. Empuje de muros con sobrecarga de 1.5 Ton/m^2

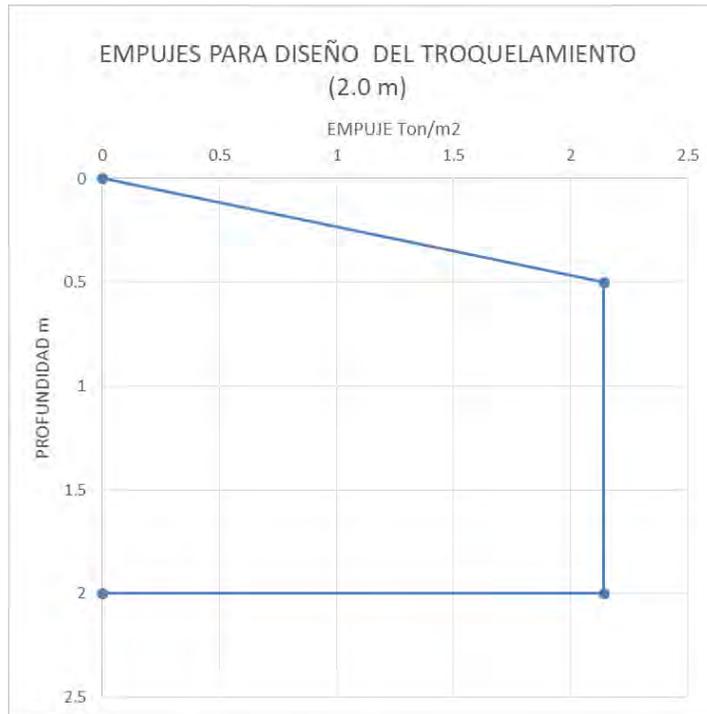


Figura 16.1 Empuje para diseño de troquelamiento (2m) SC. 1.5 Ton/m²

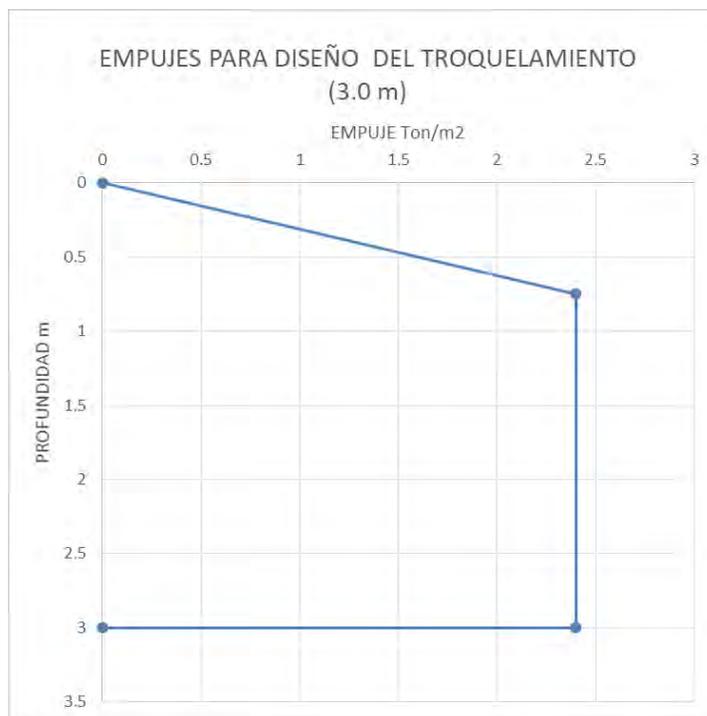


Figura 16.2 Empuje para diseño de troquelamiento (3m) SC. 1.5 Ton/m²

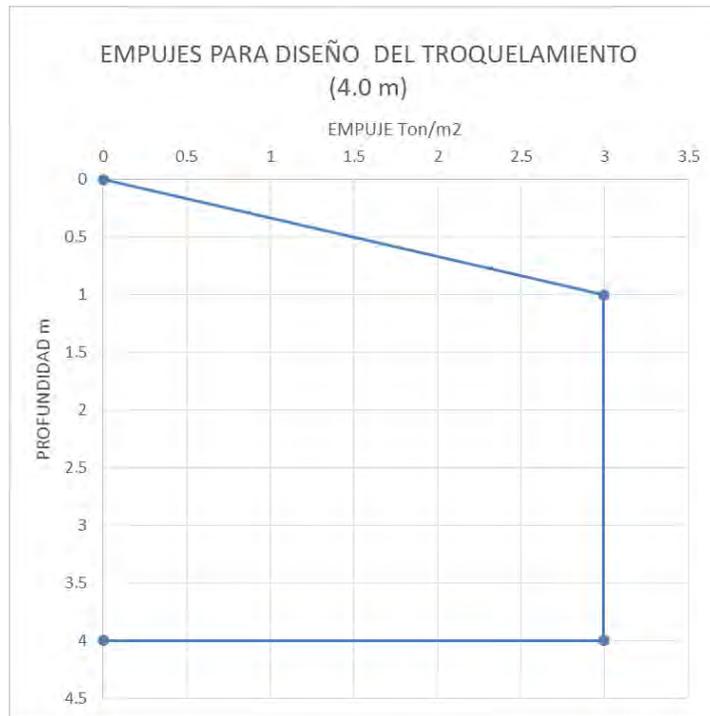


Figura 16.3 Empuje para diseño de troquelamiento (4m) SC. 1.5 Ton/m²

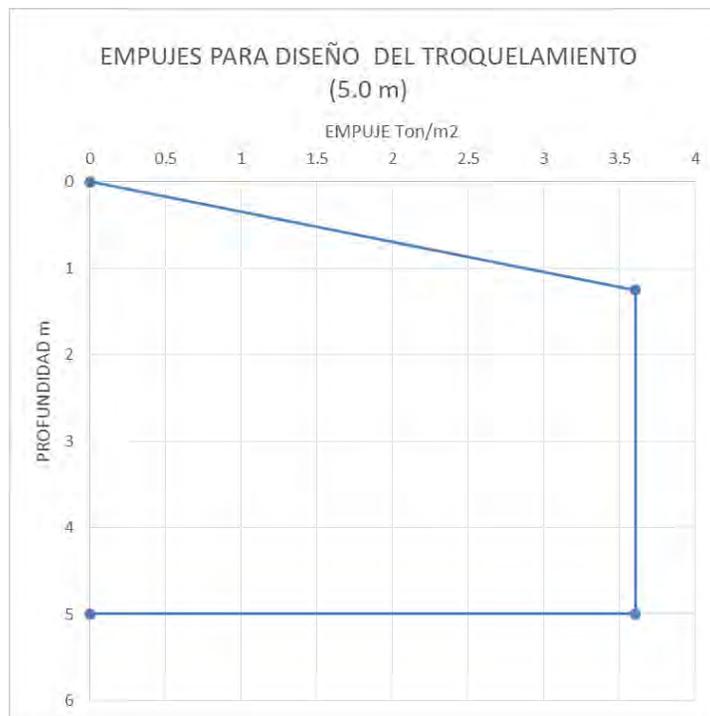


Figura 16.4 Empuje para diseño de troquelamiento (5m) SC. 1.5 Ton/m²



Figura 16.5 Empuje para diseño de troquelamiento (5.8m) SC. 1.5 Ton/m²

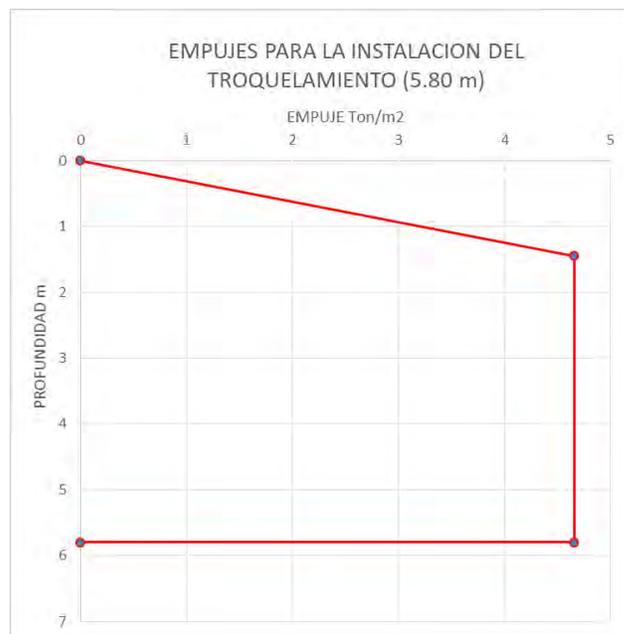


Figura 16.5 Empuje para instalación de troquelamiento (5.8m) SC. 1.5 Ton/m²

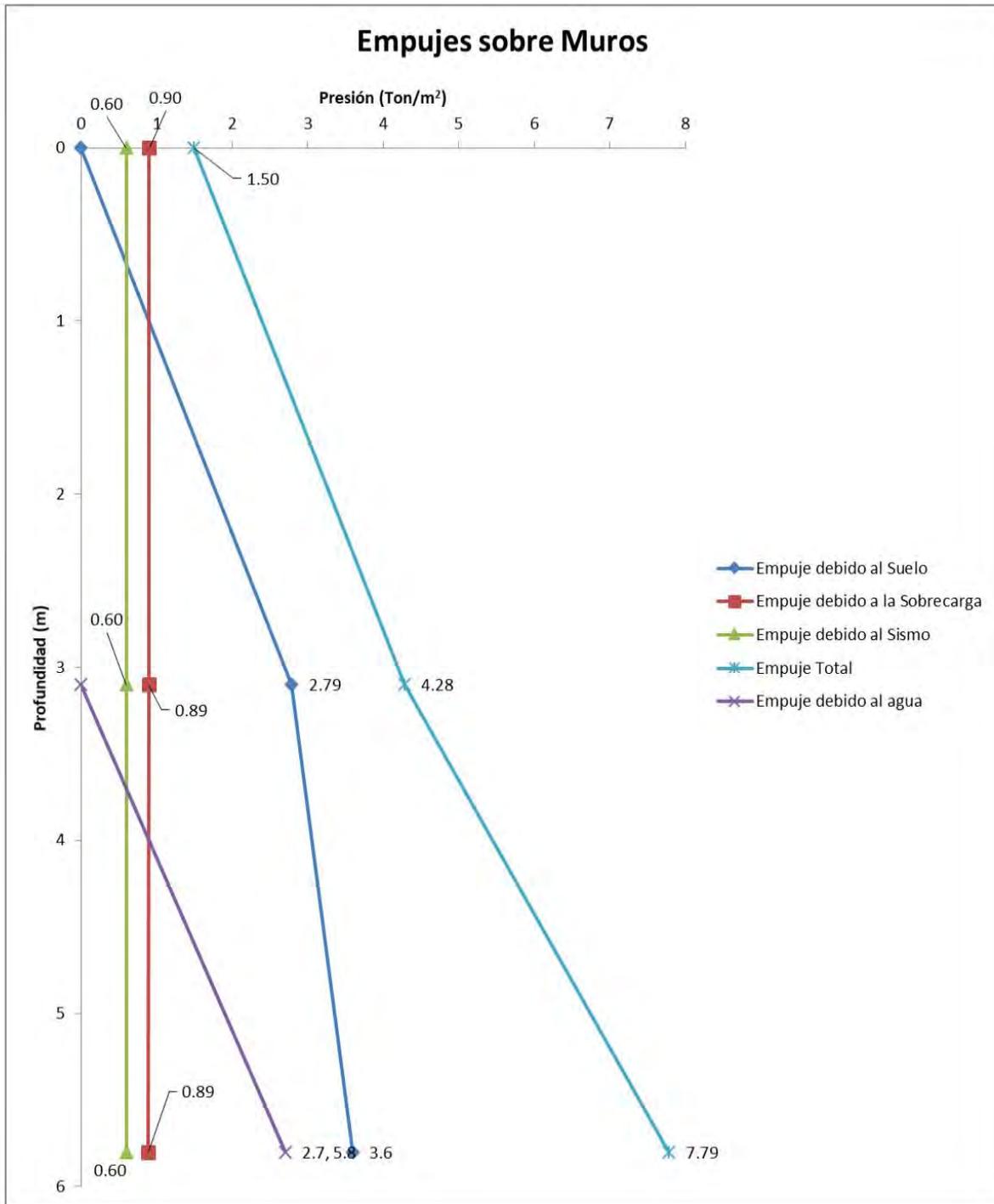


Figura 17 Empuje de muros con sobrecarga de 3.0 Ton/m^2

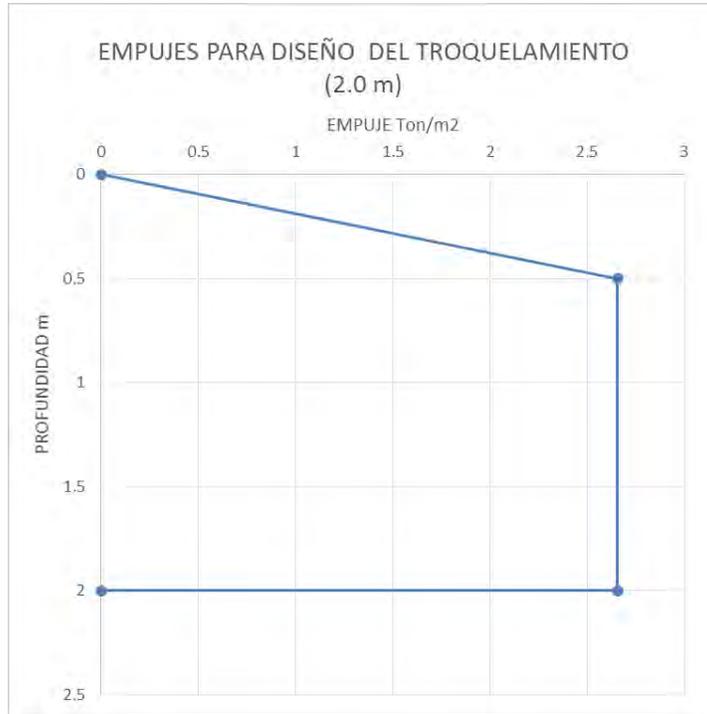


Figura 17.1 Empuje para diseño de troquelamiento (2m) SC. 3.0 Ton/m²

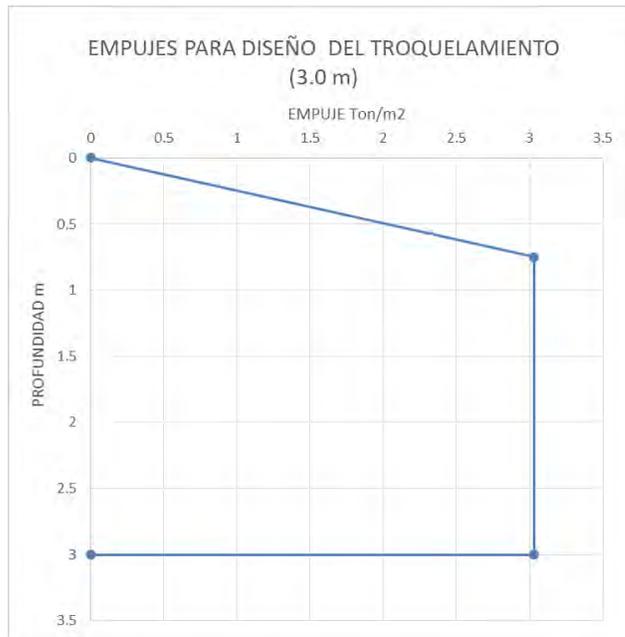


Figura 17.2 Empuje para diseño de troquelamiento (3m) SC. 3.0 Ton/m²

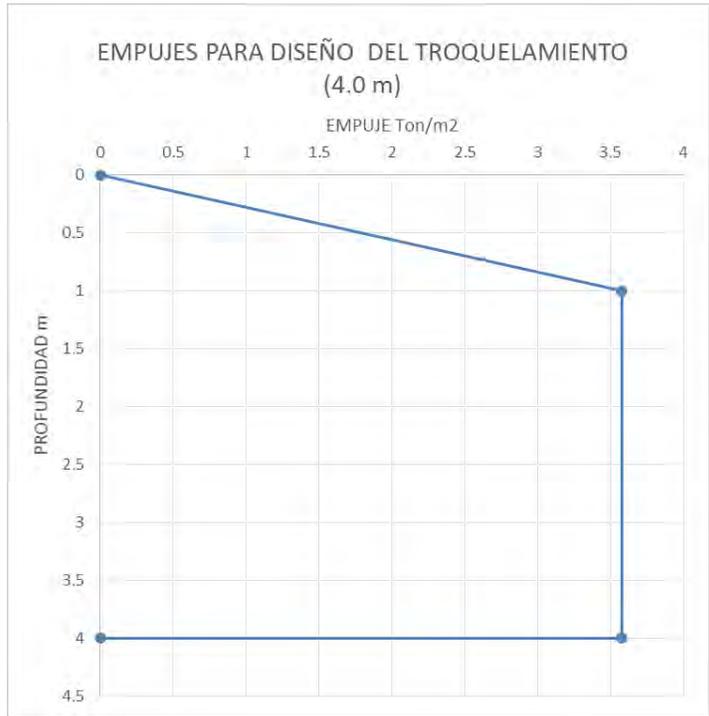


Figura 17.3 Empuje para diseño de troquelamiento (4m) SC. 3.0 Ton/m²

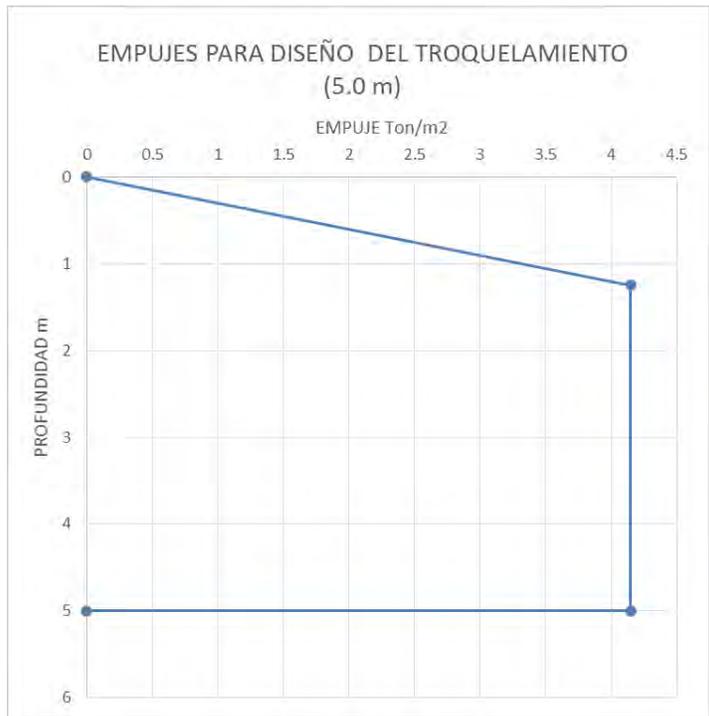


Figura 17.4 Empuje para diseño de troquelamiento (5m) SC. 3.0 Ton/m²

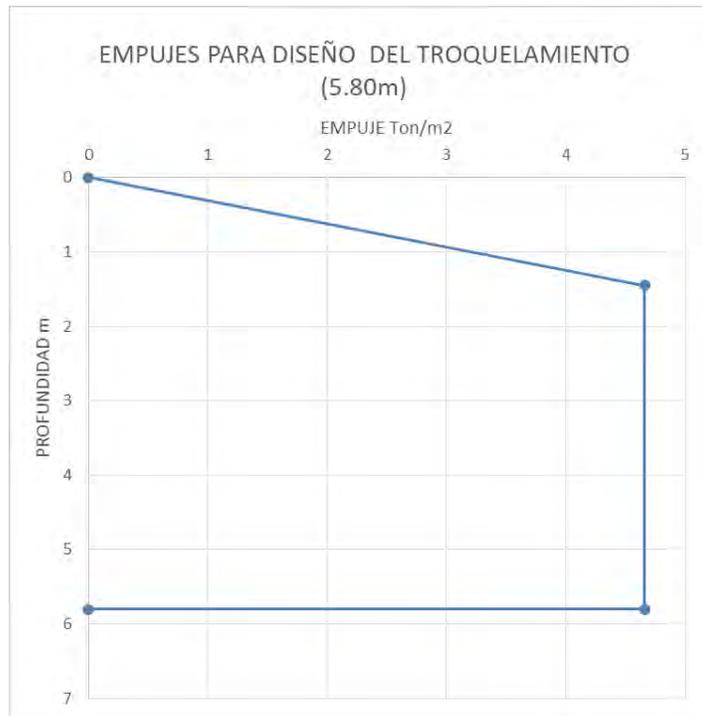


Figura 17.4 Empuje para diseño de troquelamiento (5.8m) SC. 3.0 Ton/m²



Figura 17.5 Empuje para instalación de troquelamiento (5.8m) SC. 3.0 Ton/m²

5.8 FALLA DE FONDO

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

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

donde:

P_v : presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m^2

F_c : factor de carga adimensional e igual a 1.4

q : sobrecarga superficial, igual a 1.5 y 3 ton/m^2

$F'c$: factor de carga, adimensional e igual a 1.0

c : cohesión del material que subyace a la excavación

N_c : coeficiente de capacidad de carga, 2.5

F_R : Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 5.80 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$\begin{aligned} 12.73 \text{ ton/m}^2 &< 18.45 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 1.5 \text{ ton/m}^2 \\ 14.73 \text{ ton/m}^2 &< 18.45 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 3.0 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

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

5.9 ESTABILIDAD DE TALUDES

5.9.1 Estabilidad de taludes durante la excavación

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

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

donde

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

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

donde:

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.42 ton/m³

H = altura del talud, 5.80 m

q = sobrecarga, 1.5 y 3 ton/m²

C_{UU} = cohesión promedio en condición no drenada, 3.5 ton/m²

(ϕ_{UU}) = ángulo de fricción en condición no drenada, 1°

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banquetta de un metro y taludes 0.8:1.0 (horizontal:vertical).

5.10 TRABAJO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE FONDO

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba (8.23 ton/m²) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

Asimismo, la losa debe ser capaz de soportar la carga última de la cimentación en compresión y tensión.

Por tanto, se recomienda realizar la excavación con el siguiente procedimiento constructivo:

- Despalme de los primeros 40 cm, para retirar las cimentaciones superficiales y parte de los rellenos de mala calidad.
- Excavación del núcleo central en dos etapas dejando una berma talud perimetral de 1.00 m de banquetta y un talud 0.8:1.0 en todo el perímetro.
- Protección a colindancias mediante muro Milán de 50 cm de espesor y desplantado a 9.30 m de profundidad, es decir con un empotramiento por debajo del nivel de máxima excavación(-5.80), de 3.50 m.

6 PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

Considerando la magnitud de las cargas y las propiedades mecánicas del subsuelo, la cimentación propuesta del Edificio será mediante un cajón de cimentación, que conformará los dos niveles de sótanos, el cual tendrá un nivel de piso terminado de 5.45 m por debajo del nivel de banqueta, y se consideran, 30 cm de losa más 5 cm de plantilla, por lo que el nivel de máxima excavación será a -5.80 m de profundidad.

6.1 DETERMINACIÓN DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACIÓN.

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará a los sótanos del edificio, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe troquelado. Entre las diferentes alternativas de ademe se escogió un muro a base de Muro Milan de concreto, que se construirá en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

El Muro Milan alcanzará una profundidad de 9.30 m (ver figura 18) al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla que impida el flujo del agua hacia la excavación.

El muro constituido por la construcción del Muro Milan tendrá las siguientes funciones:

- a) Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento constructivo de la excavación.
- b) Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.
- c) 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 muros Milan y troqueles
- Presiones a largo plazo sobre muros rígidos.
- Revisión de la pata en Muro Milán
- Abatimiento del nivel freático.

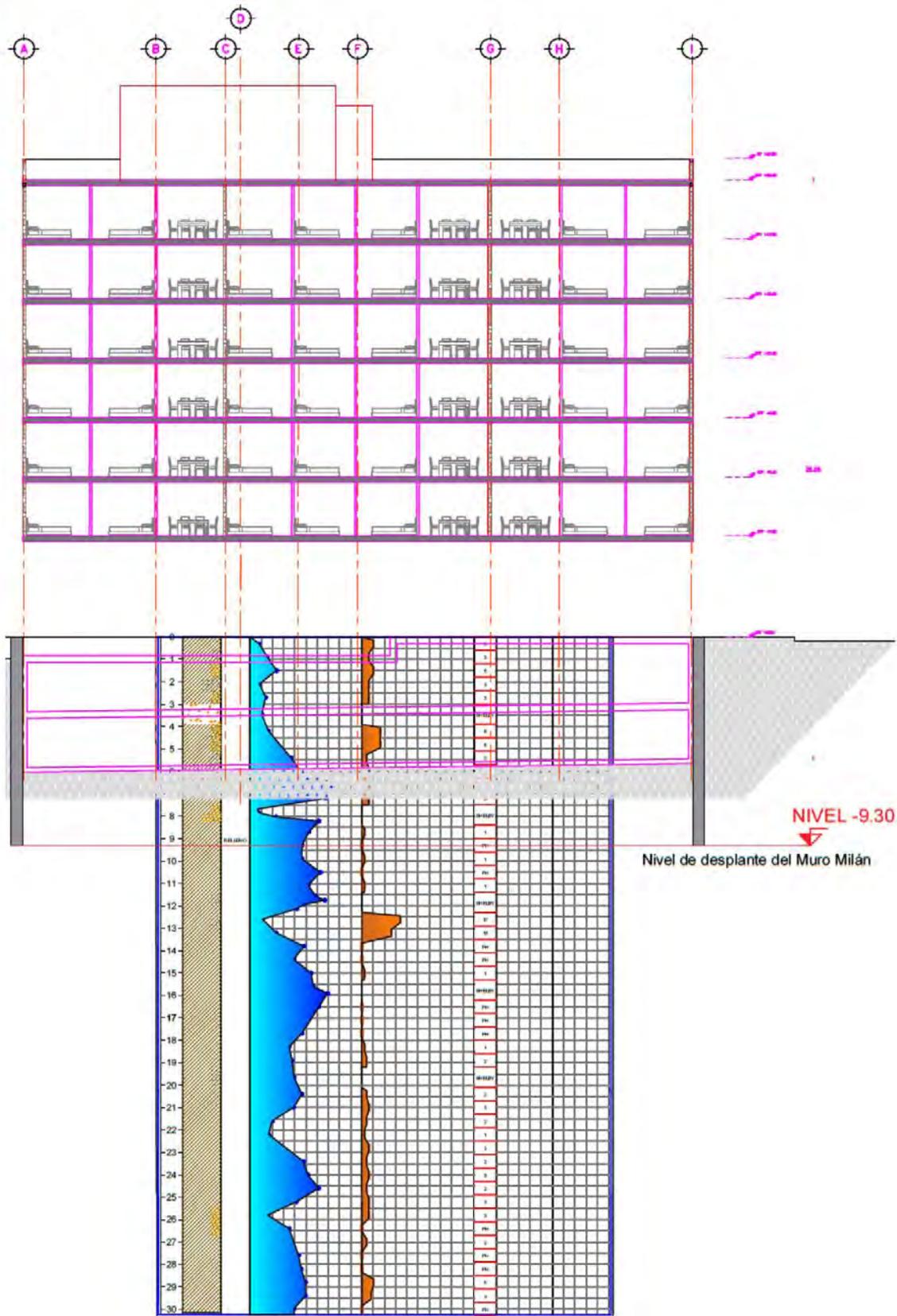


Figura 18 Desplante de muro Millan

6.2 ESTABILIDAD DE TALUDES CONSIDERANDO FALLA POR TRASLACIÓN.

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte de 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 tierra activo, el empuje generado por la acción de una sobrecarga de 1.5 y 3.0 ton/m²

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:

$$L = \frac{Fs \times Ea}{s}$$

donde:

L : longitud de superficie resistente (con un ancho unitario) para tener condición estable en ese estrato, en m

Ea : empuje activo de tierra, 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 que deberá adoptar los taludes para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 1:1 (horizontal : vertical).

6.3 FALLA DE FONDO POR SUBPRESIÓN

Considerando las condiciones piezométricas medida 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 19). De acuerdo a lo anterior se analizó el espesor de los estratos que se tiene por encima de la capa permeable, verificando que:

$$h > (Y_w/Y_m) h_w$$

donde:

h : espesor de la capa impermeable, en m.

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

Y_w : peso volumétrico del agua, en ton/m^3

Y_m : peso volumétrico de los suelos entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, en ton/m^3

Tomando en cuenta la máxima profundidad de excavación de 5.80 m, y la existencia de un estado permeable entre 17.0 y 17.5 m de profundidad se satisface la desigualdad con los siguientes valores:

$$12.8 \text{ m} > 4.76 \text{ m}$$

Cabe mencionar que las juntas entre el muro Milan deben quedar debidamente selladas, con el objeto de interceptar el flujo de agua al nivel en que se encuentran las capas permeables.

6.4 PRESIONES TEMPORALES SOBRE MUROS MURO MILÁN Y TROQUELES.

En la determinación de las presiones para el diseño e instalación de troqueles se consideró una excavación con profundidad máxima de 5.8 m, con taludes verticales retenidos por Muros Milán, con una sobrecarga superficial perimetral de 1.5 y 3 ton/m^2 , y se siguieron las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, tomando en cuenta los siguientes efectos:

- La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.
- La presión de la masa de suelo en condición de reposo para diseño de troqueles y en condición activa para la instalación de troqueles, 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 que estos pueden considerarse del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras correspondiente.

- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectadas por el coeficiente de presiones de tierra en reposos o activo, según se requiera determinar la presión para diseño o instalación de troqueles.
- Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizando por un coeficiente sísmico de 0.45 (Zona de lago IIIb).

Una vez calculados los valores de estos cuatro efectos se superponen, obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck en la que el volumen de esfuerzo es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual al 75 % de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

$$h = \frac{2 A}{B + b}$$

donde:

h: presión horizontal máxima

A: volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al agua, al suelo y a la sobrecarga.

B: profundidad máxima de excavación.

b: 0.75 B

La envolvente de presión para diseño de troqueles se presenta en las figuras 16.1-16.5 y 17.1-17.5, y las que corresponden a la presión de instalación de troqueles en las figuras 16.6 y 17.6.

6.5 REVISIÓN POR FALLA DE EMPOTRAMIENTO EN EL 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 colocada a 4.50 m de profundidad en esta etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evalúo con la expresión:

$$F_s = \frac{c L r + W I + M p}{P_{prom} \left(\frac{D^2}{2}\right)}$$

donde:

c: resistencia al corte no drenado promedio, en la superficie de la falla (2.5 t/m^2)

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

l: distancia del paño del muro de la tablestaca al centro de gravedad del suelo Resistente.

Mp: momento flexionante resistente del muro de la tablestaca, considerando despreciable

Pprom: presión promedio sobre el muro de la tablestaca

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

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 2.5 ton/m^2 , que la punta del Muro Milán quedará a 9.30 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, que la excavación tendrá 5.80 m de profundidad, y despreciando el momento flexionante del Muro Milan, se obtuvo un factor de seguridad de 1.66 que es admisible.

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 dos niveles de sótano, y proteger la cimentación de las estructuras colindantes.

Tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta excavar a 5.80 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta para alojar a los dos niveles de sótanos, se establece que esta podrá efectuarse en dos etapas, en toda el área del predio.

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, se establece que deberá construirse un muro Milán de 50 cm de espesor para dejar taludes verticales.

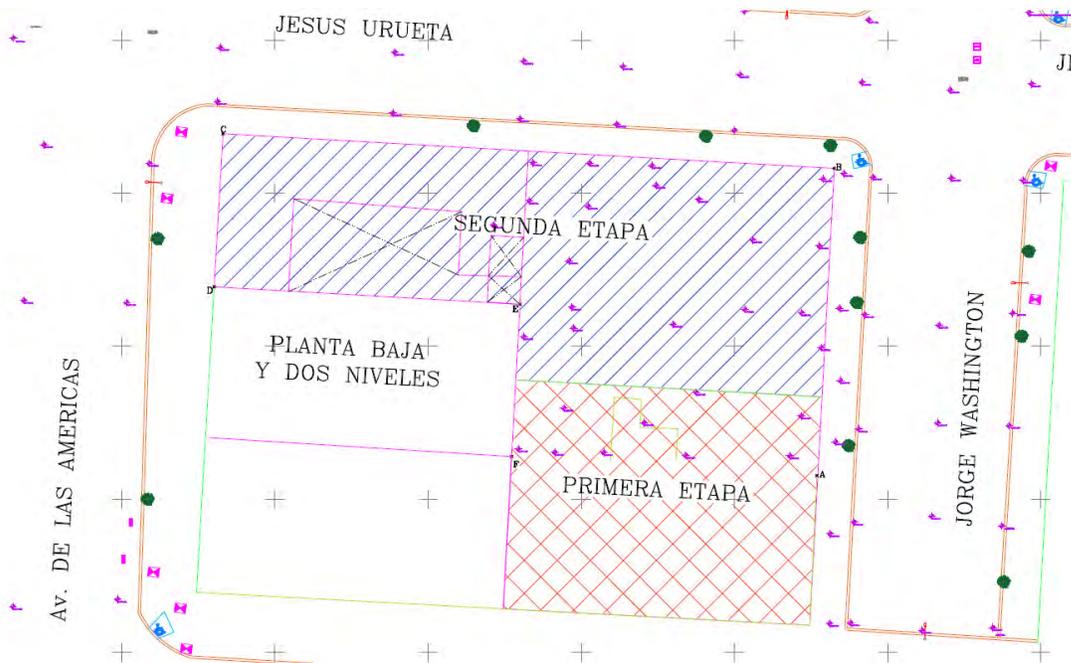


Figura 19 Etapas de excavación

6.6 PROTECCIÓN A COLINDANCIAS MEDIANTE SISTEMA MURO MILÁN

El Muro Milán es un elemento estructural que puede ser colado en sitio 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 dos 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 alcanzar una profundidad de -5.80 m a partir del nivel de banquetta, el nivel de piso terminado se encuentra a -5.45 m de profundidad y se consideran 30 cm de losa y 5 cm de plantilla.

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

6.6.1 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 3.0 ton/m^2 actuando sobre la corona del talud y el empuje de agua.

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

La geometría que deberían adoptar los taludes sin retención y para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 1:1 (horizontal: vertical).

6.6.2 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 el nivel del troquel se encuentre colocado a 1.30 m de profundidad por arriba del nivel de máxima excavación, en esa etapa de excavación se genera una articulación plástica.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 2.5 ton/m^2 , que la punta del Muro Milán quedará a 9.30m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, que la excavación tendrá 5.80 m de profundidad en el perímetro y despreciando el momento flexionante del Muro Milán, se obtuvo un factor de seguridad de 1.66 que es admisible.

Con base a los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad de taludes; y con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará los sótanos del edificio, será necesario implementar un sistema de retención a base de un muro Milán, el cual tendrá un espesor de 50 cm y una profundidad total de 9.30m con respecto al nivel de terreno actual, es decir, tendrá un empotramiento de 3.50m, el nivel de piso terminado se encuentra a -5.45 m de profundidad y se consideran 30 cm de losa y 5 cm de plantilla.

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

- a) Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento constructivo de la excavación.
- b) Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.

c) 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
- Presiones a largo plazo sobre muros rígidos
- Revisión de la pata en muro Milán
- Abatimiento del nivel freático.

6.6.3 Proceso Constructivo del Muro Milán

6.6.3.1 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 0.15 m, sus dimensiones son 1.50 m de profundidad por 1.0 m de ancho (aleros de 20cm), 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 banqueta (fijado al pavimento o terreno firme por medio de varillas a buena profundidad que garantice su inmovilidad).

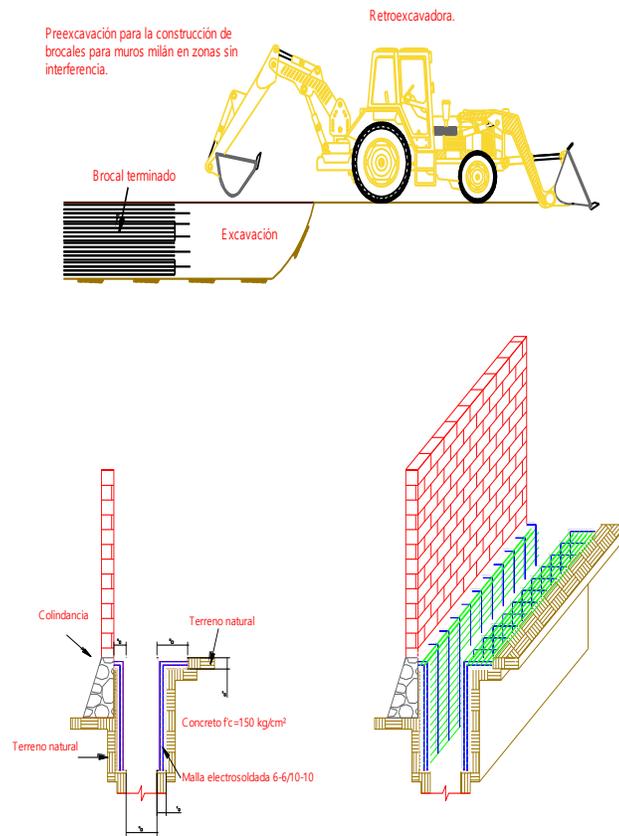


Figura 20 Preexcavación, dimensiones y armado propuesto del brocal guía.

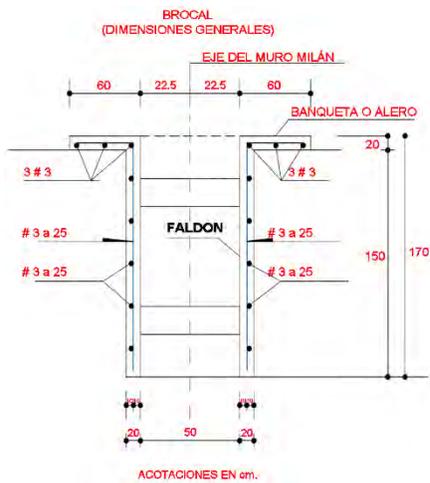


Figura 21 Preexcavación, dimensiones y armado propuesto del brocal guía.

6.6.3.2 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 0.50m de espesor, longitudes entre 2.4 y 5.0m, y una profundidad de 9.30m, el largo mínimo que puede tener un tablero está determinado por la apertura de las quijadas de la almeja (2.40 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 1.0 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 dejará 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.

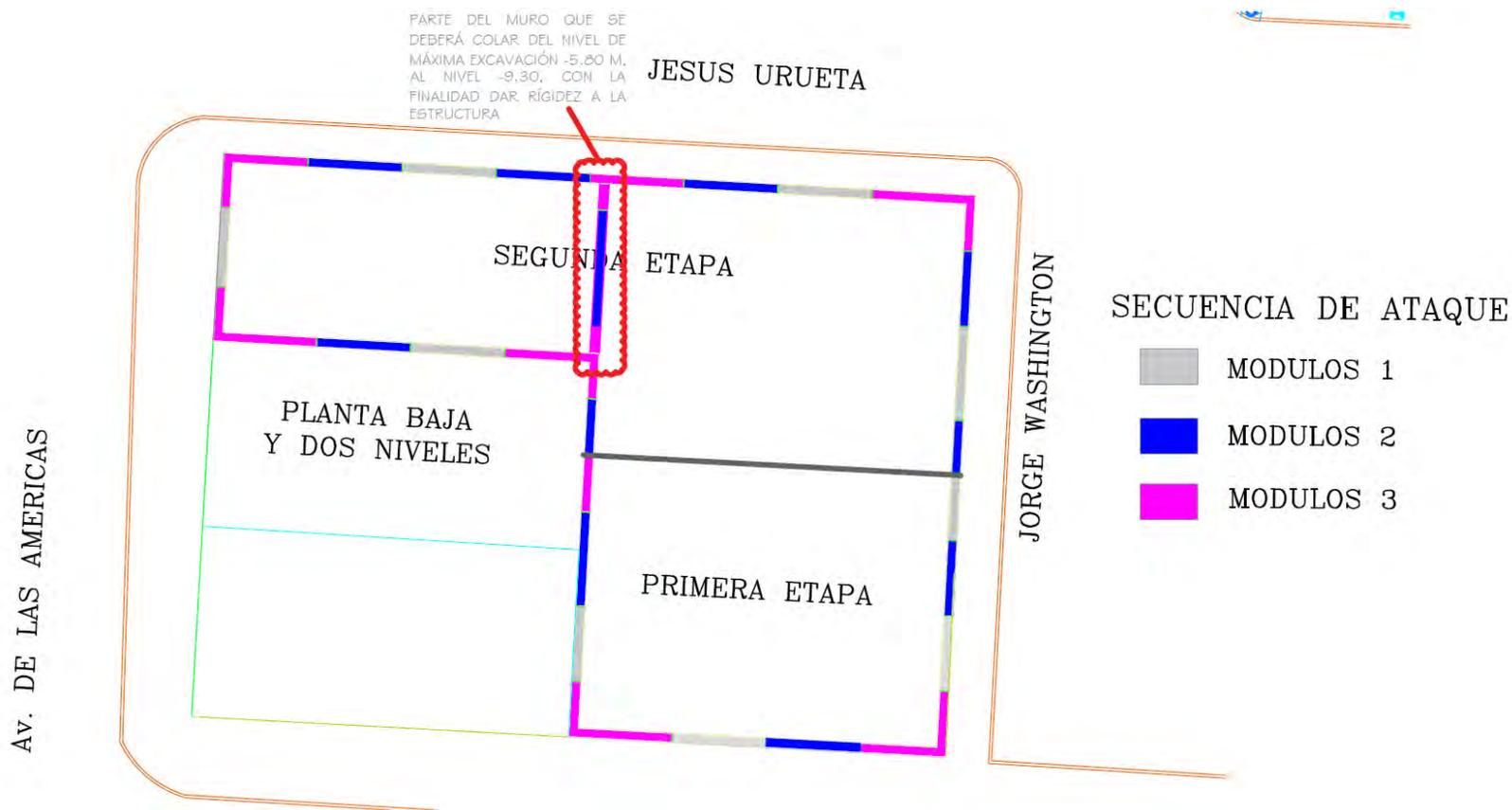


Figura 22 Inicio de excavación de tableros y secuencia de ataque.

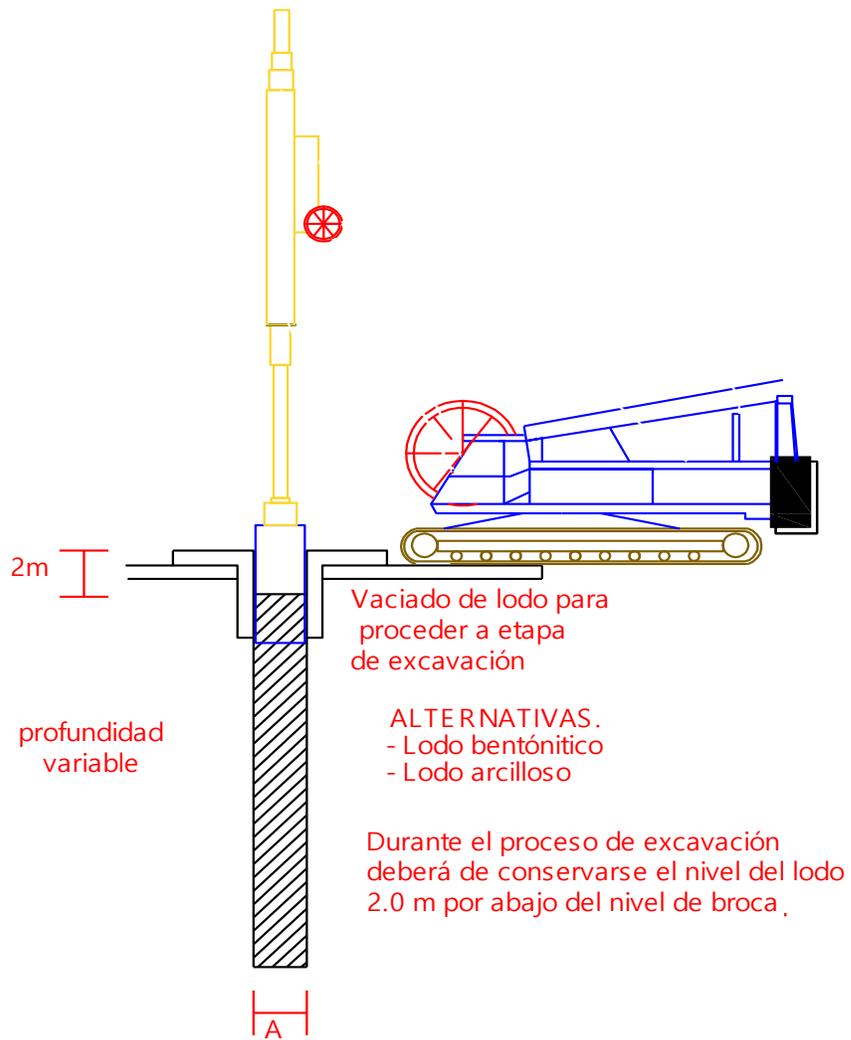
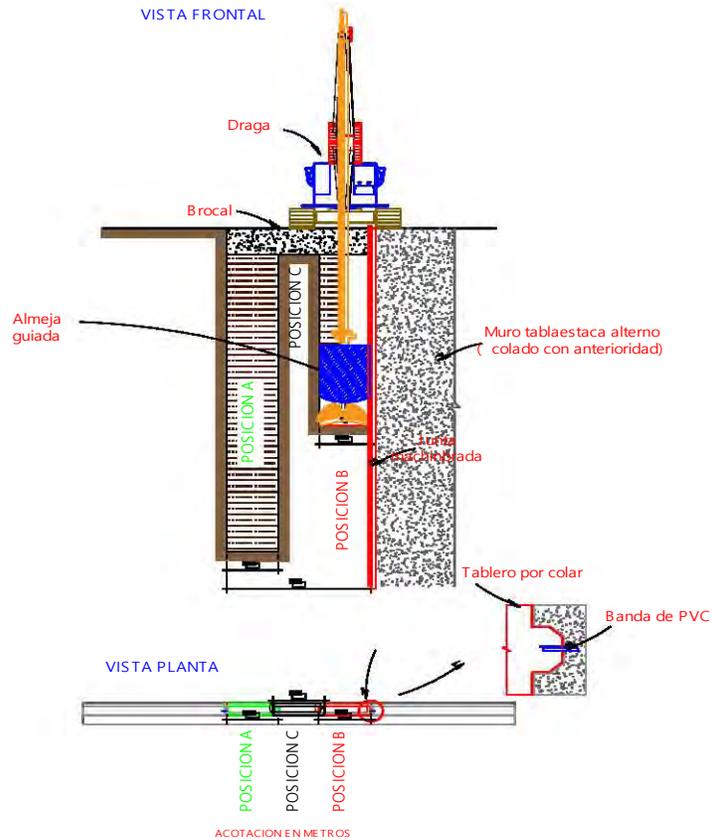


Figura 23 Posiciones de excavación



ACOTACION EN METROS
 POSICIONES DEL EQUIPO DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACION DE UN TABLERO DE 7.00 METROS REALIZADO ENTRE POSICIONES.

SECUENCIA DE CONSTRUCCION

- A B y C** ETAPAS DE EXCAVACION DE UN TABLERO DE 7.0 m DE LONGITUD ESTABILIZADAS CON LODO ARCILLOSO
- 1 y 4** TABLEROS POR CONSTRUIR
- 1 2 3 y 4** PRIMERA ETAPA DE AVANCE
- 4-3** RETROCESO DEL EQUIPO DE EXCAVACION Y COLADO
- 5 6 7 y 8** SEGUNDA ETAPA DE AVANCE

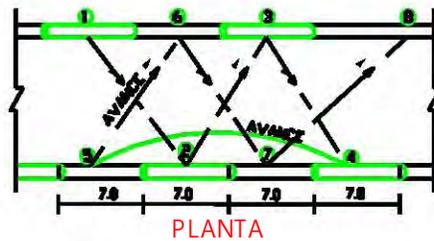


Figura 24 Secuencia de construcción



Figura 25 Vaciado de polímeros de tableros excavados

6.6.3.3 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, se 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 bentónico; 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.

6.6.3.4 Colocación de juntas

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 quedará 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 desmóldante 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.

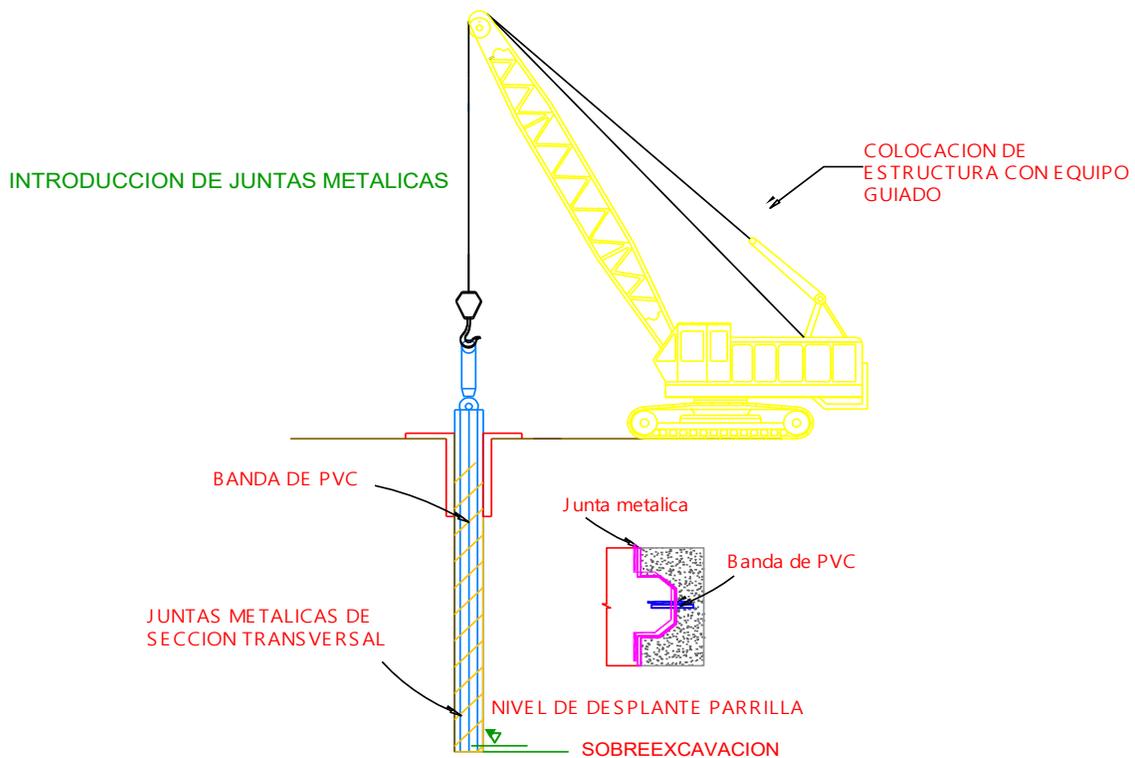


Figura 26 Colocación de juntas machiembradas

6.6.3.5 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 estribos 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.

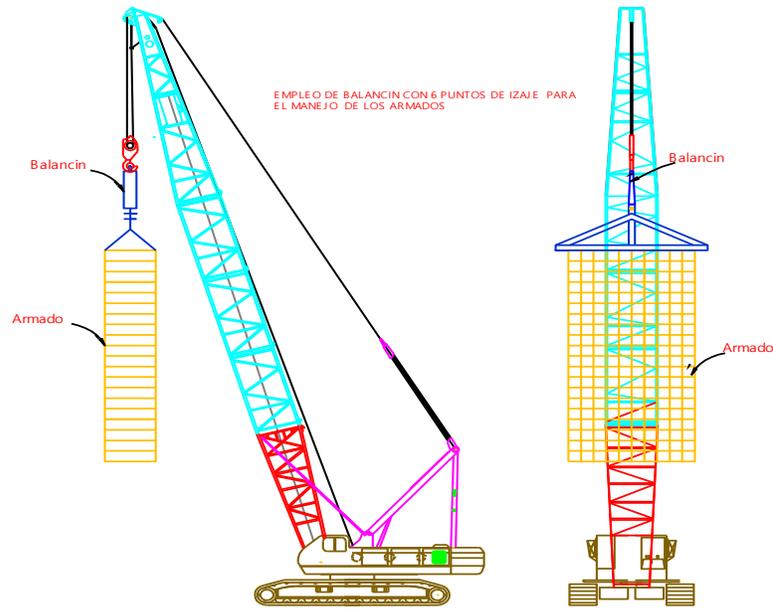


Figura 27 Izaje e introducción del armado dentro de las zanjas excavadas.

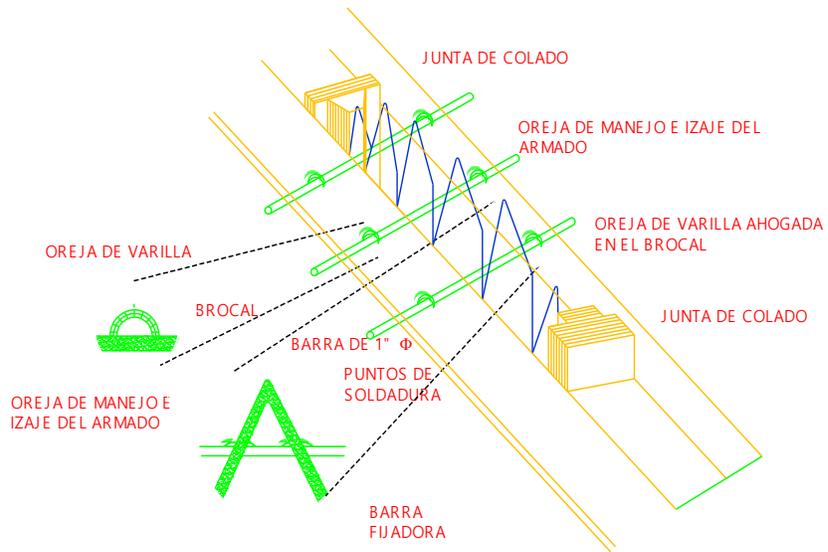


Figura 28 Introducción del armado dentro de las zanjas excavadas.

6.6.3.6 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.

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 ± 2 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.

6.6.3.7 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 “chaqueteo”, 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).

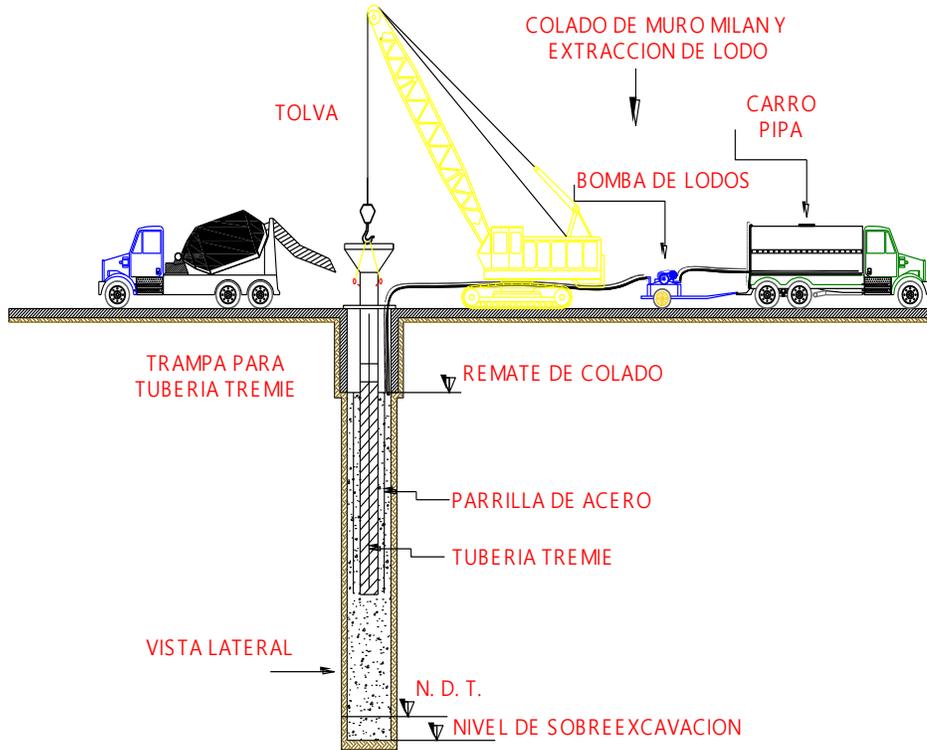


Figura 29 Colocado del muro con tubo Tremie

6.7 DISEÑO DEL TROQUELAMIENTO.

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 dos niveles y se recomienda que se realice con la estructura definitiva, usando las traveses y columnas de la estructura como se muestra en la figura 30.

En las figuras 16.1.-16.5 y 17.1-17.5 se presentan los empujes para el diseño de troqueles. Debido a que se recomienda que las traveses y columnas sean utilizadas como troqueles, este empuje deberá considerarse en el diseño de la estructura, durante el procedimiento constructivo del cajón de cimentación.

Nota: Tomando en cuenta las dimensiones del predio, se recomienda que se utilice como sistema de troquelamiento, la estructura definitiva (traveses y columnas) (indicados en la figura 30), el troquelamiento del muro Milán mediante la estructura será, conforme se inicie el proceso de excavación, dejando taludes 0.8:1.0 (Horizontal: Vertical). Una vez desplantada parte de la losa fondo del proyecto, se iniciará la construcción de la estructura hacia arriba iniciando por las columnas, y una vez se encuentren al nivel de

planta baja, se podrá realiza un troquelamiento con la estructura definitiva, que será con las traves de la misma estructura, formando marcos entre las columnas centrales con las traves de la estructura y el muro Milán, como se indica en la figura 30.

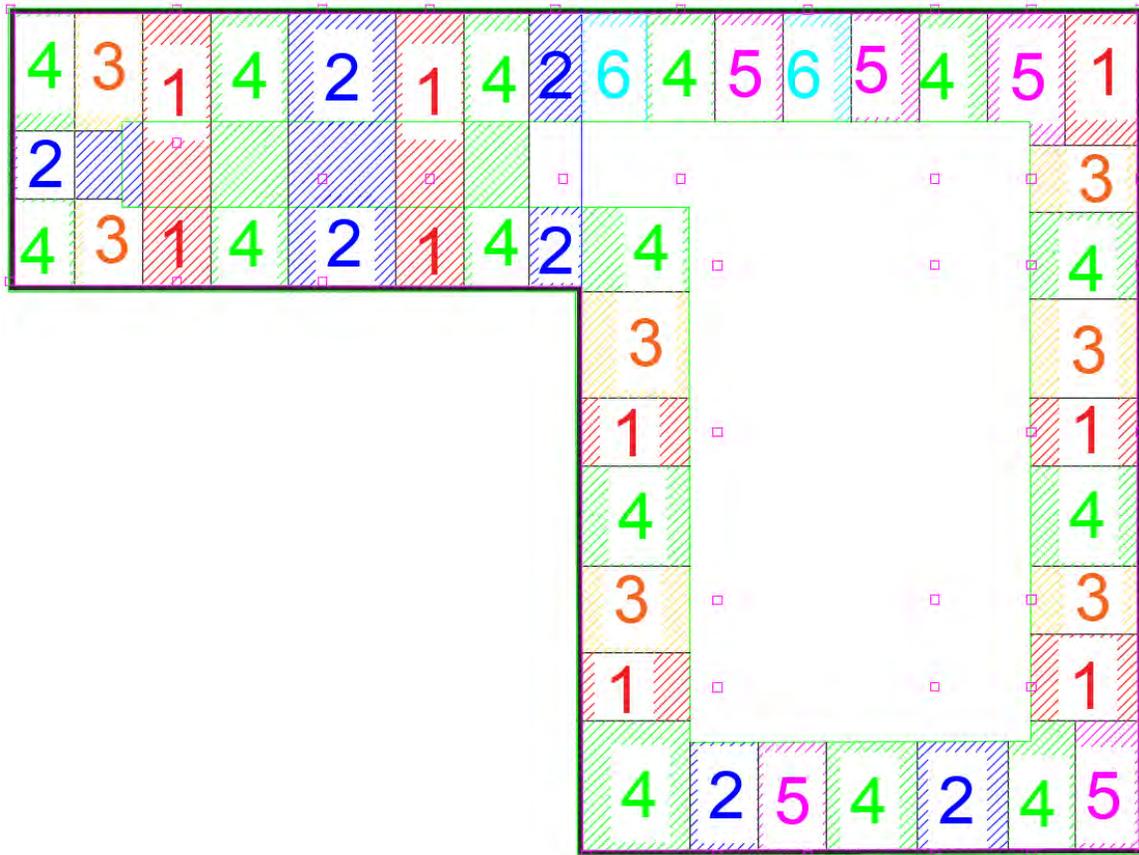


Figura 30 Ubicación del sistema de apuntalamiento

De acuerdo a lo mostrado en la figura 30, se realizará un despalme inicial de 80 cm de espesor y se deberán de dejar taludes 0.8:1.0 (Horizontal:Vertical), llegado al nivel de máxima excavación, y de acuerdo a lo indicado en la figura 30.2, se iniciará en las zonas marcadas el colado de la losa fondo del cajón de cimentación, y el habilitado y colado de las columnas, en el caso de la estructura con un ancho muy reducido, únicamente se construirán las columnas, que servirán para el sistema de troquelamiento del muro Milán.

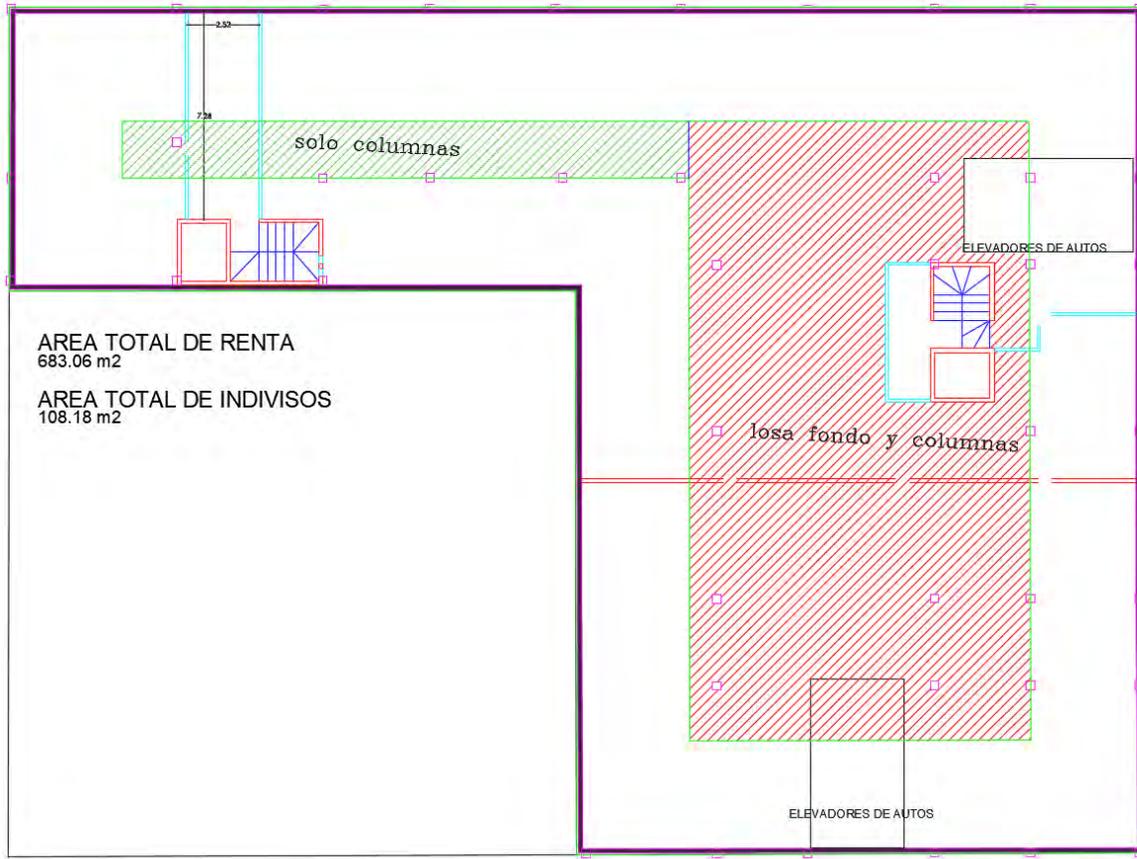


Figura 30.2 Ubicación del sistema de apuntalamiento

Inicialmente se excavará el corazón central de la excavación, dejando taludes 0.8:1.0 (H:V), llegado al nivel de máxima excavación, se procederá a colar la losa fondo del cajón, y se colarán las columnas de la estructura, estas columnas servirán como apoyo de la estructura, para troquelar el muro Milán durante el proceso de excavación. Se procederá a atacar los módulos numerados como 1 para colar las traveses de la estructura bajo el lecho inferior de la losa de planta baja. Una vez realizado esto, se procederá con los módulos numerados como 2 y sucesivamente hasta que se tenga colada la estructura de planta baja (columnas y traveses, en caso necesario, se colará la losa de planta baja), una vez que se tenga colocado el troquelamiento en planta baja, se repetirá el mismo proceso en el sótano 1.

Este proceso será repetitivo hasta llegar al nivel de máxima excavación, hasta llegar al nivel de máxima excavación, en donde se colará la losa fondo, y dado que el muro Milán será parte de la estructura, la losa fondo se ligará con el muro Milán.

En las zonas indicadas en la figura 30.2 se podrá colar la losa fondo y las columnas, en la zona restante, deberán de colarse únicamente las columnas, y al llegar al nivel de máxima excavación, se deberá de colar la losa fondo.

6.8 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Dado que en el sitio de estudio se detectó nivel freático a 3.10 m 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 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 10cm de espesor, y se mantendrá el bombeo hasta la construcción de la losa del segundo nivel superior cuando menos.

6.8.1 Sistema de bombeo

El nivel de desplante del cajón de cimentación para los sótanos estará a -5.80m de profundidad, y el nivel de aguas freáticas está a 3.10 m, lo cual genera un tirante de agua de 2.7m.

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 es con pozos de bombeo a base de bombas de pozo profundo con electroniveles.

El objeto del bombeo profundo es trabajar en seco y controlar las expansiones durante la excavación y en el proceso de construcción de la cimentación, es necesario abatir el nivel freático, hasta una profundidad de 10 m en los pozos. El nivel dinámico del agua en los pozos se mantendrá a 9.6 m.

En caso de no efectuarse se tendrá como consecuencia complicaciones en el proceso constructivo y el excedente de bombeo trae como resultado posibles asentamientos en la periferia, por lo que será necesario cuidar este aspecto con las recomendaciones establecidas a continuación y efectuar un abatimiento con un sistema de bombeo profundo, pues a mayor profundidad dentro del nivel freático mayor presión se genera en el fondo de la excavación.

Será necesario implementar un sistema de bombeo mediante pozos perforados a 14 m con respecto al nivel de la banquetta. 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 31.

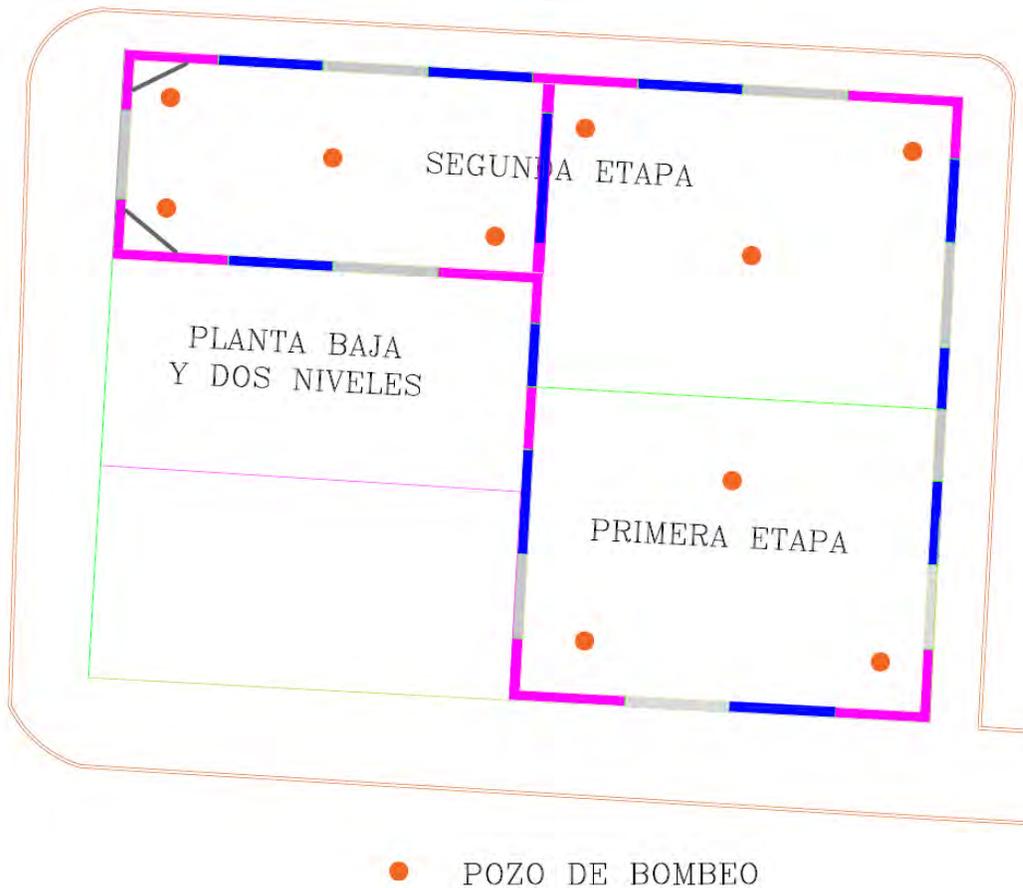


Figura 31 Distribución del sistema de bombeo.

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 tenga 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 11.5 m de profundidad para los pozos, medidos con respecto a la superficie del terreno. El detalle de los pozos de bombeo profundo, dren y cárcamo se muestra en la Fig. 32 y 33.

- Se estima un total de 10 pozos con la posibilidad de que esta se reduzcan, de acuerdo al comportamiento de la excavación y de las etapas de excavación. (Ver figura 31)

- Los pozos se colocarán en los puntos indicados en la figura, para de esta manera se efectúe el abatimiento del nivel freático adecuadamente.

- Estos pozos se irán recortando conforme se efectúe la perforación.

- Los electroniveles se manejarán a -11m.

Finalmente se establece que deberá implementarse un sistema de instrumentación que permita monitorear el comportamiento de las colindancias y de la excavación antes, durante y después de haber terminado la excavación que alojará a la cimentación de la estructura de Interés.

Dado que dependiendo de la época en que se realicen los trabajos de excavación y ante la presencia de época de lluvias podría requerirse un sistema de bombeo de achique complementario, además del sistema de bombeo profundo para abatir el nivel freático, dado que la excavación estará por debajo del mismo.

DETALLE DEL POZO BOMBEO

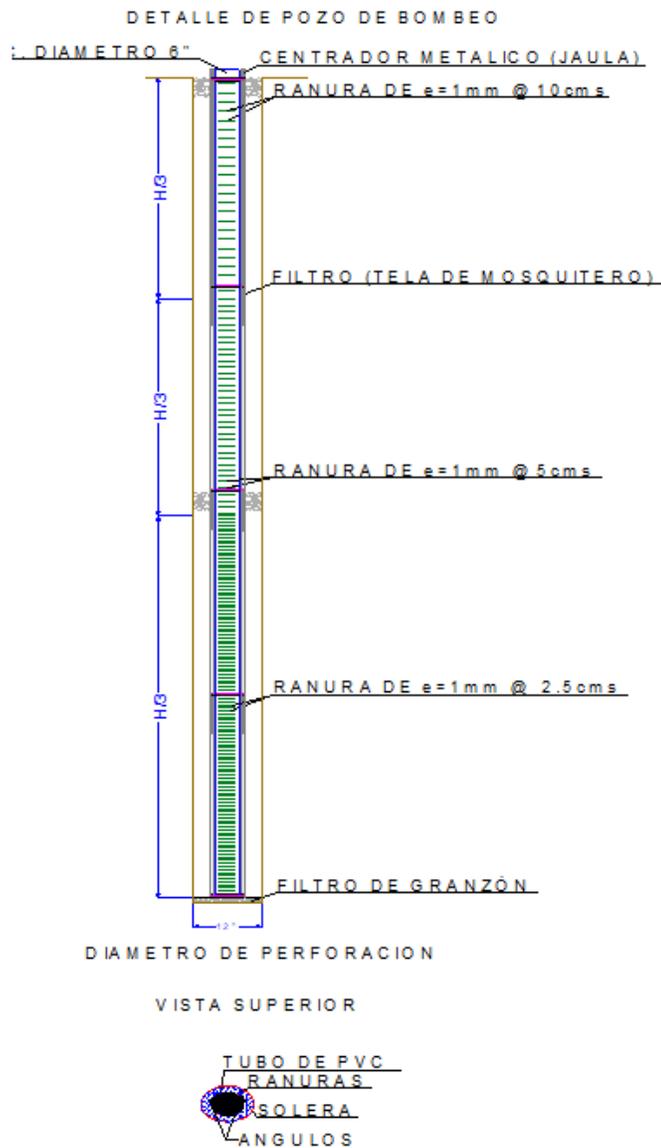


Figura 32 Detalle del sistema del bombeo profundo.

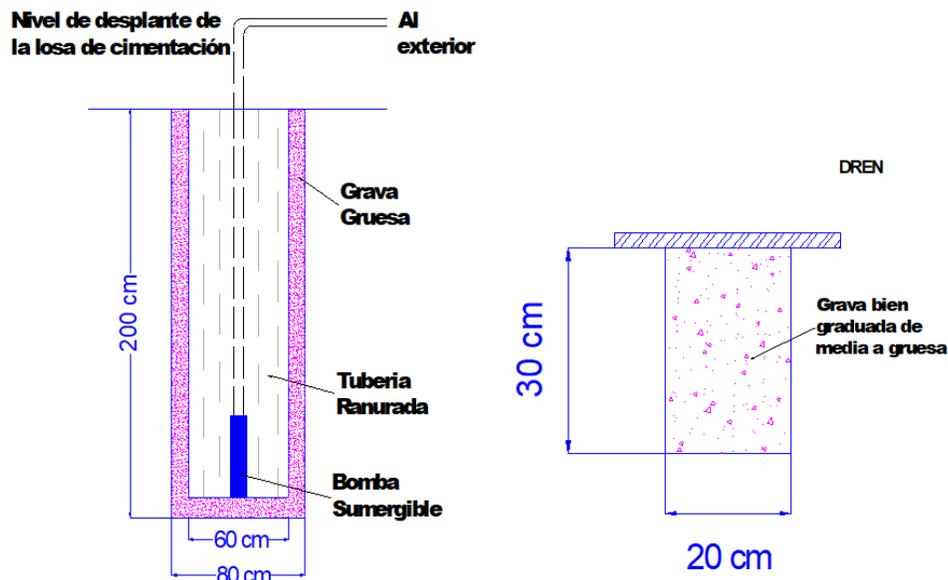


Figura 33 Detalle del sistema del bombeo de achique.

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 con el nivel de succión especificado de 11.5m hasta que se termine de construir totalmente la losa-tapa del sótano y tener colada la del segundo sótano; bajo estas condiciones, se levantará el nivel de succión a la profundidad de 9.00 m de los pozos, respectivamente.

Cuando se termine de construir la losa de planta baja, el nivel de succión, se situará en la profundidad de máxima de excavación en todos los pozos y después de construir la losa del nivel 2°, se suspenderá el nivel de succión. El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al terminarse de construir la losa del segundo nivel, procediéndose a cortar y sellar los pozos.

6.9 Excavaciones

- Las excavaciones necesarias para retirar los materiales de relleno de mala calidad existentes en el terreno y alojar al cajón de cimentación, deberán de realizarse del fondo del predio hacia su acceso, con el objeto de evitar su contaminación y su reblandecimiento.
- La excavación se realizará en tres etapas, en toda el área del predio.

- La excavación del corazón central se efectuará con una retroexcavadora operando desde afuera del área excavada, debiendo llevarse como máximo a 0.15 m arriba del nivel máximo de excavación, este último tramo se excavará con herramienta manual, a base de pico y pala para evitar el remoldeo del material de apoyo de la plataforma de materiales mejorados.
- Todo el material producto de la excavación será retirado a donde lo indique, la dirección de obra, por ningún motivo podrá utilizarse como material de relleno mejorado.
- Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material suelo producto de la excavación.
- En caso de que sea necesario y previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, podrá colocarse una capa de 10 cm. de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.
- Durante el proceso de excavación, se deberá cuidar los siguientes aspectos:

a) Cuando el material de relleno existente se encuentre en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho material y en caso necesario protegerlo mediante un repellido para evitar que pierdan humedad y por consiguiente su estabilidad.

b) En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán de extraer en su totalidad, y si la profundidad de dichas cimentaciones es mayor que la recomendada en el desplante del cajón, las capas o zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 95% de la prueba AASHTO estándar.

c) Deberán evitarse las sobre excavaciones, lo cual se corrige llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión, estos niveles se deberán referenciar a señales (palomas) en los muros colindantes.

d) Las filtraciones de agua de las colindancias hacia la excavación es muy frecuente, provocando saturamiento en los materiales excavados y sobre todo en el fondo (material aguachinado), en tal caso, se deberá orear la zona afectada y posteriormente colocar un material granular. El fondo de la excavación en el área afectada deberá de sobre excavar un máximo de 20 cm, y un mínimo de 10 cm con respecto a la máxima profundidad recomendada, la sobre excavación se tratará agregando una capa combinada de grava-tepetate con un proporcionamiento en relación a su peso del 70 y 30%, respectivamente, compactándose hasta alcanzar el nivel de excavación recomendado.

e) Terminada la excavación se revisará el fondo de la misma, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada; si se llegara a presentar algunos de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 5 cm y solicitar la asesoría de Mecánica de Suelos.

f) Previo a la colocación de la cimentación, deberán preverse las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros y de cisternas de almacenamiento de agua.

g) No debe permitirse por ningún motivo excavaciones posteriores a la colocación de la cimentación y sobre todo cuando ya se tengan coladas las losas de planta baja y primer nivel, las realizaciones indebidas de estas excavaciones provocan serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos bruscos de la estructura y la presencia de grietas y fisuras en muros.

6.10 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

En caso de requerir rellenos, deberán suministrarse materiales de banco con las siguientes especificaciones, y compactarse al 95% de acuerdo a la prueba AASHTO estándar, con espesor de 20 cm compactos por cada capa.

Los materiales de préstamo deberán de ser analizados por el laboratorio antes de ser colocados, para evitar tener que levantar rellenos ya colados.

a) El tepetate que se vaya a utilizar como material de relleno a base de materiales de banco, deberán satisfacer las siguientes especificaciones:

- Límite líquido	40% máximo (tolerancia + 5%)
- Índice plástico	15% máximo (tolerancia + 5%)
- Contracción lineal	5% máximo (tolerancia + 5%)
- Valor relativo de soporte	15% mínimo (tolerancia + 5%)

b) Durante la colocación de los rellenos a base de tepetate, se deberá verificar que en cada capa se alcance el grado de compactación especificada con una tolerancia de $\pm 1\%$. La verificación se hará mediante la ejecución de calas de 10 X 10 X 20 cm, para determinar el peso volumétrico seco en el sitio, las cuales se harán por cada capa de área compacta.

6.11 Descripción del Procedimiento Constructivo

El proceso en general deberá realizarse de la siguiente manera:

1. Colocación de un tapial e instrumentación en todo el perímetro.
2. Se efectuará un despalme inicial de 0.80 m con respecto al nivel de banqueta retirar las cimentaciones superficiales y parte de los rellenos de mala calidad existentes. Como se indica en la figura 34.

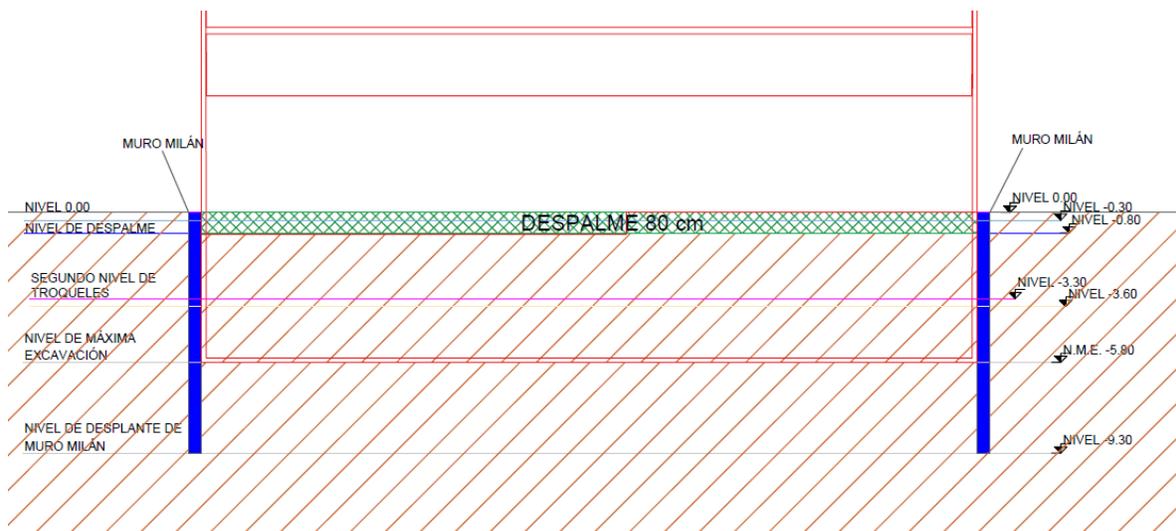


Figura 34 Despalme y construcción del muro Millan.

3. Construcción de un muro Milán con un espesor de 50 cm, el cual contará con 9.30 m de profundidad para una excavación de 5.80 m con respecto al nivel de banqueta, mediante el procedimiento descrito en el capítulo 6
4. Los tramos para la construcción del muro Milán podrán ser módulos de 2.50m hasta 7.0m como se observa en la figura 29, siguiendo la modulación propuesta para su construcción.

5. En la sección indicada en la figura 29, se deberá de realizar el muro Milán únicamente del nivel de máxima excavación (-5.80) hasta el nivel de desplante del muro Milán (-9.30), esta recomendación se hace debido a la geometría de la estructura, colar el muro Milán en esta zona proporcionará una mayor rigidez a la estructura, Ver figura 29.

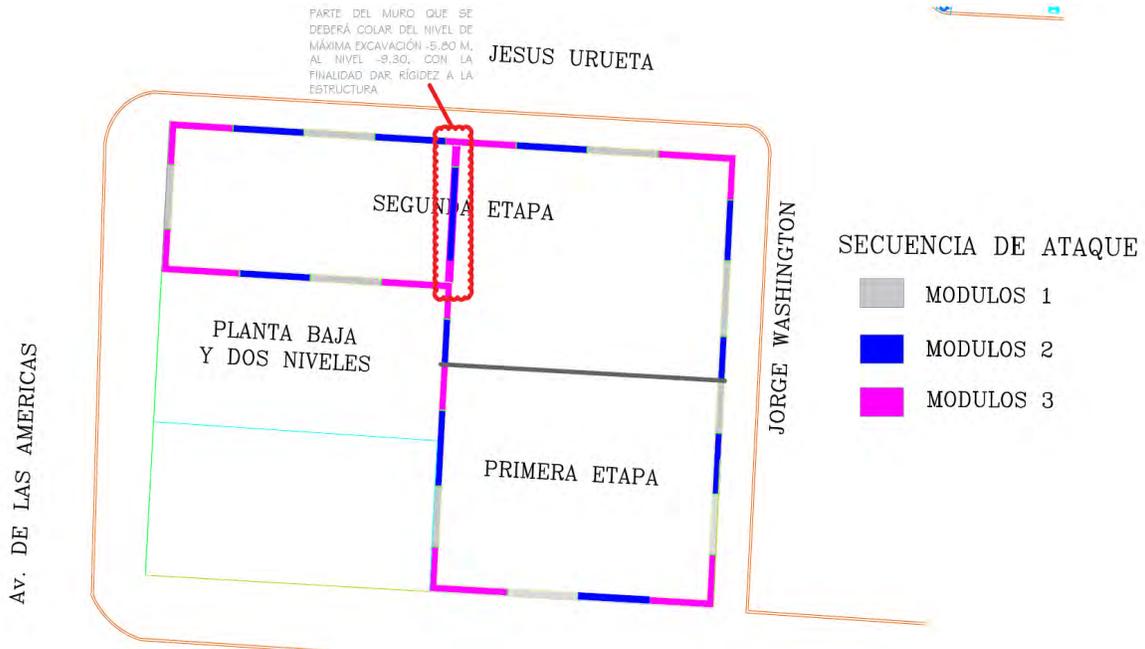


Figura 29 Modulación para la construcción del muro Millan.

En el Muro Milán se pueden dejar los armados de traveses y columnas embebidas en el mismo, protegido con poliestireno, para posteriormente desdoblarse y traslaparse colocando un refuerzo especial en esta zona, para unir con las propias traveses de la estructura a nivel sótano.

6. Inicio del sistema de bombeo dos semanas antes de la excavación (ver apartado 6.8).



Figura 31 Distribución del sistema de bombeo.

7. La excavación podrá efectuarse en dos etapas en toda el área del predio, y la excavación se realizará dejando taludes perimetrales con una banqueta de 1 m de ancho, con una inclinación 0.8:1.0 (H:V).

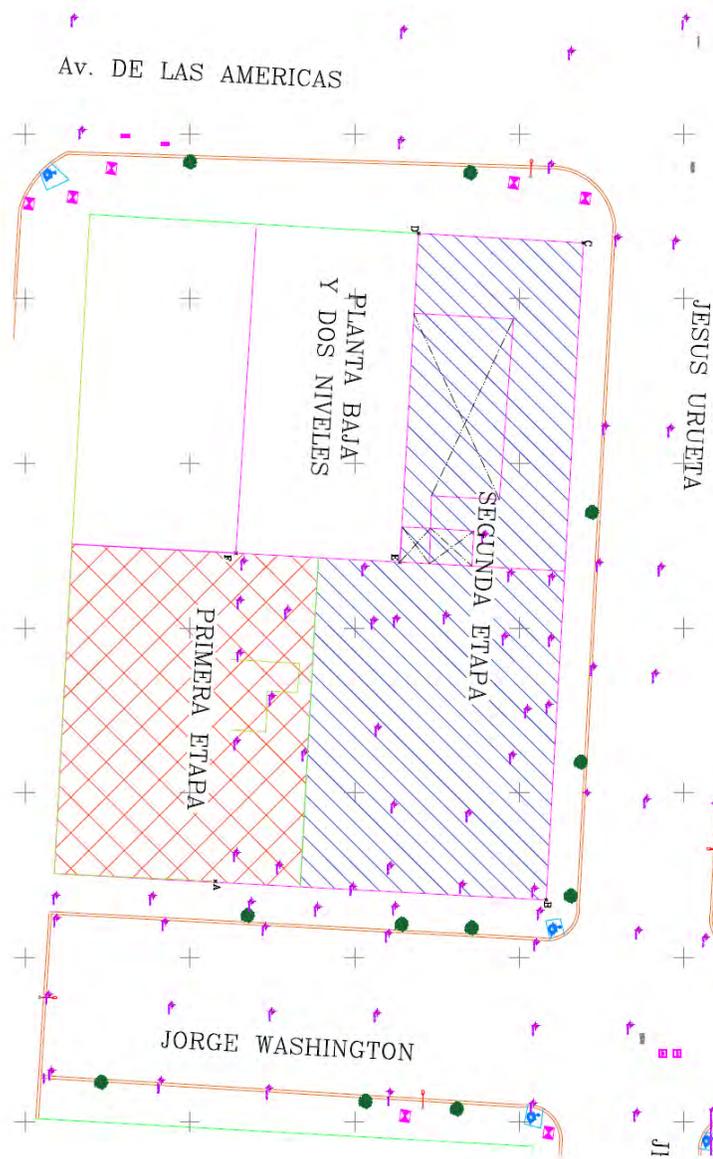


Figura 19 Etapas de excavación.

8. El troquelamiento para el muro Milán propuesto, se realizará de la forma mostrada en la figura 30, y se recomienda que sea con la estructura definitiva, formando marcos entre columnas, trabes y el muro Milán como en la figura 42.

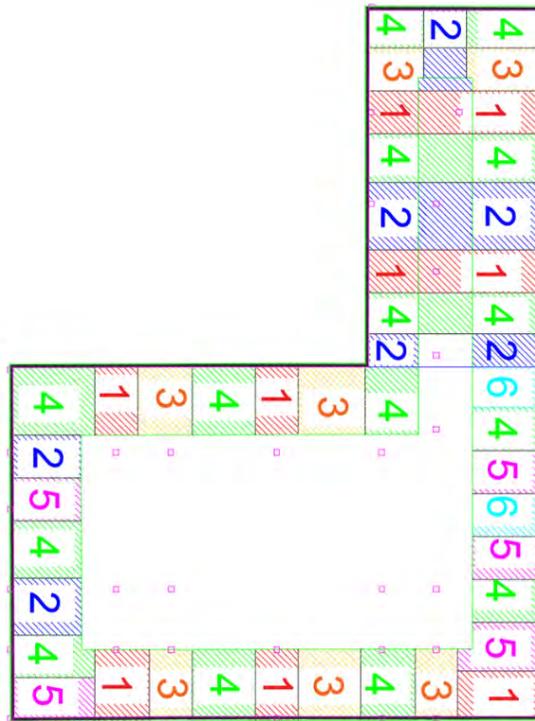


Figura 30 Planta del sistema de apuntalamiento.

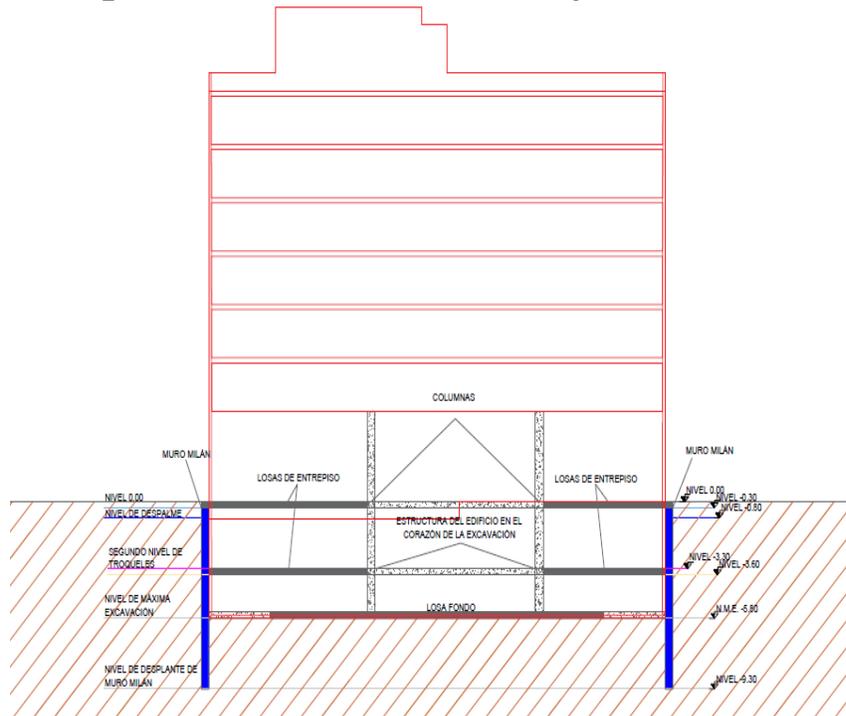


Figura 42.- Corte del sistema de apuntalamiento.

9. Una vez realizado el despalme, y construido el muro Milán en su totalidad, se procederá a abrir el centro de la excavación, dejando taludes perimetrales 0.8:1.0 (H:V), con una banqueta de 1 m de espesor, como se indica en la figura 35.

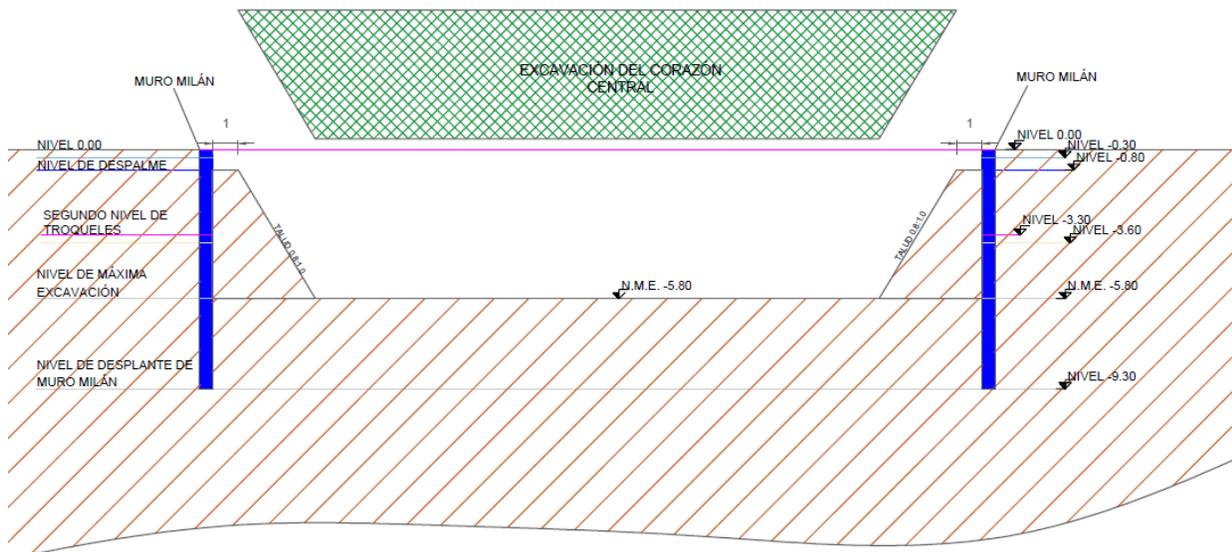


Figura 35 Excavación del corazón central.

10. De acuerdo a la figura 30.2 se realizará el colado de losa fondo del cajón de cimentación, y el habilitado y colado de las columnas del proyecto, en las zonas indicadas y debido a que la zona posee un ancho muy reducido, se colarán únicamente las columnas. (ver figura 36).

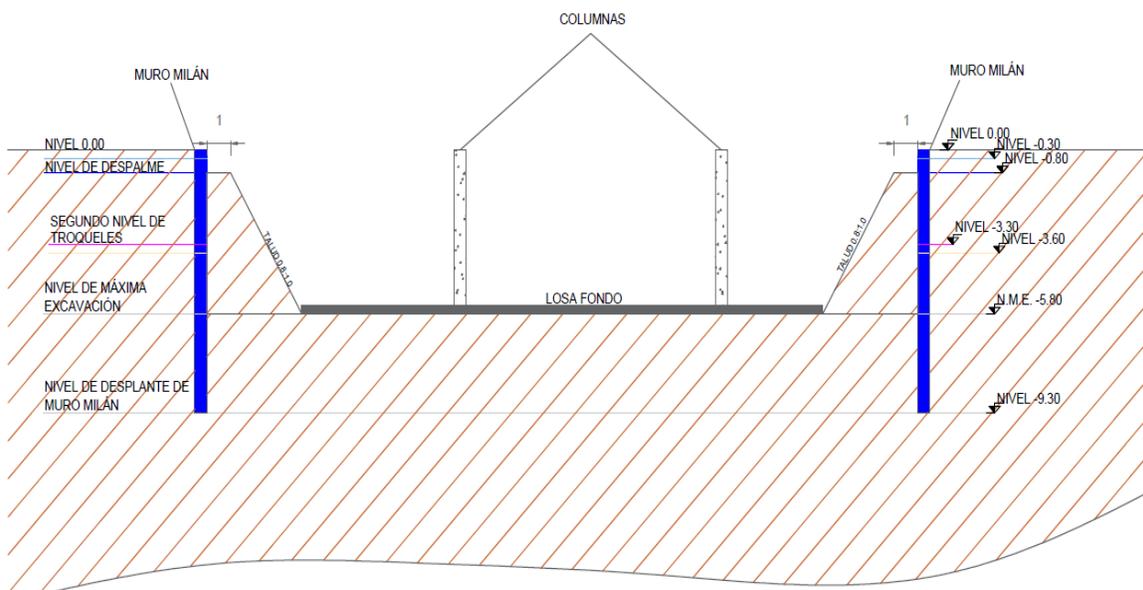


Figura 36 Colado de losa fondo y columna.

11. Se podrá realizar la edificación de la estructura en el corazón central de la excavación, hasta llegar al nivel de planta baja.

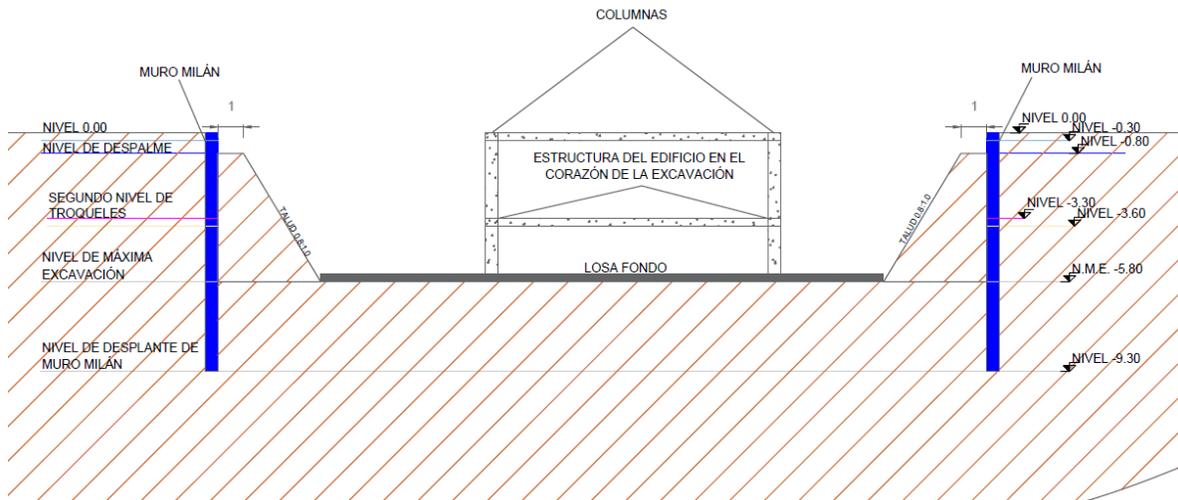


Figura 37 Edificación de la estructura.

12. El primer nivel de troqueles se colocará por debajo del lecho inferior de la losa de planta baja, y corresponderá a las trabes de la estructura, en los casos en donde sea necesario, se podrá colar la losa de entrepiso. (Ver figura 38).

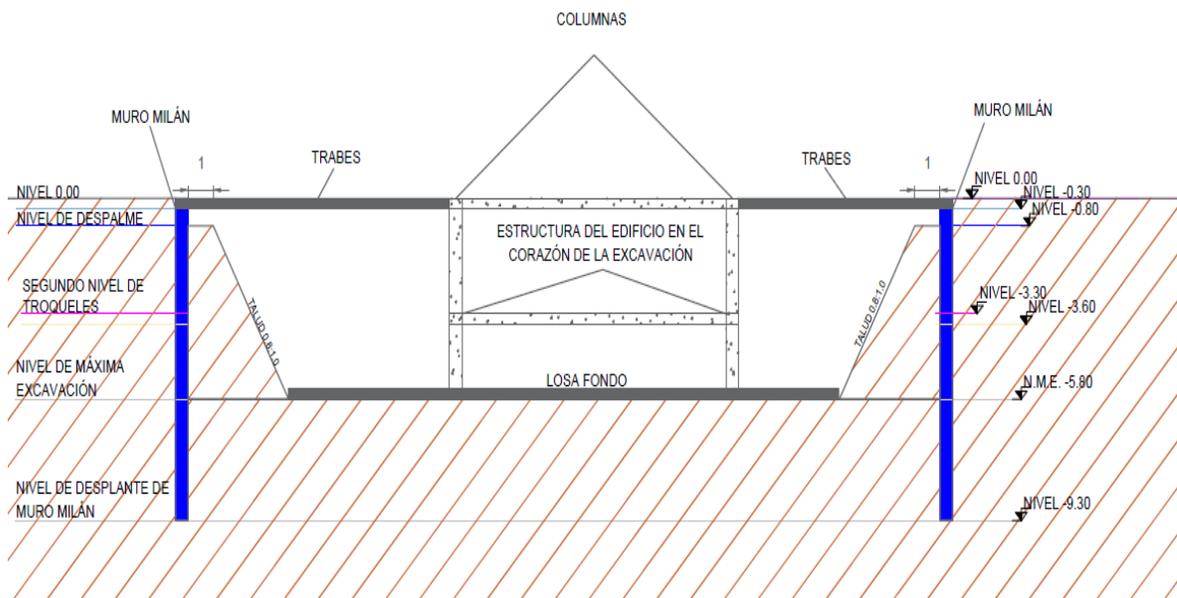


Figura 38 Primer nivel de troquelamiento con estructura definida.

13. Una vez colocado el primer nivel de troquelamiento se procederá a abrir por módulos el talud, de acuerdo a lo indicado en la figura 30, hasta llegar al nivel del lecho inferior del piso del sótano 1, y se procederá a colocar el segundo nivel de troqueles mediante estructura definitiva (trabes, en los casos que sea necesario podrá colarse la losa piso). (ver figura 39).

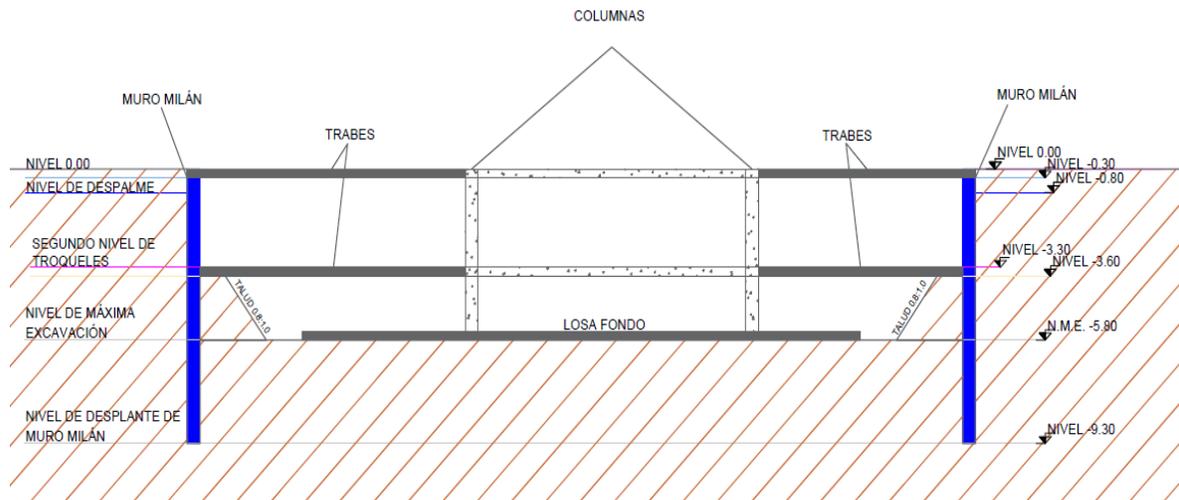


Figura 39 Segundo nivel de troquelamiento con estructura definida.

14. Una vez colocado en su totalidad el segundo nivel de troquelamiento con estructura definitiva, se procederá a retirar el talud por módulos, de acuerdo a lo indicado en la figura 30, hasta llegar al nivel de máxima excavación, y se procederá a colar la losa fondo, ligándola con el muro Milán y, de esta manera cerrar el cajón de cimentación de la estructura. (Ver figura 40).

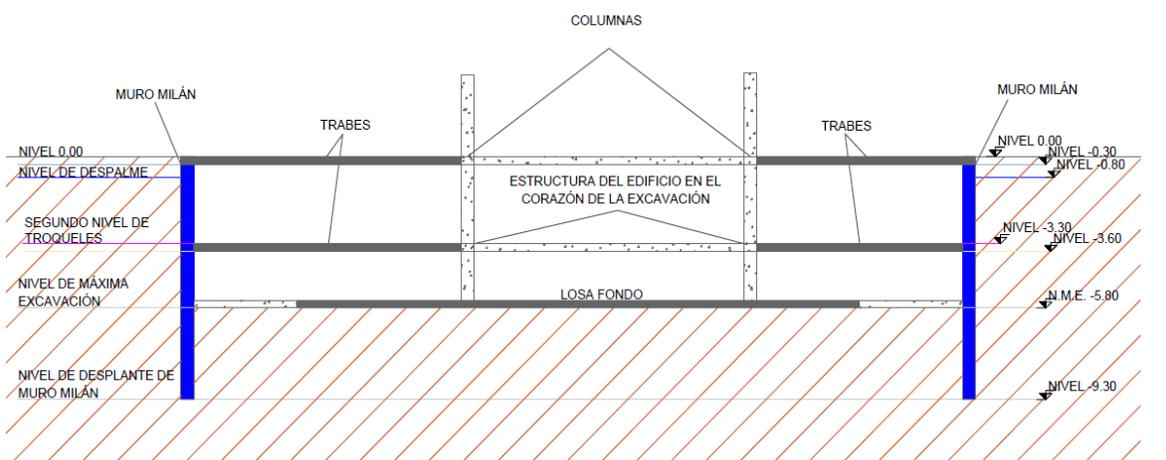


Figura 40 Colado de losa de fondo por módulos.

15. Al finalizar el colado de la losa fondo, y la liga estructural de la misma con el muro Milán, se procederá a colar los entresijos de los sótanos. Y una vez que se haya terminado la construcción del cajón de cimentación, se podrá iniciar el desplante del edificio a partir del nivel de planta baja.

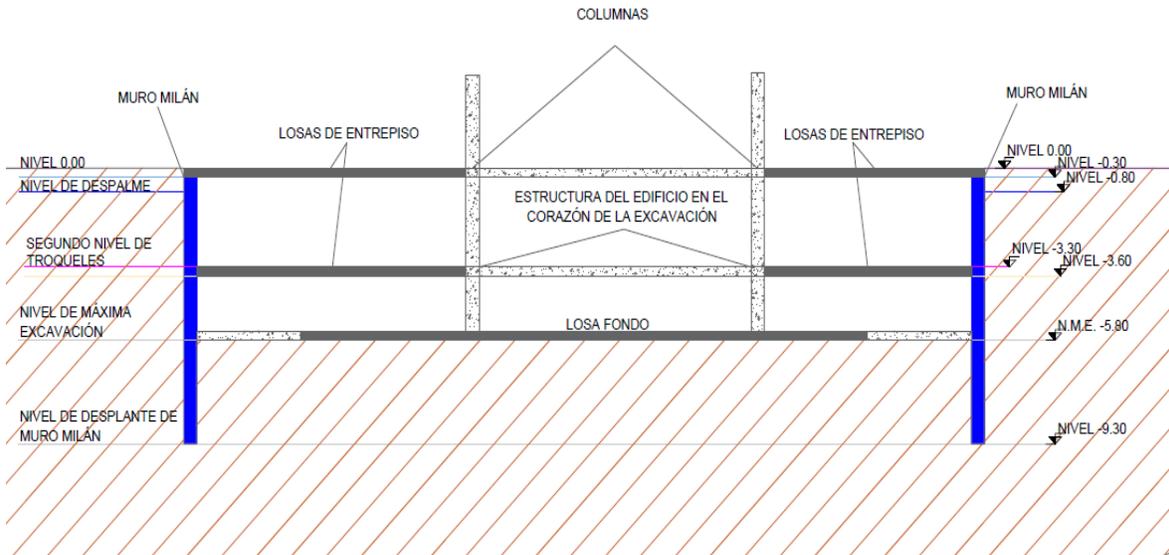


Figura 41 Cajón de cimentación.

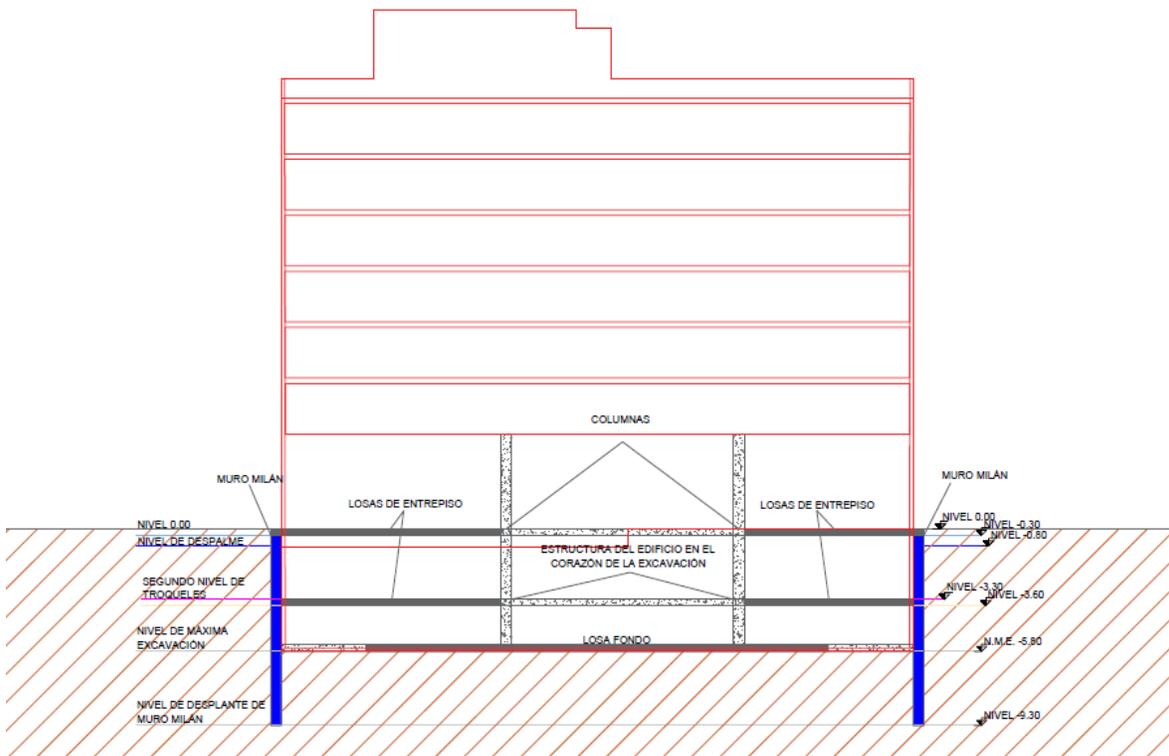


Figura 42 Corte esquemático.

16. Finalmente la suspensión y cancelación del sistema de bombeo, se deberá de realizar cuando por lo menos se tenga construido en su totalidad la planta baja y los primeros dos niveles superiores de la estructura, de lo contrario se podrá presentar el fenómeno de flotación.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1.- Se solicitó el Estudio de Mecánica de Suelos en un predio ubicado en la calle Washington No.143, colonia Moderna, Delegación Benito Juárez, Ciudad de México, en donde se proyecta construir un edificio constituido por dos sótanos, planta baja y seis niveles superiores.

2.- El proyecto está constituido por dos sótanos, el ultimo sótano con un nivel de piso terminado a -5.45m , el sótano 2 con nivel de piso terminado en la cota -2.95m , la planta baja está marcada con un nivel de 0.00 , y el ultimo nivel tiene la cota $+20.40$.

3.- Las colindancias que tiene el predio en estudio y de acuerdo al levantamiento realizado en campo se indican en la figura 3, y son las siguientes: al Norte colinda con vía pública, Calle Jesús Urueta, al Oriente colinda con la calle de Washington, al Poniente con una estructura de tres niveles y, finalmente al Sur colinda con una estructura de cuatro niveles

4.- Se excavaron cuatro pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.50 y 2.60 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.

5.- La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la figura 5.

6.- 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 6 a 9.

7.- 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 10, y que serán de utilidad para el movimiento de tierras, y retirar las cimentaciones antiguas.

8.- En la figura 11 se presenta el registro de campo del sondeo realizado en el predio en estudio, y en la figura 12 se muestra el perfil estratigráfico de dicho sondeo mixto.

9.- La zona de interés se encuentra al Sur-poniente de la Cuenca del Valle de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona IIIb denominada Zona de Lago en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad. (Ver figura 13).

10.- El nivel freático se encontró a 3.10 m de profundidad, con respecto al nivel de banqueta, en la fecha en la que se realizó la exploración, este puede variar dependiendo la época del año.

11.- Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 2 kg/cm^3 .

12.- 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 IIIb denominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.45, como se observa en la figura 14.

13.- El proyecto arquitectónico es estimado por lo que tendrá que revisar en su momento cuando se cuente con el proyecto definitivo y para fines de cálculo se tomaron valores estimados que presentan las siguientes características geométricas:

Cargas estimadas de proyecto para Departamentos

Departamentos

Número de losas = 7.0

Área de cada losa = 680m^2

Cargas por losa = $0.90(*) \text{ ton/m}^2$

Estacionamientos

Número de losas = 2

Área de cada losa = 795.46m^2

Cargas por losa = $1.5(*) \text{ ton/m}^2$

Peso del edificio en condiciones máxima= 9.00 ton/m^2

Peso del edificio en condiciones instantáneas= 8.55 ton/m^2

Peso del edificio en condiciones medias= 8.10 ton/m^2

Peso de la estructura = 7,159.14 ton (en condiciones gravitacionales incluye peso de la cimentación, no está factorizada) y de 6,443.23ton (en condiciones medias, incluye peso de la cimentación, no está factorizada)

Excavación

Área excavada = 795.46 m^2

Profundidad de excavación = 5.80 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.42 ton/m^3

Peso del suelo excavado = 6,551.41ton

Esfuerzo Total = 8.10 ton/m^2 (Tomando en cuenta las condiciones mínimas y con cimentación)

Esfuerzo Neto = -0.13 ton/m^2 (considerando una compensación de 8.23 ton/m^2)

(*) Valores tomados de proyectos similares.

Por lo anterior la cimentación quedará sobrecompensada.

Nota: se deberá revisar la excentricidad del proyecto, el cual no deberá de pasar de más del 3%, en caso de no eliminar la excentricidad se tendrán desplomos en la estructura que se manifestarán como asentamientos diferenciales importantes, geoméricamente el edificio tiene una excentricidad en el sentido "y" el cual cuando se nos proporcionen las cargas por columna se le dará solución con la colocación de un lastre.

14.- La capacidad de carga estática y dinámica admisible es 15.40 ton/m^2 y 16.32 ton/m^2 , respectivamente.

Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (7.67 ton/m^2) es menor que la capacidad de carga admisible estática (15.40 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (4.87 ton/m^2) es menor a la capacidad de carga dinámica admisible (16.32 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es menor al esfuerzo límite en la orilla (15.98 ton/m^2).

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a 2.80 ton/m^2 y por tanto, no se presentaran tensiones en la losa.

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas.

15.- Debido a que el cajón de cimentación estará sobrecompensado, los asentamientos diferidos por consolidación primaria son nulos, ya que la presión neta es de -0.13 ton/m^2 , siendo así que únicamente se consideran los asentamientos regionales, los cuales son de 5 a 8 cm por año.

En las figuras 16 y 17 se muestran los valores obtenidos para los empujes en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 1.5 y 3 ton/m².

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba (8.23 ton/m²) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

Asimismo, la losa debe ser capaz de soportar la carga última de la cimentación en compresión y tensión.

16.- Por tanto, se recomienda realizar la excavación con el siguiente procedimiento constructivo:

- Despalme de los primeros 40 cm, para retirar las cimentaciones superficiales y parte de los rellenos de mala calidad.
- Excavación del núcleo central en dos etapas dejando una berma talud perimetral de 1.00 m de banqueteta y un talud 0.8:1.0 en todo el perímetro.
- Protección a colindancias mediante muro Milán de 50 cm de espesor y desplantado a 9.30 m de profundidad, es decir con un empotramiento por debajo del nivel de máxima excavación (-5.80), de 3.50 m.

En el capítulo 6 se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar la cimentación y se detalla el procedimiento constructivo del muro Milán.

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cajón de cimentación de la estructura, hasta la profundidad de desplante de 5.80 m a partir del nivel de banqueteta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la figura 19.

Se propone como primera alternativa un sistema de retención para efectuar la excavación a 5.80, el sistema de Muro Milán

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

Dado que el nivel de máxima excavación se tendrá por debajo del nivel freático, el cual se localizó a 3.10 m de profundidad, se requerirá de un sistema de bombeo que permita trabajar en condiciones secas, el bombeo recomendado es un bombeo profundo conformado por 9 bombas aproximadamente, de acuerdo a lo indicado en la figura 31, sin embargo el número de pozos podrá aumentar o disminuir de acuerdo a como se observe el nivel de abatimiento freático.

Se retirarán todos los materiales sueltos del fondo de la excavación y se tenderá una capa de grava o tezontle de 15cm de espesor sobre la que a su vez se colocará un firme de concreto pobre de 5cm de espesor.

Durante el proceso de bombeo se recomienda llevar un monitoreo continuo de los testigos colocados en todo el perímetro del terreno para conocer durante el bombeo y tomar las medidas correctivas necesarias. Conforme se vaya profundizando la excavación el ademe del pozo se irá recortando, deberá mantenerse un bombero de planta que mantenga con un buen funcionamiento el sistema y en caso necesario contar en obra con bombas de repuesto y una planta eléctrica.

Se recomienda que no se realice ninguna trabe de cimentación perimetral, que requiera profundizar la excavación a una profundidad mayor a la contemplada en el Estudio sino que se diseñe como trabe invertida, además será necesario implementar una instrumentación que permita conocer y monitorear el comportamiento de la excavación y tomar medidas preventivas.

RECOMENDACIONES

17.1- Instrumentación

a) Banco de nivel flotante

Con el fin de medir los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación, se instalará un banco de nivel flotante al centro. Las mediciones de éste instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo.

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante será de 1.0 m abajo del nivel máximo de excavación, para lo cual deberá efectuarse una perforación de 6" de diámetro, con una máquina que cuente con equipo para el lavado del barreno.

Realizada la perforación se introducirá un cilindro de concreto (*muerto*) de $f'c = 100$ kg/cm², de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura; el cilindro deberá tener acoplado tramos de tubería galvanizada de 1.0 m, de 1" de diámetro, cuya longitud será la profundidad de la instalación. Deberá asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo de la perforación, 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 $\frac{3}{4}$ "

Se tomarán lecturas una vez por semana durante el proceso de excavación y construcción del edificio. Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1.0 m, trasladándose el nivel de referencia original.

Las mediciones del banco del nivel flotante formarán parte del control topográfico de las excavaciones.

b) Referencias superficiales

Para medir los desplazamientos verticales que pudieran ocurrir en las construcciones de las colindancias a consecuencia de las excavaciones y que permitan detectar oportunamente el desarrollo de deformaciones inadmisibles, se colocarán niveletas o testigos pintados en los muros de las estructuras vecinas, con separación máxima de 10.0 m y una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banqueteta. Los testigos en los muros, estarán formados por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, de 7 cm por lado.

Previo al inicio del bombeo y de la excavación, se tomarán lecturas de nivelación; durante la excavación y bombeo, la frecuencia de lecturas será de una vez por semana y si las deformaciones son menores de 1 mm/semana, la frecuencia será mensual.

c) Mediciones de plomos

Dadas las características del edificio, se recomienda efectuar mediciones de plomos, para conocer los componentes de inclinación, tanto en la dirección sur-norte, como en la oriente-poniente.

Se deberá tomar una lectura antes de iniciar el bombeo y la excavación; posteriormente, se hará una lectura mensual, hasta la suspensión del bombeo.