



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROPUESTA PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UNA EXCAVACIÓN
PROFUNDA EN ZONA LACUSTRE**

TESINA

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA**

P R E S E N T A:

ING. PABLO CRUZ MARTÍNEZ

**DIRECTOR DE TESINA:
M.I.: JUAN LUIS UMAÑA ROMERO**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX

SEPTIEMBRE. 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA





AGRADECIMIENTOS

Con gratitud y amor para mis padres quienes al darme vida y un hogar me han motivado a estar aquí hoy.

Con gran afecto a mis profesores que me han acompañado en el proceso de mi formación profesional.

A mis hermanas Zuleyma y Zuri por estar a mi lado alentándome a seguir adelante

A mis amigos de la facultad y de la especialidad con los que compartí la experiencia realizar mis estudios.

A mis profesores de área de geotecnia de la FES quienes me iniciaron en el mundo de la mecánica de suelos y geotecnia.

A mis profesores de la especialidad, pues de ellos aprendí valiosas lecciones, que no solo fueron teoría de clase, sino también experiencias invaluable que no están escritas en los libros de texto.

A mi director de Tesina el Maestro Juan Luis Umaña Romero por el apoyo brindado para el desarrollo de este trabajo y a mi tutor académico el Ingeniero Bardoniano Soria Castañeda por el apoyo brindado durante mi proceso de especialidad.

A Albedo, gracias por todo.



Contenido	
AGRADECIMIENTOS	3
1.- INTRODUCCIÓN	6
1.1.- Objetivo.....	7
2.- ANTECEDENTES	8
2.1.- Localización	8
2.2.- Topografía	9
2.3.- Descripción del proyecto	10
2.4.- Colindancias.....	13
2.5.- Datos de la estructura	14
3.- CARACTERIZACIÓN DEL TIPO DE SUELO	18
3.1.- Marco Geológico-Geotécnico del Valle de México.....	18
3.2.- Zonificación geotécnica de la ciudad de México	21
3.3.- Exploración en campo	24
3.3.1.- Técnica del pozo a cielo abierto.....	27
3.4.- Sondeo con equipo mecánico.....	31
3.4.1.- Prueba de resistencia a la penetración estándar (SPT).	31
3.4.2.- Muestreo con tubo de pared delgada.....	34
3.5.- Pruebas de laboratorio.....	37
3.6.- Estratigrafía	43
3.7.- Conformación del modelo geotécnico	45
3.8.- Coeficiente Sísmico.....	47
4.- ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA ESTABILIZACIÓN DE LA EXCAVACIÓN	49
4.1.- Propuesta para la cimentación.....	49
4.1.1.- Determinación de la profundidad del cajón de cimentación.	50
4.1.2.- Cálculo de la profundidad de desplante del cajón de cimentación	52
4.2.- Revisión de la cimentación.....	54
4.2.1.- Determinación de la capacidad de carga	54
4.3.- Revisión del estado límite de falla en condición estática	55
4.4.- Revisión del estado límite de falla en condición sísmica	56
4.4.1.- Estado de falla local con cajón de cimentación	58
4.4.2.- Revisión por esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación	58
4.5.-Revisión por falla de fondo y falla por subpresión	60
4.6.- Estado límite de servicio.....	63
4.6.1.- Expansiones elásticas	63
4.6.2.- Asentamientos elásticos.....	65
4.6.3.- Asentamientos por consolidación	66



4.6.4.- Inclinación visible	67
4.6.5.- Distorsión angular	68
4.6.6.- Verificación del estado límite de servicio	69
5.- PROPUESTA DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	71
5.1.- Muro Berlín	73
5.1.1.- Propuesta del muro Berlín	76
5.2.- Revisiones geotécnicas y estructurales	78
5.2.1.- Análisis de empujes sobre el muro Berlín	78
5.2.2.- Análisis geotécnico de la excavación	82
5.2.3.- Revisión estructural de la propuesta del muro Berlín.	84
5.3.- Propuesta del procedimiento de excavación mediante muro Berlín	91
5.4.- Detalles del sistema de troquelamiento y muro berlín	99
5.5.- Sistema de bombeo	100
5.5.1.- Propuesta del sistema de bombeo	101
5.6.- Recomendaciones generales al procedimiento constructivo propuesto.....	103
5.7.- Instrumentación	104
6.- CONCLUSIONES	108
REFERENCIAS.....	111
Anexo I Pruebas de laboratorio	112
Anexo II Reporte fotográfico	126



1.- INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como objetivo mostrar el diseño de una cimentación, considerando una metodología de diseño, apegada a los criterios conocidos de geotecnia, y que pretende brindar una guía sobre cómo realizar adecuadamente un análisis de cimentación, y que sirva como apoyo para realizar trabajos de diseño similares, pues se pretende resolver algunas dudas o cuestionamientos sobre las consideraciones que deben realizarse para llevar a cabo un diseño geotécnico.

De igual forma se procederá a indicar el procedimiento de excavación y estabilización requeridos, en función de los resultados que arroje el análisis geotécnico de la solución de cimentación.

La cimentación es el elemento estructural que permite la transmisión de cargas de la superestructura al subsuelo, y cuya finalidad es garantizar la estabilidad y seguridad de esta, entonces, para que el edificio este diseñado correctamente, será necesario que la cimentación cumpla con los requerimientos de diseño establecidos por normas y reglamentos, tanto estructural, como geotécnicamente.

Cuando se inicia un nuevo proyecto, el diseño geotécnico de la cimentación, se conceptualiza como un “traje a la medida”, en el que se requieren trabajos previos como son la exploración geotécnica y pruebas de laboratorio, debido a que la propuesta de cimentación deberá de satisfacer a determinada obra o proyecto de construcción, es necesario contar con los datos del proyecto arquitectónico y estructural.

Se pretende dar especial importancia a los criterios y solicitudes que indica el reglamento de construcciones vigente (RDC-CDMX), y de igual manera exponer las limitantes a las que por diversas situaciones, las solicitudes requeridas deben adecuarse a las condiciones del proyecto, y con la intención de satisfacer los estatutos indicados por esta reglamentación. Y en la que en algunos casos también se tomarán como referencias normativas reconocidas en el ámbito nacional e internacional y que son aceptadas por la comunidad geotécnica.



1.1.- Objetivo

El objetivo planteado para este trabajo es poner en práctica el conocimiento adquirido durante los estudios realizados en la especialidad en Geotecnia, en conjunto con la experiencia adquirida profesionalmente y realizar el diseño geotécnico de la cimentación para un edificio de **semisótano y 5 niveles** el cual será revisado con el reglamento de construcciones de la Ciudad de México, el proyecto de estudio se ubica en la ciudad de México, en la zona III de Lago, el cual pretende ser un conjunto habitacional.

Con base a la campaña de exploración realizada en el sitio, se caracterizará al terreno y se conformará un modelo geotécnico, para realizar el diseño y revisión de la cimentación, en función de los resultados, se realizará una propuesta para el proceso constructivo de la excavación, con la finalidad de establecer una solución de cimentación para el proyecto, garantizando una propuesta técnica que sea viable y segura para el proyecto.

2.- ANTECEDENTES

2.1.- Localización

El predio en estudio se ubica en la Avenida José Peón Contreras No. 18, Colonia Obrera, Alcaldía Cuauhtémoc, Ciudad de México, en donde se proyecta la construcción de una estructura constituida por semisótano para estacionamiento y cinco niveles superiores. La localización del sitio de interés se indica en la figura 1.

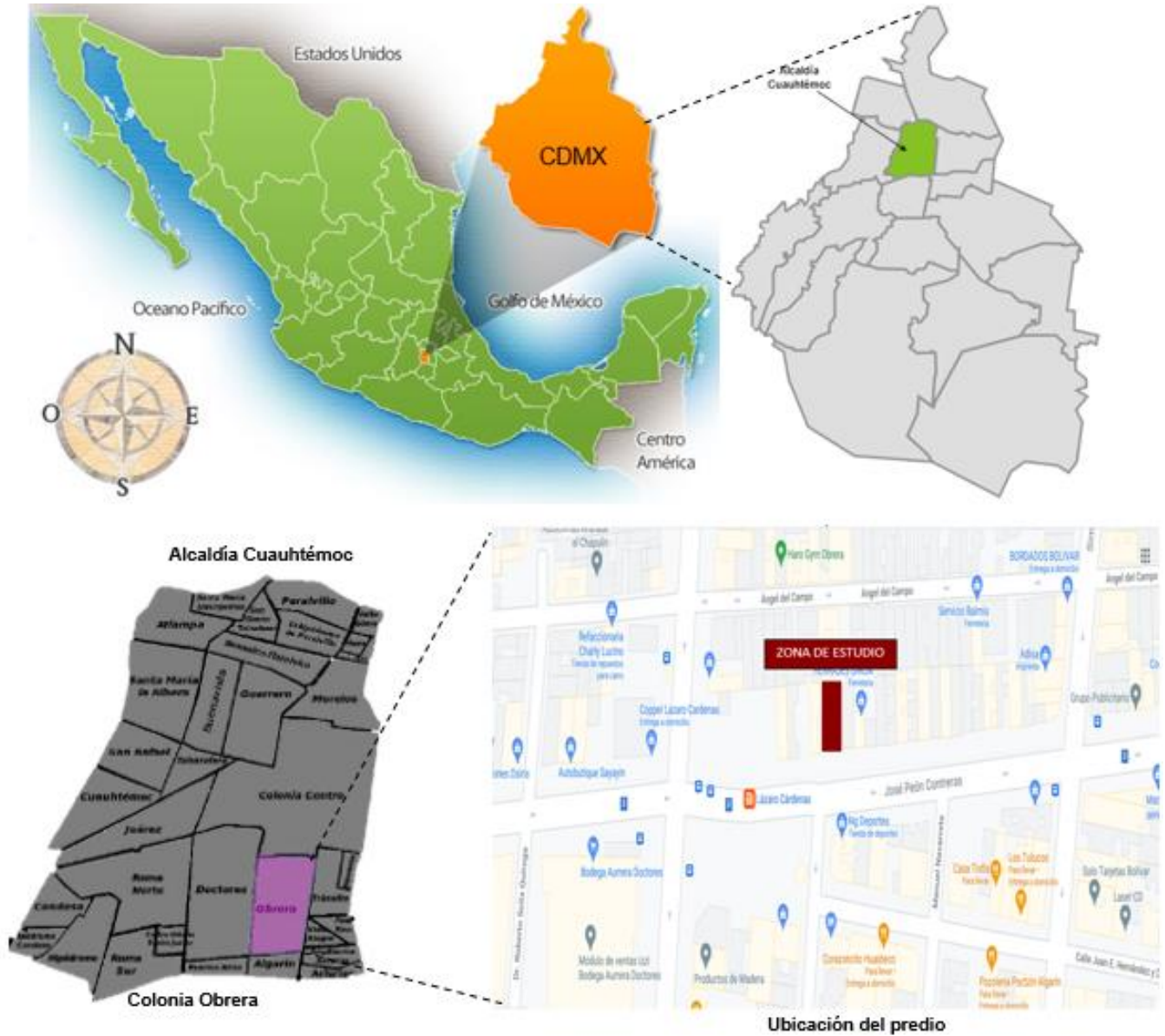


FIGURA 1. UBICACIÓN DEL SITIO DE INTERÉS

2.2.- Topografía

El sitio de estudio se ubica en la alcaldía Cuauhtémoc, la cual se localiza en el centro de la Ciudad de México, colinda al norte con las alcaldías de Azcapotzalco y Gustavo A. Madero, al oriente con la alcaldía Venustiano Carranza, al sur con las alcaldías de Iztacalco y Benito Juárez y al poniente con la alcaldía Miguel Hidalgo.

El predio de interés se sitúa al sur de la alcaldía Cuauhtémoc, sobre la calle José Peón Contreras, la poligonal del predio corresponde a una figura rectangular, las coordenadas geográficas que corresponden al predio son $19^{\circ} 24' 26.89''$ de latitud norte y $99^{\circ} 08' 37.32''$ longitud oeste, a 2241m de elevación sobre el nivel medio del mar.

El predio cuenta con una forma rectangular. La superficie se encuentra sensiblemente plana el predio mide 13.50 x 29 m, por lo que cuenta con un área de 391.5 m² aproximadamente. Actualmente en el predio se encuentran estructuras de uno y dos niveles. En la figura 2, se muestra la vista aérea del predio de interés.



FIGURA 2. VISTA AÉREA DEL PREDIO

2.3.- Descripción del proyecto

El proyecto contempla la construcción de una estructura, constituida por un semisótano y cinco niveles superiores, indicados en la figura 3 a 3.4.

La finalidad es construir una estructura habitacional en la zona, que permita un desarrollo social y aprovechamiento del terreno, pues actualmente existen una estructura de dos niveles y varias de un nivel, las cuales conformaban una casa habitación, la situación actual es que el inmueble se encuentra deshabitado

El desarrollo pretende albergar una serie de departamentos, que permitirá alojar a varios inquilinos, con lo cual se incrementa el beneficio y aprovechamiento que anteriormente tenía el terreno. Para dicho fin el INVI estará financiando dicho proyecto.

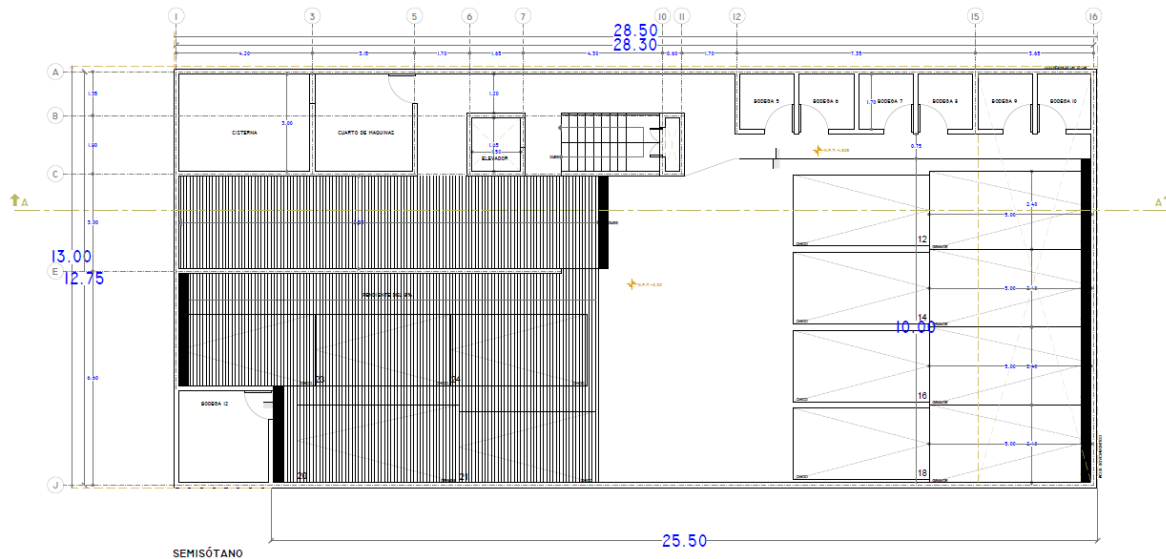


FIGURA 3. PLANTA SEMISÓTANO

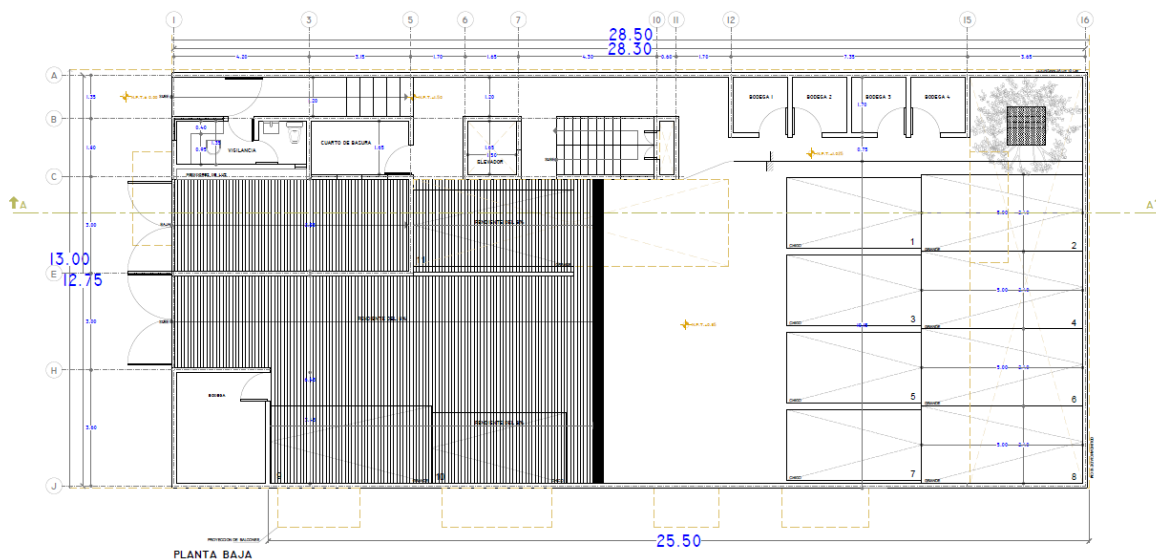


FIGURA 3.1. PLANTA BAJA

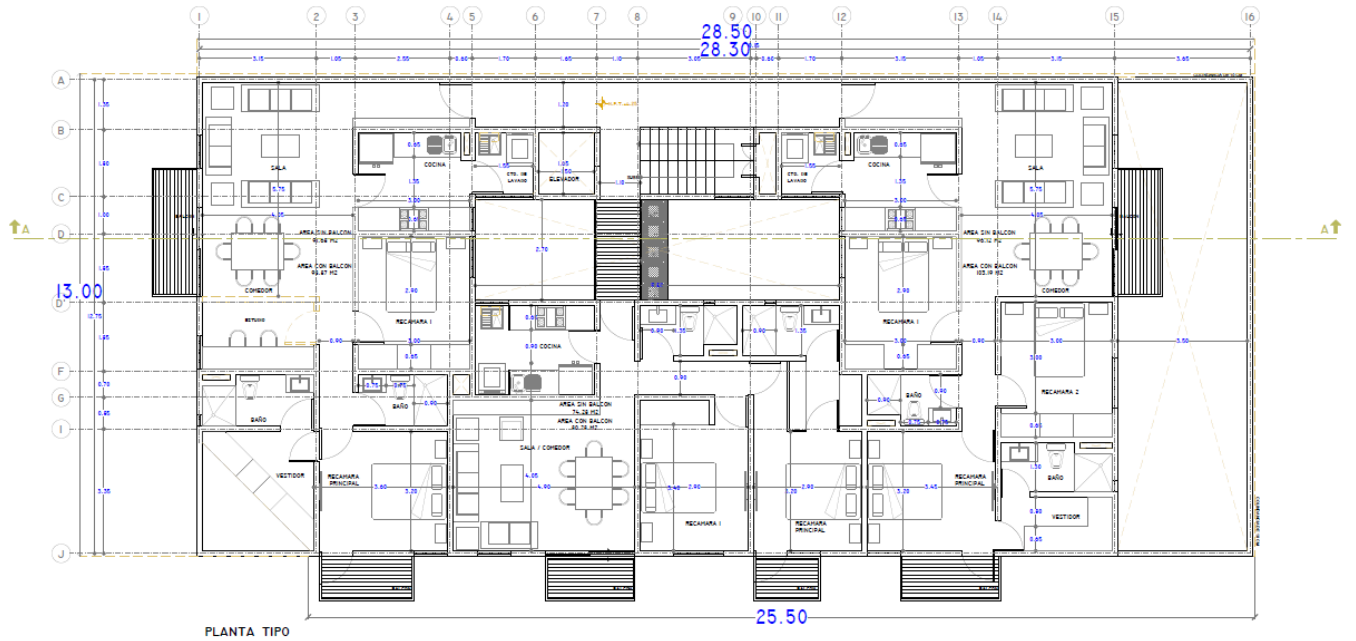


FIGURA 3.2. PLANTA TIPO

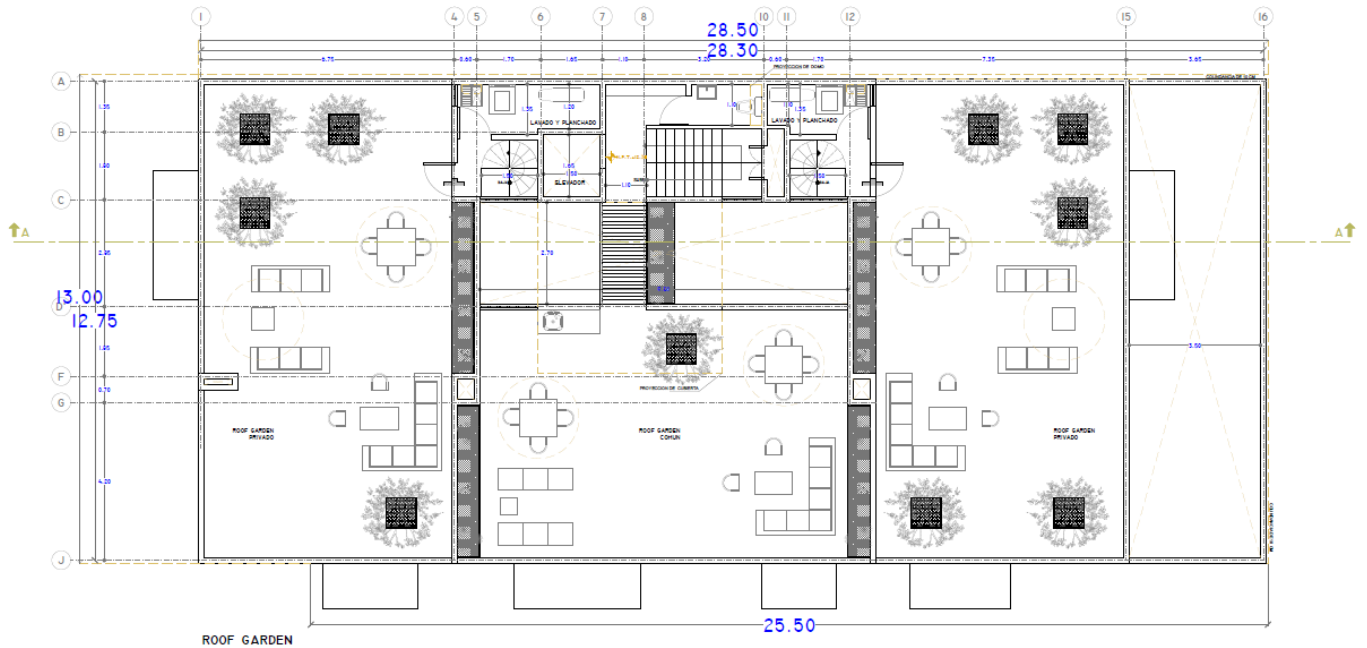


FIGURA 3.3. PLANTA ROOF GARDEN

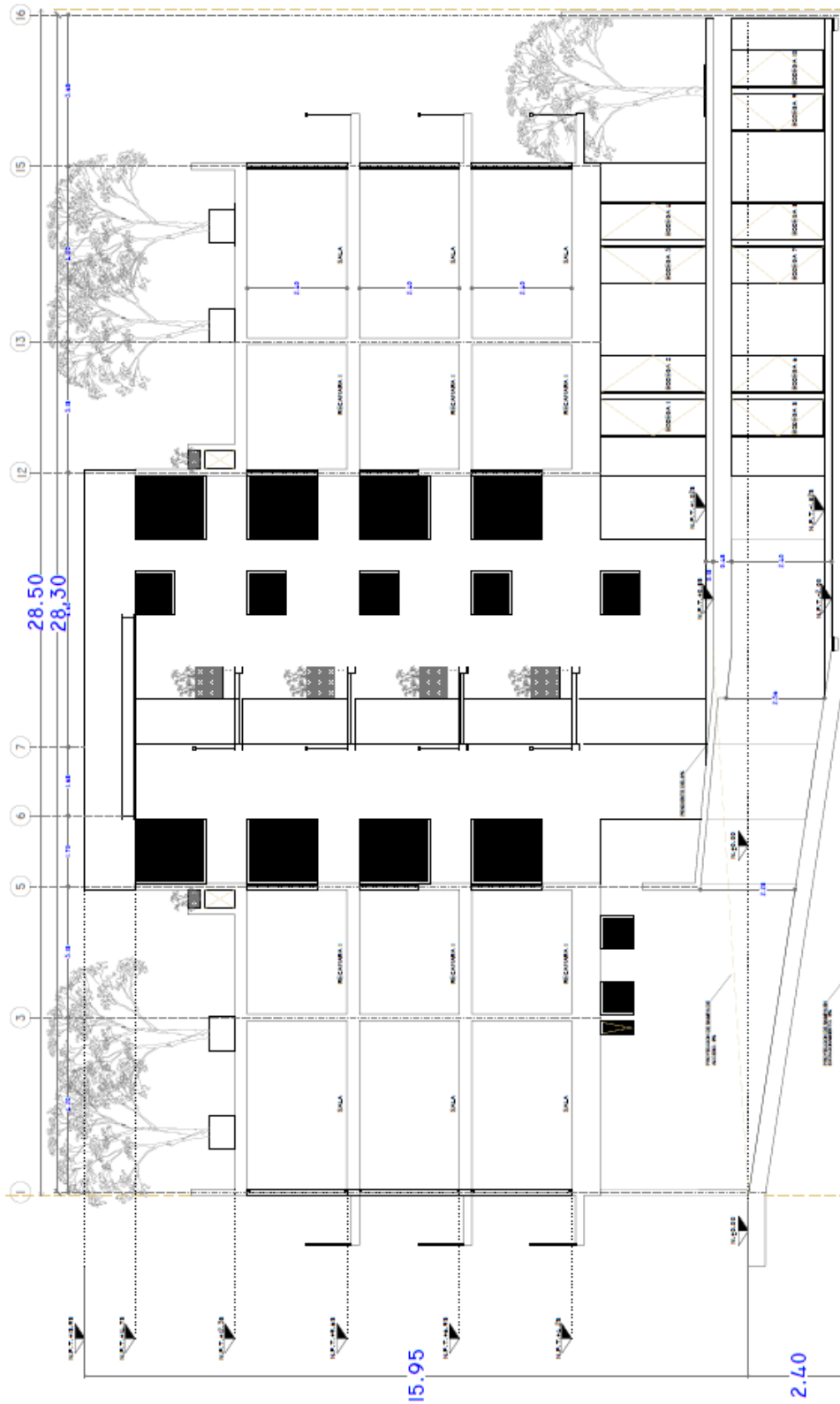


FIGURA 3.4. CORTE TRANSVERSAL

2.4.- Colindancias

Cuando se conceptualiza el proyecto, es necesario tener presente la ubicación, para ello es necesario conocer la dirección de este y contar con el levantamiento topográfico, para este caso se realizó un recorrido de campo en el sitio y usamos como apoyo Google maps para ubicar el sitio y sus respectivas colindancias.

Conocer el área del predio, ubicar sus colindancias y conocer las características actuales del predio nos permiten realizar una propuesta para la exploración geotécnica, asimismo nos brinda una perspectiva de las consideraciones generales para las soluciones de protección a colindancias y procedimiento constructivo de la cimentación, como se verá más adelante.

También se realizaron recorridos en el sitio, localizando las colindancias del predio, que se indican en la figura 4, y son las siguientes:

- Al Norte colinda con un patio y una estructura conformada por dos niveles.
- Al Oriente colinda con una estructura conformada por dos niveles.
- Al Sur colinda con la Avenida José Peón Contreras.
- Y finalmente al Poniente colinda con una estructura conformada por dos niveles.

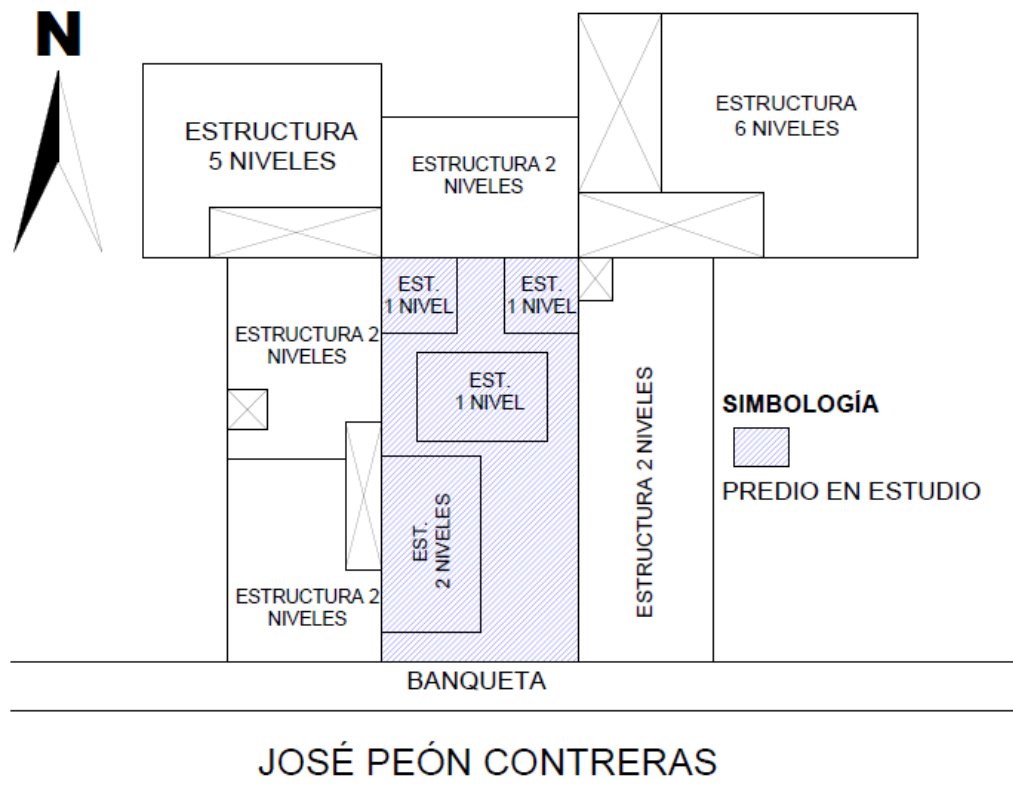


FIGURA 4. COLINDANCIAS DEL PREDIO DE INTERÉS



2.5.- Datos de la estructura

Conocidos la ubicación y el proyecto arquitectónico, también será pieza clave los datos del modelo estructural, que permitirán realizar un diseño geotécnico de cimentación, la información proporcionada por la parte estructural del proyecto se presenta a continuación.

La estructura estará constituida por muros de concreto perimetrales, muros de concreto de rigidez (internos) y columnas de concreto armado para estructurar los sótanos, y por muros diafragma de mampostería (tabimax), con marcos formados por columnas y trabes de concreto para la superestructura.

Las cargas del proyecto estructural fueron proporcionadas por el estructurista a cargo del proyecto.

El análisis de cargas efectuado para la estructura proyectada es el siguiente.

ANÁLISIS DE CARGAS		30/03/2021	
JOSÉ PEÓN CONTRERAS 18			
<u>LOSA MACIZA 15 cm</u>		<u>LOSA CASETONADA 25 cm</u>	
HT (Espesor):	15 cm	HT (Espesor):	25 cm
CASETONES	N/A cm	CASETONES	60 cm
NERVADURAS PROMEDIO	N/A cm	NERVADURAS PROMEDIO	10 cm
FIRME DE COMP. SUP.	N/A cm	FIRME DE COMP. SUP.	5 cm
FIRME DE COMP. INF.	N/A cm	FIRME DE COMP. INF.	N/A cm
LOSA DE CIM: MACIZA 25 cm = 480 kg/m ²			
SÓTANOS		Nivel Tipo Deptos	
Losa		Losa	
Casetón Ht=25 cm	400 kg/m ²	Maciza Ht=15cm	360 kg/m ²
Reglamento	40 kg/m ²	Reglamento	40 kg/m ²
Guarniciones y Banquetas	30 kg/m ²	Acabados	120 kg/m ²
Instalaciones	10 kg/m ²	Instalaciones	10 kg/m ²
	480 kg/m ²	Plafón	20 kg/m ²
			550 kg/m ²
Carga Viva	250 kg/m ²	Carga Viva	190 kg/m ²
Carga Viva para sismo	100 kg/m ²	Carga Viva para sismo	100 kg/m ²
Fc	0.4	Fc	0.5263158
Azotea		Roof Garden	
Losa		Losa	
Caset Ht=25cm	395 kg/m ²	Maciza Ht=15cm	360 kg/m ²
Reglamento	40 kg/m ²	Reglamento	40 kg/m ²
Tinacos	1200 kg/m ²	Relleno	20 kg/m ²
Relleno	180 kg/m ²	Acabados	100 kg/m ²
Enladrillado	100 kg/m ²	Instalaciones	10 kg/m ²
Impermeabilizante	30 kg/m ²	Plafón	20 kg/m ²
Instalaciones	10 kg/m ²		550 kg/m ²
	1955 kg/m ²	Carga Viva	350 kg/m ²
Carga Viva	100 kg/m ²	Carga Viva para sismo	150 kg/m ²
Carga Viva para sismo	70 kg/m ²	Fc	0.4285714
Fc	0.7		



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA UNICO DE ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA



A continuación, se presentan las descargas a la cimentación, el plano de ubicación de cargas con ejes y algunos esquemas del modelo estructural

Story	Label	X	Y	EJES	COMB 1	COMB 34	COMB 35	COMB 36
		m	m		tonf	tonf	tonf	tonf
Base	2	19.89	6.60	E-14'	149.81	111.35	97.54	92.25
Base	3	19.89	10.91	BC-14'	19.37	14.47	12.95	12.36
Base	4	0.00	0.00	J-2	177.11	132.77	121.06	116.74
Base	5	0.00	2.02	I-J-2	11.44	8.60	7.89	7.62
Base	6	0.00	2.99	I-2	23.82	17.89	16.33	15.73
Base	7	-2.93	2.99	I-1	112.02	84.13	77.21	74.60
Base	8	7.77	6.60	E-7	342.04	255.96	231.26	221.93
Base	9	7.77	0.00	J-7	250.08	186.94	168.19	161.33
Base	10	7.77	9.60	C-7	24.45	18.33	16.68	16.07
Base	11	-2.93	6.60	E-1	111.07	83.25	75.71	72.86
Base	12	16.21	10.91	BC-12-13	28.67	21.53	19.70	19.01
Base	13	16.21	12.75	A-12-13	86.52	65.04	59.86	57.93
Base	14	18.05	10.91	BC-13-14	41.83	31.34	28.40	27.29
Base	15	18.05	12.75	A-13-14	79.42	59.68	54.78	52.96
Base	16	19.89	12.75	A-14'	61.64	46.28	42.32	40.84
Base	17	21.72	10.91	BC-15	27.04	20.25	18.25	17.49
Base	18	21.72	12.75	A-15	47.91	36.01	33.07	31.97
Base	19	23.56	10.91	BC-15-16	12.17	9.18	8.51	8.26
Base	20	23.56	12.75	A-15-16	31.20	23.53	21.89	21.29
Base	21	14.37	12.75	A-12	116.41	87.59	80.88	78.39
Base	22	14.37	10.91	BC-12	31.87	24.02	22.27	21.61
Base	29	25.37	10.91	BC-16	23.73	17.86	16.32	15.71
Base	30	9.02	9.60	C-8	28.71	21.49	19.40	18.61
Base	31	12.07	9.60	C-10	40.52	30.33	27.41	26.32
Base	32	6.12	9.60	C-6	29.59	22.21	20.30	19.60
Base	33	4.42	9.60	C-5	47.55	35.64	32.37	31.15
Base	34	1.27	9.60	C-3	59.88	44.93	40.95	39.45
Base	35	-2.93	9.60	C-1	53.94	40.52	37.07	35.76
Base	36	12.07	11.40	B-10	24.04	18.02	16.38	15.78
Base	37	7.77	11.40	B-7	17.49	13.12	11.98	11.56
Base	39	6.12	11.40	B-6	24.88	18.68	17.07	16.48
Base	40	12.67	12.75	A-11	129.89	97.78	90.48	87.78
Base	41	12.67	11.40	B-11	11.71	8.78	7.98	7.69
Base	42	12.67	9.60	C-11	25.80	19.47	18.17	17.68
Base	45	7.77	12.75	A-7	83.75	63.11	58.59	56.92
Base	46	7.77	10.32	B-C-7	17.22	12.91	11.75	11.32
Base	47	6.12	12.75	A-6	50.46	38.04	35.39	34.41
Base	48	4.42	12.75	A-5	60.69	45.70	42.31	41.06
Base	49	4.42	11.68	B-5	25.11	18.79	16.99	16.32
Base	50	1.27	12.75	A-3	68.48	51.55	47.65	46.20
Base	51	1.27	11.68	B-3	21.28	15.96	14.52	13.98
Base	52	-2.93	12.75	A-1	44.59	33.61	31.18	30.28
Base	53	25.37	0.00	J-16	112.08	83.96	76.05	73.01
Base	54	25.37	12.75	A-16	20.03	15.13	14.20	13.86
Base	60	25.37	6.60	E-16	54.28	40.45	35.48	33.52
Base	61	19.89	0.00	J-14'	136.66	102.04	91.12	86.95
Base	62	14.37	6.60	E-12	198.81	148.58	133.49	127.72
Base	63	14.37	0.00	J-12	220.56	164.80	147.92	141.65
Base	64	0.00	6.60	E-2	203.39	151.94	136.21	130.24

TABLA I. DESCARGAS A LA CIMENTACIÓN

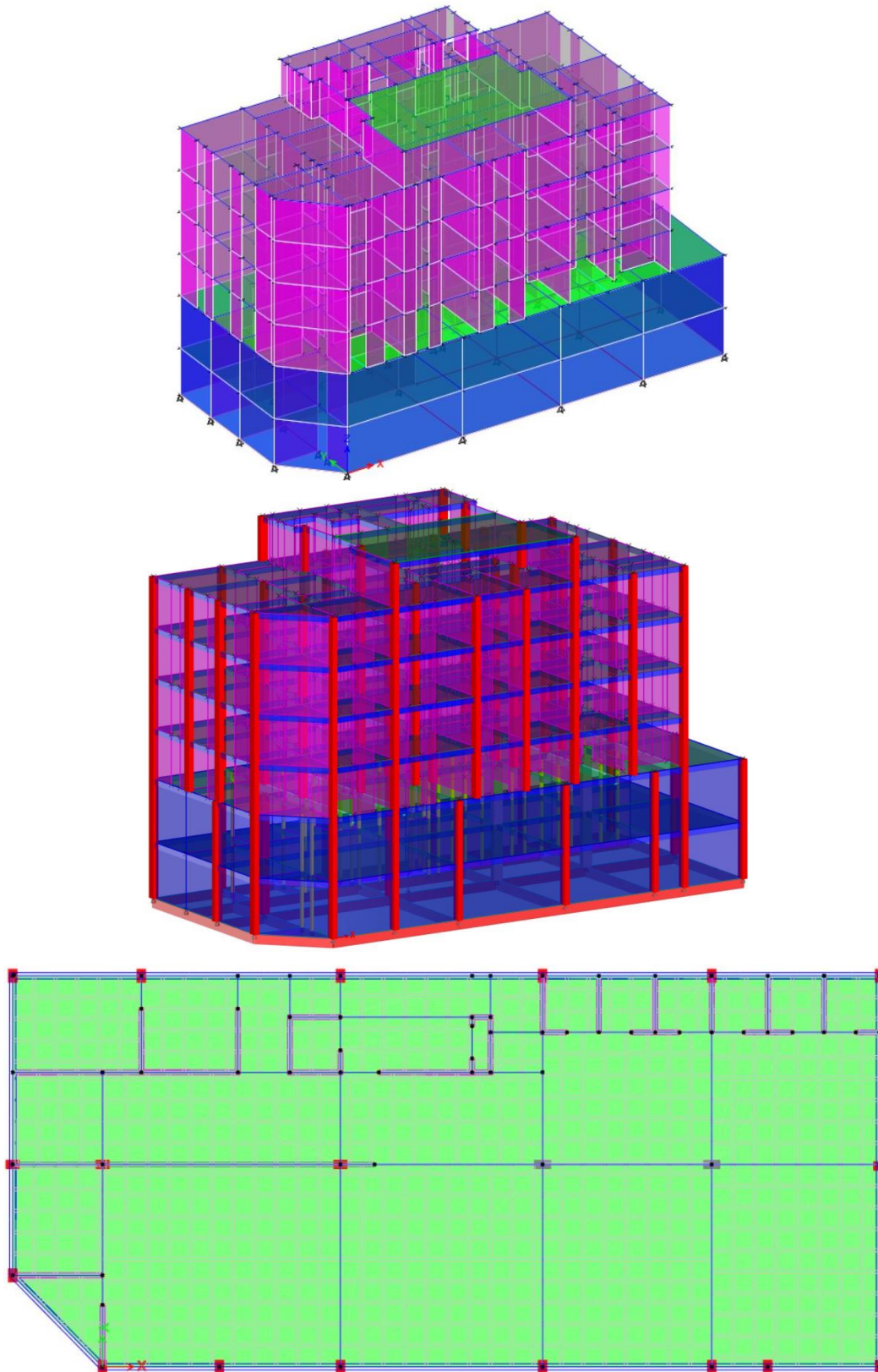


FIGURA 5.1. ISOMETRICOS Y PLANTA DEL MODELO ESTRUCTURAL



3.- CARACTERIZACIÓN DEL TIPO DE SUELO

El diseño geotécnico de la cimentación requerirá de parámetros geotécnicos de diseño, los cuales se obtendrán al realizar una caracterización del suelo, que permitirá la conformación de un modelo geotécnico, el cual partirá a base de una campaña de exploración que deberá justificarse en función de la magnitud del proyecto, su ubicación y si es preciso requerimientos específicos, por lo que se elegirán los métodos adecuados y correctos para realizar la exploración geotécnica, con lo cual se permitirá el estudio del subsuelo, realizando pruebas de laboratorio a las muestras obtenidas.

Por lo que inicialmente se caracterizará el suelo para poder ver su composición estratigráfica, esta caracterización se llevará a cabo mediante la clasificación visual y al tacto de las muestras obtenidas en el momento de realizar la exploración, posteriormente se realizará la identificación y clasificación de las muestras en el laboratorio, finalmente al realizar las pruebas mecánicas a las muestras obtenidas se podrá realizar una caracterización completa del suelo hasta la profundidad explorada y también se asignarán los parámetros de diseño requeridos.

El proyecto se encuentra ubicado en la Ciudad de México por lo que se hace necesario comprender el marco geológico-geotécnico en donde se encuentra ubicado el proyecto.

3.1.- Marco Geológico-Geotécnico del Valle de México

En el Valle de México, durante los glaciares Illinois y Wisconsin se presentaron vientos extremadamente fuertes que acarrearón grandes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico llamado loess, que fueron depositados al centro del valle.

Este polvo se hidrató con las aguas alcalinas de los lagos y alteró su composición" creando así las arcillas compresibles del subsuelo de la Ciudad de México.

Al tiempo que se situaban los depósitos aluviales en el lago, ocurrieron también grandes erupciones volcánicas en el valle. Cuando estas erupciones eran violentas, grandes capas de ceniza se depositaban en la superficie de los lagos alternándose con los depósitos aluviales creando capas de estratos con diferentes características. Así, durante periodos de intensa sequía, el nivel de los lagos bajaba y se crearon costras endurecidas por deshidratación. Esto es posible corroborarlo en un corte típico del subsuelo en el que se observa que existe una serie estratificada de arcilla con lentes duros de limos y arcillas cuyo espesor es mayor en las orillas y disminuye al centro de los lagos. Se deduce pues que el nivel de los lagos era variable, que el centro de los lagos mantenía sus condiciones húmedas y la acción solar deshidratava los suelos de las orillas creando capas duras. La velocidad con la que se depositaron los suelos es cerca de un metro cada cuatro mil años.



Depósitos de la zona de lago

En esta zona es donde se encuentran los depósitos lacustres en la planicie del valle. Debido a variaciones en la temperatura hubo temporadas en que la evaporación provocaba la desecación de los lagos. Así, se formaron una serie de transgresiones o regresiones lacustres que resultaron en el depósito de arcillas a niveles diferentes en el centro y en la zona de transición, y que, aunado a la actividad volcánica que se ha podido comprobar, provocaron una estratificación de arcillas blandas consecuencia de la alteración fisicoquímica de los materiales aluviales, creando suelos duros consecuencia de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre y costras endurecidas por deshidratación en los periodos de sequía.

Generalmente, se ha dividido la estratigrafía de la zona del lago de la forma siguiente:

- a) Costra Superficial (CS). Este estrato está subdividido a su vez en relleno artificial, donde encontramos restos de construcciones y/o rellenos arqueológicos, y varía entre 1 y 7 m. Se compone de suelo blando, una serie de depósitos aluviales con lentes de material eólico intercalados; y costra seca, formada en algún periodo de sequía en el que el material del fondo del lago quedó expuesto a los rayos solares.
- b) Serie Arcillosa lacustre superior (SAS). Es el estrato que se encuentra entre la capa dura y la superficie. Tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m. Está compuesto en su mayoría por arcillas blandas intercaladas con lentes duros producto de arenas volcánicas o suelos deshidratados.
- c) Capa dura (CD). Es un depósito de limo arenoso con un poco de arcilla y en ocasiones con gravas. Su espesor varía mucho, quedando casi imperceptible en la parte central del lago y con unos 5m en las orillas. Este estrato corresponde a un periodo de temperatura alta, asociado generalmente con el periodo interglaciar Sangamón.
- d) Serie Arcillosa lacustre inferior (SAI). Su composición es similar a la serie arcillosa superior, sólo que es un suelo más consolidado. Su espesor es de unos 15 m en el centro del lago y disminuye hasta casi desaparecer en las orillas.
- e) Depósitos profundos (DP). Está compuesto por arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonato de calcio.



Depósitos de la zona de transición

A medida que se acercan a la zona de lomas, los depósitos de la planicie del valle van cambiando su composición. Se encuentran depósitos lacustres intercalados con capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y en las zonas de desembocaduras de ríos y arroyos se pueden encontrar gravas y boleos. En esta zona, denominada de transición, se encuentran dos tipos de estratos: interestratificada y abrupta.

a) Condición estratificada del poniente. Este tipo de estratificación se encuentra en la zona poniente del valle, donde los arroyos vertían sus aguas a los lagos acarreando materiales que se fueron sedimentando en los deltas. De esta forma, la estratificación depende directamente de la temperatura encontrándose, por ejemplo, acarreos fluviales más grandes correspondientes a los glaciares derretidos de los finales de las glaciaciones.

b) Condición abrupta. Este tipo de condición la encontramos en lugares cercanos a los cerros que sobresalen al centro del relleno de la cuenca; en el Peñón de los Baños, Peñón de Marqués, Cerro de la Estrella y Cerro del Tepeyac, y están compuestas de la serie arcillosa lacustre mezclada con los lentes formados por la erosión de los cerros vecinos.

Depósitos de la zona de lomas

La zona de Las Lomas es formada por las sierras que limitan a la cuenca al Poniente y al Norte, además de los derrames del Xitle al suroeste, predominando en su composición las tobas compactas de cementación variable y depósitos de origen glacial y aluviones con excepción del pedregal del Xitle, donde sobreyacen basaltos originados de la erupción de ese volcán.

a) Sierra de las Cruces. Se constituye de abanicos volcánicos con materiales piroclásticos producto de actividad explosiva (del plioceno Inferior) y transportados por el agua. En esta región encontramos horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variable, capas de erupciones pumíticas correspondientes a actividades volcánicas violentas, lahares en forma de acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado, lahares calientes como arenas y gravas azules producto de corrientes impulsadas por gases calientes, depósitos glaciales, fluvioglaciales y fluviales, y suelos producto de alteración de lahares y cenizas.

b) Pedregal del Xitle. Hace unos dos mil años el volcán Xitle produjo una extensa colada de lavas basálticas que cubrieron las lomas al pie del Ajusco y que avanzaron por lo que ahora conocemos como pedregales de San Ángel, San Francisco, Santa Úrsula, Carrasco y Padierna. Debajo de estas coladas es probable que se encuentren morrenas y secuencias fluvioglaciales producidas por los glaciales que descendían de la Sierra de las Cruces.



c) Sierra de Guadalupe. Se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas formando un conjunto de elevaciones dómicas entre el Tepeyac y Barrientos. Un graben afecta a la sierra en su parte central formando el Valle de Cuauhtepac, al norte del cual se eleva el Cerro Tres Padres, la parte más alta de la sierra. La actividad volcánica se remonta hasta el Mioceno Medio y Superior. Las tobas amarillas encontradas en las faldas de las elevaciones son producto de las erupciones violentas que dieron origen a la sierra de las Cruces en el Mioceno y Pleistoceno Inferior.

3.2.- Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Con la información obtenida de trabajos de exploración y sondeos realizados para diversos proyectos en la Ciudad de México, en 1959 Raúl J. Marsal y Marcos Mazari publicaron "El subsuelo de La Ciudad de México", en el que por primera vez se realiza una zonificación del área urbanizada con base en las características del subsuelo. Esta zonificación es la que, con algunas actualizaciones de trabajos de investigación recientes, sigue vigente en el Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México en su versión más reciente (RCCDMX-2017).

La cuenca se ha dividido en tres zonas principales: Zona de Lomas, Zona de Transición y Zona de Lago.

Zona de Lomas. Presenta buenas condiciones para cimentar estructuras debido a que la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcillas compresibles que pueden causar efectos de hundimientos diferenciales. Sin embargo, en esta zona se debe tener especial cuidado con la presencia de galerías o cavidades que se ubican a diferentes profundidades debidos a la explotación de minas de arena y grava. En el RCCDMX-2017 se define como: *Zona I. Lomas*, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados.

Zona de transición. En esta zona las condiciones estratigráficas varían en gran medida de un punto a otro. Se encuentran superficialmente depósitos arcillosos o limosos orgánicos cubriendo estratos de arcilla volcánica muy compresibles intercalados con arenas limosas compactas o lentes de arena limpia, los cuales descansan sobre mantos de grava y arena. En esta zona se alternan los estratos arcillosos de los lagos con los suelos gruesos de origen aluvial. Se definió a partir de donde la serie arcillosa inferior desaparece y la capa dura se encuentra entre los 15 y 20m de profundidad. A este respecto, el RCCDMX-2017 dice: *Zona II. Transición*, en la que los depósitos profundos se encuentran entre 15 y 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limos arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.



Zona de lago. En esta zona encontramos los siguientes estratos:

1. Depósitos areno-arcillosos o limosos, con abundancia de restos arqueológicos, o rellenos artificiales que llegan en algunos puntos hasta los 10m.
2. Arcillas volcánicas de entre 15 y 32m de espesor, con extraordinaria compresibilidad, de variados colores y consistencias entre blanda y media, intercalados con pequeñas capas de arena.
3. Capa Dura conformada por suelos arcillo o limo-arenosos, compactos y rígidos que se estiman encontrar a partir de los 33m de profundidad y tienen un espesor de aproximado de 3m.
4. Arcillas volcánicas similares a las primeras, pero más comprimidas y resistentes con un espesor variable entre los 4 y 14m.
5. Depósitos de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa.

El RCCDMX-2017 dice al respecto: Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En la figura 6 se muestran la zonificación geotécnica propuesta por el Reglamento de construcciones de la Ciudad de México, en la que se encuentra señalada la ubicación del sitio de estudio.

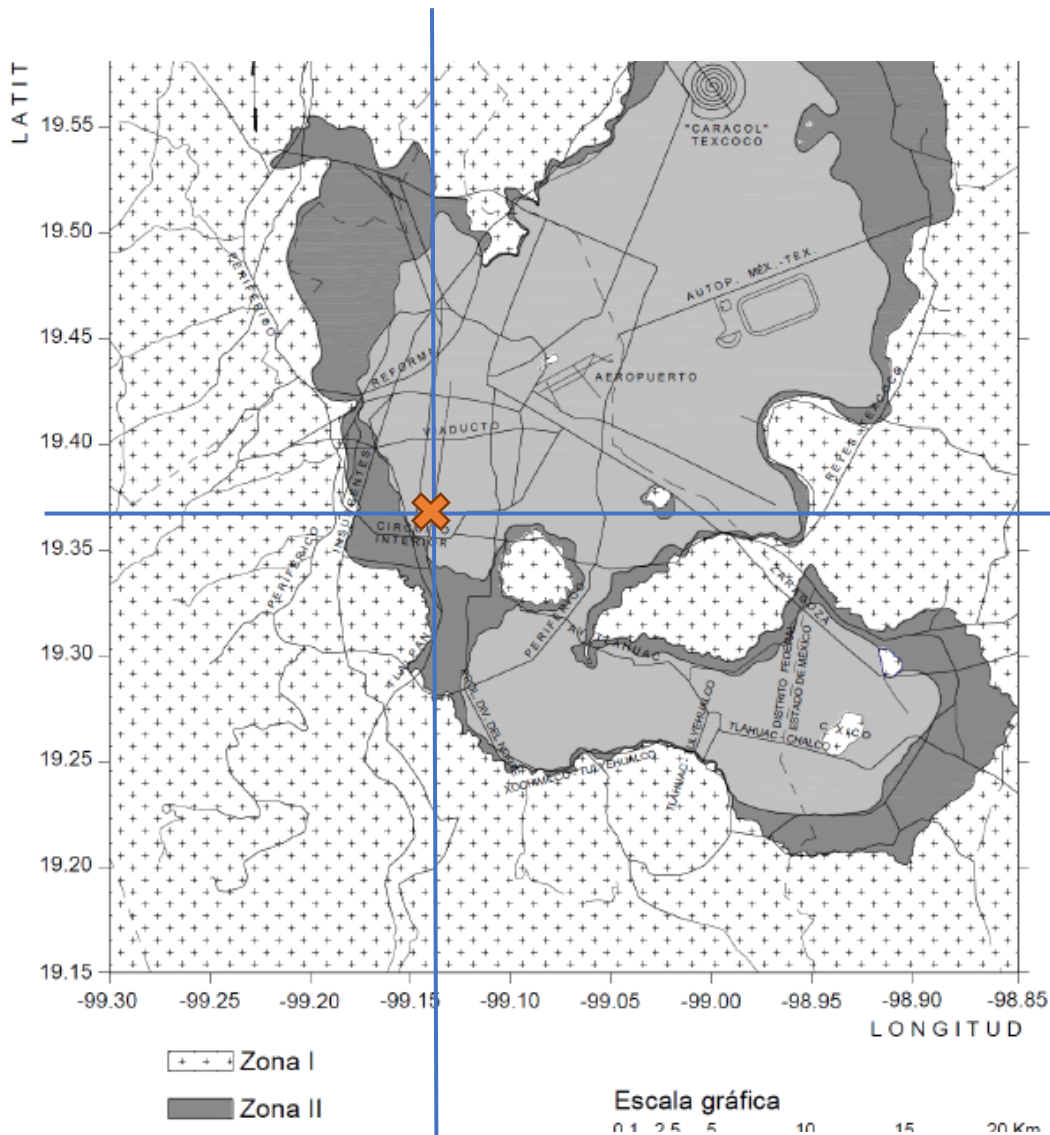


FIGURA 6. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

Se observa la zona geotécnica en la que se ubicará el proyecto corresponde a la Zona III de Lago.

Conocer el entorno geotécnico de la ubicación del proyecto, nos permitirá vislumbrar las condiciones del terreno, y de esta manera proponer la exploración geotécnica. Como se mencionó anteriormente la zona de lago comprende generalmente materiales arcillosos muy deformables y es común contar con la presencia del nivel freático.



3.3.- Exploración en campo

En la Ciudad de México se cuenta con el reglamento de construcciones vigente (RC-CDMX-2017) emitido en diciembre de 2017, que en las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones (NTC-DCC-2017), indican los lineamientos que deben de seguirse para realizar una propuesta de exploración geotécnica.

A continuación, daremos seguimiento a los lineamientos que solicita el reglamento, deben de seguirse para realizar una correcta campaña de exploración geotécnica.

En el apartado 2 de las NTC para diseño y construcción de cimentaciones, que corresponde a la investigación del subsuelo inicialmente se requiere conocer en qué tipo de zona geotécnica se ubica el sitio de estudio; el predio de interés se encuentra ubicado en la Zona III, que corresponde a la zona de lago.

También se solicita que se realice la inspección visual de las colindancias y se realice una investigación de las condiciones en que se encuentra y el tipo de cimentación de cada colindancia.

El reglamento expone, “Se deberá de investigar la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.”

El reglamento indica: “En las zonas II y III, se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, suelos inestables o colapsables, o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición abrupta entre las zonas I y III”.

Considerando el peso de la estructura del proyecto superior a 4 t/m^2 , tomamos el “inciso b” (construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas) de la tabla 2.3.1. de las NTC-DCC-2017 que indica lo siguiente.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA UNICO DE ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA



b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 40 \text{ kPa}$ (4 t/m^2)

Perímetro de la construcción:

$P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II; o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de: a) los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y b) las condiciones piezométricas en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

TABLA III. TABLA 2.3.1 DE LAS NTC-DCC DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE CDMX PARA DETERMINAR LA EXPLORACION EN CAMPO

De acuerdo con lo indicado en la tabla, inicialmente por el tipo de zona (Zona III de lago), el número de sondeos requerido por el perímetro del predio considerado será de uno, ya que el perímetro del predio corresponde a 85 m y el mínimo requerido por sondeo es de 120 m o fracción.

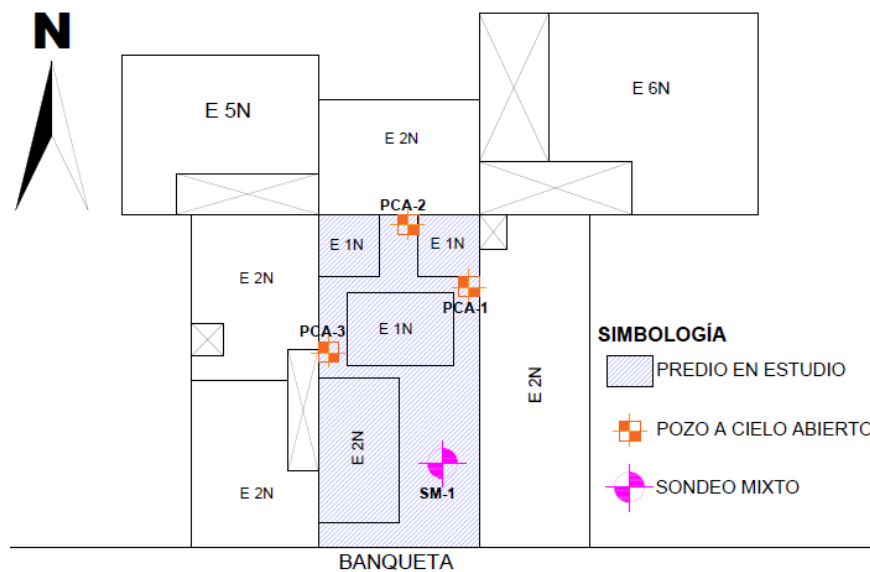
Sin embargo, se deberá de considerar los aspectos mencionados anteriormente para llegar a una propuesta de exploración geotécnica adecuada, es decir se tomará en cuenta la existencia de las colindancias y también de los materiales superficiales (existencia de rellenos) presentes en el terreno.

Es importante mencionar que la exploración realizada en el sitio deberá de considerarse lo menos invasiva posible, es decir en la etapa de la exploración de deberá de tener especial cuidado en no realizar afectaciones que puedan causar daños a las estructuras existentes (en el caso de que se tenga contemplado mantenerlas) y especialmente a las colindancias, que pudieran ser edificaciones con cimentaciones frágiles.

Considerando todo lo anteriormente descrito, la exploración realizada en el sitio fue la siguiente.

- Para determinar la estratigrafía del subsuelo y caracterizar los materiales a profundidad, se realizó un sondeo profundo, de tipo mixto a 20.50 m de profundidad, realizando un muestreo inalterado empleando el tubo de pared delgada tipo Shelby, el muestreo inalterado se realizó con el tubo de penetración estándar SPT. La profundidad es propuesta considerando la disipación de los esfuerzos transmitidos al subsuelo, lo cual se estima ocurre entre 3 y 3.5 veces el ancho del proyecto, por lo que inicialmente la exploración se realizó considerando datos previos que indicaban que 20.50m cumplía esta sollicitación, posteriormente se modificaron los alcances del proyecto, considerando el requerimiento de 3 veces el ancho, lo conveniente es realizar nuevamente una campaña de exploración que contemple una profundidad mayor, sin embargo en este caso no se pudo realizar, por decisión del cliente. Por lo que para fines de diseño se obtendrán datos de la bibliografía y también de información de un sondeo cercano, para caracterizar los materiales a la profundidad que haga falta.
- Para caracterizar los materiales superficiales del sitio, se excavaron tres pozos a cielo abierto entre 2.00 m y 2.90 m de profundidad obteniendo una muestra cúbica inalterada y muestras representativas alteradas en cada cambio de estrato y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de campo.

Los sondeos realizados en el sitio de interés se indican en la figura 7, en donde se presenta un croquis del terreno ubicándolos dentro del mismo.



JOSÉ PEÓN CONTRERAS

FIGURA 7. UBICACIÓN DE SONDEOS EFECTUADOS EN EL SITIO

3.3.1.- Técnica del pozo a cielo abierto

Cuando este método sea practicable debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí. La excavación se encarece mucho cuando sean necesarios ademas y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad.

Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y la misma, modificada por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer con suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas e inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

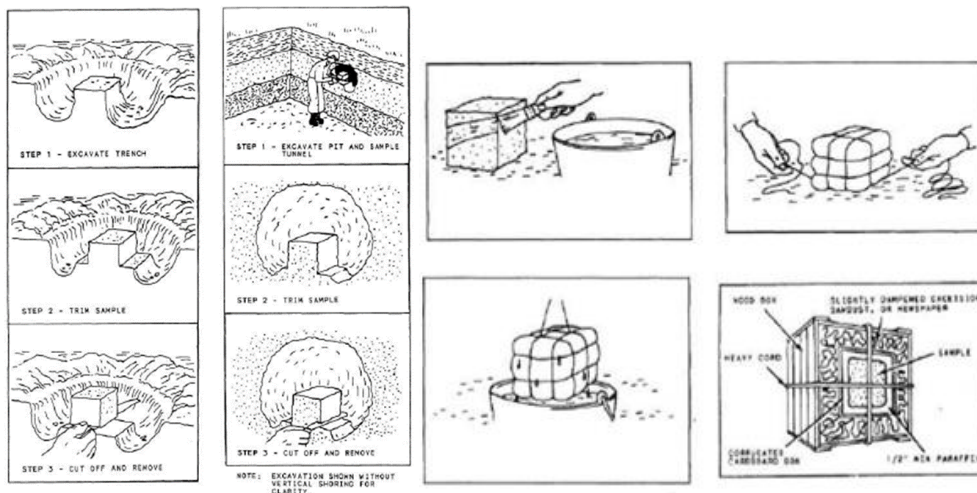


FIGURA 8. PROCEDIMIENTO PARA EFECTUAR MUESTREO INALTERADO EN EL POZO A CIELO ABIERTO

En el predio se excavaron 3 pozos a cielo abierto a una profundidad de entre 2.00 m y 2.90 m denominados PCA-1 a PCA-3, en el que se inspeccionaron Las paredes de las excavaciones, determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con las técnicas antes descritas, los perfiles estratigráficos de los pozos excavados se muestran en las figuras 9 a 11.

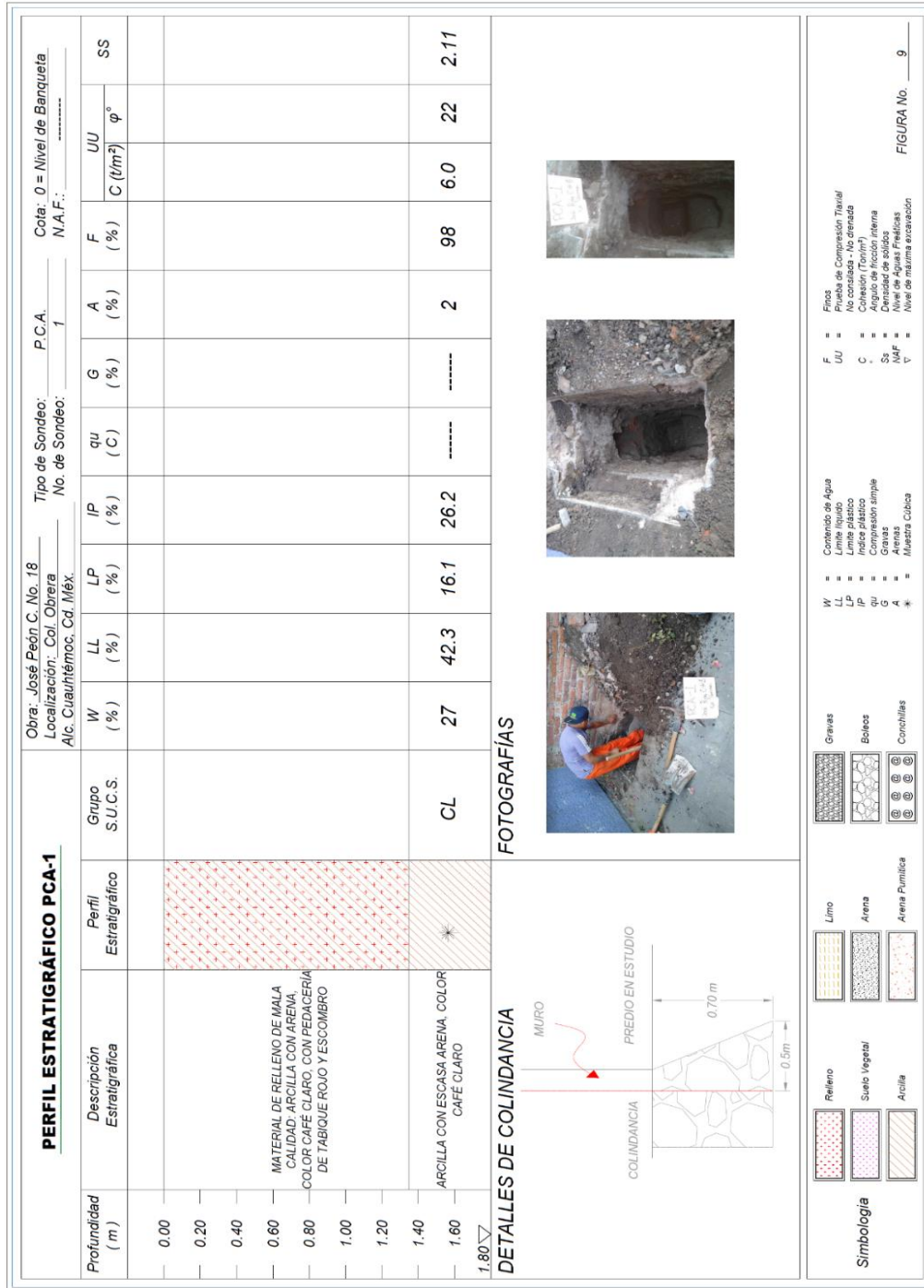


FIGURA 9. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-1

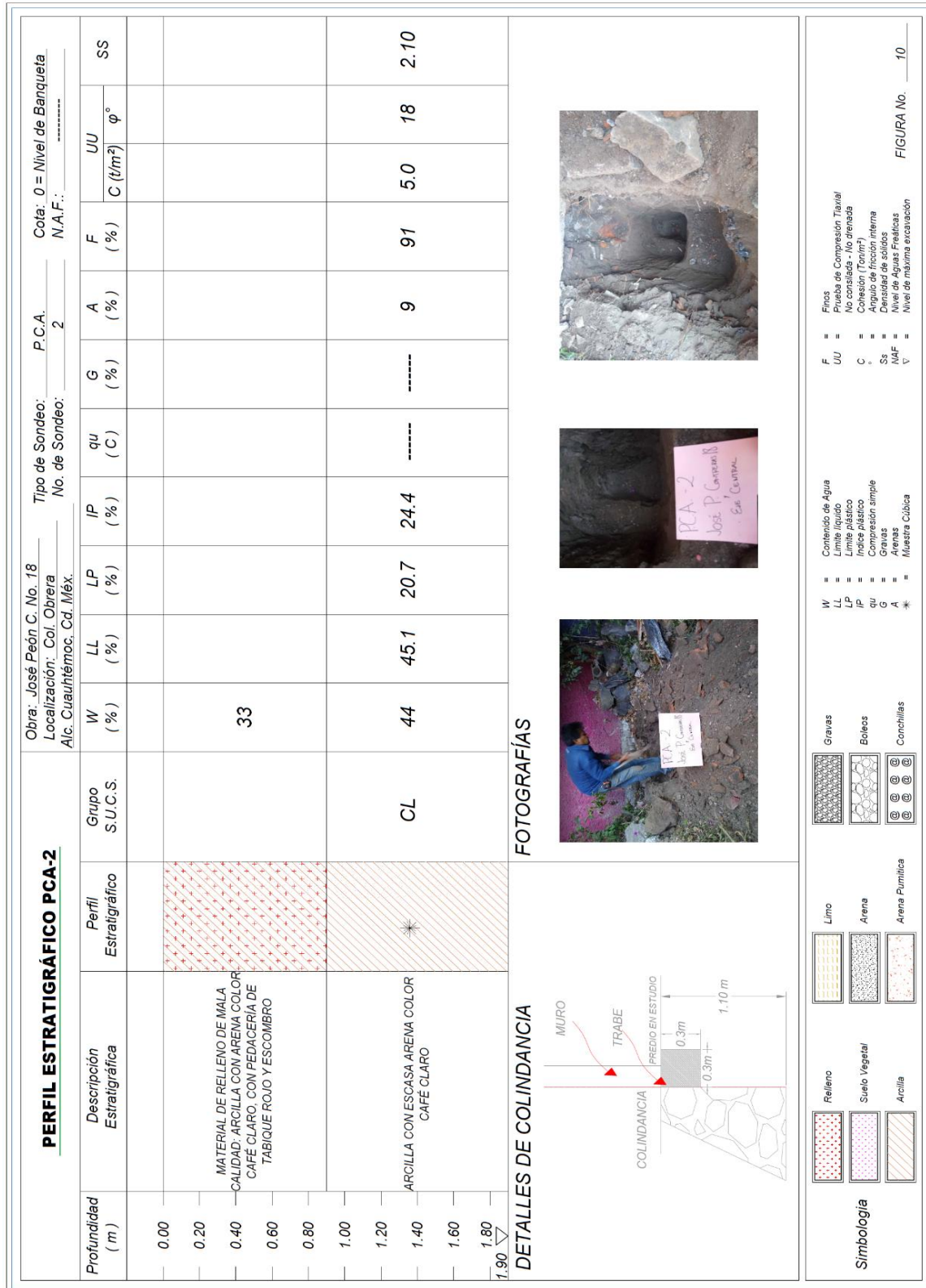


FIGURA 10. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-2

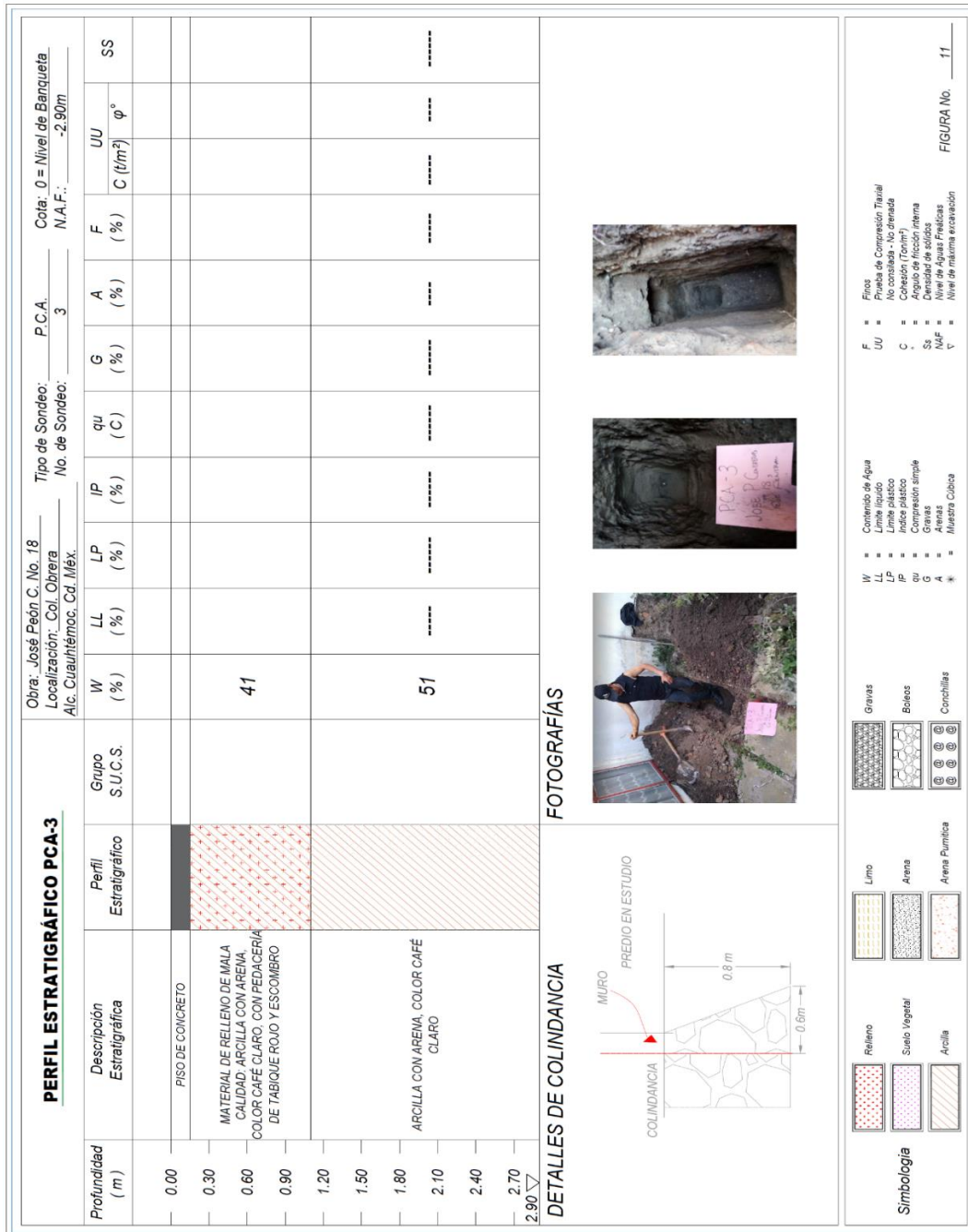


FIGURA 11. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-3

La exploración con la técnica del pozo a cielo abierto permite entre otras cosas, determinar bajo una determinada área, el espesor de los estratos superficiales, que incluyen materiales de relleno, o bien materiales que pudieron ser redepositados, y que por ejemplo en el caso del desplante de cimentaciones someras, permiten determinar una profundidad de desplante de la cimentación sobre materiales que nativos del sitio y que presenten una resistencia adecuada.



3.4.- Sondeo con equipo mecánico

También en el sitio de estudio se realizó un sondeo profundo de tipo mixto denominado SM-1, cuya finalidad es determinar mediante la extracción de muestras alteradas e inalteradas, la estratigrafía del terreno y los parámetros de diseño necesarios para realizar el diseño geotécnico de la cimentación.

El sondeo mixto es la combinación de dos o más técnicas de muestreo en campo, en este caso se realizaron extracciones con el tubo SPT (muestreo alterado) y con el tubo tipo Shelby (muestreo inalterado).

3.4.1.- Prueba de resistencia a la penetración estándar (SPT).

El Sondeo de Penetración Estándar se emplea para recuperar muestras alteradas de suelo, las cuales en campo permiten identificar tipos de suelo y definir estratigrafía; en laboratorio, permiten la identificación de propiedades índice como contenido de humedad, límites de consistencia, entre otros. Con el número de golpes que se necesita para hincar el penetrómetro usado en la prueba se estima, mediante relaciones empíricas, la resistencia al corte, así como la compacidad relativa en el caso de las arenas y la consistencia para materiales arcillosos.

El penetrómetro consiste en un tubo de acero en cuyo extremo se acopla una zapata afilada del mismo material. El tubo está cortado longitudinalmente para facilitar la observación y recuperación de la muestra. Si se estima necesario, se pueden usar canastillas para entrapar la muestra.

Las dimensiones del penetrómetro utilizado para el sondeo SPT se muestran en la figura 12

Para poder hincar el penetrómetro estándar, la ejecución de un SPT requiere la utilización del siguiente equipo:

1. Columna de Barras: El penetrómetro se acopla en la parte inferior de una columna de barras de acero BW.
2. Martinete Golpeador: El Penetrómetro se hinca mediante el golpeo de un martinete de 63.5 Kg con una caída de 76 centímetros. Tiene además una varilla guía por medidas de seguridad.
3. Malacate: En el cual se enrolla un cable manila de 0.75 a 1 pulgada de diámetro, utilizado para levantar el martinete y dejarlo caer libremente.

Durante la ejecución del sondeo se debe hincar el penetrómetro 60 centímetros a la profundidad a la que se desea muestrear, contando el número de golpes del martinete correspondiente a cada etapa de 15 centímetros. En caso de que se alcancen 50 golpes sin que se supere alguna etapa de 15 cm, se debe suspender la prueba, pues en teoría se altera demasiado el suelo.

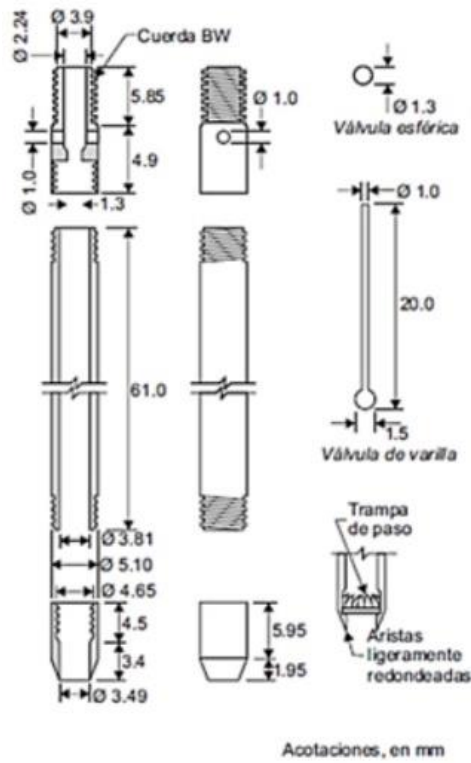


FIGURA 12. DIMENSIONES DEL PENETRÓMETRO UTILIZADO PARA EL SONDEO SPT.

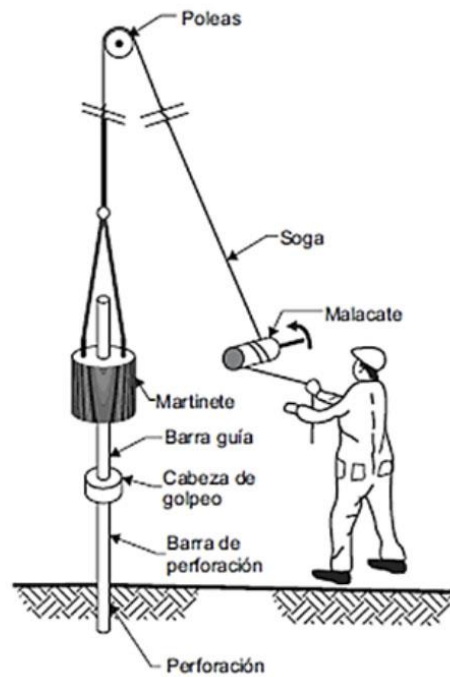


FIGURA 13. ESQUEMATIZACIÓN GENERAL DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.



Procedimiento de campo

1. Se hace un chequeo general de los niveles del motor de la perforadora. Esta actividad ha de realizarse diariamente al inicio de cada jornada.
2. Se ubica con exactitud el punto a perforar.
3. Se posiciona la perforadora, manejando el camión, de modo que el broquero en su movimiento vertical coincida con el punto a perforar.
4. Con los gatos laterales, se nivela la plataforma de la perforadora. Para ello, el operador debe guiarse con los niveles que están acoplados a la consola de operaciones.
5. Se levanta la torre de la perforadora con los controles ubicados en la consola de operaciones.
6. Se posiciona el cárcamo para la circulación del fluido de perforación, y se prepara lodo bentonítico (mezcla de agua y bentonita).
7. Se acopla manualmente el tubo partido a la cuerda del martinete.
8. Se levanta el martinete con el malacate y la sogá, y se ubica el tubo partido sobre el punto a perforar.
9. Se aplican golpes con el martinete sobre el tupo partido, igualmente levantándolo con el cable manila, hasta que haya penetrado 60 centímetros. La operación debe detenerse si para un tramo de 15 centímetros se requieren más de 50 golpes, extrayendo la muestra que hasta ese punto haya recuperado el tubo partido.
10. Se retira el tubo partido del barreno y se desacopla manualmente del martinete, o en caso de ser necesario, utilizando llaves stillson. El tubo se entrega al supervisor para que este extraiga, embolse y clasifique la muestra.
11. Se lava con broca tricónica de 2 15/16" hasta la profundidad del terreno natural, para eliminar azolve. Para ello, la mencionada broca se debe colocar en la parte inferior de la columna de barras de acero, la cual se debe acoplar al broquero. Si es necesario se deben acoplar varias barras, siempre sosteniendo las inferiores con llave stillson, y ajustando la parte superior con el torque del broquero. También se debe hacer circular lodo bentonítico con el empuje de la Bomba hidráulica dispuesta para tal fin.
12. Se retira la broca del barreno, desacoplando con llave stillson la columna de barras. Dicha columna de barras se levanta con un elevador deslizable atado a un cable de acero.
13. Se acopla manualmente el tubo partido a la columna de barras y se introduce con la ayuda del elevador deslizable y llaves stillson en el barreno.
14. Se repite el procedimiento de golpeteo con el martinete y extracción de la muestra, en todas las profundidades a estudiar, esto hasta que el sondeo se dé por terminado.
15. El lodo de perforación debe sustituirse cuando se torna muy espeso o tiene alto contenido de arena, o si este se pierde por fracturas en el barreno. Lo anterior queda a juicio del operador.



Extracción y Clasificación de Muestras

1. Cuando el supervisor recibe el tubo partido, lo lava para quitarle el exceso de lodo.
2. Se retira la zapata y el cabezote. Esto se puede hacer manualmente o con la ayuda de llaves stillson, según lo requiera el caso.
3. Se abre el tubo partido y se extrae la muestra contenida en la zapata con golpes de martillo.
4. Se toman fotografías de la muestra, de ser necesario.
5. Se retira la muestra del tubo para embolsarla, clasificarla y etiquetarla.
6. Se lava el tubo partido, eliminando cualquier exceso de material.
7. Se entrega el tubo partido ya limpio a los ayudantes, para ser utilizado nuevamente.

En las siguientes tablas se presenta las correlaciones entre 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:

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

TABLA IV. CORRELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN Y LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS A PARTIR DE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

3.4.2.- Muestreo con tubo de pared delgada

El tubo de pared delgada o Shelby es un tubo liso afilado, usualmente de 7.5 a 10 cm de diámetro, que se hinca a presión para obtener muestras relativamente inalteradas de suelos finos blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático (Comisión Federal de Electricidad, 1979).

El efecto de la corrosión en este tubo puede dañar o destruir tanto el tubo de pared delgada, como la muestra. La severidad del daño está en función del tiempo y de la interacción entre la muestra y el tubo. Se recomienda que los tubos de pared delgada lleven algún tipo de revestimiento o capa protectora. Cuando el tubo vaya a contener la muestra por más de 72 horas éste debe llevar capa protectora y el tipo de capa debe ser especificada por el ingeniero o geólogo. Esta capa depende del material a muestrear. Estos recubrimientos pueden incluir una capa ligera de aceite lubricante, laca, atóxico teflón y otros (NMX-C-431-ONNCCE-2002, 2002).

Para iniciar la exploración se debe colocar el tubo muestreador de manera que a parte inferior se apoye en el fondo del barreno. Avanzar el muestreador sin rotación con un movimiento continuo y relativamente constante. Determinar la longitud de avance por la resistencia y condiciones de la formación, dicha longitud no debe exceder de 5 diámetros a 10 diámetros del tubo en arenas y de 10 diámetro a 15 diámetros en arcilla (NMX-C-431-ONNCCE-2002, 2002).

Cuando la formación sea demasiado dura para insertar a presión el tubo de pared delgada (Shelby) se puede utilizar el mismo tubo pero dentado, cuyo principio de inserción incluye presión y rotación, o en caso necesario el barril Denison que opera también a presión y rotación pero que implica una mayor alteración en la muestra (NMX-C-431-ONNCCE-2002, 2002).

En ningún caso debe ser mayor la longitud de avance que la longitud del tubo muestreador menos una distancia para la cabeza del muestreador y un mínimo de 7.62 cm para cortes. El sondeo debe avanzar en incrementos para permitir el muestreo intermitente o continuo. Los intervalos de prueba y su ubicación son estipuladas normalmente por el ingeniero de proyecto. Típicamente, los intervalos seleccionados son 1.5 m en estratos homogéneos con ubicación de la prueba y el muestreo en cada cambio de estrato (NMX-C-431-ONNCCE-2002, 2002).

Se debe retirar el muestreador con precaución a fin de minimizar las alteraciones de la muestra. Después de remover del tubo la cabeza, se debe limpiar el azolve hasta encontrar el material sano y se debe medir la recuperación de la muestra dentro del mismo, sellar el extremo superior, remover por lo menos 10 cm del material del extremo inferior del tubo y sellarlo, el material removido de ambas partes sirve para la descripción e identificación manual-visual del suelo, para anotarlo en el registro correspondiente, con la longitud de la muestra recuperada. Preparar y colocar las etiquetas y marcas necesarias para identificar las muestras (NMX-C-431-ONNCCE-2002, 2002).



FIG. 14. EQUIPOS REQUERIDOS PARA REALIZAR EL HINCADO Y TUBO SHELBY



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA UNICO DE ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA



El registro de campo del sondeo mixto que se realizó en el predio se muestra en la figura 15, en el cual se encuentra registrado el número de golpes empleado en cada prueba con el tubo SPT y se indican las recuperaciones realizadas con el tubo Shelby.

Una vez concluida la exploración se procede a trasladar las muestras al laboratorio, es importante mencionar que estas muestras inicialmente fueron clasificadas in situ, con la descripción indicada en el registro de campo para el sondeo y los PCA'S, esta clasificación es considerada preliminar y con las pruebas que se realicen en el laboratorio se determinará la caracterización del tipo de suelo

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: JOSE PEON CONTRERAS #18		UBICACIÓN: EJE JOSE PEON Y LAZARO CARDENAS		PREFORADORA: LONG YEAR 34		BOMBA: M OYNO 3L6		HOJA 1	
SONDEO: SM-1		FECHA DE INICIO: 17-dic-20		FECHA DE TERMINACION: 18-dic-20					
N.A.F.: 2.20 MTS (18/DIC/20)									

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	DESCRIPCION
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
	0.00	0.10		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica (Piso)
1	0.10	0.70	4	7	3	12			TP	Arcilla con tabique rojo (Relleno)
2	0.70	1.30	3	9	6	22			TP	Arcilla con tabique rojo (Relleno)
3	1.30	1.90	1	3	1	42			TP	Arcilla poco arenosa color café oscuro
4	1.90	2.50	2	17	7	40			TP	Arcilla poco arenosa color café oscuro
5	2.50	3.40	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	88			THS	Arcilla poco arenosa color café oscuro ambos lados
6	3.40	4.00	4	5	3	40			TP	Arcilla poco arenosa color café oscuro
SM	4.00	4.60	2	4	2	SR			TP	Sin recuperacion de Muestra
7	4.60	5.20	PH	2	PH	60			TP	Arcilla color café rojiza
8	5.20	5.80	PH	2	1	20			TP	Arcilla color café obscura
9	5.80	6.40	1	2	1	35			TP	Arcilla color café verdosa
10	6.40	7.00	PH	2	1	30			TP	Arcilla color café verdosa
11	7.00	7.90	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	60			THS	P/S Arcilla color café oscuro P/I Arcilla color café verdosa
12	7.90	8.50	PH	PH	PH	50			TP	Arcilla color café verdosa
13	8.50	9.10	2	3	1	45			TP	P/S Arena fina negruzca P/I Arcilla color verdosa
14	9.10	9.70	PH	1	2	35			TP	P/S Arena fina negruzca P/I Arcilla color café claro
15	9.70	10.30	2	3	1	35			TP	Arcilla color café claro
16	10.30	10.90	PH	PH	PH	20			TP	P/S Arcilla color verdosa P/I Arena fina verdosa
17	10.90	11.50	PH	2	1	51			TP	Arcilla color café verdosa
18	11.50	12.10	PH	3	1	40			TP	P/S Arcilla color café verdosa P/I Arena fina café claro
19	12.10	13.00	SHELBY A	A	PRESION	50			THS	P/S Arcilla color café claro P/I Arcilla color café verdosa
20	13.00	13.60	PH	2	1	43			TP	Arcilla color café verdosa
21	13.60	14.20	4	7	2	41			TP	Arcilla color gris claro
22	14.20	14.80	2	3	2	45			TP	Arcilla color gris claro
23	14.80	15.40	PH	4	2	60			TP	Arcilla color gris claro
SM	15.40	16.00	PH	PH	PH	SR			TP	Sin recuperacion de Muestra
24	16.00	16.60	3	2	2	20			TP	Arcilla color café oscuro
25	16.60	17.20	2	3	1	18			TP	Arcilla color café oscuro
26	17.20	18.10	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	50			THS	Arcilla color café oscuro ambos lados
27	18.10	18.70	PH	2	PH	52			TP	Arcilla color café claro
28	18.70	19.30	3	2	PH	50			TP	Arcilla color café claro
29	19.30	19.90	PH	PH	PH	50			TP	Arcilla color café claro
30	19.90	20.50	PH	PH	1	50			TP	Arcilla color café claro con arcilla color gris (en zapata)
FIN DEL SONDEO A LOS 20.50 MTS										

SM= SIN MUESTRA	OBSERVACION: * Se ocupo 1,000 litros de agua	Operador: SERGIO PACHECO
SR= SIN RECLUP. DE MUESTRA	* Se descargo el equipo en la calle y se arrastro aprox. A 10 mts para colocar el equipo del punto	Supervisor: ING RENE OVANDO
TSH= TUBO SHELBY	* Se pago patrulla para realizar maniobras en la calle	

FIGURA 15. REGISTRO DE CAMPO SONDEO MIXTO (SM-1)



A continuación, se presenta un breve resumen de los ensayos de laboratorio:

Contenido de agua (w%)

El contenido de agua (w%) es un ensayo rutinario de laboratorio que determina la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco. Lo anterior se expresa como un porcentaje de la siguiente manera:

$$w(\%) = \frac{w_w}{w_s} * 100$$

Donde:

$w\%$: *Contenido de agua*

w_w : *Peso del agua presente en la masa de suelo*

w_s : *Peso de la masa de suelo seca*

En la naturaleza, el contenido de agua de los suelos varía entre límites muy amplios. En México, existen valores de hasta 1000% en arcillas procedentes de la región sureste del país. En el valle de México se han muestreado materiales con contenidos de agua con valores de hasta 600%.

Limite líquido (LL) y limite plástico (LP)

Los límites líquido y plástico son sólo dos de los 5 “límites” propuestos por A. Atterberg, un científico sueco dedicado a la agricultura. Estos límites son:

- 1.- Limite de cohesión. Es el contenido de agua con el cual las boronas de suelo son capaces de pegarse unas con otras.
- 2.- Limite de adhesión. Es el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una superficie metálica. Es de gran importancia en la agricultura.
- 3.- Limite de contracción. Es el contenido de agua por debajo del cual no se produce reducción adicional de volumen o contracción del suelo.
- 4.- Limite plástico. Es el contenido de agua por debajo del cual se puede considerar el suelo como material no plástico.
- 5.- Límite líquido. Es el contenido de agua por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. A este nivel de contenido de agua del suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso.

Los límites líquido y plástico han sido ampliamente utilizados en todas las regiones del mundo, principalmente con objetivos de identificación y clasificación de suelos. El límite líquido puede utilizarse en ocasiones para estimar asentamientos en problemas de consolidación y ambos límites son algunas veces útiles para predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

Para establecer valores definidos, reproducibles, de estos límites, se propuso que el *límite líquido* se definiera arbitrariamente como el contenido de humedad al cual una masa de suelo húmedo colocada en un recipiente en forma de cápsula de bronce, separada en dos por la acción de una herramienta para hacer una ranura estándar, y dejada caer desde una altura de 1 cm, sufra después de dejarla caer 25 veces una falla o cierre de la ranura en una longitud de 12.7 mm, algunas variables afectan el resultado de la prueba del límite líquido o el número de golpes requeridos para cerrar la ranura estándar en una longitud de 12.7 mm entre los cuales se cuentan:

- 1.- Tamaño de la masa de suelo contenido en la cápsula.
- 2.- Velocidad a la cual se dan los golpes (debería ser 120 revoluciones por minuto).
- 3.- Tiempo de reposo del suelo en la cazuela antes de comenzar la cuenta de golpes y estado de limpieza de la cazuela antes de colocar la pasta de suelo para el ensayo.
- 4.- Humedad del laboratorio y rapidez con la que se hace el ensayo.
- 5.- Tipo de material utilizado como base del aparato o superficie contra la cual se debe golpear la cazuela (comúnmente se utiliza caucho duro o micarta).
- 6.- Ajuste o calibración de la altura de caída de la cazuela (debe ser exactamente 1 cm).
- 7.- Tipo de herramienta utilizada para hacer la ranura (bien recomendada por la ASTM o la llamada tipo Casagrande).
- 8.- Condición general del aparato del límite líquido (pasadores desgastados, conexiones que no estén firmemente apretadas).

Las variables anteriores pueden ser controladas por el operador. El límite líquido es también afectado por el tipo de suelos y otros factores adicionales. Para intentar reducir estas variables en el ensayo, se han desarrollado y se utilizan aparatos, así como herramientas estándar para hacer la ranura. A continuación, en la figura 17, se muestran unas imágenes de los aparatos y herramientas empleadas para efectuar esta prueba.

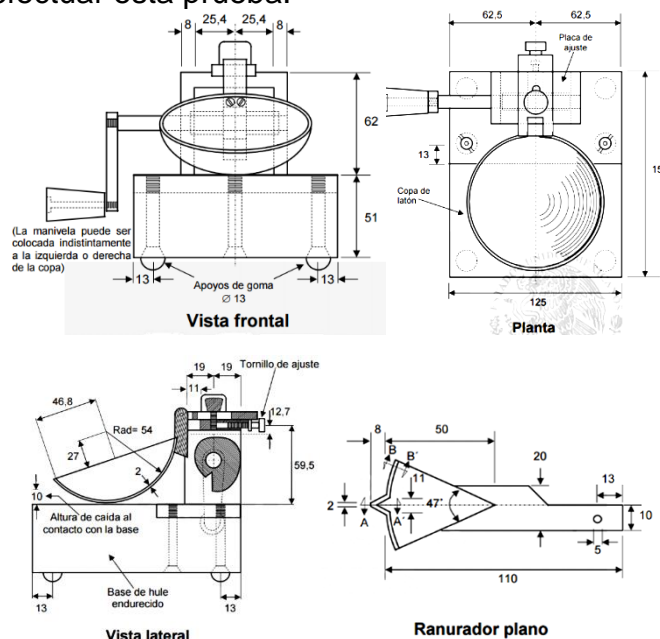


FIGURA 17. DETALLE DE LA COPA DE CASAGRANDE Y RANURADOR



Anticipadamente se estableció que el límite líquido se define para el contenido de agua a la cual es necesario dar 25 golpes a la cazuela para cerrar en una longitud de 12.7 mm la ranura hecha con la herramienta estándar. Sería realmente casual el poder encontrar este contenido de humedad exacto dentro de un tiempo razonable. Como la mayoría de los casos esto es cercano a lo imposible, es necesario recurrir a otras opciones para encontrar este valor de humedad tan particular. Para esto es necesario obtener entre 3 y 6 puntos a diferentes contenidos de humedad en conjunto con el número de golpes necesarios para cerrar la ranura correspondiente, colocar estos datos en una gráfica semilogarítmica, y trazar una línea recta que una aproximadamente los puntos graficados; a esta recta se le llama curva de fluidez.

Mientras tanto, el límite plástico es definido como el contenido de agua del suelo al cual un cilindro se rompe o se “cuarteo”, cuando se enrolla a un diámetro aproximadamente de 3mm, esta prueba es más subjetiva que la del límite líquido, ya que depende directamente de quien la realice.

Densidad de sólidos o peso específico relativo de los sólidos (S_s).

La densidad de sólidos se define como la relación que existe entre el peso de los sólidos y el peso del volumen del agua desalojado por los mismos. Generalmente la variación de la densidad de sólidos es de 2.60 a 2.80, aunque existen excepciones como en el caso de la turba en la que se han registrado valores de 1.5 y aún menores, debido a la presencia de materia orgánica. En cambio, en suelos con cierta cantidad de minerales de hierro la densidad de sólidos ha llegado a un valor de 3.

El peso específico relativo de los sólidos es una propiedad índice que debe determinarse a todos los suelos, debido a que este valor interviene en la mayor parte de los cálculos relacionados con la Mecánica de suelos, en forma relativa, con los diversos valores determinados en el laboratorio pueden clasificarse algunos materiales. Una de las aplicaciones más comunes de la densidad de sólidos, es en la obtención del volumen de sólidos, cuando se calculan las relaciones gravimétricas y volumétricas de un suelo. La densidad de sólidos se calcula con la siguiente ecuación:

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} + W_{mws}}$$

Dónde:

S_s : Densidad relativa del suelo seco (adimensional)

W_s : Peso del suelo secado al horno (g)

W_{mw} : Peso del matraz más el agua a la temperatura de prueba, determinada graficamente de la curva de calibración del matraz (g)

W_{mws} : Peso del matraz conteniendo al suelo y agua hasta la marca de aforo, a la temperatura de prueba (g)



Prueba rápida de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante (no consolidada-no drenada UU).

Se considera que las pruebas triaxiales están constituidas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara (σ_c); durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas. En la segunda etapa o etapa de carga, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; esto quiere variar la presión que comunica el vástago; esta segunda etapa puede también ser o no drenada, según se maneje la misma válvula mencionada. En realidad, la alternativa en la segunda etapa sólo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada, pues no tiene mucho sentido permitir drenaje en la segunda etapa, después de no haberlo permitido en la primera.

En la prueba rápida no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial. Sin embargo, la prueba triaxial rápida es la condición que más se asemeja en campo a la hora de cargarlo inmediatamente cuando se construye, ya que los incrementos de presión son relativamente rápidos y no se le da tiempo para consolidarse.

Prueba de consolidación

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, es decir de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de acero, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo.

El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro. El consolidómetro puede ser de anillo flotante, hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo, y de anillo fijo, poco usado actualmente excepto para la realización de pruebas de permeabilidad ejecutadas simultáneamente con la de consolidación.

Por medio del marco de carga, se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija permite llevar un registro de las deformaciones del suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.



En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, a escala natural. Estas **curvas** se llaman de **consolidación** y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado. En rigor, la prueba de consolidación, tal como se hace en un consolidómetro, hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal; por lo tanto, tomando en cuenta las definiciones de deformación volumétrica y desviadora, se ve que ambas ocurren; a todo nuevo volumen de la muestra le corresponde una nueva forma.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se obtiene un valor de la relación de vacíos y del esfuerzo actuante sobre el espécimen.

En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tiene valores para construir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural. Esta curva se llama de compresibilidad, y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes, el tramo "A"; es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo "B".

El tramo "B" es generalmente un tramo recto muy aproximadamente y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo "C" corresponde a esta etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo. "A" de la curva de compresibilidad suele llamarse "tramo de recompresión", el tramo "B"; "tramo virgen" y el tramo "C" es el "tramo de descarga".



3.6.- Estratigrafía

Con la información recopilada en los pozos y sondeo realizados, se determinó la estratigrafía del sitio, la cual se reporta a continuación.

Los materiales encontrados en el sitio corresponden a la estratigrafía típica de la zona del Lago del centro de la Ciudad de México, la configuración topográfica del terreno es relativamente plana.

A partir del nivel de terreno actual hasta una profundidad de 1.35 m se detectaron materiales de relleno de mala calidad, que corresponde a basura y pedacería de escombros colocados en el lugar empacados en una matriz arcillosa.

Entre 1.35 y 5.20 m de profundidad se encuentra una capa que corresponde a un limo con poca arena con alta compresibilidad, el cual se clasifica como MH, el contenido de agua varía entre el 54% y el 83%, cuenta con un Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) de entre 3 y 17 golpes por lo que presenta una consistencia blanda a firme y el peso volumétrico medio es del orden de 1.53 ton/m².

A continuación, de 5.20 a 9.10m de profundidad se encuentra una capa que corresponde a una arcilla de color gris claro con poca a escasa arena con alta plasticidad, el cual se clasifica como CH, el contenido de agua varía entre el 131% y el 402%, cuenta con un Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) de entre PH (peso de Herramienta) y 4 golpes por lo que presenta una consistencia muy blanda y el peso volumétrico medio es del orden de 1.15 ton/m².

Enseguida, de 9.10 a 13.60m de profundidad se encuentra una capa que corresponde a una arcilla de color café con poca a escasa arena con alta plasticidad, en la cual se detectaron algunos lentes de ceniza volcánica y gravillas aisladas, el cual se clasifica como CH, el contenido de agua varía entre el 130% y el 297%, cuenta con un Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) de entre PH (peso de Herramienta) y 3 golpes por lo que presenta una consistencia muy blanda y el peso volumétrico medio es del orden de 1.12 ton/m².

Finalmente, de 13.60 a 20.50m de profundidad (máxima profundidad de exploración), se encuentra una capa que corresponde a una arcilla de color gris oscuro con escasa arena con alta plasticidad, en la cual se detectaron algunos lentes de ceniza volcánica y gravillas aisladas, el cual se clasifica como CH, el contenido de agua varía entre el 56% y el 307%, cuenta con un Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) de entre PH (peso de Herramienta) y 7 golpes por lo que presenta una consistencia muy blanda a media y el peso volumétrico medio es del orden de 1.13 ton/m².



3.7.- Conformación del modelo geotécnico

Tomando en cuenta los depósitos encontrados, así como el comportamiento de los suelos en la prueba de penetración estándar y los resultados de las pruebas de laboratorio, en la que se analizaron las variaciones del contenido de agua, límites de consistencia y resultados de las pruebas triaxiales, se conforma el modelo geotécnico, cuyo objetivo es proporcionar los datos de entrada que requiere la secuencia de cálculo pues los materiales se han agrupado de acuerdo a sus características y comportamiento similar.

En la siguiente tabla y en la figura 19 se muestra el modelo geotécnico propuesto del predio en estudio.

Unidad Geotécnica	Descripción	Inicio (m)	Final (m)	Espesor (m)	γ (ton/m ³)	C (ton/m ²)	φ (°)	E (ton/m ²)	μ
UG-I	Limo poco arenoso	0	2.5	2.5	1.55	6	18	1500	0.4
UG-II	Limo poco arenoso	2.5	5.2	2.7	1.5	5.7	27	800	0.39
UG-III	Arcilla con poca arena	5.2	7	1.8	1.12	2.5	----	450	0.5
UG-IV	Arcilla con poca arena	7	9.1	2.1	1.12	2.5	----	450	0.5
UG-V	Arcilla con escasa arena	9.1	13.6	4.5	1.15	3.5	----	450	0.5
UG-VI	Arcilla con escasa arena	13.6	17.2	3.6	1.15	3.5	----	500	0.5
UG-VII	Arcilla con escasa arena	17.2	20.5	3.3	1.15	3.5	----	550	0.5

TABLA V. MODELO GEOTÉCNICO

PREDIO EN ESTUDIO

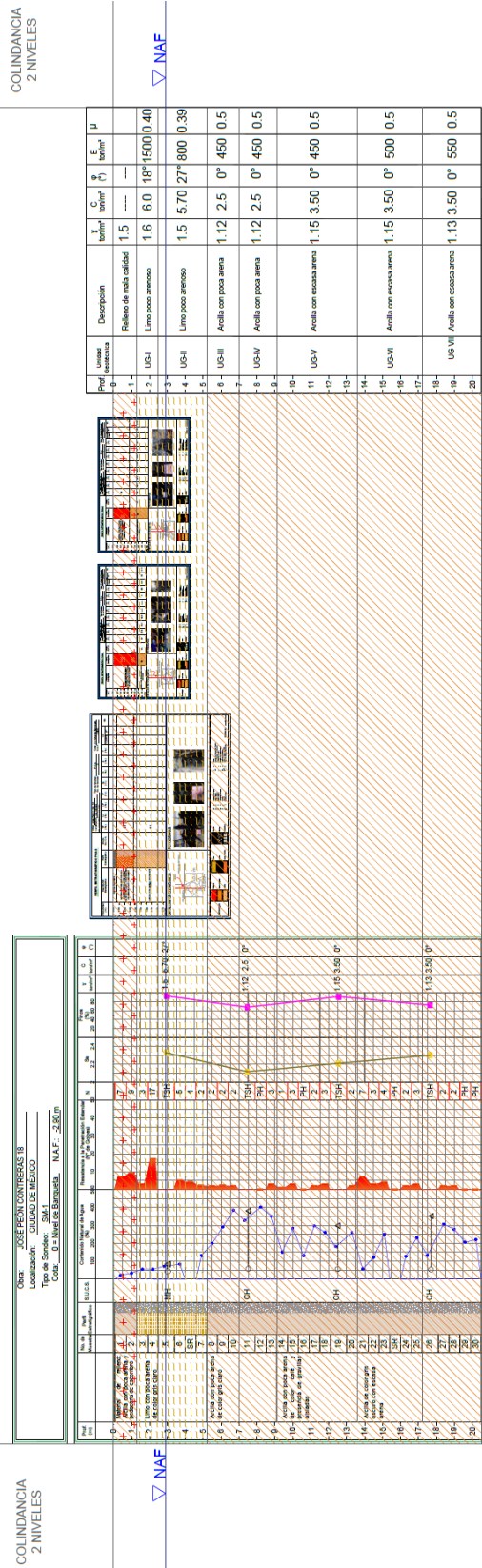


FIGURA 19. MODELO GEOTÉCNICO



3.8.- Coeficiente Sísmico

De acuerdo con el reglamento de construcciones de la Ciudad de México y a sus normas técnicas complementarias por sismo de 2017: los coeficientes sísmicos que se implementen, serán obtenidos mediante el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), el cual, para el proyecto en cuestión, de acuerdo con la ubicación del predio se asigna un espectro de diseño que corresponde a un coeficiente $C_{sis}=0.251$, en el que se considera una estructura de tipo “B” un factor de irregularidad de 0.8, un factor de hiperestaticidad de 1 y un factor de ductilidad de 3.

Para los efectos de cumplimiento de algunos requisitos de las Normas, se considerarán las tres zonas consideradas en la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México fijada por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Conforme a lo anterior, la Ciudad de México se divide en tres zonas:

- a) Zona I o de Lomas
- b) Zona II o de Transición
- c) Zona III o del Lago

Para fines de diseño sísmico las construcciones se clasificarán en los grupos y subgrupos que se indican en el Artículo 139 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México.

Grupo A. Edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias particularmente graves. Se subdividen en dos subgrupos.

Subgrupo A1: Edificaciones que reúnan al menos una de las características siguientes:

a) Edificaciones que es necesario mantener en operación aún después de un sismo de magnitud importante, como: hospitales, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión, antenas de transmisión y, en su caso, los inmuebles que las soportan o contienen, estaciones de bomberos, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo cuyo funcionamiento sea esencial para la población, tanques de agua, puentes vehiculares y pasarelas peatonales.

b) Edificaciones cuya falla puede implicar un severo peligro para la población, por contener cantidades importantes de sustancias tóxicas o explosivas, como: gasolineras, depósitos o instalaciones de sustancias inflamables o tóxicas y estructuras que contengan explosivos o sustancias inflamables.

Subgrupo A2: Edificaciones cuya falla podría causar:

a) Un número elevado de pérdidas de vidas humanas, como: estadios, salas de reuniones, templos y auditorios que puedan albergar más de 700 personas; edificios que tengan áreas de reunión que puedan albergar más de 700 personas.

b) Una afectación a la población particularmente vulnerable, como: escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria.

c) La pérdida de material de gran valor histórico, legal o cultural: museos, monumentos y estructuras que contengan archivos históricos.

Grupo B. Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:

Subgrupo B1: Pertenece a este subgrupo las edificaciones que reúnen las siguientes características:

a) Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se alude en el Artículo 170 de este Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en la zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras; incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje.

b) Las estructuras anexas a los hospitales, aeropuertos o terminales de transporte, como estacionamientos, restaurantes, etc., que sean independientes y no esenciales para el funcionamiento de estos.

Subgrupo B2: Las demás de este grupo.

El espectro para diseño sísmico se muestra en la figura 20.

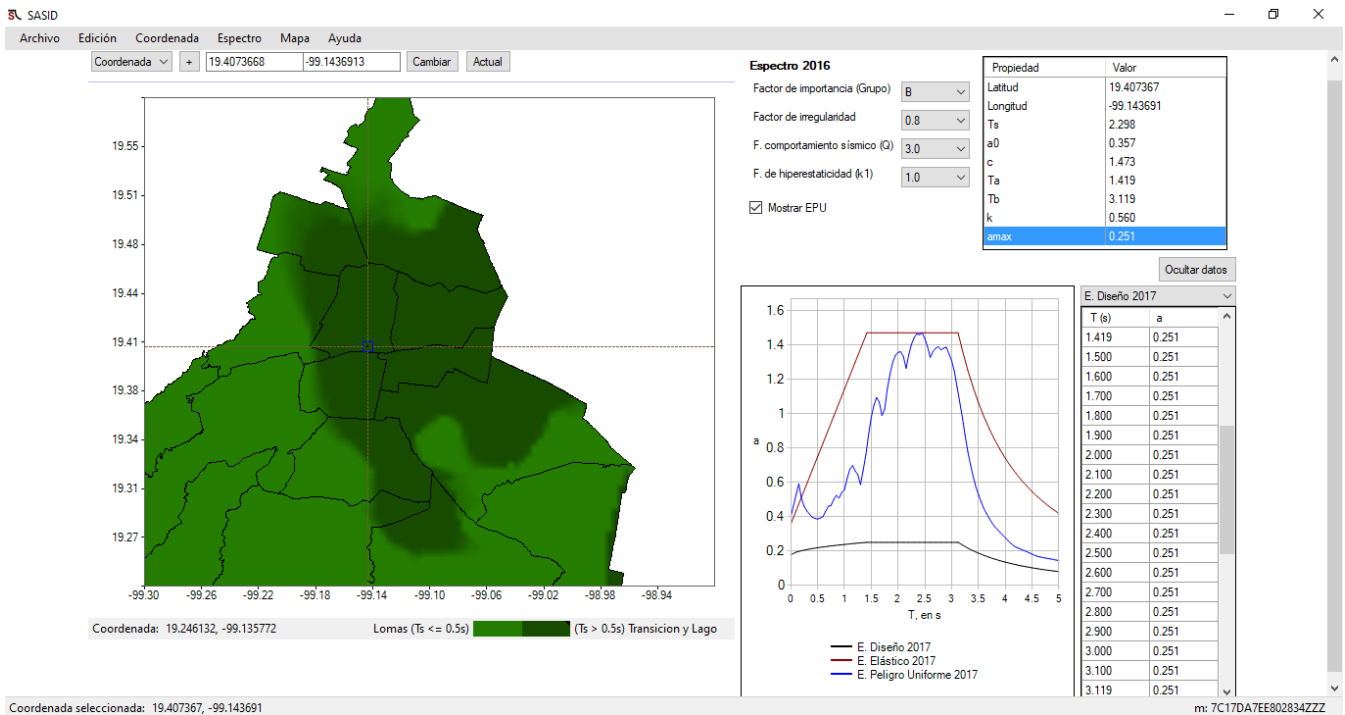


FIGURA 20.- ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO DE ACUERDO CON EL SASID



4.- ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA ESTABILIZACIÓN DE LA EXCAVACIÓN

Para la elección del tipo de cimentación es necesario tener en cuenta, las condiciones del terreno y el tipo de estructura que se pretende construir en el predio, una estructura compuesta por semisótano y 5 niveles superiores, indica que se deberá de realizar una excavación que alojará el semisótano.

4.1.- Propuesta para la cimentación

En cualquier proyecto la solución de cimentación debe de ser una propuesta que satisfaga los requerimientos de seguridad para el proyecto tanto para su operación, como para su procedimiento constructivo, además de ser factibles técnica y económicamente, por lo que en este aspecto la propuesta geotécnica de cimentación deberá tener el soporte de la parte estructural, las cuales a su vez serán validadas por el cliente para su construcción.

A continuación, se presentan las alternativas de cimentación que podrían emplearse para el tipo de proyecto presentado:

Zapatas aisladas bajo columnas o zapatas corridas bajo muros de carga: Considerando una estructura de semisótano y cinco niveles, el desplante de la estructura sobre zapatas corridas o aisladas es viable si se presenta una superficie de desplante con alta resistencia y que presente bajas deformaciones, este tipo de terrenos son propios de una zona de lomerío, por lo que el proyecto, al ubicarse en zona de lago que presenta un terreno con baja resistencia y altas deformaciones; desplantar la estructura proyectada sobre zapatas hace inviable esta solución dado que ante un gran incremento de carga el subsuelo presentará grandes deformaciones.

Cimentación profunda a base de pilotes o pilas: Si bien desplantar una estructura de semisótano y cinco niveles sobre pilotes o pilas suena como una solución razonable, para este proyecto queda descartado, debido a que la relación costo beneficio del proyecto considerando la construcción de estos elementos de cimentación, no resultan viables.

Cajón de cimentación: Tomando en cuenta el concepto de compensación, en el que el peso del suelo desalojado en la excavación, contra el peso de la nueva estructura la cual sustituirá el peso excavado, generando una condición en que la carga sea nula (totalmente compensada) o bien en que la carga sea mínima (parcialmente compensada), o que se pueda presentar una sobrecompensación, diseñar una cajón de cimentación para una estructura de semisótano y cinco niveles, es una alternativa viable, puesto que se buscará obtener una descarga al subsuelo que sea mínima y por consecuencia las deformaciones del subsuelo serán bajas.



Generalmente la propuesta de cimentación será realizada por un geotecnista, y corresponderá al estructurista diseñar la parte estructural, cuando la propuesta no presente una factibilidad técnica y/o económica el proyecto se considerará inviable, ejemplos de este tipo de casos se podrían dar en proyectos que se ubiquen en zonas lacustres que presentan una alta deformabilidad ante bajos incrementos de carga en las cuales el empleo de cimentaciones profundas sea demasiado costoso, o bien zonas que presenten rellenos antropogénicos en los cuales los sistemas de contención empleados impliquen un sobre costo importante a la obra y que la solución de cimentación contemple emplear cimentaciones profundas o bien un mejoramiento al subsuelo y/o la colocación de plataformas de material controlado que no se tenían contempladas al conceptualizar el proyecto y que dejan de tener rentabilidad debido a estas condiciones.

Por lo tanto, la solución de cimentación será mediante un cajón de cimentación, determinado porque inicialmente se tiene contemplado realizar una excavación, atendiendo a que el proyecto se encuentra ubicado en zona de lago, en el que ya se conoce que este tipo de cimentación es segura y usual para este tipo de proyectos para esta zona de la ciudad y que finalmente el cliente lo considera como una alternativa adecuada para este proyecto.

4.1.1.- Determinación de la profundidad del cajón de cimentación.

Para realizar el análisis del cajón de cimentación es necesario determinar la carga que se deberá de transmitir al subsuelo, es decir la condición de compensación que debe considerarse, para ello se presentan 3 condiciones:

- Totalmente compensada: El peso del suelo desalojado es igual al peso de la estructura,
- Parcialmente compensado: El peso del subsuelo excavado es menor que el peso de la estructura.
- Sobrecompensado: El peso del suelo excavado es mayor que el peso de la estructura.

Para fines de diseño la profundidad de desplante del cajón debe de ser propuesta, tomando en cuenta el incremento de carga que se pretende transmitir al subsuelo, es decir que el cajón de cimentación podrá quedar en cualquiera de las condiciones antes mencionadas, por lo cual se iniciará evaluando la profundidad considerando lo siguiente:

Profundidad considerando el nivel de lecho inferior del semisótano (se considera los requerimientos y alcances del proyecto arquitectónico): al considerar esta profundidad de desplante, la condición de compensación del cajón podrá ser parcialmente compensado, totalmente compensado o sobrecompensado.

Profundidad considerando una condición totalmente compensada: el peso de la estructura se deberá de igualar con el peso del suelo desalojado en la excavación.

Profundidad considerando una condición sobrecompensada: es una condición que generalmente se presenta únicamente cuando el proyecto contempla una excavación muy profunda en la que el peso del suelo desalojado será mucho mayor que el peso de la estructura solo debe de ser tomado en cuenta si el proyecto así lo requiere.

La profundidad de desplante del cajón será determinada en función de la condición que mejor se adapte a la propuesta del proyecto arquitectónico, pero deberá de tomar en cuenta también el comportamiento esperado de la estructura durante su vida útil, así como las condiciones que permitan su construcción.

También es parte fundamental conocer las presiones efectivas del suelo y las presiones de consolidación a las que se encuentra sometido el terreno, los cuales hablando en términos de deformaciones nos permitirán realizar una propuesta inicial para el diseño de la cimentación. La distribución de presiones del suelo y presiones de consolidación se indica en la figura 20.1.

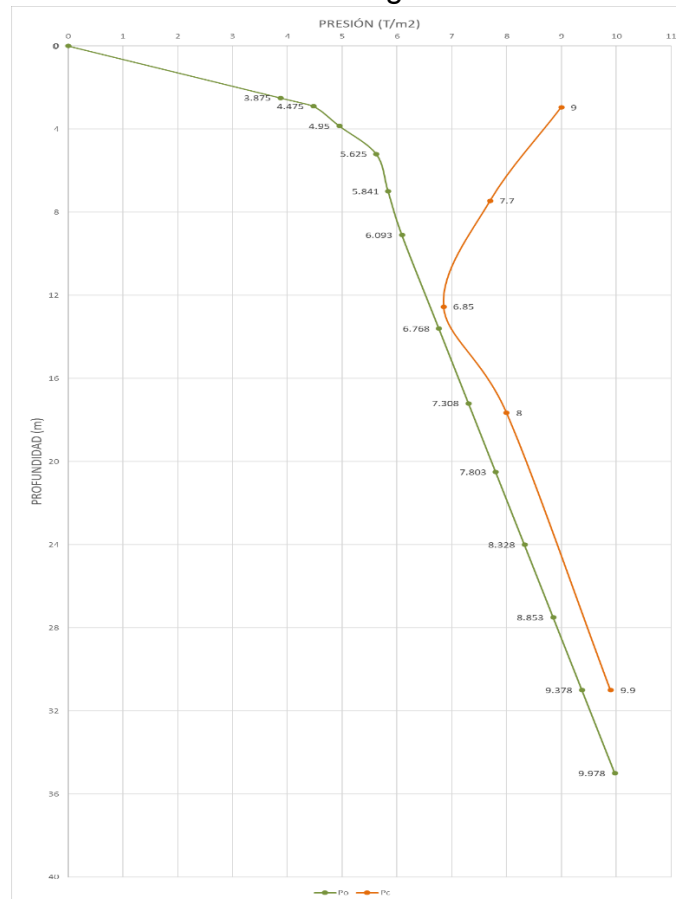


FIGURA 20.1- GRÁFICA DE PRESIONES EFECTIVAS (P_o) Y PRESIONES DE CONSOLIDACIÓN (P_c)



Inicialmente deberán evaluarse las condiciones originales del proyecto, es decir verificar la condición de compensación con la excavación requerida para alojar el semisótano.

4.1.2.- Cálculo de la profundidad de desplante del cajón de cimentación

Datos:

Peso de la estructura				
Nombre	Combinación	Peso	Descarga	Tipo
		ton	ton/m ²	
Comb1	1.3 PP+ 1.3 CM+ 1.5 CV	3621.00	9.84	Estatica Última
Comb34	1.0 PP+ 1.0 CM+ 1.0 CV	2713.53	7.38	Servicio (C MAX)
Comb35	1.0 PP+ 1.0 CM+ 1.0 Cvi	2463.49	6.70	Masa Sismica (C INS)
Comb36	1.0 PP+ 1.0 CM+ 1.0 Cva	2369.49	6.44	Asentamiento (C MED)

TABLA VI. PESOS DE LA ESTRUCTURA EN LAS DIFERENTES CONDICIONES DE ANALISIS

D_f = Nivel del lecho inferior de losa (por proyecto): 2.50m

γ = Peso volumétrico del suelo excavado: 1.55 ton/m²

$$\gamma_{EXC} = \text{Peso del suelo excavado} = \gamma D_f = 1.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 2.50 \text{ m} = 3.875 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

W_{MED} = Peso de la estructura en condiciones medias: 6.44 ton/m²

$$W_N = \text{Carga neta del cajón de cimentación} = W_{MED} - \gamma_{EXC} = 6.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 3.875 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2.57 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Considerando una profundidad de desplante de 2.50m, la carga neta es de 2.57 ton/m², este valor es considerado alto y que provocará asentamientos de gran magnitud, por lo que se descarta desplantar la cimentación a esta profundidad.

El reglamento considera que para una zona lacustre, la carga neta transmitida al subsuelo debe de ser del orden de 1.5 ton/m² o bien el valor mínimo encontrado entre la curva de distribución de presiones efectivas del subsuelo y curva de distribución de presiones de preconsolidación, es decir que la relación OCR debe de indicar que los suelos tienen un grado de preconsolidación, sin embargo en la práctica es usual considerar un incremento de carga neta del orden de 1 ton/m², cuando el geotecnista lo considere conveniente se podrá considerar un valor inferior, dependiendo de las condiciones de los materiales es posible que se requiera tener un incremento de carga mucho menor, por lo que la propuesta de la compensación deberá realizarse mediante varios ejercicios variando la carga neta.

Cuando la relación OCR es cercana a 1, que indica la presencia de suelos normalmente consolidados y por lo tanto se requiere un diseño en el que las deformaciones bajo el incremento de carga sean imperceptibles, se considera entonces como una opción viable una cimentación totalmente compensada.



En este caso se deberá de verificar que se cumplan todas las condiciones que indica el reglamento, y si no se llegasen a cumplir, el diseño se deberá replantear, para este caso se han realizado análisis previos, determinándose que una carga neta de 0.55 ton/m^2 , será una carga adecuada para el diseño del cajón de cimentación.

A continuación, se presenta la obtención de la profundidad de desplante considerando una cimentación totalmente compensada y parcialmente compensada.

Profundidad de desplante del cajón considerando un cajón totalmente compensado

Para encontrar el valor de la profundidad de desplante basta con dividir el peso de la estructura en condiciones medias entre el peso volumétrico del suelo desalojado al efectuar la excavación:

$$\gamma_{EXC} = \gamma Df = W_{MED}$$

W_{MED} =Peso de la estructura en condiciones medias: 6.44 ton/m^2

Hasta 2.5m de profundidad se tiene un peso desalojado de 3.875 ton/m^2 , para alcanzar la condición totalmente compensada se debe de excavar la profundidad equivalente en peso que falta para igualar el peso de la estructura en condiciones medias.

$$Df_{(requerido)} = \frac{W_{MED}}{\gamma} = \frac{2.57 \text{ ton/m}^2}{1.5 \text{ ton/m}^3} = 1.71 \text{ m} \approx 1.70 \text{ m}$$

El valor obtenido se suma a los 2.50m obteniendo así la profundidad de desplante

$$Df = 4.20 \text{ m} \rightarrow Df \text{ considerando una condición totalmente compensada}$$

Profundidad de desplante del cajón considerando una carga neta de 0.55 ton/m^2

Para determinar la profundidad de desplante considerando una condición parcialmente compensada con una carga neta de 0.55 ton/m^2 , será necesario restar este valor del peso de la estructura en condiciones medias.

$$W_{MED} \text{ (para compensación)} = W_{MED} - 0.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 6.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 5.89 \text{ ton/m}^2$$

$$Df_{(requerido)} = \frac{W_{MED} \text{ (por compensar)}}{\gamma} = \frac{5.89 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 3.875 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{1.5 \text{ ton/m}^3} = 1.34 \text{ m} \approx 1.35 + 2.50 \text{ m}$$

$$Df = 3.85 \text{ m} \rightarrow Df \text{ considerando una condición parcialmente compensada}$$



La condición totalmente compensada con respecto a una condición parcialmente compensada ofrece un comportamiento aparentemente adecuado considerando que en la primera se esperan deformaciones mínimas ante el incremento de carga, sin embargo se presentarán expansiones mayores en el terreno, además es conveniente considerar que la excavación a mayor profundidad implica un mayor volumen de excavación, y que en primer plano al plantear el proyecto no se encuentran consideradas sobreexcavaciones; además como consecuencia directa al presentarse una altura considerable en la excavación, los elementos de contención para la excavación serán más robustos, el tiempo que permanecerá abierta la excavación será mayor y al existir el nivel freático a 2.90m de profundidad, se deberá de emplear un sistema de bombeo, traduciendo todo esto en sobre costos que no se tienen considerados inicialmente, considerando lo anterior la profundidad de desplante elegida es la que indica un cajón parcialmente compensado desplantado a 3.85 m de profundidad considerando una carga neta de 0.55 ton/m².

4.2.- Revisión de la cimentación

El diseño geotécnico que garantice la estabilidad del cajón de cimentación requiere realizar las siguientes revisiones

- Capacidad de carga para el estado límite de falla en condiciones estáticas, dinámicas y por falla local
- Deformaciones que se presentarán en el corto y largo plazo para verificación del estado límite de servicio
- Falla de fondo
- Falla por subpresión

4.2.1- Determinación de la capacidad de carga

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantará el cajón de cimentación se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de la falla son suelos de tipo cohesivo aplicando la siguiente expresión

$$r = \{ C_u Nc \} FR + Pv$$

Cohesión.	C_u	$3.40 \frac{ton}{m^2}$
Coeficiente de capacidad de carga.	Nc	6.11
Presión vertical total.	Pv	$5.89 \frac{ton}{m^2}$
Peso volumétrico del suelo. (promedio)	γ	$1.53 \frac{ton}{m^2}$
Ancho del cimiento	B	13 m
Largo del cimiento	L	28.3 m
Factor de resistencia.	FR	0.65



en donde:

r : capacidad de carga admisible del suelo a la profundidad de desplante del cajón de cimentación, en ton/m^2

C_u : cohesión del material de apoyo, $3.40 \text{ ton}/\text{m}^2$. (Promedio)

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

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \left(\frac{D_f}{B} \right) + 0.25 \left(\frac{B}{L} \right) \right)$$

en la cual:

D_f : profundidad de desplante la cimentación, 3.85 m.

B : ancho del cimiento, 13 m.

L : largo del cimiento, 28.3 m.

Sustituyendo los valores, para obtener N_c :

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \left(\frac{3.85\text{m}}{13\text{m}} \right) + 0.25 \left(\frac{13\text{m}}{28.3\text{m}} \right) \right) = 6.11$$

Sustituyendo los valores obtenidos en la fórmula de capacidad de carga, se obtiene:

$$r = (C_u N_c)FR + Pv = \left(\left(3.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 6.11 \right) 0.65 + 5.89 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) = 19.393 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \approx 19.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

4.3.- Revisión del estado límite de falla en condición estática

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.3 para las acciones permanentes (Cargas Muertas) y de 1.5 para las acciones variables (Cargas Vivas), de acuerdo con el reglamento deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} \leq r$$

donde :

ΣQ : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

F_c : factor de carga, adimensional igual a 1.3 y 1.5 para cargas muertas y vivas respectivamente.

A : área de apoyo de la cimentación, en m^2

R : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

Considerando las cargas actuantes de la estructura la revisión se cumple con los siguientes valores:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} \leq r = 9.84 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \leq 19.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{CUMPLE}$$



4.4.- Revisión del estado límite de falla en condición sísmica

Esta revisión requiere del cálculo del momento de volteo y de la reducción geométrica que implica las condiciones de análisis indicadas por normativa en el cálculo del área efectiva.

Si bien, actualmente las condiciones que implica analizar un comportamiento en “condiciones dinámicas” pueden ser proporcionados mediante software especializados y que impliquen un modelado numérico estructural y geotécnico, para fines de diseño geotécnico se pueden emplear métodos analíticos que el reglamento aprueba.

Para este caso, el momento de volteo puede calcularse de forma aproximada mediante la siguiente expresión

$$M_v = 0.55 H_T W_T C_s \frac{1}{Q}$$

Siendo:

Altura de la estructura medida a partir del nivel de desplante	H_T	19.80 m
Peso de la estructura en la condición analizada	W_{Tins}	2,463.49 ton
Coefficiente sísmico	C_s	0.251
Factor de ductilidad	Q	3

$$M_v = 0.55 H_T W_T C_s \frac{1}{Q} = 0.55 \times 19.80 \text{ m} \times 2,463.49 \text{ ton} \times 0.251 \times \frac{1}{3} = 2,244.56 \text{ ton} - \text{m}$$

En el caso de la combinación de cargas (en particular las que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia "e" del eje centroidal del cimiento, el ancho efectivo de éste deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

donde :

B' : ancho reducido, en m.

B : ancho del cimiento, en m.

e : excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

La excentricidad es igual al momento de volteo sobre el peso de la estructura

$$e = \frac{M_v}{W_T} = \frac{2,244.56 \text{ ton} - \text{m}}{2,463.49 \text{ ton}} = 0.91 \text{ m}$$

El ancho reducido será igual a:

$$B' = B - 2e = 13\text{m} - (2 \times 0.91 \text{ m}) = 11.18\text{m}$$



Se procede a calcular el área efectiva (reducida):

$$A_R = B' \times L$$

donde :

A_R : área efectiva, en m^2 .

B' : ancho del cimiento reducido por la excentricidad, en m.

L : Longitud del cimiento en m

$$A_R = B' \times L = 11.18m \times 28.3m = 316.39 m^2$$

La descarga de la estructura sobre el área reducida inicialmente debe de ser comparada con la capacidad de carga del suelo al nivel de desplante, como se indica a continuación.

$$\frac{W_T}{A_R} \leq r$$

$$\frac{2,463.49 \text{ ton}}{316.39 m^2} \leq r = 7.79 \frac{\text{ton}}{m^2} \leq 19.30 \frac{\text{ton}}{m^2} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para realizar la revisión, las normas de emergencia del D.D:F surgidas a partir del sismo de septiembre de 1985 (RCDDF-1985), indican que para la condición dinámica debe cumplirse la siguiente expresión:

$$\frac{W_T F_c}{A_R} \leq p_v + R \left(2 - \frac{0.613 C_s B' \gamma}{C_u Q} \right)$$

donde :

W_T : peso de la estructura en la condición de análisis, en ton

F_c : Factor de carga igual a 1.1 (adimensional)

A_R : área efectiva, en m^2 .

p_v : presión de alivio por efecto de la excavación igual a $5.89 \text{ ton}/m^2$.

R : Capacidad de carga efectiva en el desplante del cimiento en ton/m^2

C_s : Coeficiente sísmico igual a 0.251

B' : Ancho reducido del cimiento en m

γ : Peso volumétrico del medio del terreno, en ton/m^3

C_u : Cohesión promedio en ton/m^2

Q : Coeficiente de ductilidad igual a 3

Sustituyendo

$$\frac{W_T F_c}{A_R} \leq p_v + R \left(2 - \frac{0.613 C_s B' \gamma}{C_u Q} \right)$$

$$\frac{2,463.49 \text{ ton} \times 1.1}{316.39 m^2} \leq 5.89 \frac{\text{ton}}{m^2} + 20.77 \frac{\text{ton}}{m^2} \left(2 - \frac{0.613 \times 0.251 \times 11.18 m \times 1.18 \frac{\text{ton}}{m^3}}{3.40 \frac{\text{ton}}{m^2} \times 3} \right)$$

$$8.56 \frac{\text{ton}}{m^2} \leq 43.30 \frac{\text{ton}}{m^2} \rightarrow \text{CUMPLE}$$



4.4.1- Estado de falla local con cajón de cimentación

El reglamento de construcciones vigente pone especial énfasis a realizar la revisión por una posible falla local bajo la combinación de carga que incluya sismo.

Las reacciones efectivas en la orilla de la estructura pueden resultar altas, originando un flujo visco-plástico y consecuentemente el relajamiento del esfuerzo de reacción bajo deformación constante en esos lugares (Zeevaert, 1973)

El estado de comportamiento visco-plástico se iniciará cuando al aumentar el esfuerzo vertical a un valor q_{ep} se alcanza la resistencia del material, esto es (Zeevaert, 1973):

$$q_{ep} = 2C_0 \sqrt{N_{\varphi d} + K_0 N_{\varphi d} \sigma_o}$$

Donde:

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

C_d y φ_d = Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante

C_0 = cohesión promedio en ton/m²

K_0 = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

σ_o = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, igual a 4.95 ton/m²

$N_{\varphi} = \tan^2 (45^\circ + \varphi_d/2)$

$$N_{\varphi} = \tan^2 (45^\circ + \varphi_d/2) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{27^\circ}{2} \right) = 1.63$$

$$q_{ep} = 2C_0 \sqrt{N_{\varphi d} + K_0 N_{\varphi d} \sigma_o} = \left(2 \times 3.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times \sqrt{1.63} \right) + \left(0.6 \times 1.63 \times 4.95 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) = 13.52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo limite en la orilla es 13.52 ton/m², este valor deberá de ser comparado contra la combinación de carga en condiciones instantáneas más el incremento por sismo.

4.4.2.- Revisión por esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación

La presión o tensión máximas inducidas al subsuelo por el momento de volteo sísmico en el contacto de la losa con el terreno, se calcula mediante la fórmula de la escuadría.

$$\Delta_{MAX} = \pm \left(\frac{M_V}{I_y} x + 0.30 \frac{M_V}{I_x} y \right)$$

Δ_{MAX} = incremento de esfuerzo en la esquina, en ton/m²

M_V momento de volteo en ton-m.

I_x, I_y : Momentos de inercia principales menor y mayor respecto al centroide de la losa de cimentación.

$$I_x = \frac{BL^3}{12}, \quad I_y = \frac{LB^3}{12}$$



x, y : Distancias perpendiculares a la esquina crítica, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

$$x = \frac{B}{2} = \frac{13 \text{ m}}{2} = 6.5 \text{ m}, \quad y = \frac{L}{2} = \frac{28.3 \text{ m}}{2} = 14.15 \text{ m}$$

Los momentos de inercia para las condiciones de análisis son:

$$I_x = 24,553.9526 \text{ m}^4$$

$$I_y = 5,181.2583 \text{ m}^4$$

El incremento de esfuerzo se calcula con los siguientes valores

$$\Delta_{MAX} = \pm \left(\frac{M_V}{I_y} x + 0.30 \frac{M_V}{I_x} y \right)$$

$$\Delta_{MAX} = \pm \left(\frac{2,244.55 \text{ ton} - m \times 6.5 \text{ m}}{5,181.2583 \text{ m}^4} + \frac{0.3 \times 2,244.55 \text{ ton} - m \times 14.15 \text{ m}}{24,553.9526 \text{ m}^4} \right) = \pm 3.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

La carga máxima considerada en un evento sísmico será

$$P_{MAX} = \frac{W_{Tins}}{A} + \Delta_{MAX} = \frac{2,463.49 \text{ ton}}{367.9 \text{ m}^2} + 3.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 9.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Para la revisión se debe considerar las siguientes condiciones:

El valor máximo en condición sísmica por el factor de carga F_c , debe de ser menor que la resistencia del suelo en la orilla.

$$P_{MAX} F_c \leq q_{ep}$$

$$1.1 \times 9.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 10.89 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \leq 13.52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = \rightarrow \text{CUMPLE}$$

El incremento de esfuerzo calculado debe de ser menor que el peso de la estructura en la condición analizada:

$$\Delta_{MAX} \leq W_{TI}$$

$$3.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \leq 6.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

De acuerdo con las revisiones anteriormente realizadas el cajón de cimentación propuesto cumple con las combinaciones estáticas y sísmicas, así como la revisión por falla de plastificación en la orilla de la cimentación.



4.5.-Revisión por falla de fondo y falla por subpresión

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

$$Pv Fc + q F'c < c Nc FR$$

Donde:

- Pv : presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, igual a 5.89 ton/m^2
- Fc : factor de carga adimensional e igual a 1.4
- q : sobrecarga superficial, igual a 2.0 ton/m^2 tomando en cuenta que las colindancias son estructuras de 2 niveles
- $F'c$: factor de carga, adimensional e igual a 1.0
- c : cohesión promedio del material igual a 3.40 ton/m^2
- Nc : coeficiente de capacidad de carga igual a 6.11
- FR : factor de resistencia igual a 0.65

Para una excavación a 3.85 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$\left(5.89 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 1.4 + 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 1 \right) < \left(3.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 6.11 \times 0.65 \right)$$
$$10.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 13.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Al cumplirse la desigualdad no se presentará la falla de fondo cuando se alcance el nivel de máxima excavación.

Falla de fondo por subpresión

El factor de seguridad contra falla del fondo por efecto de la subpresión ejercida en estratos de arena profundos se expresa mediante la relación:

$$FS_{sub} = \frac{P + S}{U}$$

Donde:

- P : Peso saturado del prisma de suelo bajo el fondo
- S : Fuerza cortante resistente en las caras verticales del prisma de fondo
- U : Fuerza total de subpresión en la base de prisma del fondo

Considerando las propiedades del suelo y la geometría de la excavación, la ecuación anterior conduce a:



$$FS_{sub} = \frac{\gamma h_f BL + 2C (Bh_f + Lh_p)}{\gamma_w h_w BL}$$

Donde

- h_f : Distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena
- h_p : Distancia entre el nivel de desplante del muro y estrato de arena
- γ_w : Peso volumétrico del agua igual a 1 ton/m²
- h_w : Altura piezométrica en el estrato de arena
- γ : Peso volumétrico del suelo en ton/m³
- C : Cohesión promedio en ton/m²
- B : Ancho de la excavación en m
- L : Largo de la excavación en m

En la campaña de exploración no se detectaron estratos permeables, sin embargo, se tomaron datos de las referencias indicadas al final este trabajo, así como de datos cercanos al sitio de estudio, en los que a partir de 7.5 m de profundidad se encuentra una capa de arena, conociendo que el nivel de aguas freáticas se ubica a 2.9 m de profundidad, el nivel de máxima excavación a 3.85 m de profundidad y considerando que el nivel de desplante de una tablestaca (muro Berlín propuesto a 5 m de profundidad)

- $h_f = 7.5m - 3.85m = 3.65m$
- $h_p = 7.5m - 5m = 2.5m$
- γ_w : Peso volumétrico del agua igual a 1 ton/m²
- $h_w = 7.5m - 2.9m = 4.6m$
- γ : Peso volumétrico promedio del suelo de 1.53 ton/m³
- C : Cohesión promedio de 3.40 ton/m²
- B : Ancho de la excavación de 13 m
- L : Largo de la excavación de 28.3 m

Debido a que se presenta más de un estrato para alcanzar la capa permeable se procede de la siguiente manera para el cálculo de γh_f .

$$\gamma h_f = \left[1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times (5.2m - 3.85m) \right] + \left[1.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times (7.5m - 5.2m) \right] = 4.601 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Sustituyendo en la ecuación se tiene:

$$FS_{sub} = \frac{\gamma h_f BL + 2C (Bh_f + Lh_p)}{\gamma_w h_w BL}$$

$$FS_{sub} = \frac{\left(4.601 \frac{ton}{m^2} \times 13m \times 28.3m\right) + \left(2 \times 3.40 \frac{ton}{m^2} [(13m \times 3.65m) + (28.3m \times 2.5m)]\right)}{1 \frac{ton}{m^3} \times 4.6 m \times 13m \times 28.3m}$$

$$FS_{sub} = 1.4751 \approx 1.48$$

Las recomendaciones del manual de diseño geotécnico COVITUR (1987) sugieren que el factor de seguridad mínimo para la falla de fondo por subpresión, debe de ser mayor o igual a 1.3, por lo que de acuerdo con este criterio la falla por subpresión no se presentará.

Por su parte el reglamento de construcciones vigente (2017) indica que, cuando una excavación corte una capa impermeable que a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo necesario, h_i , del estrato impermeable para evitar inestabilidad del fondo se considerará:

$$h_i \geq \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m}\right) h_w$$

Donde

h_i : Espesor del estrato impermeable para evitar inestabilidad del fondo igual a 3.65m

γ : Peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable igual a 1.26 ton/m³

γ_w : Peso volumétrico del agua igual a 1 ton/m²

h_w : Altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable igual a 4.6m

$$h_i \geq \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m}\right) h_w \rightarrow 3.65m \geq \left(\frac{1 \frac{ton}{m^3}}{1.26 \frac{ton}{m^3}}\right) \times 4.6m \rightarrow 3.65m \geq 3.65m \rightarrow CUMPLE$$

Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica en el estrato permeable por medio de bombeo.

De acuerdo con lo anterior no se presentará una falla de fondo por subpresión.

Debido a la presencia del nivel freático será necesario implementar un bombeo de achique que se indica más adelante.



4.6.- Estado límite de servicio

El estado límite de servicio hace referencia a los movimientos que se originarán como consecuencia directa de modificar las condiciones actuales del terreno, durante el proceso de excavación y construcción del edificio se presentarán las expansiones elásticas y asentamientos inmediatos y finalizada la construcción la acción de una sobrecarga en el sitio provocará asentamientos a largo plazo por el fenómeno de consolidación sobre los estratos arcillosos. Para la zona lacustre en la que se encuentra ubicado el predio se realizaron los siguientes análisis.

4.6.1.- 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 (1934) y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas triaxiales UU, así como de correlacionar las propiedades índice de los materiales y los resultados de las pruebas de penetración estándar.

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:

$$HD = \frac{qB}{E} [(1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F_2]$$

Donde:

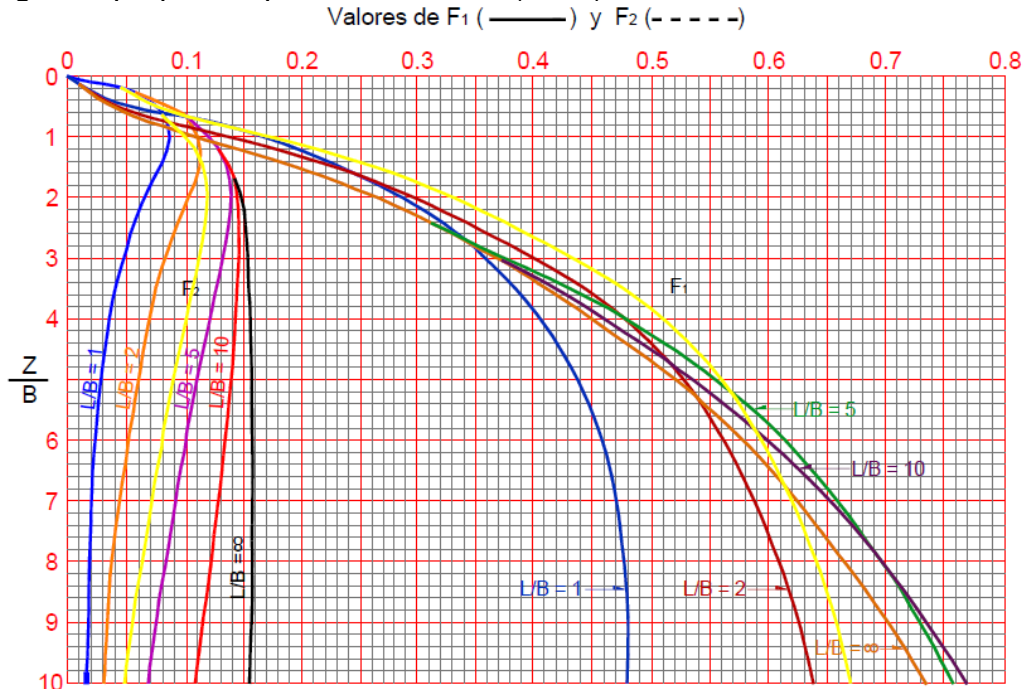
- D : Expansión esperada para el estrato analizado
- q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m².
- B : ancho del área descargada, en m.
- F_1 y F_2 : coeficientes adimensionales, que dependen de la relación Z/L y L/B .
- H : espesor del estrato considerado, en m.
- L : longitud del área descargada
- E : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².
- μ : relación de Poisson, adimensional.

La expresión anterior se utilizará para el primer estrato y para los estratos siguientes la siguiente expresión

$$\frac{qB}{E_n} \{ [(1 - \mu_n^2)F_{1n} + (1 - \mu_n - 2\mu_n^2)F_{2n}] - [(1 - \mu_{n-1}^2)F_{1(n-1)} + (1 - \mu_{n-1} - 2\mu_{n-1}^2)F_{2(n-1)}] \}$$

Donde el subíndice n indica el estrato analizado y el subíndice $n - 1$ hace referencia al estrato inmediato superior en la secuencia estratigráfica.

Para el cálculo de los factores de influencia F_1 y F_2 se utilizará el siguiente el nomograma propuesto por Steinbrenner (1934):



Factores de influencia F_1 y F_2

FIGURA 20.2. FACTORES DE INFLUENCIA F_1 Y F_2

El cálculo de las expansiones se realizó con ayuda de una hoja de cálculo de Microsoft Excel, los módulos de elasticidad y relación de Poisson así como los datos considerados para el análisis se muestran a continuación.

CENTRO		
q =	5.90	ton/m ²
B =	6.50	m
L =	14.15	m

Z	Profundidad) m	Z/B	L/B	F1 y F2		E (ton/m ²)	μ		
Z ₁	1.35	0.21	2.18	F ₁₁	0.015	F ₂₁	0.042	800	0.39
Z ₂	3.15	0.48		F ₁₂	0.04	F ₂₂	0.085	450	0.5
Z ₃	5.25	0.81		F ₁₃	0.095	F ₂₃	0.105	450	0.5
Z ₄	9.75	1.50		F ₁₄	0.225	F ₂₄	0.11	450	0.5
Z ₅	13.35	2.05		F ₁₅	0.305	F ₂₅	0.1	500	0.5
Z ₆	16.65	2.56		F ₁₆	0.36	F ₂₆	0.09	550	0.5
Z ₇	20.15	3.10		F ₁₇	0.41	F ₂₇	0.08	550	0.5
Z ₈	23.65	3.64		F ₁₈	0.455	F ₂₈	0.07	550	0.5
Z ₉	27.15	4.18		F ₁₉	0.487	F ₂₉	0.067	550	0.5
Z ₁₀	31.15	4.79		F ₂₀	0.52	F ₃₀	0.06	550	0.5

EXPANSIONES CENTRO	
δ =	8.69 cm

ZONA III

EMERSIONES MÁXIMAS PERMISIBLES

ZONA II Y III	
Construcciones aisladas	30 cm
Construcciones colindantes	15 cm



ESQUINA		
q =	5.90	ton/m ²
B =	13	m
L =	28.3	m

Esesor	Z	Profundidad) m	Z/B	L/B	F1 y F2		E (ton/m ²)	μ		
1.35	Z ₁	1.35	0.10	2.18	F ₁₁	0.01	F ₂₁	0.02	800	0.39
1.80	Z ₂	3.15	0.24		F ₁₂	0.02	F ₂₂	0.06	450	0.5
2.10	Z ₃	5.25	0.40		F ₁₃	0.03	F ₂₃	0.07	450	0.5
4.50	Z ₄	9.75	0.75		F ₁₄	0.085	F ₂₄	0.105	450	0.5
3.60	Z ₅	13.35	1.03		F ₁₅	0.14	F ₂₅	0.11	500	0.5
3.30	Z ₆	16.65	1.28		F ₁₆	0.19	F ₂₆	0.115	550	0.5
3.50	Z ₇	20.15	1.55		F ₁₇	0.235	F ₂₇	0.11	550	0.5
3.50	Z ₈	23.65	1.82		F ₁₈	0.27	F ₂₈	0.11	550	0.5
3.50	Z ₉	27.15	2.09		F ₁₉	0.31	F ₂₉	0.11	550	0.5
4.00	Z ₁₀	31.15	2.40		F ₂₀	0.34	F ₃₀	0.093	550	0.5

EXPANSIONES ESQUINA
δ = 5.38 cm
ZONA III

EMERSIONES MÁXIMAS PERMISIBLES

ZONA II Y III	
Construcciones aisladas	30 cm
Construcciones colindantes	15 cm

TABLA VI.I. RESULTADOS DEL CALCULO DE EXPANSIONES

Las expansiones máximas esperadas al centro de 8.69 cm y en la esquina de 5.38 cm, las cuales resultan admisibles de acuerdo con lo indicado por el reglamento.

4.6.2.- Asentamientos elásticos

Se estimaron los asentamientos elásticos que sufrirán los materiales de apoyo de la cimentación debido a la presión aplicada, empleando la teoría de la elasticidad, con la formula general propuesta por Steinbrenner, dado por la siguiente expresión:

$$\delta = \left(\frac{1 - \mu^2}{E} \right) P B I_{\delta}$$

Siendo:

- δ : Deformación elástica vertical, en la esquina del área cargada, en m.
- μ : relación de Poisson, de 0.49 adimensional. (Promedio)
- E : módulo de elasticidad promedio del suelo de apoyo, de 600 ton/m² (promedio)
- P : presión de contacto aplicada por la cimentación, en ton/m²
- B : ancho del cimient, 13 m
- I_δ : factor de forma, adimensional, depende de la forma de la cimentación y del punto donde desee estimar el asentamiento considerando una relación L/B de 2



FACTOR DE FORMA I ₆			
Forma del area cargada	Bajo el centro	Bajo la esquina	Promedio
Cuadrado	1.12	0.56	0.95
Rectangulo (L/B = 2)	1.52	0.76	1.3
Rectangulo (L/B = 5)	2.1	1.05	1.83
Rectangulo (L/B = 10)	2.54	1.27	2.2
Círculo	1	0.64	0.85

**(Borde)

TABLA VI.II. FACTORES DE FORMA

Los asentamientos máximos esperados al centro y en la esquina considerando la carga de servicio menos la presión de alivio por la compensación, son de 1.37 cm y 0.7 cm al centro y en la esquina respectivamente.

4.6.3.- Asentamientos por consolidación

Los asentamientos esperados a largo plazo por el efecto de la consolidación de los materiales arcillosos que subyacen al desplante de la cimentación deben de ser considerados especialmente en la zona lacustre, para lo cual el reglamento de construcciones de la CDMX de 2017 sugiere utilizar la siguiente expresión.

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_o} \right] \Delta z$$

Donde:

- ΔH es el asentamiento por consolidación de un estrato de espesor H;
- e_o es la relación de vacíos inicial;
- Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estima a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a la profundidad determinada
- Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

El análisis fue realizado con el apoyo de una hoja de cálculo, para lo cual se determinó la distribución de esfuerzos considerando una carga neta de 0.55 ton/m², los asentamientos fueron calculados hasta una profundidad de 35m en donde el esfuerzo transmitido es bajo (del orden del 15%) y en el que se conoce por sondeos cercanos inicia la primera capa dura, los datos empleados en el cálculo de 0 a 20m de profundidad se obtuvieron de las pruebas de consolidación realizadas en el sondeo y a partir de los 20m y hasta los 35m de profundidad se empleó información de un sondeo cercano, los cuales se muestran en el anexo I de pruebas de laboratorio, obteniéndose asentamientos del orden de 10.93 cm y 6.19 cm al centro y en la esquina respectivamente.



ESTRATO	CENTRO									
	ESPESOR H m	PROFUNDIDAD m	PM m	P ₀ T/m ²	e ₀	Δ _p T/m ²	P ₀ +Δ _p T/m ²	e _i	Δe	Δ _H m
1	2.5	2.5	1.25	1.94						
2	0.4	2.9	2.7	4.18						
3	0.95	3.85	3.375	4.71						
4	1.35	5.2	4.525	5.29	1.43	0.539	5.83	1.427	0.003	0.002
5	1.8	7	6.1	5.73	1.428	0.519	6.25	1.425	0.003	0.002
6	2.1	9.1	8.05	5.97	7.5	0.471	6.44	7.46	0.04	0.010
7	4.5	13.6	11.35	6.43	7.46	0.342	6.77	7.44	0.02	0.011
8	3.6	17.2	15.4	7.04	4.95	0.259	7.30	4.9	0.05	0.030
9	3.3	20.5	18.85	7.5555	7.68	0.233	7.79	7.66	0.02	0.008
10	3.5	24	22.25	8.0655	7.61	0.182	8.25	7.57	0.04	0.016
11	3.5	27.5	25.75	8.5905	7.55	0.153	8.74	7.53	0.02	0.008
12	3.5	31	29.25	9.1155	7.48	0.115	9.23	7.46	0.02	0.008
13	4	35	33	9.678	7.38	0.091	9.77	7.35	0.03	0.014

ASENTAMIENTO AL CENTRO		
Δ _H =	10.93	cm

ESTRATO	ESQUINA					
	PROFUNDIDAD m	Δ _p T/m ²	P ₀ +Δ _p T/m ²	e _i	Δe	Δ _H m
1	2.5					
2	2.9					
3	3.85					
4	5.2	0.135	5.423	1.429	0.001	0.001
5	7	0.134	5.867	1.427	0.001	0.001
6	9.1	0.132	6.099	7.47	0.03	0.007
7	13.6	0.120	6.551	7.45	0.01	0.005
8	17.2	0.107	7.145	4.92	0.03	0.018
9	20.5	0.103	7.659	7.67	0.01	0.004
10	24	0.091	8.157	7.59	0.02	0.008
11	27.5	0.079	8.670	7.54	0.01	0.004
12	31	0.069	9.185	7.47	0.01	0.004
13	35	0.060	9.738	7.36	0.02	0.010

ASENTAMIENTO EN LA ESQUINA		
Δ _H =	6.19	cm

TABLA VII. RESULTADOS DE LOS ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

Finalmente, el asentamiento total se considera como la acción ejercida por los asentamientos inmediatos presentes al finalizar la construcción de la estructura, las expansiones y los asentamientos diferidos a largo plazo, presentándose un asentamiento total de 3.61 cm al centro y 1.51 cm en la esquina.

4.6.4.- Inclinación visible

La inclinación visible se calcula con la formula indicada por el reglamento de construcciones de la ciudad de México en sus normas técnica complementarias para diseño y construcción de cimentaciones y que se muestra en la tabla VIII.

$$inclinación\ visible = \frac{100}{100 + 3h_c} \text{ en porcentaje del valor de } h_c$$



Donde h_c es la altura del edificio, el cual es igual a 19.8m medidos a partir del nivel de desplante de la estructura, la inclinación visible es igual:

$$\text{inclinación visible} = \frac{100}{100 + (3 \times 19.8)} = 0.627\% \text{ de } 19.8\text{m} = 12.42\text{cm}$$

La inclinación visible debe de ser menor al asentamiento diferencial que se presentará en la estructura.

$$\text{inclinación visible} > \text{Asentamiento diferencial} \\ 12.42 \text{ cm} > 2.1 \text{ cm}$$

De acuerdo con los resultados obtenidos la inclinación visible provocada por el asentamiento diferencial se ubica dentro del rango permisible indicado por el reglamento.

4.6.5.- Distorsión angular

Para asumir el valor de la distorsión angular se calcula la distancia entre el centro y la esquina en función de los datos $B= 13\text{m}$ y $L= 28.3\text{m}$.

$$D = \sqrt{\left(\frac{B}{2}\right)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{13}{2}\right)^2 + \left(\frac{28.3}{2}\right)^2} = 15.57\text{m}$$

La distorsión angular se determina como el cociente adimensional del asentamiento diferencial sobre la longitud que separa al centro de la esquina.

$$\text{Distorsión angular} = \frac{\text{Asentamiento diferencial}}{\text{Distancia Centro - Esquina}} = \frac{0.021 \text{ m}}{15.57 \text{ m}} = 0.0013$$

En la tabla VIII.1 obtenida de las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en el apartado 6.2, del reglamento de construcciones de la Ciudad de México, se establece que la distorsión angular permisible generada por un asentamiento diferencial debe ser menor o igual a los valores indicados en dicha tabla determinados por el tipo de estructuración de la edificación.

Para este caso, la estructuración del edificio corresponde a marcos de concreto reforzados de 6 niveles, por lo que la distorsión angular debe de ser menor a: $0.004(1.255 - 0.0636n)$, donde n es igual al número de niveles, el valor permisible para la distorsión angular es de 0.0035, por lo tanto, el valor de la distorsión angular de 0.0013 generado por el asentamiento diferencial de la edificación, es considerado permisible.



4.6.6.- Verificación del estado límite de servicio

Una vez que se tenga el conocimiento de todos los movimientos involucrados, el reglamento estipula realizar la verificación del estado límite de servicio, para lo cual se establecen los criterios y las deformaciones máximas permisibles de acuerdo con la ubicación y tipo de zona, indicados en las tablas que se presentan a continuación.

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	50 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	25 mm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	300 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	150 mm
Emersión:	Construcciones aisladas	300 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	150 mm
Velocidad del componente diferido		10 mm/semana
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas (véase tabla 6.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones)		
¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.		
² En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.		

TABLA VIII. RECOMENDACIONES DEL REGLAMENTO PARA LA REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

TIPO DE ESTRUCTURA	HUNDIMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE (m) *	OBSERVACIONES
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido		Valores aplicados a tanques sobre base flexible. Las losas rígidas para la base deben diseñarse de tal manera que eviten fisuramiento y pandeo local
Extremo fijo	0.008	
Extremo móvil	0.002 0.003 (dependiendo de los detalles de la tapa flotante)	
Guías para grúas móviles	0.003	Valor tomado longitudinalmente a lo largo de la grúa. El asentamiento relativo entre guías en general no rige el desempeño.
Losa de cimentación rectangular o zapatas anulares rígidas para estructuras rígidas esbeltas y altas, como torres, silos, tanques de agua.	0.002 (pendiente transversal de cimentaciones rígidas)	
Tuberías forzadas de concreto con juntas.	0.015 (variación del ángulo en una junta)	La máxima variación angular en la junta es generalmente de 2 a 4 veces el promedio de las pendientes del perfil de hundimiento. El daño a la junta depende de la extensión longitudinal.
Marcos de acero:		n = número de pisos
• Hasta cuatro pisos	0.006	
• Cuatro a catorce pisos	0.006(1.255-0.0636n)	
• Quince o más pisos	0.0018	

<p>Marcos de concreto reforzado:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hasta cuatro pisos • Cuatro a catorce pisos • Quince o más pisos 	<p>0.004 $0.004(1.255-0.0636n)$ 0.0012</p>	<p>n = número de pisos Deberá considerarse también como valor máximo tolerable un incremento semanal del hundimiento igual a 0.002 veces la distancia entre columnas.</p>
Estructuras de acero de una o dos plantas, armaduras para cubierta, almacenes con muros flexibles.	0.006 a 0.008	La presencia de grúas móviles y de líneas de transmisión puede limitar el hundimiento tolerable.
Casas de una o dos plantas, con muros de carga de ladrillo y estructuras ligeras.	0.002 a 0.003	Pueden aceptarse valores mayores si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de completar el acabado interior.
Estructuras con acabado interior o exterior relativamente insensible, como mampostería en seco o paneles móviles	0.002 a 0.003	La posibilidad de daños en la estructura puede limitar los desplazamientos tolerables.
Estructuras con acabado interior o exterior sensibles, como yeso, piedra ornamental, teja.	0.001 a 0.002	Pueden aceptarse valores mayores si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de terminar la aplicación de los acabados.
Estructuras rígidas de concreto pesado de varias plantas, sobre losa de cimentación estructurada con espesor aproximado de 1.20 m.	0.005	La posibilidad de daños a los acabados interiores o exteriores puede limitar los asentamientos tolerables.
		<p>Salvo indicación en contra, el hundimiento diferencial tolerable se expresa en radianes, y se refiere al asentamiento diferencial del centro del perfil de asentamientos con respecto a la línea recta que une ambos extremos, en la configuración deformada de la cimentación. Esto se muestra gráficamente en la figura de la izquierda.</p>

TABLA VIII.1. RECOMENDACIONES DEL REGLAMENTO PARA LA REVISIÓN DE LA DISTORSIÓN ANGULAR

De acuerdo con la tabla el asentamiento máximo permitido es de 15 cm, ya que el proyecto se encuentra ubicado en Zona III de lago y presenta colindancias.

La suma de los asentamientos (máximos), inmediatos, los asentamientos diferidos y las expansiones es de 3.61 cm al centro y 1.51 cm en la esquina valores que de acuerdo con el reglamento son considerados permisibles.

Por su parte las expansiones máximas son del orden de 8.69 cm que también se encuentran dentro de los límites establecidos por el reglamento.

Finalmente, el valor de la inclinación visible y de la distorsión angular generados por el asentamiento diferencial se encuentran dentro de los rangos permisibles estipulados por el reglamento.

Por lo que en función de las revisiones anteriormente realizadas, se concluye que la estructura cumple con el estado límite de servicio de acuerdo con los lineamientos que ha establecido el reglamento de construcciones de la Ciudad de México en sus Normas Técnicas complementarias para el diseño de cimentaciones.

5.- PROPUESTA DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El nivel de máxima excavación se ubicará a 3.85 m de profundidad, el cual de acuerdo con el reglamento de la Ciudad de México (RC-CDMX 2017) en sus normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones (NTC-DCC 2017), en el apartado 2.3-inciso b, al superar los 2.5m de profundidad la excavación es considerada una excavación profunda, y por lo tanto para mantener la estabilidad de las paredes de la excavación se deberá de implementar un sistema de retención, que garantice que la excavación permanezca abierta de forma segura durante la construcción de la cimentación y los muros perimetrales del cajón de cimentación.

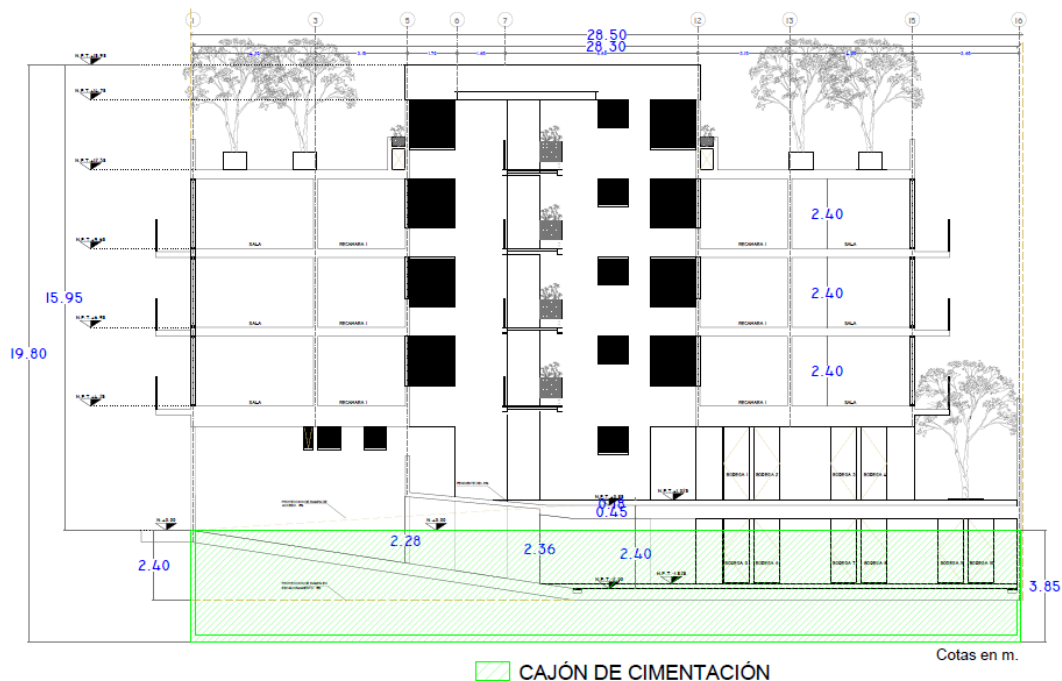


FIGURA 20.3. SOLUCIÓN MEDIANTE UN CAJÓN DE CIMENTACIÓN

A continuación, se presentan las consideraciones a sobre las cuales se debe de realizar la elección de la alternativa de contención, es importante mencionar que lo aquí presentado es en función de los conocimientos adquiridos en la especialidad, mi experiencia personal en campo y que la elección de la alternativa de contención es realizada a “criterio personal”, considerando la elección como la “mejor propuesta”, cabe mencionar que si bien la elección y propuesta presentados podrán ser cuestionados, la determinación del procedimiento a seguir en primera instancia es propuesto por un geotecnista, y posteriormente revisada por las partes involucradas en el proyecto (constructor, estructurista, cliente, arquitecto), para finalmente concluir en una propuesta que satisfaga los requerimientos del proyecto.



Los sistemas de contención considerados para las excavaciones profundas son.

- Muro Milán
- Muro de concreto armado con anclaje
- Muro de concreto armado o lanzado con apuntalamiento
- Muro Berlín
- Muretes de recimentación
- Tablestacas de acero o concreto

Para la elección del sistema de contención se toma en cuenta principalmente tres aspectos fundamentales, el primero es el tipo de terreno a contener, pues ya existen sistemas de contención que funcionan adecuadamente para cada tipo de terreno en el que se pretende construir, es decir que habrá alternativas de contención que satisfagan o no, las necesidades del proyecto, como ejemplo de ello; tenemos las anclas que funcionan correctamente en zonas de lomerío pero que no son adecuados en una zona lacustre; el segundo es la factibilidad técnica, es decir, si los procedimientos propuestos para la excavación se pueden llevar a cabo, por ejemplo. cuando el empleo de la maquinaria es o no viable dentro del predio o bien, si la alternativa seleccionada no modificará o reducirá los espacios arquitectónicos establecidos en el proyecto arquitectónico; y finalmente el tercero, la factibilidad económica del sistema de contención, pues a pesar de cumplirse los puntos anteriores, habrá ocasiones que un sistema de contención sea descartado porque genera altos sobrecostos los cuales, pueden hacer inviable la construcción del proyecto.

Por lo que de acuerdo a las consideraciones antes mencionadas, los muros de concreto armado y/o lanzado con anclajes y/o apuntalamientos quedan descartados por no ser los más adecuados para el tipo de zona en la que se realizará la excavación, las tablestacas de concreto o acero y el muro Milán no se recomiendan debido a que el alto impacto económico dentro del presupuesto del proyecto no es considerado viable, además de que los equipos como almejas y grúas que son empleados para dichos procedimientos son demasiado grandes para las dimensiones del predio y también, en el caso del muro Milán, las dimensiones de este muro no se encuentran consideradas dentro el proyecto.

Los muretes de recimentación pueden ser considerados como una alternativa viable, pues al emplearse una excavación con taludes y el retiro de la berma perimetral por módulos se recimentará la estructura colindante, sin embargo, el tiempo de ejecución del proceso y la presencia del nivel freático (que dificultará en cualquiera de los casos la ejecución de los trabajos), no favorece a esta opción.

La alternativa seleccionada para contener la excavación será a base de un muro Berlín, pues este brindará la estabilidad requerida, es un procedimiento empleado comúnmente en zonas lacustres y para excavaciones de la magnitud que contempla el proyecto, también es adaptable a los espacios del proyecto y para el proyecto en cuestión, parece técnica y económicamente viable, a continuación, se describe la técnica general empleada para los muros tipo berlín.

5.1.- Muro Berlín

Este sistema se utiliza como contención temporal de excavaciones y consiste en una combinación de “pilotes metálicos hincados” (en inglés, “*soldier pile*”) y revestimiento horizontal de las paredes de la excavación de madera.

Los “pilotes metálicos” generalmente son vigas de acero “I” o “H”, aunque también pueden utilizarse otros perfiles combinados, figura 21. El proceso constructivo es el siguiente:

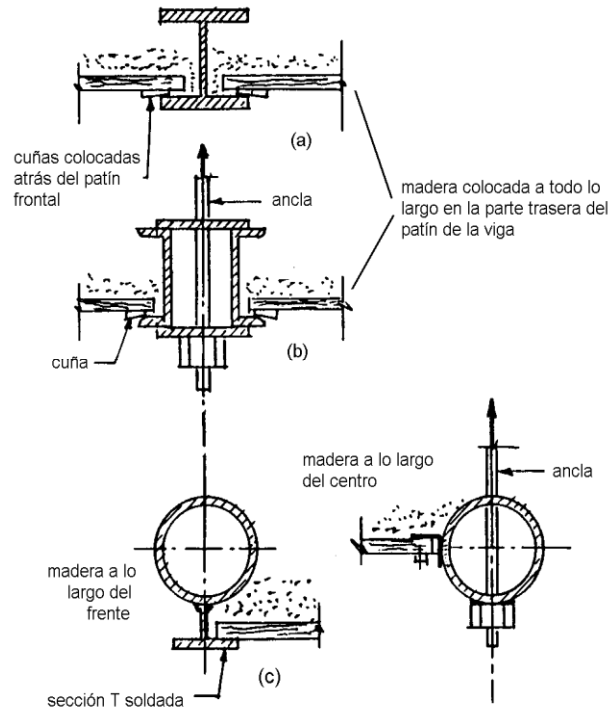


FIGURA 21. DIVERSOS TIPOS DE PILOTES PARA MURO BERLÍN (A) CON VIGA I O H; (B) SECCIÓN EN CANAL; (C) CON TUBO DE ACERO, XANTHAKOS (1994)

- a) Hincado de vigas de acero, desde el nivel del suelo, hasta entre 1.2 y 1.3 veces la profundidad de la excavación; se colocan con los patines paralelos a los costados de la excavación, como se muestra en la Figura 22. Las vigas se hincan a una distancia que varía entre 1 y 3 m, en planta, a lo largo de la excavación. Las dimensiones típicas para vigas varían entre 6” y 12” de peralte.

Dependiendo de las condiciones del suelo, el hincado puede realizarse con un martillo de caída libre o con martillos diésel de acción sencilla. Cuando se desea evitar vibraciones durante el hincado, o se encuentren estratos de suelo duros, es posible instalar las vigas dentro de perforaciones previas, colocando concreto en el fondo para fijarlas; de ésta última variante surge el nombre de muro Berlín.

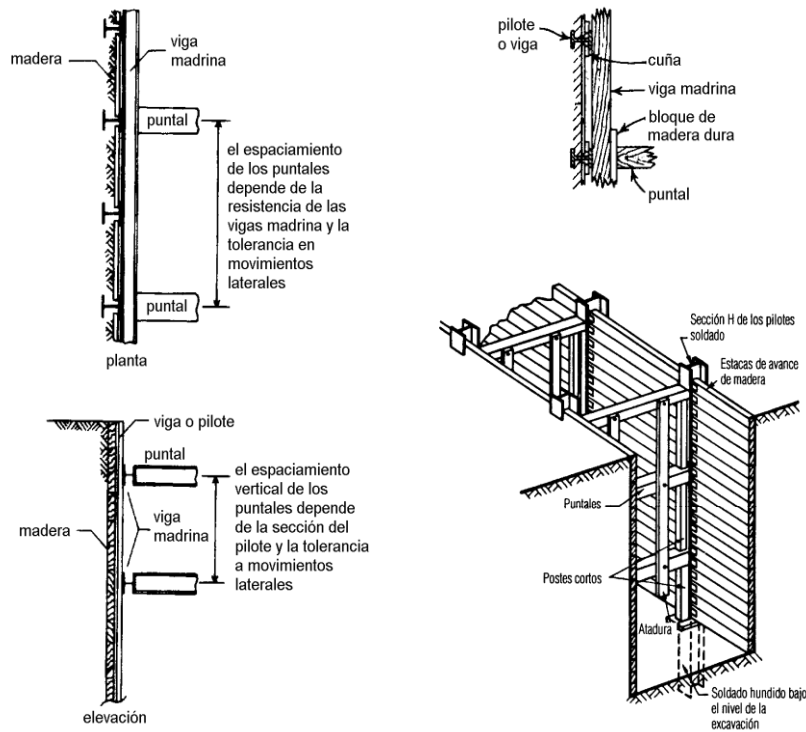


FIGURA 22. ESQUEMA GENERAL DE MURO BERLÍN: VIGAS, MADERA Y PUNTALES

- b) Excavación del suelo, hasta el primer nivel de puntales; al quitar el suelo cercano a las vigas, se introduce madera, usualmente de 50 a 100 mm de espesor, y se acuña contra el suelo que está fuera del corte, figura 22. En algunas ocasiones, es posible utilizar tabletas de concreto precoladas, que se colocan en lugar de la madera, pero es necesario mantener un control muy estricto en el hincado de las viguetas.

Si se excava bajo el nivel freático, es importante dejar huecos o ranuras entre las tablas para crear drenaje, evitando la formación de presión de agua detrás de la madera. Cuando el agua que fluye hacia la excavación ocasiona erosión o arrastre de partículas de suelo, se pueden colocar taludes temporales de suelo al pie del muro, para alargar el camino de filtración y ubicar una canalización al pie del talud.

En algunos suelos de consistencia dura o con cementantes naturales, es posible omitir la colocación de madera; en estos casos, se sugiere colocar las vigas a una separación menor.

- c) Al avanzar la profundidad de la excavación de un nivel a otro, se colocan vigas madrina (también conocidas como largueros o vigas de reparto) y puntales o anclas. Este proceso se repite sucesivamente hasta alcanzar la profundidad deseada, Figura 23.

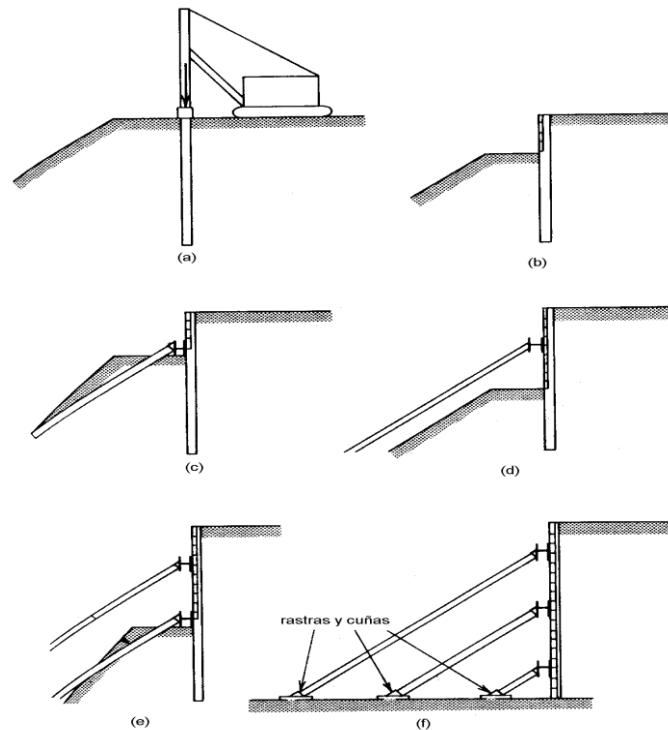


FIGURA 23. SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN PARA MURO BERLÍN: (A) HINCADO DE VIGAS METÁLICAS; (B) PRIMERA ETAPA DE EXCAVACIÓN E INSTALACIÓN DE MADERA; (C) COLOCACIÓN DE VIGAS MADRINAS Y PUNTALES 1ª ETAPA (D) SEGUNDA ETAPA DE EXCAVACIÓN E INSTALACIÓN DE MADERA; (E) COLOCACIÓN DE VIGAS MADRINAS Y PUNTALES 2ª ETAPA; (F) REPETICIÓN DEL PROCESO HASTA EL FINAL DE LA EXCAVACIÓN (KOERNER, 1985)

Dependiendo del ancho de la excavación y de las condiciones económicas, los puntales podrán sostener a los muros a través de toda la excavación, o bien deberán usarse puntales inclinados, siempre que exista apoyo adecuado para ellos.

En algunos casos, es posible excavar la porción central a su máxima profundidad y construir parte de la cimentación. Después, la parte terminada de la cimentación servirá de apoyo a los puntales inclinados o rastras que se requieran cuando se excaven los perímetros.

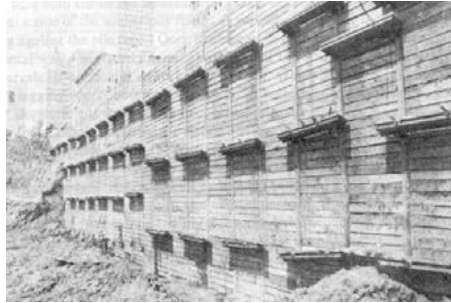
Como alternativa al apuntalamiento transversal o a los puntales inclinados, es posible soportar las tablestacas con anclas, utilizando vigas mdrina para reparto.

En el caso del muro Berlín, la totalidad del empuje del suelo es soportada por las vigas, que tienen mayor rigidez que la madera. La redistribución del empuje constituye un arqueo del suelo, y está relacionada con el procedimiento constructivo: dado que se genera una pequeña deformación para que el suelo haga contacto con la madera, se desarrolla el arqueo en los extremos, donde se encuentra la viga de acero.

En la Figura 24 se muestran algunas excavaciones ademadas con muros Berlín.



a) apuntalando con rastras
Schroeder, (1996)



b) apuntalando con anclas
Koerner (1985)



c) usando tabletas de concreto
Menache (1994)

FIGURA 24. EJEMPLOS DE USO DE MUROS BERLÍN

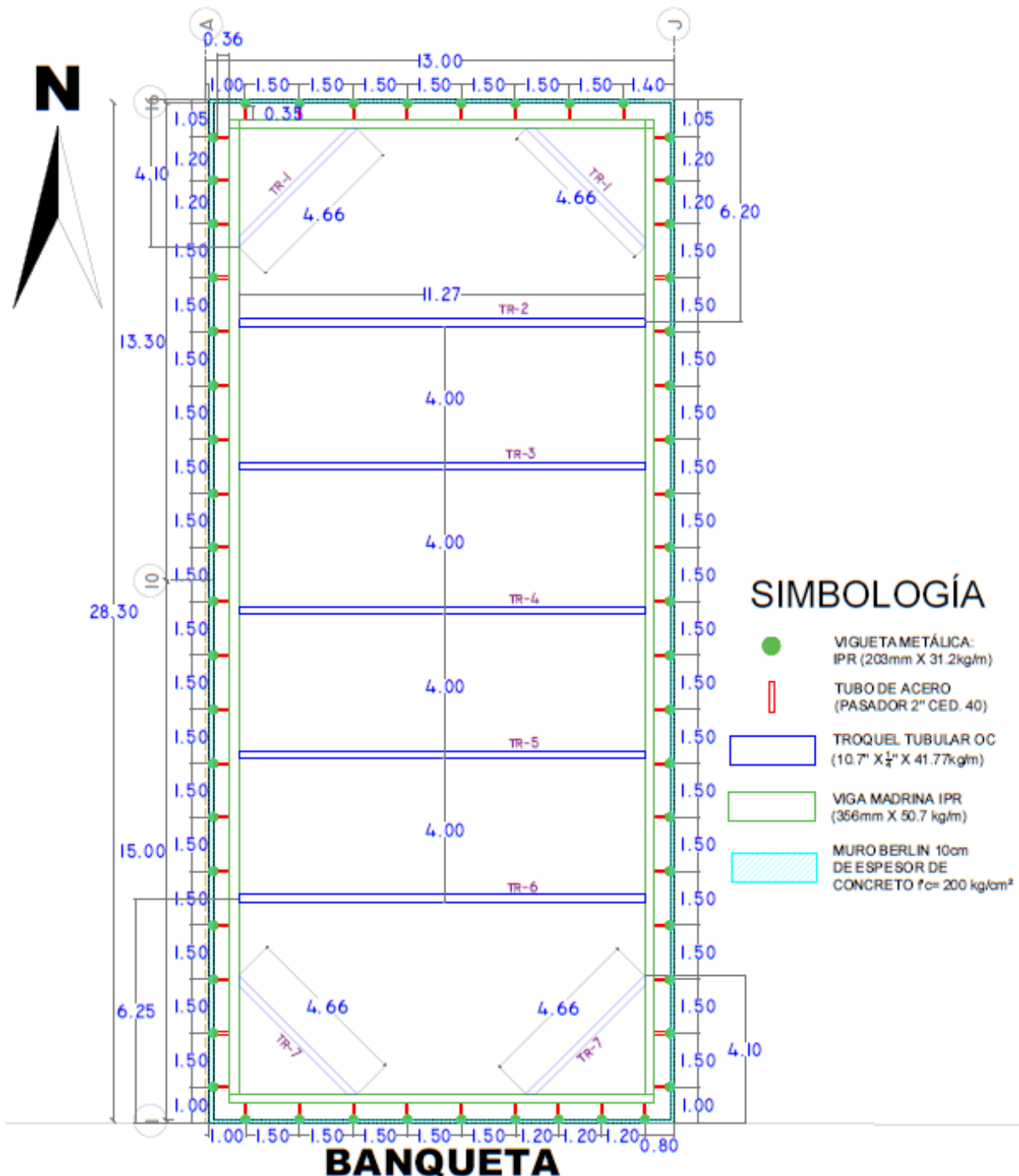
Una variante de este método es el muro París (Corbett, 1987), que es similar al Berlín, pero en vez de utilizar vigas de acero, se colocan pilotes precolados de concreto, rellenando la perforación con lodo fraguante, elaborado con una mezcla de cemento-bentonita-agua. Durante el proceso de excavación, se coloca cimbra contra el suelo, para fabricar las tabletas de concreto en el sitio; la continuidad entre los pilotes y las tabletas se logra con varillas de acero horizontales, que se desdoblán para traslape, antes de colocar el concreto.

5.1.1.- Propuesta del muro Berlín

En función de las recomendaciones descritas para el muro berlín, las características de la excavación y la propuesta para la contención de las paredes de la excavación son las siguientes:

Características de la excavación: se efectuará en el predio ubicado en la calle José Peón Contreras No. 18, colonia Obrera, Alcaldía Cuauhtémoc, Ciudad de México (Zona de lago), tendrá una dimensión rectangular de 13m x 28.3m con una profundidad de 3.85m y requerirá un sistema de contención.

Propuesta del muro Berlín: El muro Berlín se conformará por viguetas tipo IPR 203mm x 31.20 kg/m (8" x 21 lb/ft) para los "pilotes de acero" separados a cada 1.50m y colocados con perforación previa a 5.00m de profundidad con relación al nivel de terreno actual, la viga madrina de perfil IPR 356mm x 50.7 kg/m (14" x 34 lb/ft) y un muro de concreto de 10 cm de espesor ubicado entre la separación de cada vigueta con concreto $f'c$ de 200 kg/cm² y armado con varillas del #3 $f_y=4200$ kg/cm² y espaciadas a cada 20 cm en el sentido horizontal y vertical, el troquelamiento se realizará de extremo a extremo con un perfil tipo OC 10.7" x 1/4" x 41.77 kg/m espaciados a cada 4m, las especificaciones mencionadas se indican en la figura 25 , esta propuesta constructivamente ha sido ejecutada en proyectos de condiciones similares y deberá de cumplir las condiciones de estabilidad y seguridad, geotécnicas y estructurales que se indican más adelante.



CALLE JOSÉ P. CONTRERAS

Cotas en m.

FIGURA 25. PROPUESTA PARA EL MURO BERLÍN



5.2.- Revisiones geotécnicas y estructurales

Para garantizar la seguridad de la excavación, que la propuesta de muro berlín es adecuada y que presentará un comportamiento estable, deben de realizarse las revisiones geotécnicas para la excavación, y estructurales del muro que se presentan a continuación.

5.2.1.- Análisis de empujes sobre el muro Berlín

Para realizar el análisis de empujes sobre el muro Berlín, se debe de considerar las condiciones de empuje a corto plazo.

De acuerdo con la teoría de Rankine se determina la presión activa de tierra, para lo cual se determina el coeficiente de empuje de tierras K_a

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La presión horizontal de tierra considerando la sobrecarga se determina con la siguiente expresión

$$p_h = K_a(\gamma H + q)$$

El empuje activo se define con la ecuación que sigue

$$E_A = \frac{1}{2} K_a(\gamma H + q)H$$

Donde

K_a : Coeficiente de empuje activo

γ : Peso volumétrico del suelo en el estrato en ton/m^3

φ : Ángulo de fricción interna en grados ($^\circ$)

H : Espesor del estrato considerado en m.

q : Sobrecarga considerada en ton/m^2

El empuje del agua deberá de considerarse como:

$$u = \gamma_w H$$

La presión horizontal del agua se considera igual al efecto producido por la presión vertical del agua, por lo que este no se afectará por un K_a por lo que el empuje por efecto del agua es

$$E_w = \frac{1}{2} uH$$

Los efectos por sismo son determinados con:

$$E_{sis} = \frac{W \left(\frac{C_{sis}}{Q} \right)}{H}$$

$$W = \tan \alpha \frac{\gamma H^2}{2}$$

Donde

E_{sis} : Efectos de sismo por el empuje.

α : ángulo en grados ($^{\circ}$) de la cuña de falla en sismo igual a

$$\alpha = 90 - \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

C_{sis} : Coeficiente sísmico

Q : Coeficiente de ductilidad

H : Altura de la excavación en m.

W : Peso de la cuña en ton.

Una vez obtenida la envolvente se procederá a generar el diagrama de empujes redistribuido (Trapezoidal) de acuerdo con Peck (1969), en el que conociendo la envolvente de los empujes a corto plazo generados en el muro se obtiene el siguiente diagrama

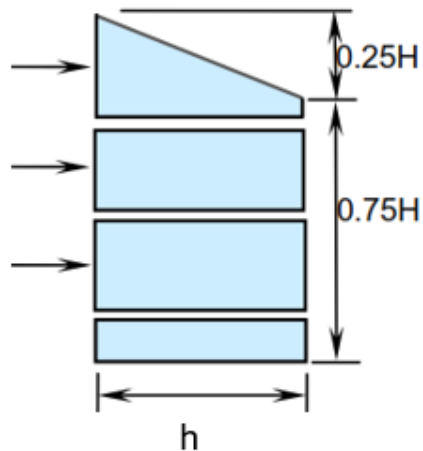


FIGURA 25.1. DIAGRAMA DE EMPUJE REDISTRIBUIDO DE PECK (1969)

Para obtener h que es la componente máxima de empuje horizontal para diseño se sustituye en:

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

dónde:

h : presión horizontal máxima, en ton/m²

A : envolvente del área del diagrama de empujes

B : profundidad máxima de excavación, en m

b : 0.75 B

Considerando los parámetros obtenidos del modelo geotécnico, se realizó el proceso descrito anteriormente para obtener el diagrama de empujes a corto plazo y el empuje redistribuido de acuerdo con las consideraciones de Peck (1969), que se indican a continuación.



UG	DE (m)	A (m)	ESPESOR (m)	C (ton/m ²)	ϕ (°)	γ (ton/m ³)	γ' (ton/m ³)	γ_w (ton/m ³)	q (ton/m ²)	ka	$\gamma'z$ (ton/m ²)	γz (ton/m ²)	Po (ton/m ²)	Pt (ton/m ²)	u (ton/m ²)
I	0	2.9	2.9	5.7	27	1.5	1.5	0	2	0.376	4.35	4.35	4.35	4.35	0
II	2.9	5.2	2.3	5.7	27	1.5	0.5	1	2	0.376	1.15	3.45	5.5	7.8	2.3

TABLA IX.- DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES A 5.2M DE PROFUNDIDAD

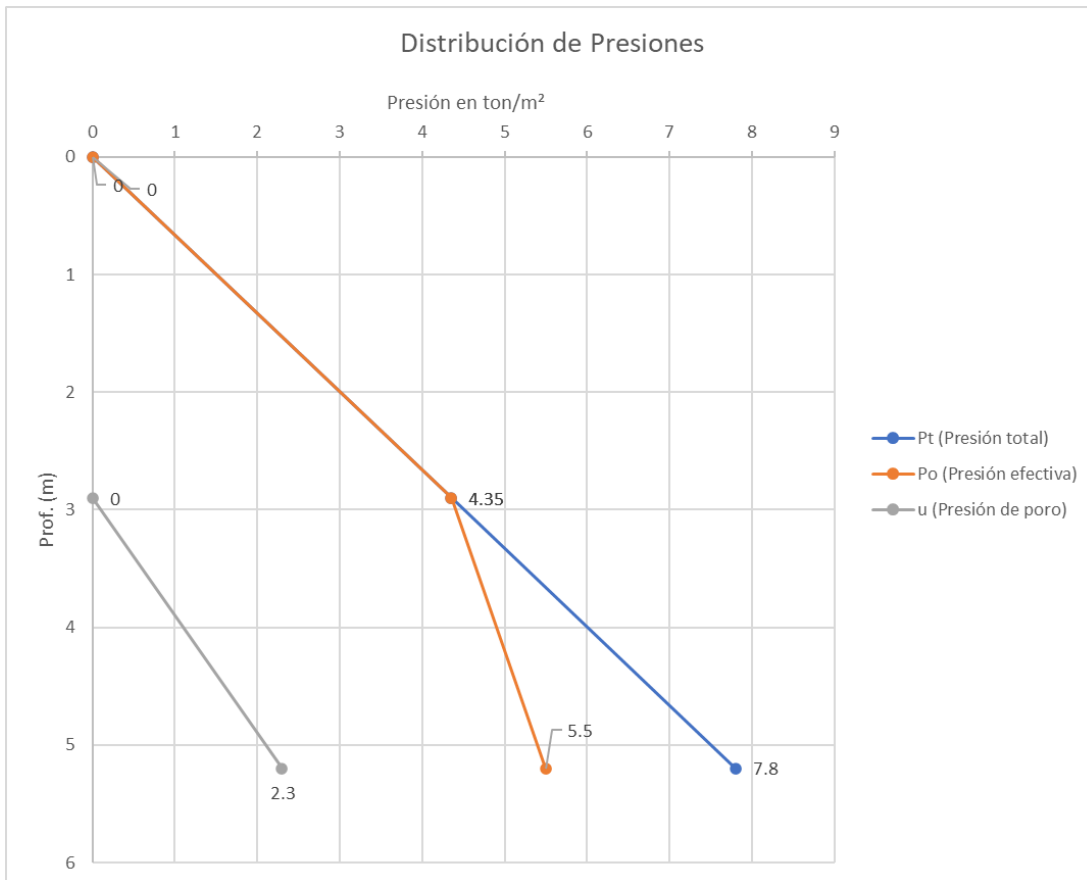


FIGURA 25.2. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

Profundidad (m)	Empuje Suelo (ton/m ²)	Empuje Sobrecarga q ka (ton/m ²)	Empuje Sismo (ton/m ²)	Empuje Agua (ton/m ²)	Envolvente total (ton/m ²)
0	0	0.751	0.20	0	0.951
2.9	1.634	0.751	0.20	0	2.585
5.2	2.065	0.751	0.20	2.3	5.316

TABLA X. DETERMINACIÓN DE EMPUJES A CORTO PLAZO

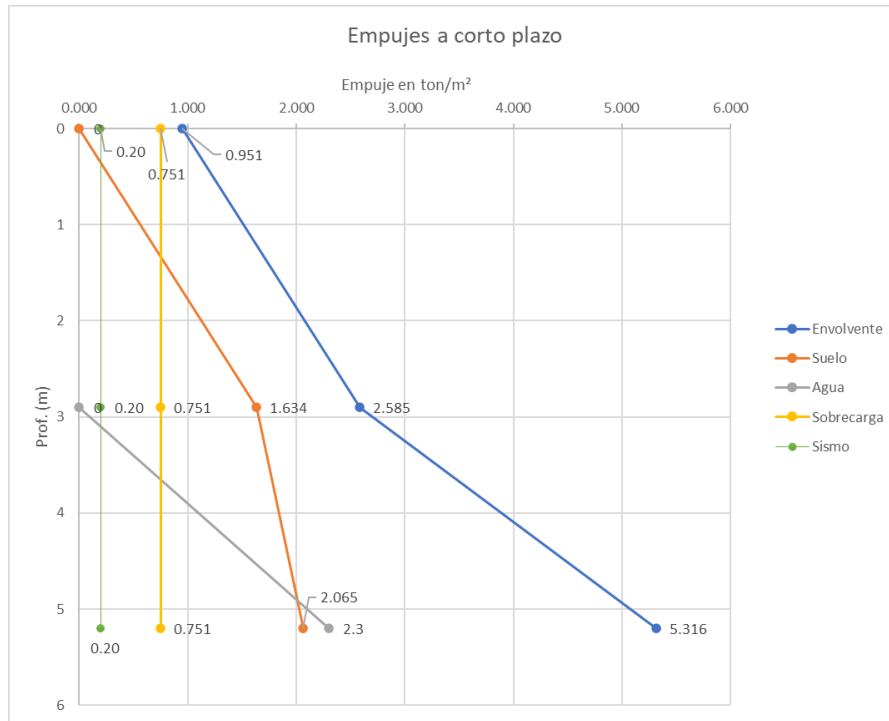


FIGURA 25.3. DIAGRAMA DE EMPUJES A CORTO PLAZO

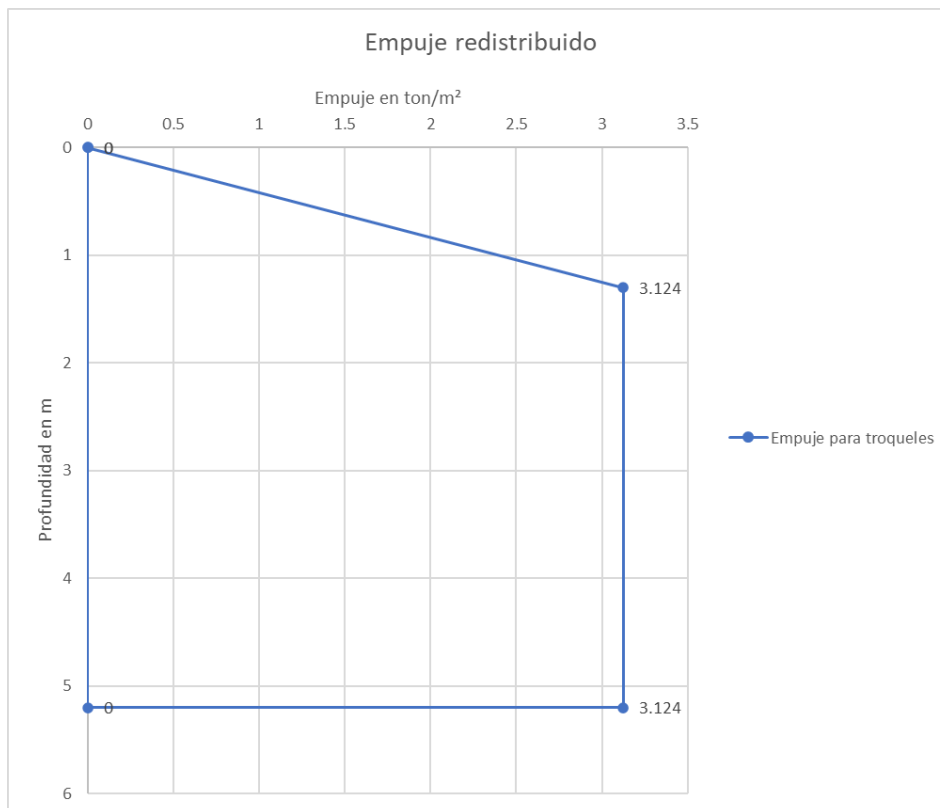


FIGURA 25.4. DIAGRAMA DE EMPUJES REDISTRIBUIDO PARA EL DISEÑO DE TROQUEL

5.2.2.- Análisis geotécnico de la excavación

Para la excavación de acuerdo con los criterios establecidos por el reglamento se han revisado:

- Falla de fondo (FS 1.33)
- Falla por subpresión (FS 1.48)

Los cuales arrojaron factores de seguridad adecuados y que satisfacen los lineamientos solicitados.

Adicionalmente y debido a que se realizará una excavación con un muro empotrado se recomienda realizar el análisis para el empotramiento la pata del muro berlín, el cual se muestra a continuación.

Falla por el empotramiento de la pata del muro Berlín.

Este mecanismo se ilustra en la figura 25.5; consiste en el *pateo* del muro de contención al vencerse la resistencia del suelo frente al muro. Considerando que al nivel del último puntal o nivel de troquelamiento colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evalúa con la expresión:

$$(FS) = \frac{\bar{c}Lr + Wl + M_p}{\bar{P} \frac{D^2}{2}}$$

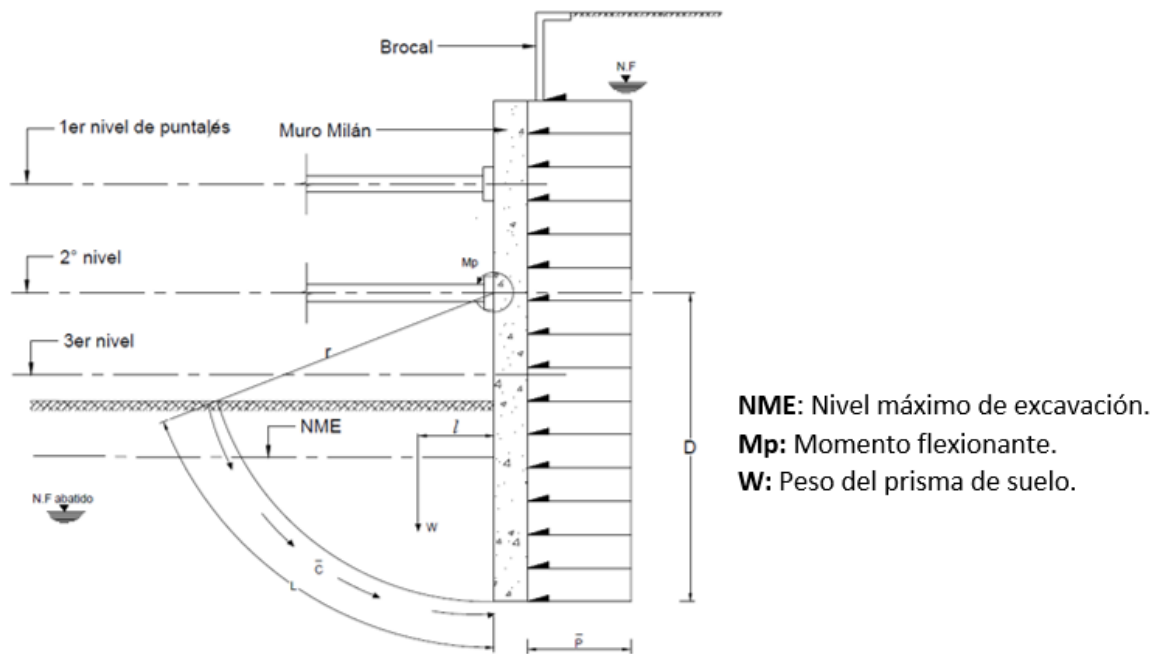


FIGURA 25.5. MECANISMO DE FALLA POR EMPOTRAMIENTO DEL MURO

Donde:

- \bar{c} : Resistencia al corte no drenada promedio en la superficie de falla= 5.7ton/m²
- L : Longitud de la superficie de fallan = 2.80 m
- r : Radio de la superficie de falla = 3.20 m
- W : Peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de la falla = 1.5 ton/m², $W=1.96 \text{ m}^2 \times 1.5 \text{ ton/m}^2= 2.94 \text{ ton}$.
- l : Distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente = 0.95 m
- M_p : Momento flexionante resistente del muro de contención, obtenido del diseño estructural preliminar. (Considerado despreciable)
- \bar{P} : Presión promedio sobre el muro = 3.12 ton/m².
- D : Longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel de desplante del muro =3.2 m.

En la figura 25.6 se muestra el esquema del troquelamiento propuesto, para el cual se realizó el análisis.

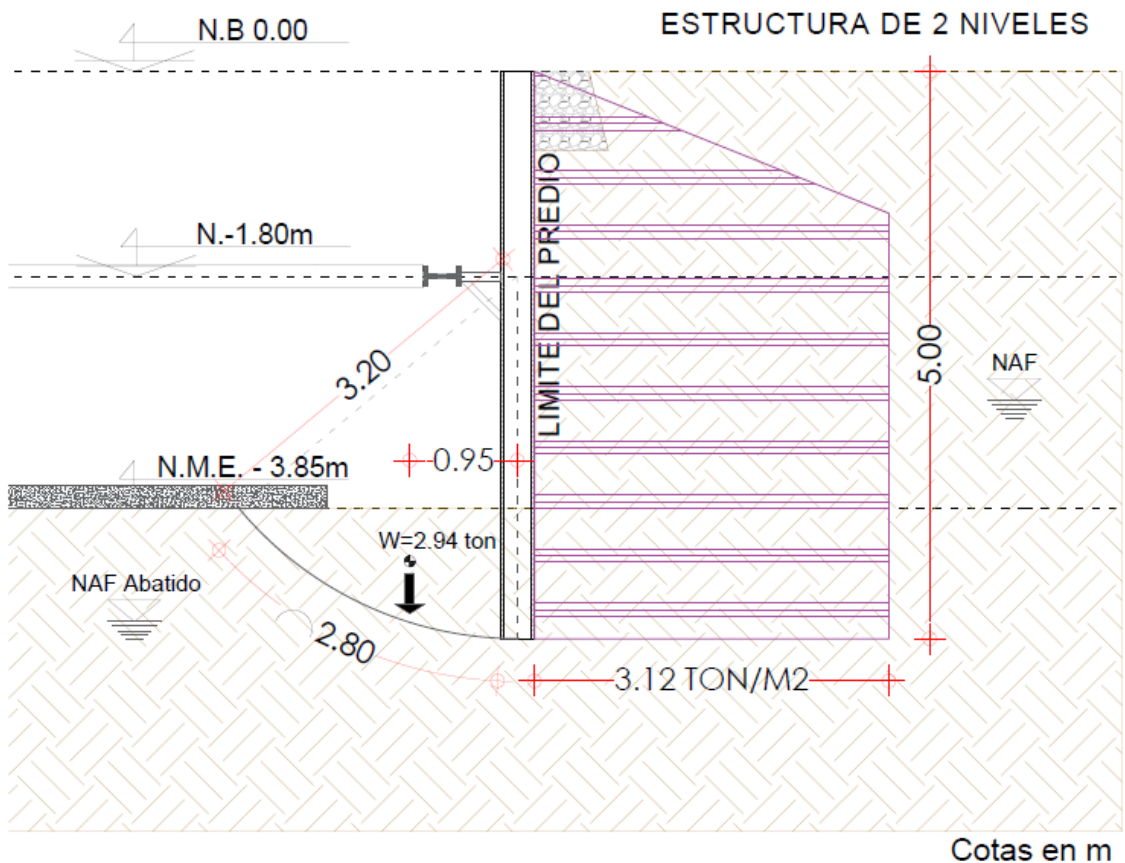


FIGURA 25.6. SISTEMA DE TROQUELAMIENTO PROPUESTO



El número de niveles de apuntalamiento necesarios y las profundidades máximas de cada etapa de excavación previa a la instalación de los puntales se determina verificando que el factor de seguridad en cada etapa sea mayor a 1.5 (COVITUR 1987), para este caso se propone solo un nivel de troquel ubicado a 1.80 m de profundidad, un empotre a 5m de profundidad y el nivel de máxima excavación de 3.85m de profundidad, todos con respecto al nivel 0.00 (nivel de terreno actual); sustituyendo en la ecuación se obtiene lo siguiente:

$$(FS) = \frac{\bar{c}Lr + Wl + M_p}{\bar{P} \frac{D^2}{2}} = \frac{\left(5.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 2.80\text{m} \times 3.20\text{m}\right) + (2.94\text{ton} \times 0.95\text{m})}{3.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times \frac{(3.2 \text{ m})^2}{2}} = 3.37 > 1.5 \text{ CUMPLE}$$

El factor de seguridad para la falla por empotramiento del muro berlín cumple adecuadamente, por lo que se descarta la falla de la pata de este.

5.2.3.- Revisión estructural de la propuesta del muro Berlín.

El muro Berlín se diseña tomando en cuenta únicamente el caso de análisis a corto plazo, puesto que se considera una contención temporal, una vez finalizado el muro berlín se procederá a la construcción de las paredes de los sótanos, las cuales se encargarán de contener la excavación en largo plazo.

Para la construcción del muro berlín se realizará una perforación previa para la colocación de los perfiles metálicos a una profundidad de 5.0 m a lo largo de todo el perímetro del predio y conforme se realice la excavación se colocará un muro de concreto de 10 cm de espesor entre la separación de viguetas.

Revisión de perfiles metálicos

Para la revisión de los perfiles metálicos en la condición a corto plazo se realizó un modelo en el programa RAM elements, el cual consiste en un elemento viga (figura 26) a la que se le aplica el empuje multiplicado por un ancho tributario que se consideró igual a 1.50 m esto da como resultado un esfuerzo actuante máximo de 3.65 t/m, de este análisis se determinaron los elementos mecánicos para diseño.

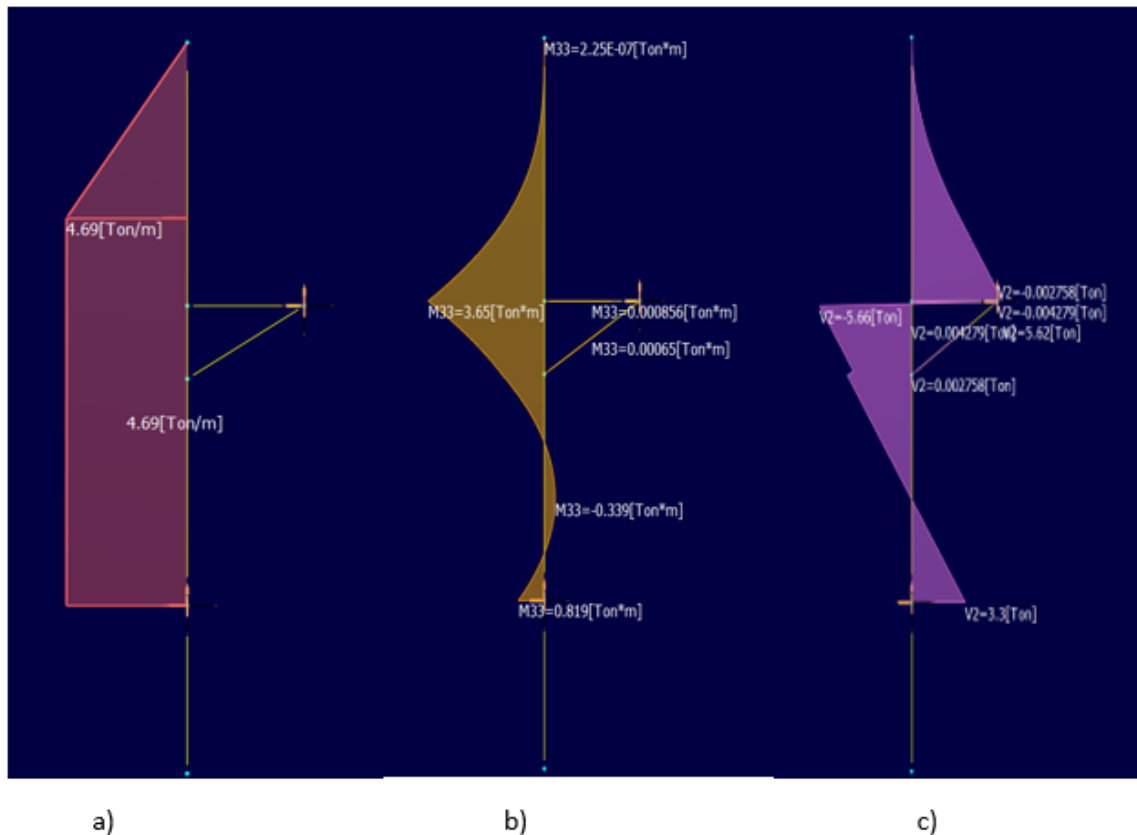
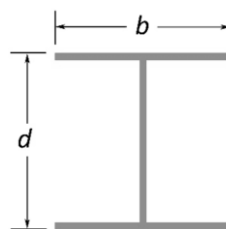


FIGURA 26. DIAGRAMAS PARA EL DISEÑO DEL MURO BERLÍN (a) Empuje b) Momento c) Cortante)

Para el diseño se propone para los perfiles metálicos verticales un perfil IPR 8"x21 lb/ft y cuyas propiedades geométricas son las siguientes:

- Perfil: IPR 8"x21 lb/ft
- Peralte (d): 211 mm
- Ancho (b): 134 mm
- Peso: 31.2 kg/m
- Área: 39.8 cm²
- Momento de Inercia: 3,135 cm⁴
- Módulo de sección: 299 cm³



El momento resistente del pilote metálico propuesto se determina con la siguiente ecuación.

$$M_R = 0.6F_y S = 0.6 \times \left(2,530 \frac{kg}{cm^2} \right) \times (299 cm^3) = 4.54 \times 10^5 kg - m$$

$$M_R = \mathbf{4.54 ton - m} > 3.65 ton - m \rightarrow \mathbf{CUMPLE}$$

De acuerdo con lo anterior, el momento resistente de la sección propuesta es mayor al momento actuante máximo de diseño considerado de 3.65 ton-m (figura 26 b)) por lo que la sección de los perfiles metálicos del muro es adecuada.

La fuerza cortante resistente, de acuerdo con el manual ASD, se determina con la ecuación que sigue:

$$V_R = 0.40 F_y A_w$$

Donde

A_w = Área efectiva para resistir cortante y es igual al producto del peralte por el espesor del alma.

En el caso del perfil IPR 8"x21 lb/ft se tiene un espesor de alma igual a 0.64 cm, por lo tanto, la fuerza cortante es:

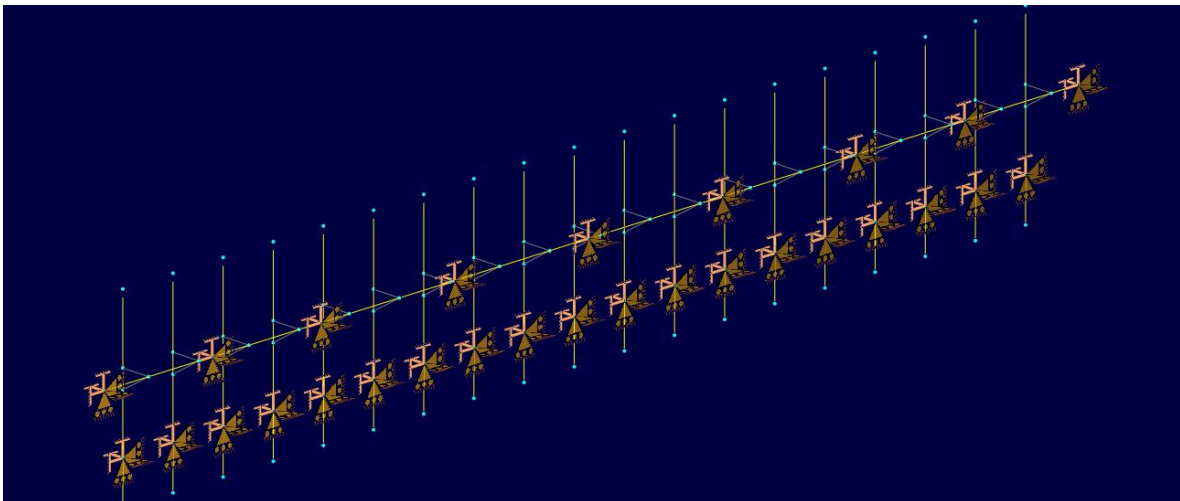
$$V_R = 0.40 F_y A_w = 0.4 \times \left(2,530 \frac{kg}{cm^2} \right) \times (21.1cm \times 0.64cm) = 13,666 kg$$

$$V_R = 13.67 ton > 5.66 ton \rightarrow CUMPLE$$

De acuerdo con lo anterior, la fuerza cortante en la sección propuesta es mayor al esfuerzo cortante máximo de diseño considerado de 5.66 ton-m (figura 26 c)) por lo que la sección de los perfiles metálicos del muro es adecuada.

Revisión de la viga madrina

Para la revisión de la viga madrina se consideró la distancia en el sentido más largo del predio, modelando en RAM elements la separación de los perfiles metálicos a cada 1.5m, y sobreponiendo la viga madrina la cual será el elemento de soporte para el muro berlín.



A)

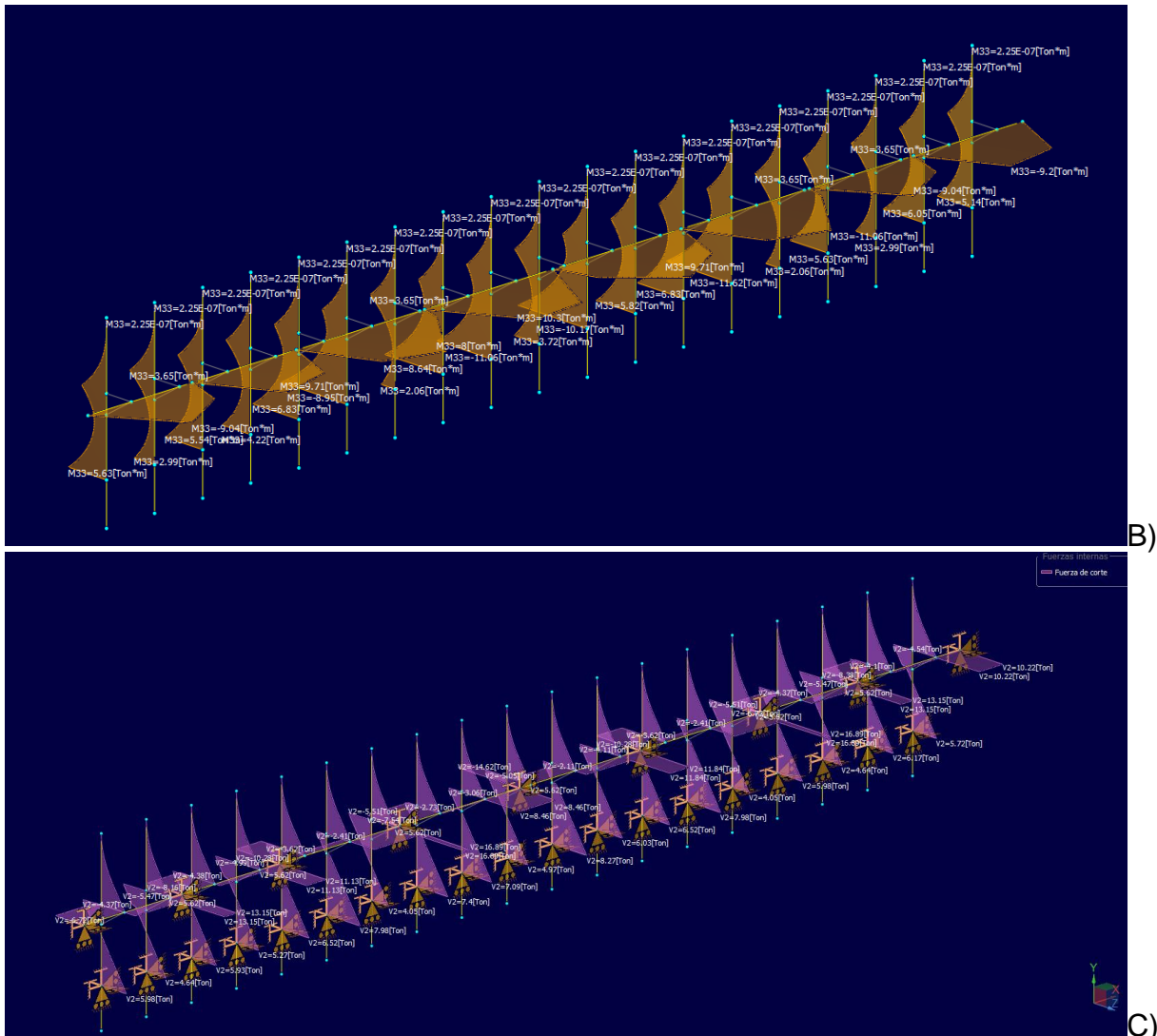
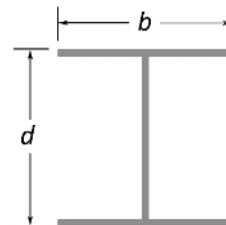


FIGURA 26.1.- DIAGRAMAS PARA EL DISEÑO DEL MURO BERLÍN (a)Viga Madrina b)Momento c)Cortante)

Para el diseño se propone para la viga madrina, un perfil IPR 14"x 34 lb/ft y cuyas propiedades geométricas son las siguientes:

- Perfil: IPR 14" x 34 lb/ft
- Peralte (d): 356 mm
- Ancho (b): 172 mm
- Peso: 50.7 kg/m
- Área: 64.6 cm²
- Momento de Inercia: 14,152 cm⁴
- Módulo de sección: 797 cm³



El momento resistente de la viga madrina propuesta se determina con la siguiente ecuación:



$$M_R = 0.6F_y S = 0.6 \times \left(2,530 \frac{kg}{cm^2}\right) \times (797 cm^3) = 12.10 \times 10^5 kg - m$$
$$M_R = \mathbf{12.1 ton - m} > 11.62 ton - m \rightarrow CUMPLE$$

De acuerdo con lo anterior, el momento resistente de la sección propuesta es mayor al momento actuante máximo de diseño considerado de 11.62 ton-m (figura 26.1 b)) por lo que la sección de la viga madrina es adecuada.

La fuerza cortante resistente, de acuerdo con el manual ASD, se determina con la ecuación que sigue:

$$V_R = 0.40 F_y A_w$$

Donde

A_w = Área efectiva para resistir cortante y es igual al producto del peralte por el espesor del alma.

En el caso del perfil IPR 14" x 34 lb/ft se tiene un espesor de alma igual a 1.16 cm, por lo tanto, la fuerza cortante es:

$$V_R = 0.40 F_y A_w = 0.4 \times \left(2,530 \frac{kg}{cm^2}\right) \times (35.6cm \times 1.16cm) = 41,792 kg$$
$$V_R = 41.79 ton > 16.89 ton \rightarrow CUMPLE$$

De acuerdo con lo anterior, la fuerza cortante en la sección propuesta es mayor al esfuerzo cortante máximo de diseño considerado de 16.89 ton-m (figura 26.1 c)) por lo que la sección de la viga madrina es adecuada.

Revisión de los troqueles

Los troqueles fueron modelados en RAM elements, proponiendo una sección OC de 10.7" x 1/4" x 41.77 kg/m, del análisis se determinaron las presiones actuantes sobre los troqueles propuestos que se muestran en la figura 26.2.

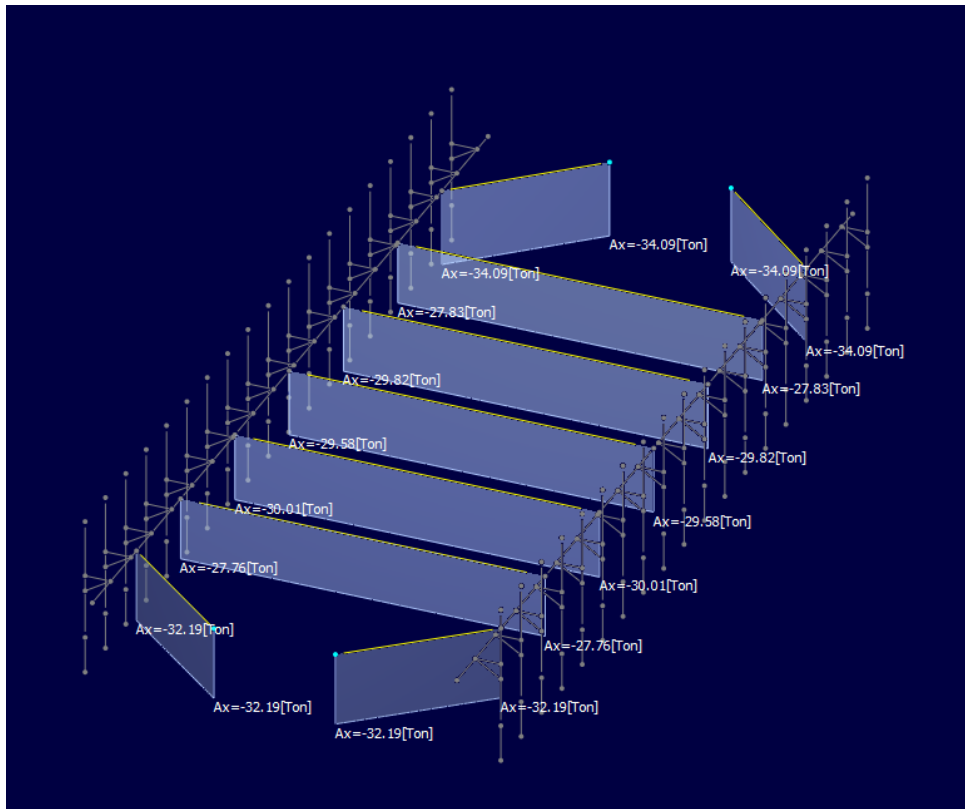


FIGURA 26.2.- DIAGRAMAS PARA EL DISEÑO DEL MURO BERLÍN

De acuerdo con lo anterior la carga máxima que soportará el troquel será de 34.09 ton, para los troqueles se realizó un diseño elástico con base en la norma Allowable Stress Design (ASD) del American Institute of Steel Construction (AISC). Para esta norma, el esfuerzo permisible de una sección cargada axialmente se determina con la siguiente ecuación:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{Kl}{r}\right)}{8C_c} - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^3}{8C_c^3}}$$

En el cual:

C_c : Relación de esbeltez que separa al pandeo elástico del inelástico

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

l : Longitud del troquel entre apoyos

K : Coeficiente de longitud efectiva, igual a 1 para apoyos articulados en ambos extremos.

r : Radio de giro de la sección del troquel

Kl/r : Relación de esbeltez, la cual deberá de ser menor que C_c

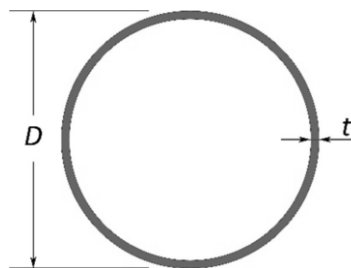
La resistencia a la compresión axial en el troquel es:

$$P_r = A_s F_y$$

Donde A_s es el área de la sección transversal del troquel.

El módulo de elasticidad del acero estructural es $2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y el límite de fluencia del acero de los perfiles tubulares (ASTM 501) es $2,530 \text{ kg/cm}^2$, el valor de la relación de esbeltez C_c , es de 126.13, por lo tanto, la relación Kl/r tendrá que ser menor a este valor para que los troqueles se encuentren dentro del rango de pandeo elástico. Las propiedades del troquel propuesto se indican a continuación:

Perfil: OC 10.7" x 1/4" x 41.77 kg/m
 Diámetro nominal: 273 mm
 Espesor: 6.4 mm
 Peso: 41.77 kg/m
 Área: 49.68 cm²
 Momento de Inercia: 4,412.05 cm⁴
 Módulo de sección: 324.46 cm³
 Radio de giro: 9.45 cm



Se realizó la revisión del perfil propuesto obteniendo la resistencia a la compresión axial P_r , la cual debe de ser mayor que la carga actuante sobre el troquel, además de que en cada caso la relación Kl/r fue menor que C_c , por lo que los perfiles propuestos se comportarán adecuadamente. En la tabla XI se muestran los resultados del análisis.

Troquel	Perfil	Pa (ton)	l (m)	C_c	kl/r	Fa (kg/cm ²)	Pr (kg)	Pa (kg)	
TR-1	OC 10.7" x 1/4"	34.09	4.70	126.13	49.74	1291.35	64154.19	34090	CUMPLE
TR-2	OC 10.7" x 1/4"	27.83	11.30	126.13	119.58	727.16	36125.51	27830	CUMPLE
TR-3	OC 10.7" x 1/4"	29.82	11.30	126.13	119.58	727.16	36125.51	29820	CUMPLE
TR-4	OC 10.7" x 1/4"	29.58	11.30	126.13	119.58	727.16	36125.51	29580	CUMPLE
TR-5	OC 10.7" x 1/4"	30.01	11.30	126.13	119.58	727.16	36125.51	30010	CUMPLE
TR-6	OC 10.7" x 1/4"	27.76	11.30	126.13	119.58	727.16	36125.51	27760	CUMPLE
TR-7	OC 10.7" x 1/4"	32.19	4.70	126.13	49.74	1291.35	64154.19	32190	CUMPLE

TABLA XI. REVISIÓN DEL TROQUEL PROPUESTO

Revisión del muro de concreto

Entre la separación de las viguetas colocadas verticalmente a lo largo del perímetro del muro, se propone colocar un muro de concreto de 10 cm de espesor de concreto armado $f'c \text{ } 200\text{kg/cm}^2$, con una parrilla de varillas del #3 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ espaciados a cada 20 cm en el sentido horizontal y vertical.

Dado que el empuje será transmitido a los perfiles metálicos y el sistema de vigas madrina y que, por el fenómeno de arqueado en el suelo, los esfuerzos producidos en las paredes de la excavación (ancho de 1.5 m entre vigueta y vigueta del muro berlín) serán mínimos, el muro de concreto deberá de reforzarse únicamente con el acero mínimo por temperatura, el cual de acuerdo con lo estipulado por el Reglamento de construcciones en el apartado 6.2 de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto es:



$$a_{s1} = 1.5 \frac{660 x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

Donde

a_{s1} : Área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, cm^2/cm , el ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1

x_1 : Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo en cm.

f_y : Resistencia a la fluencia del acero en kg/cm^2 .

El espesor del muro berlín propuesto es de 10 cm de espesor, y para el acero $f_y = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$, se tiene un área de acero mínimo por temperatura de:

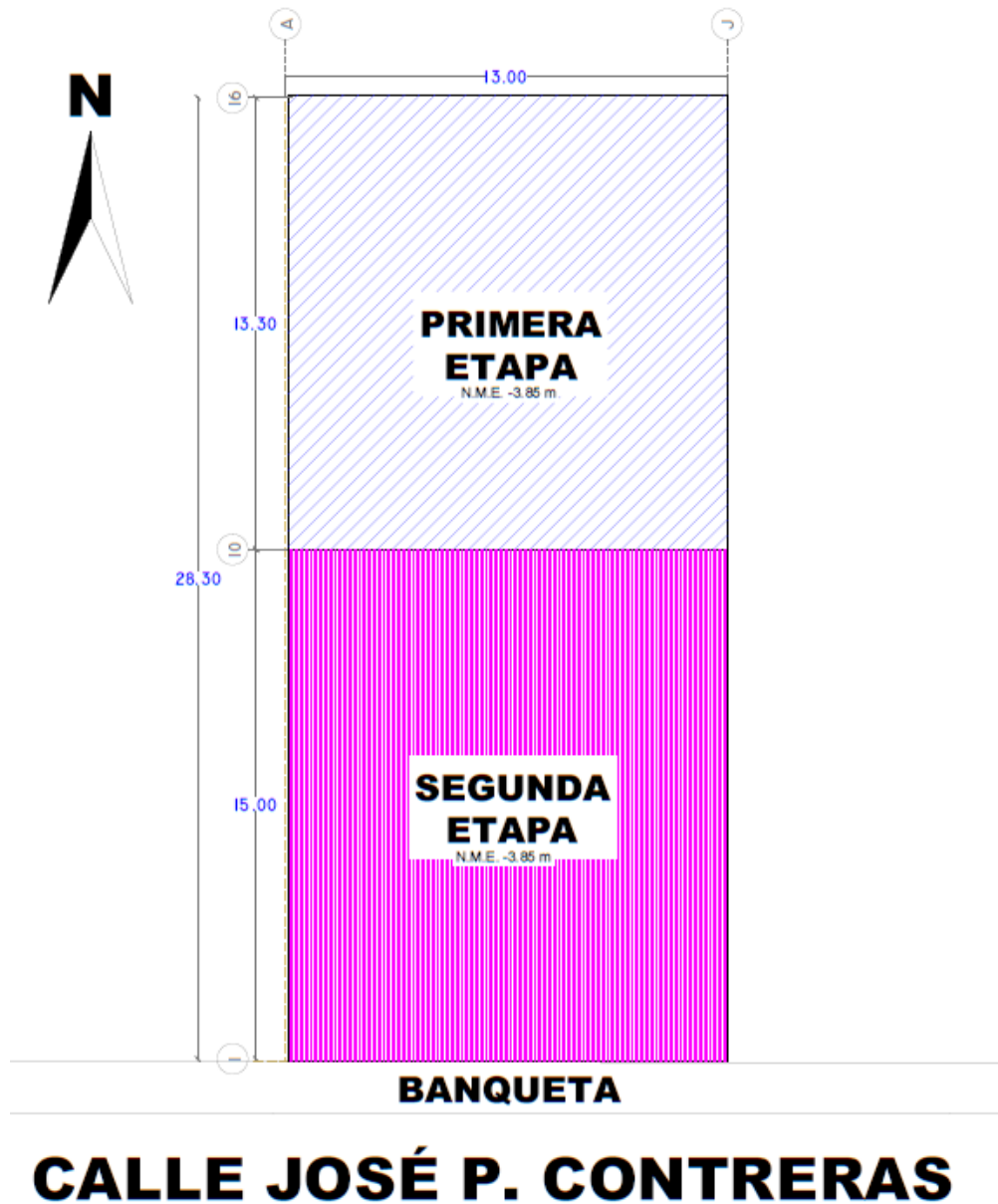
$$a_{s1} = \left(1.5 \frac{660 \times 10 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times (10 \text{ cm} + 100)} \right) \times 100 = 2.143 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Considerando el área de acero de 5 varillas del #3 repartidas a lo largo de un metro de longitud de $3.56 \text{ cm}^2/\text{m}$ y que es mayor al valor mínimo por temperatura requerido de $2.143 \text{ cm}^2/\text{m}$, por lo que la propuesta para el armado en el sentido horizontal y vertical es adecuada.

5.3.- Propuesta del procedimiento de excavación mediante muro Berlín

El diseño geotécnico para la estructura y estabilidad de la excavación ha sido propuesto y revisado, cumpliéndose satisfactoriamente, para lo cual será necesario también un proceso constructivo que permita realizar la excavación y construir la cimentación. El procedimiento por seguir será el siguiente:

1. El proceso de excavación se realizará en dos etapas: puesto que las expansiones esperadas fueron calculadas para una sola etapa de excavación implementar dos etapas de excavación reducirá los valores de expansión esperados, además de que constructivamente se aprovechará el área no excavada para el almacenaje de material y tránsito de maquinaria y trabajadores, por lo tanto, se recomienda excavar de acuerdo con el esquema indicado en la figura 27.



Cotas en m.

FIGURA 27. ETAPAS DE LA EXCAVACIÓN

La excavación iniciará del fondo del predio hacia el acceso, hasta el eje 10 del proyecto (etapa 1), inicialmente el área que contemple la segunda etapa servirá como área de almacenaje de materiales de construcción y resguardo de maquinaria y estacionamiento de camiones de volteo para desalojar el material producto de la excavación. Una vez construida la primera etapa se iniciará con la segunda etapa de excavación. En la figura 28 se muestra un corte transversal que indica la condición inicial del predio.

ESTADO ACTUAL PREDIO

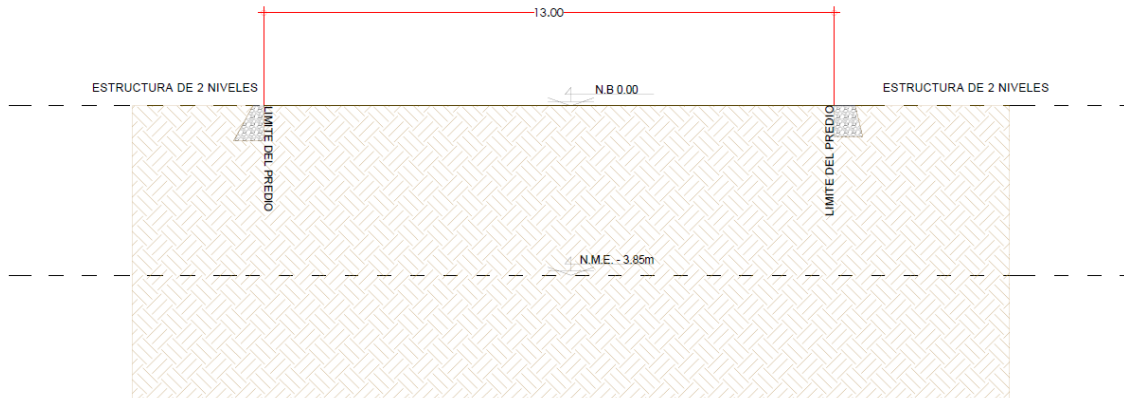


FIGURA 28. ESTADO ACTUAL DEL PREDIO

2. Se deberá realizar la demolición de las estructuras existentes y retirar estos materiales fuera del sitio de la obra.
3. A continuación, se procederá a realizar un despalme inicial al terreno del orden de 80 cm, con la finalidad de retirar parte de los materiales de relleno existentes en el predio, y retirar las cimentaciones antiguas, figura 29.

DESPALME INICIAL

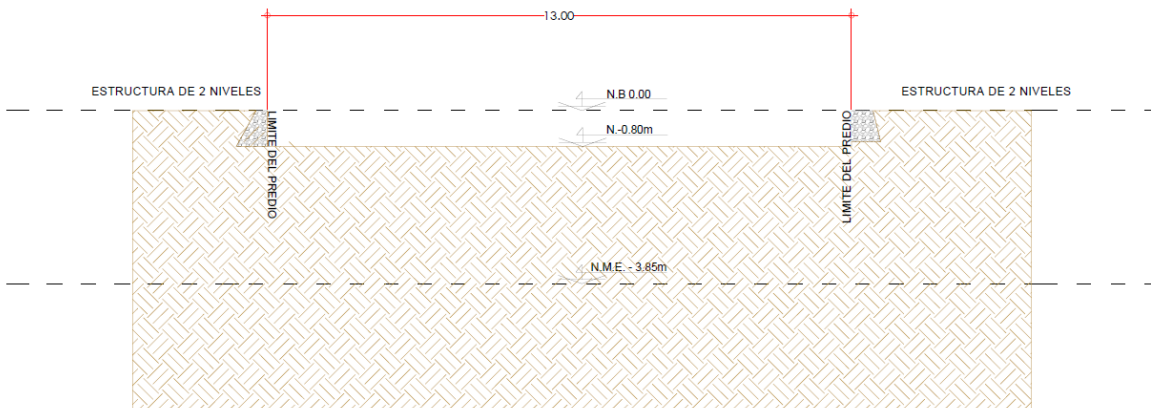
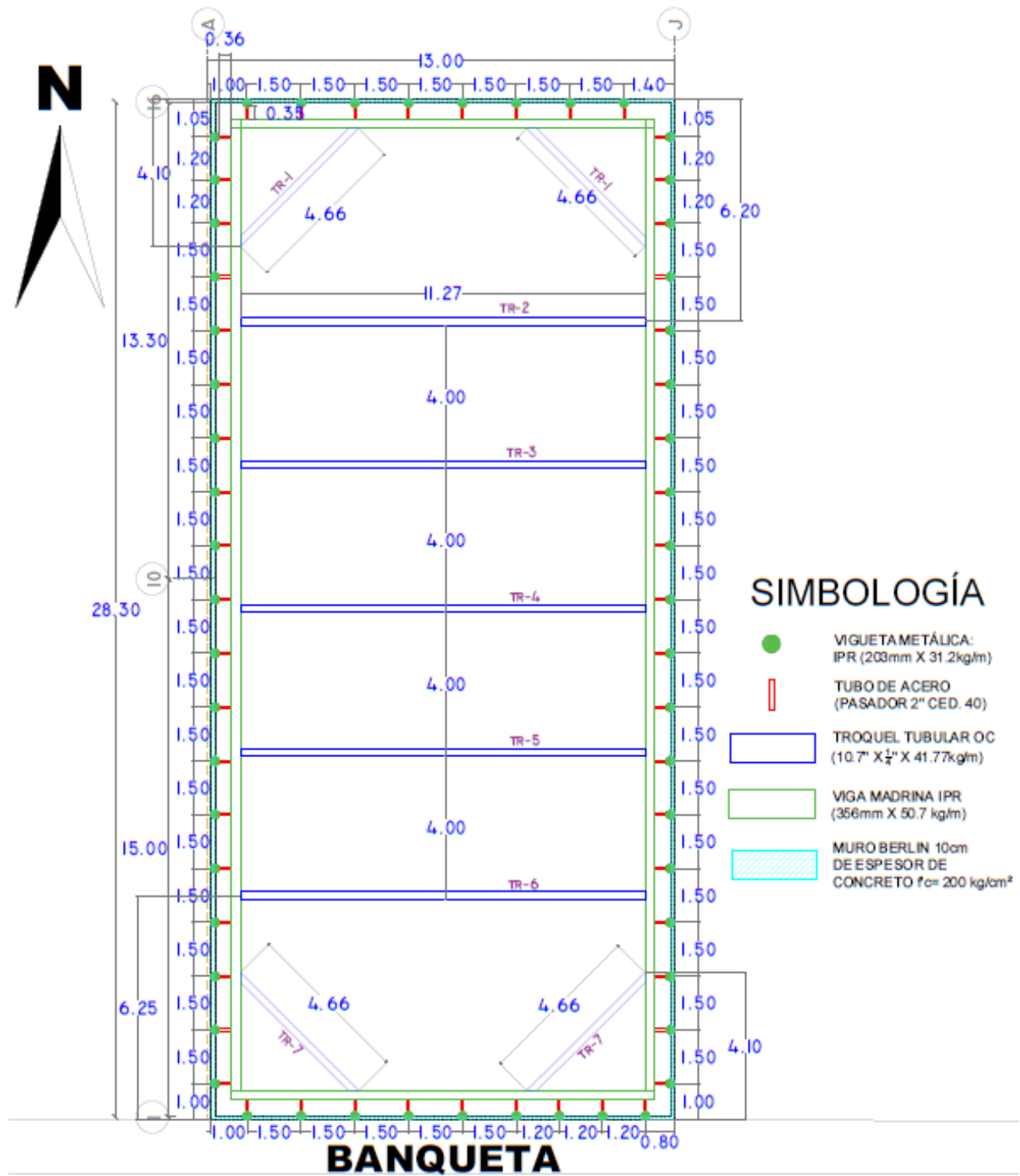


FIGURA 29. DESPALME INICIAL

4. Colocación de Viguetas Metálicas (figura 30), Perfil IPR 203mm x 31.20 kg/m (8" x 21 lb/ft), en el perímetro del predio, espaciadas a cada 1.50 m, la profundidad de desplante será a 5m de profundidad con respecto al nivel de banqueta actual, se realizará una perforación previa a 5 m de profundidad de diámetro igual a 10" (25.4cm), con equipo recomendado long-year 34 o máquinas perforadoras, se tendrá especial cuidado en mantener la posición y la verticalidad de la vigueta, cuando la vigueta se encuentre colocada, el fondo de la perforación se rellenará con concreto fluido al menos hasta el nivel de máxima excavación, el tramo restante se rellenará con material producto de la perforación; en la figura 25, donde se presenta la propuesta del muro Berlín, se indica la distribución y sembrado en planta de las viguetas.



CALLE JOSÉ P. CONTRERAS

Cotas en m.

FIGURA 25. PROPUESTA PARA EL MURO BERLÍN

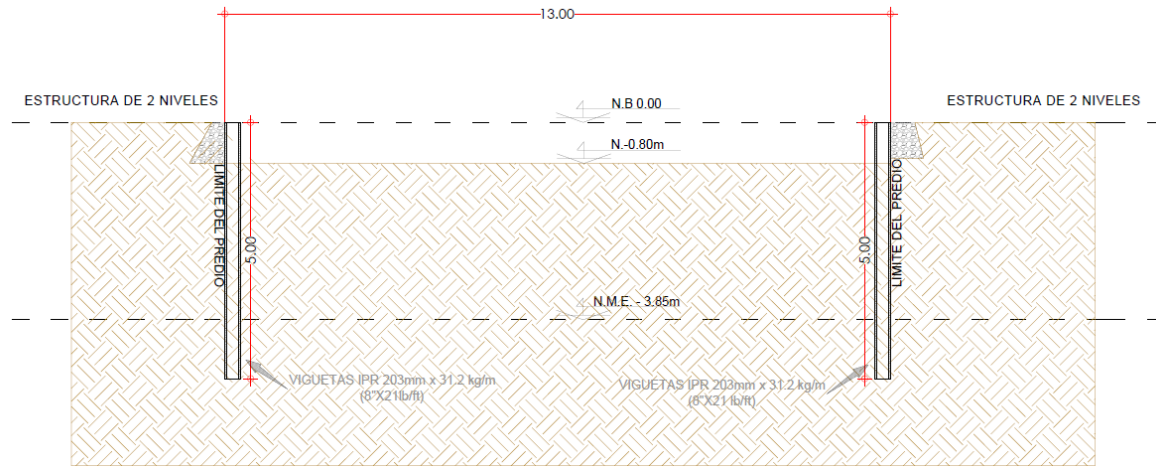


FIGURA 30. COLOCACIÓN DE VIGUETAS METÁLICAS IPR 8” x 21lb/ft

5. Cuando se haya concluido con la colocación de los perfiles metálicos verticales IPR 203mm x 31.20 kg/m (8” x 21 lb/ft), se procederá a iniciar la excavación de la primera etapa con equipo mecánico (retroexcavadora), hasta una profundidad de 3.85m con respecto al nivel de banqueta, se dejará una banqueta perimetral de 1 m de ancho y un talud con una inclinación 0.5:1.0 (Horizontal: vertical), se recomienda excavar los últimos 10 cm del material por métodos manuales para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación y previendo la presencia del agua, ya que el nivel freático se detectó a 2.90m de profundidad; en la figura 31 se muestra un corte transversal y la proyección de los taludes en planta.

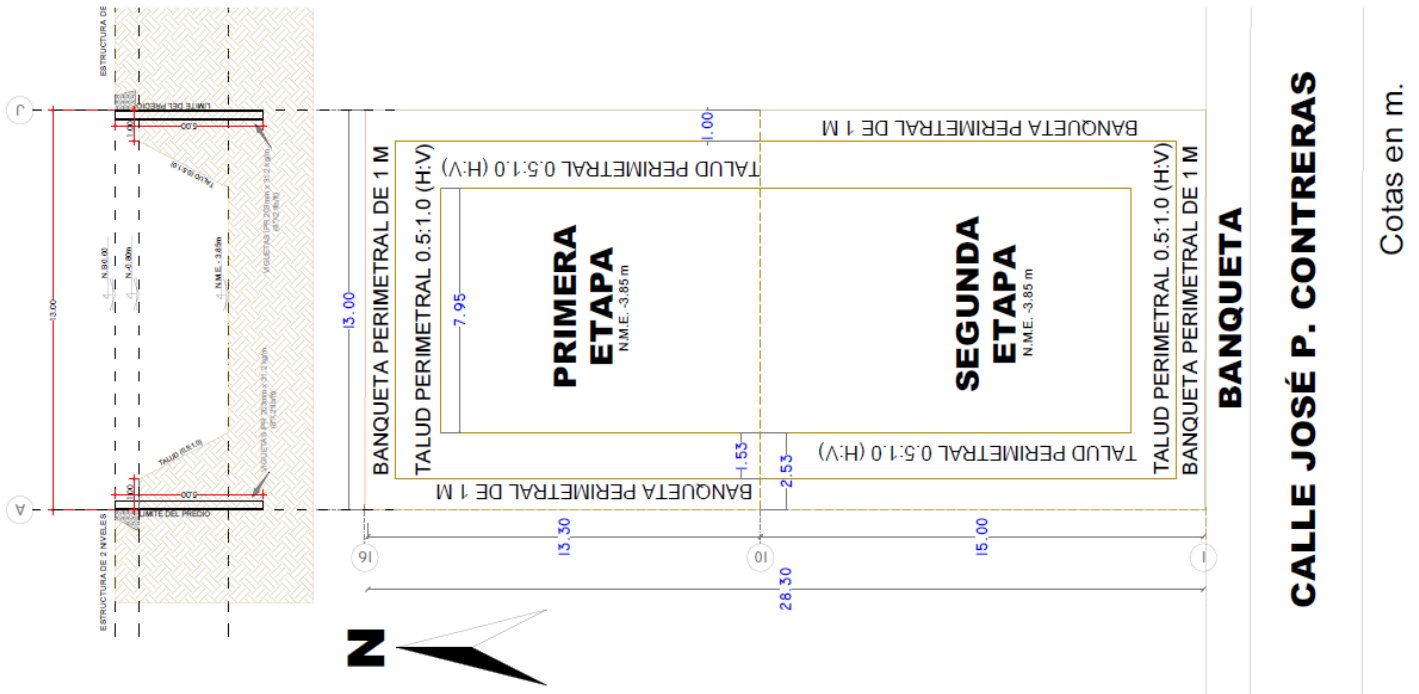


FIGURA 31. PROYECCIÓN EN PLANTA Y SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA EXCAVACIÓN

6. Se iniciará el habilitado de los cárcamos de bombeo de achique (que se indican más adelante), y se canalizará el flujo de agua existente hacia los cárcamos para extraer el agua freática y/o de las filtraciones, provenientes de las colindancias y colectores cercanos, en el fondo de la excavación se deberá de colocar una capa de grava y/o tezontle de granulometría variable y tamaño máximo de 2", con la finalidad de conformar una superficie de trabajo adecuada, ya que se tiene previsto encontrar un material blando y que en condiciones de humedad excesiva y por el tránsito de los trabajadores se deformará, además de que esta capa ayudará a conducir el agua a los cárcamos y evitará encharcamientos y material aguachinado.
7. Se procederá a colocar la plantilla de concreto pobre de 5cm de espesor y se iniciará la construcción de la cimentación, figura 32.

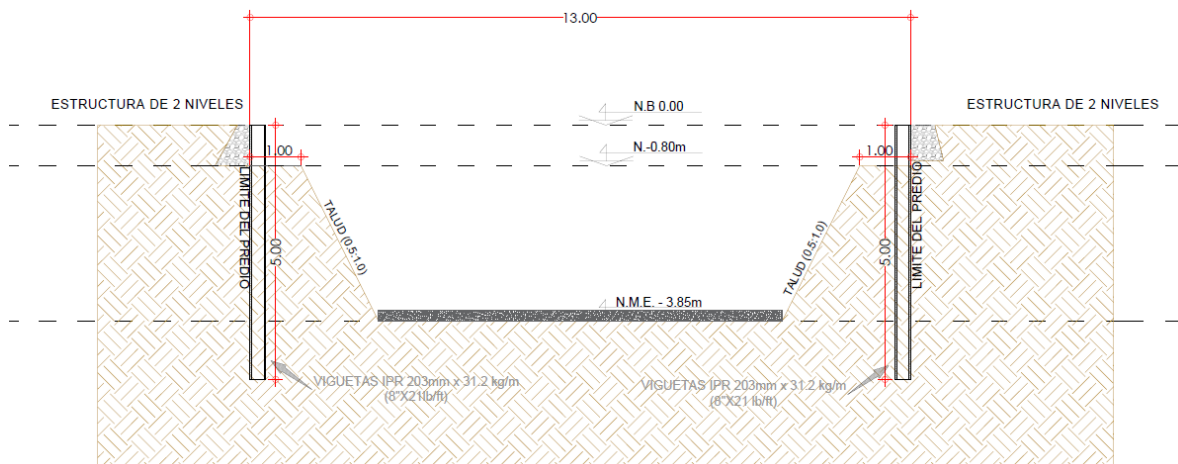


FIGURA 32. CONSTRUCCIÓN DE LA ZONA CENTRAL

8. Se procederá al retiro de la berma perimetral por módulos, hasta el nivel - 1.50m con respecto al nivel de banquetta y que corresponde al nivel de troquelamiento (figura 33), el retiro de módulos se realizará de acuerdo con la figura 34.

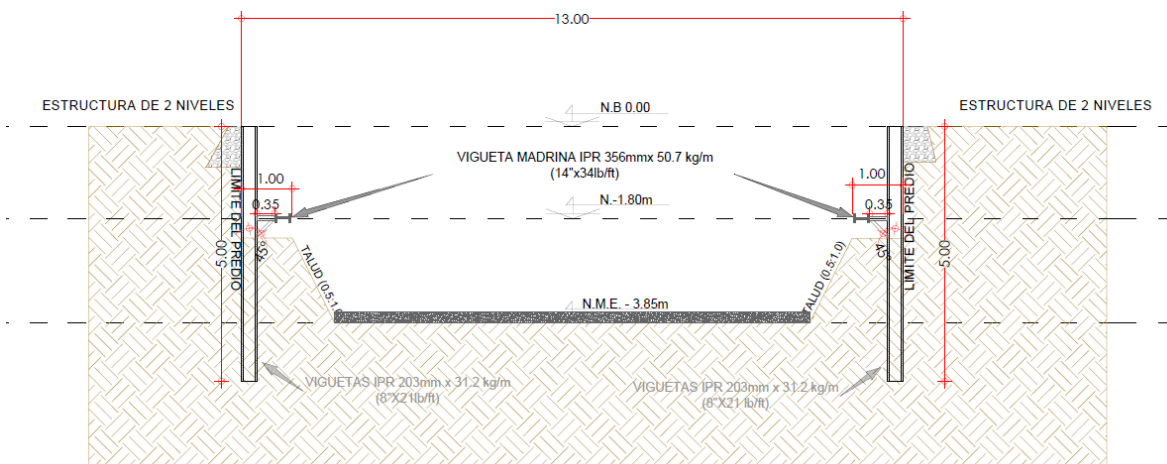


FIGURA 33. RETIRO DE BERMA PARA COLOCAR EL PRIMER NIVEL DE TROQUELES

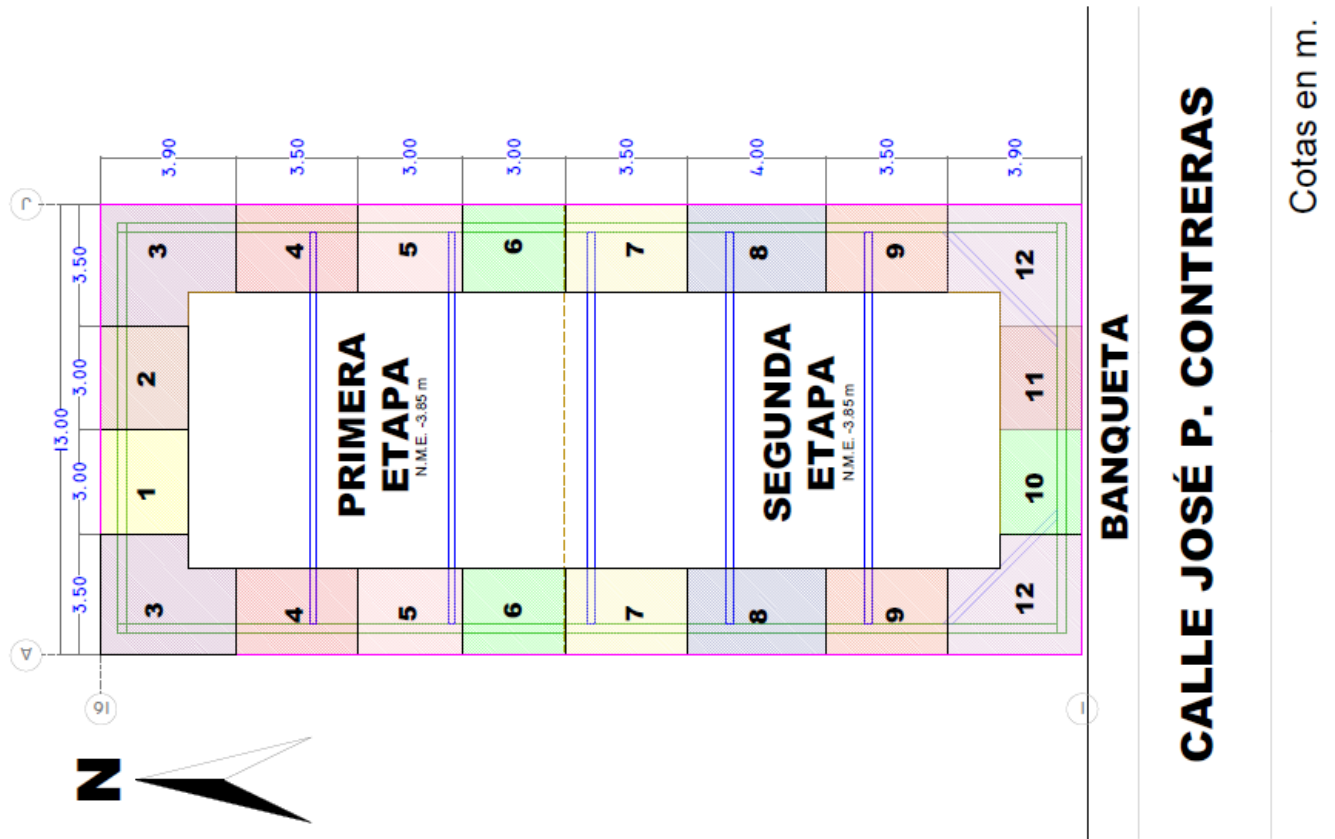


FIGURA 34. MODULACIÓN DE LA BERMA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL MURO BERLÍN

9. Una vez alcanzado el nivel de troquelamiento se procederá a la colocación de la viga madrina IPR 356mm x 50.7 kg/m (14" x 34 lb/ft) y del troquel OC 10.7" x 1/4" x 41.77 kg/m; y se colará el muro de concreto de 10 cm de espesor con una $f'c$ de 200 kg/cm², entre vigueta y vigueta en los módulos descubiertos, figura 35.

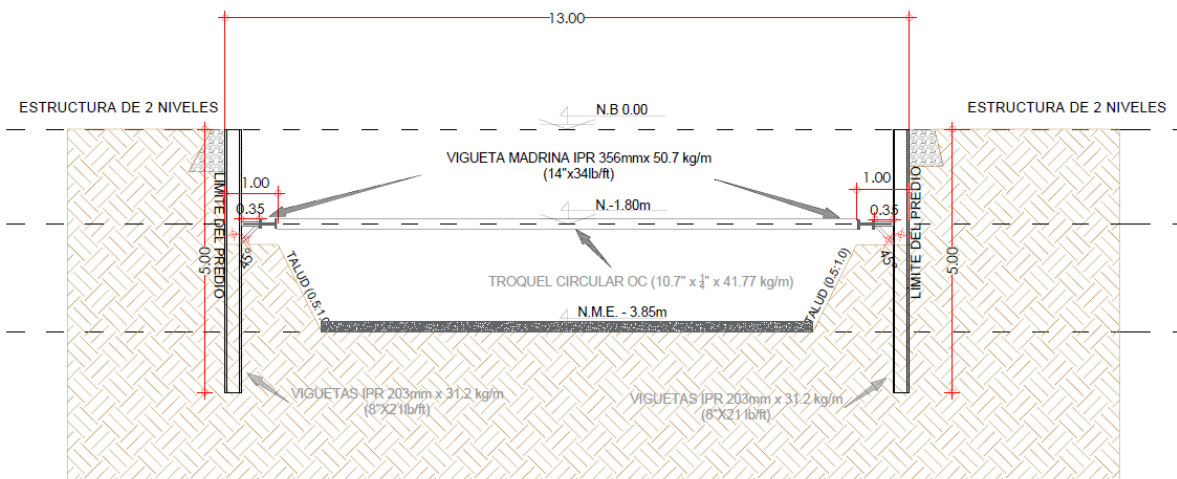


FIGURA 35. COLOCACIÓN DEL TROQUEL OC 10.7" X 1/4" X 41.77 kg/m

10. Finalizada la colocación del troquel OC 10.7" x 1/4" x 41.77 kg/m y colado del muro Berlín, se procederá a continuar el retiro de la berma perimetral hasta el nivel de máxima excavación de -3.85m con respecto al nivel de banqueta actual, para el módulo en el que se esté trabajando, para proceder a colar el muro de 10 cm de espesor con una f'c de 200 kg/cm², figura 36.

RETIRO DE BERMA AL NIVEL DE MÁXIMA EXCAVACIÓN

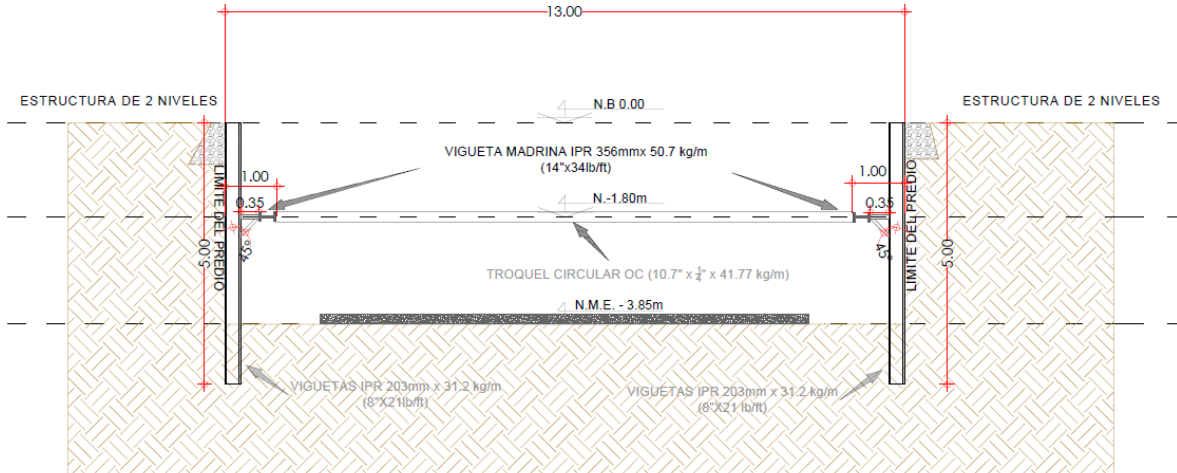


FIGURA 36. RETIRO DE BERMA AL NIVEL DE MÁXIMA EXCAVACIÓN

11. Concluido el trabajo correspondiente al muro berlín, en el módulo indicado, se procederá a trabajar con el módulo siguiente, hasta alcanzar la primera etapa de excavación propuesta.

12. A continuación, se iniciará con la construcción de la cimentación perimetral y liga con la zona central construida previamente, así como el colado de muros perimetrales del cajón de cimentación, figura 37.

CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN Y MUROS PERIMETRALES

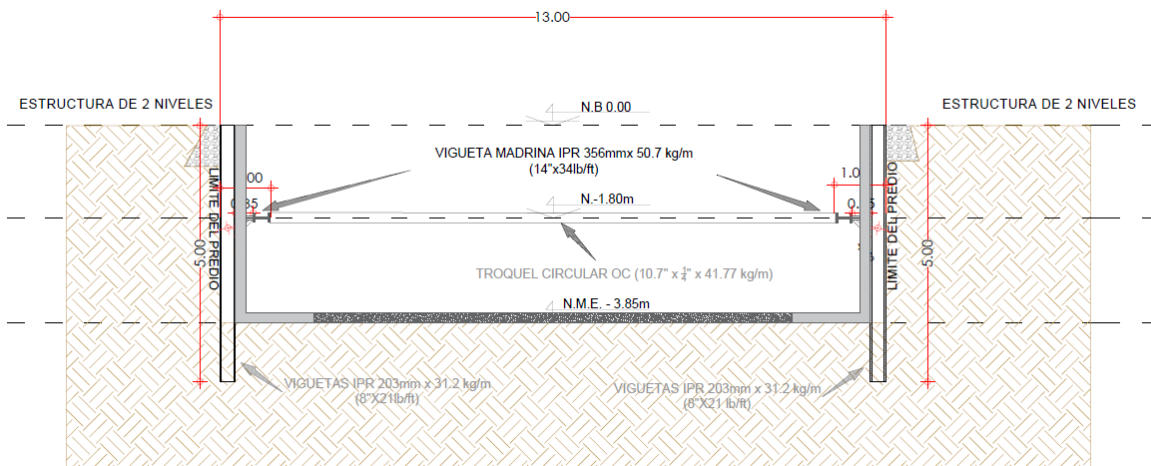


FIGURA 37. CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN Y MUROS PERIMETRALES

5.4.- Detalles del sistema de troquelamiento y muro berlín

El troquelamiento propuesto se realizará como se indica en la figura 38, al realizarse la construcción del muro de concreto de 10 cm de espesor $f'c$ de 200 kg/cm^2 , sobre las viguetas metálicas IPR de 8" (203mm x 31.2kg/m) separadas a cada 1.5m de acuerdo con lo indicado en la figura 25, se colocarán tubos pasadores de 35 cm de longitud de 2" de diámetro cédula 40 en el nivel -1.80m (Nivel de troquelamiento), los troqueles propuestos para el apuntalamiento serán de perfiles tubulares OC de 10.7" x 1/4" x 41.77 kg/m. Los detalles del troquelamiento se indican en la figura 39.

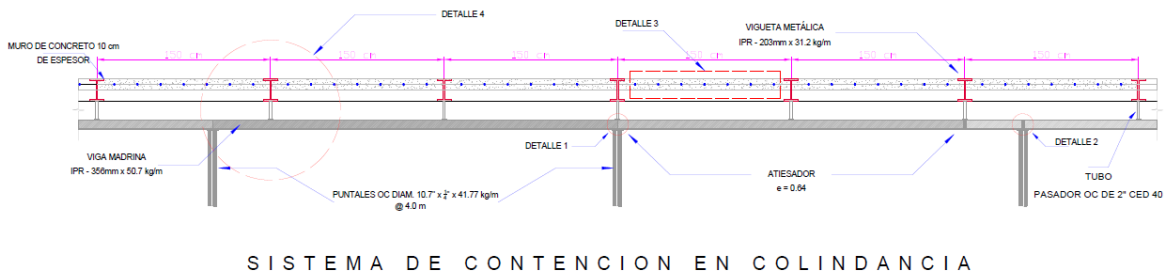


FIGURA 38.- ESQUEMA GENERAL DEL MURO BERLÍN Y TROQUELAMIENTO

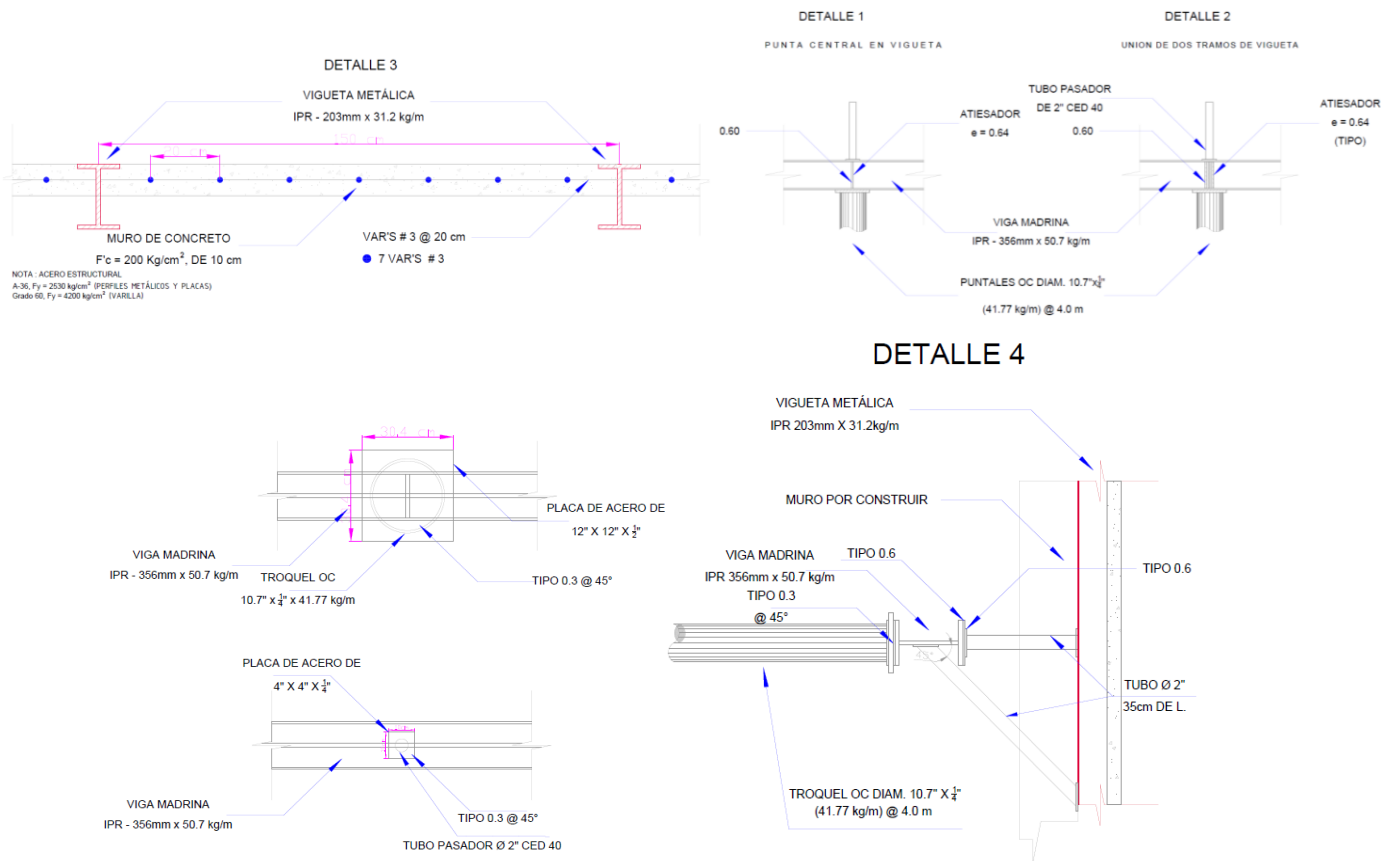


FIGURA 39.- DETALLES DEL SISTEMA DE TROQUELAMIENTO



5.5.- Sistema de bombeo

Las excavaciones bajo el nivel de aguas freáticas requieren el abatimiento de ese nivel por debajo del de desplante para prevenir la erosión o la falla de los taludes o para disminuir la presión sobre elementos de soporte provisionales, y también para asegurar condiciones de trabajo en seco, que permitan eficiencia y rapidez durante la construcción.

El agua del suelo debe manejarse por medio de un sistema de bombeo adecuado al tamaño y profundidad de la excavación, a las condiciones geológicas del sitio y a la secuencia estratigráfica de cada lugar.

En general, las bombas para abatimiento se deben seleccionar con capacidad mayor que la de trabajo normal, así como para el agua de lluvia que llega a la excavación.

Bombas sumergibles (tipo-becerro): Este tipo de bomba ha ganado gran aceptación por las ventajas que ofrece en el manejo de agua de cárcamos o pozos poco profundos. Existen en el mercado unidades con potencia desde una fracción hasta más de 100 HP para corriente directa o trifásica. El motor sumergible es sellado y usualmente funciona dentro de aceite. La mayoría de los modelos se diseñan para manejar pequeñas cantidades de sólidos en suspensión, pero si el agua contiene cantidades significativas de arena angulosa, se produce una abrasión rápida de los impulsores y los difusores, produciendo pérdida de su capacidad, o daño en el sello o en el propio motor; por ello, se recomienda construir adecuadamente los cárcamos o pozos correspondientes.

Este tipo de bombas es de baja eficiencia (50 a 60% es común); las unidades son robustas y por lo tanto requieren pozos de gran diámetro (de 50 cm o mayores).

El tirante de agua producto del nivel freático con respecto al nivel de máxima excavación, se estima en 95 cm, por lo que se considera el empleo de un bombeo de achique dentro de la excavación, el agua presente en la excavación se conducirá a través de drenes a cárcamos de bombeo previamente excavados, los cárcamos serán colocados estratégicamente en las esquinas o zonas en las que se detecté gran escurrimiento, el desalojo del agua se realizará de tal manera que el fondo de la excavación se mantenga libre de agua.

5.5.1.- Propuesta del sistema de bombeo

En función de las recomendaciones anteriores se determina el empleo de un sistema de bombeo de achique, conformado por mínimo 6 bombas sumergibles de tipo becerro de 1 HP de 1 ¼" de salida, la distribución del sistema se indica en la figura 40.

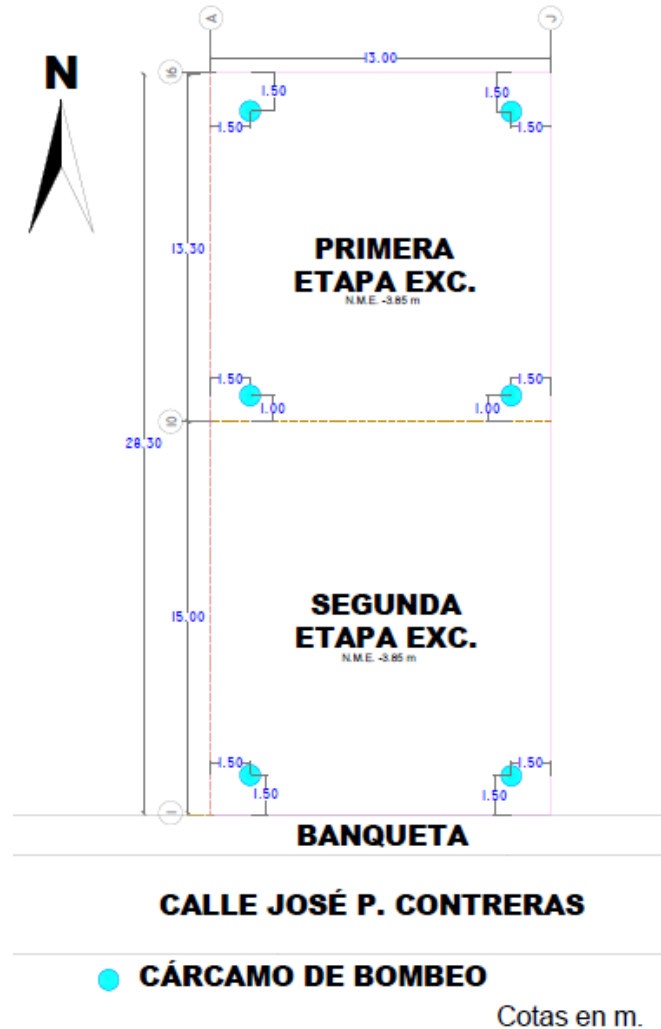
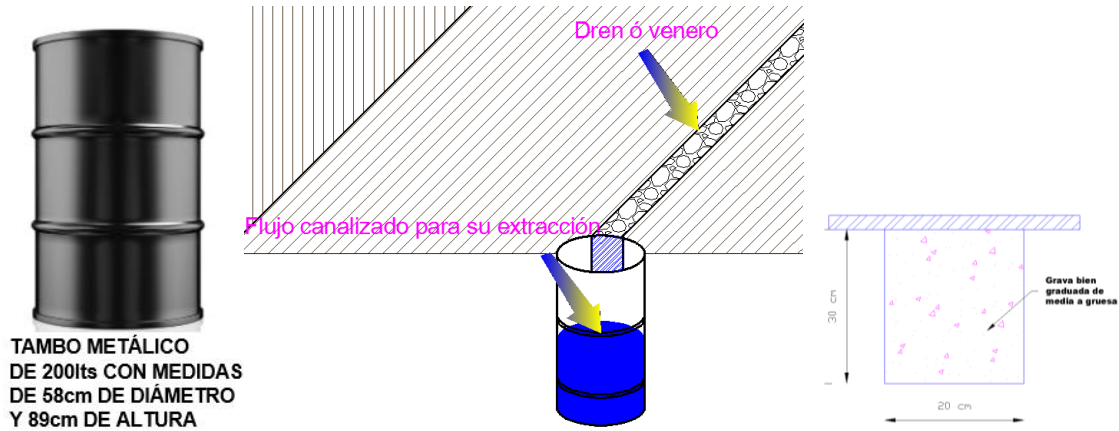


FIGURA 40.- SISTEMA DE BOMBEO PROPUESTO

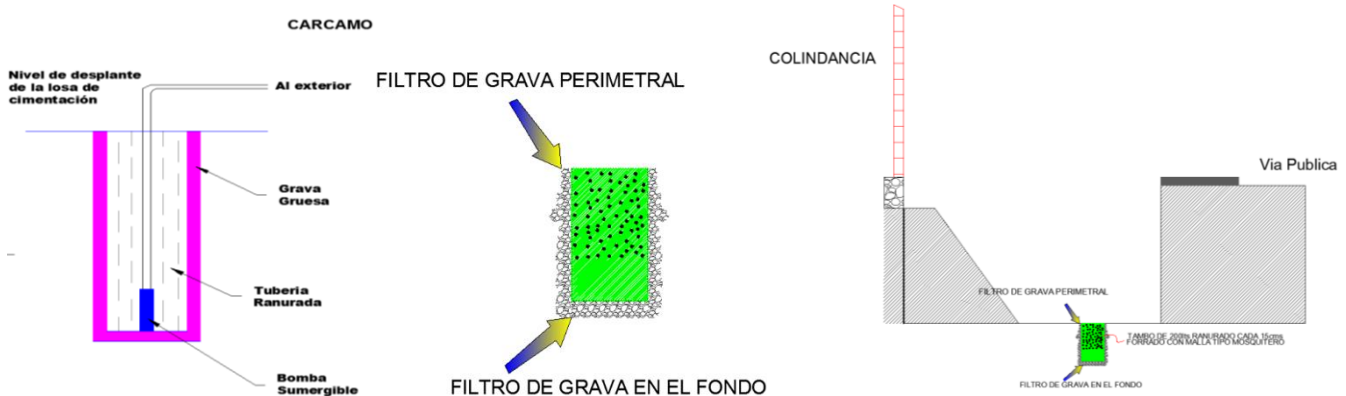
Para la instalación de cada bomba sumergible se deberá de excavar en el terreno un cárcamo de bombeo de 60 cm de diámetro y 90 cm de profundidad, se podrá emplear un tambo metálico de 200 l el cual deberá de estar ranurado a cada 15 cm en todo el perímetro hasta la mitad, para que pueda llenarse con el agua recaudada en la excavación. Este tambo deberá estar forrado con malla mosquitero de tipo plástica para minimizar el paso de azolve y el flujo pueda ser bombeado sin ningún problema, deberá tener mayor número de ranuras donde se conecte con los drenes o veneros que se requieran.

Se detectarán los flujos y escurrimientos del agua y se canalizarán hacia los cárcamos de bombeo por medio de drenes o veneros, los que recorrerán la distancia con una pendiente necesaria para captar y conducir el agua; el dren se compone de una excavación de 30cm con un ancho de 20cm y estará relleno con grava bien graduada, con la finalidad de conducir adecuadamente el flujo hacia el cárcamo, figura 41.



La secuencia para la instalación de los cárcamos de bombeo es la siguiente:

- Excavar el área donde se ubicará el cárcamo, de acuerdo con las dimensiones del tambo colocado, se sobreexcavará aproximadamente 15cm en todo el perímetro y también en el fondo para colocar un filtro de grava
- Preparar el tambo de 200 l ranurado y forrado con la malla tipo mosquitero.
- Después se colocará el granzón (filtro) al fondo de la excavación para que el agua pueda reconocer hacia el cárcamo.
- Una vez colocado el granzón en el fondo se instalará el tambo de 200 l, procediendo a confinar con el granzón todo el perímetro para dejarlo fijado.



Una vez instalado el cárcamo se comenzará a captar el flujo de agua (figura 42), e iniciará la operación del sistema de bombeo, desalojando el agua fuera de la obra.



5.6.- Recomendaciones generales al procedimiento constructivo propuesto

La excavación podrá efectuarse en dos etapas y de acuerdo con las dimensiones del terreno, se podrá efectuar un apuntalamiento de extremo a extremo en el sentido corto de la excavación.

Se considera necesario efectuar la excavación del fondo hacia el acceso del predio, con la finalidad de aprovechar la zona próxima a la calle para el ingreso de la maquinaria de excavación y acceso de camiones, así como para el aprovechamiento del espacio para el almacenamiento del material.

Alcanzado el nivel de máxima excavación se deberán de verificar los niveles de proyecto y se procederá a la construcción de la cimentación y los muros perimetrales del cajón de cimentación, al concluir este trabajo se dará inicio a la siguiente etapa de excavación.

Considerando el nivel de máxima excavación y los niveles de proyecto, será necesario el empleo de celdas de cimentación por debajo del nivel de piso terminado del semisótano, se deberá de asegurar la estanqueidad de estas celdas, por lo que se recomienda sean llenadas con casetones de poliestireno para evitar la infiltración de agua al interior del cajón.

Es importante recalcar que el proyecto se encuentra ubicado en una vialidad principal de la ciudad, y que además es una zona habitacional, por lo que se deberá de contemplar esta situación durante el procedimiento de construcción.

Los perfiles metálicos podrán ser colocados bajo perforación previa, con la finalidad de reducir sobrecostos por el procedimiento de hincado y evitar el exceso de ruido.

Dado el tipo de terreno que se excavará, y la presencia del nivel freático al nivel de máxima excavación, será necesario el empleo de un sistema de bombeo para trabajar en condiciones secas. Sin embargo, el material en el fondo sufrirá un remoldeo por el tránsito de maquinaria y de los trabajadores (material aguachinado) por lo que se recomienda colocar una capa de entre 10 y 15 cm de espesor de tezontle en greña, con la finalidad de brindar una superficie de trabajo adecuada.

Se deberá tener especial atención en las juntas que se originen entre colados, para reducir el riesgo de infiltraciones, por lo que se recomienda el empleo de aditivos que unan concreto viejo con concreto fresco y el uso de aditivos impermeabilizantes.

5.7.- Instrumentación

Las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación a 3.85 m de profundidad, que alojará al cajón de cimentación del proyecto, serán a base de referencias superficiales, con las cuales se monitorearán los movimientos de la estructura proyectada y las colindancias, antes durante y después de la construcción.

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

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

Testigo Superficial

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior: el perno es de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulgadas y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito, figura 43.

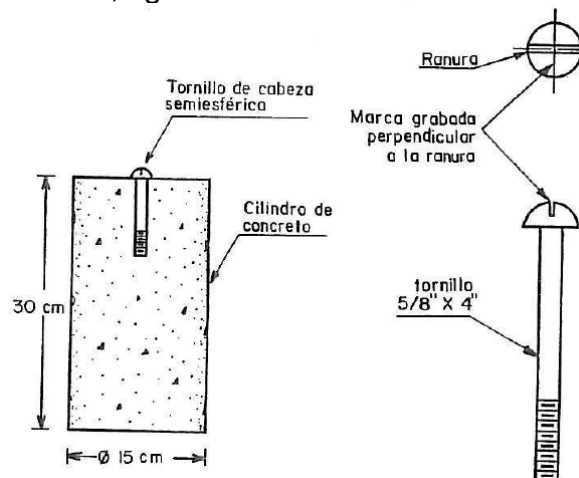


FIGURA 43. TESTIGO SUPERFICIAL

Testigo en muros

Es una referencia de nivel horizontal, formada por un triángulo de color rojo (generalmente), pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas a la excavación, figura 44.

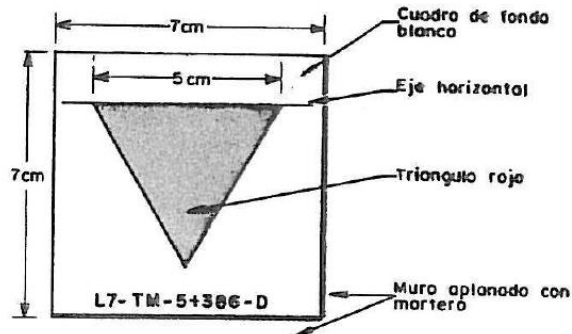


FIGURA 44. TESTIGO EN MUROS

Criterio de Instalación

a) Testigos superficiales

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

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

b) Testigos en muros

Los testigos en muros se instalarán en todas aquellas estructuras, que, basándose en el reconocimiento previo, se identifiquen a propensas a sufrir daños, así como aquellas que por su importancia deban vigilarse cuidadosamente, por lo que para este caso los testigos se colocarán en los muros paralelos y perpendiculares a la excavación con una separación de 7 m, y colocando como mínimo 3 en cada muro colindante.

Procedimientos de instalación

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



a) Testigos superficiales

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas.
- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos.
- Se colocarán los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero, inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada, figura 43.
- Se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

b) Testigos en muros

- Con ayuda del nivel topográfico de precisión se define la posición de estos testigos, a una altura aproximada de 1.5m sobre el nivel de banqueta.
- Se localizan los sitios donde se colocarán los testigos, las zonas seleccionadas se limpian y aplanan con mortero.
- En los sitios elegidos se marcar cuadros de 7 x 7 cm y se pintan de blanco, figura 44.
- Con la ayuda del nivel de precisión se marca el eje horizontal de los testigos refiriéndolo a un banco de nivel ubicado fuera del sitio de la obra o bien un banco de nivel profundo.
- Se pintan de rojo los triángulos de las referencias y se marca la clave de identificación.

Procedimiento de medición

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptima de centrado y precisión de 15 seg; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato. Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros. Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.

Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación. En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximadamente de + 0.5mm.



Los desplazamientos verticales se determinarán mediante nivelaciones diferenciales entre los testigos, tanto superficiales como de muros, y el o los bancos de nivel de referencia. La precisión de las nivelaciones deberá de ser de 2mm/100m de distancia; el ajuste del aparato deberá de verificarse semanalmente. Los puntos de liga deberán de ser confiables; para señalarlos, conviene utilizar pernos metálicos con cabeza semiesférica.

La supervisión deberá apoyarse en una brigada de topografía externa, la cual verificará selectivamente las mediciones topográficas realizadas, particularmente cuando se detecten desplazamientos importantes.

Información obtenida

Las condiciones iniciales de las mediciones serán obtenidas una vez colocadas las referencias y antes de iniciar las excavaciones, deberán de tomarse las lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, que definen el origen de las mediciones desplazamiento-tiempo.

La evolución de los desplazamientos horizontales y verticales se evaluará desde el inicio de la excavación, tomando lecturas periódicas de nivelación y alineación de las referencias, anotando los datos en hojas de registro que incluyan el cálculo de desplazamientos, los cuales deben de realizarse el mismo día que se efectúe las lecturas, para contar oportunamente con la información de control de la obra, la frecuencia de las mediciones será de manera diaria durante el proceso de excavación y construcción de la obra, finalizada la construcción se realizarán mediciones periódicas de manera semanal y si las deformaciones observadas son menores a 1mm/semana, la frecuencia se espaciara a un monitoreo mensual, cuando las deformaciones observadas sean menores a 1mm/mes, se procederá a realizar una lectura semestral, finalmente cuando las deformaciones sean menores a 1mm/año el monitoreo será anualmente, el registro de estas mediciones permitirá verificar que los movimientos observados se encuentren dentro del estado límite de servicio.

Cuando el monitoreo topográfico arroje lecturas en las que las deformaciones indiquen condiciones de inestabilidad, se procederá a consultar a un ingeniero geotecnista el cual deberá de valorar las situaciones que se presenten en obra y tomar medidas de mitigación para dichas condiciones.

En el caso de que las deformaciones observadas sobrepasen los límites del estado límite de servicio, durante el proceso de excavación, en la construcción de la estructura, o durante el monitoreo posterior a la finalización de la obra, la información recabada deberá de ser revisada por un especialista en geotecnia, el cual dictaminará para cada situación las acciones debidas para atender los movimientos observados y mantener la seguridad de la obra y/o estructura.



6.- CONCLUSIONES

En función de los objetivos trazados al inicio de este trabajo, las conclusiones se presentan a continuación.

Se plantea la construcción de un edificio habitacional conformado por un semisótano y cinco niveles superiores, ubicado en la calle José Peón Contreras No. 18, colonia Obrera, Alcaldía Cuauhtémoc, Ciudad de México, cuya finalidad es formar un nicho habitacional en el corazón de la ciudad el cual surge de la creciente demanda por espacios habitables, siendo este, un proyecto que beneficiará a determinado sector de la población es necesario garantizar la viabilidad y seguridad de este, sin comprometer la factibilidad económica vislumbrada para el proyecto.

Actualmente y de manera especial en la ciudad de México para cada edificio nuevo que se pretenda construir, es necesario garantizar la seguridad de la estructura, por lo que para ello se han establecido reglamentos y normas que regulen el diseño y construcción de los mismos, en este caso se ha hecho especial énfasis a los lineamientos que indican las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones de la ciudad de México en su versión más reciente de 2017, para el correcto diseño y revisiones geotécnicas de la cimentación propuesta, y apoyándose también en códigos y normativas nacionales e internacionales cuyo uso es aprobado por la comunidad geotécnica.

Se realizó una campaña de exploración geotécnica compuesta por un sondeo profundo de tipo mixto (SM-1) a 20.50m de profundidad empleando la prueba de penetración estándar (SPT) y la extracción de muestras inalteradas mediante tubo Shelby, y 3 pozos a cielo abierto a una profundidad máxima de 2.90m denominados PCA-1, PCA-2 y PCA-3, en los que se obtuvieron muestras representativas alteradas e inalteradas, a los cuales se les realizaron las pruebas de laboratorio y en conjunto con la información recopilada en la prueba SPT, permitieron conformar el modelo geotécnico para realizar el análisis y diseño de la cimentación.

La solución de cimentación propuesta es a base de un cajón de cimentación desplantado a 3.85m de profundidad, con una condición parcialmente compensada presentado una carga neta de 0.55 ton/m^2 , dado que el nivel de desplante se ubica a mayor profundidad que el lecho inferior de la losa del semisótano, se deberán de emplear celdas de cimentación que serán rellenas con casetones de poliestireno para garantizar la estanqueidad del cajón de cimentación.

La capacidad de carga del suelo sobre el que se desplantará la cimentación es de 19.40 ton/m^2 , valor con el cual se revisó el estado límite de falla en condición estática, en el que se verificó que la capacidad de carga del terreno es mayor que el peso de la estructura de 9.84 ton/m^2 el cual ha sido afectado por los factores de carga que indica el reglamento, por lo que a este respecto la cimentación es estable.



Para el estado límite de falla en condiciones dinámicas, se revisó la posible falla ante la eventualidad de sismo, así como la falla de plastificación en la orilla de la cimentación, obteniéndose un comportamiento favorable de la cimentación y que se encuentran indicados en el capítulo 4.

Para la estructura proyectada se realizó la revisión del estado límite de servicio, evaluando las deformaciones que presentará la masa de suelo, obteniendo para las expansiones máximas esperadas al centro de 8.69 cm y en la esquina de 5.38 cm, los asentamientos inmediatos de 1.37 cm y 0.7 cm al centro y en la esquina respectivamente, los asentamientos por consolidación del orden de 10.93 cm al centro y 6.19 cm en la esquina, el asentamiento total de 3.61 cm al centro y 1.51 cm en la esquina, con un diferencial de 2.1cm, los valores reportados se encuentran dentro de los límites permisibles que indica el reglamento, conocidos los valores anteriores se revisó la inclinación visible y la distorsión angular que se presentarán en la estructura encontrándose que estos valores se encuentran dentro de los rangos permisibles indicados por el reglamento, con lo cual se concluye que la estructura cumple con el estado límite de servicio.

Se realizó también la revisión de la falla de fondo (FS 1.33) y falla por subpresión (FS 1.48), obteniéndose factores de seguridad apropiados que descartan la posibilidad de que se presenten estas fallas.

Para la excavación se deberá emplear un sistema de contención a base de un muro Berlín que se conformará por viguetas tipo IPR 203mm x 31.20 kg/m (8" x 21 lb/ft) para los "pilotes de acero" separados a cada 1.50m y colocados con perforación previa a 5.00m de profundidad con relación al nivel de terreno actual, la viga madrina de perfil IPR 356mm x 50.7 kg/m (14" x 34 lb/ft) y un muro de concreto de 10 cm de espesor ubicado entre la separación de cada vigueta con concreto $f'c$ de 200 kg/cm² y armado con varillas del #3 $f_y=4200$ kg/cm² y espaciadas a cada 20 cm en el sentido horizontal y vertical, el troquelamiento se realizará de extremo a extremo con un perfil tipo OC 10.7" x ¼" x 41.77 kg/m espaciados a cada 4m, dicha propuesta fue revisada geotécnica y estructuralmente cumpliendo satisfactoriamente los requerimientos de estabilidad y seguridad para el diseño que se indican en el capítulo 5.

La excavación se efectuará en dos etapas a una profundidad máxima de 3.85m con respecto al nivel de terreno actual, y debido a la presencia del nivel freático detectado a 2.90m de profundidad en la fecha en la que se realizó la exploración del sitio, se implementará un sistema de bombeo de achique que permita trabajar en condiciones secas, el sistema de bombeo propuesto se conformará por 6 cárcamos de bombeo distribuidos en toda el área de la excavación en los cuales se colocarán bombas sumergibles de 1 hp de 1 ¼" de salida que desalojarán el agua de la excavación.

Previo al inicio de los trabajos se colocarán referencias que permitan monitorear el comportamiento de los movimientos en la excavación y posteriormente los que presentará la estructura, que permitan verificar que su comportamiento es adecuado de la tal manera que se encuentra dentro del



parámetro indicado en el diseño y cumpla con el estado límite de servicio, para lo cual se recomienda colocar testigos en muros y líneas de colimación.

Finalmente, con relación al diseño geotécnico es importante resaltar que la metodología desarrollada, se realizó siguiendo los estatutos establecidos previamente para dicho fin, sin embargo, el correcto diseño es directamente responsabilidad del geotecnista el cual además de emplear las expresiones indicadas en la bibliografía debe desarrollar cierto criterio y sensibilidad que permitan realizar un diseño geotécnico que además de cumplir teóricamente, sea viable constructivamente, se adapte al proyecto arquitectónico y que garantice la seguridad de la excavación durante el proceso de construcción y de la estructura una vez finalizada su edificación.



REFERENCIAS

- Juárez, B. E; Rico, R. A. *Mecánica de Suelos Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Editorial Limusa, México 2012.
- Juárez, B. E; Rico, R. A. *Mecánica de Suelos Tomo II, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*, Imprenta Nuevo Mundo, México 1967.
- Rico, R. A.; Del Castillo, M. H. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas*, Editorial Limusa, México 1978.
- E. Bowles, Joseph, *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*, Editorial McGraw-Hill, México 1981.
- Santoyo, V. E.; Ovando, S. E.; Mooser, F.; León, P. E. *Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México*, TGC, México 2005.
- Braja M. Das, *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, Editorial CENGAGE Learning, México 2014.
- Braja M. Das, *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*, Editorial CENGAGE Learning, México 2012.
- RCCDMX (2017) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones". Gobierno de la Ciudad de México.
- RCCDMX (2017) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gobierno de la Ciudad de México.
- COVITUR (1987). "Manual de diseño Geotécnico". Departamento del Distrito Federal, México, D.F.
- E. Tamez (2001). *Ingeniería de Cimentaciones*". TGC Geotecnia, México, D.F.
- L. Zeevaert (1983). "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions". Van Nostrand Reinhold, 2ª edición. New York.
- SMMS (2002) "Manual de Construcción Geotécnica I" Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., México, D.F.
- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (2007). "Manual de Construcción en Acero-Diseño por Esfuerzos Permisibles". Editorial Limusa, 4ta edición, México.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA UNICO DE ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA**



Anexo I Pruebas de laboratorio

CONTENIDO NATURAL DE AGUA

Proyecto: _____

Sondeo: SM-01

Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18

Fecha de elaboración: Diciembre de 2020

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD [m]		TARA No.	Wsh+Tara [gr]	Wss+Tara [gr]	Wtara [gr]	Ww [gr]	Ws [gr]	W [%]	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
1	0.10	0.70	80	68.07	57.54	11.62	10.53	45.92	22.93	Relleno, arcilla de color café oscuro con arena fina y gravas aisladas
2	0.70	1.30	385	154.16	119.13	12.96	35.03	106.17	32.99	Relleno, arcilla de color café oscuro con arena fina y gravas aisladas
3	1.30	1.90	37	164.61	110.20	11.39	54.41	98.81	55.07	Limo de color gris claro con lentes de arena fina
4	1.90	2.50	121	137.43	92.63	10.60	44.80	82.03	54.61	Limo de color gris claro con poca arena fina y grumos cementados del mismo material
5	2.50	3.40	107	147.28	90.68	10.97	56.60	79.71	71.01	Limo de color gris oscuro con escasa arena fina y grumos cementados
6	3.40	4.00	2b	140.30	81.50	10.52	58.80	70.98	82.84	Limo de color gris oscuro con escasa arena fina y vetas de ceniza volcanica
7	4.60	5.20	70	179.73	84.04	11.25	95.69	72.79	131.46	Limo de color gris oscuro con escasa arena fina y vetas de ceniza volcanica
8	5.20	5.80	42	169.33	64.19	11.42	105.14	52.77	199.24	Arcilla de color gris claro y gris verdoso con lentes de arena fina
9	5.80	6.40	11	157.84	48.78	11.45	109.06	37.33	292.15	Arcilla de color gris verdoso con escasa arena fina
10	6.40	7.00	372	159.25	43.48	13.40	115.77	30.08	384.87	Arcilla de color gris verdoso con escasa arena fina
11	7.00	7.90	34	144.68	42.60	11.38	102.08	31.22	326.97	Arcilla de color gris verdoso con lentes de arena fina
12	7.90	8.50	P	160.69	40.47	10.57	120.22	29.90	402.07	Arcilla de color café rojizo y gris verdoso con escasa arena fina
13	8.50	9.00	114	140.75	39.62	10.77	101.13	28.85	350.54	Arcilla de color café rojizo y gris verdoso con escasa arena fina
14	9.10	9.70	64	173.76	76.34	11.54	97.42	64.80	150.34	Arcilla de color gris verdoso con lentes de ceniza volcanica negra
15	9.70	10.30	31	138.21	44.63	11.60	93.58	33.03	283.32	Arcilla de color café verdoso con escasa arena fina y grumos de carbonato
16	10.30	10.90	68	93.88	47.07	11.32	46.81	35.75	130.94	Arcilla de color gris oscuro con escasa arena fina y gravillas aisladas
17	10.90	11.50	373	159.29	49.92	13.16	109.37	36.76	297.52	Arcilla de color café rojizo y gris verdoso con escasa arena fina
18	11.50	12.10	327	176.87	58.83	13.60	118.04	45.23	260.98	Arcilla de color café rojizo y gris verdoso con escasa arena fina
19	12.10	13.00	126	154.40	61.88	10.74	92.52	51.14	180.92	Arcilla de color café verdoso con escasa arena fina y grumos de carbonato
20	13.00	13.60	B	160.10	52.03	10.60	108.07	41.43	260.85	Arcilla de color café verdoso y café rojizo con escasa arena fina
21	13.60	14.20	383	159.84	106.61	12.99	53.23	93.62	56.86	Arcilla de color gris claro con arena fina y grumos de carbonato
22	14.20	14.80	303	161.28	80.36	13.21	80.92	67.15	120.51	Arcilla de color gris oscuro con escasa arena fina
23	14.80	15.40	66	156.02	52.64	11.48	103.38	41.16	251.17	Arcilla de color gris oscuro y café rojizo con lentes de arena fina
24	16.00	16.60	116	106.66	53.04	10.82	53.62	42.22	127.00	Arcilla de color gris oscuro con arena fina
25	16.60	17.20	214	155.73	54.56	10.60	101.17	43.96	230.14	Arcilla de color gris oscuro con arena fina

CONTENIDO NATURAL DE AGUA

Proyecto: _____

Sondeo: SM-01

Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18

Fecha de elaboración: Diciembre de 2020

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD [m]		TARA No.	Wsh+Tara [gr]	Wss+Tara [gr]	Wtara [gr]	Ww [gr]	Ws [gr]	W [%]	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
26	17.20	18.10	Q	143.08	67.76	10.65	75.32	57.11	131.89	Arcilla de color gris oscuro con arena fina
27	18.10	18.70	82	161.61	48.26	11.29	113.35	36.97	306.60	Arcilla de color gris verdoso con escasa arena fina
28	18.70	19.30	52	147.06	47.40	11.50	99.66	35.90	277.60	Arcilla de color gris verdoso con escasa arena fina
29	19.30	19.90	128	158.89	59.15	10.50	99.74	48.65	205.02	Arcilla de color gris verdoso con escasa arena fina
30	19.90	20.50	109	157.62	56.64	10.76	100.98	45.88	220.10	Arcilla de color café rojizo y gris verdoso con escasa arena fina

CONTENIDO NATURAL DE AGUA

Proyecto: _____

Sondeo: _____

Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18

Fecha de elaboración: Diciembre de 2020

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD [m]		TARA No.	Wsh+Tara [gr]	Wss+Tara [gr]	Wtara [gr]	Ww [gr]	Ws [gr]	W [%]	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
PCA-01										
CUBICA	1.30	1.80	132	124.47	102.68	10.66	21.79	92.02	23.68	Arcilla de color café oscuro con arena fina y raices, material grumoso
PCA-02										
MR-1	0.75	1.70	104	150.63	116.21	10.53	34.42	105.68	32.57	Arcilla de color café oscuro con arena fina y gravillas aisladas
CUBICA	1.70	1.90	H	157.53	104.87	10.68	52.66	94.19	55.91	Arcilla de color gris claro con poca arena fina
PCA-03										
MR-1	0.75	2.00	I	152.98	111.55	10.76	41.43	100.79	41.11	Arcilla de color café oscuro con arena fina y gravillas aisladas
MR-2	2.00	2.90	307	159.09	109.82	13.41	49.27	96.41	51.10	Arcilla arenosa de color gris claro con grumos cementados



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA UNICO DE ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA



PORCENTAJE DE FINOS

Proyecto: _____

Fecha de elaboración: enero de 2021

Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18

Sondeo: _____

MUESTRA	PROFUNDIDAD		TARA	Wtara	Wss inicial+Wtar	Wss final + WTara	Wss inicial	Wss Final	Wfinos	Arena	Finos
No.	[m]		No.	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	(%)	[%]
PCA-01											
CUBICA	1.50	1.70	133	10.65	107.03	13.17	96.38	2.52	93.86	2.61	97.39
PCA-02											
CUBICA	1.70	1.90	345	13.14	113.24	22.52	100.10	9.38	90.72	9.37	90.63
SM-01											
5	2.50	3.40	365	13.45	97.84	19.07	84.39	5.62	78.77	6.66	93.34
11	7.00	7.90	S	10.61	99.65	38.91	89.04	28.30	60.74	31.78	68.22
19	12.10	13.00	348	12.89	88.35	19.04	75.46	6.15	69.31	8.15	91.85
26	17.20	18.10	7	11.49	88.80	32.32	77.31	20.83	56.48	26.94	73.06

Densidades de Sólido Ss

Proyecto: _____

Fecha de elaboración: enero de 2021

Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18

Sondeo: SM-01

MUESTRA	PROFUNDIDAD		MATRAZ	W _{m+s+w}	TEMP.	W _{m+w}	W _{m+s}	W _m	W _{ss}	Ss
No.	[m]		No.	[gr]	[°]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	
5	2.50	3.40	IV	739.55	30	705.29	267.68	207.68	60.00	2.331
11	7.00	7.90	V	371.88	30	356.04	137.12	107.12	30.00	2.119
19	12.10	13.00	I	737.53	30	704.64	269.06	209.06	60.00	2.213
26	17.20	18.10	III	739.93	30	705.99	268.38	208.38	60.00	2.302



LIMITES DE CONSISTENCIA

Proyecto: _____ Fecha de elaboración: enero de 2021

Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18

Sondeo: PCA-02 Muestra: CUBICA Profundidad: 1.70 - 1.90 m

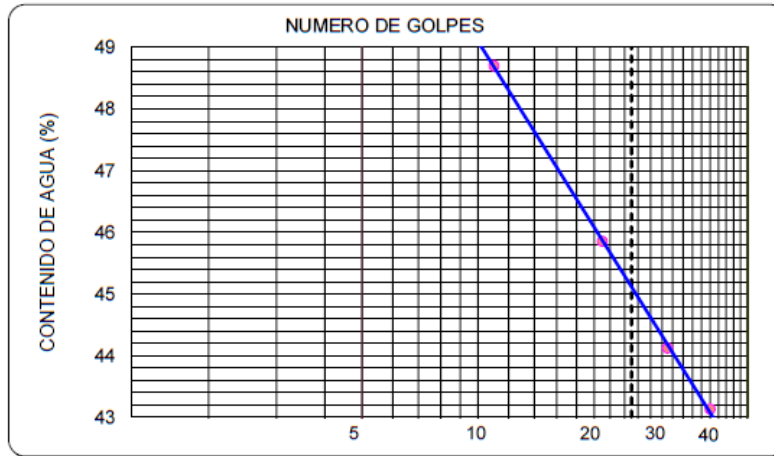
LIMITE LIQUIDO

No PRUEBA	NUMERO GOLPES	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)
1	40	E	11.65	24.16	20.39	43.1
2	31	F	16.67	31.14	26.71	44.1
3	21	K	11.04	24.59	20.33	45.9
4	11	H	16.61	29.77	25.46	48.7

LIMITE PLASTICO

No PRUEBA	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)	VALOR PROMEDIO (%)
1	304	13.23	16.85	16.22	21.07	20.7
2	3c	10.66	13.45	12.98	20.26	

LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICO	SUCS
45.1 %	20.7 %	24.4 %	CL



LIMITES DE CONSISTENCIA

Proyecto: _____ Fecha de elaboración: enero de 2021

Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18

Sondeo: PCA-01 Muestra: CUBICA Profundidad: 1.50 - 1.70 m

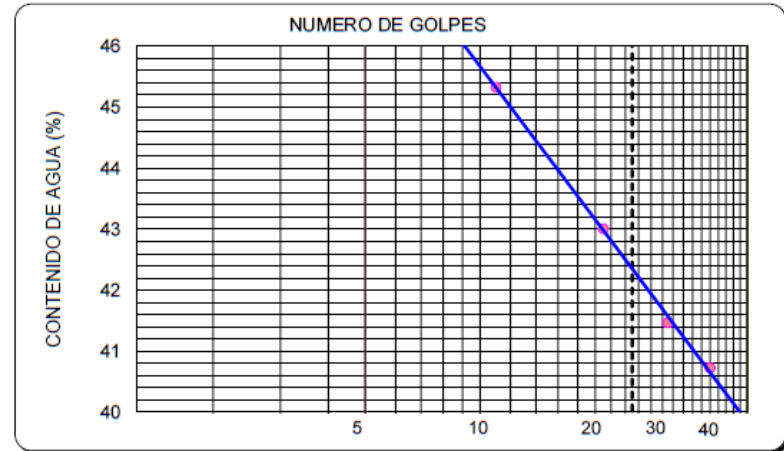
LIMITE LIQUIDO

No PRUEBA	NUMERO GOLPES	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)
1	40	B	10.98	24.18	20.36	40.7
2	31	D	11.08	23.60	19.93	41.5
3	21	W	15.97	29.47	25.41	43.0
4	11	L	16.45	28.12	24.48	45.3

LIMITE PLASTICO

No PRUEBA	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)	VALOR PROMEDIO (%)
1	207	10.91	14.18	13.73	15.96	16.1
2	73	11.71	14.78	14.35	16.29	

LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICO	SUCS
42.3 %	16.1 %	26.2 %	CL





LIMITES DE CONSISTENCIA

Proyecto: _____ Fecha de elaboración: enero de 2021
 Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18
 Sondeo: SM-01 Muestra: 11 Profundidad: 7.00 - 7.90 m

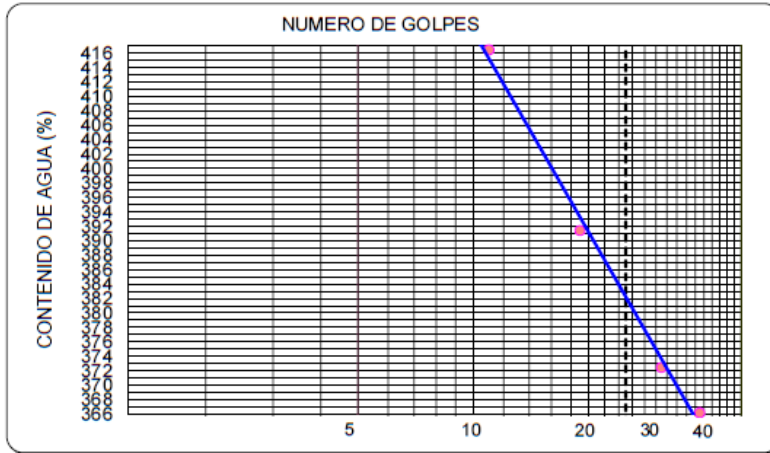
LIMITE LIQUIDO

No PRUEBA	NUMERO GOLPES	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)
1	39	M	15.97	25.20	17.95	366.2
2	31	B	10.98	20.24	12.94	372.4
3	19	H	16.61	25.21	18.36	391.4
4	11	L	16.45	25.23	18.15	416.5

LIMITE PLASTICO

No PRUEBA	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)	VALOR PROMEDIO (%)
1	26	11.39	13.82	12.94	56.77	57.3
2	99	11.67	14.18	13.26	57.86	

LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICO	SUCS
381.8 %	57.3 %	324.5 %	CH



LIMITES DE CONSISTENCIA

Proyecto: _____ Fecha de elaboración: enero de 2021
 Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18
 Sondeo: SM-01 Muestra: 5 Profundidad: 2.50 - 3.40 m

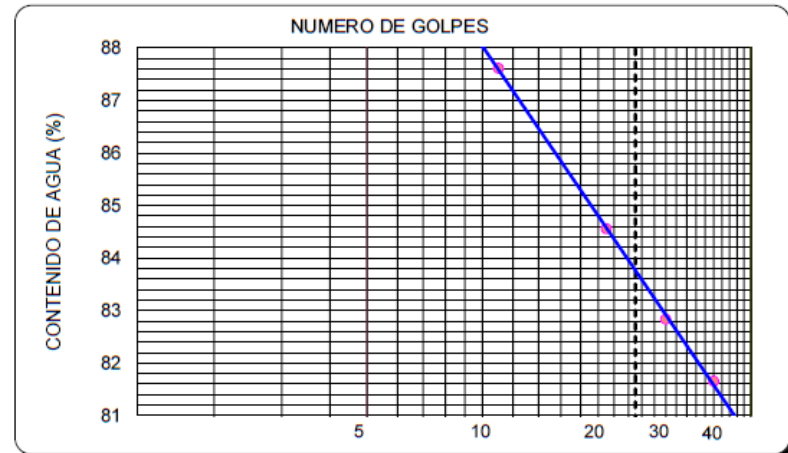
LIMITE LIQUIDO

No PRUEBA	NUMERO GOLPES	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)
1	40	3	11.49	22.68	17.65	81.7
2	30	62	11.39	22.47	17.45	82.8
3	21	44	11.48	21.52	16.92	84.6
4	11	1	15.94	28.21	22.48	87.6

LIMITE PLASTICO

No PRUEBA	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)	VALOR PROMEDIO (%)
1	23	11.18	14.15	13.24	44.17	43.2
2	210	10.61	13.10	12.36	42.29	

LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICO	SUCS
83.7 %	43.2 %	40.5 %	MH





LIMITES DE CONSISTENCIA

Proyecto: _____ **Fecha de elaboración:** enero de 2021
Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18
Sondeo: SM-01 **Muestra:** 26 **Profundidad:** 17.20 - 18.10 m

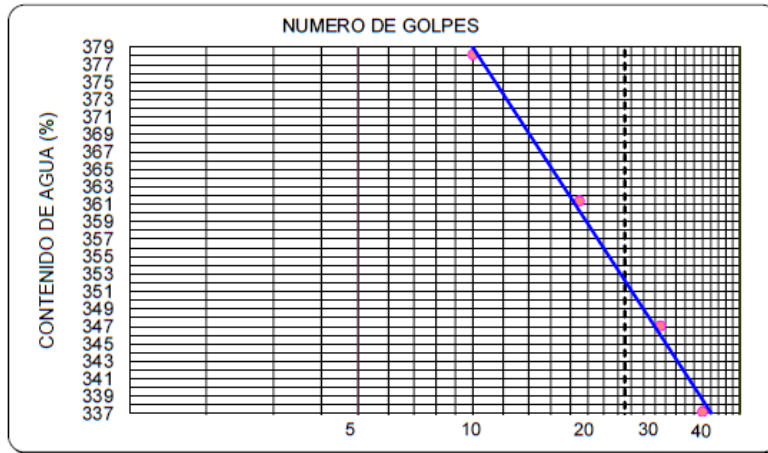
LIMITE LIQUIDO

No PRUEBA	NUMERO GOLPES	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)
1	40	G	12.03	21.78	14.26	337.2
2	31	J	11.53	21.41	13.74	347.1
3	19	C	11.16	20.48	13.18	361.4
4	10	N	11.88	21.73	13.94	378.2

LIMITE PLASTICO

No PRUEBA	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)	VALOR PROMEDIO (%)
1	8f	10.75	13.45	12.49	55.17	54.9
2	50	11.38	13.90	13.01	54.60	

LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICO	SUCS
352.0 %	54.9 %	297.1 %	CH



LIMITES DE CONSISTENCIA

Proyecto: _____ **Fecha de elaboración:** enero de 2021
Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18
Sondeo: SM-01 **Muestra:** 19 **Profundidad:** 12.10 - 13.00 m

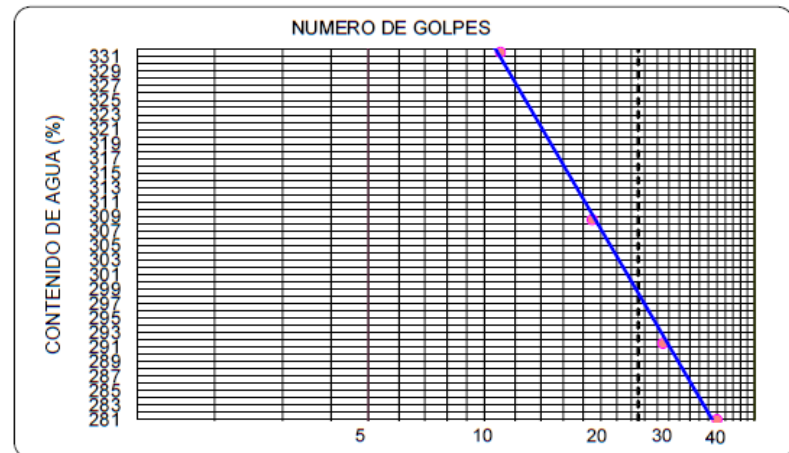
LIMITE LIQUIDO

No PRUEBA	NUMERO GOLPES	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)
1	40	F	16.67	27.72	19.57	281.0
2	29	D	11.07	21.25	13.67	291.5
3	19	E	11.65	22.15	14.22	308.6
4	11	K	11.03	22.77	13.75	331.6

LIMITE PLASTICO

No PRUEBA	No. TARA	WTara (gr)	Whumedo + WTara (gr)	Wseco + Wtara (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)	VALOR PROMEDIO (%)
1	47	11.34	13.55	12.75	56.74	57.3
2	204	10.76	13.35	12.40	57.93	

LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICO	SUCS
298.0 %	57.3 %	240.6 %	CH





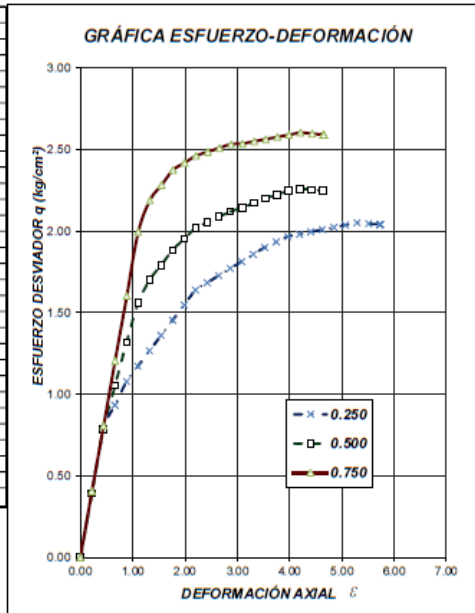
COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

Proyecto: 0 Fecha de elaboración: enero de 2021
 Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18 Hoja: 2 de 2
 Sondeo: PCA-01 Muestra No: CUBICA Profundidad: 1.50 - 1.70 m

RESULTADOS

Prueba	W _i (%)	e _i	G _w %	Y _{mi} ton/m ³	σ _{conf} kg/cm ²	σ _{desv} kg/cm ²
1	24.88	0.527	99.69	1.726	0.250	2.051
2	27.14	0.525	109.04	1.759	0.500	2.260
3	28.44	0.620	96.76	1.673	0.750	2.603
PROMEDIO	26.82	0.557	101.83	1.72	Ss = 2.11	

ε	σ _{ax}	σ _{ho}	σ _{ho}
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2205	0.3952	0.3948	0.4048
0.4410	0.7876	0.7868	0.8068
0.6615	0.9327	1.0540	1.2059
0.8820	1.0771	1.3195	1.6022
1.1025	1.1720	1.5591	1.9956
1.3230	1.2664	1.7006	2.1888
1.5436	1.3603	1.7932	2.2824
1.7641	1.4537	1.8853	2.3755
1.9846	1.5467	1.9529	2.4191
2.2051	1.6391	2.0202	2.4625
2.4256	1.6832	2.0537	2.4861
2.6461	1.7271	2.0871	2.5096
2.8666	1.7708	2.1203	2.5330
3.0871	1.8142	2.1438	2.5369
3.3076	1.8574	2.1720	2.5504
3.5281	1.9004	2.1999	2.5638
3.7486	1.9337	2.2231	2.5771
3.9691	1.9669	2.2460	2.5903
4.1896	1.9811	2.2596	2.6035
4.4101	1.9952	2.2543	2.5914
4.6307	2.0093	2.2491	2.5914
4.8512	2.0232	2.2491	2.5914
5.0717	2.0371	2.2491	2.5914
5.2922	2.0509	2.2491	2.5914
5.5127	2.0461	2.2491	2.5914
5.7332	2.0413	2.2491	2.5914
5.9537	2.0413	2.2491	2.5914



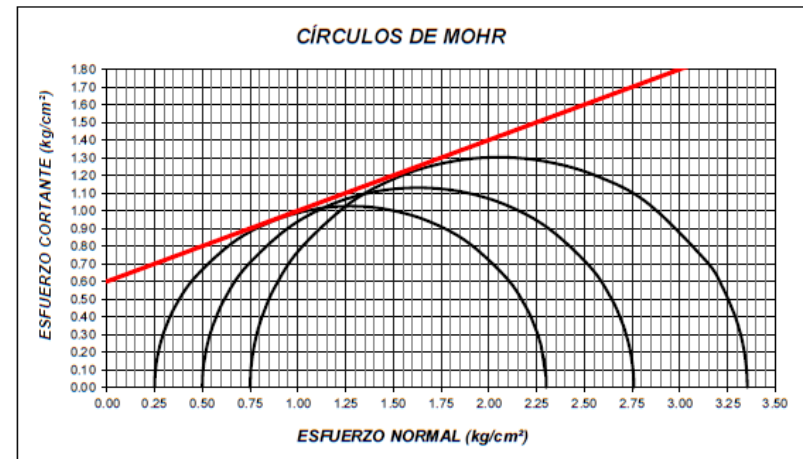
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL.- Arcilla de color café oscuro con arena fina, gravillas aisladas y raicillas

COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

Proyecto: 0 Fecha de elaboración: enero de 2021
 Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18 Hoja: 1 de 2
 Sondeo: PCA-01 Muestra : CUBICA Profundidad: 1.50 - 1.70 m

RESULTADOS

Prueba	W _i (%)	e _i	G _w %	Y _{mi} ton/m ³	σ _{conf} kg/cm ²	σ _{desv} kg/cm ²
1	24.88	0.527	99.69	1.726	0.250	2.051
2	27.14	0.525	109.04	1.759	0.500	2.260
3	28.44	0.620	96.76	1.673	0.750	2.603
PROMEDIO	26.82	0.557	101.83	1.719	Ss = 2.110	



Cohesión: 6.00 ton/m² Ángulo de fricción: 22 grados

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL.- Arcilla de color café oscuro con arena fina, gravillas aisladas y raicillas

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA





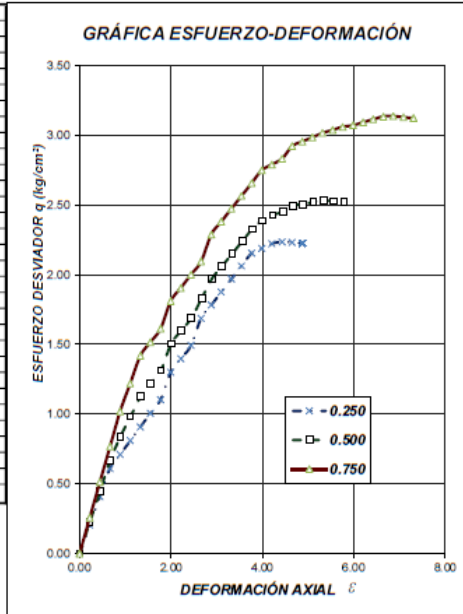
COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

Proyecto: 0 Fecha de elaboración: enero de 2021
 Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18 Hoja: 2 de 2
 Sondeo: SM-01 Muestra No: 5 Profundidad: 2.50 - 3.40 m

RESULTADOS

Prueba	W _i (%)	e _i	G _w %	Y _{mi} ton/m ³	σ _{conf} kg/cm ²	σ _{desv} kg/cm ²
1	60.99	1.381	100.22	1.535	0.250	2.236
2	64.98	1.461	100.93	1.522	0.500	2.532
3	71.22	1.670	96.81	1.456	0.750	3.137
PROMEDIO	65.73	1.504	99.32	1.50	Ss = 2.27	

ε	σ _{desv}	σ _{desv}	σ _{desv}
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2217	0.2044	0.2234	0.2572
0.4435	0.4077	0.4455	0.5128
0.6652	0.6098	0.6663	0.7669
0.8869	0.7096	0.8367	1.0194
1.1086	0.8089	0.9817	1.2198
1.3304	0.9077	1.1259	1.4189
1.5521	1.0059	1.2206	1.5164
1.7738	1.1037	1.3148	1.6133
1.9956	1.3006	1.5052	1.8097
2.2173	1.3970	1.5981	1.9053
2.4390	1.4929	1.6906	2.0003
2.6608	1.6870	1.8304	2.0949
2.8825	1.7816	1.9694	2.2877
3.1042	1.8756	2.0601	2.3809
3.3259	1.9692	2.1502	2.4736
3.5477	2.0622	2.2399	2.5658
3.7694	2.1547	2.3290	2.6575
3.9911	2.1886	2.3895	2.7487
4.2129	2.2222	2.4262	2.7908
4.4346	2.2364	2.4533	3.0172
4.6563	2.2312	2.4942	3.0388
4.8780	2.2260	2.5204	3.0602
4.8780	2.2260	2.5204	3.0720
4.8780	2.2260	2.5204	3.0932
4.8780	2.2260	2.5204	3.1142
4.8780	2.2260	2.5204	3.1351
4.8780	2.2260	2.5204	3.1371



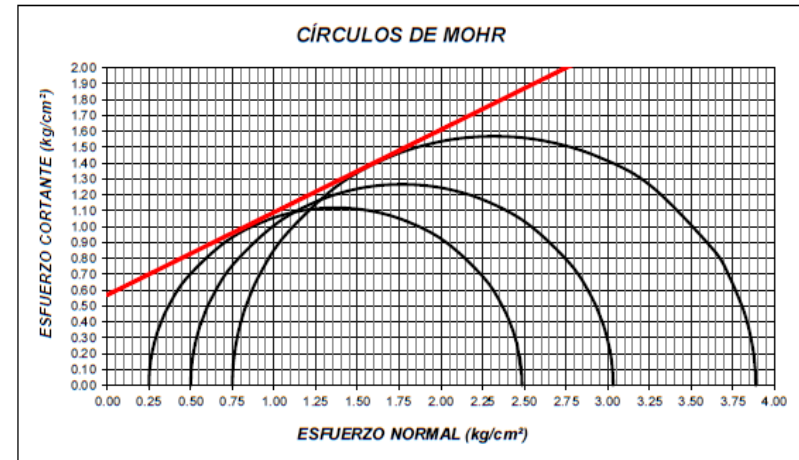
DESCRIPCION DEL MATERIAL.- Arcilla de color gris oscuro con arena fina y grumos cementados del mismo material

COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

Proyecto: 0 Fecha de elaboración: enero de 2021
 Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18 Hoja: 1 de 2
 Sondeo: SM-01 Muestra : 5 Profundidad: 2.50 - 3.40 m

RESULTADOS

Prueba	W _i (%)	e _i	G _w %	Y _{mi} ton/m ³	σ _{conf} kg/cm ²	σ _{desv} kg/cm ²
1	60.99	1.381	100.22	1.535	0.250	2.236
2	64.98	1.461	100.93	1.522	0.500	2.532
3	71.22	1.670	96.81	1.456	0.750	3.137
PROMEDIO	65.73	1.504	99.32	1.504	Ss = 2.270	



Cohesión: 5.70 ton/m² **Ángulo de fricción:** 27 grados

DESCRIPCION DEL MATERIAL.- Arcilla de color gris oscuro con arena fina y grumos cementados del mismo material

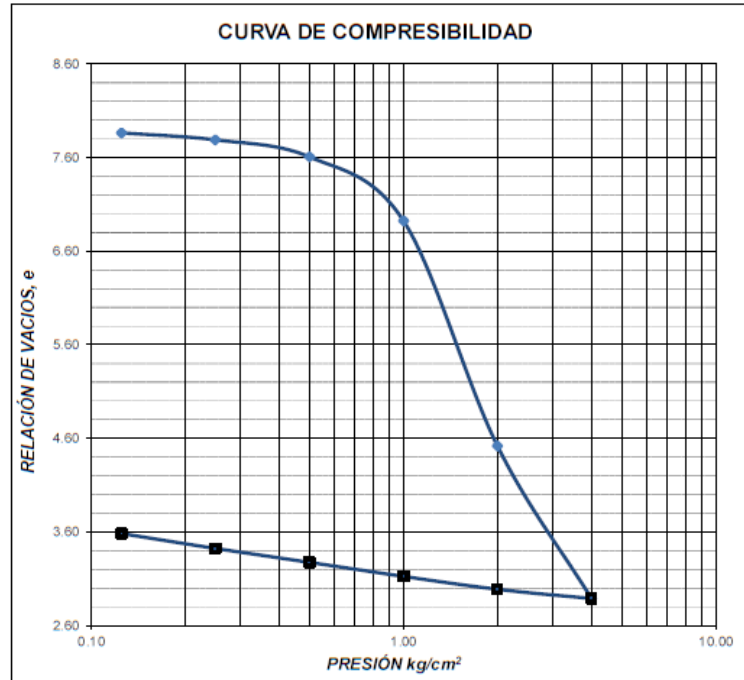


CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Proyecto: 0 Sondeo: SM-01
 Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18 Fecha: enero de 2021
 Muestra No: 11 Profundidad: 7.00 - 7.90 m

RESULTADOS

	w (%)	e	Gw %	γ_m ton/m ³	Ss
Inicio	369.20	7.969	98.16	1.108	2.119
Final	198.86	3.750	112.36	1.333	

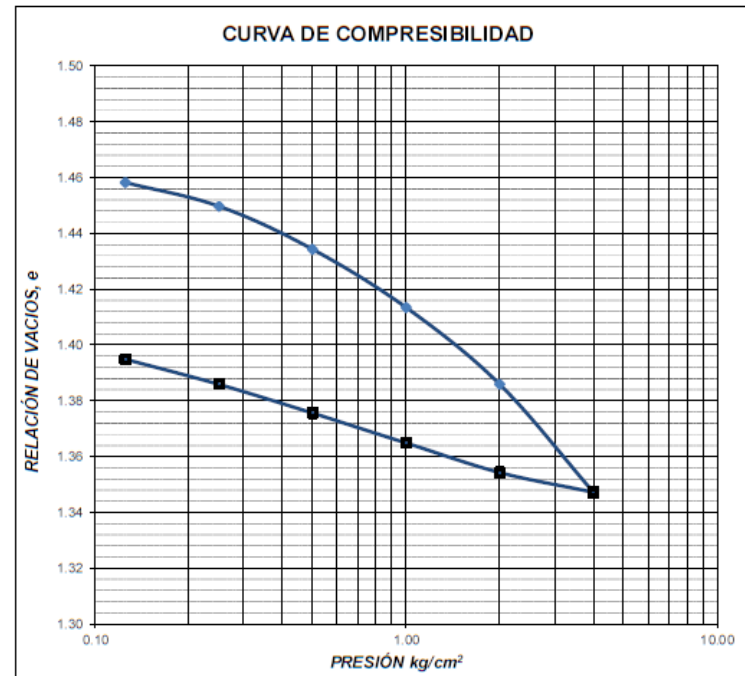


CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Proyecto: 0 Sondeo: SM-01
 Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18 Fecha: enero de 2021
 Muestra No: 5 Profundidad: 2.50 - 3.40 m

RESULTADOS

	w (%)	e	Gw %	γ_m ton/m ³	Ss
Inicio	61.55	1.478	97.06	1.520	2.331
Final	62.51	1.418	102.75	1.567	



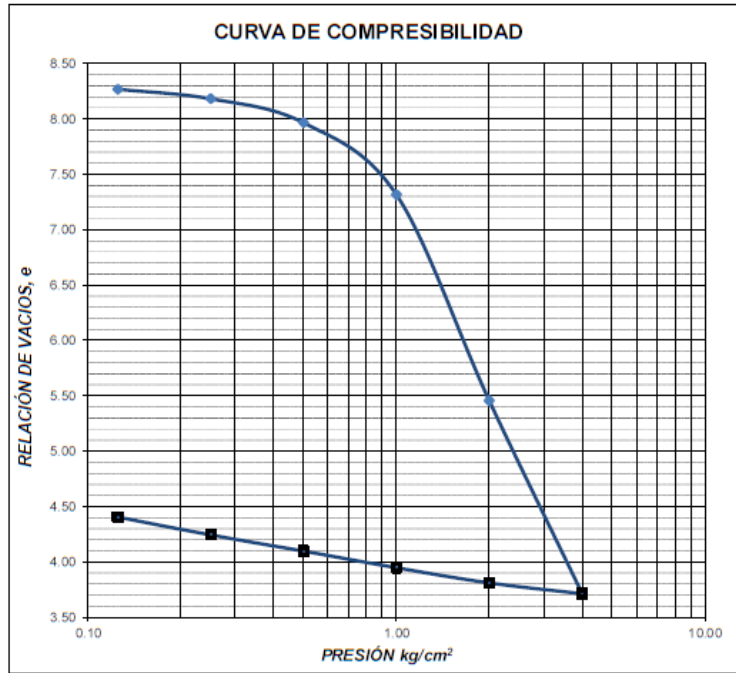


CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Proyecto: 0 Sondeo: SM-01
 Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18 Fecha: enero de 2021
 Muestra No: 26 Profundidad: 17.20 - 18.10 m

RESULTADOS

	w (%)	e	Gw %	γ_m ton/m ³	Ss
Inicio	353.22	8.369	97.17	1.114	2.302
Final	216.03	4.589	108.39	1.302	

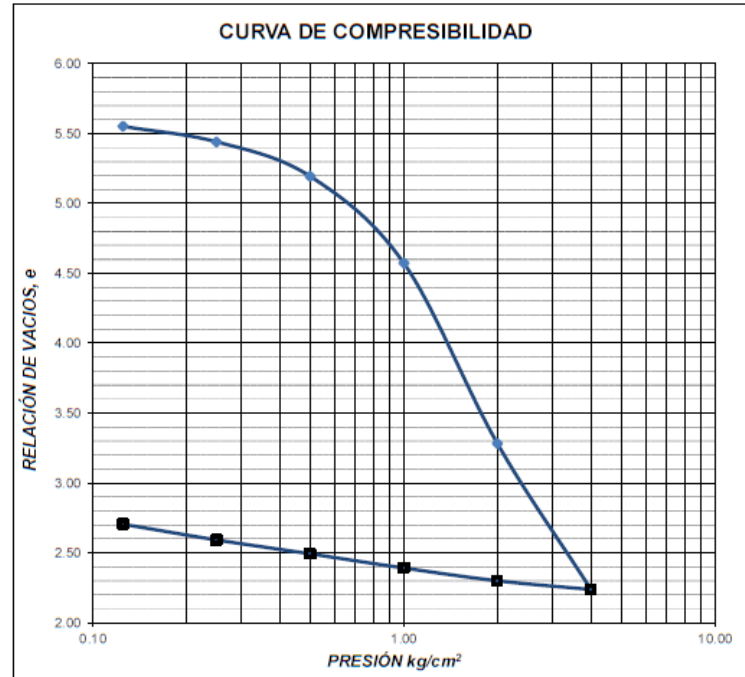


CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Proyecto: 0 Sondeo: SM-01
 Ubicación: Calle Jose Peñon Contreras No 18 Fecha: enero de 2021
 Muestra No: 19 Profundidad: 12.10 - 13.00 m

RESULTADOS

	w (%)	e	Gw %	γ_m ton/m ³	Ss
Inicio	242.16	5.630	95.20	1.142	2.213
Final	138.53	2.824	108.58	1.381	



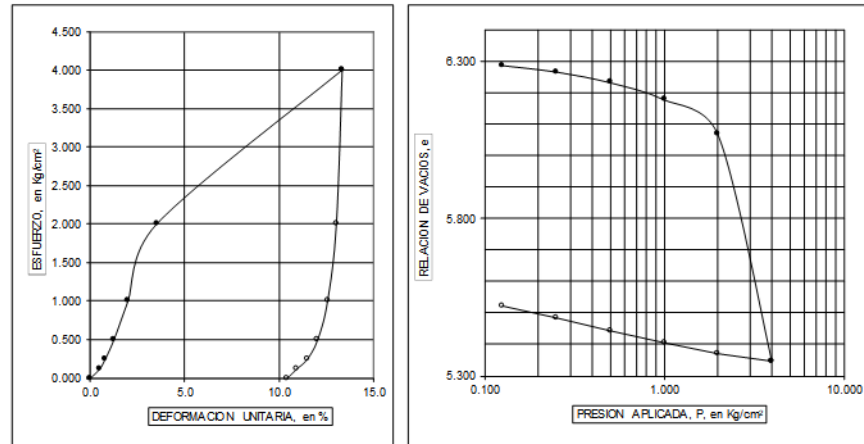


GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: ÁNGEL DEL CAMPO 8
 UBICACION: _____
 CLASIF.: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

SONDEO: SM-2
 MUESTRA: 37-1
 PROF.: 24.20-24.40

DENSIDAD DE SÓLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
--	e	e _r	w _i	w _r	G _{wi}	G _{wr}	γ _h Ton/m ³	γ _s Ton/m ³	
2.420	6.324	5.561	257.06	200.60	98.37	87.30	1.180	0.330	CH

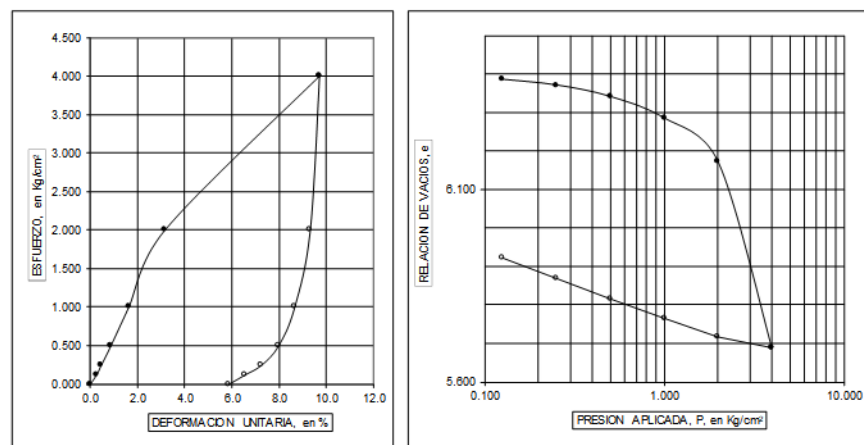


GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: ÁNGEL DEL CAMPO 8
 UBICACION: _____
 CLASIF.: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

SONDEO: SM-2
 MUESTRA: 45-4
 PROF.: 30.53-30.70

DENSIDAD DE SÓLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
--	e	e _r	w _i	w _r	G _{wi}	G _{wr}	γ _h Ton/m ³	γ _s Ton/m ³	
2.440	6.405	5.973	260.12	236.81	99.09	96.74	1.187	0.330	CH

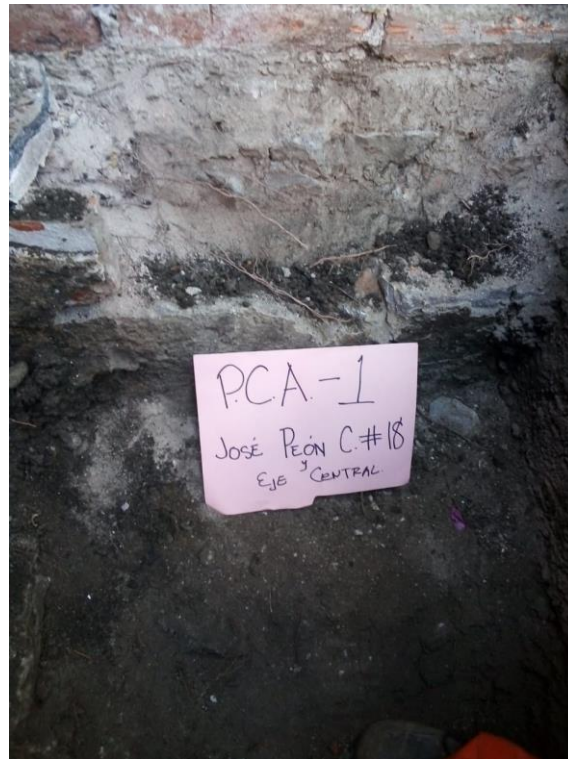


Anexo II Reporte fotográfico

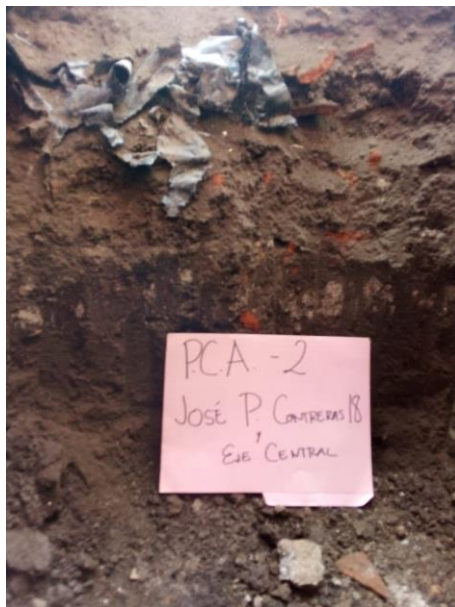
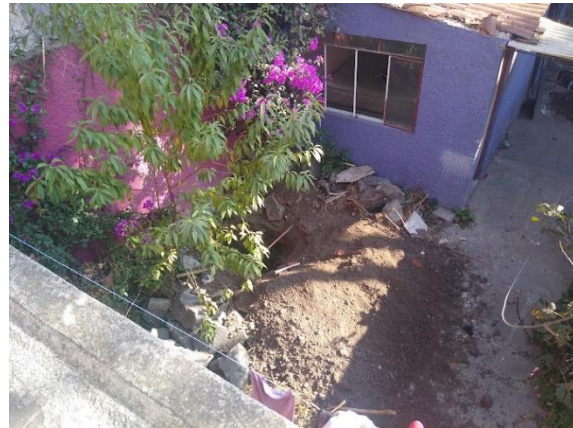
SONDEO MIXTO SM-1



POZO A CIELO ABIERTO 1



POZO A CIELO ABIERTO 2



POZO A CIELO ABIERTO 3

