

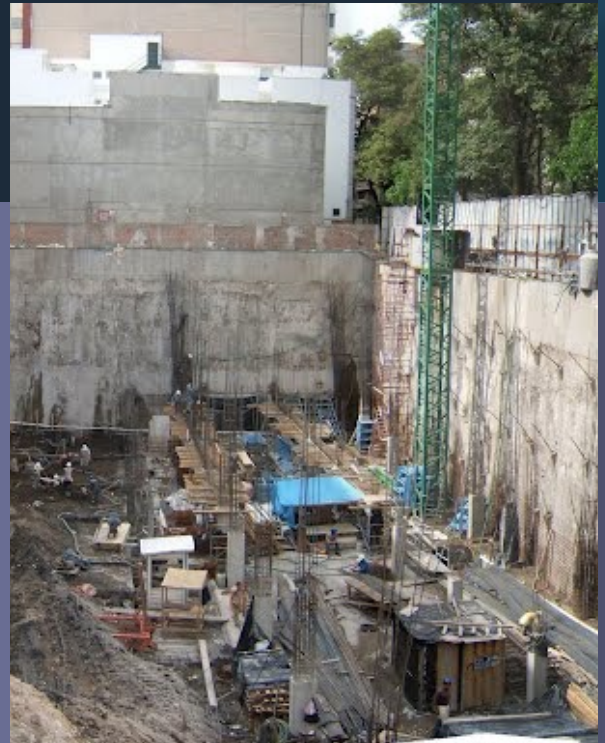


Apuntes de **ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES**

Ejemplos de aplicación

Tomo II

Armando Rafael Hermosillo Arteaga
Agustín Deméneghi Colina
Margarita Puebla Cadena
Héctor Sanginés García





Apuntes de
**ANÁLISIS Y DISEÑO
DE CIMENTACIONES**

Ejemplos de aplicación

Tomo II

Armando Rafael Hermosillo Arteaga
Agustín Deméneghi Colina
Margarita Puebla Cadena
Héctor Sanginés García

División de Ingenierías Civil y Geomática
Departamento de Geotecnia

Acrobat Reader
Haz Click

HERMOSILLO ARTEAGA, Armando Rafael
DEMÉNEGHI COLINA, Agustín
PUEBLA CADENA, Margarita
SANGINÉS GARCÍA, Héctor
*Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones.
Ejemplos de aplicación. Tomo II*
Universidad Nacional Autónoma de México,
Facultad de Ingeniería, 2023, 166 p.

*Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones.
Ejemplos de aplicación. Tomo II*

Primera edición impresa, 2017

Primera edición electrónica de un ejemplar (3 MB) Formato PDF
Publicado en línea en mayo de 2023

D.R. © 2023, Universidad Nacional Autónoma de México,
Avenida Universidad 3000, Col. Universidad Nacional Autónoma de México,
Ciudad Universitaria, Delegación Coyoacán, C.P. 04510, México, CDMX.

FACULTAD DE INGENIERÍA
<http://www.ingenieria.unam.mx/>

Esta edición y sus características son propiedad de la Universidad Nacional
Autónoma de México. Prohibida la reproducción o transmisión total
o parcial por cualquier medio sin la autorización escrita
del titular de los derechos patrimoniales.

Hecho en México.

UNIDAD DE APOYO EDITORIAL

Cuidado de la edición: María Alicia Medina
Diseño editorial: Nismet Díaz Ferro
Imagen de la portada: armado de zapata aislada
Fotografía: Héctor Armando Tapia Reyes

INTRODUCCIÓN

En este trabajo, se presentan ejemplos de aplicación de cimentaciones que constituyen casos reales con distintos tipos de subsuelos y diferentes opciones de cimentación.

El primer ejemplo que se presenta es la cimentación de una pantalla ubicada en la parte poniente de la Ciudad de México (zona I) que está resuelta con una zapata cuadrada. Aquí, se trata lo relativo a la exploración de campo, el empuje por el viento, la succión en la estructura, la elaboración de la estratigrafía del sitio y las pruebas de laboratorio efectuadas. Se calcula la capacidad de carga ante distintas combinaciones de acciones en la base de la zapata; también, se calculan las deformaciones usando los métodos de: la teoría de elasticidad lineal, la ecuación de Burland y *Burbidge* y la teoría de comportamiento no lineal de Deméneghi. Posteriormente, se hace el diseño estructural de la zapata y se hacen recomendaciones de construcción.

El segundo ejemplo trata de la ampliación de un edificio situado en la zona de lago de la Ciudad de México (zona II). En este caso, se presentan los trabajos de campo, las pruebas realizadas en el laboratorio, se elabora la estratigrafía del subsuelo, se revisa la seguridad del terreno de cimentación para diferentes combinaciones de carga, calculándose la capacidad de carga; luego, se calculan los asentamientos instantáneos con la teoría de la elasticidad lineal con la ecuación de Schleicher y con

la de Steinbrenner. Posteriormente, se calcula la deformación volumétrica empleando, tanto, la teoría de consolidación de Terzaghi como la teoría del comportamiento no lineal de Deméneghi; una vez realizado lo anterior, se obtiene la deformación total. Con los datos obtenidos se realiza el diseño estructural de la cimentación y se plantean las recomendaciones de tipo constructivo.

En el tercer ejemplo, se presenta el estudio de mecánica de suelos de una planta de tratamiento en el estado de Oaxaca que es resuelto con una losa de cimentación, mismo que incluye la exploración, las pruebas de laboratorio, la revisión de la seguridad del terreno de cimentación, tanto, por la capacidad de carga como por deformaciones, el diseño estructura y las recomendaciones constructivas.

Finalmente, se presenta un cuarto ejemplo que consiste en el estudio de mecánica de suelos para el diseño geotécnico de una cimentación, parcialmente, compensada de un edificio habitacional que se pretende construir en la zona III, de la Ciudad de México. Aquí, como en los casos anteriores, se trata lo relativo a la exploración, laboratorio, estratigrafía y propiedades del subsuelo, cálculo de la capacidad de carga y deformaciones; se realiza el análisis de la estabilidad de los sistemas de excavación y se formulan recomendaciones constructivas.

Estos apuntes están dirigidos a los alumnos y a los profesores de las materias de Cimentaciones y Mecánica de suelos y tienen la finalidad de constituir estudios de casos que ilustran distintas problemáticas que se presentan en la Geotecnia.

CONTENIDO

Introducción	IV
Contenido	VI

CAPÍTULO 1. Cimentación de una pantalla publicitaria ubicada

en la zona poniente de la Ciudad de México	1
1.1. Introducción	1
1.2. Datos del proyecto	2
1.3. Trabajos de exploración	8
1.4. Pruebas de laboratorio	10
1.5. Estratigrafía y propiedades	11
1.6. Revisión de la seguridad del terreno de cimentación	12
1.6.1. Primera combinación de acciones (carga permanente)	12
1.6.2. Segunda combinación de acciones (carga permanente más carga accidental)	15
1.6.3. Asentamientos o estado límite de servicio	17
1.6.3.1. Teoría de la elasticidad lineal	17
1.6.3.2. Ecuación de Burland y Burbidge	20
1.6.3.3. Teoría del comportamiento no lineal (Deméneghi)	21
1.7. Diseño estructural	26
1.7.1. Determinación de elementos mecánicos	27
1.7.2. Tensión diagonal	30
1.7.3. Flexión	34
1.7.4. Penetración	42

1.7.5.	Acero por temperatura	46
1.8.	Conclusiones	47
1.9.	Recomendaciones	48

CAPÍTULO 2. Zapata corrida 49

2.1.	Introducción	49
2.2.	Datos del proyecto	50
2.3.	Trabajos de campo	50
2.4.	Pruebas de laboratorio	53
2.5.	Estratigrafía y propiedades	54
2.6.	Revisión de la seguridad del terreno de cimentación	55
2.6.1.	Primera combinación de acciones (carga permanente)	55
2.6.2.	Segunda combinación de acciones (carga permanente más carga accidental)	58
2.6.3.	Asentamientos o estados límite de servicio	61
2.6.3.1.	Asentamientos instantáneos	61
2.6.4.	Deformación volumétrica	66
2.7.	Diseño estructural	73
2.7.1.	Determinación de elementos mecánicos	74
2.7.2.	Tensión diagonal	76
2.7.3.	Flexión	79
2.7.4.	Acero por temperatura	86
2.8.	Conclusiones	88
2.9.	Recomendaciones	89

CAPÍTULO 3. Estudio de mecánica de suelos para una planta de tratamiento en el Estado de Oaxaca 90

3.1.	Introducción	90
3.2.	Datos del proyecto	90
3.3.	Trabajos de exploración	91
3.4.	Estratigrafía y propiedades	93
3.5.	Revisión de la seguridad del terreno de cimentación	93

3.5.1.	Estados límite de falla	93
3.5.2.	Estados límite de servicio	96
3.6.	Diseño estructural	97
3.6.1.	Cortante	98
3.6.2.	Flexión	99
3.6.3.	Acero por temperatura	105
3.7.	Conclusiones	106
3.8.	Recomendaciones	107

CAPÍTULO 4. Estudio de mecánica de suelos para el diseño geotécnico de una cimentación parcialmente compensada de un edificio habitacional que se pretende construir en la zona III de la Ciudad de México

		109
4.1.	Introducción	109
4.2.	Datos del proyecto	109
4.3.	Trabajos de exploración	110
4.4.	Pruebas de laboratorio	116
4.5.	Estratigrafía y propiedades	117
4.6.	Revisión de la seguridad de la excavación	118
4.6.1.	Estados límite de falla	118
4.6.2.	Segunda combinación de acciones. Acciones permanentes, más acciones variables, más acciones accidentales	121
4.6.3.	Estados límite de servicio	123
4.6.4.	Análisis de estabilidad de los sistemas de excavación	128
4.7.	Conclusiones	138
4.8.	Recomendaciones	138

Índice de figuras	149
Índice de tablas	151
Bibliohemerografía	153

1.1. Introducción

Se requiere construir una pantalla publicitaria en la zona poniente de la Ciudad de México. Dentro de las NTCDC (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones) del Distrito Federal, la clasificación del terreno corresponde a la zona I:

Lomas formadas por roca 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 para explotar minas de arena y de rellenos no controlados.¹

En los siguientes incisos, se presentan los datos del proyecto, los trabajos de exploración, las pruebas de laboratorio y la estratigrafía y propiedades del subsuelo encontradas, así como, la revisión de la seguridad del terreno de cimentación. Se presentan las conclusiones y se proporcionan recomendaciones de mecánica de suelos para el diseño y construcción de una pantalla.

¹ Gobierno del Distrito Federal, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, t. ii, núm. 103-bis, octubre 6 de 2004.

1.2. Datos del proyecto

El proyecto contempla la construcción de una pantalla publicitaria de 12 m de ancho por 6 m de altura que está ubicada a una altura de 20 m sobre el nivel de la banqueta, (la altura total de la pantalla será de $20+6=26$ m). La pantalla es de dos hojas, cada una de las cuales pesa 50 kN (5 t), por lo que, el peso total de la pantalla es de 100 kN. El peso del tubo de sostén de la pantalla se considera de 50 kN. El predio donde se construirá es, sensiblemente, plano.

De acuerdo con las NTCDV (Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento) del Distrito Federal: “Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma, se determinan con base en la velocidad de diseño.”² Esta velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo con la ecuación 1.1:

$$V_D = F_{TR} F_a V_R \quad (1.1)$$

donde:

F_{TR} : es el factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante.

F_a : es el factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura.

V_R : es la velocidad regional según la zona que le corresponda al sitio en donde se construirá la estructura.

² Gobierno del Distrito Federal, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, t. ii, núm. 103-bis, octubre 6 de 2004.

La velocidad de referencia, V_R , se define en la sección 3.1.1 y los factores F_a y F_{TR} se definen en las NTCDV, secciones 3.1.2 y 3.1.3, (2004), respectivamente.

Para la zona I, el valor regional, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica (m/s) para un periodo de retorno de 200 años, el valor de V_R es 39 m/s.

El factor de variación con la altura, F_a , establece la variación de la velocidad del viento con la altura z ; se obtiene con las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} F_a &= 1.0 && ; \quad \text{si } z \leq 10 \text{ m} \\ F_a &= (z/10)_\alpha && ; \quad \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta \\ F_a &= (\delta/10)_\alpha && ; \quad \text{si } z \geq \delta \end{aligned} \tag{3.2}$$

donde:

δ : es la altura gradiente que es medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante.

δ y z : están dadas en metros.

α : es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno (figura 1.1) y se definen en la tabla 1.1., de las NTCDV, sección 3.2, (2004).



Figura 1.1 Rugosidad del terreno

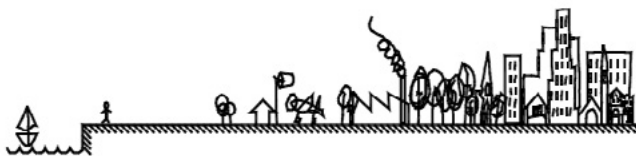


TABLA 1.1. Rugosidad del terreno α y δ

Tipos de terreno		α	δ , m
R1	Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3	Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones o áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4	Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.170	455

En este caso, α es igual a 0.099 para una rugosidad del terreno clasificada como R1, escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto, y un δ menor a 245 m; entonces, se considera $F\alpha = (z/10)^\alpha$, si $10 \text{ m} < z < \delta$.

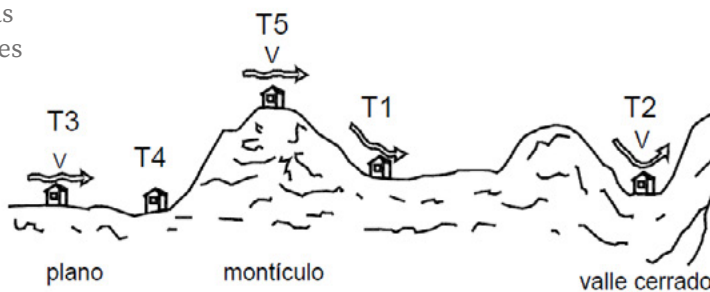
Por tanto, $F_\alpha = (26/10) 0.099 = 1.09921428$

F_{TR} se considera igual 0.88 por tratarse de un terreno prácticamente plano, a campo abierto, en ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores del 5% (normal), según la tabla 1.2 (2004).

Tabla 1.2. Clasificación factor F_{TR}

Tipos de topografía		Rugosidad de terrenos en alrededores		
		Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1	Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.80	0.70	0.66
T2	Valles cerrados	0.90	0.79	0.74
T3	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5% (normal)	1.00	0.88	0.82
T4	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%	1.10	0.97	0.90
T5	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10%, cañadas o valles cerrados	1.20	1.06	0.98

Figura 1.2. Formas topográficas locales



Sustituyendo en la ecuación (1.1):

$$V_D = F_{TR} F_a V_R = 0.88 (1.0991729)(39) = 37.7 \text{ m/s} \quad (1.2)$$

Entonces, al considerar una velocidad regional $V_R = 39 \text{ m/s}$ y de acuerdo con la geometría y altura de la pantalla, se obtuvo una velocidad de diseño $V_D = 37.7 \text{ m/s}$.

Se debe calcular la presión debida al viento, p_z , la cual es la presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada en Pa, esto se obtiene tomando en cuenta su forma y se da, de manera general, por la expresión 1.3.

$$p_z = 0.47 C_p V_D^2 \quad (1.3)$$

donde:

C_p : es el coeficiente local de presión que depende de la forma de la estructura.

V_D : es la velocidad de diseño a la altura z , definida en las NTCDV, sección 3.1, (2004).

Para calcular, C_p , que es la fuerza total sobre la pared o anuncio, suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se calculará a partir de la ecuación 1.3; y se utilizará un factor de presión obtenido de la tabla 1.3 (2004).

Tabla 1.3. Viento normal al anuncio o muro

Coeficiente de presión neta (C_p)		
Anuncios		Muros
$0 < h_e/H < 0.2$	$0.2 \leq h_e/H \leq 0.7$	
$1.2 + 0.02 (d/h_e - 5)$	1.5	1.2

La tabla 1.3 se aplica para anuncios con $1 \leq d/h_e \leq 20$ y muros con $1 \leq d/H \leq 20$. Si d/h_e o d/H es mayor que 20, el coeficiente de presión será igual a 2.0.

Coefficiente de presión neta ($C_p = 1.5$); ya que, se cumple esta desigualdad $0.2 \leq h_e/H \leq 0.7$ en la figura 1.3.

$$h_e = 6 \text{ m}$$

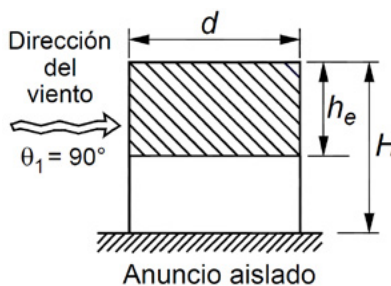
$$H = 26 \text{ m}$$

$$d = 12 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$P_z = 0.47 (1.5) (37.7) 2 = 1\,003.34 \text{ Pa (102.27 kg/m}^2\text{)}$$

Figura 1.3. Dimensiones de anuncios en dirección del viento



Con estos datos, se halla un momento de volteo de diseño:

$$M_d = P_z A \cdot d \tag{1.4}$$

donde:

A : es el área de contacto del viento sobre el anuncio $= (6 \times 12) = 72 \text{ m}^2$.

d : es el brazo de palanca del centroide del área de contacto al nivel de desplante $= 20 + 3 = 23 \text{ m}$.

$$M_d = (1\,003.34) (72) * (23) = 1\,661.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1.3. Trabajos de exploración

Para este tipo de obra para la zona I, se requiere según las NTCDCC (2004):

- » Un sondeo por cada 80 m de perímetro.
- » La exploración debe ser, por lo menos, 2 m abajo del nivel de desplante.
- » Para la localización de minas u otras oquedades, los procedimientos de exploración deben ser directos.
- » La profundidad de los sondeos debe ser, por lo menos, dos veces el ancho del cimiento para el estudio de la capacidad de carga del terreno de cimentación.
- » Para estudiar la deformación del suelo, la exploración de campo debe ser a una profundidad, tal que, el esfuerzo inducido ya no sea significativo.

Por lo anterior, en el trabajo de exploración, se propone que sea un sondeo con SPT (Standard Penetration Test, Prueba de Penetración Estándar), llevado hasta una profundidad de 10 m. La ubicación del sondeo debe ser por debajo de la zapata como se muestra en la figura 1.4.

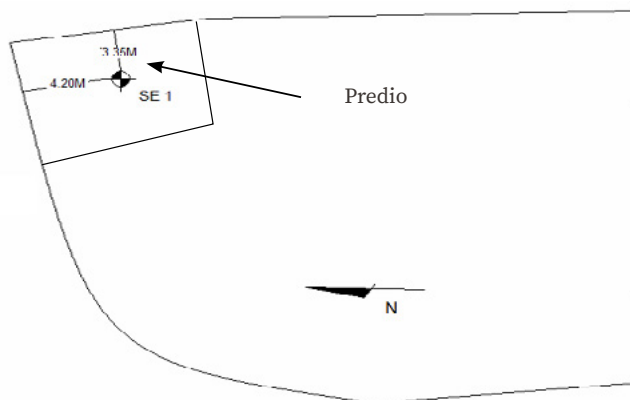


Figura 1.4. Croquis de localización

La estratigrafía encontrada en el sondeo SE-1 se indica en la tabla 1.4 y en la figura 1.5. El NAF (Nivel de Aguas Freáticas) no se encontró hasta la máxima profundidad explorada de 10.2 m.

Tabla 1.4. Sondeo SE-1. Obra: pantalla en zona I de la Ciudad de México

Estrato	Profundidad	Descripción	Consistencia o compacidad	No. de golpes	Contenido de agua	SUCS	Límite líquido	Límite plástico	Índice plástico	% Grava	% Arena	% Finos	ϕ
	m			N	w, %		%	%	%	G	S	F	grados
1	0-1.20	Relleno	Muy compacto	52	8.20								36
2	1.20-3.60	Arena limosa café con grava	Semi-compacto	21	12.10	SM	20.80	15.60	5.20	37.70	52.00	10.30	32
3	3.60-5.40	Arena limosa con grava	Muy compacto	>50	11.00	SM	21.80	17.80	4.00	0.00	76.00	24.00	38
4	5.40-7.80	Arena limosa con grava	Suelta	8	8.90								28
5	7.80-10.20	Arena limosa con grava	Semi-compacta	14	14.90	SM	19.40	13.40	6.00	29.00	36.70	34.70	31

donde:

N: es el número de golpes de la prueba de penetración estándar.

w: es el contenido natural de agua.

ϕ : es el ángulo de fricción interna.

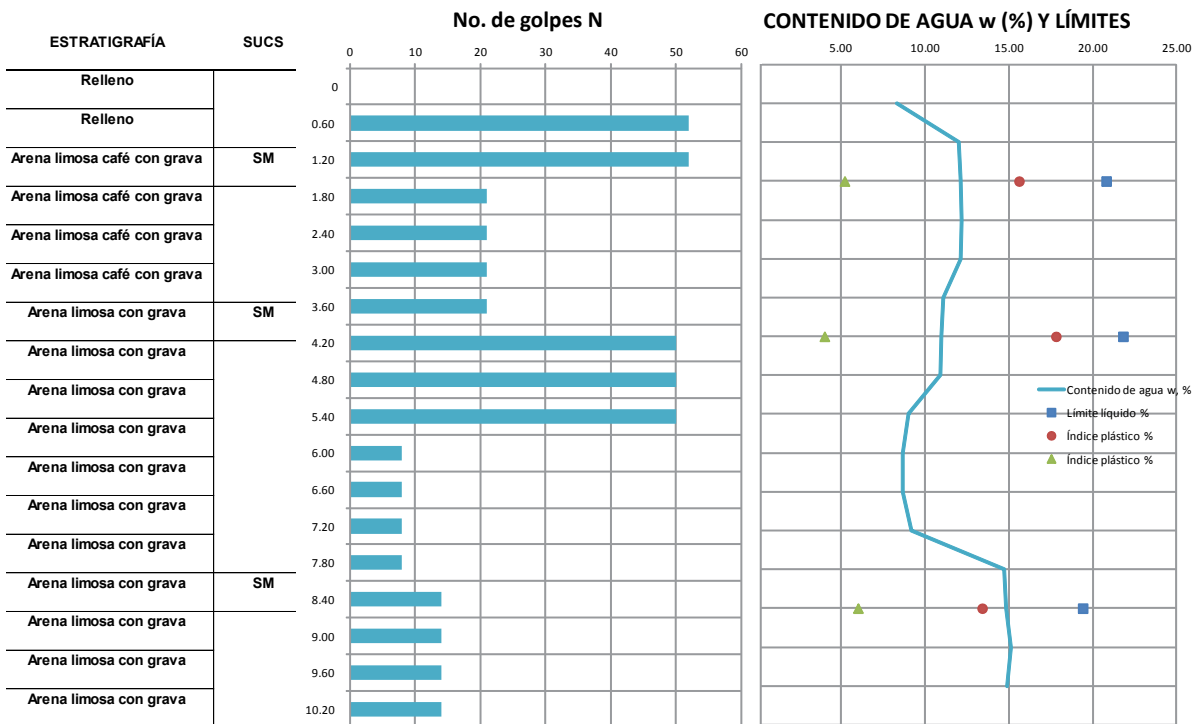


Figura 1.5. Perfil estratigráfico del sondeo SE-1

1.4. Pruebas de laboratorio

Las NTCDCC dicen: “Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato”.³

Por lo tanto, el ingeniero determina qué pruebas y en qué cantidad deben realizarse para conocer las propiedades y estratigrafía del suelo.

³ Gobierno del Distrito Federal, *óp. cit.*

Con las muestras alteradas que fueron extraídas del sondeo, se realizaron pruebas de laboratorio para obtener:

- » Contenido natural de agua
- » Clasificación visual y al tacto
- » Granulometría
- » Límites de plasticidad

Del sondeo a 10 m que se realizó se obtuvieron 17 muestras de suelo alterado; de cada muestra se obtuvo su contenido natural de agua y su clasificación visual y al tacto. Con estos datos y el número de golpes de la prueba de penetración estándar, se realizó el perfil estratigráfico y una estimación de las características índice de cada estrato.

1.5. Estratigrafía y propiedades

La estratigrafía y propiedades encontradas en el sondeo SE-1, se muestran en la tabla 1.4. De acuerdo con el perfil estratigráfico de la misma tabla, el subsuelo en el sitio está conformado por un relleno hasta de 1.2 m de profundidad, bajo el cual aparece una arena limosa semicompacta hasta de 3.6 m. Subyace una arena limosa con grava en estado muy compacto hasta de 5.4 m. Entre 5.4 a 7.8 m, aparece una arena limosa con grava en estado suelto, bajo la cual se encuentra una arena limosa con grava en estado, medianamente, compacto, hasta la máxima profundidad explorada de 10.2 m.

El NAF no se encontró hasta la máxima profundidad explorada de 10.2 m.

1.6. Revisión de la seguridad del terreno de cimentación

Ya establecidas las características del terreno de cimentación, se propone la siguiente solución: una zapata cuadrada de concreto reforzado de 3.7 m de lado y desplantada a 3.6 m de profundidad. A continuación, se presenta la revisión de la seguridad del terreno de cimentación.

1.6.1. Primera combinación de acciones (carga permanente)

En materiales friccionantes, se debe verificar la siguiente desigualdad:

$$q_{ult} < q_R \quad (1.5)$$

donde:

$$q_{ult} = \sum \frac{QF_c}{A} \quad (1.6)$$

$$\text{área de zapata} = B \cdot L = (3.7)(3.7) = 13.69 \text{ m}^2$$

$\Sigma Q =$ es el peso de la pantalla + peso de la zapata + peso del concreto ciclópeo.

$$\Sigma Q = 150 + (3.7)(3.7)(0.5)(24) + (3.7)(3.7)(3.1)(20) = 1\,163.1 \text{ kN.}$$

$F_c =$ factor de carga = 1.6 > 1.4, se consideró un factor de carga de 1.6 por ser una obra que, si falla puede ocasionar daños a terceros y por el costo mismo de la pantalla.

$\Sigma QF_c/A =$ es la suma de las acciones verticales que se toman en cuenta en la combinación considerada, dividida entre el área de la cimentación y donde son afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga = $1\,163.1(1.6) / 3.7(3.7) = 135.9 \text{ kPa}$

$$q_{ult} = 135.9 \text{ kPa}$$

$$q_R = \left[p'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_v \quad (1.7)$$

$B =$ es el ancho de la zapata cuadrada = 3.7 m

$p_v =$ es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

$\gamma_s =$ es el peso volumétrico del suelo = 18 kN/m³

$H =$ 3.6 m

$$p_v = H \gamma_s = (3.6)(18) = 64.8 \text{ kPa} \quad (1.8)$$

$p'_v =$ es la presión vertical efectiva a la profundidad de desplante por peso propio del suelo

$=$ 64.8 kPa, en virtud de que no se tiene el NAF; por tanto, $p'_v = p_v$

Tomando un $\phi = 32$

N_q y N_γ son factores de capacidad de carga donde:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{(\pi \tan(\phi))} = 21.98 \quad (1.9)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi) = 2(21.98 + 1) \tan(32) = 28.22 \quad (1.10)$$

f_q y f_γ son factores de forma donde:

$$f_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\phi) = 1 + (3.7/3.7) \tan(32) = 1.61 \quad (1.11)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4(3.7/3.7) = 0.6 \quad (1.12)$$

Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinadas a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
- b) $F_R = 0.70$ para los otros casos. Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones...⁴ NTCDDC.

Por tanto, $F_R = \text{factor de resistencia} = 0.35$

Sustituyendo valores en q_R :

$$\begin{aligned} q_R &= \left[64.8 \left(21.98 * 1.61 - 1 \right) + \left(1/2 \right) 18 * 3.7 * 28.22 * 0.6 \right] * \\ &\quad * 0.35 + 64.8 \\ &= 1\,044 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Por lo tanto:

$$q_{ult} = 135.9 \text{ kPa} < q_R = 1\,044 \text{ kPa} \quad \textit{cumple}$$

⁴ Ídem.

1.6.2. Segunda combinación de acciones (carga permanente más carga accidental)

Esta revisión es similar a la primera combinación, pero, se toma en cuenta el momento de volteo ocasionado por el viento (que es la condición más desfavorable). En materiales friccionantes, se debe verificar la siguiente desigualdad:

$$q_{ult} < q_R$$

donde:

$$q_{ult} = \sum \frac{QF_c}{A'}$$

donde:

q_{ult} : es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, dividida entre el área de la cimentación y donde son afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga.

En las expresiones anteriores:

F_c = factor de carga = 1.1

B = ancho de la zapata cuadrada = 3.7 m

$$A' = B'L'$$

Para obtener B' y L' se obtienen las excentricidades e_x y e_y , donde el momento en y (M_y) es el obtenido por acción del viento, y el momento en x (M_x) es el 30% de M_y . Las NTCDCC, en el segundo tipo de combinaciones, dicen lo siguiente: “Se deberá considerar el 100% del sismo en una

dirección y el 30% en la dirección perpendicular a ella.”⁵ Entonces, si se hace una similitud para el diseño por viento:

$$e_x = \frac{M_y}{\sum Q} = \frac{1661.5}{1163.1} = 1.43 \text{ m} \quad (1.13)$$

$$e_y = \frac{M_x}{\sum Q} = \frac{498.5}{1163.1} = 0.43 \text{ m} \quad (1.14)$$

$$B' = B - 2 e_x = 3.7 - 2 * 1.43 = 0.84 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 e_y = 3.7 - 2 * 0.43 = 2.84 \text{ m}$$

$$\sum \frac{QF_c}{A'} = 1163.1 (1.1) / (0.84 (2.84)) = 533.9 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} = 533.9 \text{ kPa}$$

$$q_R = \left[p'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B' N_v f_v \right] F_R + p_v \quad (1.15)$$

En la expresión anterior, debemos tomar en cuenta el área virtual A' que está dada por B' y L' , por lo que, se ven afectadas f_q y f_v .

Sustituyendo valores:

$$N_q = 21.98, N_v = 28.22, f_q = 1.19, f_v = 0.88$$

$$q_R = \left[64.8 (21.98 * 1.19 - 1) + (1/2) * 18 * 0.84 * 28.22 * 0.88 \right] * 0.35 + 64.8$$

$$q_R = 697 \text{ kPa}$$

⁵ Ídem.

Por lo tanto:

$$q_{ult} = 533.9 \text{ kPa} < q_R = 697 \text{ kPa} \quad \text{cumple}$$

1.6.3. Asentamientos o estado límite de servicio

En las NTCDC se cita: “Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la Elasticidad.”⁶

El cálculo de las deformaciones puede realizarse por diferentes métodos:

- » Teoría de la elasticidad lineal
- » Con la ecuación de Burland y Burbidge
- » Por una teoría del comportamiento no lineal (Deméneghi)

1.6.3.1. Teoría de la elasticidad lineal

El asentamiento se calcula empleando la ley de Hooke para cada estrato:

$$\delta = \sum_{i=1}^{n_e} \frac{H_i}{E_{si}} (\sigma_{zi} - \nu(\sigma_{xi} + \sigma_{yi})) \quad (1.16)$$

donde:

H_i : es el espesor del estrato i .

E_{si} : es el módulo de elasticidad del estrato i .

$$E = C \sqrt{N} \quad (1.17)$$

⁶ Ídem.

$C = 7 \text{ MPa}$

N : es el número de golpes.

σ_{zi} : es el esfuerzo vertical a la mitad del estrato i .

σ_{xi}, σ_{yi} : son los esfuerzos horizontales a la mitad del estrato i .

Los esfuerzos se calculan bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme (q) que es aplicada en la superficie (Damy, 1985) y (Dashkó y Kagán, 1980):

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x \cdot y \cdot z}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \text{ang tan} \frac{x \cdot y}{z \cdot \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right] \quad (1.18)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x \cdot y \cdot z}{(x^2 + z^2) \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} - \text{ang tan} \frac{z \cdot \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}{x \cdot y} + (1 - 2\nu) \left(\text{ang tan} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{y \cdot \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}{x \cdot z} \right) \right] \quad (1.19)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x \cdot y \cdot z}{(y^2 + z^2) \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} - \text{ang tan} \frac{z \cdot \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}{x \cdot y} + (1 - 2\nu) \left(\text{ang tan} \frac{x}{y} - \text{ang tan} \frac{x \cdot \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}{y \cdot z} \right) \right] \quad (1.20)$$

x, y : son las dimensiones del rectángulo cargado, uniformemente.

z : es la profundidad a la que se calcula el esfuerzo.

ν : es la relación de Poisson.

$$\nu = \frac{K_0}{(1 + K_0)} \quad (1.21)$$

$$K_0 = (1 - \text{sen} \phi') (OCR)^{\text{sen} \phi'} \quad (1.22)$$

OCR: (Coeficiente de Preconsolidación) es la relación de preconsolidación del suelo que, en este caso, se considera igual a 1.

q : es la carga neta q_n que se transmite al suelo por debajo del desplante del cimiento.

$$q_n = \frac{\sum Q}{A} - p\nu = 21.8 \text{ kPa}$$

En las tablas 1.5 y 1.6, se presentan los cálculos correspondientes para determinar el asentamiento.

Tabla 1.5. Determinación del valor de los módulos de deformación

ϕ°	ϕ (rad)	sen (ϕ)	k_0	ν	C (MPa)	N	E (MPa)	E (kPa)	E (t/m ²)
38	0.66	0.62	0.38	0.28	7	50	49.50	49497.47	4949.75
28	0.49	0.47	0.53	0.35	7	8	19.80	19798.99	1979.90
31	0.54	0.52	0.48	0.33	7	14	26.19	26191.60	2619.16

Tabla 1.6. Cálculo del asentamiento por estrato

Estrato	x	y	z	E	ν	H	q_n	σ_x	σ_x	σ_x	δ
	(m)	(m)	(m)	(kPa)		(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m)
3	1.85	1.85	0.9	49497.47	0.28	1.8	21.8	6.51	6.51	20.37	0.000609
4	1.85	1.85	3.0	19798.99	0.35	2.4	21.8	0.40	0.40	9.64	0.001135
5	1.85	1.85	5.4	26191.60	0.33	2.4	21.8	0.000	0.000	4.08	0.000374

Por lo tanto, el asentamiento total será la suma de los tres estratos:

$$\delta_t = 0.002118 \text{ m}$$

1.6.3.2. Ecuación de Burland y Burbidge

La ecuación de Burland y Burbidge proporciona el asentamiento medio en milímetros en zapatas normalmente cargadas y es:

$$\delta = q \cdot B^{0.7} I_c \quad (1.23)$$

y, si está precargada es:

$$\delta = \frac{q \cdot B^{0.7}}{3} I_c$$

donde:

q : es la presión de contacto en kPa.

B : es el ancho del cimiento en metros.

I_c : es el factor que está en función del número de golpes N y vale:

$$I_c = \frac{1.17}{N^{1.4}} \quad (1.24)$$

si se utiliza la ecuación anterior, el desplazamiento se calcula en la tabla 1.7.

Tabla 1.7. Cálculo del asentamiento

Fórmula de Burland y Burbidge					
B	q	N	I_c	δ	δ
m	kPa			mm	m
3.7	21.8	11	0.04076018	0.22201973	0.00022

1.6.3.3. Teoría del comportamiento no lineal (Deméneghi)

El asentamiento de un cimiento que está apoyado en un depósito de arena se calcula por medio de una ecuación constitutiva no lineal, que toma en cuenta el efecto de la presión de confinamiento en la magnitud de la rigidez del terreno. Por lo que, δz se determina para cada estrato con la siguiente expresión:

$$\delta_z = \sum_{i=1}^{n_e} \{1 - \exp\{D\}\} \Delta z_i \quad (1.25)$$

donde:

$$D = - \frac{f_i [(p_{beoi} + c_i \sigma_{zi})^{1-s} - (p_{beoi})^{1-s}]}{(1-s) c_i A_i p_a^{1-s}} \quad (1.26)$$

$$f = 1 - \nu \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_z} \right) \quad (1.27)$$

$$p_{co} = \left(\frac{p_{vo}}{3} \right) (1 + 2k_0) \quad (1.28)$$

$$p_{beo} = p_{co} + p_{cie} \quad (1.29)$$

p_{cie} : es la presión de confinamiento intrínseca. En arenas, generalmente, se considera cero.

$$c = \frac{1}{3} + \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_z} \right) \quad (1.30)$$

A : es el módulo de rigidez del suelo adimensional que es igual a:

$$A = A_m C \quad (1.31)$$

A_m : es igual al módulo de rigidez promedio que se determina a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar.

$$A_m = 26.25 N^{1.125} \quad (1.32)$$

$$C = \exp \left[-0.784 t_\alpha \sqrt{1.00758 + 0.0152 (\ln N - 2.976)^2} \right] \quad (1.33)$$

t_α : es la variable *t de Student*, cuyos valores en función de α se muestran en la tabla 1.8.

Tabla 1.8. Variable *t de Student*

α (%)	2.5	5	10	15	20	25	30	40	50
t_α	1.978	1.657	1.288	1.041	0.844	0.676	0.526	0.254	0

P_a : es la presión atmosférica que es igual a 101.043 kPa (10.3 t/m²).

s : es un exponente que depende del tipo del suelo. Para fines prácticos, en suelos friccionantes $s = 0.5$

En las tablas 1.9 a 1.13, se presentan los cálculos para determinar el asentamiento:

Tabla 1.9. Determinación del módulo de rigidez

N	α	t_α	raíz	C	A_m	A	s
	%						
50	20	0.844	1.01039463	0.51226398	2140.27985	1096.38828	0.5
8	20	0.844	1.00985049	0.51244855	272.336306	139.558346	0.5
14	20	0.844	1.00464206	0.51421861	511.120556	262.827701	0.5

Tabla 1.10. Datos por estrato

Sistema internacional:

Datos		Alfa=20%							
Estrato	Prof sup	Prof inf	γ	Prof NAF	Df	q estr	q neta	B	L
	m	m	kN/m ³	m	m	kPa	kPa	m	m
1	0	1.2	18		3.6				
2	1.2	3.6	18	0	3.6	84.9525201	20.1525201	3.7	3.7
3	3.6	5.4	18	0	3.6	84.9525201	20.1525201	3.7	3.7
4	5.4	7.8	18	0	3.6	84.9525201	20.1525201	3.7	3.7
5	7.8	10.2	18	0	3.6	84.9525201	20.1525201	3.7	3.7

Sistema MKS:

Datos		Alfa=20%							
Estrato	Prof sup	Prof inf	γ	Prof NAF	Df	q estr	q neta	B	L
	m	m	t/m ³	m	m	t/m ²	t/m ²	m	m
1	0	1.2	1.8		3.6				
2	1.2	3.6	1.8	0	3.6	8.65978798	2.17978798	3.7	3.7
3	3.6	5.4	1.8	0	3.6	8.65978798	2.17978798	3.7	3.7
4	5.4	7.8	1.8	0	3.6	8.65978798	2.17978798	3.7	3.7
5	7.8	10.2	1.8	0	3.6	8.65978798	2.17978798	3.7	3.7

Tabla 1.11. Determinación de presiones

Sistema internacional:

Estrato	p_{cie}	h_o	$\gamma * h$	P_v	p_{vo}	p_{co}	p_{be}
	kPa	m	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
1		1.2	21.6	21.6	10.8	03.6	3.6
2		2.4	43.2	64.8	43.2	14.4	14.4
3	0.00	1.8	32.4	97.2	81	47.75	47.75
4	0.00	2.4	43.2	140.4	118.8	81.62	81.62
5	0.00	2.4	43.2	183.6	162	106.38	106.38

Sistema MKS:

Estrato	p_{cie}	h_o	$\gamma * h$	P_v	P_{vo}	P_{co}	P_{be}
	t/m ²	m	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
1		1.2	2.16	2.16	1.08	0.36	0.36
2		2.4	4.32	6.48	4.32	1.44	1.44
3	0.00	1.8	3.24	9.72	8.1	4.78	4.78
4	0.00	2.4	4.32	14.04	11.88	8.16	8.16
5	0.00	2.4	4.32	18.36	16.2	10.64	10.64

Tabla 1.12. Determinación de los esfuerzos

Sistema internacional:

Estrato	X	Y	Z	ν	H	$q/2\pi$	σ_z	σ_x	σ_y
	m	m	m		m	kPa	kPa	kPa	kPa
1					1.2				
2	1.85	1.85			2.4				
3	1.85	1.85	0.9	0.27763334	1.8	3.20737319	18.8321883	6.02146335	6.02146335
4	1.85	1.85	3	0.34663089	2.4	3.20737319	8.90875997	0.3678323	0.3678323
5	1.85	1.85	5.4	0.32658206	2.4	3.20737319	3.77566762	-0.09679685	-0.09679685

Sistema MKS:

Estrato	x	y	z	ν	H	$q/2\pi$	σ_x	σ_y	σ_z
	m	m	m		m	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
3	1.85	1.85	0.9	0.28	1.8	0.34692403	0.65130879	0.65130879	2.03697491
4	1.85	1.85	3	0.35	2.4	0.34692403	0.03978641	0.03978641	0.96361189
5	1.85	1.85	5.4	0.33	2.4	0.34692403	0	0	0.40839334

Tabla 1.13. Cálculo del asentamiento

Sistema internacional:

$1-s$	f	c	D	ε_z	δ_z
				m	m
0.5	0.82245728	0.54649544	-0.00019346	0.00034819	0.00062674
0.5	0.97137603	0.36085922	-0.00067622	0.00067599	0.00162238
0.5	1.01674518	0.31624199	-0.00014049	0.00014048	0.00033715
					0.00258627

Sistema MKS:

$1-s$	f	c	D	ε_z	δ_z
				m	m
0.5	0.82245728	0.54649544	-0.00020647	0.00037161	0.0006689
0.5	0.97137603	0.36085922	-0.00072388	0.00072362	0.00173669
0.5	1.01674518	0.31624199	-0.00015048	0.00015046	0.00036112
					0.00276671

Por lo tanto, el asentamiento total será la suma de los tres estratos $\delta_t = 0.00258 \text{ m}$ o 0.002767 m estimados con ambos sistemas de unidades. La diferencia que se presenta se debe al redondeo en las conversiones de unidades.

En resumen, el cálculo del asentamiento realizado por los tres métodos se presenta en la siguiente tabla 1.14:

- » Teoría de la elasticidad lineal
- » Con la ecuación de Burland y Burbidge
- » Por una teoría del comportamiento no lineal (Deméneghi)

Tabla 1.14. Comparación de resultados

Método	Asentamiento (m)
Teoría de la elasticidad lineal	0.002118
Ecuación de Burland y Burbidge	0.00022
Teoría del comportamiento no lineal (Deméneghi)	0.002767

El máximo asentamiento que se presenta, en este caso, es el obtenido con la teoría del comportamiento no lineal (Deméneghi) y es responsabilidad del ingeniero predecir el asentamiento que sufrirá la pantalla.

Comentarios: en este caso, se le dice al cliente que el hundimiento será de 2.7 mm.

Una vez terminada la estructura es necesario corroborar en campo los hundimientos que se presentarán durante el tiempo.

1.7. Diseño estructural

Se realizará el diseño estructural de la zapata cuadrada de concreto reforzado de la cimentación de la pantalla (figura 1.6).

Columna de 1.80 * 1.80 m.

Zapata cuadrada de 3.7 m por lado.

Espesor de la losa de la zapata = 0.50 m.

Profundidad de desplante = 3.60 m.

Considerar en el concreto reforzado $f'_c = 20 \text{ MPa}$ (200 kg/cm²).

Las NTCDDC (2004) permiten realizar esta conversión, sin embargo, f'_c es:

$20/9.81 * 100 = 203.9 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm²)

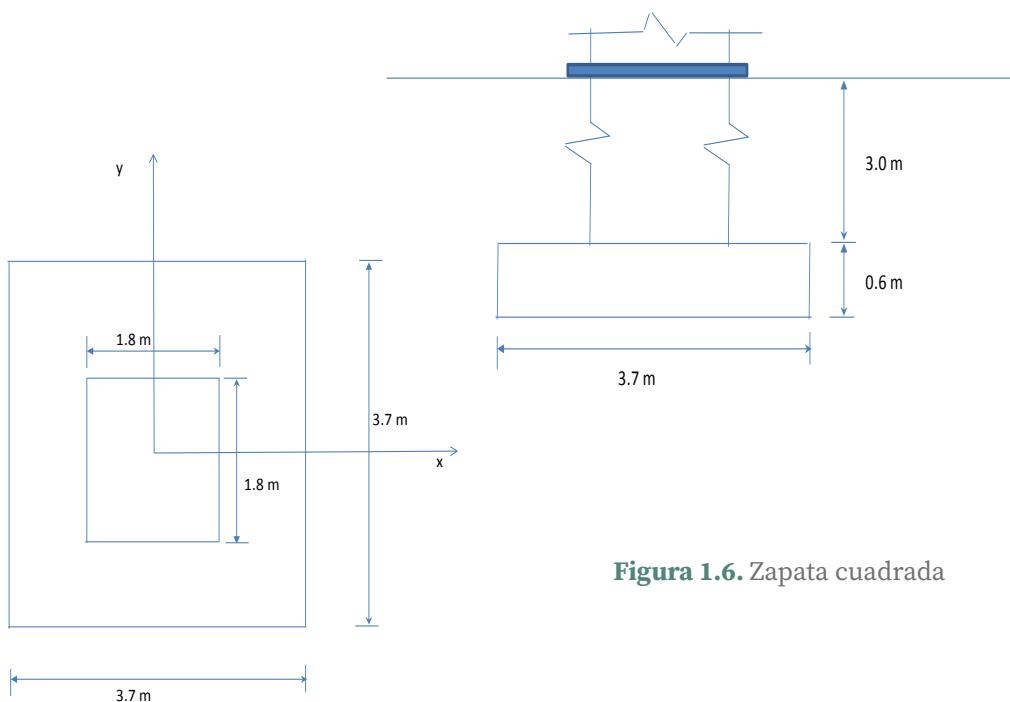


Figura 1.6. Zapata cuadrada

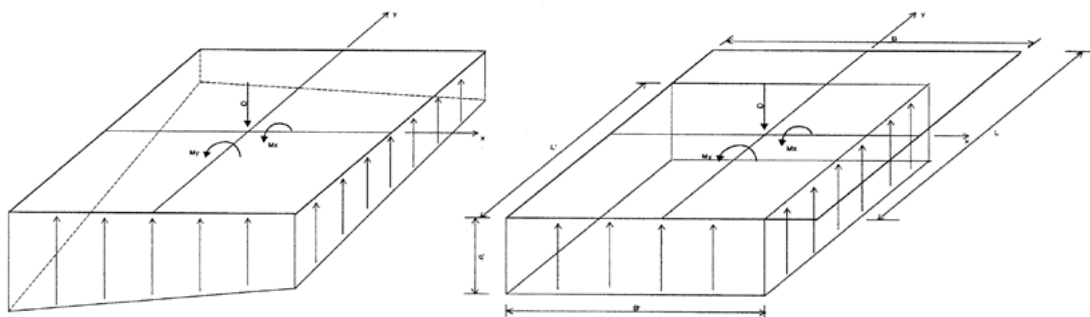
1.7.1. Determinación de elementos mecánicos

En el caso de una zapata sometida a una carga vertical y dos momentos, el diagrama de reacción se muestra en la figura 1.7 a. Para fines de cálculo, este diagrama se sustituye por el de la figura 1.7 b (Meli, 1985), en el cual las dimensiones reducidas B' y L' valen:

$$B' = B - 2e_x, \quad e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} \tag{1.34}$$

$$L' = L - 2e_y, \quad e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} \tag{1.35}$$

El momento en “y” es el 30% del momento en “x”.



a) Reacción del terreno

a) Reacción simplificada para fines de cálculo

Figura 1.7. Diagrama de reacción de una zapata sometida a dos momentos

Nuestra zapata tienen un momento por viento de: $M_d = (1003.34)(72) * (23) = 1661.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ y una carga vertical de:

$$\Sigma Q = 150 + (3.7)(3.7)(0.5)(24) + (3.7)(3.7)(3.1)(20) = 1163.1 \text{ kN}$$

Por lo que, se tienen excentricidades, tanto, en “x” como en “y” de:

$$e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} = \frac{1661.5}{1163.1} = 1.43 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} = \frac{498.5}{1163.1} = 0.43 \text{ m}$$

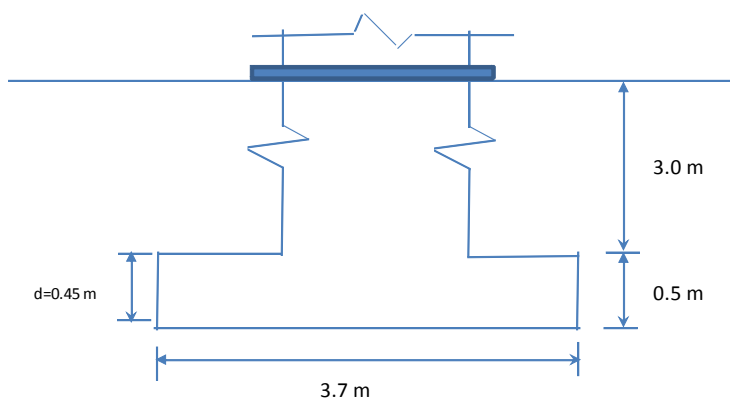
$$B' = B - 2e_x = 3.7 - 2 * 1.43 = 0.84 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 3.7 - 2 * 0.43 = 2.84 \text{ m}$$

El peralte de la zapata es de $H = 0.50 \text{ m}$, utilizando un recubrimiento de $.05 \text{ m}$, nos queda un peralte efectivo de:

$$d = 0.5 - 0.05 \text{ m} = 0.45 \text{ m (figura 1.8)}$$

Figura 1.8.
Peralte efectivo



El diseño por tensión diagonal y por flexión se lleva a cabo haciendo uso de la reacción uniforme del terreno que es obtenida con las dimensiones reducidas B' y L' de las ecuaciones 1.34 y 1.35, es decir:

$$q' = \Sigma Q / (B' L') \quad (1.36)$$

$$q' = \frac{\Sigma Q}{B' L'} = \frac{1163.1}{0.84 * 2.84} = 487.55 \text{ kPa}$$

1.7.2. Tensión diagonal

Cálculo del cortante último para tensión diagonal: las fuerzas se calculan con la reacción neta del terreno (tomando en cuenta el efecto de los dos momentos M_x y M_y). La reacción vale:

La reacción neta: $q_n' = q' - p_v = 487.55 - (3.6)(16) = 429.95 \text{ kPa}$

p_v : es la presión vertical inicial a la profundidad de desplante.

Las NTCDCEC (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto) del Distrito Federal, en el inciso 2.5.1.2, dicen:

... que en elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{cr} , puede tomarse igual a:

$$V_{cr} = 0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

f_c^* está dado en MPa y el resultado se presenta en N

También, se puede realizar con la siguiente expresión:

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

f_c^* está dado en (kg/cm^2) y el resultado se presenta en kg, independientemente, de la cuantía de refuerzo.⁷

⁷ Gobierno del Distrito Federal, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décima cuarta época, t. i, núm. 103-bis, octubre 6 de 2004.

La sección crítica por tensión diagonal se presenta a un peralte d de la columna (figura 1.9).

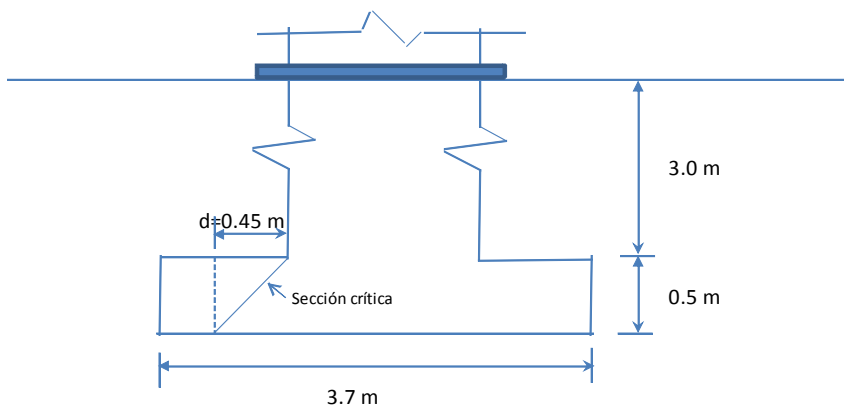


Figura 1.9. Sección crítica por tensión diagonal

Por lo tanto, hallemos el cortante y el momento en la sección crítica por tensión diagonal (en un ancho unitario de zapata, $b = 1$ m):

$$b' = B/2 - c/2 - d = 3.7/2 - 1.8/2 - 0.45 = 0.5 \text{ m}$$

$$V = q' * b' = 429.85 (0.5) = 214.925 \text{ kN}$$

$$M = q' * (b')^2 / 2 = 429.85 (0.5)^2 / 2 = 53.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = (F_c) * V = 1.4 (214.925) = 300.9 \text{ kN}$$

Como trabajamos por metro de ancho de zapata, $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$, dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno, el recubrimiento del acero de la zapata puede ser de 5 cm, incluyendo el diámetro de la varilla del número 4 que es de 1.27 cm, por lo tanto, el peralte efectivo del acero de la zapata es:

$$d = 50 - 5 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

En este caso, se cumple que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo:

$$B > 4d, B = 3.70 \text{ m} > 4d = 1.80 \text{ m}$$

El espesor de 500 mm cumple con ser menor que 600 mm:

$$M/Vd = 53.73 / (214.92 * 0.45) = 0.55 < 2$$

∴ Se cumple en que la zapata la podemos considerar como elemento ancho:

$$V_{CR} = 0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*} = .16 * .8 * 1 * .45 * (.8 * 20)^{0.5} = 0.2304 \text{ MN} = 230 \text{ kN}$$

$$V_{CR} = (230 \text{ kN}) < V_u = 300.9 \text{ kN} \quad \therefore \text{no cumple}$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 0.5(0.8)(1.00 * .45) \sqrt{(0.8 * 200)} = 22\,768 \text{ kg} = 22.8 \text{ t}$$

$$V_{CR} = (22\,768.39 \text{ kg}) < V_u = 30\,089.5 \text{ kg} \quad \therefore \text{no cumple}$$

Se propone un nuevo espesor de 60 cm para que el peralte efectivo sea de 55 cm (figura 1.10):

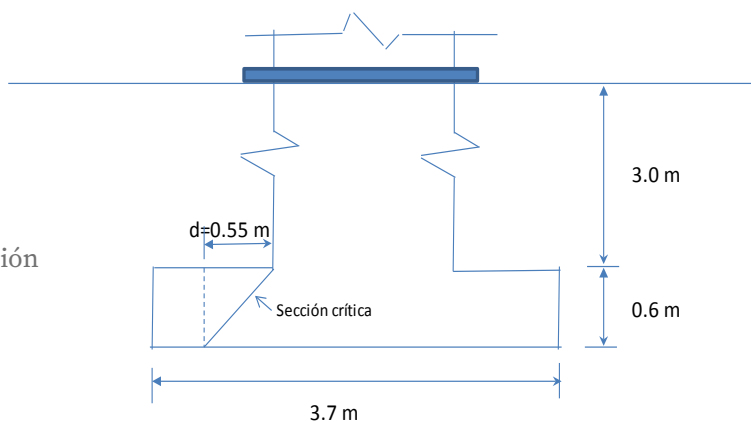


Figura 1.10.
Nueva sección crítica por tensión diagonal

Al calcular nuevamente la sumatoria de cargas, se puede verificar que no hay un cambio significativo, por lo que, se trabajará con la carga inicial:

$$\Sigma Q = 150 + (3.7)(3.7)(0.60)(24) + (3.7)(3.7)(3.0)(20) = 1\,168.536 \text{ kN}$$

$$\Sigma Q = 150 + (3.7)(3.7)(0.5)(24) + (3.7)(3.7)(3.1)(20) = 1\,163.1 \text{ kN}$$

La reacción neta $q_n' = 487.55 - 0.3(24) - (3.6)(16) = 429.85 \text{ kPa}$

Ahora, hallemos el cortante y el momento en la sección crítica por tensión diagonal (en un ancho unitario de zapata, $b = 1 \text{ m}$):

$$b' = B/2 - c1/2 - d = 3.7/2 - 1.8/2 - .55 = 0.4 \text{ m}$$

$$V = 429.85 (0.4) = 171.9 \text{ kN}$$

$$M = 429.85 (0.4)^2 / 2 = 34.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_u = 1.4 (171.9) = 240.7 \text{ kN}$$

En este caso, se cumple que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo:

$$B > 4d, B = 370 \text{ cm} > 4d = 220 \text{ cm}$$

el espesor de 600 mm cumple igual que 600 mm:

$$M/Vd = 34.4 / (171.9 * 0.55) = 0.36 < 2$$

\therefore sigue cumpliendo como elemento ancho la zapata:

$$V_{cr} = 0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*} = .16 * .8 * 1 * .55 * (.8 * 20)^{0.5} = 0.281 \text{ MN} = 281 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = (281 \text{ kN}) > V_u = 240.7 \text{ kN}$$

\therefore cumple

y en sistema MKS:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 0.5 (0.8)(100 * 55)(160)^{0.5} = 27\,828.04 \text{ kg}$$

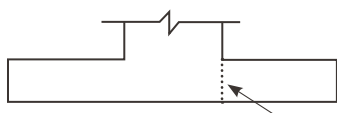
$$V_{CR} = 27\,828.0434 \text{ kg} > V_u = 24\,077.2 \text{ kg}$$

\therefore cumple

1.7.3. Flexión

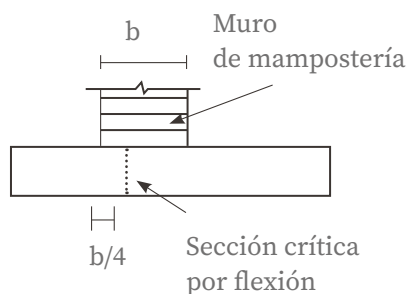
La sección crítica, por flexión en el ala de la zapata, depende del material que forma la columna o muro que llega a la zapata. En la figura 1.11, se presenta la sección crítica por flexión para diferentes condiciones de estructuración:

Muro o columna de concreto

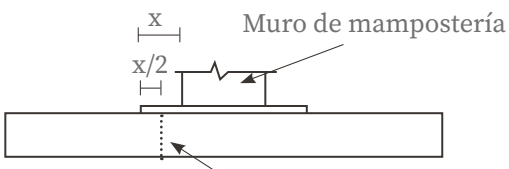


Sección crítica por flexión

a) Muro o columna de concreto



b) Muro de mampostería



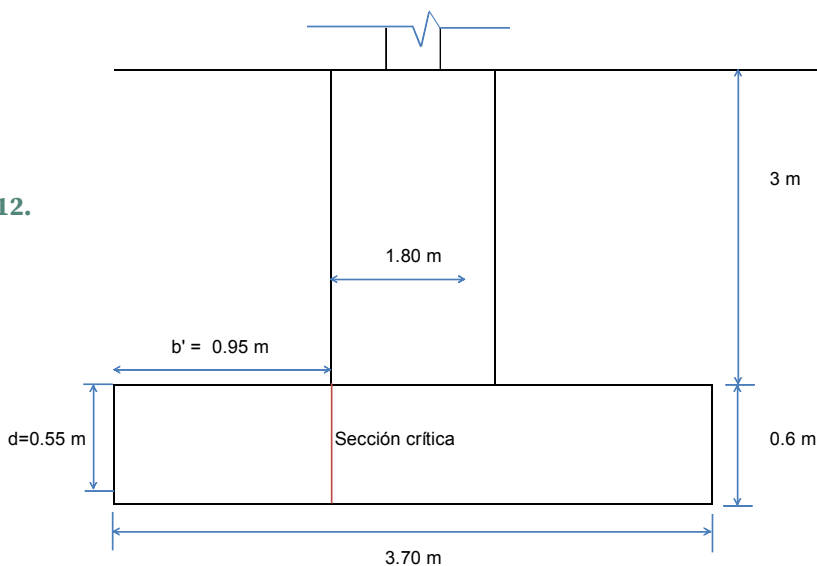
Sección crítica por flexión

b) Muro o columna con pedestal de placa de acero

Figura 1.11. Sección crítica por flexión

Como se trata de una columna de concreto, la sección crítica se presenta en la figura 1.12.

Figura 1.12.
Sección crítica



La revisión por flexión se realiza verificando que el momento último en la sección crítica sea menor que el momento resistente en dicha sección. A continuación, se presenta un resumen de las expresiones de las NTCD-CEC (2004) para la revisión por flexión.

Refuerzo mínimo

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, de concreto reforzado y de peso normal puede calcularse con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{smin} = \frac{0.22\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \text{ en sistema internacional}$$

$$A_{smim} = \frac{0.22\sqrt{20.0}}{420.0} 0.95 * 0.55 = 0.001224 \text{ m}^2 = 12.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{smim} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \text{ en sistema MKS}$$

$$A_{smim} = \frac{0.7\sqrt{203.8}}{4281.3} 95 * 55 = 12.19 \text{ cm}^2$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deben resistir fuerzas sísmicas será del 90 %, el cual corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando, simultáneamente, el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será el 75 % de la correspondiente falla balanceada. Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a:

$$A_{sb} = \frac{f'_c}{f_y} \frac{600 \beta_1}{f_y + 600} bd \text{ en sistema internacional}$$

$$f_c^* = 0.8 f'_c = 0.8 * 20 = 16.00 \text{ MPa}$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 * 16 = 13.6 \text{ MPa}$$

$$A_{sb} = \frac{13.6}{420} \left(\frac{600 * .85}{420 + 600} \right) .95 * .55 = 0.0084 \text{ m}^2$$

$$A_{sb} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{600 \beta_1}{f_y + 600} bd \text{ en sistema en sistema MKS}$$

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 * 200 = 160.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 * 160.0 = 136.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sb} = \frac{136.0}{4200} \left(\frac{6000 * .85}{4200 + 6000} \right) 95 * 55 = 84 \text{ m}^2$$

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.75 * A_{sb}$$

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.75 * 0.0084 = 0.00634 \text{ m}^2 = 63.4 \text{ cm}^2$$

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c'' igual a $0.85 f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$ donde:

$$\beta_1 = 0.85 ; \text{ si } f_c^* \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - f_c^*/40 \geq 0.65; \text{ si } f_c^* > 28 \text{ MPa}$$

$$(\beta_1 = 1.05 - f_c^*/1400 \geq 0.65; \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2)$$

$c =$ es la profundidad del eje neutro medido desde la fibra extrema en compresión: NTCDCEC, sección 2.1 e, (2004).

La resistencia a flexión M_R está dada por la ecuación (1.37). En dichas expresiones, F_R se tomará igual a 0.9:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (1.37)$$

M_R = es el momento en la sección crítica, el cual se calcula considerando al ala de la zapata, trabajando como *cantiliver*, entonces:

$$M_R = \frac{\omega l^2}{2}$$

Para calcular el área de acero que se requiere para cumplir con la resistencia a la flexión, calculamos q , despejándola de la ecuación 1.37, usando un factor de carga de 1.4 aplicado a M_R .

Por lo tanto:

$$M_u = 1.4 M_R$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \quad (1.38)$$

el porcentaje de acero requerido es:

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} \quad (1.39)$$

y, por tanto, el área de acero requerida es:

$$A_s = p b d \quad (1.40)$$

la separación de las varillas se obtiene con:

$$s = \frac{a_s g}{A_s} \quad (1.41)$$

donde:

s : es la separación entre varillas.

a_s : es el área de la varilla que se emplea.

g : es la distancia para la que se requiere el área A_s .

A_s : es el área de acero requerido.

En la dirección del eje y , haremos el diseño por flexión. El momento flexionante en la sección crítica vale (figura 1.12):

$$\omega = q_n$$

$$l = b'$$

$$M_R = 429.85 (0.95)^2 / 2 = 194.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.4(194.0) = 271.62 \text{ kN-m} = 0.2716 \text{ MN-m}$$

El acero mínimo por flexión se calcula con las ecuaciones 1.38-1.40:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.2716}{0.9 * 1 * 0.55^2 * 13.6}} = 0.0763$$

$$p = 0.0763 \frac{13.6}{420.0} = 0.00247$$

$$A_s = 0.00247 * 100 * 55 = 13.58 \text{ cm}^2$$

La separación de la varillas es:

$$s = \frac{a_s g}{A_s} = \frac{1.27 * 100}{13.58} = 9.35 \approx 9 \text{ cm}$$

donde:

a_s : es el área de la varilla que se emplea = 1.27 cm^2 (número 4).

g : es la distancia para la que se requiere el área de acero A_s ,
 $g = 100 \text{ cm}$.

A_s : es el área de acero requerida = 13.58 cm^2 .

Sustituyendo valores: $s = 9 \text{ cm}$.

En consecuencia, se necesitan varillas del número 4 a cada 9 cm en el lecho inferior (figura 1.13).

Como se trata de una zapata cuadrada, el armado es igual en ambas direcciones.

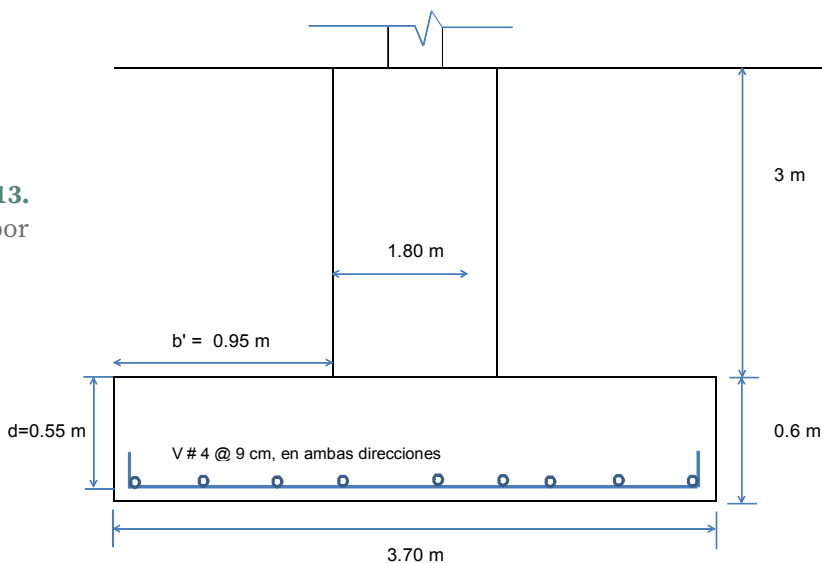


Figura 1.13.
 Armado por flexión

Por otra parte, en la dirección del lado corto de una zapata rectangular, se concentran los momentos flexionantes cerca de la columna, por lo que, el refuerzo paralelo al lado corto deber ser mayor en la parte central (Meli, 1985). En la figura 1.14, se muestra la forma como debe colocarse el refuerzo; en la franja central de ancho B , se coloca una fracción igual a

$2B/(L + B)$ de la cantidad total de refuerzo para el largo L , mientras que, el resto se reparte en las franjas laterales. Así, llamando, A_s , al área de acero por metro de longitud de la zapata, la cantidad total de refuerzo $A_s' = A_s L/100$ y las separaciones del refuerzo en las franjas están dadas por:

En la franja central de ancho B :

$$s = a_s(B + L)/2A_s' = 100a_s(B + L)/(2A_s L) \quad (1.42 \text{ a})$$

En las franjas laterales:

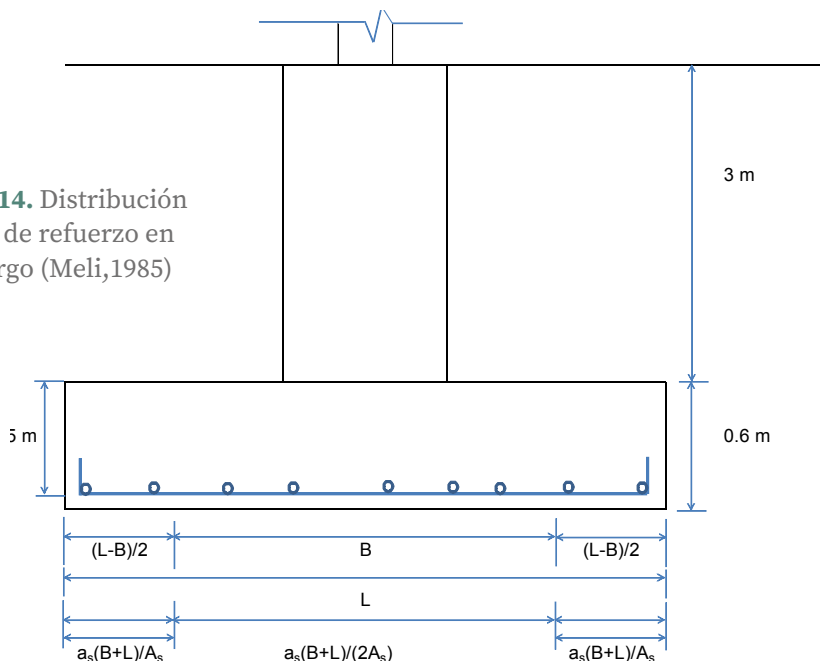
$$s = a_s(B + L)/A_s' = 100a_s(B + L)/(A_s L) \quad (1.42 \text{ b})$$

En este ejemplo, debido a la separación del acero, no procede a la redistribución del mismo, así mismo, las NTCDCEC, sección 6.4.1, nos dicen que:

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente. En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1 , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por $2a_1/(a_1 + a_2)$, donde a_1 y a_2 , son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.⁸

⁸ *Ibíd.*

Figura 1.14. Distribución del acero de refuerzo en el lado largo (Meli,1985)



1.7.4. Penetración

En las NTCDCCEC, se nos dice que:

“a) Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir, M_u , no excede de $0.2 V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño se calculará”:⁹

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

⁹ *Ibíd.*

donde:

b_0 : es el perímetro de la sección crítica.

V_u : es la fuerza cortante en la sección crítica.

$$V_u = q_n (B \cdot L - (c_1 + d)(c_2 + d))$$

donde:

c_1 y c_2 se muestran en la figura 1.15.

Sustituyendo valores se tiene:

$$V_u = 0.43 (3.7 \cdot 3.7 - (1.8 + 0.55)(1.8 + 0.55)) = 3.51 \text{ MN}$$

“b) Cuando haya transferencia de momento, se supondrá que una fracción del momento dada por:”¹⁰

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}}$$

sustituyendo valores se tiene:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(1.8 + 0.55)/(1.8 + 0.55)}} = 0.40$$

el esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de:

$$v_{u1} = 0.3 F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} \text{ ni de } v_{u2} = 0.3 F_R \sqrt{f_c^*} \text{ sistema Internacional}$$

$$v_{u1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} \text{ ni de } v_{u2} = F_R \sqrt{f_c^*} \text{ sistema MKS}$$

¹⁰ *Ibíd.*

sustituyendo en las fórmulas para el sistema internacional se tiene:

$$v_{u1} = 0.3(0.7)(0.5 + 1)\sqrt{16} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$v_{u2} = 0.3(0.7)\sqrt{16} = 0.84 \text{ MPa}$$

y, usando las fórmulas para el sistema MKS se tiene:

$$v_{u1} = (0.7)(0.5 + 1)\sqrt{163.1} = 13.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{u2} = (0.7)\sqrt{163.1} = 8.94 \text{ kg/cm}^2$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (figura 1.15), es decir:

$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c} \quad (1.43)$$

$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c} \quad (1.44)$$

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d) \quad (1.45)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \quad (1.46)$$

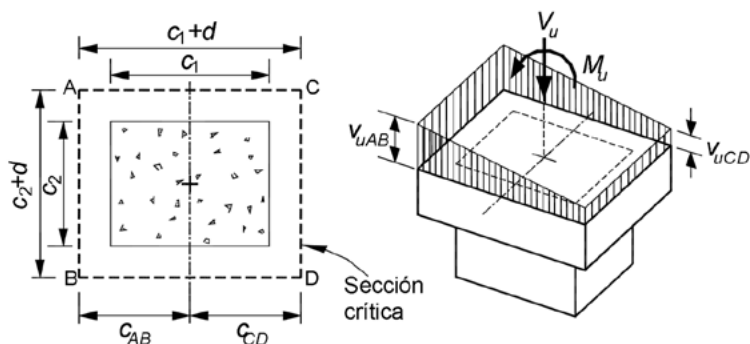
donde:

M_u : es el momento que llega a la zapata.

c_{AB} , c_{CD} , se muestran en la figura 1.15.

En columnas rectangulares, c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 .

Figura 1.15.
Transmisión de momento entre columna y zapata



Sustituyendo:

$$J_c = \frac{0.55 (1.8 + 0.55)^3}{6} + \frac{(1.8 + 0.55)0.55^3}{6} + \frac{0.55 (1.8 + 0.55)(1.8 + 0.55)^2}{2} = 4.82 \text{ m}^4$$

$$A_{cr} = 2 \cdot 0.55 (1.8 + 1.8 + 2(0.55)) = 5.17 \text{ m}^2$$

$$v_{uAB} = \frac{3.51}{5.17} + \frac{0.4(1.66)(1.175)}{4.82} = 0.84 \text{ MPa}$$

en donde se cumple que este valor no es mayor a $v_{u1} = 1.26 \text{ MPa}$ ni $v_{u2} = 0.84 \text{ MPa}$

al usar el sistema MKS se tiene que:

$$v_{uAB} = \frac{357879.70}{51700} + \frac{0.40(16.93 \text{ E}6)117.5}{482.37 \text{ E}6} = 8.57 \text{ kg/cm}^2$$

en donde se cumple que este valor no es mayor a $v_{u1} = 13.41 \text{ kg/cm}^2$ ni $v_{u2} = 8.94 \text{ kg/cm}^2$.

1.7.5. Acero por temperatura

El acero del lecho superior se proporciona por la temperatura para lo cual se emplea la siguiente expresión, de acuerdo con las NTCDCEC (2004):

$$A_s = \frac{66\,000 (1.5) x_1}{f_y (x_1 + 1000)} \text{ en sistema internacional} \quad (1.47)$$

$$A_s = \frac{66\,000 (1.5) x_1}{f_y (x_1 + 100)} \text{ en sistema MKS}$$

donde:

A_s : es el área de acero necesaria por temperatura en cm^2/m , para el semiespesor de la losa x_1 .

x_1 : es el semiespesor de la losa de la zapata = $60/2 = 30 \text{ cm}$.

Sustituyendo:

$$A_s = \frac{66\,000 (1.5) 300}{420 (300 + 1000)} = 54.4 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = \frac{66\,000 (1.5) 30}{4200 (30 + 100)} = 5.44 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Si se aplica la ecuación 1.41 con varillas del número 4 ($a_s = 1.27 \text{ cm}^2$), $s = 23 \text{ cm}$.

Por lo tanto, se necesitan por temperatura, varillas del número 4 a cada 23 cm en el lecho superior, en ambas direcciones.

En la figura 1.16, se muestra un croquis con las características estructurales del armado de la zapata por flexión y temperatura.

1.8. Conclusiones

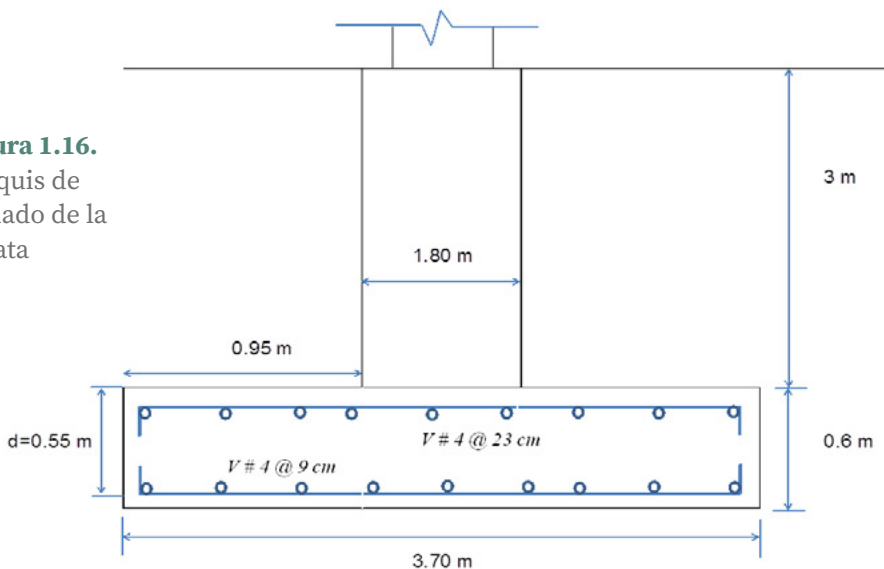
De lo tratado en los incisos anteriores, se concluye lo siguiente:

El subsuelo en el sitio está conformado por un relleno hasta de 1.2 m de profundidad, bajo el cual aparece una arena limosa semicompacta hasta de 3.6 m. Subyace una arena limosa con grava en estado muy compacto hasta de 5.4 m. De 5.4 a 7.8 m aparece una arena limosa con grava en estado suelto, bajo la cual se encuentra una arena limosa con grava en estado, medianamente, compacto, hasta la máxima profundidad explorada de 10.2 m.

El NAF no se encontró hasta la máxima profundidad explorada de 10.2 m.

La cimentación de la pantalla se resuelve con una zapata cuadrada de concreto reforzado de 3.7 m de lado, desplantada a 3.6 m de profundidad, con una resistencia del concreto de $f'_c = 20$ MPa (200 kg/cm²) y una resistencia del acero de $f_y = 420$ MPa (4200 kg/cm²).

Figura 1.16.
Croquis de
armado de la
zapata



1.9. Recomendaciones

A continuación, se proporcionan recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación de la pantalla:

a) Recomendaciones de diseño

- a.1) La pantalla deberá cimentarse sobre una zapata cuadrada de concreto reforzado de 3.7 m de lado, desplantada a 3.6 m de profundidad, apoyada en el estrato de arena limosa con grava muy compacta, que aparece de 3.6 a 5.4 m de profundidad (tabla 1.4).
- a.2) El peralte de la zapata será de 0.6 m. Como relleno sobre la zapata se utilizará un concreto ciclópeo de $f'_c = 120 \text{ kg/cm}^2$, con un espesor de 3.0 m.

b) Recomendaciones de construcción

- b.1) Durante la construcción de los cimientos no se deberán alterar ni la estructura ni la humedad natural del estrato de apoyo de la cimentación. En este sentido, conviene colar una plantilla de concreto pobre de $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ de 5 cm de espesor, inmediatamente, después de llegar al fondo de la excavación.
- b.2) La construcción de la zapata deberá realizarse en el menor tiempo posible; la excavación no deberá permanecer abierta un lapso mayor de 15 días.
- b.3) El armado de la zapata de concreto reforzado debe realizarse conforme a la figura 1.16.

2.1. Introducción

Se requiere construir la cimentación de la ampliación de un frigorífico en la zona del lago de la Ciudad de México. Dentro de las NTCDCC, la clasificación del terreno corresponde a la 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 generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios 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.¹¹

En los siguientes incisos, se presentan los trabajos de campo, las pruebas de laboratorio y la estratigrafía, contemplando las propiedades índice y mecánicas del subsuelo encontradas, así como, el análisis de la cimentación de dicha ampliación. En la parte final, se presentan las conclusiones derivadas del estudio y se proporcionan las recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación.

¹¹ Gobierno del Distrito Federal, *óp. cit.*

2.2. Datos del proyecto

El proyecto contempla la construcción de un frigorífico de 20 por 48 m en planta y una altura de 5 m, con una carga de 3000 t (30 000 kN), considerando el peso propio de la zapata, un momento en x de 7 t-m y un momento en y de 21 t-m.

2.3. Trabajos de campo

Los trabajos de campo consistieron en la realización de tres pozos a cielo abierto que son llevados hasta una profundidad de 2.10 m, localizados como se indica en el croquis de la figura 2.1.

Las estratigrafías encontradas en los pozos PCA-1 a PCA-3 se muestran en las tablas 2.1 a 2.3, respectivamente. En resumen, en los tres pozos se encontraron los mismos estratos que a continuación se describen:

Figura 2.1. Croquis de localización de sondeos

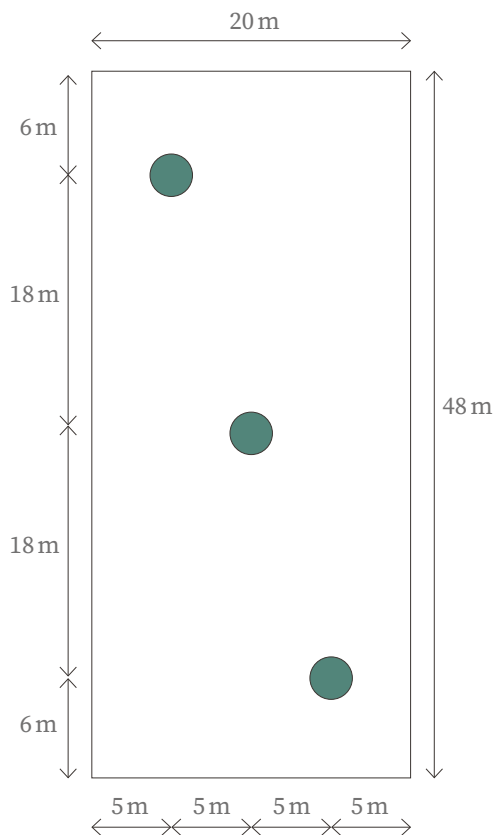


Tabla 2.1. Sondeo a cielo abierto PCA-1

Estrato	Profundidad m	Descripción y propiedades
1	0 - 0.63	Relleno
2	0.63 - 1.4	Limo arcilloso gris oscuro de consistencia alta con raicillas $q_u = 0.6 \text{ kg/cm}^2$ torcómetro $\omega = 80\%$, $LL = 96\%$, $LP = 62\%$, $IP = 34\%$, SUCS: MH
3	1.4 - 2.0	Limo arcilloso café grisáceo de consistencia de media a alta y con gran cantidad de raíces $q_u = 0.35 \text{ kg/cm}^2$ torcómetro $\omega = 129\%$, $\gamma = 1.13 \text{ t/m}^3$, $S_s = 2.23$, $LL = 88\%$, $LP = 72\%$, $IP = 16\%$, SUCS: MH $m_v = 0.020 \text{ cm}^2/\text{kg}$ $E = 40 \text{ kg/cm}^2$
4	2.0 - 2.1	Arena fina gris claro
5	2.1 - al fin del sondeo NAF a 2.1	Limo negro de consistencia baja $q_u = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ torcómetro $\omega = 181\%$, $\gamma = 1.19 \text{ t/m}^3$, $LL = 144\%$, $LP = 99\%$, $IP = 45$, SUCS: MH $m_v = 0.060 \text{ cm}^2/\text{kg}$ $E = 70 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 2.2. Pozo a cielo abierto PCA-2

Estrato	Profundidad m	Descripción y propiedades
1	0 - 0.57	Relleno
2	0.57 - 1.46	Limo arcilloso gris oscuro de consistencia alta con raicillas $q_u = 0.57 \text{ kg/cm}^2$ torcómetro $w = 80\%$, $LL = 94\%$, $LP = 65\%$, $IP = 31\%$, SUCS: MH
3	1.46 - 1.49	Arena fina gris claro

Estrato	Profundidad m	Descripción y propiedades
4	1.49 - 2.0	Limo arcilloso café grisáceo de consistencia de media a alta y con gran cantidad de raíces $q_u = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ torcómetro $w = 134\%$, $g = 1.19 \text{ t/m}^3$, $S_s = 2.23$, $LL = 88\%$, $LP = 72\%$, $IP = 16\%$, SUCS: MH $m_v = 0.018 \text{ cm}^2/\text{kg}$ $E = 42 \text{ kg/cm}^2$ $c = 0.27 \text{ kg/cm}^2$
5	2.0 - al fin del sondeo NAF a 2.1	Limo negro de consistencia baja $q_u = 0.20 \text{ kg/cm}^2$ torcómetro $w = 175\%$, $g = 1.18 \text{ t/m}^3$, $LL = 150\%$, $LP = 101\%$, $IP = 49\%$, SUCS: MH $m_v = 0.056 \text{ cm}^2/\text{kg}$ $E = 74 \text{ kg/cm}^2$ $c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 2.3. Pozo a cielo abierto PCA-3

Estrato	Profundidad m	Descripción y propiedades
1	0 - 0.30	Relleno
2	0.30 - 1.5	Limo arcilloso gris oscuro de consistencia alta con raicillas $q_u = 0.65 \text{ kg/cm}^2$ torcómetro
3	1.5 - 1.9	Limo arcilloso café grisáceo de consistencia de media a alta y con gran cantidad de raíces $q_u = 0.14 \text{ kg/cm}^2$ torcómetro $w = 132\%$, $g = 1.18 \text{ t/m}^3$, $S_s = 2.23$, $LL = 85\%$, $LP = 69\%$, $IP = 16\%$, SUCS: MH $m_v = 0.022 \text{ cm}^2/\text{kg}$ $E = 38 \text{ kg/cm}^2$ $c = 0.28 \text{ kg/cm}^2$
4	1.9 - al fin del sondeo NAF a 2.1	Limo negro de consistencia baja $q_u = 0.10 \text{ kg/cm}^2$ torcómetro $w = 186\%$, $g = 1.16 \text{ t/m}^3$, $LL = 144\%$, $LP = 99\%$, $IP = 45$, SUCS: MH $m_v = 0.063 \text{ cm}^2/\text{kg}$ $E = 68 \text{ kg/cm}^2$ $c = 0.30 \text{ kg/cm}^2$

- ω : es el contenido natural de agua.
 γ : es el peso volumétrico natural.
 S_s : es la densidad de sólidos.
 LL : es el límite líquido.
 LP : es el límite plástico.
 IP : es el índice plástico.
 c : es la cohesión en prueba UU.
 E : es el módulo de deformación en prueba UU.
 m_v : es el módulo de deformación en prueba de consolidación.

Un relleno hasta la profundidad de 0.50 m en promedio. Subyaciéndolo se tiene un limo arcilloso gris oscuro hasta la profundidad de 1.5 m, de ahí, hasta la profundidad de 2 m se encuentra un limo arcillosos café grisáceo; por último, un limo negro hasta la máxima profundidad del sondeo. El NAF se encontró a 2.1 m.

Se realizaron, dentro de los pozos y en cada estrato, pruebas mecánicas para la obtención de la resistencia del suelo con torcómetro y penetrómetro manual. Los resultados se muestran en las tablas 1 a 3; así mismo, se extrajeron cuatro muestras cúbicas inalteradas de los tres pozos a cielo abierto. Del PCA-1 a 1.80 m, del PCA-2 a 1.3 m y a 1.85 m y en el PCA-3 a 1.9 m.

2.4. Pruebas de laboratorio

Las muestras extraídas del subsuelo se sometieron a los siguientes ensayos de laboratorio:

- a) Propiedades índice:
 - » Contenido natural de agua
 - » Clasificación visual y al tacto

- » Límites de consistencia
 - » Densidad de sólidos
 - » Peso volumétrico
- b) Propiedades mecánicas:
- » Compresión no confinada
 - » Triaxial rápida
 - » Consolidación unidimensional

En las tablas 2.1 a 2.3, se concentran los resultados, tanto, de pruebas índice como de pruebas mecánicas.

2.5. Estratigrafía y propiedades

El resumen de los estratos y de las propiedades se presenta en la tabla 2.4:

Tabla 2.4. Resumen de estratigrafía y propiedades

Estrato	Profundidad		Descripción y propiedades	Consistencia o compacidad	Contenido de agua	SUCS	γ	LL	LP	IP	c	E	m_v
	m												
1	0	0.63	Relleno										
2	0.63	1.4	Limo arcilloso gris oscuro con raicillas	Alta	80	MH		96	62	34	0.3		
3	1.4	2	Limo arcilloso café grisáceo y con gran cantidad de raíces	De media a alta	129	MH	1.13	88	72	16	0.18	40	0.02
4	2	2.1	Arena fina gris claro	De suelta a medianamente compacta									
5	2.1	3	Limo negro	Baja	181	MH	1.19	144	99	45	0.13	70	0.06
6	3	3.5	Arcilla de alta plasticidad de color verde olivo	Baja	175	CH	1.18	120	40	80	0.25	74	0.056

2.6. Revisión de la seguridad del terreno de cimentación

Cuando están dadas las características del terreno de cimentación, el suelo se puede considerar como un material cohesivo. Por lo tanto, la cimentación del frigorífico será con zapatas corridas de concreto reforzado de 2.0 m de ancho y desplantada a 1.8 m de profundidad. A continuación, se presenta la revisión de la seguridad del terreno de cimentación.

2.6.1. Primera combinación de acciones (carga permanente)

En materiales cohesivos, se debe verificar la siguiente desigualdad:

$$q_{ult} < q_R \quad (2.1)$$

donde:

$$q_{ult} = \sum \frac{Q_c^F}{A} \quad (2.2)$$

Zapata tipo 1

Área de Zapata = $B \cdot L = (2.0)(20.0) = 40.0 \text{ m}^2$

Para tomar en cuenta la carga que llega a la zapata se tiene que considerar la influencia de la carga sobre su área tributaria.

El primer paso es obtener la presión de contacto:

$$q_e = \text{carga/área total} = \frac{30\,000}{20 \times 48} = 31.25 \text{ kPa}$$

Para la obtención de la carga por unidad de metro que llega a la zapata hay que obtener el área tributaria:

$$\text{área tributaria} = \frac{20 \times (20/2)}{2} = 100 \text{ m}^2$$

El área tributaria multiplicada por la presión de contacto q_e entre la longitud de la zapata:

$$\Sigma Q = \frac{31.25 \times 100}{20} = 156.25 \text{ kN/m}$$

$F_c = \text{factor de carga} = 1.4$

$\Sigma Q F_c / A$: es la suma de las acciones verticales que se toman en cuenta en la combinación considerada, dividida entre el área de la cimentación y donde son afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga = $156.25 (1.4) / 2.0 = 109.3 \text{ kPa}$.

$$q_{ult} = 85.9 \text{ kPa}$$

$$q_R = c N_c F_R + p_v \quad (2.3)$$

B : es el ancho de la zapata cuadrada = 2.0 m.

p_v : es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

g : es el peso volumétrico del suelo = 11.9 kN/m³.

$H = 1.8 \text{ m}$

$$p'_v = H \gamma_s = (1.8)(11.9) = 21.4 \text{ kPa} \quad (2.4)$$

p'_v : es la presión vertical efectiva a la profundidad de desplante por peso propio del suelo = 21.4 kPa, en virtud de que no se tiene el NAF; por tanto, $p'_v = p_v$.

Se toma un $c = 25$ kPa

N_c : es un factor de capacidad de carga donde:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{B}{L} + 0.25 \frac{D}{B} \right) \quad (2.5)$$

D : es la profundidad desde la base de la zapata hasta la superficie del estrato resistente sobre el cual está desplantada.

$$D = 1.8 \text{ m} - 0.63 \text{ m} = 1.17 \text{ m}$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{2}{20} + 0.25 \frac{1.17}{2} \right) \quad (2.5)$$

Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones, determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo, serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y
- b) $F_R = 0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.¹² NTCDCC.

$$F_R = \text{factor de resistencia} = 0.7$$

Sustituyendo valores en q_R :

$$= 126.7 \text{ kPa}$$

Por lo tanto:

$$q_{\text{ult}} = 109.3 \text{ kPa} < q_R = 126.7 \text{ kPa} \quad \text{cumple}$$

Zapata tipo II

Para el cálculo de la capacidad de carga, cambia la longitud de la zapata $L = 48 \text{ m}$, el área tributaria y el ancho de la zapata, por lo que, con un ancho $B = 2.5 \text{ m}$, tenemos:

$$q_{\text{ult}} = 124 \text{ kPa} < q_R = 132.9 \text{ kPa} \quad \text{cumple}$$

2.6.2. Segunda combinación de acciones (carga permanente más carga accidental)

Esta revisión es similar a la de la primera combinación, pero, se toma en cuenta el momento de volteo que es dado por el ingeniero estructurista.

¹² Ídem.

En materiales cohesivos, se debe verificar la siguiente desigualdad:

$$q_{ult} < q_R \quad (2.1)$$

donde:

$$q_{ult} = \sum \frac{QF_c}{A'} \quad (2.2)$$

donde:

q_{ult} : es la suma de las acciones verticales que se toman en cuenta en la combinación considerada, dividida entre el área de la cimentación y donde son afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga.

En las expresiones anteriores:

F_c : es el factor de carga = 1.1

B : es el ancho de la zapata cuadrada = 2.0 m

$$A' = B'L'$$

Para obtener B' y L' se obtienen las excentricidades e_x y e_y , donde el momento en y (M_y) es el obtenido por acción de un sismo, y el momento en x (M_x) es el 30% de M_y . En las NTCDCC, en el segundo tipo de combinaciones, dicen lo siguiente: “Se deberá considerar el 100% del sismo en una dirección y el 30% en la dirección perpendicular a ella.”¹³ Si se hace una similitud para el diseño por viento tenemos:

$$e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} = \frac{70}{156.2} = 0.0224 \text{ m} \quad (2.6)$$

¹³ Ídem.

$$e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} = \frac{210}{156.2} = 0.067 \text{ m} \quad (2.7)$$

Zapata tipo I

$$B' = B - 2ex = 2.0 - 2 * 0.0224 = 1.96 \text{ m}$$

$$L' = L - 2ey = 20.0 - 2 * 0.067 = 19.87 \text{ m}$$

$$\sum \frac{QF_c}{A'} = 3 \text{ 104 (1.1)} / (1.96 (19.87)) = 87.9 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} = 87.9 \text{ kPa}$$

$$q_R = cN_c F_R + p_v$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25(1.96) / (19.87) + 0.25(1.17) / (1.96) \right) = 6.035$$

$$q_R = (2.5)(6.035)(0.7) + (1.17 * 1.8) = 127.0 \text{ kPa}$$

Por lo tanto:

$$q_{ult} = 87.9 \text{ kPa} < q_R = 127.0 \text{ kPa} \quad \text{cumple}$$

Zapata tipo II

Para el cálculo de la capacidad de carga, cambia la longitud de la zapata $L = 48 \text{ m}$ y, por tanto:

$$q_{ult} = 97.3 \text{ kPa} < q_R = 123 \text{ kPa} \quad \text{cumple}$$

2.6.3. Asentamientos o estados límite de servicio

“Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la Elasticidad... Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la teoría de consolidación.”¹⁴ NTCDDC.

2.6.3.1. Asentamientos instantáneos

En el cálculo de la deformación instantánea, se utiliza la teoría de la elasticidad lineal.

a) Teoría de la elasticidad lineal

El asentamiento se calcula empleando la ley de Hooke para cada estrato:

$$\delta = \sum_{i=1}^{n_e} \frac{H_i}{E_{si}} (\sigma_{zi} - \nu(\sigma_{xi} + \sigma_{yi})) \quad (2.8)$$

donde :

H_i : es el espesor del estrato i .

E_{si} : es el módulo de elasticidad del estrato i obtenido en pruebas triaxiales.

σ_{zi} : es el esfuerzo vertical a la mitad del estrato i .

σ_{xi}, σ_{yi} : son los esfuerzos horizontales a la mitad del estrato i .

¹⁴ Ídem.

Los esfuerzos se calculan bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme (q) que es aplicada en la superficie (Damy, 1985), (Dashkó y Kagán, 1980).

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x \cdot y \cdot z}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \text{ang tan} \frac{x \cdot y}{z \cdot \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right] \quad (2.9)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x \cdot y \cdot z}{(x^2 + z^2)\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} - \text{ang tan} \frac{z \cdot \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}{x \cdot y} + \right. \\ \left. + (1-2\nu) \left(\text{ang tan} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{y \cdot \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}{x \cdot z} \right) \right] \quad (2.10)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x \cdot y \cdot z}{(x^2 + z^2)\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} - \text{ang tan} \frac{z \cdot \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}{x \cdot y} + \right. \\ \left. + (1-2\nu) \left(\text{ang tan} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{y \cdot \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}{x \cdot z} \right) \right] \quad (2.11)$$

x, y : son las dimensiones del rectángulo cargado, uniformemente.

z : es la profundidad a la que se calcula el esfuerzo.

ν : es la relación de Poisson que para suelos arcillosos en el cálculo de la deformación instantánea, se puede considerar de 0.45 a 0.5, ya que, la deformación volumétrica se considera en el cálculo del asentamiento diferido.

Tabla 2.5. Cálculo del asentamiento instantáneo

Estrato	x	y	z	E	ν	H	q	σ_x	σ_y	σ_z	δ
	m	m	m	t/m ²		m	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	m
1						0.5					
2						1					
3						0.3					
4	1	10	0.15	700	0.45	0.3	7.8	6.2834	6.3926	7.7891	0.000894
5	1	10	0.75	700	0.45	0.9	7.8	2.1752	4.1365	6.9880	0.005333
6	1	10	2.45	740	0.45	2.5	7.8	0.1489	1.6064	3.6567	0.009685
7	1	10	4	740	0.45	0.6	7.8	0.0166	0.8879	2.3664	0.001589
8	1	10	4.6	740	0.45	0.6	7.8	0.0029	0.7262	2.0675	0.00141
9	1	10	5.85	740	0.45	1.9	7.8	0.0000	0.4907	1.6201	0.003593
10	1	10	7.4	740	0.45	1.2	7.8	0.0000	0.3119	1.2539	0.001806
11	1	10	8.3	740	0.45	0.6	7.8	0.0000	0.2426	1.0974	0.000801
12	1	10	9.4	740	0.45	1.6	7.8	0.0000	0.1804	0.9428	0.001863
13	1	10	10.5	740	0.45	0.6	7.8	0.0000	0.1355	0.8180	0.000614
14	1	10	12	740	0.45	2.4	7.8	0.0000	0.0932	0.6827	0.002078
15	1	10	13.5	740	0.45	0.6	7.8	0.0000	0.0652	0.5769	0.000444
16	1	10	14.1	740	0.45	0.6	7.8	0.0000	0.0568	0.5410	0.000418
17	1	10	14.7	740	0.45	0.6	7.8	0.0000	0.0496	0.5081	0.000394
18	1	10	15.325	740	0.45	0.65	7.8	0.0000	0.0431	0.4768	0.000402
19	1	10	15.925	740	0.45	0.55	7.8	0.0000	0.0378	0.4492	0.000321
20	1	10	16.8	740	0.45	1.2	7.8	0.0000	0.0313	0.4129	0.000647
											0.03229

Por lo tanto, el asentamiento total será la suma de la deformación de todos los estratos:

$$\delta_t = 0.03229 \text{ m.}$$

b) Ecuaciones de Schleicher y de Steinbrenner

Las ecuaciones de Schleicher y Steinbrenner proporcionan el asentamiento medio, bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida (q).

b.1) Ecuación de Schleicher

$$\delta = \left[\frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \right] \left(L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{B^2 + L^2}}{B} \right) \quad (2.12)$$

donde:

q : es la presión de contacto.

E : es el módulo de rigidez del medio.

ν : es la relación de Poisson.

B : es el ancho del rectángulo cargado.

L : es la longitud del rectángulo cargado.

Cuando se utiliza la ecuación anterior, la zapata se divide en cuatro para calcular el asentamiento en el centro, por lo que, el resultado se debe multiplicar por cuatro. Para las zapatas 1 y 2, el resultado se muestra en la tabla 2.6:

Tabla 2.6. Asentamiento instantáneo. Ecuación 2.12 (fórmula de Schleicher) (Terzaghi, K., 1943)

Zapata	q	E_s	ν	B	L	B'	L'	δ'	δ
	kPa	kPa		m	m	m	m	m	m
1	78.000	7063.200	0.5	2.0	20	1	10	0.0105	0.0421
2	78.000	7063.200	0.5	2.0	48	1	24	0.0128	0.0514

b.2) Ecuación de Steinbrenner

$$\delta = \left[\frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \right] \left(L \ln \frac{(B + \sqrt{B^2 + L^2})\sqrt{H^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{(L + \sqrt{B^2 + L^2})\sqrt{H^2 + B^2}}{B} \right) + \frac{q}{2\pi E} (1-\nu-2\nu^2)H \cdot \text{angtan} \frac{LB}{HA} \quad (2.13)$$

donde:

$$A = \sqrt{L^2 + B^2 + H^2}$$

- q : es la presión de contacto.
 E : es el módulo de rigidez del medio.
 ν : es la relación de Poisson.
 B : es el ancho del rectángulo cargado.
 L : es la longitud del rectángulo cargado.
 H : es el espesor del estrato.

Cuando se utiliza la ecuación anterior, la zapata se divide en cuatro para calcular el asentamiento en el centro, por lo que, el resultado se debe multiplicar por cuatro. Para las zapatas 1 y 2, el resultado se muestra en la tabla 2.7:

Tabla 2.7. Ecuación 2.13 (fórmula de Steinbrenner) (Terzaghi, K., 1943)

Zapata	q	E	ν	B'	L'	H	A	$(L^2 + B^2)^{0.5}$	F_1	F_2	F_3	d'	d
	kPa	kPa		m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
1	78.	7063.2	0.45	1.0	10.0	18.2	20.790	10.050	0.517	2.474	1.22E-4	0.00839	0.0335
2	78.	7000.0	0.45	1.0	24.0	18.2	30.137	24.021	0.203	2.783	2.05E-4	0.00845	0.0338

donde:

$$F_1 = L \ln \left(\frac{(B + \sqrt{B^2 + L^2}) \sqrt{H^2 + L^2}}{L(B+A)} \right)$$

$$F_2 = B \ln \left(\frac{(L + \sqrt{B^2 + L^2}) \sqrt{H^2 + B^2}}{B(L+A)} \right)$$

$$F_3 = \frac{q}{2\pi E} (1 - \nu - 2\nu^2) H \cdot \text{angtan} \frac{LB}{HA}$$

2.6.4. Deformación volumétrica

La deformación por cambio de volumen la podemos calcular por dos métodos:

- 1) Teoría de consolidación de Terzaghi.
- 2) Teoría del comportamiento no lineal (Deméneghi).

1) Teoría de consolidación de Terzaghi

La ecuación que determina la deformación por cambio de volumen es:

$$\Delta H = \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] H \quad (2.14)$$

$$\delta_v = m_v \sigma_z H$$

$$\Delta H = \frac{C_{rc} H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p'_{vo} + \Delta p'}{p'_{vo}} \right) \quad (2.15)$$

donde:

Δe : es el cambio en la relación de vacíos que pasa de e_0 a e_1 ;

$$\Delta e = e_1 - e_0.$$

m_v : es el módulo de compresibilidad volumétrica en cm^2/kgf .

C_{rc} : es el índice de recompresión.

p'_{vo} : es la presión vertical inicial.

$\Delta p'$: es el incremento de esfuerzo.

H : es el espesor del estrato.

En la tabla 2.8, se presenta el cálculo de la deformación por consolidación primaria, utilizando el módulo de compresibilidad volumétrica (m_v):

Tabla 2.8. Asentamientos por consolidación primaria (Terzaghi, 1943)

Estrato	z	q	L'	B'	σ_z	Prof _{sup}	Prof _{int}	Prof _{media}	H	P_a	m_v	δ_{pt}
	m	t/m ²	m	m	t/m ²	m	m	m	m	t/m ²	m ² /t	m
1						0.00	0.50		0.5			
2						0.50	1.50	1.00	1			
3						1.50	1.80	1.65	0.3			
4	0.15	7.8	10	1	7.7891	1.80	2.10	1.95	0.3	10.3	0.00173	0.0040
5	0.75	7.8	10	1	6.9880	2.10	3.00	2.55	0.9	10.3	0.00173	0.0109
6	2.45	7.8	10	1	3.6567	3.00	5.50	4.25	2.5	10.3	0.00173	0.0158
7	4.00	7.8	10	1	2.3664	5.50	6.10	5.80	0.6	10.3	0.00173	0.0025
8	4.60	7.8	10	1	2.0675	6.10	6.70	6.40	0.6	10.3	0.00173	0.0021
9	5.85	7.8	10	1	1.6201	6.70	8.60	7.65	1.9	10.3	0.00173	0.0053
10	7.40	7.8	10	1	1.2539	8.60	9.80	9.20	1.2	10.3	0.00173	0.0026
11	8.30	7.8	10	1	1.0974	9.80	10.40	10.10	0.6	10.3	0.00173	0.0011
12	9.40	7.8	10	1	0.9428	10.40	12.00	11.20	1.6	10.3	0.00173	0.0026
13	10.50	7.8	10	1	0.8180	12.00	12.60	12.30	0.6	10.3	0.00173	0.0008
14	12.00	7.8	10	1	0.6827	12.60	15.00	13.80	2.4	10.3	0.00173	0.0028
15	13.50	7.8	10	1	0.5769	15.00	15.60	15.30	0.6	10.3	0.00173	0.0006
16	14.10	7.8	10	1	0.5410	15.60	16.20	15.90	0.6	10.3	0.00173	0.0006
17	14.70	7.8	10	1	0.5081	16.20	16.80	16.50	0.6	10.3	0.00173	0.0005
18	15.33	7.8	10	1	0.4768	16.80	17.45	17.13	0.65	10.3	0.00173	0.0005
19	15.93	7.8	10	1	0.4492	17.45	18.00	17.73	0.55	10.3	0.00173	0.0004
20	16.80	7.8	10	1	0.4129	18.00	19.20	18.60	1.2	10.3	0.00173	0.0009
												0.0541

La deformación total es el resultado de la deformación instantánea más la deformación volumétrica:

$$\delta_T = \delta_I + \delta_v$$

En la zapata 1 es:

$$\delta_T = 0.03229 + 0.0541 = 0.08639 \text{ m}$$

y en la zapata 2 es:

$$\delta_T = 0.0318 + 0.0565 = 0.0883 \text{ m}$$

2) Teoría del comportamiento no lineal (Deméneghi)

El asentamiento de un cimiento apoyado en un depósito de arcilla (sensitiva) puede calcularse por medio de una ecuación constitutiva no lineal que toma en cuenta el efecto de consolidación del terreno y, por tanto, es función del tiempo, por lo que, el asentamiento δ_t se determina para cada estrato con la siguiente expresión:

$$\delta_t = \delta_{pt} + \delta_{st}$$

donde el asentamiento debido a la consolidación primaria se determina por:

$$\delta_{pt} = \sum_{i=1}^{n_e} \left\{ 1 - \exp \left\{ - \frac{\sigma_{z_i}}{A_p P_a} \right\} \right\} \Delta z_{0i} \quad (2.16)$$

σ_{z_i} : es el incremento del esfuerzo normal vertical a la mitad del estrato i .

A_p : es el módulo de rigidez del suelo (adimensional).

$$A_p = \frac{E_p}{P_a}$$

donde:

E_p : es el módulo de rigidez en consolidación primaria.

P_a : es la presión atmosférica que es igual a 101.043 kPa (10.3 t/m²).

n_e : es el número de estratos.

z_0 : es el espesor del estrato i .

Ahora, para calcular la deformación para un tiempo dado se tiene (Juárez y Rico, 1976):

$$\delta_{pt} = U\delta_p$$

donde:

U : es el grado o porcentaje de consolidación primaria.

$U = F(T)$ es una función de la variable T y se consulta en la tabla X-1 (Juárez y Rico, 1990).

$$T = \frac{C_v t}{(\Delta z_e)^2}$$

donde:

T : es el factor de tiempo.

C_v : es el coeficiente de consolidación.

Δz_e : es el espesor efectivo del estrato que se está consolidando.

Para calcular el asentamiento debido a la consolidación secundaria se tiene:

$$\delta_{st} = C_t \log(1 + \xi T)$$

donde:

$$C_t = \sum_{i=1}^{n_e} \left\{ 1 - \exp \left\{ - \frac{\sigma_{z_i}}{A_{cs} P_a} \right\} \right\} \Delta z_{0i}$$

$$\xi = \frac{\Phi_n}{a} \frac{(\Delta z_e)^2}{C_v} \text{ que puede ser también un dato.}$$

A_{cs} : es el módulo de rigidez del suelo (adimensional).

$$A_p = \frac{E_p}{P_a}$$

donde:

E_{cs} : es el módulo de rigidez en consolidación secundaria.

Φ_n : es el coeficiente de amortiguamiento.

En la tabla 2.9, se presenta el cálculo de la deformación por cambio de volumen (consolidación primaria):

Tabla 2.9. Cálculo de la deformación por cambio de volumen (parte 1)

Estrato	z	q	L'	B'	σ_z	Prof _{sup}	Prof _{int}	Prof _{media}	H	P_a	E_p	A_p	δ
	m	t/m ²	m	m	t/m ²	m	m	m	m	t/m ²	t/m ²		m
1						0.00	0.50		0.5				
2						0.50	1.50	1.00	1				
3						1.50	1.80	1.65	0.3				
4	0.15	7.8	10	1	7.7891	1.80	2.10	1.95	0.3	10.3	579	56.21359	0.004009
5	0.75	7.8	10	1	6.9880	2.10	3.00	2.55	0.9	10.3	579	56.21359	0.010797
6	2.45	7.8	10	1	3.6567	3.00	5.50	4.25	2.5	10.3	579	56.21359	0.015739
7	4.00	7.8	10	1	2.3664	5.50	6.10	5.80	0.6	10.3	579	56.21359	0.002447
8	4.60	7.8	10	1	2.0675	6.10	6.70	6.40	0.6	10.3	579	56.21359	0.002139
9	5.85	7.8	10	1	1.6201	6.70	8.60	7.65	1.9	10.3	579	56.21359	0.005309
10	7.40	7.8	10	1	1.2539	8.60	9.80	9.20	1.2	10.3	579	56.21359	0.002596
11	8.30	7.8	10	1	1.0974	9.80	10.40	10.10	0.6	10.3	579	56.21359	0.001136

Tabla 2.9. Cálculo de la deformación por cambio de volumen (parte 2)

Estrato	z	q	L'	B'	σ_z	Prof _{sup}	Prof _{int}	Prof _{media}	H	P_a	E_p	A_p	δ
12	9.40	7.8	10	1	0.9428	10.40	12.00	11.20	1.6	10.3	579	56.21359	0.002603
13	10.50	7.8	10	1	0.8180	12.00	12.60	12.30	0.6	10.3	579	56.21359	0.000847
14	12.00	7.8	10	1	0.6827	12.60	15.00	13.80	2.4	10.3	579	56.21359	0.002828
15	13.50	7.8	10	1	0.5769	15.00	15.60	15.30	0.6	10.3	579	56.21359	0.000560
16	14.10	7.8	10	1	0.5410	15.60	16.20	15.90	0.6	10.3	579	56.21359	0.000526
17	14.70	7.8	10	1	0.5081	16.20	16.80	16.50	0.6	10.3	579	56.21359	0.000535
18	15.33	7.8	10	1	0.4768	16.80	17.45	17.13	0.65	10.3	579	56.21359	0.000427
19	15.93	7.8	10	1	0.4492	17.45	18.00	17.73	0.55	10.3	579	56.21359	0.000427
20	16.80	7.8	10	1	0.4129	18.00	19.20	18.60	1.2	10.3	579	56.21359	0.000855
													0.053951

En la tabla 2.10, se presenta el cálculo de la deformación por consolidación secundaria:

Tabla 2.10. Cálculo de la deformación por consolidación secundaria

Estrato	z	q	L'	B'	σ_z	Prof _{sup}	Prof _{int}	Prof _{media}	H	C_v	ξ	t	E_{cs}	A_{cs}	C_t	δ_{st}
	m	t/m ²	m	m	t/m ²	m	m	m	m	cm ² /s		s	t/m ²		m	
1						0.00	0.50		0.5							
2						0.50	1.50	1.00	1							
3						1.50	1.80	1.65	0.3							
4	0.15	7.8	10	1	7.7891	1.80	2.10	1.95	0.3	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.002324	0.000104
5	0.75	7.8	10	1	6.9880	2.10	3.00	2.55	0.9	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.006259	0.000281
6	2.45	7.8	10	1	3.6567	3.00	5.50	4.25	2.5	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.009112	0.000409
7	4.00	7.8	10	1	2.3664	5.50	6.10	5.80	0.6	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.001416	6.36E-05
8	4.60	7.8	10	1	2.0675	6.10	6.70	6.40	0.6	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.001238	5.56E-05
9	5.85	7.8	10	1	1.6201	6.70	8.60	7.65	1.9	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.003071	0.000138
10	7.40	7.8	10	1	1.2539	8.60	9.80	9.20	1.2	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.001502	6.74E-05
11	8.30	7.8	10	1	1.0974	9.80	10.40	10.10	0.6	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.000657	2.95E-05
12	9.40	7.8	10	1	0.9428	10.40	12.00	11.20	1.6	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.001506	6.76E-05
13	10.50	7.8	10	1	0.8180	12.00	12.60	12.30	0.6	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.000490	2.2E-05
14	12.00	7.8	10	1	0.6827	12.60	15.00	13.80	2.4	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.001636	7.34E-05
15	13.50	7.8	10	1	0.5769	15.00	15.60	15.30	0.6	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.000346	1.55E-05
16	14.10	7.8	10	1	0.5410	15.60	16.20	15.90	0.6	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.000324	1.45E-05
17	14.70	7.8	10	1	0.5081	16.20	16.80	16.50	0.6	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.000304	1.37E-05
18	15.33	7.8	10	1	0.4768	16.80	17.45	17.13	0.65	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.000309	1.39E-05
19	15.93	7.8	10	1	0.4492	17.45	18.00	17.73	0.55	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.000247	1.11E-05
20	16.80	7.8	10	1	0.4129	18.00	19.20	18.60	1.2	0.00106	5	15552000	1001.4	97.2233	0.000495	2.22E-05
										17.40	0.00106	5	15552000			0.001402

La deformación total es el resultado de la deformación instantánea, más la deformación volumétrica, más la deformación por consolidación secundaria:

$$\delta_T = \delta_I + \delta_{pt} + \delta_{st}$$

En la zapata 1 es:

$$\delta_T = 0.03229 + 0.05395 + 0.001402 = 0.087642 \text{ m}$$

En la zapata 2 es:

$$\delta_T = 0.0318 + 0.05636 + 0.001465 = 0.08963 \text{ m}$$

En resumen, el cálculo del asentamiento realizado, tomando en cuenta las diferentes teorías se presenta en la siguiente tabla 2.11:

Tabla 2.11. Asentamiento en zapata 1

Método	Asentamiento (m)
Deformación total solamente con deformación volumétrica (Instantánea + Terzaghi)	0.08639
Deformación total con la teoría del comportamiento no lineal (Deméneghi más instantánea)	0.087642

Tabla 2.12. Asentamiento en zapata 2

Método	Asentamiento (m)
Deformación total solamente con deformación volumétrica (Instantánea + Terzaghi)	0.0883
Deformación total con la teoría del comportamiento no lineal (Deméneghi más instantánea)	0.08963

El máximo asentamiento se presenta al tomar en cuenta la teoría del comportamiento no lineal, ya que, se incluye la consolidación secundaria. Es responsabilidad del ingeniero calcular el asentamiento que sufrirá la estructura.

Comentario: en este caso, se le dice al cliente que el hundimiento será de 9 cm, lo cual está permitido por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal que permite un asentamiento de 15 cm cuando existen colindancias en la zona III del Distrito Federal.

También, es necesario corroborar en campo los hundimientos que se presentarán durante el tiempo una vez terminada la estructura.

2.7. Diseño estructural

Se realizará el diseño estructural de la mayor zapata corrida de concreto reforzado de la cimentación del frigorífico (figura 2.2).

Zapata tipo I

Zapata corrida de 20 m de largo por 2 m de ancho.

Espesor de la losa de la zapata = 0.50 m.

Profundidad de desplante $D = 1.17$ m.

Considerar en el concreto reforzado $f'_c = 20$ MPa (200 kg/cm²).

Las NTCDCC (2004) permiten realizar esta conversión, sin embargo:

f'_c es: $20/9.81 * 100 = 203.9$ kgf/cm² y $f_y = 420$ MPa (4 200 kg/cm²)

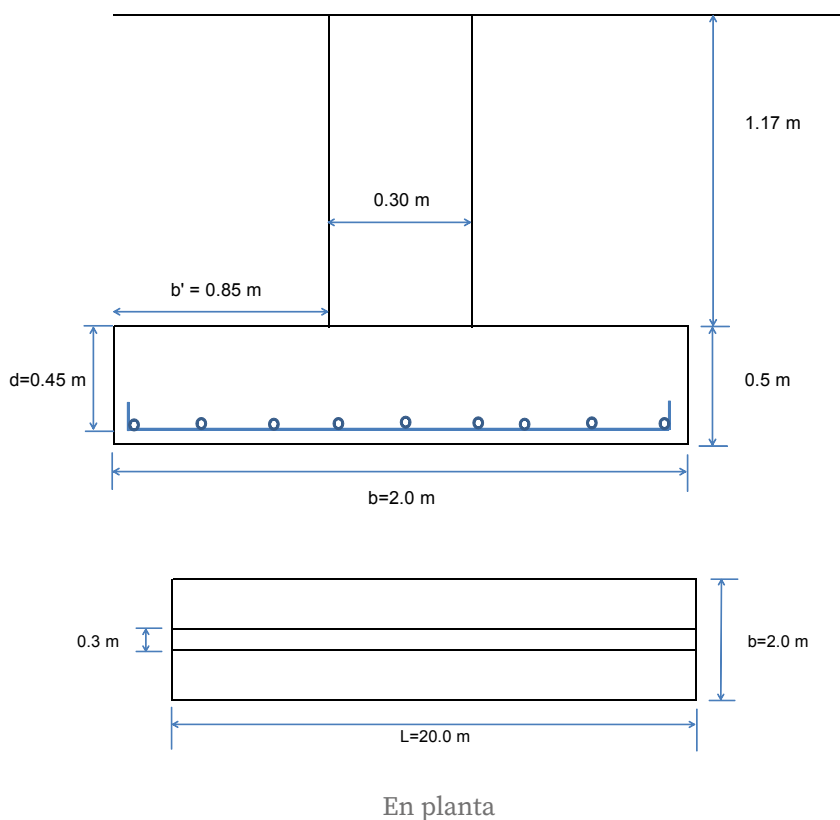


Figura 2.2. Zapata corrida

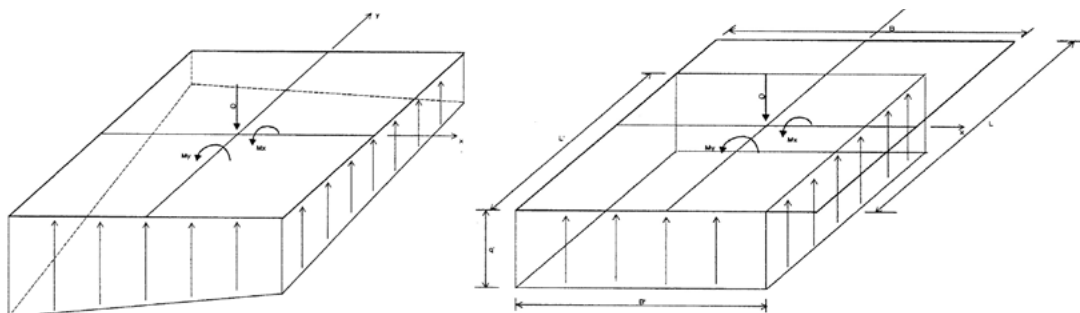
2.7.1. Determinación de elementos mecánicos

En el caso de una zapata sometida a carga vertical y dos momentos, el diagrama de reacción se muestra en la figura 2.3 a. Para fines de cálculo, este diagrama se sustituye por el de la figura 2.3 b (Meli, 1985), en el cual las dimensiones reducidas B' y L' valen:

$$B' = B - 2e_x, \quad e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} \quad (2.17)$$

$$L' = L - 2e_y, \quad e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} \quad (2.18)$$

El momento en “y” es el 30% del momento en “x”.



a) Reacción del terreno

b) Reacción simplificada para fines de cálculo

Figura 2.3. Diagrama de reacción de una zapata sometida a dos momentos

La zapata tipo I tiene momentos por sismo de:

$M_x = 210 \text{ kN} \cdot \text{m}$ y $M_y = 70.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$ y una carga vertical de: $\Sigma Q = 156.2 \text{ kN}$

Por lo que, se tienen excentricidades tanto en “x” como en “y” de:

$$e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} = \frac{70}{156.2} = 0.0224 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} = \frac{210}{156.2} = 0.067 \text{ m} \quad (2.19)$$

$$B' = B - 2e_x = 2.0 - 2 * 0.0224 = 1.96 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 20.0 - 2 * 0.067 = 19.87 \text{ m}$$

El peralte de la zapata es de: $H = 0.50$ m, utilizando un recubrimiento de 0.05 m, considerando el semiespesor de la varilla, nos queda un peralte efectivo:

$$d = 0.5 - 0.05 \text{ m} = 0.45 \text{ m} \quad (\text{figura 2.2})$$

El diseño por tensión diagonal y por flexión se lleva a cabo haciendo uso de la reacción uniforme del terreno que es obtenida con las dimensiones reducidas B' y L' de las ecuaciones 2.16 y 2.17, es decir:

$$q' = \Sigma Q / (B' L') \quad (2.20)$$

La ΣQ está dada sobre el metro lineal, por lo que, $L' = 1$ m

$$q' = \frac{\Sigma Q}{B' L'} = \frac{156.2}{1.96 * 1.0} = 79.69 \text{ kPa}$$

2.7.2. Tensión diagonal

Cálculo del cortante último para la tensión diagonal: las fuerzas se calculan con la reacción neta del terreno (tomando en cuenta el efecto de los dos momentos M_x y M_y). La reacción vale:

$$\text{la reacción neta } q'_n = q' - p_v = 79.69 - (1.8) (11.9) = 58.27 \text{ kPa}$$

p_v : es la presión vertical inicial a la profundidad de desplante.

Las NTCDCEC, inciso 2.5.1.2, nos dicen:

...que en elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{cr} , puede tomarse igual a:

$$V_{cr} = 0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*};$$

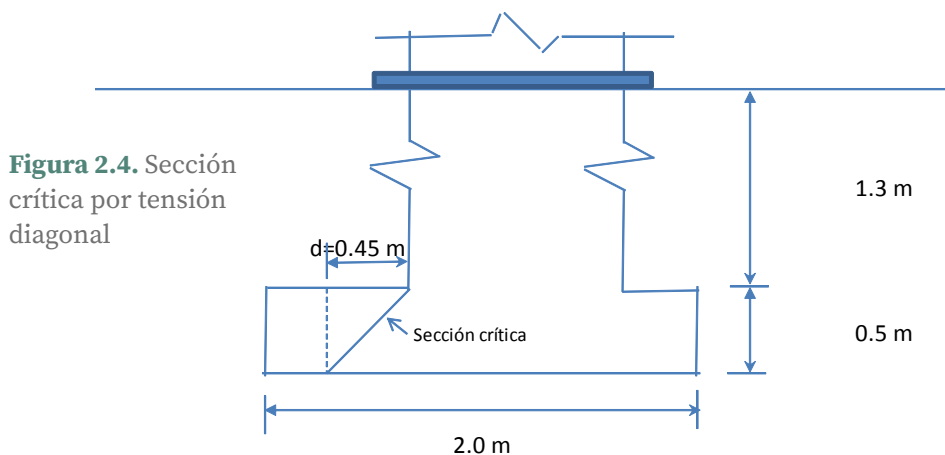
$\sqrt{f_c^*}$ está dado en MPa y el resultado se presenta en N

También, se puede realizar con la siguiente expresión:

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*};$$

$\sqrt{f_c^*}$ está dado en (kg/cm^2) y el resultado se presenta en kg , independientemente de la cuantía de refuerzo.¹⁵

La sección crítica por tensión diagonal se presenta a un peralte d de la columna (figura 2.3).



¹⁵ Gobierno del Distrito Federal, *óp. cit.*

Por lo tanto, hallemos el cortante y el momento en la sección crítica por tensión diagonal (en un ancho unitario de zapata, $b = 1 \text{ m}$):

$$b' = B/2 - c_1/2 - d = 2.0/2 - 0.3/2 - .45 = 0.4 \text{ m}$$

$$V = q_n' * b' = 58.27(0.4) = 23.31 \text{ kN}$$

$$M = q_n' * (b')^2/2 = 58.27(0.4)^2/2 = 4.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_u = (F_c) * V = 1.4(23.31) = 32.63 \text{ kN}$$

En este caso, se cumple que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo:

$$B > 4d, B = 2.0 \text{ m} > 4(0.45) = 1.80 \text{ m}$$

El espesor de 500 mm cumple con ser menor que 600 mm:

$$M/Vd = 4.66/(23.31 * 0.45) = 0.44 < 2 \quad \therefore$$

Por lo tanto, la zapata puede considerarse como un elemento ancho:

$$V_{cr} = 0.16F_R b d \sqrt{f_c^*} = .16 * .8 * 1 * .45 * (.8 * 20)^{0.5} = 0.2304 \text{ MN} = 230 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = (230 \text{ kN}) > V_u = 32.63 \text{ kN} \quad \therefore \text{ cumple}$$

$$V_{cr} = 0.5F_R b d \sqrt{f_c^*} = 0.5 (0.8)(1.00 * .45)\sqrt{(0.8 * 200)} = 22\,768 \text{ kg} = 22.8 \text{ t}$$

$$V_{cr} = (22\,768.39 \text{ kg}) > V_u = 3\,263.0 \text{ kg} \quad \therefore \text{ cumple}$$

2.7.3. Flexión

La sección crítica por flexión en el ala de la zapata depende del material que forma la columna o muro que llega a la zapata. En la figura 2.5, se presenta la sección crítica por flexión para diferentes condiciones de estructuración.

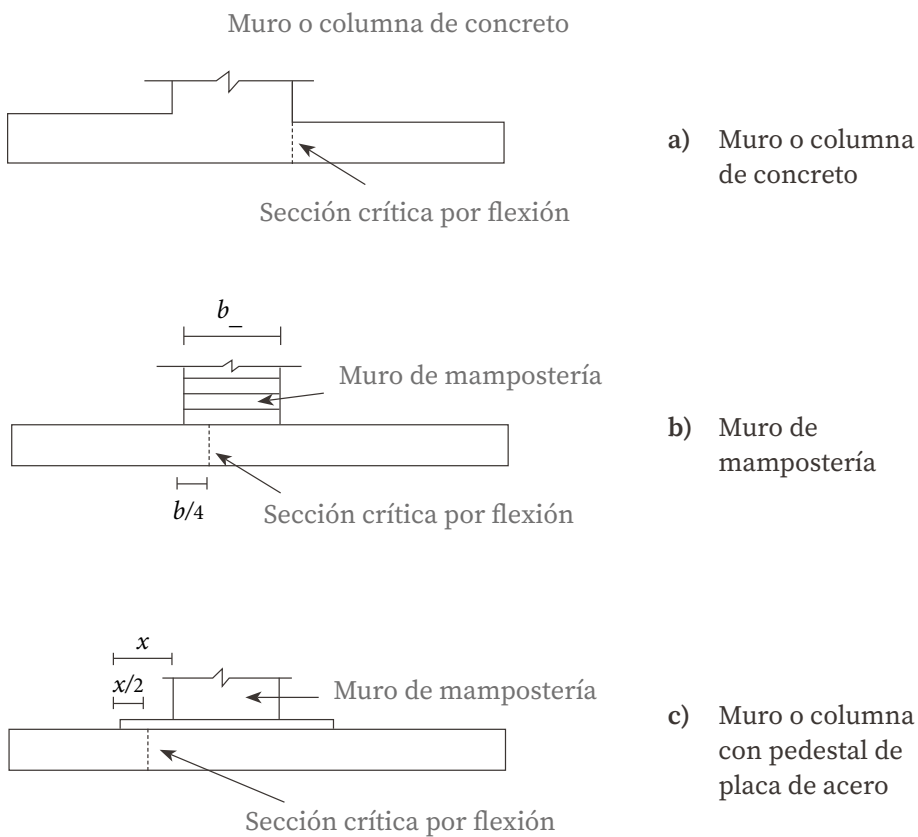
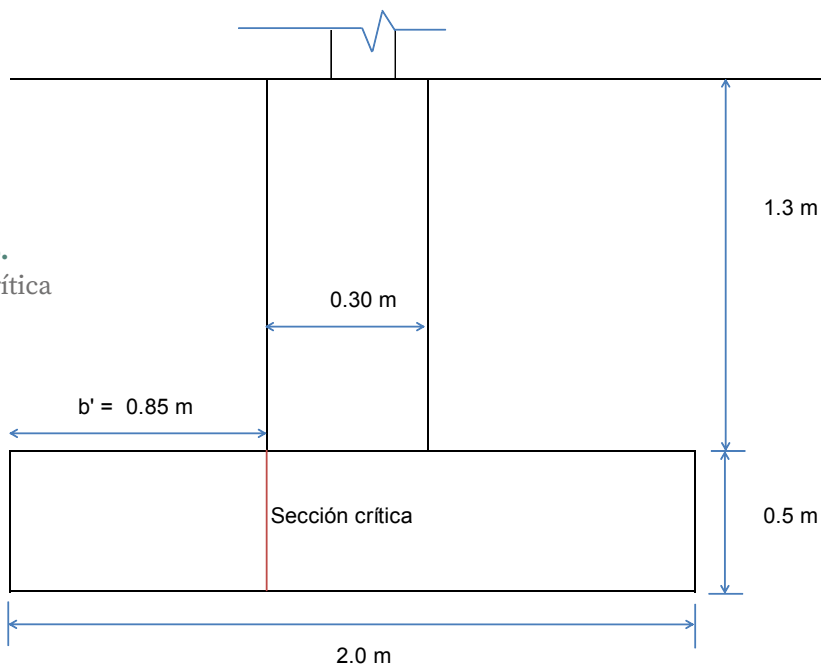


Figura 2.5. Sección crítica por flexión

Como se trata de una columna de concreto, la sección crítica se presenta en la figura 2.6:

Figura 2.6.
Sección crítica



La revisión por flexión se realiza verificando que el momento último en la sección crítica sea menor que el momento resistente en dicha sección. A continuación, se presenta un resumen de las expresiones de las NTCD-CEC (2004) para la revisión por flexión.

Refuerzo mínimo

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal puede calcularse con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{smin} = \frac{0.22 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd \text{ en sistema internacional}$$

$$A_{smin} = \frac{0.22 \sqrt{20.0}}{420.0} 0.85 * 0.45 = 0.00089 \text{ m}^2 = 8.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} bd \text{ en sistema MKS}$$

$$A_{smin} = \frac{0.22 \sqrt{f_c'}}{4281.3} 85 * 45 = 8.9 \text{ cm}^2$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo no reducidos de la sección, respectivamente.

Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90% de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando, simultáneamente, el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será del 75% de la correspondiente falla balanceada. Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a:

$$A_{sb} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{600 \beta_1}{f_y + 600} bd \text{ en sistema internacional}$$

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 * 20 = 16.00 \text{ MPa}$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 * 16 = 13.6 \text{ MPa}$$

$$A_{sb} = \frac{13.6}{420} \left(\frac{600 * .85}{420 + 600} \right) .85 * .45 = 0.0062 \text{ m}^2$$

$$A_{sb} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{600 \beta_1}{f_y + 600} bd \text{ en sistema MKS}$$

$$f_c^* = .8 f_c' = 0.8 * 200 = 160.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 * 160.0 = 136.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sb} = \frac{136.0}{4200} \left(\frac{6000 * .85}{4200 + 6000} \right) 85 * 45 = 62 \text{ m}^2$$

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.75 * A_{sb}$$

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.75 * 0.0062 = 0.0046 \text{ m}^2 = 46.0 \text{ cm}^2$$

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c'' igual a $0.85 f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$.

donde:

$$\beta_1 = 0.85 ; \quad \text{si } f_c^* \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - f_c^*/40 \geq 0.65 ; \quad \text{si } f_c^* > 28 \text{ MPa}$$

$$(\beta_1 = 1.05 - f_c^*/1400 \geq 0.65; \quad \text{si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2)$$

$c =$ es la profundidad del eje neutro que es medida desde la fibra extrema en compresión. NTCDCCEC, sección 2.1 e, (2004).

La resistencia a flexión está dada por la ecuación (2.2), M_R . En dichas expresiones, F_R se tomará igual a 0.9:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (2.21)$$

M_R : es el momento en la sección crítica, considerando al ala de la zapata y trabajando como cantiliver.

Entonces:

$$M_R = \frac{\omega l^2}{2}$$

Para calcular el área de acero que se requiere para cumplir con la resistencia a la flexión, calculamos q , despejándola de la ecuación 2.20 y usando un factor de carga de 1.4 aplicado a M_R .

Por lo tanto:

$$M_u = 1.4 M_R$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \quad (2.22)$$

el porcentaje de acero requerido es:

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} \quad (2.23)$$

y, por tanto, el área de acero requerida es:

$$A_s = p b d \quad (2.24)$$

la separación de las varillas se obtiene con:

$$s = \frac{a_s g}{A_s} \quad (2.25)$$

donde:

s : es la separación entre varillas.

a_s : es el área de la varilla que se emplea.

G : es la distancia para la que se requiere el área A_s .

A_s : es el área de acero requerida.

Ahora, haremos el diseño por flexión en la dirección del eje y . El momento flexionante en la sección crítica vale (figura 2.6):

$$\omega = q_n$$

$$l = b'$$

$$M_R = 58.27 (0.85)^2 / 2 = 21.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 1.4 (21.05) = 29.47 \text{ kN}\cdot\text{m} = 0.02947 \text{ MN}\cdot\text{m}$$

El acero mínimo por flexión es la fracción de acero necesario para soportar un momento último, M_u , y está dada por la siguiente expresión:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.02947}{0.9 * 1 * 0.45^2 * 13.6}} = 0.012$$

$$p = 0.012 \frac{13.6}{420.0} = 0.000387$$

$$A_s = 0.000387 * 100 * 45 = 1.74 \text{ cm}^2$$

Como A_s resulta menor que A_{smin} , se utiliza $A_{smin} = 8.9 \text{ cm}^2$

La separación de varillas es:

$$s = \frac{a_s g}{A_s} = \frac{1.27 * 100}{420.0} = 14.17 \approx 14 \text{ cm}$$

donde:

a_s : es el área de la varilla que se emplea = 1.27 cm² (número 4).

g : es la distancia para la que se requiere el área de acero A_s ,
 $g = 100 \text{ cm}$.

A_s : es el área de acero requerida = 8.9 cm².

Sustituyendo valores: $s = 14 \text{ cm}$. En consecuencia, se necesitan varillas del número 4 a cada 14 cm en el lecho inferior.

El armado en la dirección longitudinal se propone igual.

Al revisar, tanto, la tensión diagonal como flexión, se observa que el peralte de la zapata está sobrado, por lo que, se recomienda reducir el peralte a 30 cm y el efectivo a 25 cm. Repitiendo los cálculos anteriores nos queda que:

tensión diagonal:

$$V_{CR} = (128 \text{ kN}) > V_u = 48.95 \text{ kN} \quad \therefore \text{cumple}$$

$$V_{CR} = (12\ 800 \text{ kg}) > V_u = 4895 \text{ kg} \quad \therefore \text{cumple}$$

flexión:

$$A_s = 0.00127 * 100 * 25 = 3.18 \text{ cm}^2$$

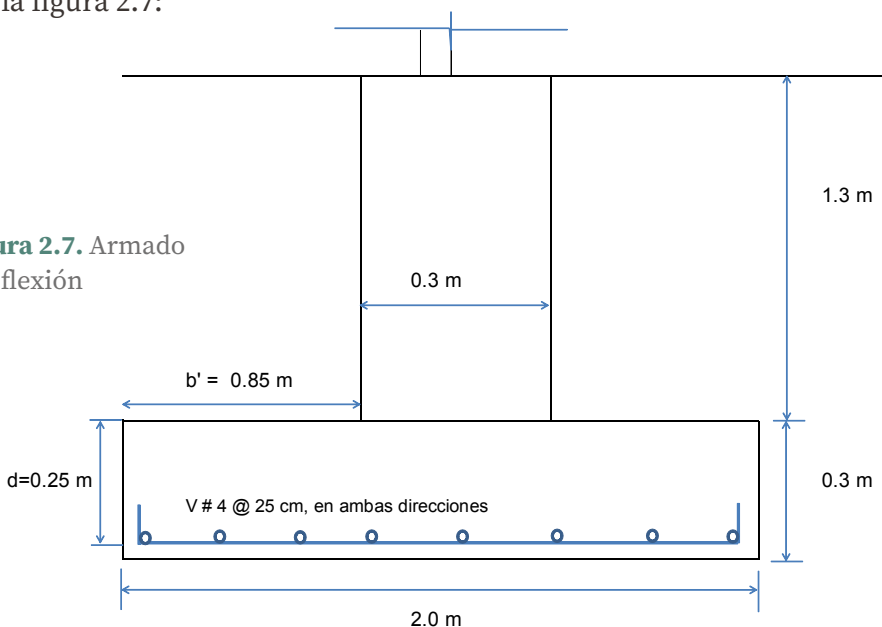
como A_s resulta menor que:

$$A_{smin}, \text{ se utiliza } A_{smin} = 4.9 \text{ cm}^2$$

la separación de varillas es:

$$s = \frac{a_s g}{A_s} = \frac{1.27 * 100}{4.9} = 25.51 \approx 25 \text{ cm}$$

ver la figura 2.7:



2.7.4. Acero por temperatura

El acero del lecho superior se proporciona por la temperatura para lo cual, se emplea la siguiente expresión, NTCDEEC (2004):

$$A_s = \frac{66000(1.5)x_1}{f_y(x_1 + 1000)} \text{ en sistema internacional} \quad (2.26)$$

$$A_s = \frac{66000(1.5)x_1}{f_y(x_1 + 100)} \text{ en sistema MKS}$$

donde:

A_s : es el área de acero necesaria por temperatura en cm^2/m , para el semiespesor de losa x_1 .

x_1 : es el semiespesor de la losa de la zapata = $30/2 = 15 \text{ cm}$.

Sustituyendo:

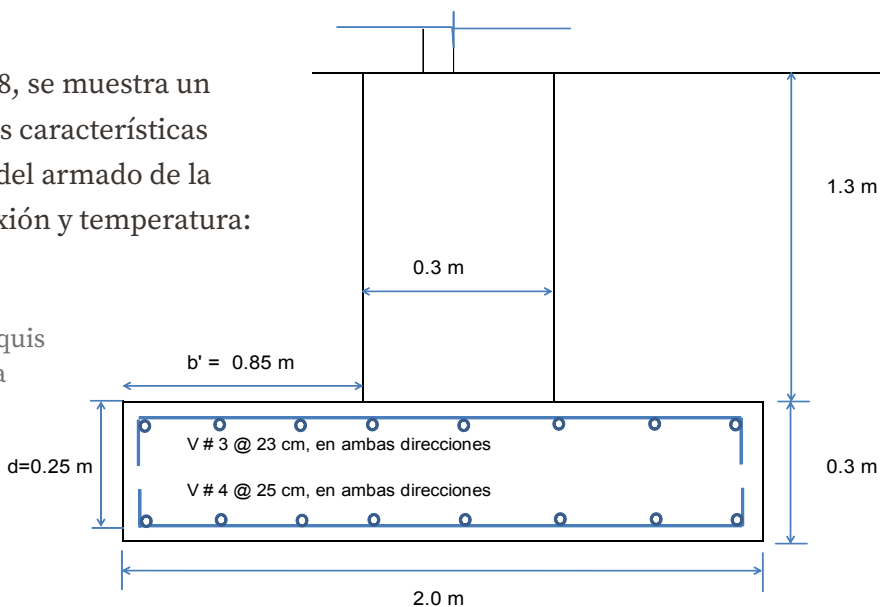
$$A_s = \frac{66000 (1.5) 150}{420 (150 + 1000)} = 30.74 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = \frac{66000 (1.5) 15}{4200 (15 + 100)} = 3.07 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Cuando aplicamos la ecuación 2.25 con varillas del número 3 ($A_s = 0.7125 \text{ cm}^2$), $s = 23 \text{ cm}$, por lo tanto, se necesitan por temperatura varillas del número 3 a cada 23 cm en el lecho superior, en ambas direcciones.

En la figura 2.8, se muestra un croquis con las características estructurales del armado de la zapata por flexión y temperatura:

Figura 2.8. Croquis de armado de la zapata



2.8. Conclusiones

De lo tratado en los incisos anteriores, se concluye lo siguiente:

El predio está formado, principalmente, por cuatro estratos: un relleno hasta la profundidad de 0.50 m en promedio, subyaciéndolo se tiene un limo arcilloso gris oscuro hasta la profundidad de 1.5 m; de ahí, hasta la profundidad de 2 m, se encuentra un limo arcillosos café grisáceo; por último, un limo negro hasta la máxima profundidad del sondeo. El NAF se encontró a 2.1 m.

La profundidad de desplante de la cimentación, independientemente, de qué alternativa se utilice, deberá ser de 1.80 m a partir del nivel actual del terreno y se desplantará en el estrato de limo arcilloso café grisáceo.

La cimentación del frigorífico se resuelve con base en las zapatas corridas de concreto reforzado con trabes de liga con una capacidad de carga máxima de 90 kPa.

Las zapatas corridas de concreto reforzado de 2.0 m de ancho, desplantadas a 1.8 m de profundidad, con una resistencia del concreto de:

$$f'_c = 20 \text{ MPa } (\cong 200 \text{ kg/cm}^2)$$

y una resistencia del acero de $f_y = 420 \text{ MPa } (4200 \text{ kg/cm}^2)$

2.9. Recomendaciones

A continuación, se proporcionan recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación del frigorífico a base de zapatas.

Posteriormente, se proporcionan recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación de la pantalla:

a) Recomendaciones de diseño

a.1) El frigorífico deberá cimentarse sobre zapatas corridas tipo I y II de concreto reforzado de 2.0 m de ancho, desplantadas a 1.8 m de profundidad sobre el estrato de limo arcilloso café grisáceo que aparece a la profundidad de 1.4 m (tabla 2.4).

a.2) El peralte de las zapatas será de 0.3 m. Como relleno sobre las zapatas, se utilizará el mismo tipo de suelo compactado al $90 \pm 2\%$ de su peso volumétrico seco máximo en la prueba Próctor estándar.

b) Recomendaciones de construcción

b.1) Durante la construcción de los cimientos, no se deberán alterar ni la estructura ni la humedad natural del estrato de apoyo de la cimentación. Para ello, conviene colar una plantilla de concreto pobre de $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ de 5 cm de espesor, inmediatamente después, de llegar al fondo de la excavación.

b.2) La construcción de las zapatas deberá realizarse en el menor tiempo posible; la excavación no deberá permanecer abierta un lapso mayor de 15 días.

b.3) El armado de las zapatas de concreto reforzado debe realizarse conforme a la figura 2.8.

3.1. Introducción

Se llevó a cabo el estudio de mecánica de suelos para la cimentación de una planta de tratamiento de aguas negras, que se pretende construir en el estado de Oaxaca. En los siguientes incisos, se presentan los datos del proyecto, la estratigrafía y las propiedades del subsuelo, así como la revisión de la seguridad del terreno de cimentación. Al final del informe, se presentan las conclusiones y se proporcionan recomendaciones de mecánica de suelos para el diseño y construcción de la planta de tratamiento de aguas negras.

3.2. Datos del proyecto

El predio en cuestión se localiza en el estado de Oaxaca en una zona de topografía sensiblemente plana.

Se pretende construir un Biodigestor y un FAFA (Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente). Solamente, se presentará el cálculo para el Biodigestor, el cual tendrá una altura de 4.05 m, de los cuales 1.25 m quedarán bajo la superficie del terreno; su peso unitario es de 4.82 t/m² ($t = t_f$) o 48.2 kPa.

3.3. Trabajos de exploración

Los trabajos de exploración consistieron en la ejecución de tres pozos a cielo abierto (PCA-1 a PCA-3) que fueron llevados hasta una profundidad máxima de 2.0 m. La ubicación de estos sondeos se muestra en el croquis de la figura 3.1.

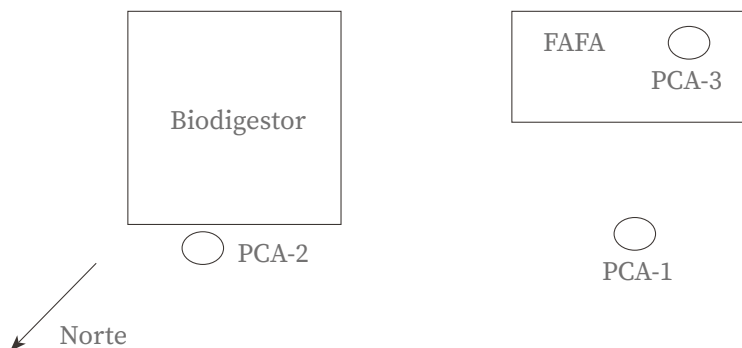


Figura 3.1. Croquis de localización de pozos, Oaxaca

La estratigrafía encontrada en los pozos PCA-1 a PCA-3 se indica en las tablas 3.1 a 3.3, respectivamente.

Tabla 3.1. PCA-1. Oaxaca

Estrato	Profundidad m	Descripción y propiedades
1	0 a 0.1	Tierra vegetal
2	0.1 a 2.0	Arena uniforme café con gravilla, medianamente compacta, partículas subredondeadas a subangulosas (SP), $T_{max} = 10$ mm, $T_m = 1.2$ mm $\phi = 30^\circ$

Profundidad del NAF: no se encontró.

T_{max} : es el tamaño máximo de la partícula.

T_m : es el tamaño medio de la partícula.

ϕ : es el ángulo de fricción interna del suelo.

TABLA 3.2. PCA-2. Oaxaca

Estrato	Profundidad m	Descripción y propiedades
1	0 a 0.1	Tierra vegetal
2	0.1 a 2.0	Arena fina uniforme café, medianamente compacta, partículas subredondeadas a subangulosas (SP), $T_{max} = 0.6 \text{ mm}$, $T_m = 0.5 \text{ mm}$ $\phi = 30^\circ$

Profundidad del NAF: no se encontró.

T_{max} : es el tamaño máximo de la partícula.

T_m : es el tamaño medio de la partícula.

ϕ : es el ángulo de fricción interna del suelo.

Tabla 3.3. PCA-3. Oaxaca

Estrato	Profundidad m	Descripción y propiedades
1	0 a 0.1	Tierra vegetal
2	0.1 a 2.0	Arena uniforme café con gravilla, medianamente compacta, partículas subredondeadas a subangulosas (SP), $T_{max} = 10 \text{ mm}$, $T_m = 1.2 \text{ mm}$ $\phi = 30^\circ$

Profundidad del NAF: no se encontró hasta los 2.0 m de profundidad máxima explorada.

T_{max} : es el tamaño máximo de la partícula.

T_m : es el tamaño medio de la partícula.

ϕ : es el ángulo de fricción interna del suelo.

En el campo, se realizó la clasificación manual y visual de los suelos y se estimó el ángulo de fricción interna del suelo con base en su compacidad.

3.4. Estratigrafía y propiedades

La estratigrafía y propiedades encontradas en los sondeos se muestran en las tablas 1 a 3. El subsuelo del sitio está formado por SP (arenas uniformes) en estado medianamente compacto, con partículas de subredondeadas a subangulosas. El origen de estos depósitos es de llanura costera (arenas de playa); estos materiales son de comportamiento friccionante.

El NAF no se encontró en ninguno de los pozos, hasta los 2.0 m de profundidad.

3.5. Revisión de la seguridad del terreno de cimentación

Por las características propias de las estructuras, su cimentación es a base de losas de concreto reforzado. El cálculo de los estados límite de falla y de servicio se llevaron a cabo considerando el terreno como un material friccionante, como se mencionó en el inciso anterior.

La capacidad de carga se revisará para dos condiciones: la primera, suponiendo que el NAF está muy profundo, en virtud de que no se encontró en la exploración; y la segunda, el NAF está a nivel de superficie, en virtud de que se está en la costa y el material se puede saturar.

3.5.1. Estados límite de falla

a.1) El NAF está muy profundo

Se debe verificar la siguiente desigualdad: $q_{ult} < q_R$

donde:

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A$$

$$q_R = \left[p'_v (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma B N_v f_v \right] F_R + p_v$$

en las expresiones anteriores:

$F_c =$ factor de carga = 1.4

El producto $\Sigma Q F_c / A$ es la suma de las acciones verticales que se toma en cuenta en la combinación considerada, dividida entre el área de la cimentación y donde son afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga:

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = (48.2) * (1.4) = 67.5 \text{ KPa}$$

$$q_R = \left[p'_v (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma B N_v f_v \right] F_R + p_v \quad (3.1)$$

B : es el ancho de la losa = 10.75 m.

L : es la longitud de la losa de cimentación = 12.7 m.

p_v : es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

p'_v : es la presión vertical efectiva a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

γ_s : es el peso volumétrico del suelo = 16 kN/m³.

$H =$ 1.25 m

$p_v = (H)(\gamma_s) = (1.25)(16) = 20 \text{ kPa}$

Como los sedimentos se encuentran entre sueltos y medianamente compactos, se toma un $\phi = 30^\circ$.

Sustituyendo valores:

N_q y N_v : son factores de capacidad de carga donde:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \phi/2 \right) * \exp \left(\pi \tan(\phi) \right) = 11.52 \quad (3.2)$$

$$N_v = 2 \left(N_q + 1 \right) \tan(\phi) = 2 \left(21.98 + 1 \right) \tan(32) = 12.08 \quad (3.3)$$

f_q y f_v : son factores de forma donde:

$$f_q = 1 + \left(B/L \right) \tan(\phi) = 1 + \left(3.7/3.7 \right) \tan(32) = 1.41 \quad (3.4)$$

$$f_v = 1 - 0.4 \left(B/L \right) = 1 - 0.4 \left(3.7/3.7 \right) = 0.66$$

El F_R (Factor de resistencia) es relativo a la capacidad de carga de cimentaciones y se propone para suelos granulares de: $F_R = 0.45$

Sustituyendo valores en q_R :

$$q_R = \left[20 \left(11.52 * 1.41 - 1 \right) + \left(1/2 \right) 16 * 10.75 * 12.08 * 0.66 \right] * 0.45 + 20 = 466.3 \text{ kPa}$$

Por lo tanto: $q_{ult} = 67.5 \text{ kPa} < q_R = 466.3 \text{ kPa}$

cumple

a.2) El NAF está a nivel de superficie

γ_{sat} : es el peso volumétrico del suelo saturado = 18 kN/m³.

$H = 1.25 \text{ m}$

$P'_v = (H)(\gamma_s) = (1.25)(8.19) = 10.2 \text{ kPa}$

$p_v = (H)(\gamma_s) = (1.25)(18) = 22.5 \text{ kPa}$

Los valores de N_q , N_y , f_q y f_y no cambian con la saturación, por lo tanto, son los mismos valores del caso a.1), sustituyendo valores en la capacidad de carga resistente:

$$q_R = 245.6 \text{ kPa}$$

Se observa que, si el suelo está saturado, la capacidad de carga se reduce en una cuantía del orden de la mitad, sin embargo, la cimentación no falla por la capacidad de carga, ya que:

$$q_{ult} = 67.5 \text{ kPa} < q_R = 245.6 \text{ kPa} \quad \text{cumple}$$

3.5.2. Estados límite de servicio

Para el cálculo de los asentamientos, bajo el centro de la planta de la cimentación, que son producidos por los pesos unitarios de las estructuras, se utilizó la teoría de la elasticidad, con la fórmula de Steinbrenner con un módulo $E = 10\,000 \text{ KPa}$.

$$\delta = \left[\frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \right] \left(L \ln \frac{(B + \sqrt{B^2 + L^2})\sqrt{H^2 + L^2}}{L(B+A)} + B \ln \frac{(L + \sqrt{B^2 + L^2})\sqrt{H^2 + B^2}}{B(L+A)} \right) + \frac{q}{2\pi E} (1-\nu-2\nu^2) H \cdot \text{angtan} \frac{LB}{HA} \quad (3.5)$$

donde:

$$A = \sqrt{L^2 + B^2 + H^2}$$

- q : es la presión de contacto.
 E : es el módulo de rigidez del medio.
 ν : es la relación de Poisson.
 B : es el ancho del rectángulo cargado.
 L : es la longitud del rectángulo cargado.
 H : es el espesor del estrato.

Cuando se utiliza la ecuación anterior, la losa se divide en cuatro para calcular el asentamiento en el centro, por lo que, el resultado se debe multiplicar por cuatro. El resultado se muestra en la tabla 3.4:

Tabla 3.4. Cálculo del asentamiento con Steinbrenner

q	E	ν	B'	L'	H	A	γ'	γ
kPa	kPa		m	m	m		m	m
48.2	10 000	0.25	5.375	6.35	21.5	23.053	0.011	0.045

Se obtuvieron asentamientos de 4.5 cm para el Biodigestor, el cual resulta menor que el asentamiento permisible de 5 cm para este tipo de estructuras.

3.6. Diseño estructural

Se realizará el diseño estructural de una losa de 10.75 m de ancho por 12.7 m de longitud de concreto reforzado para la cimentación de la planta de tratamiento (figura 3.2). Se propone que la losa se apoye en contratrabes, formando la retícula que se muestra en la figura 3.2.

Se considera que en el concreto reforzado $f'_c = 20$ MPa (200 kg/cm²). Las NTCDC (2004) permiten realizar esta conversión, sin embargo, f'_c es:

$$20/9.81 * 100 = 203.9 \text{ kgf/cm}^2 \text{ y } f_y = 420 \text{ MPa } (\cong 4\,200 \text{ kg/cm}^2)$$

3.6.1. Cortante

Al considerar un peralte de la losa de 0.20 m, con un recubrimiento de 5 cm, se revisa la resistencia a fuerza cortante.

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.05 \frac{a_1}{a_2} \right) w$$

$$V = \left(\frac{4}{2} - 0.15 \right) \left(0.95 - 0.05 \frac{4}{5.1} \right) 48.2 = 49.74 \text{ kN}$$

$$Vu = (49.74)(1.4) = 69.6 \text{ kN}$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a:

$$V_{cr} = 0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*};$$

f_c^* está dado en MPa y el resultado se presenta en MN

sustituyendo:

$$V_{cr} = 0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*} = .16 * .8 * 1 * 0.15 * (.8 * 20) 0.5 = 0.0768 \text{ MN} = 76.8 \text{ kN}$$

por lo tanto, como $V_{cr} > Vu$, la losa pasa por fuerza cortante.

3.6.2. Flexión

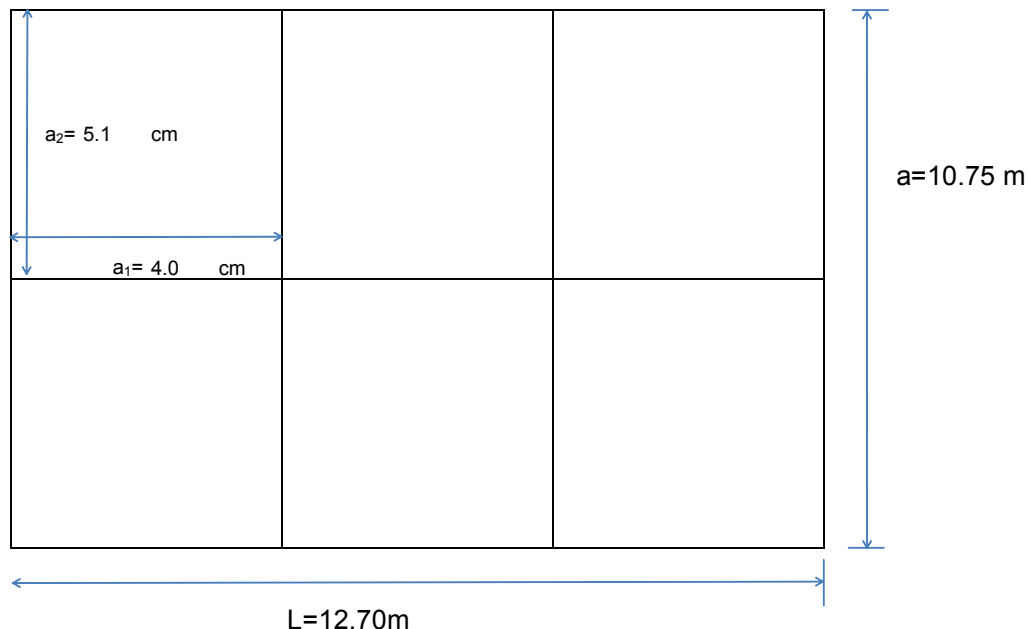


Figura 3.2. Losa apoyada en sistema de contratraveses

En las NTCDCEC, inciso 6.3.3, (2004), se dan las especificaciones para considerar losas apoyadas en su perímetro. En las NTCDCEC, capítulo 6.3, tabla 6.1, se presentan los parámetros a tomar en cuenta dependiendo de las características geométricas de la losa, así como, de las cargas y momentos que actúan en ella para el cálculo de los coeficientes para determinar los momentos. Por tanto, en este caso, se propone una losa colada, monolíticamente, en sus apoyos. Considerando un ancho de 20 cm de trabe, los claros libres de la losa serán de 4 por 5.1 m.

Para la retícula de la figura 3.2, se observa que se tendrán cuatro losas de esquina y dos de borde. En la tabla 3.5, se presenta un resumen que corresponde a cada caso de losa extraído de las NTCDCEC, tabla 6, para una relación $m = a_1/a_2 = 4/5.1 = 0.8$ y de donde se obtienen los valores de los coeficientes.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} wa_1^2$ dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m^2 (en kg/m^2) y a_1 en m, el momento da en kN-m/m (en kg-m/m). Para este caso, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas.

Tabla 3.5. Coeficientes para el cálculo de momentos en una losa

Tablero	Momento	Claro	Coefficiente
De borde: un lado corto discontinuo	Negativo en bordes interiores	Corto	403
		Largo	350
	Negativo en bordes discontinuos	Largo	222
		Positivo	Corto
		Largo	131
	De esquina: dos lados adyacentes discontinuos	Negativo en bordes interiores	Corto
Largo			394
Negativo en bordes discontinuos		Corto	250
		Largo	222
Positivo		Corto	216
		Largo	140

$$q_n = w = 48.2 \text{ kPa}$$

El momento actuante en el lado corto más desfavorable es cuando se utiliza el coeficiente (C) de 419, por lo que:

$$M = C \cdot 10^{-4} wa_1^2$$

$$M = (419)10^{-4} (48.2)4^2 = 32.31 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u = M \cdot F_c = (32.31)(1.4) = 45.24 \text{ kN-m/m}$$

Refuerzo mínimo

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal puede calcularse con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{smim} = \frac{0.22 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd \text{ en sistema internacional}$$

$$A_{smim} = \frac{0.22 \sqrt{20.0}}{420.0} 1 * 0.15 = 0.00035\text{m}^2 = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{smim} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd \text{ en sistema MKS}$$

$$A_{smim} = \frac{0.7 \sqrt{203.8}}{4281.3} 100 * 15 = 3.5 \text{ cm}^2$$

donde b es un ancho unitario y d es el peralte efectivo.

Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90% de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando, simultáneamente, el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma, sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75% de la correspondiente falla balanceada. Las secciones

rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a:

$$A_{sb} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{600\beta_1}{f_y + 600} bd \text{ en sistema internacional}$$

$$f_c^* = .8 f_c' = 0.8 * 20 = 16.00 \text{ MPa}$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 * 16 = 13.6 \text{ MPa}$$

$$A_{sb} = \frac{13.6}{420} \left(\frac{600 * .85}{420 + 600} \right) 1 * .15 = 0.0024 \text{ m}^2$$

$$A_{sb} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd \text{ en sistema internacional}$$

$$f_c^* = .8 f_c' = 0.8 * 200 = 160.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 * 160.0 = 136.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sb} = \frac{136.0}{4200} \left(\frac{6000 * .85}{4200 + 6000} \right) 100 * 15 = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 0.75 * A_{sb}$$

$$A_{smáx} = 0.75 * 0.0024 = 0.00182 \text{ m}^2 = 18.2 \text{ cm}^2$$

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c'' igual a $0.85 f_c^*$, hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$ donde:

$$\beta_1 = 0.85; \text{ si } f_c^* \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - f_c^*/40 \geq 0.65; \text{ si } f_c^* > 28 \text{ MPa}$$

$$(\beta_1 = 1.05 - f_c^*/1400 \geq 0.65; \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2)$$

c : es la profundidad del eje neutro que es medida desde la fibra extrema en compresión. NTCDCEC, sección 2.1, (2004).

La resistencia a flexión está dada por la ecuación (3.6), M_R . En dichas expresiones, F_R , se tomará igual a 0.9:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (3.6)$$

M_R : es el momento en la sección crítica cuando se considera al ala de la zapata, trabajando como cantiliver, entonces:

$$M_R = \frac{\omega l^2}{2}$$

Para cuantificar el área de acero que se requiere con el fin de cumplir con la resistencia a la flexión, calculamos q que se despeja de la ecuación 3.6, usando un factor de carga de 1.4 aplicado a M_R :

por lo tanto: $M_u = 1.4 M_R$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \quad (3.7)$$

el porcentaje de acero requerido es :

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} \quad (3.8)$$

y, por tanto, el área de acero requerida es:

$$A_s = pbd \quad (3.9)$$

la separación de las varillas se obtiene con:

$$s = \frac{a_s g}{A_s} \quad (3.10)$$

donde:

s : es la separación entre varillas.

a_s : es el área de la varilla que se emplea.

g : es la distancia para la que se requiere el área A_s .

A_s : es el área de acero requerida.

La fracción de acero necesaria para soportar un momento último, M_u , está dada por la siguiente expresión:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.2716}{0.9 * 1 * 0.15^2 * 13.6}} = 0.18$$

$$p = 0.18 \frac{13.6}{420.0} = 0.0058$$

$$A_s = 0.0058 * 100 * 15 = 8.77 \text{ cm}^2$$

la separación de varillas es:

$$s = \frac{a_s g}{A_s} = \frac{1.27 * 100}{8.77} = 14.5 \approx 15 \text{ cm}$$

donde:

$$a_s = 1.27 \text{ cm}^2 \text{ (número 4)}$$

$$g = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = 8.77 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo valores $s = 15 \text{ cm}$. En consecuencia, se necesitan varillas del número 4 a cada 15 cm en el lecho superior (figura 3.3).

3.6.3. Acero por temperatura

El acero del lecho superior se proporciona por temperatura, para lo que, se emplea la siguiente expresión. Normas de Concreto, (2004):

$$A_s = \frac{660\,000 (1.5) x_1}{f_y (x_1 + 1\,000)} \text{ en sistema internacional} \quad (3.11)$$

$$A_s = \frac{66\,000 (1.5) x_1}{f_y (x_1 + 100)} \text{ en sistema MKS}$$

en que:

A_s : es el área de acero necesario por temperatura en cm^2/m para el semiespesor de losa x_1 .

x_1 : es el semiespesor de la losa de la zapata $= 20/2 = 10 \text{ cm}$.

Sustituyendo:

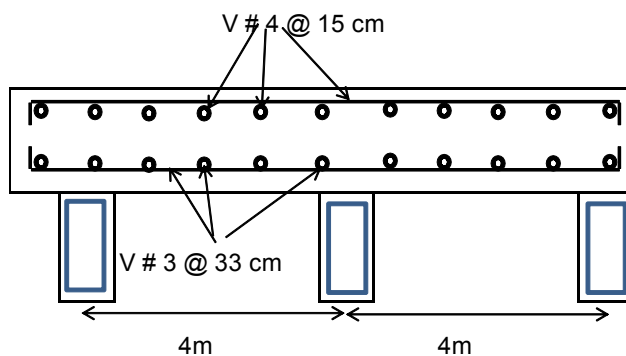
$$A_s = \frac{66\,000 (1.5) 100}{420 (100 + 1000)} = 21.4 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = \frac{66000(1.5)10}{4200(10 + 100)} = 2.14 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Cuando se aplica la ecuación 3.10 con varillas del número 3 ($a_s = 0.7125 \text{ cm}^2$), $s = 33 \text{ cm}$, por lo tanto, se necesitan por temperatura, varillas del número 3 a cada 33 cm en el lecho inferior, en ambas direcciones.

En la figura 3.3, se muestra un croquis con las características estructurales del armado de la losa por flexión y temperatura:

Figura 3.3.
Croquis de
armado de la losa



3.7. Conclusiones

Por lo tratado en los incisos anteriores, se concluye lo siguiente:

- El subsuelo del sitio está formado por SP en estado medianamente compacto con partículas de subredondeadas a subangulosas. El origen de estos depósitos es de llanura costera (arenas de playa); estos materiales son de comportamiento friccionante. El NAF no se encontró en ninguno de los pozos, hasta los 2.0 m de profundidad.

- b) La cimentación de la estructura cumple con los estados límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos) correspondientes a las NTCDC, inciso 5, (2004).

3.8. Recomendaciones

A continuación, se proporcionan recomendaciones para el diseño y construcción de las losas de cimentación:

a) Recomendaciones de diseño

- a.1) La estructura deberá cimentarse a base de losa de concreto reforzado que estará apoyada en el estrato de SP café, en estado medianamente compacto, con partículas de subredondeadas a subangulosas.

La losa de cimentación puede ser la propia losa de fondo de las estructuras; en ningún caso, la losa se apoyará sobre rellenos artificiales heterogéneos (por ejemplo: materiales con basura, materia orgánica, cascajo, etc.).

- a.2) Los empujes horizontales se deben de calcular para el diseño de los muros perimetrales del Biodigestor y un FAFA.
- a.3) En el diseño de las instalaciones de llegada y de salida al Biodigestor deberán considerarse los asentamientos indicados en el inciso 3.5.2, es decir, deberá preverse que se presentarán hundimientos totales de 4.5 cm en el Biodigestor.

- a.4) Con el propósito de prevenir una posible falla por subpresión, se recomienda revisar que el peso unitario de las estructuras, trabajando sin agua en su interior (vacías), sea mayor que la subpresión ocasionada por una carga hidráulica igual a la profundidad de desplante de las estructuras. El cociente del peso unitario sobre subpresión deberá ser mayor que 1.2.
- b) Recomendaciones de construcción
- b.1) Las excavaciones podrán realizarse con paredes que tengan una pendiente de 1.5 m (horizontal) por 1 m (vertical). Al alcanzar el fondo del corte, se deberá colar una plantilla de concreto pobre de $f'_c = 70 \text{ kg/cm}^2$, de 4 cm de espesor, para evitar la alteración del terreno natural.
- b.2) La construcción de las estructuras de cimentación deberá realizarse en el menor tiempo posible; las excavaciones no deberán permanecer abiertas un lapso mayor de 15 días.
- b.3) Deberá verificarse que la profundidad de desplante de las estructuras quede por debajo de la profundidad de erosión de las arenas por agua o viento. La profundidad de desplante de los muros perimetrales de concreto reforzado será de, por lo menos, 2.5 m bajo la superficie, en ambas estructuras (Biodigestor y FAFA).

4.1. Introducción

Se llevó a cabo el estudio de mecánica de suelos para la revisión de la seguridad del terreno de cimentación de un edificio que se pretende construir en la zona III de la Ciudad de México. En los siguientes incisos, se presentan los datos del proyecto, los trabajos de exploración, las pruebas de laboratorio y la estratigrafía y propiedades del subsuelo encontradas, así como, la revisión de la seguridad de la excavación. Al final del informe, se presentan las conclusiones y se proporcionan recomendaciones de mecánica de suelos para la cimentación del inmueble.

4.2. Datos del proyecto

El predio en cuestión, se encuentra en la zona III de la Ciudad de México. Presenta una superficie sensiblemente plana.

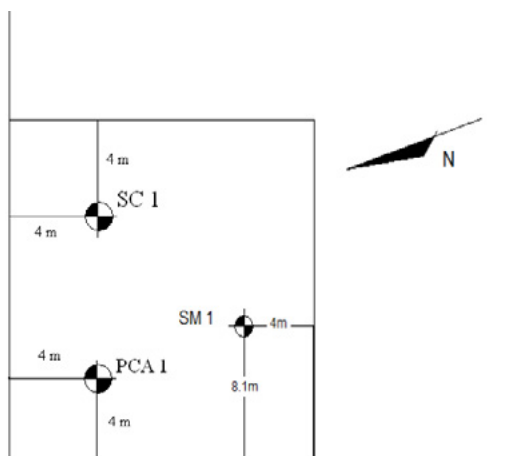
La estructura consiste en un edificio de siete plantas, tipo para departamentos, con tres niveles para estacionamiento. La subestructura estará formada por un cajón de cimentación de concreto reforzado que es desplantado a una profundidad de 4.8 m (considerando un espesor de la losa de cimentación de 0.3 m y un nivel de piso terminado, en el tercer nivel de estacionamiento de -4.5 m).

Se estimó una presión unitaria máxima del edificio $P_{UMáx} = 92.5 \text{ kPa}$ ($\approx 9.25 \text{ t/m}^2$) y un momento de volteo máximo por sismo $M = 285 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Además, se estimó una presión unitaria media de $P_{UM} = 78.6 \text{ kPa}$.

4.3. Trabajos de exploración

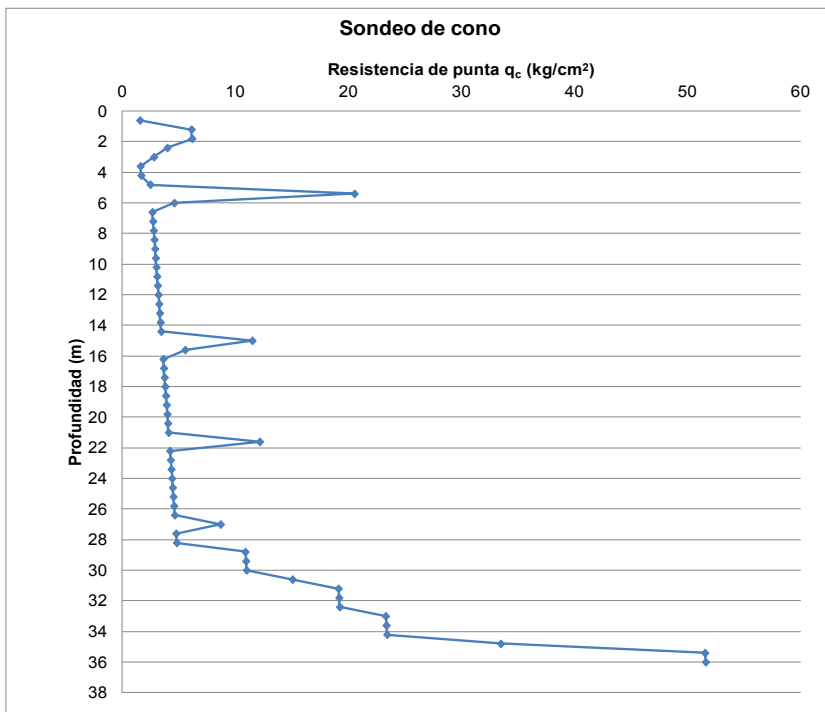
Los trabajos de exploración consistieron en la ejecución de un sondeo de cono que fue llevado hasta 30 m de profundidad (sondeo SC-1), un sondeo mixto de penetración estándar y muestreo inalterado (sondeo SM-1) que fue llevado hasta una profundidad de 37.5 m y un pozo a cielo abierto a 2.3 m (PCA-1). La ubicación de los sondeos se muestra en la figura 4.1:

Figura 4.1. Croquis de localización de los sondeos



El perfil de resistencia de punta del cono con la profundidad se presenta en la figura 4.2:

Figura 4.2. Sondeo de cono SC-1



La estratigrafía encontrada en el sondeo SM-1 se indica en la tabla 4.1 y en la figura 4.3:

Tabla 4.1. a). Sondeo SM-1. Obra: edificio de departamentos, ubicación: zona III, Ciudad de México

Estrato	Profundidad de a		Descripción	No. de golpes	Compacidad o consistencia	Contenido de agua	G _s	Resistencia en compresión simple q_u	Cohe-sión c_u	γ
	m			N		%		kg/cm ²	kg/cm ²	kN/m ³
1	0	0.90	Relleno de arcilla limosa café oscuro	4	Blanda	55.70	2.53	0.50		11.54
2	0.90	1.55	Arcilla limosa café	4	Blanda	37.10	2.53	0.50		14.54
3	1.55	1.80	Arena fina café	4	Suelta	34.20	2.53	0.50		16.00
4	1.80	2.70	Arcilla limosa café	2	Blanda	39.98	2.53	0.25		17.27
5	2.70	3.60	Arcilla limosa negra	2	Blanda	97.96	2.53	0.25		17.18

Tabla 4.1. a). Sondeo SM-1. Obra: edificio de departamentos, ubicación: zona III, Ciudad de México (continuación)

Estrato	Profundidad de a		Descripción	No. de golpes	Compacidad o consistencia	Contenido de agua	Gs	Resistencia en compresión simple q_u	Cohesión c_u	γ
	m									
6	3.60	4.30	Arena pómez gris oscuro	2		41.01	2.53			14.65
7	4.30	4.80	Arcilla gris verde	1	Muy blanda	82.93	2.53	0.20		16.14
7'	4.80	5.35	Arcilla gris verde	1	Muy blanda	82.93	2.53	0.20		16.14
8	5.35	5.40	Arena pómez gris café	6		54.24	2.53			12.98
9	5.40	8.40	Limo de alta plasticidad verde olivo	1	Muy blanda	147.33	2.55	0.20	0.10	13.29
10	8.40	11.40	Arcilla de alta plasticidad café	1	Muy blanda	331.28	2.53	0.52	0.26	11.48
11	11.40	14.40	Limo de alta plasticidad verde olivo	1	Muy blanda	278.38	2.53	0.20		11.68
12	14.40	16.20	Arcilla gris verdoso, con lente de arena	2	Blanda	75.53	2.52	1.59	0.80	14.73
13	16.20	19.80	Arcilla de alta plasticidad café verdoso	1	Muy blanda	326.46	2.54	0.82	0.41	13.29
14	19.80	21.00	Arcilla café verdoso	1	Muy blanda	204.29	2.53	0.20		12.24
15	21.00	21.60	Arcilla gris verdoso con lente de arena	3	Blanda	70.42	2.53	0.38		15.21
16	21.60	23.55	Arcilla gris verdoso	1	Muy blanda	265.12	2.53	0.20		11.76
17	23.55	23.80	Vidrio volcánico	4	Suelto	--	2.53	0.50		15.80
18	23.80	26.55	Limo de alta plasticidad gris verdoso	1	Muy blanda	241.76	2.51	1.14	0.57	12.44
19	26.55	27.00	Vidrio volcánico	3	Suelto	--	2.53			15.80
20	27.00	27.75	Arcilla café oscuro	1	Muy blanda	266.29	2.53	0.20		11.75
21	27.75	28.00	Arcilla café verdoso	4	Suelto	200.00	2.53	0.50		12.29
22	28.00	28.80	Arcilla café verdoso con lentes de arena	4	Suelto	55.54	2.53			16.05
23	28.80	29.40	Arena limosa	4	Suelto	140.83	2.53	5.00		13.10
24	29.40	31.80	Arena limosa	8	Suelto	239.52	2.53	1.58	0.79	11.89
25	31.80	32.40	Arena limosa	8	Suelto	366.02	2.53	0.20		11.27
26	32.40	32.85	Arena limosa	10	Semicompacto	260.44	2.53	0.20		11.79
27	32.85	33.00	Arena limosa	10	Semicompacto	59.45	2.53	0.50		15.80
28	33.00	33.60	Arena limosa	10	Semicompacto	274.52	2.53	0.63		11.70
29	33.60	34.20	Vidrio volcánico	10	Semicompacto	403.45	2.53	1.14		11.15
30	34.20	35.65	Vidrio volcánico	15	Semicompacto	144.71	2.53	0.38		13.03
31	35.65	36.00	Vidrio volcánico	24	Semicompacto	42.65	2.53	2.13		17.03

Tabla 4.1. b). Sondeo SM-1. Obra: edificio de departamentos, ubicación: zona III, Ciudad de México

Estrato	Profundidad de a		Descripción	SUCS	Límite líquido	Límite plástico	Índice plástico	% Arena	% Finos	Módulo no drenado, Eu	Módulo elástico, Ee
	m				%	%	%	S	F	kPa	kPa
1	0	0.90	Relleno de arcilla limosa café oscuro								
2	0.90	1.55	Arcilla limosa café							3723.08	4840.00
3	1.55	1.80	Arena fina café								
4	1.80	2.70	Arcilla limosa café								
5	2.70	3.60	Arcilla limosa negra								
6	3.60	4.30	Arena pómez gris oscuro				42.9	57.1			
7	4.30	4.80	Arcilla gris verde							1514.00	1968.20
7'	4.80	5.35	Arcilla gris verde								
8	5.35	5.40	Arena pómez gris café							3247.00	4221.10
9	5.40	8.40	Limo de alta plasticidad verde olivo	MH	88.1	55.8	32.3				
10	8.40	11.40	Arcilla de alta plasticidad café	CH	209.6	59.0	150.6			7457.00	9694.10
11	11.40	14.40	Limo de alta plasticidad verde olivo	MH	179.3	55.2	124.1			3247.00	4221.10
12	14.40	16.20	Arcilla gris verdoso, con lente de arena								
13	16.20	19.80	Arcilla de alta plasticidad café verdoso	CH	467.7	69.7	398.0			7457.00	9694.10
14	19.80	21.00	Arcilla café verdoso					9.6	90.4		
15	21.00	21.60	Arcilla gris verdoso con lente de arena					27.7	72.3		
16	21.60	23.55	Arcilla gris verdoso							5970.00	7761.00
17	23.55	23.80	Vidrio volcánico					8.3	91.7		
18	23.80	26.55	Limo de alta plasticidad gris verdoso	MH	350.0	130.9	220.0				
19	26.55	27.00	Vidrio volcánico							9699.48	12124.36

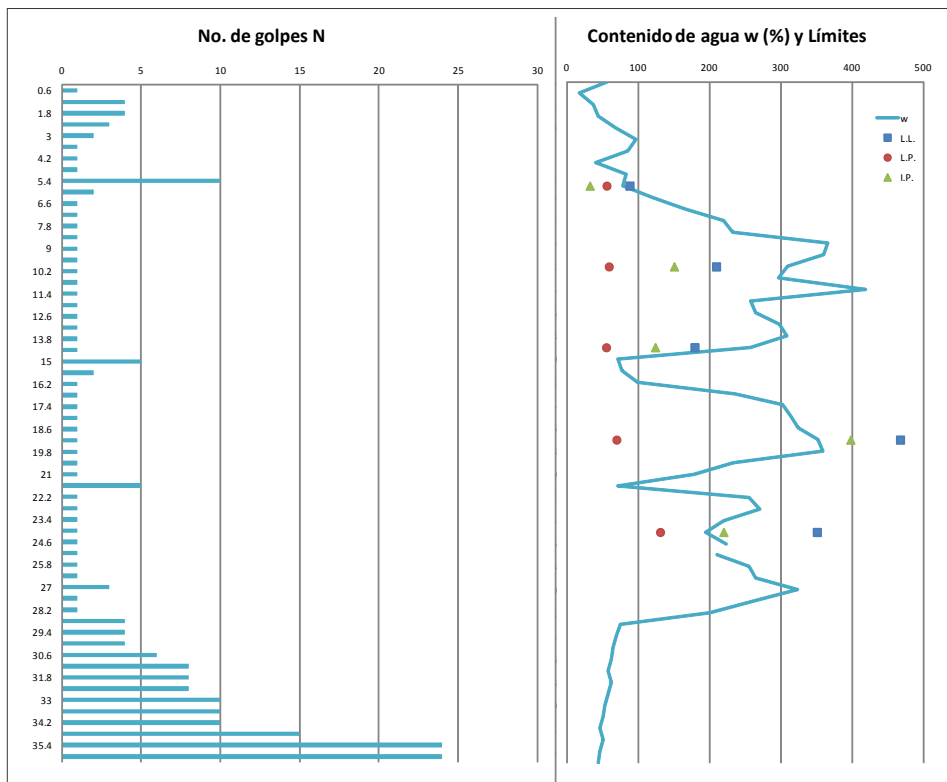
Tabla 4.1. b). Sondeo SM-1. Obra: edificio de departamentos, ubicación: zona III, Ciudad de México (continuación)

Estrato	Profundidad de a		Descripción	SUCS	Límite líquido	Límite plástico	Índice plástico	% Arena	% Finos	Módulo no drenado, Eu	Módulo elástico, Ee
	m				%	%	%	S	F	kPa	kPa
20	27.00	27.75	Arcilla café oscuro								
21	27.75	28.00	Arcilla café verdoso								
22	28.00	28.80	Arcilla café verdoso con lentes de arena								
23	28.80	29.40	Arena limosa							11200.00	14000.00
24	29.40	31.80	Arena limosa	MH	216.2	100.0	116.2				
25	31.80	32.40	Arena limosa								
26	32.40	32.85	Arena limosa								
27	32.85	33.00	Arena limosa							17708.75	22135.94
28	33.00	33.60	Arena limosa								
29	33.60	34.20	Vidrio volcánico								
30	34.20	35.65	Vidrio volcánico							21688.71	27110.88
31	35.65	36.00	Vidrio volcánico								

Profundidad del NAF = 2.35 m

- N : es el número de golpes de la SPT .
 G_s : es la densidad de sólidos.
 γ : es el peso volumétrico del suelo en estado natural.
 S : es el % de arena.
 F : es el % de finos.

Figura 4.3. Sondeo SM-1



La estratigrafía encontrada en el pozo a cielo abierto PCA-1 se indica en la tabla 4.2:

Tabla 4.2. Sondeo PCA-1

Estrato	Profundidad de a		Descripción	q_c	Compacidad o consistencia	Contenido de agua
	m					
1	0	0.80	Relleno de arcilla limosa café oscuro		Blanda	50.20
2	0.80	1.60	Arcilla limosa café	4.00	Blanda	38.00
3	1.60	1.80	Arena fina café		Suelta	23.50
4	1.80	2.35	Arcilla limosa café	4.00	Blanda	40.20

Profundidad del NAF = 2.35 m

q_c : es la resistencia obtenida con penetrómetro manual.

4.4. Pruebas de laboratorio

Las muestras extraídas del sondeo se sometieron a las siguientes pruebas de laboratorio:

- » Contenido natural de agua
- » Clasificación visual y al tacto
- » Granulometría
- » Límites de plasticidad
- » Compresión triaxial no consolidada no drenada
- » Consolidación

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en las tablas 4.1 y 4.3:

Tabla 4.3. Módulo de compresibilidad volumétrica

Estrato	Profundidad de a		Descripción	mv
	m			m ² /kN
1	0	0.90	Relleno de arcilla limosa café oscuro	
2	0.90	1.55	Arcilla limosa café	0.00035813
3	1.55	1.80	Arena fina café	
4	1.80	2.70	Arcilla limosa café	
5	2.70	3.60	Arcilla limosa negra	
6	3.60	4.30	Arena pómez gris oscuro	
7	4.30	4.80	Arcilla gris verde	0.00088067
7'	4.80	5.35	Arcilla gris verde	
8	5.35	5.40	Arena pómez gris café	
9	5.40	8.40	Limo de alta plasticidad verde olivo	
10	8.40	11.40	Arcilla de alta plasticidad café	0.0001788
11	11.40	14.40	Limo de alta plasticidad verde olivo	0.00041064

Tabla 4.3. Módulo de compresibilidad volumétrica (continuación)

Estrato	Profundidad de a		Descripción	mv
	m			m ² /kN
12	14.40	16.20	Arcilla gris verdoso, con lente de arena	
13	16.20	19.80	Arcilla de alta plasticidad café verdoso	0.0001788
14	19.80	21.00	Arcilla café verdoso	
15	21.00	21.60	Arcilla gris verdoso con lente de arena	
16	21.60	23.55	Arcilla gris verdoso	0.00022334
17	23.55	23.80	Vidrio volcánico	

4.5. Estratigrafía y propiedades

La estratigrafía y propiedades encontradas en el sondeo SM-1 se muestran en la tabla 4.1.

De acuerdo con el perfil estratigráfico de la tabla 4.1, el subsuelo en el sitio corresponde a la zona III (zona del lago) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con una costra superficial formada por estratos de arcilla limosa, arena fina, arena de pómez y arcilla de consistencia blanda, hasta una profundidad de 5.4 m. Subyace la formación arcillosa superior que está constituida por arcilla limosa y limo arcilloso de consistencia muy blanda que están intercalados con lentes de arena y vidrio volcánico, hasta una profundidad de 28.8 m, seguidos de la capa dura que está formada por vidrio volcánico y limo arenoso hasta la máxima profundidad explorada de 37.5 m.

El NAF se encontró a una profundidad de 2.35 m.

4.6. Revisión de la seguridad de la excavación

Según las características del edificio y del subsuelo bajo el predio, la cimentación más conveniente es a base de una compensación parcial.

Para el cálculo de los estados límite de falla y de servicio se consideró al suelo como puramente cohesivo.

4.6.1. Estados límite de falla

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal establece que en suelos cohesivos se debe verificar la siguiente desigualdad:

$$q_{ult} < q_R \quad (4.1)$$

$$q_{ult} = \sum \frac{QF_c}{A} \quad (4.2)$$

en las expresiones anteriores:

F_c = factor de carga = 1.4

$\sum \frac{QF_c}{A}$ = es la suma de las acciones verticales que se toman en cuenta en la combinación considerada, dividida entre el área de la cimentación y donde son afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga.

Para la primera combinación de cargas, se toma el peso unitario máximo del edificio:

$$P_{UMax} = 92.5 \text{ kPa} (\approx 9.25 \text{ t/m}^2) \text{ por el factor de carga de 1.4}$$

entonces:

$$q_{ult} = 92.5 (1.4) = 129.5 \text{ kPa}$$

$$q_R = cN_c F_R + p_v \quad (4.3)$$

donde:

B : es el ancho de la losa = 20.81 m.

L : es la longitud de la losa = 28.12 m.

p_v : es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

g : es el peso volumétrico del suelo = 15.4 kN/m³.

$H = 4.8 \text{ m}$

$$p'_v = H\gamma_s = (4.8)(15.4) = 74.0 \text{ kPa} \quad (4.4)$$

c_u : es la cohesión aparente = 30 kPa.

N_c : es el coeficiente de capacidad de carga que está dado por:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{B}{L} + 0.25 \frac{D}{B} \right) \quad (4.5)$$

donde:

D : es la profundidad que penetra en el estrato resistente $D = D_f = 4.8 \text{ m}$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{20.81}{28.12} + 0.25 \frac{4.8}{20.81} \right) = 6.39$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$. En caso de que D/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente. N_c es un factor de capacidad de carga:

Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones, determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo, serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III, y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
- b) $F_R = 0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.¹⁶

$F_R =$ factor de resistencia = 0.7

Sustituyendo valores en (4.3):

$$q_R = 30(6.39)(0.7) + 74 = 208.1 \text{ kPa}$$

Por lo tanto, si:

$$q_R = 208.1 \text{ kPa}, \quad q_{ult} = 129.5 \text{ kPa}$$

entonces: $q_{ult} < q_R$ *cumple*

¹⁶ Gobierno del Distrito Federal, *óp. cit.*

4.6.2. Segunda combinación de acciones.

Acciones permanentes, más acciones variables, más acciones accidentales

Esta revisión es similar a la de la primera combinación de acciones con la diferencia de que se considera el momento de volteo sísmico, el cual se calcula a continuación debido a que el momento dado por el estructurista de 285 kN-m es bajo, tomando en consideración el coeficiente sísmico (c) de la zona y se emplea un factor de carga $F_c = 1.1$. La cimentación se revisa con dimensiones virtuales reducidas B' y L' que están dadas por:

$$Q = P_{umáx}BL = 92.5(20.81)(28) = 54\,128.9 \text{ kN}$$

$$M_y = \sum Q \cdot c' \cdot \left(\frac{h_c}{2} \right)$$

$$c' = \frac{c}{Q_d}$$

En las NTCDS (Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo) (2004), se indican los parámetros c' , c y Q_d :

c' : es el factor por el que se multiplican los pesos de los apéndices a la altura de desplante.

Q_d : es el factor de comportamiento sísmico.

C : es el coeficiente sísmico.

$$c' = \frac{0.4}{1.6} = 0.25$$

$$M_y = 54\,128.9(0.25) \left(\frac{24.7}{2} \right)$$

$$M_y = 167\,122.9 \text{ kN-m}$$

Las NTCDS indican que el momento en la otra dirección es el 30% del momento en y :

$$M_x = 0.3 M_y = 50\,136.8 \text{ kN-m}$$

$$e_x = M_y / \Sigma Q = 167\,122.9 / 54\,128.9 = 3.09 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 20.81 - 6.18 = 14.63 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q = 50\,136.8 / 54\,128.9 = 0.93 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 28.12 - 1.86 = 26.27 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones 4.2 y 4.3, obtenemos:

$$q_{ult} = 54\,128.9 * 1.1 / (14.63 * 26.27) = 154.9 \text{ kPa}$$

$$q_R = 30 \left(5.14 \left(1 - 0.25D/B' - 0.25B'/L' \right) \right) * F_R + P_v =$$

$$q_R = 30 \left(5.14 \left(1 - 0.25(4.8/14.63) - 0.25(14.63/26.27) \right) \right) * 0.7 + 74 =$$

$$= 205.8 \text{ kPa}$$

Por lo tanto: $q_{ult} < q_R$

cumple

4.6.3. Estados límite de servicio

En la cimentación compensada, se deben de revisar los siguientes movimientos:

- a) Expansiones instantáneas por excavación
- b) Asentamiento inmediato por recompresión
- c) Asentamiento inmediato por compresión
- d) Asentamiento diferido
- e) Asentamiento total

a) Expansiones instantáneas por excavación

Para el cálculo de la expansión inmediata bajo el centro de la planta de la cimentación producida por la excavación (descarga = 74.01 kPa), se utilizó la teoría de la elasticidad.

$$\delta = \sum_{i=1}^{n_e} \frac{H_i}{E_{si}} (\sigma_{zi} - \nu(\sigma_{xi} + \sigma_{yi})) \quad (4.6)$$

Los valores del módulo de elasticidad se estimaron a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio (tabla 4.1).

Se obtuvo una expansión inmediata de 15 cm que se calculó en la tabla 4.4, la cual resulta igual que la expansión permisible de 15 cm que establecen las NTCDC, tabla II, (2004).

Tabla 4.4. Cálculo de la expansión inmediata

Estrato	Prof sup	Prof inf	q_{exc}	B'	L'	z	x	y	Ee	δ
	m	m	kPa	m	m	kPa	kPa	kPa	kPa	m
1	0	0.90	74.01							
2	0.90	1.55	74.01							
3	1.55	1.80	74.01	10.41	14.06					
3'	1.80	2.70	74.01	10.41	14.06	-73.35	103.63	109.46		
4	2.70	3.60	74.01	10.41	14.06	-73.62	138.96	151.23		
5	3.60	4.30	74.01	10.41	14.06	-73.86	96.27	100.54		
6	4.30	4.80	74.01	10.41	14.06	74.01	51.15	57.76		
7	4.80	5.35	74.01	10.41	14.06	74.01	49.12	54.87		
8	5.35	5.40	74.01	10.41	14.06	72.78	33.18	32.83	4221.10	0.006
9	5.40	8.40	74.01	10.41	14.06	73.70	54.63	52.46	9694.10	0.006
10	8.40	11.40	74.01	10.41	14.06	70.35	25.25	22.78	4221.10	0.033
11	11.40	14.40	74.01	10.41	14.06	63.14	22.51	17.23	4221.10	0.031
12	14.40	16.20	74.01	10.41	14.06	55.99	9.03	5.56	9694.10	0.009
13	16.20	19.80	74.01	10.41	14.06	47.93	5.00	2.23	7761.00	0.021
14	19.80	21.00	74.01	10.41	14.06	41.39	2.79	0.66	7761.00	0.006
15	21.00	21.60	74.01	10.41	14.06	39.14	2.20	0.27	7761.00	0.003
16	21.60	23.55	74.01	10.41	14.06	36.17	1.52	0.00	7761.00	0.009
17	23.55	23.80	74.01	10.41	14.06	33.80	1.06	0.00	7761.00	0.001
18	23.80	26.55	74.01	10.41	14.06	30.84	0.58	0.00	11921.00	0.007
19	26.55	27.00	74.01	10.41	14.06	28.01	0.20	0.00	11921.00	0.001
20	27.00	27.75	74.01	10.41	14.06	27.04	0.09	0.00	11921.00	0.002
21	27.75	28.00	74.01	10.41	14.06	26.25	0.01	0.00	11921.00	0.001
22	28.00	28.80	74.01	10.41	14.06	25.46	0.00	0.00	7761.00	0.003
23	28.80	29.40	74.01	10.41	14.06	24.45	0.00	0.00	7761.00	0.002
24	29.40	31.80	74.01	10.41	14.06	22.46	0.00	0.00	11921.00	0.005
25	31.80	32.40	74.01	10.41	14.06	20.67	0.00	0.00	11921.00	0.001
26	32.40	32.85	74.01	10.41	14.06	20.09	0.00	0.00	11921.00	0.001
27	32.85	33.00	74.01	10.41	14.06	19.77	0.00	0.00	11921.00	0.000
28	33.00	33.60	74.01	10.41	14.06	19.38	0.00	0.00	11921.00	0.001
29	33.60	34.20	74.01	10.41	14.06	18.77	0.00	0.00	11921.00	0.001
30	34.20	35.65	74.01	10.41	14.06	17.79	0.00	0.00	11921.00	0.002
31	35.65	36.00	74.01	10.41	14.06	16.99	0.00	0.00	11921.00	0.000
										0.150

b) Asentamiento inmediato por recompresión

Debido a una reaplicación de carga de 74.01 kPa, se produce un asentamiento inmediato por recompresión, el cual es aproximadamente igual a la expansión inmediata (15.0 cm), ya que la pérdida de energía por el fenómeno de histéresis es prácticamente despreciable.

c) Asentamiento inmediato por compresión

Cuando se utiliza la presión unitaria máxima, calculamos el incremento neto de carga q_n :

$$q_n = P_{UMáx} - p_v$$

$$q_n = 92.5 - 74.01 = 18.49 \text{ kPa}$$

Se determinó un hundimiento inmediato por compresión de 4.8 cm, utilizando la teoría de la elasticidad; los cálculos se presentan en la tabla 4.5:

TABLA 4.5. Cálculo del hundimiento por compresión

Estrato	Prof sup	Prof inf	$q_{neta \text{ Máx}}$	B'	L'	z	x	y	Eu	δ
	m	m	kPa	m	m	kPa	kPa	kPa	kPa	m
1	0	0.90	18.40						3761.54	
2	0.90	1.55	18.40	10.41	14.06				3723.08	
3	1.55	1.80	18.40	10.41	14.06				0.00	
3'	1.80	2.70	18.40	10.41	14.06				0.00	
4	2.70	3.60	18.40	10.41	14.06				0.00	
5	3.60	4.30	18.40	10.41	14.06				1514.00	
6	4.30	4.80	18.40	10.41	14.06				3247.00	
7	4.80	5.35	18.40	10.41	14.06				3247.00	
8	5.35	5.40	18.40	10.41	14.06	18.09	8.25	8.16	7457.00	0.0018
9	5.40	8.40	18.40	10.41	14.06	18.32	13.58	13.04	3247.00	0.0020

TABLA 4.5. Cálculo del hundimiento por compresión (continuación)

Estrato	Prof sup	Prof inf	Df	q_{neta}	B'	L'	H	z	m_v	δ
	m	m	kPa	kPa	m	m	m	kPa	1/kPa	m
10	8.40	11.40	18.40	10.41	14.06	17.49	6.28	5.66	3247.00	0.0106
11	11.40	14.40	18.40	10.41	14.06	15.70	5.60	4.28	7457.00	0.0099
12	14.40	16.20	18.40	10.41	14.06	13.92	2.25	1.38	5970.00	0.0029
13	16.20	19.80	18.40	10.41	14.06	11.91	1.24	0.56	5970.00	0.0066
14	19.80	21.00	18.40	10.41	14.06	10.29	0.69	0.16	5970.00	0.0020
15	21.00	21.60	18.40	10.41	14.06	9.73	0.55	0.07	5970.00	0.0009
16	21.60	23.55	18.40	10.41	14.06	8.99	0.38	0.00	5970.00	0.0029
17	23.55	23.80	18.40	10.41	14.06	8.40	0.98	0.00	5970.00	0.0003
18	23.80	26.55	18.40	10.41	14.06	7.67	0.14	0.00	9170.00	0.0023
19	26.55	27.00	18.40	10.41	14.06	6.96	0.05	0.00	9170.00	0.0003
20	27.00	27.75	18.40	10.41	14.06	6.72	0.00	0.00	9170.00	0.0005
21	27.75	28.00	18.40	10.41	14.06	6.53	0.00	0.00	9170.00	0.0002
22	28.00	28.80	18.40	10.41	14.06	6.33	0.00	0.00	9170.00	0.0008
23	28.80	29.40	18.40	10.41	14.06	6.08	0.00	0.00	9170.00	0.0004
24	29.40	31.80	18.40	10.41	14.06	5.58	0.00	0.00	9170.00	0.0015
25	31.80	32.40	18.40	10.41	14.06	5.14	0.00	0.00	9170.00	0.0003
26	32.40	32.85	18.40	10.41	14.06	4.99	0.00	0.00	9170.00	0.0002
27	32.85	33.00	18.40	10.41	14.06	4.91	0.00	0.00	9170.00	0.0001
28	33.00	33.60	18.40	10.41	14.06	4.82	0.00	0.00	9170.00	0.0003
29	33.60	34.20	18.40	10.41	14.06	4.67	0.00	0.00	9170.00	0.0003
30	34.20	35.65	18.40	10.41	14.06	4.42	0.00	0.00	9170.00	0.0007
31	35.65	36.00	18.40	10.41	14.06	4.22	0.00	0.00	9170.00	0.0002
										0.0483

d) Asentamiento diferido

A partir de un incremento neto de carga, utilizando la presión unitaria media, calculamos el incremento neto de carga q_n :

$$q_n = P_{UM} - p_v$$

$$q_n = 78.6 - 74.1 = 4.5 \text{ kPa}$$

Se calculó el asentamiento diferido de 1.8 cm con la teoría de consolidación, usando la fórmula $\delta_v = m_v \sigma_z H$. Los cálculos se presentan en la tabla 4.6:

Tabla 4.6. Cálculo del asentamiento diferido

Deformación diferida

Datos

Cálculos

Estrato	Prof sup	Prof inf	D_f	q_{neta}	B'	L'	H	z	m_v	δ
	m	m	kPa	kPa	m	m	m	kPa	1/kPa	m
1	0	0.90	4.80	4.5			0.90			
2	0.90	1.55	4.80	4.5	10.41	14.06	0.65			
3	1.55	1.80	4.80	4.5	10.41	14.06	0.25			
3'	1.80	2.70	4.80	4.5	10.41	14.06	0.55			
4	2.70	3.60	4.80	4.5	10.41	14.06	0.35			
5	3.60	4.30	4.80	4.5	10.41	14.06	0.90			
6	4.30	4.80	4.80	4.5	10.41	14.06	0.70			
7	4.80	5.35	4.80	4.5	10.41	14.06	0.50			
8	5.35	5.40	4.80	4.5	10.41	14.06	0.60	4.52	0.0004	0.0010
9	5.40	8.40	4.80	4.5	10.41	14.06	3.00	4.51	0.0002	0.0023
10	8.40	11.40	4.80	4.5	10.41	14.06	3.00	4.30	0.0004	0.0050
11	11.40	14.40	4.80	4.5	10.41	14.06	3.00	3.86	0.0004	0.0045
12	14.40	16.20	4.80	4.5	10.41	14.06	1.80	3.42	0.0002	0.0010
13	16.20	19.80	4.80	4.5	10.41	14.06	3.60	2.93	0.0002	0.0022
14	19.80	21.00	4.80	4.5	10.41	14.06	1.20	2.53		0.0000
15	21.00	21.60	4.80	4.5	10.41	14.06	0.60	2.39	0.0002	0.0003
16	21.60	23.55	4.80	4.5	10.41	14.06	1.95	2.21		0.0000
17	23.55	23.80	4.80	4.5	10.41	14.06	0.25	2.07	0.0002	0.0001
18	23.80	26.55	4.80	4.5	10.41	14.06	2.75	1.89	0.0001	0.0007
19	26.55	27.00	4.80	4.5	10.41	14.06	0.45	1.71	0.0001	0.0001
20	27.00	27.75	4.80	4.5	10.41	14.06	0.75	1.65	0.0001	0.0002

Estrato	Prof sup	Prof inf	D_f	q_{neta}	B'	L'	H	z	m_v	δ
	m	m	kPa	kPa	m	m	m	kPa	1/kPa	m
21	27.75	28.00	4.80	4.5	10.41	14.06	0.25	1.61	0.0001	0.0001
22	28.00	28.80	4.80	4.5	10.41	14.06	0.80	1.56	0.0002	0.0003
23	28.80	29.40	4.80	4.5	10.41	14.06	0.60	1.50	0.0001	0.0001
24	29.40	31.80	4.80	4.5	10.41	14.06	2.40	1.37		0.0000
25	31.80	32.40	4.80	4.5	10.41	14.06	0.60	1.26		0.0000
26	32.40	32.85	4.80	4.5	10.41	14.06	0.45	1.23		0.0000
27	32.85	33.00	4.80	4.5	10.41	14.06	0.15	1.21		0.0000
28	33.00	33.60	4.80	4.5	10.41	14.06	0.60	1.18		0.0000
29	33.60	34.20	4.80	4.5	10.41	14.06	0.60	1.15		0.0000
30	34.20	35.65	4.80	4.5	10.41	14.06	1.45	1.09		0.0000
31	35.65	36.00	4.80	4.5	10.41	14.06	0.35	1.04		0.0000
										0.0178

e) Asentamiento total

El hundimiento de la cimentación será la suma de los asentamientos por compresión inmediata y por compresión diferida, es decir, $\delta = 4.83 + 1.78 = 6.61$ cm, el cual resulta menor que el hundimiento permisible de 15 cm para cuando existen construcciones colindantes. Según las NTCDC, tabla II, (2004).

4.6.4. Análisis de estabilidad de los sistemas de excavación

a) Empuje de tierras sobre el ademe de las paredes de una excavación

El empuje del suelo sobre el ademe de las paredes de una excavación, en un suelo arcilloso, depende del coeficiente de estabilidad, N_b , definido como (Alberto, 1970):

$$N_b = \frac{\gamma H}{c_u} \quad (4.7)$$

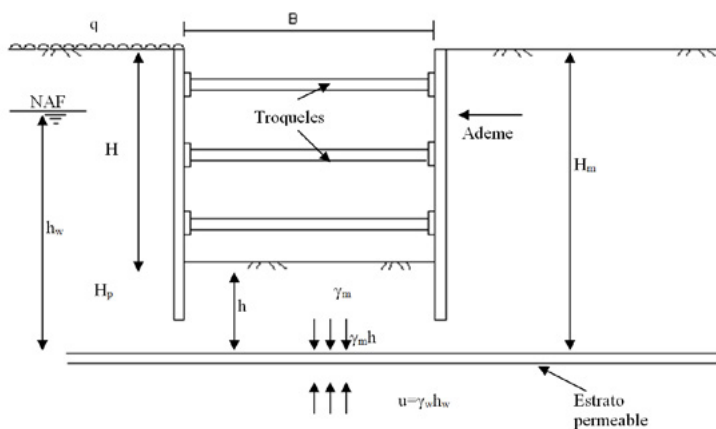
donde:

H : es la profundidad de la excavación (figura 4.4).

γ : es el peso volumétrico del suelo comprendido entre la superficie y el fondo de la excavación.

c_u : es la resistencia al corte del suelo localizado por debajo del fondo de la excavación.

Figura 4.4.
Geometría de la excavación



Sin tomar en cuenta la resistencia del suelo ubicado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación, se demuestra teóricamente que, para un problema bidimensional, el suelo empieza a plastificarse cerca del fondo de la excavación cuando $N_b = 3.14$, y que la falla ocurre cuando $N_b = 5.14$. Para un problema tridimensional, el valor de N_b que corresponde a la falla varía entre 6.2 y 9.1, de acuerdo con las dimensiones de la excavación.¹⁷

¹⁷ Alberto, J., “Investigaciones sobre el metropolitano de la Ciudad de México. Mediciones efectuadas en las excavaciones”, Revista ingeniería, México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 1970.

Por lo anterior, para valores de N_b menores o iguales que 4.0, el suelo se puede tratar como un material elástico, calculando la presión horizontal sobre el ademe con el método del coeficiente de empuje en reposo, K_0 . Este procedimiento consiste en obtener el diagrama de presión efectiva y multiplicarlo por K_0 (figura 4.5) para hallar el diagrama de presión horizontal efectiva; después, se determina el diagrama de presión hidráulica y para hallar el diagrama de presión horizontal total, se suman los diagramas de presión hidráulica y de presión efectiva horizontal (figura 4.5).

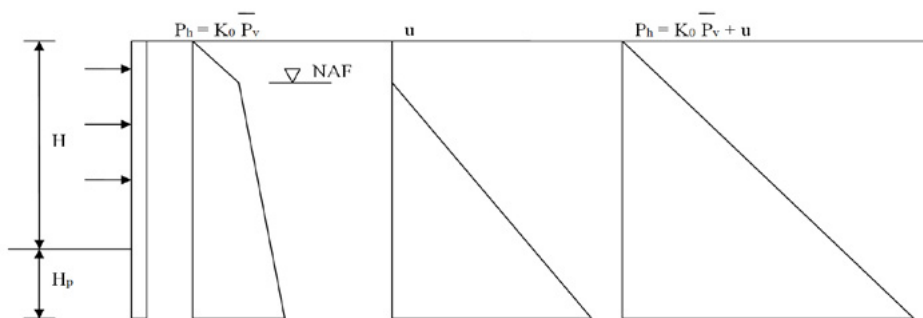


Figura 4.5. Presiones horizontales sobre el ademe de la excavación ($N_b \leq 4$)

Para valores de N_b mayores que 4.0, se forma cerca del fondo de la excavación una zona plástica, cuyas dimensiones aumentan al incrementarse N_b , hasta alcanzar la falla de fondo (Alberto, 1970). En este caso, es necesario basarse en una teoría de falla para calcular las presiones laterales. Con la teoría de Rankine, la presión horizontal activa está dada por:

$$P_a = \gamma H - 2c_u$$

y el empuje total horizontal:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} - 2cH$$

$$E_a = \left(\frac{1 - 4c_u}{\gamma H} \right) \left(\frac{\gamma H^2}{2} \right)$$

$$E_a = K_a \frac{\gamma H^2}{2} \quad (4.8)$$

con

$$K_a = \left(\frac{1 - 4c_u}{\gamma H} \right) \quad (4.9)$$

la ecuación 4.9 se puede poner:

$$K_a = \left(\frac{1 - 4mc_u}{\gamma H} \right) \quad (4.10)$$

en donde el valor de “ m ” depende de la clase de suelo.

Peck planteó “...valores de empuje de tierras en excavaciones ademadas, basados en observaciones reales.”¹⁸ En la figura 4.6 a, se muestra el diagrama de las presiones, el cual es recomendado para la arcilla de la Ciudad de México, para esto se sugiere un valor de “ m ” del orden de 0.4. El diagrama de la figura 4.6 a presenta el inconveniente de que, para excavaciones profundas, la presión horizontal resulta en ocasiones menor que el empuje de agua (Alberto, 1970), por lo que, se recomienda que se

¹⁸ Peck, R. B., “Deep excavations and Tunneling in Soft Ground”, State of the Art, vol. vii, Proc. 7th, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering México, 1969.

sobrepongan los diagramas de Peck y del coeficiente en reposo y se utilice la envolvente de ambos diagramas como se indica en la figura 4.6 b:

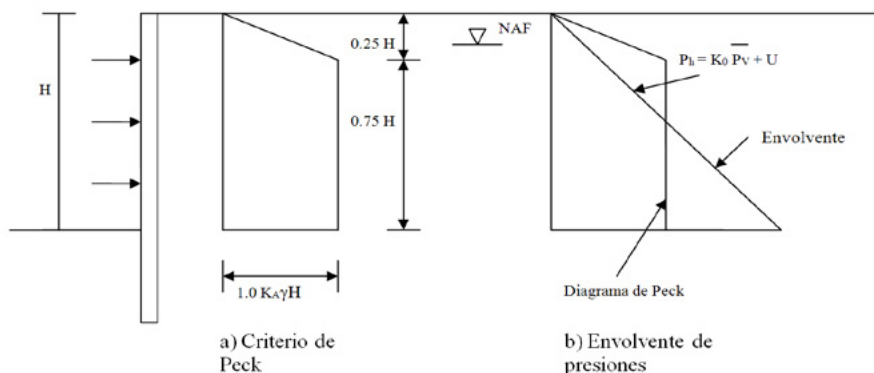


Figura 4.6. Presiones horizontales sobre el ademe de la excavación ($Nb > 4$)

En la tabla 4.7, se presenta el cálculo de las presiones del suelo, así como, el empuje para diferentes profundidades. La presión horizontal efectiva se puede calcular empleando un coeficiente de empuje en reposo de $K_o = 0.6$, el NAF se encuentra a una profundidad de 2.35 m y el peso volumétrico del agua es de 9.81 kN/m^3 . Se consideró una sobrecarga de 50 kPa, dando las presiones horizontales de todo el sondeo.

Tabla 4.7. Cálculo de las presiones del suelo

Estrato	Prof sup	Prof inf	Δz	γ	$\gamma * \Delta z$	p_{vo}	p_{vo} mitad est	NAF	γ_w	u_w	$p_{vo'}$	$p_{vo'}$ mitad	K_o	q	$p_{ho'}$	p_{ho}
	m	m	m	kN/m ³		kPa	kPa	m	kN/m ³	kPa	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa
1	0	0.90	0.90	11.54	10.39	10.39	5.19	2.35	9.81	0.00	10.39	5.19	0.60	50.00	36.23	36.23
2	0.90	1.55	0.65	14.54	9.45	19.83	15.11	2.35	9.81	0.00	19.83	15.11	0.60	50.00	41.90	41.90
3	1.55	1.80	0.25	16.00	4.00	23.83	21.83	2.35	9.81	0.00	23.83	21.83	0.60	50.00	44.30	44.30
3'	1.80	2.35	0.55	16.98	9.34	33.17	28.50	2.35	9.81	0.00	33.17	28.50	0.60	50.00	49.90	49.90
4	2.35	2.70	0.35	17.27	6.05	39.22	36.20	2.35	9.81	3.43	35.79	34.48	0.60	50.00	51.47	54.91

Tabla 4.7. Cálculo de las presiones del suelo

Estrato	Prof sup	Prof inf	Δz	γ	$\gamma^* \Delta z$	p_{vo}	P_{vo} mitad est	NAF	y_w	u_w	$p_{vo'}$	$P_{vo'}$ mitad	K_o	q	$p_{ho'}$	p_{ho}
	m	m	m	kN/m ³		kPa	kPa	m	kN/m ³	kPa	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa
5	2.70	3.60	0.90	17.18	15.46	54.68	46.95	2.35	9.81	12.26	42.42	39.10	0.60	50.00	55.45	67.71
6	3.60	4.30	0.70	14.65	10.26	64.94	59.81	2.35	9.81	19.13	45.81	44.11	0.60	50.00	57.48	76.61
7	4.30	4.80	0.50	16.14	8.07	73.01	68.97	2.35	9.81	24.03	48.97	47.39	0.60	50.00	59.38	83.42
7'	4.80	5.35	0.55	16.14	8.88	81.88	77.44	2.35	9.81	29.43	52.45	50.71	0.60	50.00	61.47	90.90
8	5.35	5.40	0.05	12.98	0.65	82.53	82.21	2.35	9.81	29.92	52.61	52.53	0.60	50.00	61.57	91.49
9	5.40	8.40	3.00	13.29	39.86	122.39	102.46	2.35	9.81	59.35	63.04	57.82	0.60	50.00	67.82	127.17
9'	8.40	9.00	0.60	13.29	7.97	130.36	126.37	2.35	9.81	65.24	65.12	64.08	0.60	50.00	69.07	134.31
10	9.00	11.40	2.40	11.48	27.56	157.92	144.14	2.35	9.81	88.78	69.14	67.13	0.60	50.00	71.49	160.27
11	11.40	14.40	3.00	11.68	35.03	192.95	175.44	2.35	9.81	118.21	74.74	71.94	0.60	50.00	74.84	193.05
12	14.40	16.20	1.80	14.73	26.51	219.46	206.20	2.35	9.81	135.87	83.59	79.16	0.60	50.00	80.15	216.02
13	16.20	19.80	3.60	13.39	48.21	267.66	243.56	2.35	9.81	171.18	96.48	90.03	0.60	50.00	87.89	259.07
14	19.80	21.00	1.20	12.24	14.69	282.36	275.01	2.35	9.81	182.96	99.40	97.94	0.60	50.00	89.64	272.60
15	21.00	21.60	0.60	15.21	9.12	291.48	286.92	2.35	9.81	188.84	102.64	101.02	0.60	50.00	91.58	280.43
16	21.60	23.55	1.95	11.76	22.93	314.41	302.94	2.35	9.81	207.97	106.44	104.54	0.60	50.00	93.86	301.83
17	23.55	23.80	0.25	18.00	4.50	318.91	316.66	2.35	9.81	210.42	108.48	107.46	0.60	50.00	95.09	305.51
18	23.80	26.55	2.75	12.44	34.20	353.11	336.01	2.35	9.81	237.40	115.71	112.10	0.60	50.00	99.43	336.83
19	26.55	27.00	0.45	18.00	8.10	361.21	357.16	2.35	9.81	241.82	119.39	117.55	0.60	50.00	101.64	343.45
20	27.00	27.75	0.75	11.75	8.81	370.02	365.62	2.35	9.81	249.17	120.85	120.12	0.60	50.00	102.51	351.68
21	27.75	28.00	0.25	12.29	3.07	373.09	371.56	2.35	9.81	251.63	121.47	121.16	0.60	50.00	102.88	354.51
22	28.00	28.80	0.80	18.00	14.40	387.49	380.29	2.35	9.81	259.47	128.02	124.74	0.60	50.00	106.81	366.29
23	28.80	29.40	0.60	18.00	10.80	398.29	392.89	2.35	9.81	265.36	132.93	130.48	0.60	50.00	109.76	375.12
24	29.40	31.80	2.40	18.00	43.20	441.49	419.89	2.35	9.81	288.90	152.59	142.76	0.60	50.00	121.55	410.46
25	31.80	32.40	0.60	18.00	10.80	452.29	446.89	2.35	9.81	294.79	157.50	155.05	0.60	50.00	124.50	419.29
26	32.40	32.85	0.45	18.00	8.10	460.39	456.34	2.35	9.81	299.21	161.19	159.35	0.60	50.00	126.71	425.92
27	32.85	33.00	0.15	18.00	2.70	463.09	461.74	2.35	9.81	300.68	162.42	161.80	0.60	50.00	127.45	428.13
28	33.00	33.60	0.60	18.00	10.80	473.89	468.49	2.35	9.81	306.56	167.33	164.88	0.60	50.00	130.40	436.96
29	33.60	34.20	0.60	18.00	10.80	484.69	479.29	2.35	9.81	312.45	172.25	169.79	0.60	50.00	133.35	445.80
30	34.20	35.65	1.45	18.00	26.10	510.79	497.74	2.35	9.81	326.67	184.12	178.18	0.60	50.00	140.47	467.15
31	35.65	36.00	0.35	18.00	6.30	517.09	513.94	2.35	9.81	330.11	186.99	185.56	0.60	50.00	142.19	472.30

1

2

3

4

El empuje horizontal sobre el muro del cajón de concreto reforzado se calcula con la expresión:

$$E_h = \left(\frac{P_{hi} + P_{hz}}{2} \right) * z \quad (4.11)$$

en donde:

$$P_{hi} = 30.0 \text{ kPa}$$

P_{hi} : es la presión horizontal a la profundidad z .

Los resultados se muestran en la tabla 4.8:

Tabla 4.8. Cálculo de empujes

Espesor	Profundidad	Presión horizontal	Empuje	Empuje acumulado
m	m	kPa	kN/m	kN/m
	0.00	30.00		
0.90	0.90	36.23	29.80	29.80
0.65	1.55	41.90	25.39	55.20
0.25	1.80	44.30	10.78	65.97
0.55	2.35	49.90	25.91	91.88
0.35	2.70	54.91	18.34	110.22
0.90	3.60	67.71	55.18	165.40
0.70	4.30	76.61	50.51	215.91
0.50	4.80	83.42	40.01	255.92
0.55	5.35	90.90	47.94	303.86
0.05	5.40	91.49	4.56	308.42
3.00	8.40	127.17	327.99	636.41
0.60	9.00	134.31	78.45	714.85
2.40	11.40	160.27	353.49	1068.34

El empuje empleado en el diseño estructural del muro de concreto dependerá de la profundidad a la que se lleve el muro Milán, el cual sirve de protección a las colindancias.

b) Falla de fondo

El factor de seguridad se puede calcular con la siguiente expresión (Tamez, *et al.*, 1987):

$$FS = \frac{c_u \left(N_c + \frac{2H_p}{L} \right)}{\gamma H + q} \quad (4.12)$$

donde:

$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{0.2H_m}{B} \right) \left(1 + \frac{0.2B}{L} \right) \quad (4.13)$$

H_m : es la profundidad de desplante del muro (figura 4.4).

H_p : es la longitud de la pata del muro.

B : es el ancho de la excavación.

L : es la longitud de la excavación.

Q : es la magnitud de la sobrecarga en la superficie del terreno.

La ecuación 4.13 es válida para $H_m/B \leq 2$ y $B/L \leq 1$. Para valores mayores, estas relaciones se consideran constantes e iguales a su límite superior (2 y 1, respectivamente).

La cantidad $2 * H_p/L$ toma en cuenta la influencia de la profundidad de la pata en la estabilidad del fondo; esta influencia debe despreciarse cuando $H_p/L < 5$ (Tamez, *et al.*, 1987).

Los factores de seguridad mínimos recomendados son (Tamez, *et al.*, 1987):

$FS \geq 1.7$ cuando existan edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación.

$FS \geq 1.5$ en los otros casos.

El factor de seguridad para la falla de fondo es de 1.52 como se muestra en la tabla 4.9 y es mayor a 1.5, el cual es aceptable debido al proceso constructivo que se realizará por etapas.

Tabla 4.9. Factor de seguridad para falla de fondo

B	L	Hm	H	Hp	Y	q	c_u	N_c	FS
m	m	m	m	m	kN/m ³	kPa	kPa		
20.81	28.12	4.8	4.8	0	15.9	50	30	6.39	1.52

c) Falla de fondo por subpresión

Esta falla ocurre cuando la presión hidráulica en el estrato permeable supera la presión debida al peso del suelo impermeable, que está comprendido entre el fondo de la excavación y el estrato permeable. La falla incipiente se presenta cuando se cumple la siguiente igualdad (figura 4.4):

$$\gamma_m h = \gamma_w h_w \quad (4.14)$$

es decir:

$$h = \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_m}$$

Por lo tanto, para que no se presente la falla por subpresión, se deberá cumplir que:

$$h > \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_m} \quad (4.15)$$

Cuando el espesor “ h ” sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable “ h_w ” por medio de pozos de alivio, NTCDC, capítulo 5, (2004). El propósito de los pozos de alivio es reducir la presión hidráulica en el estrato permeable para que no se produzca una falla de fondo por subpresión.

En la tabla 4.10, se presenta el cálculo por subpresión:

Tabla 4.10. Factor de seguridad por subpresión

w	hw	s	hs	FS
kN/m ³	m	kN/m ³	m	
9.81	2.95	17.86	0.55	0.34

Como se observa en la tabla anterior, el factor de seguridad es menor que 1, por lo que, se requiere abatir la presión hidráulica, lo cual puede realizarse por medio de pozos de alivio o por bombeo. En este caso, se utilizarán pozos de alivio en virtud de que el estrato permeable está muy cercano al fondo de la excavación.

4.7. Conclusiones

De lo tratado en los incisos anteriores, se concluye lo siguiente:

- a) El subsuelo en el sitio es típico de la llamada zona del lago de la Ciudad de México (zona III del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal) que está constituido como se muestra en la tabla 4.1. Se observa que la costra superficial está formada por estratos de arcilla limosa, arena fina, arena de pómez y arcilla de consistencia blanda, hasta una profundidad de 5.4 m. Subyace la formación arcillosa superior que está constituida por arcilla limosa y limo arcilloso de consistencia muy blanda, intercalados con lentes de arena y vidrio volcánico, hasta una profundidad de 28.80 m, seguido de la capa dura formada por vidrio volcánico y limo arenoso hasta la máxima profundidad explorada de 37.5 m.
- b) El NAF se encontró a una profundidad de 2.35 m.
- c) La cimentación del edificio se puede resolver mediante el empleo de un cajón rígido de concreto reforzado, desplantado a una profundidad de 4.8 m. Esta solución cumple con la seguridad para los estados límite de falla y de servicio, así como, para la estabilidad de la excavación.

4.8. Recomendaciones

A continuación, se proporcionan recomendaciones para el diseño y construcción del cajón de cimentación:

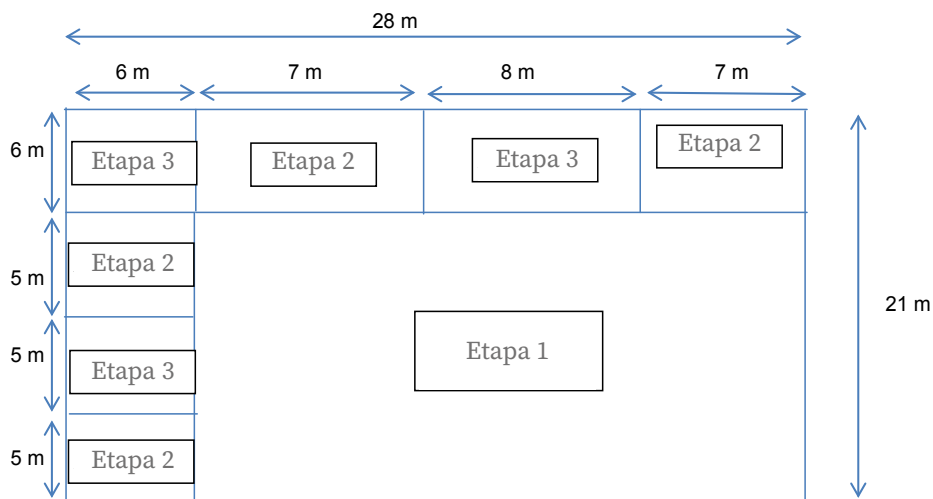
- a) Recomendaciones de diseño
- a.1) El edificio deberá cimentarse a base de un cajón rígido de concreto reforzado, que estará apoyado sobre el estrato de arcilla gris verdosa (tabla 4.1).
- a.2) La profundidad de desplante del cajón será de 4.8 m.
- a.3) El cajón será hueco y estanco durante toda la vida útil del edificio. Dicho cajón se formará con los muros perimetrales del sótano y con las losas de cimentación y de estacionamiento. Tanto los muros perimetrales y la losa de cimentación deberán construirse, de tal forma, que sean impermeables.
- a.4) Se recomienda revisar que no penetre agua dentro del cajón, para lo cual habrá que verificar, por lo menos, una vez cada seis meses, que el cajón no se encuentre inundado. En caso de que exista agua dentro de algún cajón, esta deberá bombearse hasta que la estructura de cimentación quede, totalmente, libre de ella. Será conveniente impermeabilizar las paredes donde existan filtraciones de agua hacia dentro de la subestructura.
- a.5) Para el diseño de los muros perimetrales, se considerarán las siguientes presiones horizontales y empujes de suelo (en condiciones de trabajo) sobre dichos muros:

Espesor	Profundidad	Presión horizontal	Empuje	Empuje acumulado
m	m	kPa	kN/m	kN/m
	0.00	30.00		
0.90	0.90	36.23	29.80	29.80
0.65	1.55	41.90	25.39	55.20
0.25	1.80	44.30	10.78	65.97
0.55	2.35	49.90	25.91	91.88

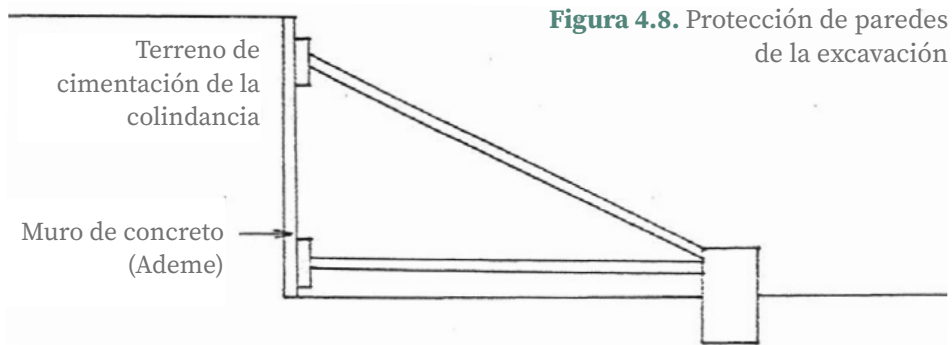
Espesor	Profundidad	Presión horizontal	Empuje	Empuje acumulado
m	m	kPa	kN/m	kN/m
0.35	2.70	54.91	18.34	110.22
0.90	3.60	67.71	55.18	165.40
0.70	4.30	76.61	50.51	215.91
0.50	4.80	83.42	40.01	255.92
0.55	5.35	90.90	47.94	303.86
0.05	5.40	91.49	4.56	308.42
3.00	8.40	127.17	327.99	636.41
0.60	9.00	134.31	78.45	714.85
2.40	11.40	160.27	353.49	1068.34

b) Recomendaciones de construcción

- b.1)** Durante la construcción del cajón, no se deberán alterar ni la estructura ni la humedad que es natural en el estrato de apoyo de la cimentación. En este sentido, conviene colar una planilla de concreto pobre de $f'_c = 70 \text{ kg/cm}^2$, de 4 cm de espesor, inmediatamente, después de llegar al fondo de la excavación.
- b.2)** Las paredes de la excavación deberán protegerse con un muro de concreto reforzado (ademe) con malla electrosoldada de $4 \times 4 - 4/4$, el cual deberá recibir la estructura de cimentación de las construcciones colindantes.
- b.3)** La excavación deberá llevarse a cabo por partes (tres etapas), como se indica a continuación:
- b.3.1)** En la etapa 1 (figura 4.7), el terreno se excavará hasta los 4.8 m de profundidad, protegiendo la pared de las calles con un muro de concreto reforzado con malla electrosoldada de $6 \times 6 - 6/6$, de 10 cm de espesor y $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

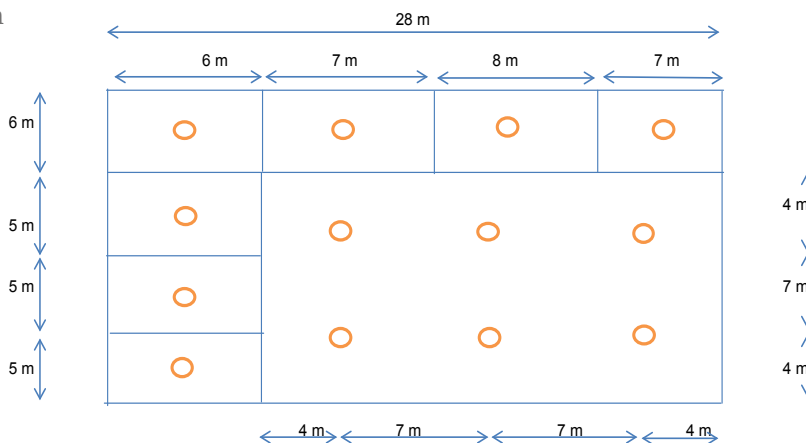
Figura 4.7. Etapas de excavación

Troquelado como se muestra en la figura 4.8. Los elementos que se usen como troqueles deberán ser vigas metálicas.

**Figura 4.8.** Protección de paredes de la excavación

Al llegar al fondo del corte, deberán excavarse pozos de alivio de presión, cuya ubicación en planta se muestra en la figura 4.9:

FIGURA 4.9. Ubicación de los pozos de alivio de presión



Sus características se indican en las figuras 4.10 y 4.11:

FIGURA 4.10. Pozos de alivio de presión

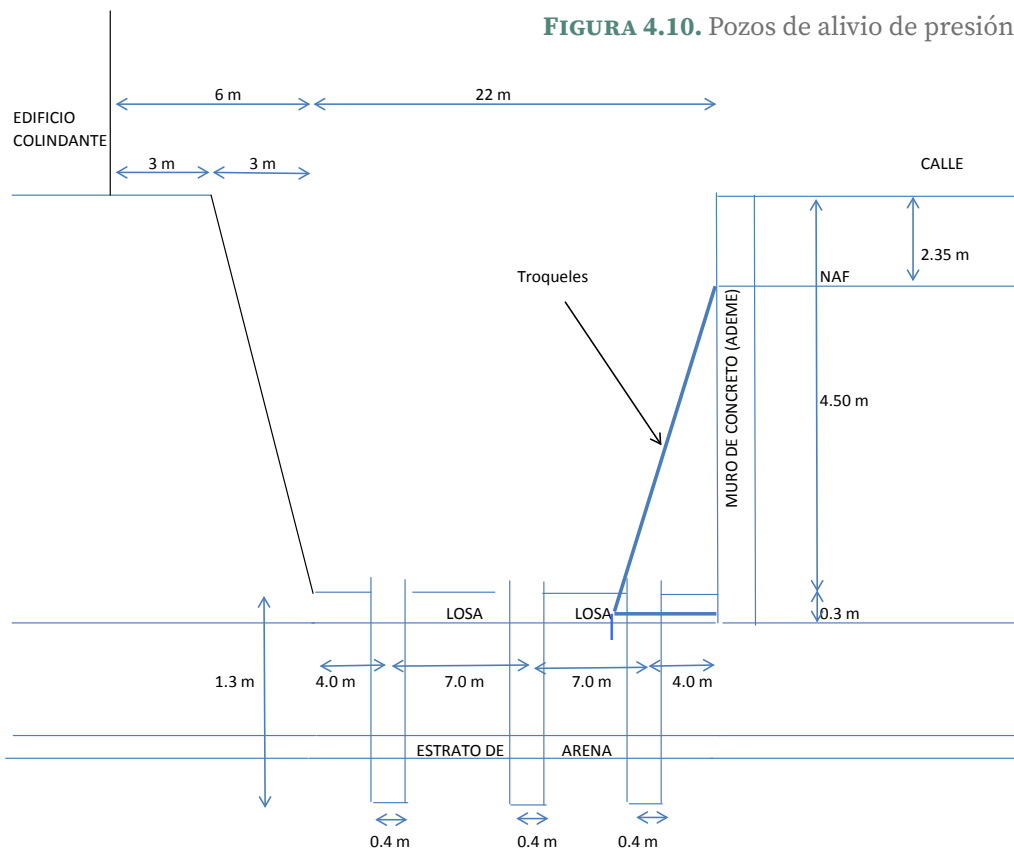
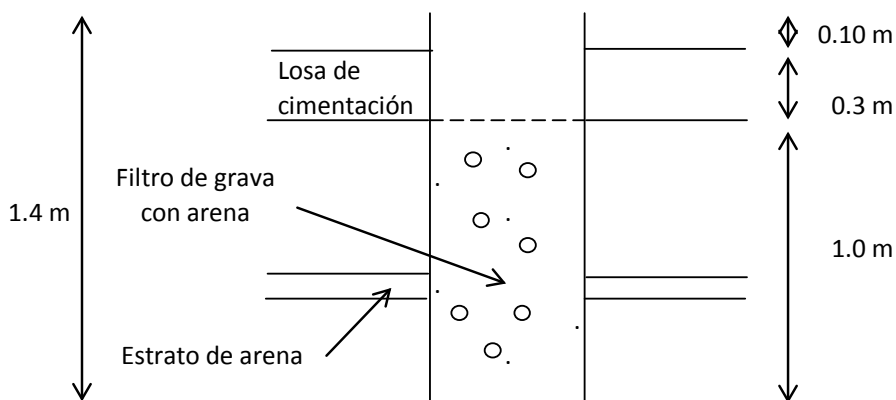
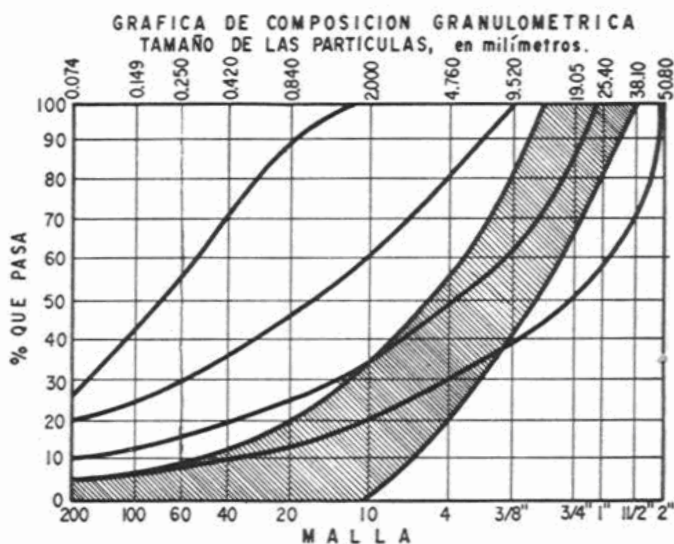


FIGURA 4.11. Características del pozo de alivio de presión

Cada pozo de alivio se rellenará con material de filtro, cuya granulometría se muestra en la zona sombreada de la figura 4.12:

FIGURA 4.12. Curva granulométrica del material de filtro

Se colará la losa de cimentación y las dos losas de estacionamiento con sus respectivas columnas y los muros perimetrales de concreto reforzado del cajón de cimentación del edificio, colindantes a las calles.

- b.3.2)** A continuación, se excavará la etapa 2 (figura 4.7), recibiendo la cimentación de los edificios colindantes con un muro de concreto reforzado (ademe) con malla electrosoldada de $4 \times 4 - 4/4$, de 15 cm de espesor y $f'_c = 200$ kg/cm², troquelado contra las losas ya construidas (figura 4.10). Los elementos que se usen como troqueles deberán ser vigas metálicas. Al llegar al fondo del corte, deberán excavar los pozos de alivio de presión, cuya ubicación en la planta se muestra en la figura 4.9; sus características se indican en las figuras 4.10, 4.11 y 4.12. Se colarán la losa de cimentación y las dos losas de estacionamiento, y los muros perimetrales de concreto reforzado del cajón de cimentación del inmueble, a lo largo de la colindancia con los edificios vecinos.
- b.3.3)** A continuación, se excavará la etapa 3 (figura 4.7), recibiendo la cimentación de los edificios colindantes con un muro de concreto reforzado con malla electrosoldada de $4 \times 4 - 4/4$, de 15 cm de espesor y $f'_c = 200$ kg/cm², troquelado contra las losas ya construidas (figura 4.13).

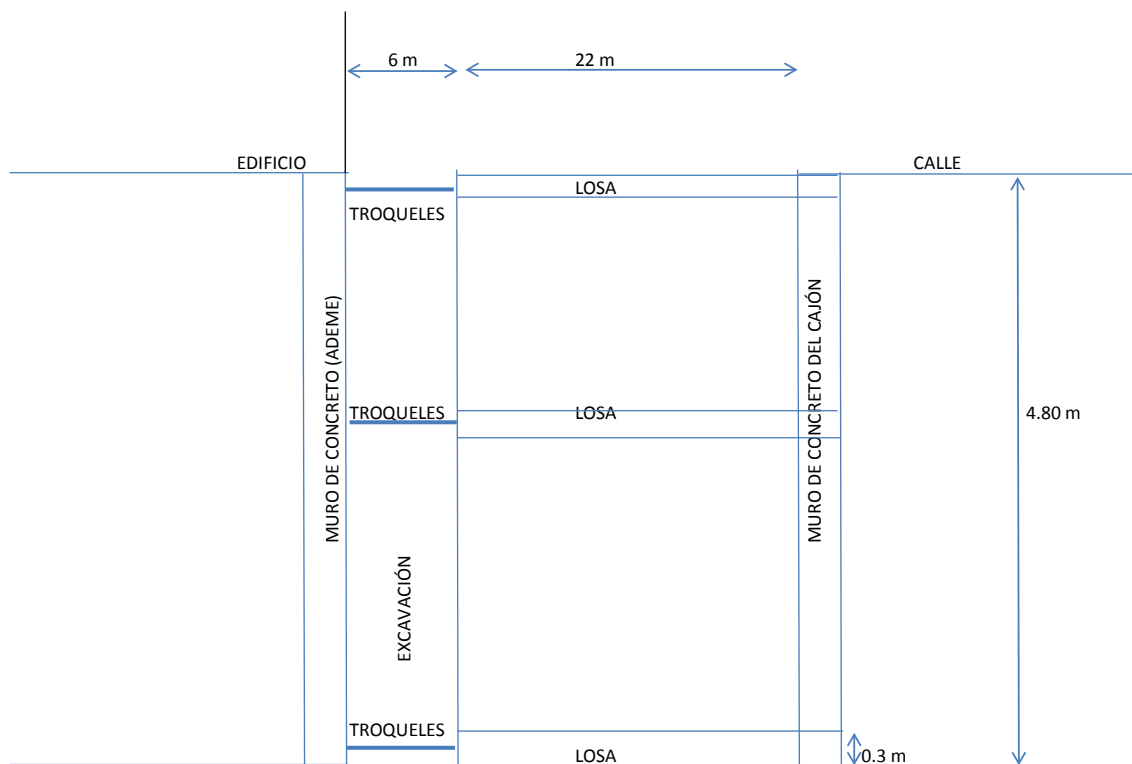


Figura 4.13. Etapas 2 y 3. Protección de las estructuras colindantes

Los elementos que se usen como troqueles deberán ser vigas metálicas. Al llegar al fondo del corte, deberán excavarlos pozos de alivio de presión, cuya ubicación en la planta se muestra en la figura 4.9, sus características se indican en las figuras 4.10, 4.11 y 4.12. Se colarán la losa de cimentación y las dos losas de estacionamiento, y los muros perimetrales de concreto reforzado del cajón de cimentación del inmueble, a lo largo de la colindancia con los edificios vecinos.

- b.3.4)** Los pozos de alivio de presión deberán sellarse hasta que se alcance el nivel 4 de edificio (NPT + 12.00 m).

b.3.5) El agua que escurra hacia el fondo de la excavación se desalojará mediante un bombeo de achique. En las figuras 4.14, 4.15 y 4.16, se muestran las características de este bombeo para las diferentes etapas. La pendiente de los subdrenes será del 3% hacia el pozo de bombeo.

Figura 4.14. Bombeo de achique. Primera etapa

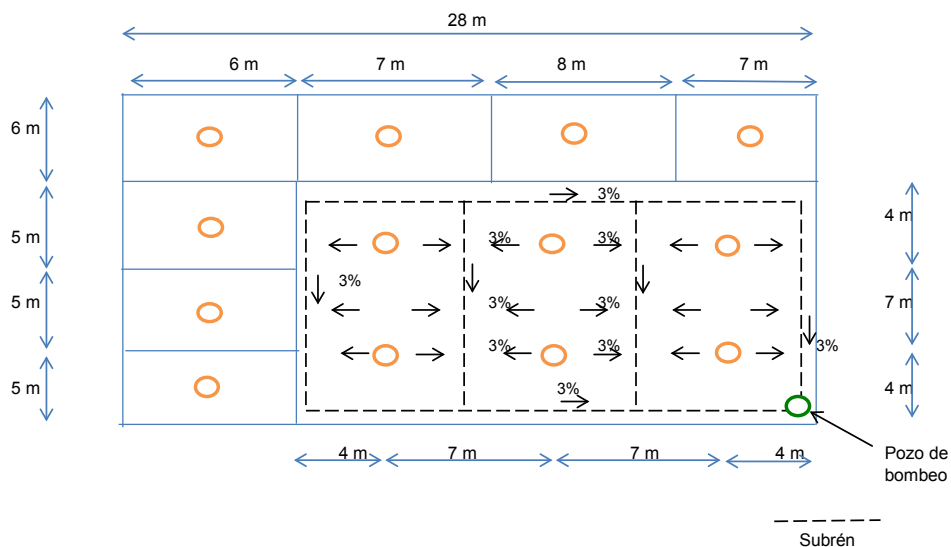
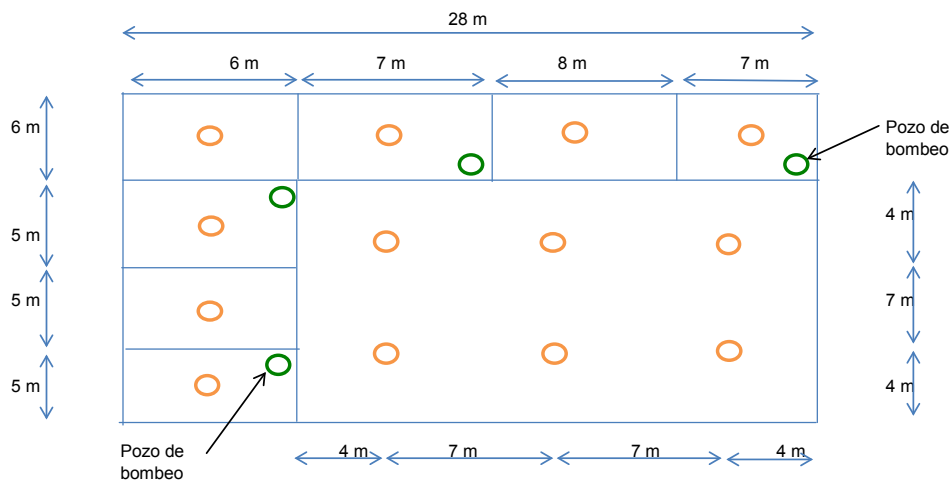


Figura 4.15. Bombeo de achique. Segunda etapa



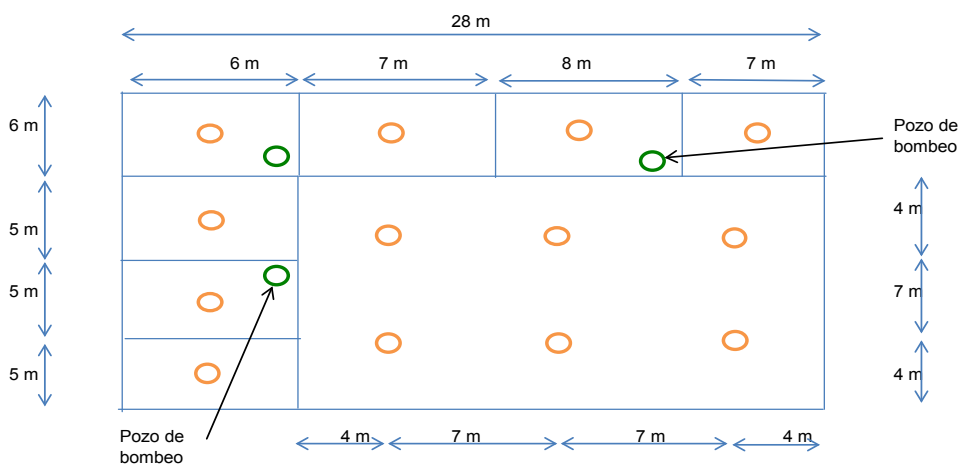
1

2

3

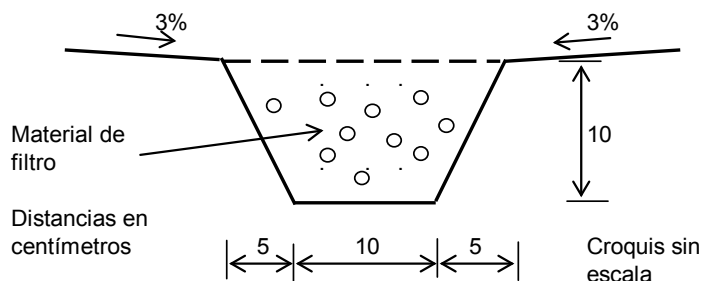
4

Figura 4.16. Bombeo de achique. Tercera etapa



En la figura 4.17, se muestra la geometría del subdrén; el material de filtro deberá tener una curva granulométrica que quede dentro de la zona sombreada de la figura 4.12.

Figura 4.17. Características del subdrén



- b.3.6)** Se recomienda que se lleven a cabo nivelaciones de los edificios colindantes, con puntos de control colocados en los muros del primer entpiso de cada inmueble, separados entre sí, cada 5 m. Durante la excavación y construcción de la estructura de cimentación, se nivelarán estos puntos cada tercer día y, durante la construc-

ción de la superestructura, la nivelación deberá hacerse cada semana. Deberán hacernos llegar de inmediato, las magnitudes de los desplazamientos verticales y de los hundimientos diferenciales de los edificios colindantes, como resultado de estas nivelaciones, se tomarán, en su caso, las medidas correctivas necesarias.

1

2

3

4

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.	Rugosidad del terreno (figura 3.1 en las NTCDV)	4
Figura 1.2.	Formas topográficas locales (figura 3.2 en las NTCDV)	5
Figura 1.3.	Dimensiones de anuncios en dirección del viento	7
Figura 1.4.	Croquis de localización	8
Figura 1.5.	Perfil estratigráfico del sondeo SE-1	10
Figura 1.6.	Zapata cuadrada	27
Figura 1.7.	Diagrama de reacción de una zapata sometida a dos momentos	28
Figura 1.8.	Peralte efectivo	29
Figura 1.9.	Sección crítica por tensión diagonal	31
Figura 1.10.	Nueva sección crítica por tensión diagonal	32
Figura 1.11.	Sección crítica por flexión	34
Figura 1.12.	Sección crítica	35
Figura 1.13.	Armado por flexión	40
Figura 1.14.	Distribución del acero de refuerzo en el lado largo (Meli, 1985)	42
Figura 1.15.	Transmisión de momento entre columna y zapata	45
Figura 1.16.	Croquis de armado de la zapata	47
Figura 2.1.	Croquis de localización de sondeos	50
Figura 2.2.	Zapata corrida	74
Figura 2.3.	Diagrama de reacción de una zapata sometida a dos momentos	75
Figura 2.4.	Sección crítica por tensión diagonal	77

Figura 2.5.	Sección crítica por flexión	79
Figura 2.6.	Sección crítica	80
Figura 2.7.	Armado por flexión	86
Figura 2.8.	Croquis de armado de la zapata	87
Figura 3.1.	Croquis de localización de pozos, Oaxaca	91
Figura 3.2.	Losa apoyada en sistema de contratrabes	99
Figura 3.3.	Croquis de armado de la losa	106
Figura 4.1.	Croquis de localización de los sondeos	110
Figura 4.2.	Sondeo de cono SC-1	111
Figura 4.3.	Sondeo SM-1	115
Figura 4.4.	Geometría de la excavación	129
Figura 4.5.	Presiones horizontales sobre el ademe de la excavación ($N_b \leq 4$)	130
Figura 4.6.	Presiones horizontales sobre el ademe de la excavación ($N_b > 4$)	132
Figura 4.7.	Etapas de excavación	141
Figura 4.8.	Protección de paredes de la excavación	141
Figura 4.9.	Ubicación de los pozos de alivio de presión	142
Figura 4.10.	Pozos de alivio de presión	142
Figura 4.11.	Características del pozo de alivio de presión	143
Figura 4.12.	Curva granulométrica del material de filtro	143
Figura 4.13.	Etapas 2 y 3. Protección de las estructuras colindantes ..	145
Figura 4.14.	Bombeo de achique. Primera etapa	146
Figura 4.15.	Bombeo de achique. Segunda etapa	146
Figura 4.16.	Bombeo de achique. Tercera etapa	147
Figura 4.17.	Características del subdrén	147

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.	Rugosidad del terreno α y δ	4
Tabla 1.2.	Clasificación factor F_{TR}	5
Tabla 1.3.	Viento normal al anuncio o muro	6
Tabla 1.4.	Sondeo SE-1. Obra pantalla en zona I de la Ciudad de México	9
Tabla 1.5.	Determinación del valor de los módulos de deformación	19
Tabla 1.6.	Cálculo del asentamiento por estrato	19
Tabla 1.7.	Cálculo del asentamiento	20
Tabla 1.8.	Variable t de Student	22
Tabla 1.9.	Determinación del módulo de rigidez	22
Tabla 1.10.	Datos por estrato	23
Tabla 1.11.	Determinación de presiones	23
Tabla 1.12.	Determinación de los esfuerzos	24
Tabla 1.13.	Cálculo del asentamiento	25
Tabla 1.14.	Comparación de resultados	26
Tabla 2.1.	Sondeo a cielo abierto PCA-1	51
Tabla 2.2.	Pozo a cielo abierto PCA-2	51
Tabla 2.3.	Pozo a cielo abierto PCA-3	52
Tabla 2.4.	Resumen de estratigrafía y propiedades	54
Tabla 2.5.	Cálculo del asentamiento instantáneo	63
Tabla 2.6.	Asentamiento instantáneo. Ecuación 2.12 (fórmula de Schleicher) (Terzaghi, K., 1943)	64

Tabla 2.7.	Ecuación 2.13 (fórmula de Steinbrenner) (Terzaghi, K., 1943)	65
Tabla 2.8.	Asentamientos por consolidación primaria (Terzaghi, 1943)	67
Tabla 2.9.	Cálculo de la deformación por cambio de volumen	70
Tabla 2.10.	Cálculo de la deformación por consolidación secundaria	71
Tabla 2.11.	Asentamiento en zapata 1	72
Tabla 2.12.	Asentamiento en zapata 2	72
Tabla 3.1.	PCA-1. Oaxaca	91
Tabla 3.2.	PCA-2. Oaxaca	92
Tabla 3.3.	PCA-3. Oaxaca	92
Tabla 3.4.	Cálculo del asentamiento con Steinbrenner	97
Tabla 3.5.	Coeficientes para el cálculo de momentos en una losa .	100
Tabla 4.1a).	Sondeo SM-1. Obra: edificio de departamentos, ubicación: zona III, Ciudad de México	111
Tabla 4.1b).	Sondeo SM-1. Obra: edificio de departamentos, ubicación: zona III, Ciudad de México	113
Tabla 4.2.	Sondeo PCA-1	115
Tabla 4.3.	Módulo de compresibilidad volumétrica	116
Tabla 4.4.	Cálculo de la expansión inmediata	124
Tabla 4.5.	Cálculo del hundimiento por compresión	125
Tabla 4.6.	Cálculo del asentamiento diferido	127
Tabla 4.7.	Cálculo de las presiones del suelo	132
Tabla 4.8.	Cálculo de empujes	134
Tabla 4.9.	Factor de seguridad para falla de fondo	136
Tabla 4.10.	Factor de seguridad por subpresión	137

- ALBERTO, J., “Investigaciones sobre el metropolitano de la Ciudad de México. Mediciones efectuadas en las excavaciones”, *Revista ingeniería*, México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 1970.
- DAMY, R. J., “Integración de las superficies de Boussinesq, Westergaard y Frölich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas”, *Revista ingeniería*, México, UNAM, Facultad de Ingeniería, núm. 1, 1985.
- DASHKÓ, R. E. y A. A. Kagán, *Mecánica de suelos en la práctica de la geología aplicada a la ingeniería*, Moscú, MIR, 1980.
- DEMÉNEGHI, C. A., “Cálculo del asentamiento de un cimiento en arena”, *Memorias de la XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, t. II, México, 2008.
- , “Predicción de deformaciones a largo plazo en arcillas sensitivas”, *Memorias de la XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, vol. 1, México, 2010.
- , *et al.*, *Análisis y diseño de cimentaciones, tomo II*, México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 2015.
- GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, t. II, núm. 103-bis, 6 de octubre de 2004.
- , “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décima cuarta época, t. II, núm. 103-bis, octubre 6 de 2004.

1

2

3

4

- , "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décima cuarta época, t. II, núm. 103-bis, octubre 6 de 2004.
- , "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décima cuarta época, t. I, núm. 103-bis, octubre 6 de 2004.
- , "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, enero 29 de 2004.
- JUÁREZ, B. E. y A. Rico Rodríguez, *Mecánica de suelos, tomo I*, México, Limusa, 1990.
- , *Mecánica de suelos*, t. I, 3a. ed., México, Limusa, 1976.
- MELI, R., *Diseño estructural*, México, Limusa, 1985.
- PECK, R. B., "Deep excavations and Tunneling in Soft Ground", *State of the Art*, vol. VII, Proc. 7th, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering México, 1969.
- TAMEZ, E., et al., *Manual de diseño geotécnico*, vol. 1, México, Departamento del Distrito Federal, COVITUR, 1987.
- TERZAGHI, K., *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, 1943.

1

2

3

4



Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones.

Ejemplos de aplicación. Tomo II

Se publicó la primera edición electrónica de un ejemplar (3 MB) en formato PDF en mayo de 2023, en el repositorio de la Facultad de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Ciudad de México. C.P. 04510

El diseño estuvo a cargo de la Unidad de Apoyo Editorial de la Facultad de Ingeniería. Las familias tipográficas utilizadas fueron Source Serif Pro para texto y Brevia para títulos, ambas con sus respectivas variantes.