PROYECTO INTEGRAL DE LA "CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES- LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

GI GRUPO INDI Gami Ingeniería e Instalaciones, S.A. de C.V. · Doppelmayr

CONTROL DE DOCUMENTOS

☐ Autorizado para construcción — Fecha _____

☐ Autorizado para implementación — Fecha _____

■ Solo para información — Fecha _____

☐ Obsoleto — Fecha _____

Copia Controlada para: SUPERVISIÓN CABLEBUS L3

Autoriza: [redacted]

Elaboró	Autorizó.	
[redacted]		[redacted] **Superintendente de construcción**

Contenido

1. ANTECEDENTES 3
2. OBJETO 3
3. ALCANCES 3
4. CARACTERÍSTICAS GENERALES Y UBICACIÓN DE LA TORRE 11 3
5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO 5
5.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE 5
5.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 5
5.3 ENSAYES DE LABORATORIO 5
5.4 INTERPRETACIÓN ESTRATIGRÁFICA 5
5.5 MODELO GEOMECÁNICO 7
6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN 8
6.1 CARGAS ACTUANTES 8
6.2 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN 8
6.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA 9
6.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 11
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 13
7.2 PILAS 13
7.3 EXCAVACIÓN 15
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 16
9. ANEXO 1. CARGAS ACTUANTES EN TORRE TIPO CONCÉNTRICA 19
10. ANEXO 2. MEMORIA DE CÁLCULO 25

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del cablebús 4

Índice de Tablas

Tabla 1. Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3 4
Tabla 2. Resultados de exploración geofísica en cada línea 7
Tabla 3. Modelo geomecánico de diseño 8
Tabla 4 Valores de N_{max} y N_{min} 10
Tabla 5. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación 11
Tabla 6. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas 12
Tabla 7. Módulos de reacción horizontal para pilas 12
Tabla 8. Módulos de reacción horizontal para dado 12

[redacted]

[redacted]

1. Antecedentes

Con el propósito de cumplir con los términos de referencia del proyecto "CONSTRUCCIÓN CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES - LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PUBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO. El consorcio solicito a la empresa INGENIEROS CUEVAS ASOCIADOS, realizar el compendio para el presente estudio de mecánica de suelos para la Torre 1; originalmente realizado por la empresa Perforación y Suministro S.A de C.V, del proyecto correspondiente al sistema de transporte urbano, Cablebús, línea 3, que se extenderá del Complejo Cultural Los Pinos (Calzada del Rey, S/N, Chapultepec Primera sección, Alcaldía Miguel Hidalgo) a la Av. Vasco de Quiroga, Alcaldía Álvaro Obregón.

2. Objeto

Realizar el estudio geotécnico para la Torre 1. Con base en los resultados de la exploración geotécnica y geofísica y de las pruebas de laboratorio, se determinaron las condiciones estratigráficas del sitio, así como la solución de cimentación y su nivel de desplante, la capacidad de carga reducida del suelo y los asentamientos que se presentarán en la masa de suelo correspondiente a esta torre, denominada T-1, la cual tiene las coordenadas X=475,663.6176; Y= 2,143,368.7902 y se proyecta a un costado del acceso del Campo Militar 1-F, ubicado en Vasco de Quiroga 1345, Panteón Santa Fe, Álvaro Obregón, 01219 Ciudad de México, CDMX

3. Alcances

En el presente informe se presenta la solución de cimentación y descripción del procedimiento constructivo de la misma, solución basada en: experiencia que se tiene de la zona, los resultados de la exploración geotécnica, en los resultados de geofísica, en las pruebas in situ, las pruebas de laboratorio y en las correlaciones con el sondeo de penetración estándar, todo esto en conjunto permitieron definir un modelo geotécnico de análisis y llegar a una solución de cimentación que cumpla con los estados límite de falla y de servicio, establecidos con la Reglamentación vigente (Ref. 1).

4. Características generales y ubicación de la Torre 11

La línea 3 de Cablebús está compuesta por 6 estaciones, cada una con su propia edificación. La longitud proyectada de la línea es de 5.42 km y brindará una capacidad de transporte máxima/final de 3000 pasajeros/hora en cada sentido.

El proyecto será realizado en la demarcación territorial de Álvaro Obregón y Miguel Hidalgo, ubicada en la zona centro – poniente de la Ciudad de México limitado al sur con las alcaldías de Magdalena Contreras y Tlalpan, oriente con la alcaldía de Benito Juárez y Cuauhtémoc, al norte con la alcaldía Azcapotzalco y este con los municipios mexiquenses de Tecamachalco y Naucalpan de Juárez.

La denominación y ubicación inicial de cada una de las 6 estaciones se describe en la siguiente tabla:

Número de estación	Estación	Tipo de estación	Latitud	Longitud	Distancia hacia su próxima estación (km)
E – 1	Vasco de Quiroga	Retorno	19°23'7.67"N	99°13'39.59"O	0.59
E – 2	Cineteca Nacional / Bodega Nacional de las Artes	De Paso	19°23'24.16"N	99°13'50.24"O	1.15
E – 3	Parque Cri – Cri	Doble Motriz	19°23'48.33"N	99°13'20.14"O	0.90
E – 4	Lienzo Charro / CECYT 4 "Lázaro Cárdenas"	De Paso	19°23'56.37"N	99°12'50.77"O	1.65
E – 5	Panteón Civil de Dolores	De Paso	19°24'26.00"N	99°12'3.90"O	1.13
E - 6	Metro Constituyentes – Los Pinos	De Retorno	19°24'46.93"N	99°11'29.40"O	1.13

Tabla 1. Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3

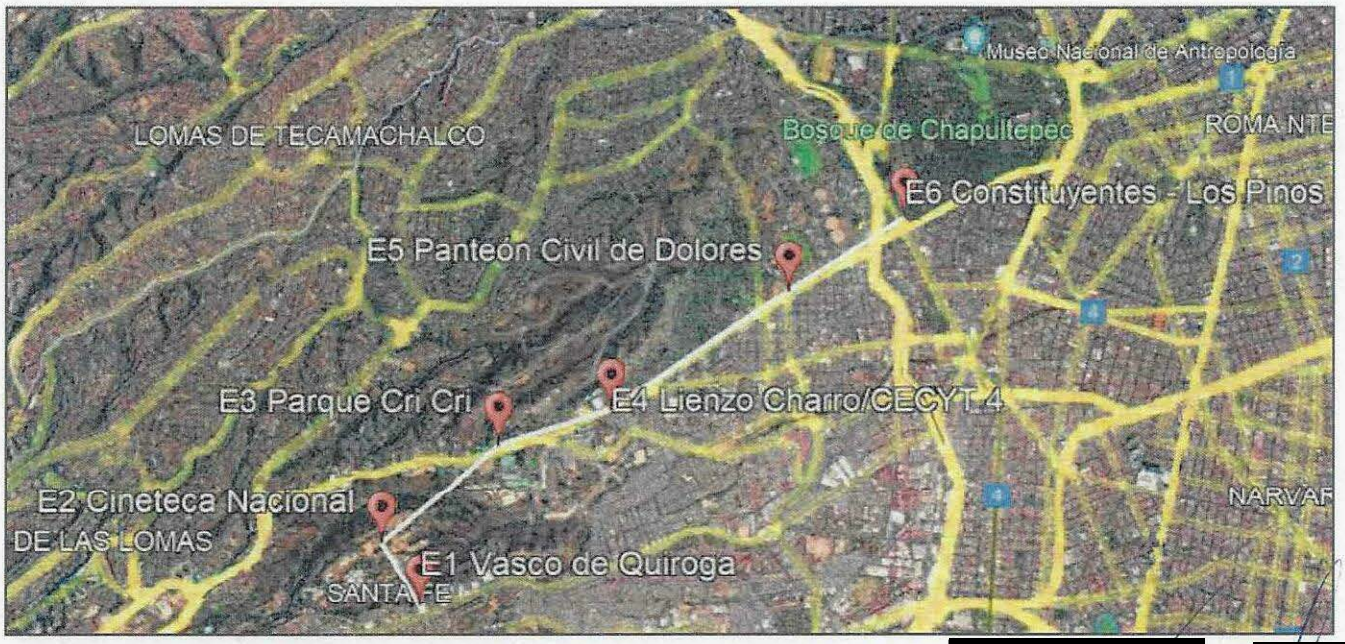


Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del cablebús

La Torre 1, con coordenadas X=475,663.6176; Y= 2,143,368.7902 y se proyecta a un costado del acceso del Campo Militar 1-F, ubicado en Vasco de Quiroga 1345, Panteón Santa Fe, Álvaro Obregón, 01219 Ciudad de México, CDMX. De acuerdo con el trazo del proyecto, esta torre será del tipo concéntrica, con una altura de 15.7 m.

5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

5.1 Información geotécnica disponible

Zonificación geotécnica. El sitio se localiza en la denominada **"Zona de Lomas" (Ref. 1)**, definida por la sierra de Monte Alto y la Sierra de las Cruces. Esta zona está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose por la acumulación de material piroclástico en la parte superficial, así mismo, se pueden encontrar materiales compactos a muy compactos, formados por depósitos de tobas amarillentas formadas por vidrio pumítico fino a grueso. **En esta zona también es frecuente la presencia de minas antiguas que ha dejado la explotación subterránea o superficial de materiales de construcción en el pasado, las cuales pueden ocasionar problemas geotécnicos a las cimentaciones que en esa zona se construyan.**

5.2 Exploración geotécnica

Para determinar las unidades estratigráficas del sitio se realizó un sondeo de penetración estándar (SPT-1, T-1), a una profundidad de 35.0 m. La técnica de penetración estándar consiste en el hincado a percusión de un muestreador de medidas estandarizadas (penetrómetro), dejando caer sobre este, un peso de 63.0 kg, desde una altura de 76 cm, contabilizando el número de golpes necesarios para hincar los 30 cm centrales del muestreador (Ref. 2).

5.3 Ensayes de laboratorio

A las muestras obtenidas de los sondeos se les realizaron las siguientes pruebas:

- Clasificación visual y al tacto de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- Contenido natural de agua
- Granulometría por mallas
- Contenido de finos por lavado
- Límites de consistencia

5.4 Interpretación estratigráfica

Con base en los resultados de las pruebas de laboratorio, los sondeos exploratorios realizados, a continuación se presenta la interpretación estratigráfica del sitio en estudio**, con profundidades referidas al nivel de brocal del SPT:**

De 0.0 a 0.8 m. Relleno formado por arena limosa, muy compacta, de color café.

De 0.8 a 3.0 m. Limo de baja plasticidad (ML), arenoso, de consistencia muy dura, de colores café y gris en tonos claro y amarillento. El contenido natural de agua varía de 23.1% a 26.9%. El porcentaje de finos varía de 80.1% a 82.5%, arena de 14.6% a 17.5% y grava de 0.0% a 4.7%. El Límite Líquido es de 42.78% y el Límite Plástico de 30.91%. La densidad relativa de sólidos varía de 2.493. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es mayor de 50.

De 3.0 a 5.6 m. Limo de baja plasticidad (ML), arenoso, de consistencia dura, con poca grava, con granos aislados de hasta $^1/_2$" de diámetro medio, de color café grisáceo, limitado en la parte superior con un lente de arena limosa, muy

compacta. El contenido natural de agua varía de 20.5% a 26.0%. El porcentaje de finos es de 57.1%, arena de 31.0% y grava de 12.0%. La densidad relativa de sólidos es de 2.435. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es mayor de 50.

De 5.6 a 9.8 m. Grava arenosa (GP-GM), poco limosa de origen piroclástico, en estado muy compacto, de color café grisáceo. El contenido natural de agua varía de 6.5% a 13.1%. El porcentaje de finos varía de 2.5% a 4.7%, arena de 19.4% a 44.2% y grava de 53.3% a 75.9. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es mayor de 50.

De 9.8 a 12.2 m. Arena gruesa a fina limosa (SM), de origen piroclástico, en estado muy compacto, con grava, con granos de hasta $^1/_2$" de diámetro medio, de color gris claro. El contenido natural de agua varía de 7.6% a 17.2%. El porcentaje de finos varía de 7.8% a 11.4%, arena de 50.5% a 58.1% y grava de 30.5% a 41.8%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es mayor de 50.

De 12.2 a 14.3 m. Arena pumítica limosa, de compacta a muy compacta, con gravas aisladas, de color blanco. El contenido natural de agua varía de 49.0% a 71.9%. El porcentaje de finos varía de 21.3% a 17.6%, arena de 71.2% a 76.3 y grava de 1.6% a 6.1%. %. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar varía de los 40 a más de 50.

De 14.3 a 15.2 m. Limo de baja plasticidad (ML), arenoso de origen piroclástico, de baja plasticidad, de consistencia dura, de color café. El contenido natural de agua varía de 25.8% a 35.5%. El Límite Líquido varía de 28.43% y el Límite Plástico de 23.65% a 27.99%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es mayor de 50.

De 15.2 a 16.4 m. Arena gruesa a fina pumítica y limosa, de origen piroclástico, de compacta a muy compacta, con poca grava, gris claro. El contenido natural de agua varía de 21.3% a 29.6%. El porcentaje de finos es de 17.2%, arena de 78.8% y grava de 4.0%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es mayor de 50.

De 16.4 a 26.0 m. Limo de baja plasticidad (ML), arenoso, de origen piroclástico, de consistencia muy dura, con un lente de arenas finas próximo al final del estrato, de color café en tonos claros y obscuros. El contenido natural de agua varía de 25.8% a 40.9%. El porcentaje de finos varía de 63.4% a 80.3%, arena de 19.8% a 36.6% y grava de 0.0% a 0.3%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar varía de los 42 a más de 50.

De 26.0 a 28.4.2 m. Arena fina a media limosa (SM), de origen piroclástico, en estado muy compacto, de color café claro. El contenido natural de agua varía de 22.5% a 40.9. El porcentaje de finos es de37.6% a 40.9%, arena de 50.8% a 62.4% y grava de 0.0%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es mayor de 50.

De 28.40 a 30.20 m. Limo de alta plasticidad (MH), arenoso de origen piroclástico, de consistencia dura a muy dura, con poca grava, con granos aislados de gasta $^3/_8$" de diámetro medio, de color café claro. El contenido natural de agua varía de 40.8% a 67.6%. El porcentaje de finos es de 62.7%, arena de 36.9% y grava de 0.4%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar varía de los 30 a más de 50.

De 30.20 a 35.00 m. Arena fina a gruesa, limosa (SM), de origen piroclástico, en estado muy compacto, con grava andesítica, con granos de hasta $^1/_2$" de diámetro medio, de color café en tonos grisáceo y claro. El contenido natural de agua varía de 15.1% a 25.4%. El porcentaje de finos varía de 21.4% a 39.3%, arena de 45.3% a 60.4% y grava de 1.4% a 33.3%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es mayor de 50.

Condiciones piezométricas. Durante los trabajos de exploración no se detectó nivel freatico. En esta zona se presenta a gran profundidad.

Minas. Durante los trabajos de ejecución de los sondeos, no se presentaron pérdidas de fluido de perforación, ni caída repentina de barras. Sin embargo, con la finalidad de descartar o corroborar la presencia de este tipo de perturbaciones en la masa de suelo, se realizó un estudio geofísico mediante la técnica de georadar,

abarcando la envolvente de la Estación 1 y la Torre 1, con 19 líneas a 20.5 m de profundidad, teniendo un total de 608.65 m lineales de exploración.

De acuerdo con los resultados de este estudio, se presenta la siguiente tabla con los resultados en cada una de las líneas realizadas

Tabla 2. Resultados de exploración geofísica en cada línea

LÍNEA	Cadenamiento (m)	Profundidad (m)	LÍNEA	Cadenamiento (m)	Profundidad (m)
1	12.0 a 17.0	5.5 – 9.5	12	4.0 a 16.5	5.0 – 12.0
2	1.0 a 17.0	4.0 – 9.0		23.0 a 32.0	5.0 – 10.5
3	0.5 a 17.5	4.0 – 14.0		37.0 a 49.5	4.5 – 10.0
4	0.5 a 16.5	4.0 – 9.0	13	4.0 a 11.5	5.5 -14.0
5	0.0 a 15.0	3.0 – 11.0		21.0 a 24.0	3.0 – 11.0
6	6.0 a 9.5	4.0 – 8.0	13 A	5.5 a 11.0	2.5 – 11.5
	15.5 a 23.0	2.5 – 8.0		14.0 a 27.3	6.0 – 10.0
	25.0 a 30.0	2.0 – 10.0	14	0.0 a 12.0	5.5 – 10.5
7	3.0 a 5.5	2.0 – 9.5		18.0 a 23.0	6.0 – 12.5
	40.0 a 51.0	3.5 – 10.0	14 A	2.5 a 7.5	3.5 – 12.5
8	40.0 a 45.5	3.0 – 8.0		9.0 a 27.25	5.0 – 9.5
9	0.0 a 30.0	4.0 – 9.5	15	4.0 a 9.0	5.0 -12.0
	37.0 a 43.65	4.5 a 9.5		16.0 a 30.6	5.0 a 10.
10	0.0 a 20.5	4.0 a 11.5	16	2.5 a 7.0	5.5 – 12.0
10 A	4.5 a 7.0	5.0 – 11.5		9.5 a 25.0	4.5 – 10.5
	8.5 a 32.0	5.0 – 9.5	17	0.0 a 5.5	4.0 – 10.5
11	24.0 a 35.0	2.5 a 10.0		13.0 a 22.6	4.0 – 12.5
	40.0 a 42.5	5.0 – 10.5			
	44.0 a 52.5	4.5 – 12.5			

Así mismo se concluye que: "Con estos resultados de la exploración del subsuelo realizada con georadar y específicamente en la zona de la Estación 01 "Vasco de Quiroga" y de la Torre 1 y 2 mástiles de la Línea 3 del Cable Bus, SE PUEDE CONCLUIR QUE SI EXISTEN ANOMALÍAS QUE SE ASOCIAN A LA PRESENCIA DE POSIBLES CAVIDADES EN EL SUBSUELO, pero que también pueden llegar a ser variaciones laterales de los materiales".

Tomando en cuenta lo anterior, se considera que las pilas trabajan a partir de una profundidad media de 14.3 m.

5.5 Modelo geomecánico

Los parámetros mecánicos de los estratos que conforman la estructura del subsuelo; necesarios para la determinación de la capacidad de carga y deformaciones, se presenta en la Tabla 3 y son resultados de los resultados de la exploración geotécnica, laboratorio y pruebas de presiómetro o ficómetro:

[redacted]

Tabla 3. Modelo geomecánico de diseño

Unidad	Profundidad(m)	S.U.C.S	γ (t/m³)	c (t/m²)	ϕ°	E (kg/cm²)
1	0.0 a 14.3	Anomalías asociadas a posibles cavidades y/o migración de antiguas minas				
2	14.3 a 15.2	ML arenoso	1.65	5.0	28	600
3	15.2 a 16.4	Arena pumítica	1.30	3.0	30	450
4	16.4 a 26.0	ML arenoso	1.70	5.0	28	500
5	26.0 a 28.4	SM	1.75	6.0	37	750
6	28.4 a 30.2	MH arenoso	1.65	5.0	25	300
7	30.2 a 35.0	SM con gravas	1.75	8.0	37	700

γ: peso volumétrico; c: cohesión; ϕ: ángulo de fricción interna

Cabe mencionar que, las propiedades de resistencia se determinaron mediante correlaciones con el número de golpes N (Ref. 4), de la prueba de penetración estándar, presentes en la memoria de cálculo, gráficas 1 y 2, mientras que las propiedades de deformabilidad, se determinaron tomando en cuenta las pruebas de presiómetro realizadas en la E-1 y correlaciones.

6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

La Torre 1, con coordenadas X=475,663.6176; Y= 2,143,368.7902 y se proyecta a un costado del acceso del Campo Militar 1-F, ubicado en Vasco de Quiroga 1345, Panteón Santa Fe, Álvaro Obregón, 01219 Ciudad de México, CDMX. De acuerdo con el trazo del proyecto, esta torre será del tipo concéntrica, con una altura de 15.7 m.

6.1 Cargas actuantes

Las cargas actuantes a nivel de cimentación; que incluye el peso del dado; que se determinaron en el análisis estructural de una torre tipo concéntrica se presenta en el Anexo 1. En este anexo, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc.

6.2 Solución de cimentación

Tomando en cuenta la importancia de la estructura, que es considerada TIPO A1, la solución de cimentación consiste en pilas de sección circular de 1.0 m de diámetro como mínimo, que trabajen por fricción y por punta.

Aunque la capacidad de carga puede ser mayor a las cargas actuantes, es obligado y recomendable que el diámetro mínimo sea de 1.0 m, con la intención de que una vez que se haya terminado los trabajos de

perforación, se realice una inspección visual en toda su longitud y en el piso del nivel del desplante. **En caso de que se detecten minas u oquedades que no pudieron ser identificadas durante la exploración geotécnica o geofísica, la profundidad de las pilas aquí recomendada deberá ser ajustada, así como los valores de la capacidad de carga.**

La solución de cimentación será con pilas desplantadas a 26.0 m de profundidad; tomando como referencia el nivel de brocal; es decir, desde el nivel de piso existente. Hasta el momento se tiene considerado un dado de 4.5 x 4.5 m de sección y 2.0 m de peralte, por lo que las pilas tendrán una longitud efectiva de 24.0 m.

6.3 Estado límite de falla

De acuerdo a las NTC cimentaciones del 2017 (Ref. 1), en todo momento, la sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor de carga, deberá ser menor que la capacidad de carga reducida de cada pila o grupo de pilas, con el cumplimiento de la desigualdad:

$$\sum QF.C < R \tag{1}$$

Donde:

- ΣQF.C sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor o factores de carga
- R capacidad de carga reducida de las pilas, t

Capacidad de carga reducida. La capacidad de carga de las pilas fue determinada mediante la expresión siguiente (Ref. 1):

$$R = C_p + C_f - W_p \tag{2}$$

Donde:

- R capacidad de carga reducida, t
- C_p capacidad de carga reducida por punta, t
- C_f capacidad de carga reducida por fricción, t
- W_p peso del elemento, t; t/m

Con:

$$C_p = (p'_v N_q{}^* F_R + P_v) A_p \tag{3}$$

Donde:

- p'_v esfuerzos efectivos al nivel de desplante, igual a 19.0 t/m^2
- N_q* factor de capacidad de carga
- F_R factor de resistencia, igual a 0.35
- P_v esfuerzos totales al nivel de desplante, igual a 19.0 t/m^2

Con:

$$N_q{}^* = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)} \tag{4}$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} \leq 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \tag{5}$$

O bien

$$N_q{}^* = N_{máx} \tag{6}$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} > 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \quad (7)$$

Donde:

- Le longitud de empotre en el estrato resistente, igual a 10.6 m
- B diámetro de la pila, m.
- ϕ ángulo de fricción interna del material de desplante, igual a 25°

Los valores de $N_{máx}$ y $N_{mín}$, se presentan en la Tabla 3, función del valor del ángulo de fricción interna del material de desplante:

Tabla 4 Valores de N_{max} y N_{min}

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{min}	7	11.5	20	39	78	130

Por su parte, la capacidad de carga por fricción se determinó mediante las siguientes expresiones (Ref. 2):

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \beta_i \bar{p}_{vi} L_i \quad \text{suelos friccionantes} \quad (8)$$

Donde:

- P_p perímetro de la pila, m
- F_R factor de resistencia, igual a 0.65
- L_i longitud de la pila en el estrato de interés, m
- β_i coeficiente de fricción
- $\bar{p}_{vi}$ esfuerzos efectivos a la profundidad media del estrato de interés, t/m^2

Con

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{Z} \text{ para } 0.25 < \beta_i < 1.2 \quad \text{para suelos friccionantes} \quad (9)$$

Capacidad a la tensión. Los efectos de tensión en la torre; que se presenten a nivel de cimentación, tendrán que ser tomados por las pilas; su capacidad a la tensión estará es función de la fricción más una porción el peso propio del elemento:

$$C_{te} = C_f + 0.65\ W_p \quad (10)$$

Donde:

- C_{te} capacidad reducida a la tensión, t.
- las demás literales ya fueron definidas.

Sustituyendo los valores correspondientes, se presentan las siguientes capacidades de carga reducida para pilas de distintos diámetros:

[redacted]

Tabla 5. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación

D (m)	Wp (t)	C_p (t)	C_f (t)	R (t)	C_{te} (t)
1.0	45.2	150.7	102.7	208.2	132.1
1.2	65.1	217.0	123.3	275.2	165.6
1.4	88.7	295.4	143.8	350.6	201.5

Las capacidades de carga reducida, R, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a compresión y las capacidades a la tensión, C_{te}, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a tensión. Esta comparación se presenta en el Anexo 1, de acuerdo con la revisión de las cargas actuantes.

6.4 Estado límite de servicio

La deformación total que sufrirá cada pila, estará compuesta por la deformación propia del elemento; primer término de la expresión, más la correspondiente a la del suelo de sustento; su magnitud se determinó con la expresión siguiente (Ref. 4), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$\delta = \frac{(C_p + 0.66 C_f) L}{10\, A_p\, E_c} + \frac{0.36\, C_p\, D}{10\, A_p\, E_s} \qquad (11)$$

Donde:

- δ deformación total de la pila, cm
- L longitud de la pila, igual a 2,400 cm
- D diámetro de la pila, cm
- E_s módulo de elasticidad del suelo de desplante, igual a 500 kg/cm^2
- E_c **módulo de elasticidad del concreto, igual a 280,000 kg/cm^2, para f'c= 400 kg/cm^2**

con

$$E_c = 14{,}000 \sqrt{f'c} \qquad (12)$$

Módulo de reacción vertical. La constante de resorte para pilas; que será utilizado para el diseño estructural de la cimentación considerando la interacción suelo-estructura, se determinó como sigue (Ref.5), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$k_v = \frac{q}{\delta} \qquad (13)$$

Donde:

- k_v módulo de reacción vertical, t/cm.
- las demás literales ya fueron definidas.

Al sustituir los valores correspondientes en las expresiones (11) y (13), se obtienen los valores siguientes de asentamientos y módulos de reacción vertical:

Tabla 6. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas

D (m)	δ (cm)	k_v (t/cm)	k_v (kg/cm³)
1.0	1.29	150.38	19.15
1.2	1.50	174.22	15.40
1.4	1.72	197.49	12.83

Módulos de reacción horizontal. Para la revisión estructural de las pilas sometidas a cargas laterales, a continuación, se presenta el módulo de reacción horizontal (Ref. 6).

Para suelos friccionantes:

$$k_h = 0.2768\, k_2 \frac{z}{B} \qquad (14)$$

Donde

- k_h módulo de reacción horizontal, (kg/cm³)
- k_2 coeficientes de Terzaghi para suelos friccionantes, lb/pulg³
- B diámetro del cimiento, m
- z profundidad media del estrato en revisión, m.

De acuerdo con las expresiones anteriores, en las Tablas 7 y 8 se muestran los módulos de reacción horizontal para las pilas de cimentación y dado; respectivamente.

Tabla 7. Módulos de reacción horizontal para pilas

Profundidad (m)	N	z (m)	k2	kh (Kg/cm³) B (m)		
				1.0	1.2	1.4
2.0 a 14.3	20	6.15	30	5.11	4.26	3.65
14.3 a 15.2	63	12.75	101	35.64	29.70	25.46
15.2 a 16.4	50	13.8	80	30.56	25.47	21.83
16.4 a 26.0	50	19.2	63	33.48	27.90	23.92

Tabla 8. Módulos de reacción horizontal para dado

Profundidad (m)	N	z (m)	k2	kh (kg/cm³) B (m)
				4.50
0.0 a 2.0	20	1	30	0.18

Propuesta de cimentación. La propuesta de cimentación es con 4 pilas de 1.0 m de diámetro, con una separación de 3.0 m entre ellas. Cabe mencionar que, aunque las capacidades de carga están por arriba de la magnitud de las cargas de referencia, el diámetro mínimo de pilas será de 1.0 m, para que estas puedan ser inspeccionadas visualmente una vez que se termine su perforación y se confirme la ausencia de cavidades.

Resulta de gran importancia mencionar que esta propuesta deberá ser revisada por el área de estructuras para verificar su viabilidad. Así mismo, será el área de estructuras quien determine el diámetro y número de pilas, de acuerdo con las capacidades de carga presentadas en este informe y de acuerdo con el modelo estructural empleado.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Es importante comentar que el modelo geotécnico de análisis se determinó con base en los resultados de la exploración geotécnica, de la exploración geofísica de puntos cercanos y de la experiencia que se tiene en la zona, misma que es muy susceptible a cambios por la presencia de antiguas minas y rellenos para su rehabilitación. Cualquier cambio en las condiciones del suelo de las que se analizan en este estudio, debe de ser reportado de manera inmediata a los diseñadores, para realizar los ajustes necesarios en los análisis y se garantice el buen comportamiento a corto, mediano y largo plazo. Por lo anterior, durante la construcción de las pilas se deberá contar con personal capacitado y calificado, para supervisar y asesorar durante los trabajos de construcción de la cimentación y que de manera oportuna se detecte cualquier cambio en las condiciones analizadas en este estudio.

7.2 Pilas

Con las áreas liberadas y reubicadas todas las instalaciones que se pudieran ver afectadas por la construcción de esta torre, se procederá con los trabajos de perforación y colado de las pilas de cimentación, tomando en cuenta los puntos siguientes:

a) Trazo y ubicación topográfica de la posición de cada una de las pilas, para garantizar la posición de cada uno de los elementos de cimentación.

b) Enseguida se realizará la perforación en seco, hasta la profundidad de desplante de proyecto. Es importante mencionar que cada una de las pilas deberá ser inspeccionada en toda su longitud, por un supervisor geotécnico y verificar el estado de las paredes y fondo, en busca de indicios de cavernas, Esto se logrará adoptando alguna de las medidas siguientes:

1) Haciendo descender a un supervisor por medio de la misma perforadora, asegurándose al barretón, con un arnés. **Cada una de las pilas deberá ser verificada y liberada por un supervisor de mecánica de suelos.**
2) **Se podrá recurrir a algún otro tipo de inspección, siempre y cuando estos métodos ya se hayan empleado con anterioridad y la supervisión cuente con la experiencia en el uso de estos.**

En cualquier caso, es responsabilidad del área de construcción realizar esta verificación del estado del fondo y paredes de las pilas y poder liberarlas certificando la no existencia de cavidades, fisuras, fracturas, etc.

c) En caso de presentarse caídos, se deberá colocar ademe perdible o recuperable para poder realizar la perforación hasta el desplante de proyecto.

d) El concreto para la construcción de las pilas será de una f'_c= 400 kg/cm^2; el tamaño de agregado máximo será de 1 1/2 pulg. El acero de refuerzo tendrá un f_y de 4,200 kg/cm^2.

e) Para garantizar el recubrimiento mínimo de 7.5 cm, es indispensable el empleo de silletas y "poyos" de concreto o plástico; sus dimensiones serán de 7.5x7.5x10.0 cm y se colocarán longitudinalmente a cada 2.0 m.

f) **En caso de que efectivamente se presenten oquedades o antiguas minas, para poder realizar el colado se podrá recurrir a un encamisado.** Para la conformación de este ademe se deberá tener en campo lámina calibre 20, para crear un encamisado. Esta camisa se colocará durante el habilitado del acero para cada una de las pilas (Fotos 1 y 2). Esta lámina servirá como ademe perdible, para poder realizar el colado de los elementos de cimentación. La lámina se sueldará al armado, con sus respectivos separadores para garantizar el recubrimiento de proyecto.

Fotos 1 y 2. Encamisado de lámina para formar ademe perdible.

Así mismo, en caso de que se presente inestabilidad en las paredes de las perforaciones, se deberá colocar un ademe perdible.

g) Después de terminada la perforación, en un lapso menor a 18 hrs deberá concluirse totalmente el colado; que por otra parte será continuo para evitar la formación de juntas frías.

h) El armado se rigidizará para evitar excesivas deformaciones que pudiesen complicar su colocación dentro de la perforación. Para la liga estructural se recomienda que el armado tenga una longitud adicional de por lo menos 0.5 m, o la que el diseño estructural recomiende.

i) Las pilas se colarán con el procedimiento tradicional de tubo Tremie; al inicio del colado la tubería se colocará 20.0 cm por encima del nivel de desplante y se utilizará un tapón deslizante "diablo" para evitar la segregación y contaminación del concreto; durante el colado se deberá garantizar que la tubería se encuentre embebida por lo menos 1.0 m dentro del concreto, subiendo la tubería conforme asciende el nivel del concreto. El revenimiento del concreto será como mínimo de 23.0 cm. El colado

se llevará por lo menos 0.50 m por arriba del lecho bajo del dado de cimentación o la longitud que determine el área de estructuras.

j) El descabece para la liga estructural se realizará mediante la demolición del concreto contaminado con martillo eléctrico, empezando en la periferia hasta llegar al núcleo, en forma descendente; en los últimos 20 cm se hará con maceta y cincel.

k) El criterio de aceptación o tolerancias para la construcción de las pilas es el siguiente:

1) *Localización*. En el posicionamiento de la cabeza del apoyo, la desviación aceptada debe ser menor del 4% del diámetro del apoyo o de 8 cm en cualquier dirección, cualquiera que sea el valor más bajo. El diseño estructural deberá de tomar en cuenta esta excentricidad.

2) *Verticalidad*. La tolerancia permisible está comprendida entre el 1 y 2 % de la longitud final del apoyo, pero sin exceder el 12.5% del diámetro del apoyo o 38 cm en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.

3) *Limpieza*. Se deberá remover todo el material suelto y de azolve del fuste antes de colocar el concreto. En ningún caso el volumen de tales materiales excederá el equivalente al que fuera necesario para cubrir 5% del área en un espesor de 5 cm.

4) *Acero de refuerzo*. La separación mínima entre varillas no debe ser menor de 1.5 veces el diámetro de la varilla ni menor de 1.5 veces el tamaño del agregado máximo.

l) Es indispensable llevar un registro en donde se anote: 1) la ubicación del apoyo; 2) la fecha y hora en que se terminó la perforación y la profundidad alcanzada; 4) fecha y hora en que se inicia y concluye el colado. Cada pila deberá ser liberada por un supervisor, una vez que se revisaron las condiciones de las paredes y piso.

m) La integridad de pilas se verificará de manera obligada mediante pruebas no destructivas de "baja deformación". Los ensayes de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, se podrán emplear métodos geofísicos como pulso simple o combinado, pozo-abajo, pozos cruzados, gama-gama o térmicos. **De acuerdo con las NTC cimentaciones (Ref. 1), se deberán realizar pruebas de integridad en el 100% de las pilas, ya que las torres y estaciones se tratan de estructuras del grupo A1.**

[redacted]

7.3 Excavación

De acuerdo con el preliminar del diseño estructural, el dado de cimentación tiene una sección rectangular de 4.5 x 4.5 m, con un peralte de 2.0 m. Para poder alojar este elemento, se deberá realizar la excavación con dimensiones mínimas de 4.9 x 4.9 m en planta para poder alojar la cimbra.

[redacted]

a) Tomando en cuenta las condiciones geotécnicas del sitio en estudio, se podrá realizar la excavación hasta la máxima profundidad, 2.0 m, con taludes con una inclinación de 70° respecto a la horizontal,

protegiendo las paredes contra intemperismo, con zampeado de mortero (Fig. 4). Se deberá evitar la colocación de cargas en la corona de los cortes.

b) Al llegar a la profundidad máxima para el dado; 2.0 m, se realizará el descabece de las pilas de cimentación y en el fondo de la excavación se colocará una plantilla de concreto pobre con una f'c= 100 kg/cm^2, para proceder con el habilitado del acero de refuerzo para el dado de cimentación.

c) Posteriormente se realizará el colado del dado, habilitando las preparaciones necesarias para la conexión con la superestructura.

d) El espacio entre el perímetro del dado y los taludes de la excavación será rellenado con relleno fluido.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

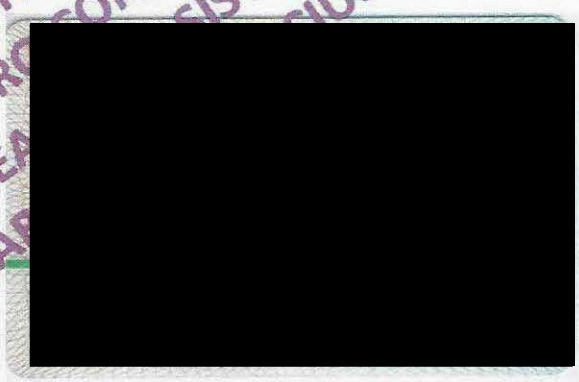
2. Tamez, E. ***Manual de diseño geotécnico Vol. 1.*** Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México, agosto 1987.

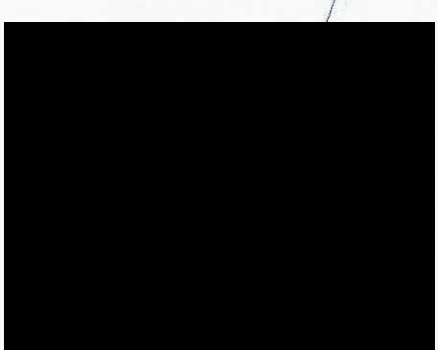
3. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

4. Tamez, E. **Ingeniería de Cimentaciones**, Ed. tgc geotecnia 2001.

5. Zeevaert L. **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions**. Van Nostrand Reinhold 2ª.

6. Rico. Del Castillo, **La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol**. II, Ed. Limusa, México 2009





PARA USO EXCLUSIVO DEL PROYECTO
INTEGRAL DE LA "CONSTRUCCIÓN DE
TRANSPORTE SUSTENTABLE (OBRAS),
QUIROGA A METRO
CABLEBÚS LÍNEA
PÚBLICO CA

[redacted]

PARA USO
INTEGRA
TRANS
QUIR
CABLEB
PÚBLICO

[redacted]

[redacted]

9. ANEXO 1. CARGAS ACTUANTES EN TORRE TIPO CONCÉNTRICA

[redacted]

De acuerdo con el análisis estructural de la Torre 37; que es una torre concéntrica, se presentan las cargas siguientes a nivel de cimentación, mismas que ya consideran el peso del dado de cimentación. Estas cargas se tomarán en cuenta como tipo, para las torres concéntricas.

TORRE 37

Combinación Gravitacional con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	1	Combination		10.8294	0	198.5491	-2.9347	214.3148	-8.7492

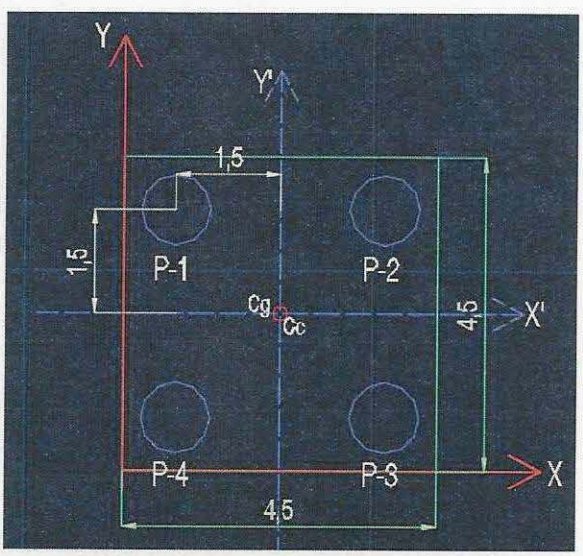
Combinación Sismo con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	82	Combination	Max	35.1217	-9.8162	165.6727	288.0877	709.1602	-37.7216

Combinación Gravitacional sin factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	0DespZ	Combination		7.2196	0	144.7686	-1.8517	104.5352	-5.8328

A continuación, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.



Esquema 1.1. Planta de pilas y referencia de ejes generales y centroidales. Cc: centro de cargas; Cg: centro de pilas

De acuerdo con la posición de las pilas y el punto de aplicación de la carga, se tiene:

Tabla 1.1

Centro geométrico de pilas					
Pila	A (m^2)	X (m)	Y (m)	AX (m^3)	AY (m^3)
1	0.785	0.75	3.75	0.58905	2.94524311
2	0.785	3.75	3.75	2.94524	2.94524311
3	0.785	3.75	0.75	2.94524	0.58904862
4	0.785	0.75	0.75	0.58905	0.58904862
	3.142			**7.1**	**7.1**

X=	**2.25**	**m**
Y=	**2.25**	**m**

Tabla 1.2

Centro de cargas		
X=	**2.25**	**m**
Y=	**2.25**	**m**
eX=	0.0	**m**
eY=	0.0	**m**

Tabla 1.3

Momentos de inercia, pilas				
Pila	Xi (m)	Yi (m)	$(Xi)^2$	$(Yi)^2$
1	1.5	1.50	2.25	2.25
2	1.5	1.50	2.25	2.25
3	1.5	1.50	2.25	2.25
4	1.5	1.50	2.25	2.25
		Σ=	**9.00**	**9.00**

Ix=	**9.00**
Iy=	**9.00**

Para el incremento y decremento de cargas por excentricidad estática:

$$\Delta\sigma_{est} = M_{v\,est\,x}\frac{\pm y_i}{I_x} \pm M_{v\,est\,y}\frac{\pm x_i}{I_y} \quad (1.1)$$

Donde:

- $\Delta\sigma_{est}$ incremento y decremento de carga estática, t
- $M_{v\,est\,x}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje x, t-m
- $M_{v\,est\,y}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje y, t-m
- x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
- y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

Tabla 1.4

Incremento de cargas fact por excentricidad estática				
	Mve X=	0.00	t-m	
	Mve Y=	0.00	t-m	
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.50	0.00	49.64
2	1.5	1.50	0.00	49.64
3	1.5	1.50	0.00	49.64
4	1.5	1.50	0.00	49.64

Donde:

$$P_{max,min} = \frac{P_{est\ fact}}{No.pilas} \pm \Delta\sigma_{est} \quad (1.2)$$

Donde:

$P_{est\ fact}$ carga máxima factorizada en condición estática, igual a 198.5491 t
$P_{max,min}$ carga máxima y mínima factorizada estática, t
$\Delta\sigma_{est}$ incremento de carga por excentricidad estática, t

Por su parte, los incrementos y decrementos de cargas en condición sísmica en cada una de las pilas se determinó mediante la expresión siguiente:

$$\Delta\sigma_s = M_{vx}\frac{y_i}{I_x} \pm 0.3M_{vy}\frac{x_i}{I_y} \quad (1.3)$$

Donde:

$\Delta\sigma_s$ incremento y decremento de carga por condición sísmica, t
M_{vx} momento de volteo sísmico respecto al eje x, igual a 288.0 t-m
M_{vy} momento de volteo sísmico respecto al eje y, igual a 709.16 t-m
x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

Se realizaron las 8 combinaciones con las variaciones del 100% del momento de volteo en un sentido y el 30% de momento en el otro sentido:

Tabla 1.5

Combinaciones sísmicas para determinación de incrementos y decrementos de cargas en pilas

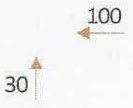
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-132.60
2	1.500	1.500	103.79
3	1.500	1.500	132.60
4	1.500	1.500	-103.79

Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.50	103.79
2	1.5	1.5	-132.60
3	1.5	1.5	-103.79
4	1.5	1.5	132.60

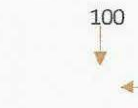
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-83.47
2	1.5	1.5	-12.56
3	1.5	1.5	83.47
4	1.5	1.5	12.56

Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.5	12.56
2	1.500	1.5	83.47
3	1.500	1.5	-12.56
4	1.500	1.5	-83.47

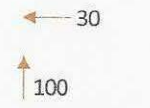
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-103.79
2	1.500	1.500	132.60
3	1.500	1.500	103.79
4	1.500	1.500	-132.60



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	132.60
2	1.500	1.500	-103.79
3	1.500	1.500	-132.60
4	1.500	1.500	103.79



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-12.56
2	1.5	1.5	-83.47
3	1.5	1.5	12.56
4	1.5	1.5	83.47



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	83.5
2	1.5	1.5	12.6
3	1.5	1.5	-83.5
4	1.5	1.5	-12.6

De acuerdo con la revisión de las 8 combinaciones anteriores:

Tabla 1.6

Incrementos max y min sísmicos		
Pila	Δσs max (t)	Δσs max (t)
1	132.60	-132.60
2	132.60	-132.60
3	132.60	-132.60
4	132.60	-132.60

Para la obtención de las cargas máximas y mínimas en cada pila, se tiene:

$$P\,Tot_{fact} = P_{max} \pm \Delta\sigma_s \qquad (1.4)$$

Sustituyendo los valores correspondientes, se tienen las siguientes condiciones de carga en cada una de las pilas analizadas:

Tabla 1.7

Cargas Tot máx y mín factorizadas		
Pila	Ptot max (t)	Ptot min (t)
1	182.24	-82.96
2	182.24	-82.96
3	182.24	-82.96
4	182.24	-82.96

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc. El área de estructuras es quien tendrá que realizar la propuesta final de pilas, tomando en cuenta las capacidades de carga en este informe y al modelo estructural empleado.

Tomando en cuenta las cargas máximas y mínimas factorizadas totales de la Tabla 5.7 y las capacidades de carga reducidas a compresión y tensión, se tiene:

Tabla 1.8 Comparativa $\Sigma QF.C < R$

D (m)	R (t)	Ptot max (t)	C_{te} (t)	Ptot min (t)
1.0	208.2	182.24	132.1	82.96

Como se puede observar, se cumple con la desigualdad para las cargas actuantes a compresión y tensión.

Para el caso de las cargas de servicio "Combinación Gravitacional sin factores", empleando las expresiones (1.1) y (1.2) y sustituyendo los valores correspondientes:

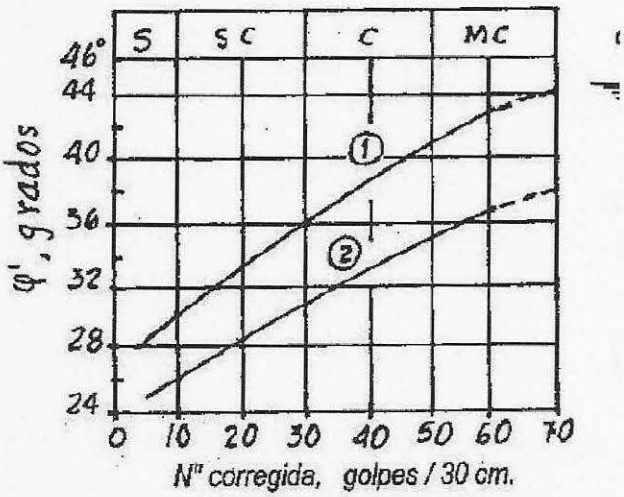
Tabla 1.9

Δ de cargas serv por excent. Estática					
	Mve X=	0.00	t-m		
	Mve Y=	0.00	t-m		
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
2	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
3	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
4	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92

[redacted]

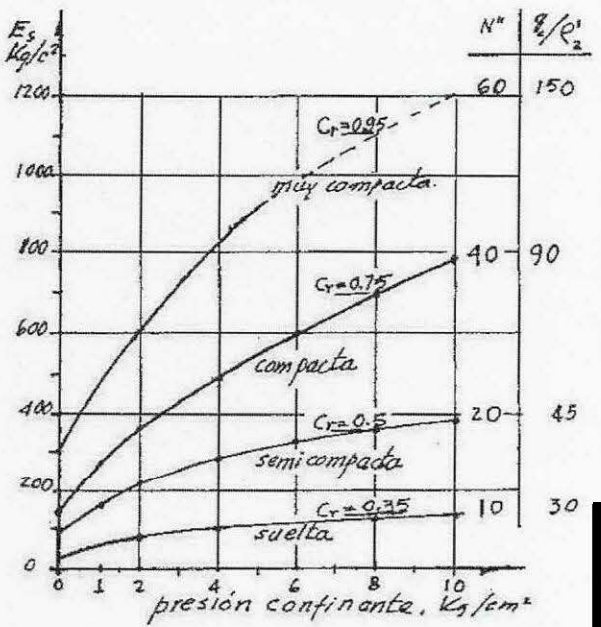
10. ANEXO 2. MEMORIA DE CÁLCULO

[redacted]



(1) Arena bien graduada, granos angulosos
(2) Arena fina, o arena limosa, granos redondeados

(a)



b) Módulo de Young para arena limosa media, en prueba triaxial drenada, para diferentes presiones confinantes y compacidades relativas

(Ref. 4). Gráficas 1 y 2 para correlación entre el número de golpes y ángulo de fricción interna, ϕ y Módulo de Young, E.

Tabla 2.1

CAPACIDAD DECRAGA REDUCIDA POR PUNTA, NTC CIMENTACIONES 2017

$$C_p = \left(P'_v N^*_q F_R + P_v\right) A_p$$

$$N_q^* = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)} \quad \Rightarrow \quad \frac{L_e}{B} \leq 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_q^* = N_{max} \quad \Rightarrow \quad \frac{L_e}{B} > 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)$$

D (m)	Ap (m²)	L (m)	Wp (t)	Le (m)	Le/B	ϕ	Nmax	Nmin	Nq*	P'v (t/m²)	FR	Pv (t/m²)	Cp (t)
1.0	0.785	24.0	45.24	10.6	10.60	28	43.4	16.6	43.40	19.00	0.35	19.00	241.60
1.2	1.131		65.14		8.83				43.40				347.90
1.4	1.539		88.67		7.57				43.40				473.53

Tabla 2.2

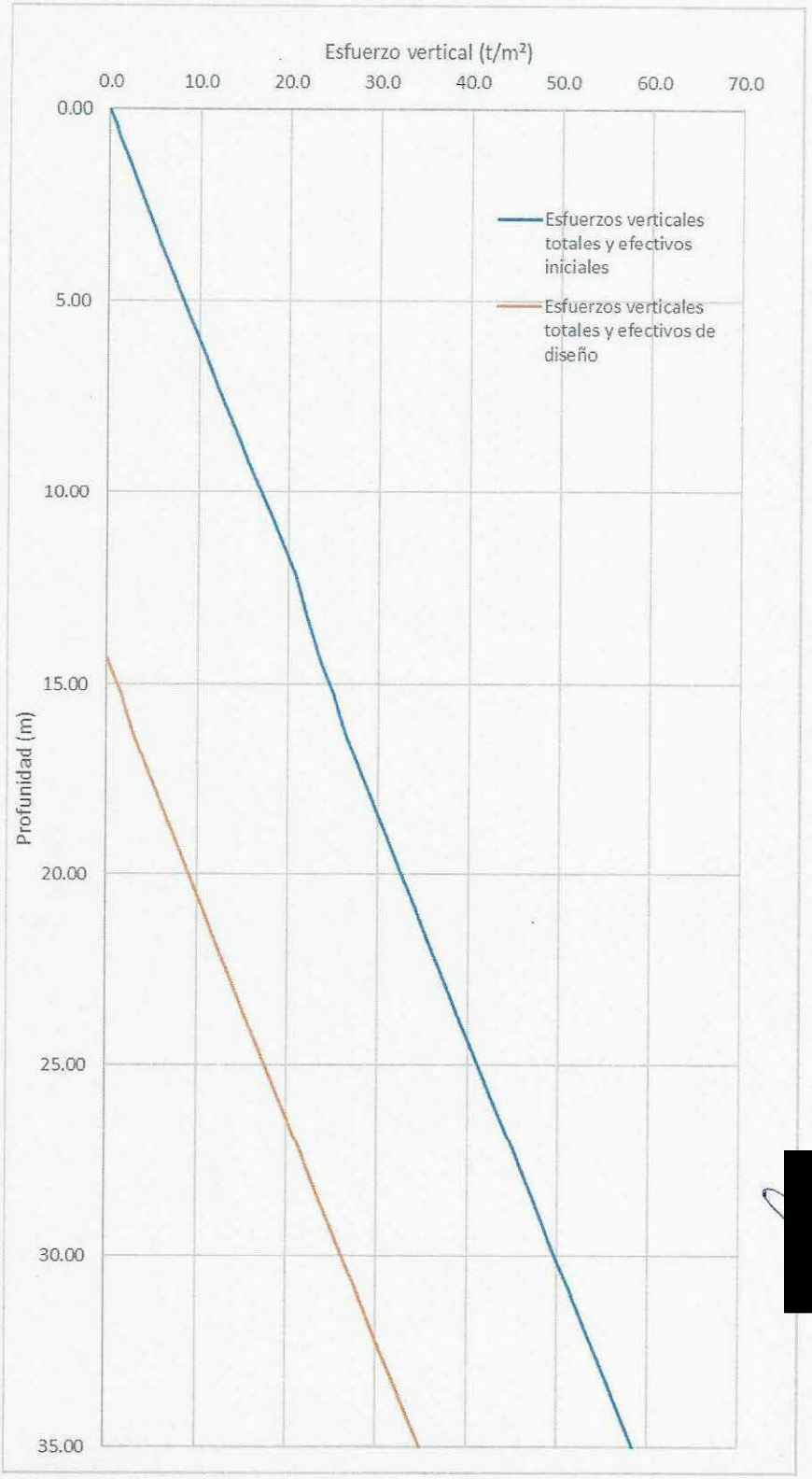
CAPACIDAD DECRAGA REDUCIDA POR FUSTE, NTC CIMENTACIONES 2017

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \beta_i p'_{vi} L_i$$

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z} \qquad \text{De 0.25 a 1.2}$$

	Prof (m)	N	S.U.C.S	γ (t/m³)	c (t/m²)	ϕ	E (Kg/cm²)	Poz (t/m²)	P'vi (t/m²)	Li (m)	βi	(P'vi)(Li)βi
	14.30	63	ML arenoso	1.65	5	28	600	0.00	0.00	0.90	0.58	0.39
	14.75	63		1.65	5	28	600	0.74	0.74			
	15.20	63		1.65	5	28	600	1.49	1.49			
	15.20	51	Pumí	1.3	3	30	450	1.49	1.49	1.20	0.55	1.48
	15.80	51		1.3	3	30	450	2.27	2.27			
	16.40	51		1.3	3	30	450	3.05	3.05			
	16.40	50	ML arenoso	1.7	5	28	500	3.05	3.05	9.60	0.39	42.48
	21.20	50		1.7	5	28	500	11.21	11.21			
	25.00	50		1.7	5	28	500	17.67	17.67			
Df	26.00	50		1.7	5	28	500	19.37	19.37			
	26.00	70	SM	1.75	6	37	750	19.37	19.37		Σ=	44.36
	27.20	70		1.75	6	37	750	21.47	21.47			
	28.40	70		1.75	6	37	750	23.57	23.57			
	28.40	30	MH arenoso	1.65	5	25	300	23.57	23.57			
	29.30	30		1.65	5	25	300	25.05	25.05			
	30.20	30		1.65	5	25	300	26.54	26.54			
	30.20	62	SM con gravas	1.75	8	37	700	26.54	26.54			
	32.60	62		1.75	8	37	700	30.74	30.74			
	35.00	62		1.75	8	37	700	34.94	34.94			

D (m)	Pp (m)	FR	Cf (t)
1.0	3.142	0.65	90.6
1.2	3.770		108.7
1.4	4.398		126.8



Gráfica 2.1 Esfuerzos verticales totales y efectivos iniciales y de diseño

Tabla 2.3

ASENTAMIENTOS EN PILAS, CON COMPATIBILIDAD ENTRE CAPACIDADES DE CARGA Y CARGAS DE SERIVICIO

$$\delta = \frac{\left(\left(\frac{C_p - W_p}{1.4} + W_p\right) + 0.66\,\frac{C_f}{1.4}\right) L}{10\,A_p\,E_c} + \frac{0.36\left(\frac{C_p - W_p}{1.4} + W_p\right) D}{10\,A_p\,E_s}$$

$$k_v = \frac{\frac{R}{1.4} + W_p}{\delta}$$

Cp (t)	Wp (t)	Cf (t)	L (cm)	Ap (m²)	Ec (kg/cm²)	D (cm)	Es (kg/cm²)	δ (cm)	R (t)	k (t/cm)
241.6	45.2	102.7	2400	0.785	280000	100	500	1.96	299.1	132.37
347.9	65.1	123.3		1.131		120		2.29	406.0	155.30
473.5	88.7	143.8		1.539		140		2.62	528.7	177.92

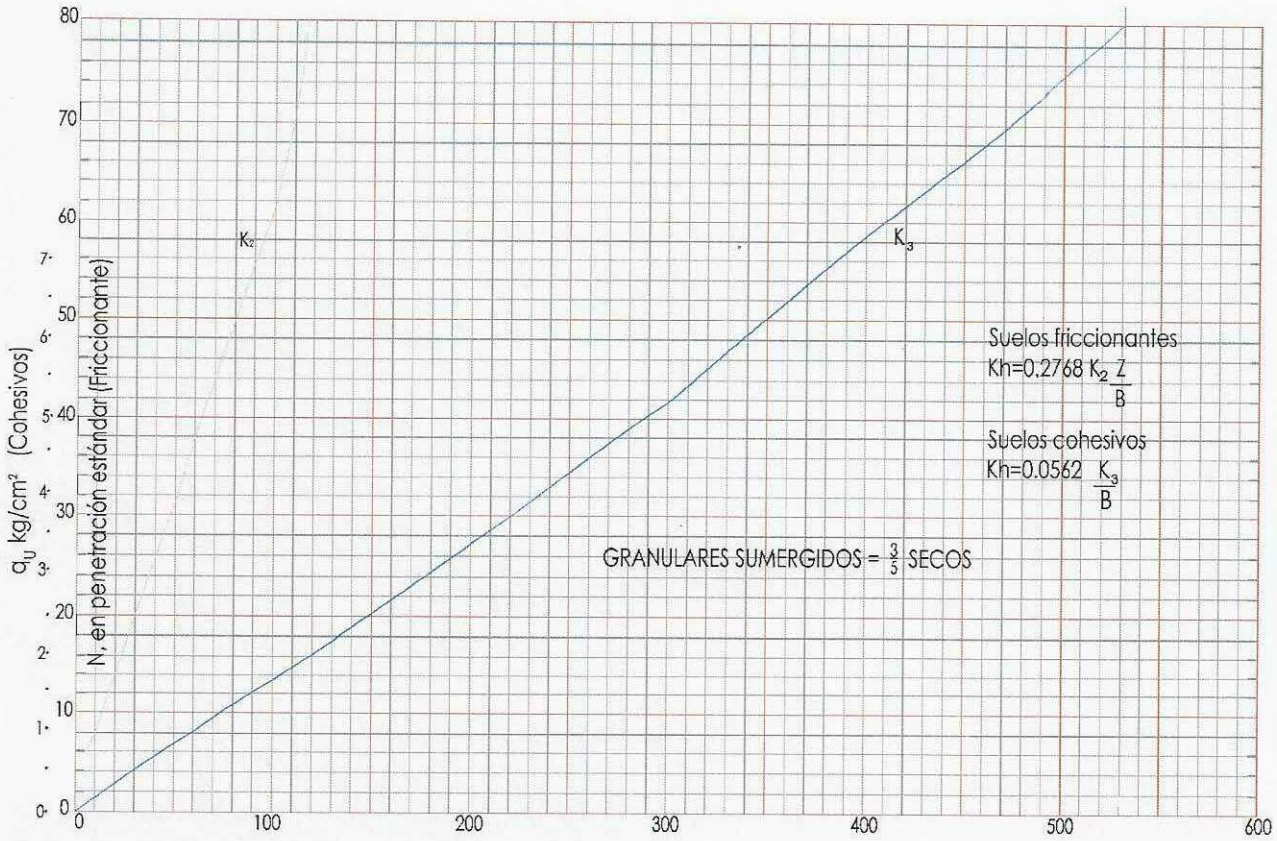
Tomando en cuenta las cargas en la Tabla 1.9 del Anexo 1, se calcularon los asentamientos asociados a estas:

$$\delta = \frac{\left[(C_p) + \left(0.66(C_f)\right)\right] L}{10 A_p E_c} + \frac{0.36[C_p] D}{10 A_p E_s}$$

Cf1=	102.74	t
P=	53.92	t
Wp=	45.24	t
Cp=	45.24	t
Cf2=	53.92	
L=	24.00	m
Ap=	0.785	m²
Ec=	280000	kg/cm²
Es=	500	kg/cm²
D=	1.0	m
δ=	0.50	cm

Como se puede observar, los desplazamientos asociados a las cargas de servicio determinadas con las combinaciones de carga, resultan menores a 1.0 cm, inferiores a los establecidos con las capacidades de carga.

[redacted]



Gráfica para el cálculo del módulo de reacción horizontal, según Terzaghi
(RICO. DEL CASTILLO. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Volumen 2 Limusa.)

PROYECTO INTEGRAL DE LA "CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES- LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

GRUPO INDI
Gami Ingeniería e Instalaciones, S.A. de C.V.
Doppelmayr

CONTROL DE DOCUMENTOS

☐ Autorizado para construcción — Fecha _____

☐ Autorizado para implementación — Fecha _____

■ Solo para información — Fecha _____

☐ Obsoleto — Fecha _____

Copia Controlada para: [redacted] SUPERVISION CABLEBUS L3

Autoriza: _____ [redacted]

[redacted]

Elaboró	Autorizó.	Enterado
[redacted]		[redacted]

Contenido

1. ANTECEDENTES 3
2. OBJETO 3
3. ALCANCES 3
4. CARACTERÍSTICAS GENERALES Y UBICACIÓN DE LA TORRE 2 3
5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO 5
5.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE 5
5.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 5
5.3 ENSAYES DE LABORATORIO 5
5.4 INTERPRETACIÓN ESTRATIGRÁFICA 5
5.5 MODELO GEOMECÁNICO 7
6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN 8
6.1 CARGAS ACTUANTES 8
6.2 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN 8
6.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA 8
6.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 10
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 12
7.2 PILAS 12
7.3 EXCAVACIÓN 15
7.4 MINAS 16
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 16
9. ANEXO 1. CARGAS ACTUANTES EN TORRE TIPO CONCÉNTRICA 19
10. ANEXO 2. MEMORIA DE CÁLCULO 25

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del cablebús 4

Índice de Tablas

Tabla 1. Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3 4
Tabla 2. Modelo geomecánico de diseño 7
Tabla 3 Valores de N_{max} y N_{min} 9
Tabla 4. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación 10
Tabla 5. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas ..... ¡Error! Marcador no definido.1
Tabla 6. Módulos de reacción horizontal para pilas ..... ¡Error! Marcador no definido.
Tabla 7. Módulos de reacción horizontal para dado ..... ¡Error! Marcador no definido.

[redacted]

1. Antecedentes

Con el propósito de cumplir con los términos de referencia del proyecto "CONSTRUCCIÓN CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES - LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PUBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO. El consorcio solicito a la empresa INGENIEROS CUEVAS ASOCIADOS, realizar el compendio para el presente estudio de mecánica de suelos para la Torre 2; originalmente realizado por la empresa Perforación geotecnia y Suministro S.A de C.V, del proyecto correspondiente al sistema de transporte urbano, Cablebús, línea 3, que se extenderá del Complejo Cultural Los Pinos (Calzada del Rey, S/N, Chapultepec Primera sección, Alcaldía Miguel Hidalgo) a la Av. Vasco de Quiroga, Alcaldía Álvaro Obregón.

2. Objeto

Realizar el estudio geotécnico para la Torre 2 con base en los resultados de la exploración geotécnica y de las pruebas de laboratorio, se determinaron las condiciones estratigráficas del sitio, así como la solución de cimentación y su nivel de desplante, la capacidad de carga reducida del suelo y los asentamientos que se presentarán en la masa de suelo correspondiente a esta torre, denominada T-2, la cual se encuentra ubicada en las coordenadas UTM, con el Datum 14Q 475,741 E y 2´143,576 N

3. Alcances

En el presente informe se describen los criterios geotécnicos con los cuales se elaborará el proyecto ejecutivo de la Torre 2, del sistema Cablebús, Línea L-3. Este documento contempla los criterios de diseño, el marco legal y la descripción del desarrollo geotécnico de diseño.

4. Características generales y ubicación de la Torre 2

La línea 3 de Cablebús está compuesta por 6 estaciones, cada una con su propia edificación. La longitud proyectada de la línea es de 5.42 km y brindará una capacidad de transporte máxima/final de 3000 pasajeros/hora en cada sentido.

El proyecto será realizado en la demarcación territorial de Álvaro Obregón y Miguel Hidalgo, ubicada en la zona centro – poniente de la Ciudad de México limitado al sur con las alcaldías de Magdalena Contreras y Tlalpan, oriente con la alcaldía de Benito Juárez y Cuauhtémoc, al norte con la alcaldía Azcapotzalco y este con los municipios mexiquenses de Tecamachalco y Naucalpan de Juárez.

La denominación y ubicación inicial de cada una de las 6 estaciones se describe en la siguiente tabla:

Número de estación	Estación	Tipo de estación	Latitud	Longitud	Distancia hacia su próxima estación (km)
E – 1	Vasco de Quiroga	Retorno	19°23'7.67"N	99°13'39.59"O	0.59
E – 2	Cineteca Nacional / Bodega Nacional de las Artes	De Paso	19°23'24.16"N	99°13'50.24"O	1.15
E – 3	Parque Cri – Cri	Doble Motriz	19°23'48.33"N	99°13'20.14"O	0.90
E – 4	Lienzo Charro / CECYT 4 "Lázaro Cárdenas"	De Paso	19°23'56.37"N	99°12'50.77"O	1.65
E – 5	Panteón Civil de Dolores	De Paso	19°24'26.00"N	99°12'3.90"O	1.13
E - 6	Metro Constituyentes – Los Pinos	De Retorno	19°24'46.93"N	99°11'29.40"O	1.13

Tabla 1. Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3

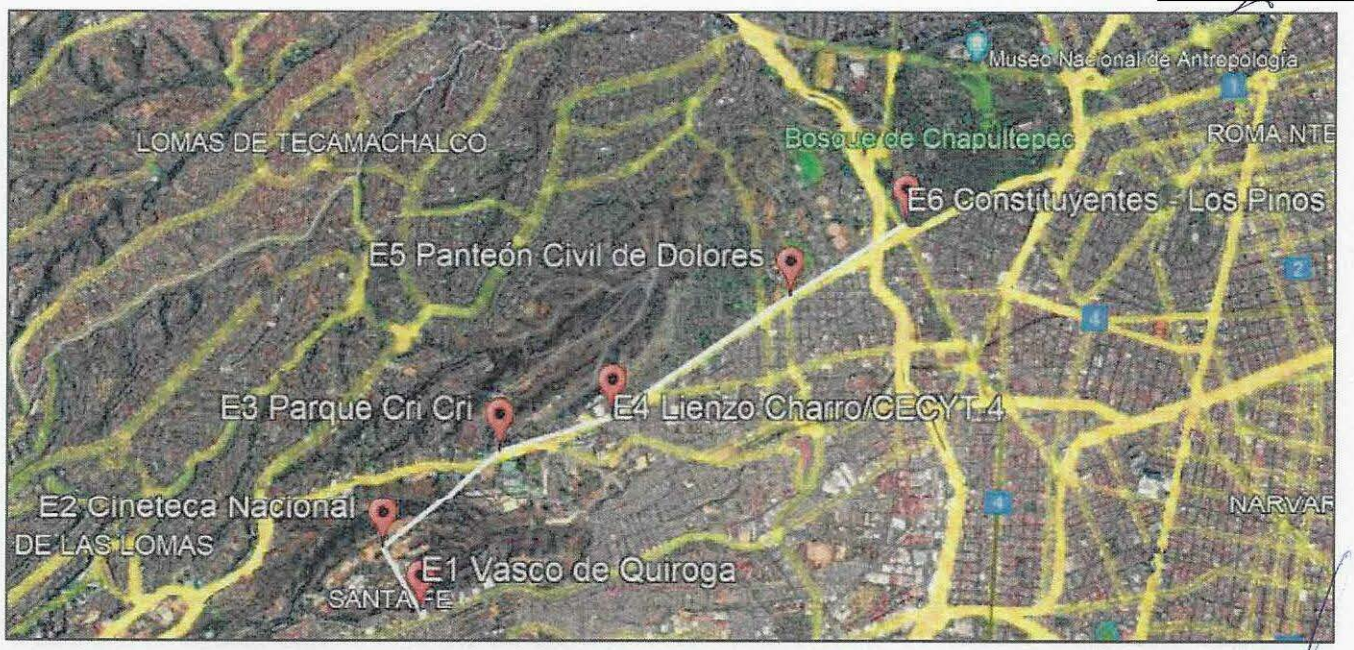


Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del cablebús

El área en estudio se encuentra dentro de la sección IV del Bosque de Chapultepec, dentro del espacio de Industrias Militares SEDENA (Campo Militar No. 1-F), en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México, en donde se proyecta la ejecución de la cimentación para apoyar la Torre 2 del proyecto: CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES – LOS

PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3, como se muestra en la figura No. 1. Esta torre 2 se encuentra ubicada en las coordenadas UTM, con el Datum 14Q 475,741 E y 2´143,576 N . Se trata de una torre de tipo Concéntrica.

5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

5.1 Información geotécnica disponible

Zonificación geotécnica. El sitio se localiza en la denominada **"Zona de Lomas" (Ref. 1)**, definida por la sierra de Monte Alto y la Sierra de las Cruces. Esta zona está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose por la acumulación de material piroclástico en la parte superficial, así mismo, se pueden encontrar materiales compactos a muy compactos, formados por depósitos de tobas amarillentas formadas por vidrio pumítico fino a grueso. **En esta zona también es frecuente la presencia de minas antiguas que ha dejado la explotación subterránea o superficial de materiales de construcción en el pasado, las cuales pueden ocasionar problemas geotécnicos a las cimentaciones que en esa zona se construyan.**

5.2 Exploración geotécnica

Los trabajos de exploración y el muestreo de la zona en estudio se llevaron a cabo por medio de un sondeo continuo directo denominado SPT-20 de 35.01 m de profundidad, así como un sondeo de avance controlado gemelo denominado SAC-T2 de 35.00 m de profundidad, que sirvieron para determinar las propiedades índice y mecánicas del subsuelo en donde se apoyará la cimentación de la futura estructura.

5.3 Ensayes de laboratorio

A las muestras obtenidas de los sondeos se les realizaron las siguientes pruebas:

- Clasificación visual y al tacto de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- Contenido natural de agua
- Granulometría por mallas
- Contenido de finos por lavado
- Límites de consistencia

5.4 Interpretación estratigráfica

Con base en los resultados de las pruebas de laboratorio, los sondeos exploratorios realizados, a continuación se presenta la interpretación estratigráfica del sitio en estudio:

De 0.00 a 1.20 m. Arcilla arenosa, de consistencia media, de color café oscuro. El contenido natural de agua es de 30.20 %. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es de 5.

De 1.20 a 6.00 m. Limo arenoso de baja plasticidad, de origen piroclástico, de consistencia dura, con poca grava, con granos de hasta 3/8" de diámetro, de color café claro. El contenido natural de agua varía de 20.16%

a 25.11%. El porcentaje de finos varía de 53.50% a 83.56%, arena de 16.44% a 43.25% y grava de 0.00% a 4.91%. El Límite Líquido es de 40.25% y el Límite Plástico de 28.96%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es de más de 50.

De 6.00 a 18.60 m. Arena gruesa a fina, limosa, de origen piroclástico, muy compacta, con poca grava, con granos de hasta 1/2" de diámetro, y pocos grumos pumíticos, de color café en tonos grisáceo y rosáceo, intercalada con un lente de limo arenoso de baja plasticidad de consistencia dura, de color café grisáceo. El contenido natural de agua varía de 11.93% a 35.20%. El porcentaje de finos varía de 24.55% a 47.89%, arena de 31.29% a 61.39% y grava de 4.85% a 20.82%. El Límite Líquido varía de 29.04% a 37.74% y el Límite Plástico de 24.58% a 28.04%. La densidad relativa de sólidos varía de 2.490 a 2.557. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es de más de 50.

De 18.60 a 35.01 m. Arena gruesa a fina limosa, de origen piroclástico, muy compacta, con poca grava, con granos de hasta 1" de diámetro, y pocos grumos pumíticos, de color café grisáceo. El contenido natural de agua varía de 9.15% a 21.08%. El porcentaje de finos varía de 16.72% a 28.02%, arena de 42.60% a 72.10% y grava de 9.92% a 35.21%. El Límite Líquido varía de 23.66% a 31.81% y el Límite Plástico de 20.14% a 26.08%. La densidad relativa de sólidos varía de 2.513 a 2.567. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es de más de 50.

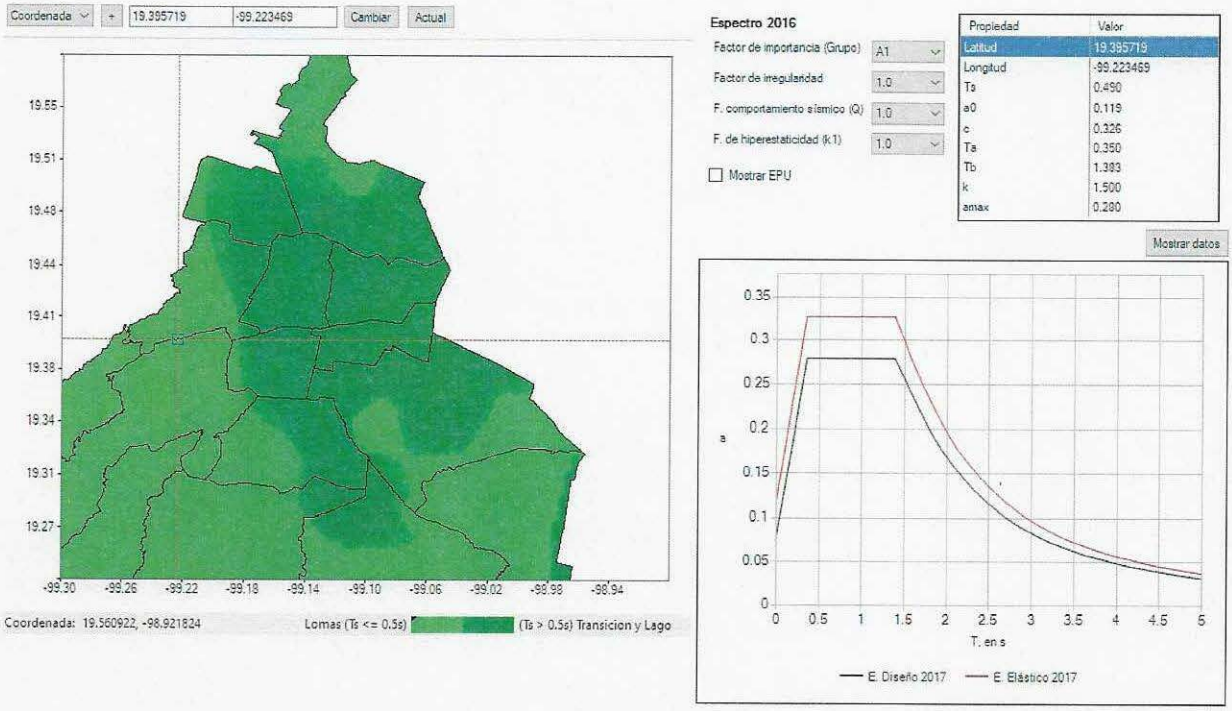
En la Figura 7 se muestra el perfil estratigráfico del sondeo SPT-20 que sirvió como base para determinar las propiedades índice y mecánicas del Modelo Geológico-Geotécnico para llevar a cabo el diseño de la cimentación de las estructuras en proyecto. Asimismo, en la Figura 8 se muestra un perfil correspondiente al sondeo de avance controlado SAC-T2.

Es de suma importancia mencionar que el sondeo de avance controlado SAC-T2 ha servido como un sondeo de verificación gemelo al sondeo SPT-20. Dicho sondeo de verificación ejecutado como un sondeo de avance controlado, NO manifiesta anomalías dentro de la profundidad explorada, tales como cavernas o pérdidas totales de fluido de perforación que podrían ser asociadas a diversos fenómenos típicos de la zon

Condiciones piezométricas. Durante los trabajos de exploración no se detectó nivel freático. En esta zona se presenta a gran profundidad.

Minas. Durante los trabajos de ejecución de los sondeos, no se presentaron pérdidas de fluido de perforación, ni caída repentina de barras. Sin embargo, tomando en cuenta toda la información recabada de la zona, de las zonas minadas y lo identificado en puntos cercanos, se consideran dos lechos de antiguas minas u oquedades. La primera de ellas, entre 5.0 y 8.0 m y la segunda, entre 15.0 y 18.0 m; correspondiente con los materiales pumíticos antiguamente explotables.

Coeficiente sísmico. Tomando en cuenta la posición central de la Estación 2 y el software SASID (Ref. 3), el coeficiente sísmico elástico es de 0.326, con una aceleración espectral, a_0= 0.119. Queda a juicio del Ingeniero estructurista los factores de hiperestaticidad, importancia, irregularidad y de sobre-resistencia para la obtención del espectro de diseño final.



5.5 Modelo geomecánico

Los parámetros mecánicos de los estratos que conforman la estructura del subsuelo; necesarios para la determinación de la capacidad de carga y deformaciones, se presenta en la Tabla 2 y son resultados de los de la exploración geotécnica, laboratorio :

Tabla 2. Modelo geomecánico de diseño

Unidad	Profundidad (m)	S.U.C.S	γ (t/m³)	c (t/m²)	ϕ°	E (kg/cm²)	Observaciones
1	0.0 a 2.0	Relleno		-	-	-	Aunque no se detectaron minas subterráneas en este punto, se toma en cuenta toda la información cercana al sitio en estudio. Para el diseño geotécnico de esta torre, se consideran dos lechos de posibles antiguas minas, entre 5.0 y 8.0 m y entre 15.0 y 18.0 m. En estas longitudes, la aportación vertical y lateral se considera nula.
2	2.0 a 5.0	ML	1.60	-	38	350	
3	5.0 a 8.0	-	-	-	-	-	
4	8.0 a 15.0	SM	1.65	-	38	575	
5	15.0 a 18.0	-	-	-	-	-	
6	18.0 a 18.6	SM	1.70	-	38	800	
7	18.6 a 23.0	SM	1.70	-	38	900	

γ: peso volumétrico; c: cohesión; ϕ: ángulo de fricción interna

Cabe mencionar que, las propiedades de resistencia se determinaron mediante correlaciones con el número de golpes N (Ref. 4), de la prueba de penetración estándar, presentes en la memoria de cálculo, gráficas 1 y

2, mientras que las propiedades de deformabilidad, se determinaron tomando en cuenta las pruebas de presiómetro y correlaciones.

6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

6.1 Cargas actuantes

Las cargas actuantes a nivel de cimentación; que incluye el peso del dado; que se determinaron en el análisis estructural de una torre tipo concéntrica se presenta en el Anexo 1. En este anexo, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc.

6.2 Solución de cimentación

Tomando en cuenta la importancia de la estructura, que es considerada TIPO A1, la solución de cimentación consiste en pilas de sección circular de 1.0 m de diámetro como mínimo, que trabajen por fricción y por punta.

Aunque la capacidad de carga puede ser mayor a las cargas actuantes, es obligado y recomendable que el diámetro mínimo sea de 1.0 m, con la intención de que una vez que se haya terminado los trabajos de perforación, se realice una inspección visual en toda su longitud y en el piso del nivel del desplante. **En caso de que se detecten minas u oquedades que no pudieron ser identificadas durante la exploración geotécnica o geofísica, la profundidad de las pilas aquí recomendada deberá ser ajustada, así como los valores de la capacidad de carga.**

La solución de cimentación será con pilas desplantadas a 23.0 m de profundidad; tomando como referencia el nivel de brocal; es decir, desde el nivel de piso existente. Hasta el momento se tiene considerado un dado de 4.5 x 4.5 m de sección y 2.0 m de peralte, por lo que las pilas tendrán una longitud efectiva de 21.0 m.

6.3 Estado límite de falla

De acuerdo a las NTC cimentaciones del 2017 (Ref. 1), en todo momento, la sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor de carga, deberá ser menor que la capacidad de carga reducida de cada pila o grupo de pilas, con el cumplimiento de la desigualdad:

$$\sum QF.C < R \qquad (1)$$

Donde:

ΣQF.C sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor o factores de carga

R capacidad de carga reducida de las pilas, t

Capacidad de carga reducida. La capacidad de carga de las pilas fue determinada mediante la expresión siguiente (Ref. 1):

$$R = C_p + C_f - W_p \quad (2)$$

Donde:

R capacidad de carga reducida, t
C_p capacidad de carga reducida por punta, t
C_f capacidad de carga reducida por fricción, t
W_p peso del elemento, t; t/m

Con:

$$C_p = (p'_v N_q{}^* F_R + P_v) A_p \quad (3)$$

Donde:

p'_v esfuerzos efectivos al nivel de desplante, igual a 24.9 t/m^2
N_q* factor de capacidad de carga
F_R factor de resistencia, igual a 0.35
P_v esfuerzos totales al nivel de desplante, igual a 24.9 t/m^2

Con:

$$N_q{}^* = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (4)$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} \leq 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \quad (5)$$

O bien

$$N_q{}^* = N_{máx} \quad (6)$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} > 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \quad (7)$$

Donde:

Le longitud de empotre en el estrato resistente, igual a 10 m
B diámetro de la pila, m.
ϕ ángulo de fricción interna del material de desplante, igual a 25°

Los valores de $N_{máx}$ y $N_{mín}$, se presentan en la Tabla 3, función del valor del ángulo de fricción interna del material de desplante:

Tabla 3 Valores de N_{max} y N_{min}

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{min}	7	11.5	20	39	78	130

Por su parte, la capacidad de carga por fricción se determinó mediante las siguientes expresiones (Ref. 2):

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \beta_i \bar{p}_{vi} L_i \quad \text{suelos friccionantes} \qquad (8)$$

Donde:

- P_p perímetro de la pila, m
- F_R factor de resistencia, igual a 0.65
- L_i longitud de la pila en el estrato de interés, m
- β_i coeficiente de fricción
- $\bar{p}_{vi}$ esfuerzos efectivos a la profundidad media del estrato de interés, t/m²

Con

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{Z} \text{ para } 0.25<\beta_i<1.2 \quad \text{para suelos friccionantes} \qquad (9)$$

Capacidad a la tensión. Los efectos de tensión en la torre; que se presenten a nivel de cimentación, tendrán que ser tomados por las pilas; su capacidad a la tensión estará es función de la fricción más una porción el peso propio del elemento:

$$C_{te} = C_f + 0.65\ W_p \qquad (10)$$

Donde:

- C_{te} capacidad reducida a la tensión, t.
- las demás literales ya fueron definidas.

Sustituyendo los valores correspondientes, se presentan las siguientes capacidades de carga reducida para pilas de distintos diámetros:

Tabla 4. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación

D (m)	Wp (t)	C_p (t)	C_f (t)	R (t)	C_{te} (t)
1.0	39.6	706.9	206.9	873.5	231.9
1.2	57.0	1017.9	247.5	1208.3	284.5
1.4	77.6	1385.5	288.7	1596.6	339.1

Las capacidades de carga reducida, R, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a compresión y las capacidades a la tensión, C_{te}, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a tensión. Esta comparación se presenta en el Anexo 1, de acuerdo con la revisión de las cargas actuantes.

Cabe mencionar que las capacidades de carga por punta de las pilas, están limitadas a un esfuerzo de 900 t/m², para evitar asentamientos inadmisibles por la reglamentación vigente.

6.4 Estado límite de servicio

La deformación total que sufrirá cada pila, estará compuesta por la deformación propia del elemento; primer término de la expresión, más la correspondiente a la del suelo de sustento; su magnitud se determinó con la expresión siguiente (Ref. 4), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$\delta = \frac{(C_p + 0.66 C_f) L}{10\ A_p\ E_c} + \frac{0.36\ C_p\ D}{10\ A_p\ E_s} \qquad (11)$$

Donde:

δ deformación total de la pila, cm
L longitud de la pila, igual a 2,300 cm
D diámetro de la pila, cm
E_s módulo de elasticidad del suelo de desplante, igual a 400 kg/cm^2
E_c **módulo de elasticidad del concreto, igual a 280,000 kg/cm^2, para f'c= 400 kg/cm^2**

con

$$E_c=14{,}000\sqrt{f'c} \qquad (12)$$

Módulo de reacción vertical. La constante de resorte para pilas; que será utilizado para el diseño estructural de la cimentación considerando la interacción suelo-estructura, se determinó como sigue (Ref.5), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$k_v=\frac{q}{\delta} \qquad (13)$$

Donde:

k_v módulo de reacción vertical, t/cm.
las demás literales ya fueron definidas.

Al sustituir los valores correspondientes en las expresiones (11) y (13), se obtienen los valores siguientes de asentamientos y módulos de reacción vertical:

Tabla 5. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas

D (m)	δ (cm)	k_v (t/cm)	k_v (kg/cm^3)
1.0	1.0	172.9	22.0
1.2	1.0	172.9	15.3
1.4	1.0	172.9	11.2

Módulos de reacción horizontal. Para la revisión estructural de las pilas sometidas a cargas laterales, a continuación, se presenta el módulo de reacción horizontal (Ref. 6).

Para suelos friccionantes:

$$k_h=0.2768\,k_2\,\frac{z}{B} \qquad (14)$$

Donde

k_h módulo de reacción horizontal, (kg/cm^3)
k_2 coeficientes de Terzaghi para suelos friccionantes, lb/pulg^3
B diámetro del cimiento, m
z profundidad media del estrato en revisión, m.

De acuerdo con las expresiones anteriores, en las Tablas 6 y 7 se muestran los módulos de reacción horizontal para las pilas de cimentación y dado; respectivamente.

Tabla 6. Módulos de reacción horizontal para pilas

Profundidad				kh (kg/cm^3)

(m)	N	z (m)	k2	B (m)		
				1.0	1.2	1.4
0.0 a 2.0						
2.0 a 5.0	177	3.5	177	11.63	9.69	8.30
5.0 a 8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8.0 a 15.0	121	11.5	121	38.20	31.83	27.28
15.0 a 18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18.0 a 18.60	100	18.30	100	60.79	50.65	43.42
18.0 a 23.0	122	20.80	122	69.09	57.57	49.35

Tabla 7. Módulos estáticos de reacción horizontal para dado

Profundidad (m)	N	z (m)	k2	kh (kg/cm³)
				B (m)
				4.50
0.0 a 2.0	20	1.0	30	0.18

Propuesta de cimentación. La propuesta de cimentación es con 4 pilas de 1.0 m de diámetro, con una separación de 3.0 m entre ellas. Cabe mencionar que, aunque las capacidades de carga están por arriba de la magnitud de las cargas de referencia, el diámetro mínimo de pilas será de 1.0 m, para que estas puedan ser inspeccionadas visualmente una vez que se termine su perforación y se confirme la ausencia de cavidades.

Resulta de gran importancia mencionar que esta propuesta deberá ser revisada por el área de estructuras para verificar su viabilidad. Así mismo, será el área de estructuras quien determine el diámetro y número de pilas, de acuerdo con las capacidades de carga presentadas en este informe y de acuerdo con el modelo estructural empleado.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Es importante comentar que el modelo geotécnico de análisis se determinó con base en los resultados de la exploración geotécnica, de la exploración geofísica de puntos cercanos y de la experiencia que se tiene en la zona, misma que es muy susceptible a cambios por la presencia de antiguas minas y rellenos para su rehabilitación. Cualquier cambio en las condiciones del suelo de las que se analizan en este estudio, debe de ser reportado de manera inmediata a los diseñadores, para realizar los ajustes necesarios en los análisis y se garantice el buen comportamiento a corto, mediano y largo plazo. Por lo anterior, durante la construcción de las pilas se deberá contar con personal capacitado y calificado, para supervisar y asesorar durante los trabajos de construcción de la cimentación y que de manera oportuna se detecte cualquier cambio en las condiciones analizadas en este estudio.

7.2 Pilas

Con las áreas liberadas y reubicadas todas las instalaciones que se pudieran ver afectadas por la construcción de esta torre, se procederá con los trabajos de perforación y colado de las pilas de cimentación, tomando en cuenta los puntos siguientes:

a) Trazo y ubicación topográfica de la posición de cada una de las pilas, para garantizar la posición de cada uno de los elementos de cimentación.

b) Enseguida se realizará la perforación en seco, hasta la profundidad de desplante de proyecto. Es importante mencionar que cada una de las pilas deberá ser inspeccionada en toda su longitud, por un supervisor geotécnico y verificar el estado de las paredes y fondo, en busca de indicios de cavernas, Esto se logrará adoptando alguna de las medidas siguientes:

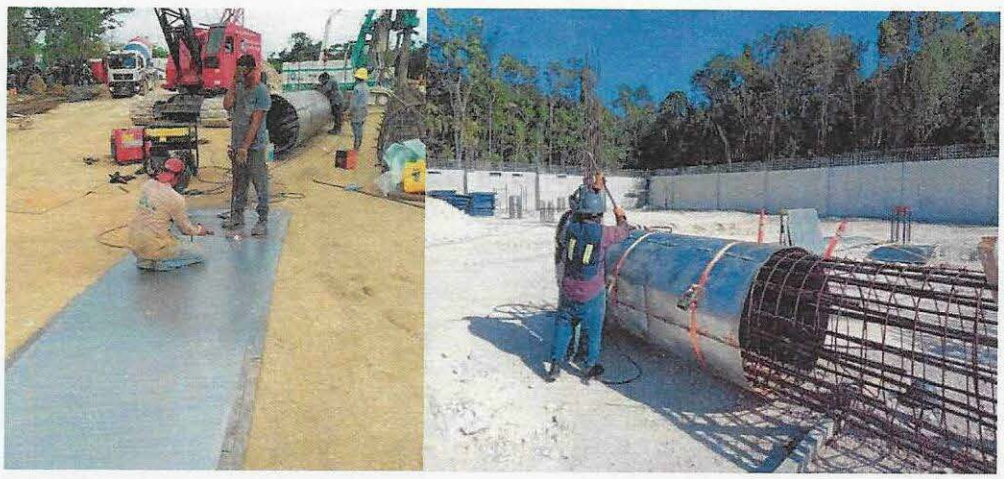
1) Haciendo descender a un supervisor por medio de la misma perforadora, asegurándose al barretón, con un arnés. **Cada una de las pilas deberá ser verificada y liberada por un supervisor de mecánica de suelos.**
2) **Se podrá recurrir a algún otro tipo de inspección, siempre y cuando estos métodos ya se hayan empleado con anterioridad y la supervisión cuente con la experiencia en el uso de estos.**

En cualquier caso, es responsabilidad del área de construcción realizar esta verificación del estado del fondo y paredes de las pilas y poder liberarlas certificando la no existencia de cavidades, fisuras, fracturas, etc.

c) El concreto para la construcción de las pilas será de una f'_c= 400 kg/cm^2; el tamaño de agregado máximo será de 1 1/2 pulg. El acero de refuerzo tendrá un f_y de 4,200 kg/cm^2.

d) Para garantizar el recubrimiento mínimo de 7.5 cm, es indispensable el empleo de silletas y "poyos" de concreto o plástico; sus dimensiones serán de 7.5x7.5x10.0 cm y se colocarán longitudinalmente a cada 2.0 m.

e) **En caso de que efectivamente se presenten oquedades o antiguas minas durante la perforación de las pilas, se deberá colocar ademe para poder realizar el colado.** Para la conformación de este ademe se deberá tener en campo lámina calibre 20, para crear un encamisado. Esta camisa se colocará durante el habilitado del acero para cada una de las pilas (Fotos 1 y 2). Esta lámina servirá como ademe perdible, para poder realizar el colado de los elementos de cimentación. La lámina se sueldará al armado, con sus respectivos separadores para garantizar el recubrimiento de proyecto.



Fotos 1 y 2. Encamisado de lámina para formar ademe perdible.

Así mismo, en caso de que se presente inestabilidad en las paredes de las perforaciones, se deberá colocar un ademe perdible.

f) Después de terminada la perforación, en un lapso menor a 18 hrs deberá concluirse totalmente el colado; que por otra parte será continuo para evitar la formación de juntas frías.

g) El armado se rigidizará para evitar excesivas deformaciones que pudiesen complicar su colocación dentro de la perforación. Para la liga estructural se recomienda que el armado tenga una longitud adicional de por lo menos 0.5 m, o la que el diseño estructural recomiende.

h) Las pilas se colarán con el procedimiento tradicional de tubo Tremie; al inicio del colado la tubería se colocará 20.0 cm por encima del nivel de desplante y se utilizará un tapón deslizante "diablo" para evitar la segregación y contaminación del concreto; durante el colado se deberá garantizar que la tubería se encuentre embebida por lo menos 1.0 m dentro del concreto, subiendo la tubería conforme asciende el nivel del concreto. El revenimiento del concreto será como mínimo de 23.0 cm. El colado se llevará por lo menos 0.50 m por arriba del lecho bajo del dado de cimentación o la longitud que determine el área de estructuras.

i) El descabece para la liga estructural se realizará mediante la demolición del concreto contaminado con martillo eléctrico, empezando en la periferia hasta llegar al núcleo, en forma descendente; en los últimos 20 cm se hará con maceta y cincel.

j) El criterio de aceptación o tolerancias para la construcción de las pilas es el siguiente:

1) *Localización*. En el posicionamiento de la cabeza del apoyo, la desviación aceptada debe ser menor de 4% del diámetro del apoyo o de 8 cm en cualquier dirección, cualquiera que sea el valor más bajo. El diseño estructural deberá de tomar en cuenta esta excentricidad.

2) *Verticalidad*. La tolerancia permisible está comprendida entre el 1 y 2 % de la longitud final del apoyo, pero sin exceder el 12.5% del diámetro del apoyo o 38 cm en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.

3) *Limpieza*. Se deberá remover todo el material suelto y de azolve del fuste antes de colocar el concreto. En ningún caso el volumen de tales materiales excederá el equivalente al que fuera necesario para cubrir 5% del área en un espesor de 5 cm.

4) *Acero de refuerzo*. La separación mínima entre varillas no debe ser menor de 1.5 veces el diámetro de la varilla ni menor de 1.5 veces el tamaño del agregado máximo.

k) Es indispensable llevar un registro en donde se anote: 1) la ubicación del apoyo; 2) la fecha y hora en que se terminó la perforación y la profundidad alcanzada; 4) fecha y hora en que se inicia y concluye el colado. Cada pila deberá ser liberada por un supervisor, una vez que se revisaron las condiciones de las paredes y piso.

l) La integridad de pilas se verificará de manera obligada mediante pruebas no destructivas de "baja deformación". Los ensayes de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, se podrán emplear métodos geofísicos como pulso simple o combinado, pozo-abajo, pozos cruzados, gama-gama o térmicos. **De acuerdo con las NTC cimentaciones (Ref. 1), se deberán realizar pruebas de integridad en el 100% de las pilas, ya que las torres y estaciones se tratan de estructuras del grupo A1.**

7.3 Excavación

De acuerdo con el preliminar del diseño estructural, el dado de cimentación tiene una sección rectangular de 4.5 x 4.5 m, con un peralte de 2.0 m. Para poder alojar este elemento, se deberá realizar la excavación con dimensiones mínimas de 4.9 x 4.9 m en planta para poder alojar la cimbra.

a) Tomando en cuenta las condiciones geotécnicas del sitio en estudio, se podrá realizar la excavación hasta la máxima profundidad, 2.0 m, con taludes con una inclinación de 70° respecto a la horizontal, protegiendo las paredes contra intemperismo, con zampeado de mortero (Fig. 4). Se deberá evitar la colocación de cargas en la corona de los cortes.

b) Al llegar a la profundidad máxima para el dado; 2.0 m, se realizará el descabece de las pilas de cimentación y en el fondo de la excavación se colocará una plantilla de concreto pobre con una f'c= 100 kg/cm^2, para proceder con el habilitado del acero de refuerzo para el dado de cimentación.

c) Posteriormente se realizará el colado del dado, habilitando las preparaciones necesarias para la conexión con la superestructura.

d) El espacio entre el perímetro del dado y los taludes de la excavación será rellenado con relleno fluido.

7.4 Minas

a) Durante los trabajos de perforación de pilas, el operador deberá prestar especial atención a los avances, cambios de presión y velocidad, así como a la caída repentina de la herramienta.

b) Ya que las pilas se proyectan con un diámetro de 1.0 m, una vez que se haya terminado la perforación de cada una de estas, se tendrá que hacer una inspección visual en toda la longitud. Esto se logrará adoptando alguna de las medidas siguientes:

1) Haciendo descender a un supervisor por medio de la misma perforadora, asegurándose al barretón, con un arnés. **Cada una de las pilas deberá ser verificada y liberada por un supervisor de mecánica de suelos.**
2) **Se podrá recurrir a algún otro tipo de inspección, siempre y cuando estos métodos ya se hayan empleado con anterioridad y la supervisión cuente con la experiencia en el uso de estos.**

En cualquier caso, es responsabilidad del área de construcción realizar esta verificación del estado del fondo y paredes de las pilas y poder liberarlas certificando la no existencia de cavidades, fisuras, fracturas, etc.

c) En caso de que se presenten minas subterráneas y/u oquedades importantes adicionales a lo considerado en este informe, se deberá dar aviso inmediato al área de mecánica de suelos, para que se tomen las medidas correctivas que se deben de realizar. Cualquier condición del suelo diferente a la considerada en este informe, deberá ser tomada en cuenta y revisar nuevamente las capacidades de carga y propuesta de desplante de las pilas, para garantizar el cumplimiento de los estados límite de falla y servicio.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

2. Tamez, E. ***Manual de diseño geotécnico Vol. 1.*** Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México, agosto 1987.

3. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

4. Tamez, E. **Ingeniería de Cimentaciones**, Ed. tgc geotecnia 2001.

5. Zeevaert L. **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions**. Van Nostrand Reinhold 2ª.

6. Rico. Del Castillo, **La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol**. II, Ed. Limusa, México 2009

PARA USO EXCLUSIVO
INTEGRAL DE LA "CON
TRANSPORTE SUSTEN
QUIROGA A METR
CABLEBÚS LÍNE
PÚBLICO CA
OYECTO
O DE
OS),
ORTE
XICO"

PARA USO
INTEGRA
TRANS
QUIRO
CABLEBÚS
PÚBLICO CAB

9. ANEXO 1. CARGAS ACTUANTES EN TORRE TIPO CONCÉNTRICA

De acuerdo con el análisis estructural de la Torre 37; que es una torre concéntrica, se presentan las cargas siguientes a nivel de cimentación, mismas que ya consideran el peso del dado de cimentación. Estas cargas se tomarán en cuenta como tipo, para las torres concéntricas.

TORRE 37

Combinación Gravitacional con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	1	Combination		10.8294	0	198.5491	-2.9347	214.3148	-8.7492

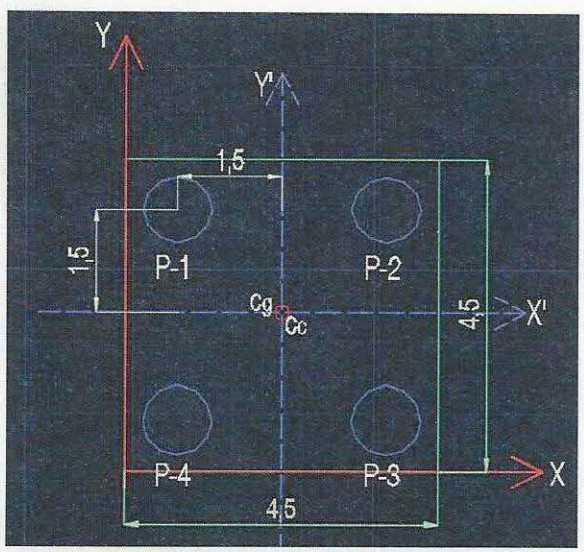
Combinación Sismo con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	82	Combination	Max	35.1217	-9.8162	165.6727	288.0877	709.1602	-37.7216

Combinación Gravitacional sin factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	0DespZ	Combination		7.2196	0	144.7686	-1.8517	104.5352	-5.8328

A continuación, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.



Esquema 1.1. Planta de pilas y referencia de ejes generales y centroidales. Cc: centro de cargas; Cg: centro de pilas

De acuerdo con la posición de las pilas y el punto de aplicación de la carga, se tiene:

Tabla 1.1

Centro geométrico de pilas					
Pila	A (m^2)	X (m)	Y (m)	AX (m^3)	AY (m^3)
1	0.785	0.75	3.75	0.58905	2.94524311
2	0.785	3.75	3.75	2.94524	2.94524311
3	0.785	3.75	0.75	2.94524	0.58904862
4	0.785	0.75	0.75	0.58905	0.58904862
	3.142			**7.1**	**7.1**

X=	**2.25**	**m**
Y=	**2.25**	**m**

Tabla 1.2

Centro de cargas		
X=	**2.25**	**m**
Y=	**2.25**	**m**
eX=	0.0	**m**
eY=	0.0	**m**

Tabla 1.3

Momentos de inercia, pilas				
Pila	Xi (m)	Yi (m)	$(Xi)^2$	$(Yi)^2$
1	1.5	1.50	2.25	2.25
2	1.5	1.50	2.25	2.25
3	1.5	1.50	2.25	2.25
4	1.5	1.50	2.25	2.25
		Σ=	**9.00**	**9.00**

Ix=	**9.00**
Iy=	**9.00**

Para el incremento y decremento de cargas por excentricidad estática:

$$\Delta\sigma_{est} = M_{v\,est\,x}\frac{\pm y_i}{I_x} \pm M_{v\,est\,y}\frac{\pm x_i}{I_y} \quad (1.1)$$

Donde:

$\Delta\sigma_{est}$ incremento y decremento de carga estática, t
$M_{v\,est\,x}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje x, t-m
$M_{v\,est\,y}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje y, t-m
x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

Tabla 1.4

Incremento de cargas fact por excentricidad estática				
Mve X=	0.00	t-m		
Mve Y=	0.00	t-m		
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.50	0.00	49.64
2	1.5	1.50	0.00	49.64
3	1.5	1.50	0.00	49.64
4	1.5	1.50	0.00	49.64

Donde:

$$P_{max,min} = \frac{P_{est\,fact}}{No.pilas} \pm \Delta\sigma_{est} \qquad (1.2)$$

Donde:

$P_{est\,fact}$ carga máxima factorizada en condición estática, igual a 198.5491 t
$P_{max,min}$ carga máxima y mínima factorizada estática, t
$\Delta\sigma_{est}$ incremento de carga por excentricidad estática, t

Por su parte, los incrementos y decrementos de cargas en condición sísmica en cada una de las pilas se determinó mediante la expresión siguiente:

$$\Delta\sigma_s = M_{vx}\frac{y_i}{I_x} \pm 0.3M_{vy}\frac{x_i}{I_y} \qquad (1.3)$$

Donde:

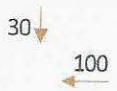
$\Delta\sigma_s$ incremento y decremento de carga por condición sísmica, t
M_{vx} momento de volteo sísmico respecto al eje x, igual a 288.0 t-m
M_{vy} momento de volteo sísmico respecto al eje y, igual a 709.16 t-m
x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

Se realizaron las 8 combinaciones con las variaciones del 100% del momento de volteo en un sentido y el 30% de momento en el otro sentido:

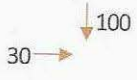
Tabla 1.5

Combinaciones sísmicas para determinación de incrementos y decrementos de cargas en pilas

Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-132.60
2	1.500	1.500	103.79
3	1.500	1.500	132.60
4	1.500	1.500	-103.79

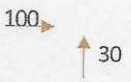


Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.50	103.79
2	1.5	1.5	-132.60
3	1.5	1.5	-103.79
4	1.5	1.5	132.60

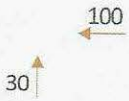


Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-83.47
2	1.5	1.5	-12.56
3	1.5	1.5	83.47
4	1.5	1.5	12.56

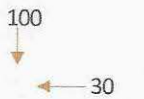
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.5	12.56
2	1.500	1.5	83.47
3	1.500	1.5	-12.56
4	1.500	1.5	-83.47



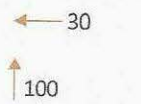
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-103.79
2	1.500	1.500	132.60
3	1.500	1.500	103.79
4	1.500	1.500	-132.60



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	132.60
2	1.500	1.500	-103.79
3	1.500	1.500	-132.60
4	1.500	1.500	103.79



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-12.56
2	1.5	1.5	-83.47
3	1.5	1.5	12.56
4	1.5	1.5	83.47



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	83.5
2	1.5	1.5	12.6
3	1.5	1.5	-83.5
4	1.5	1.5	-12.6

De acuerdo con la revisión de las 8 combinaciones anteriores:

Tabla 1.6

Incrementos max y min sísmicos		
Pila	Δσs max (t)	Δσs max (t)
1	132.60	-132.60
2	132.60	-132.60
3	132.60	-132.60
4	132.60	-132.60

Para la obtención de las cargas máximas y mínimas en cada pila, se tiene:

$$P\,Tot_{fact} = P_{max} \pm \Delta\sigma_s \qquad (1.4)$$

Sustituyendo los valores correspondientes, se tienen las siguientes condiciones de carga en cada una de las pilas analizadas:

Tabla 1.7

Cargas Tot máx y mín factorizadas		
Pila	Ptot max (t)	Ptot min (t)
1	182.24	-82.96
2	182.24	-82.96
3	182.24	-82.96
4	182.24	-82.96

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc.

Tomando en cuenta las cargas máximas y mínimas factorizadas totales de la Tabla 5.7 y las capacidades de carga reducidas a compresión y tensión, se tiene:

Tabla 1.8 Comparativa $\Sigma QF.C < R$

D (m)	R (t)	Ptot max (t)	C_{te} (t)	Ptot min (t)
1.0	873.5	182.24	231.9	82.96

Como se puede observar, se cumple con la desigualdad para las cargas actuantes a compresión y tensión.

Para el caso de las cargas de servicio "Combinación Gravitacional sin factores", empleando las expresiones (1.1) y (1.2) y sustituyendo los valores correspondientes:

Tabla 1.9

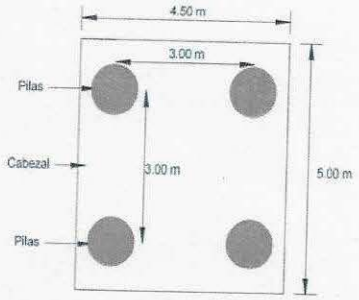
Δ de cargas serv por excent. Estática					
	Mve X=	0.00	t-m		
	Mve Y=	0.00	t-m		
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
2	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
3	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
4	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92

[redacted]

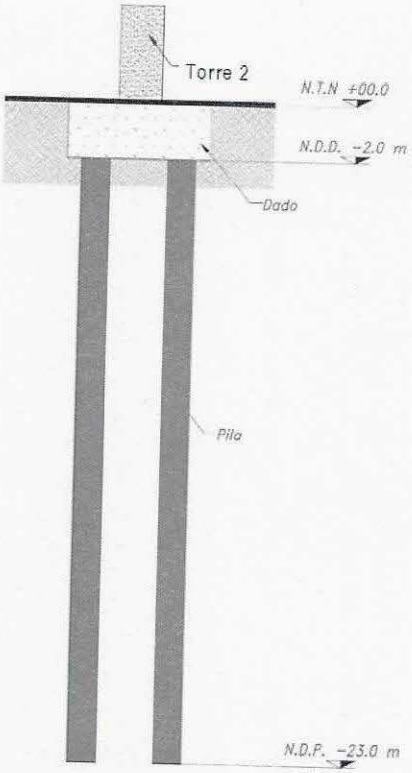
10. ANEXO 2. MEMORIA DE CÁLCULO

[redacted]

[redacted]



PLANTA



CORTE

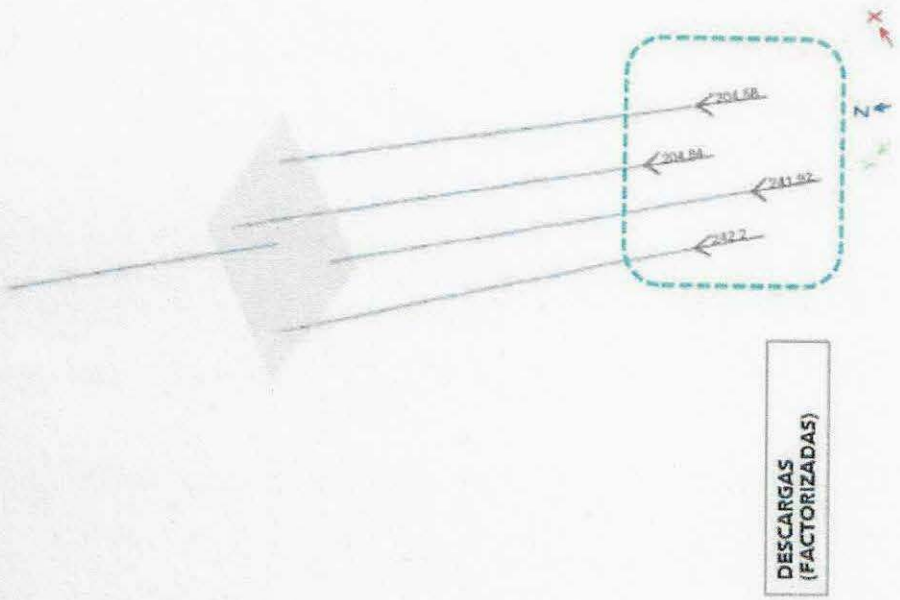
Tabla 1. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación

D (m)	Wp (t)	C_p (t)	C_f (t)	R (t)	C_{te} (t)
1.0	39.6	706.9	206.2	873.5	231.9
1.2	57.0	1017.9	247.5	1208.3	284.5
1.4	77.6	1385.5	288.7	1596.6	339.1

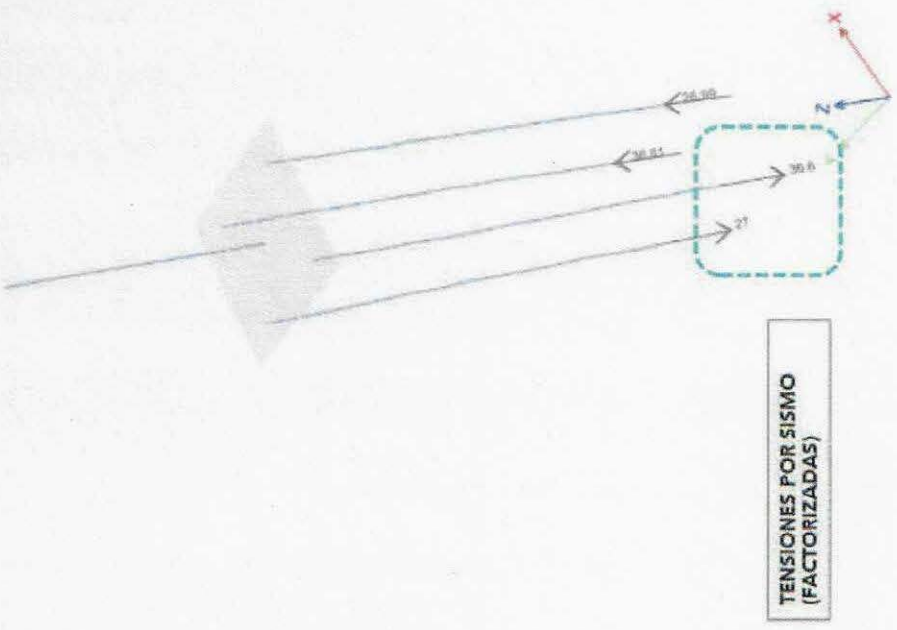
Tabla 2. Asentamientos y constantes de resorte vertical

D (m)	δ (cm)	k_v (t/cm)	k_v (kg/cm^3)
1.0	1.00	172.9	22.0
1.2	1.00	172.8	15.3
1.4	1.00	172.9	11.2

TORRE CONCENTRICA DESCARGAS



DESCARGAS (FACTORIZADAS)



TENSIONES POR SISMO (FACTORIZADAS)

[redacted]

[redacted]

[redacted]

Tabla 3. Constante de resorte horizontal para pilas

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE T2				
Módulos de reacción horizontal para pilas, ref -6				
		1.00	1.20	1.40
Profundidad, m		Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a			
0.00	2.00			
2.00	5.00	11.63	9.69	8.30
5.00	8.00	CAVERNA		
8.00	15.00	38.20	31.83	27.28
15.00	18.00	CAVERNA		
18.00	18.60	60.79	50.65	43.42
18.60	23.00	69.09	57.57	49.35

Tabla 4. Constante de resorte horizontal para dado

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, T2

Módulos de reacción horizontal para dado, ref 6

Ancho de la zapata, B= 4.50 m

Profundidad, m		z m	Material		k2	z/B	Modulos de reacción K_h, $ton/m^2.cm$	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a	--	--	N, golpes				
0.00	2.00	1.00	Limo arenoso café.	20.0	30.0	0.2	1.8	0.18

CRITERIO. Con datos de sondeo puntual

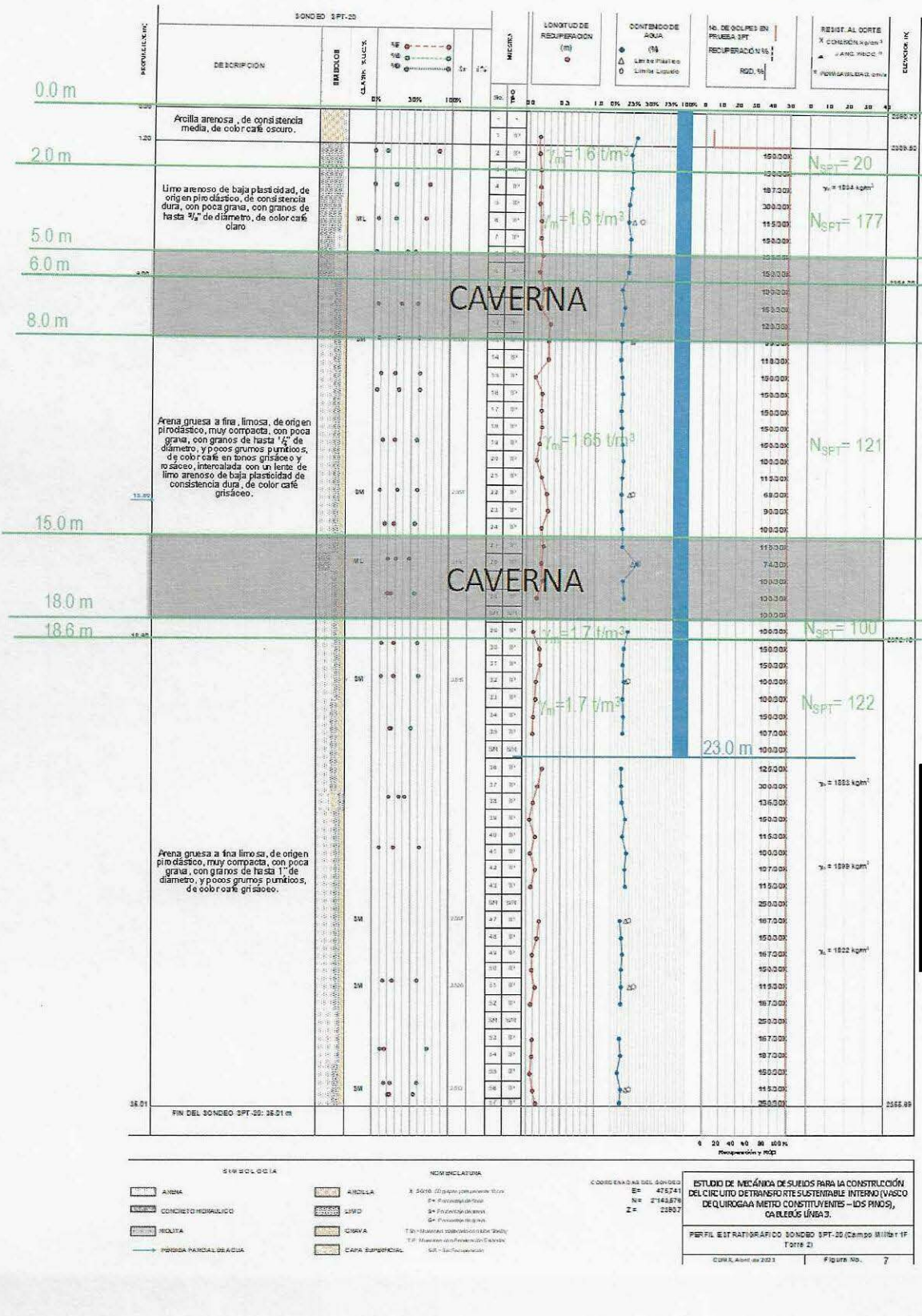
z = profundidad promedio del estrato, m
k_2 = coeficientes que se determinan a partir de gráficas, pag 52 ref 3
B = diámetro o ancho de cimiento, m
k_h = Módulo de reacción

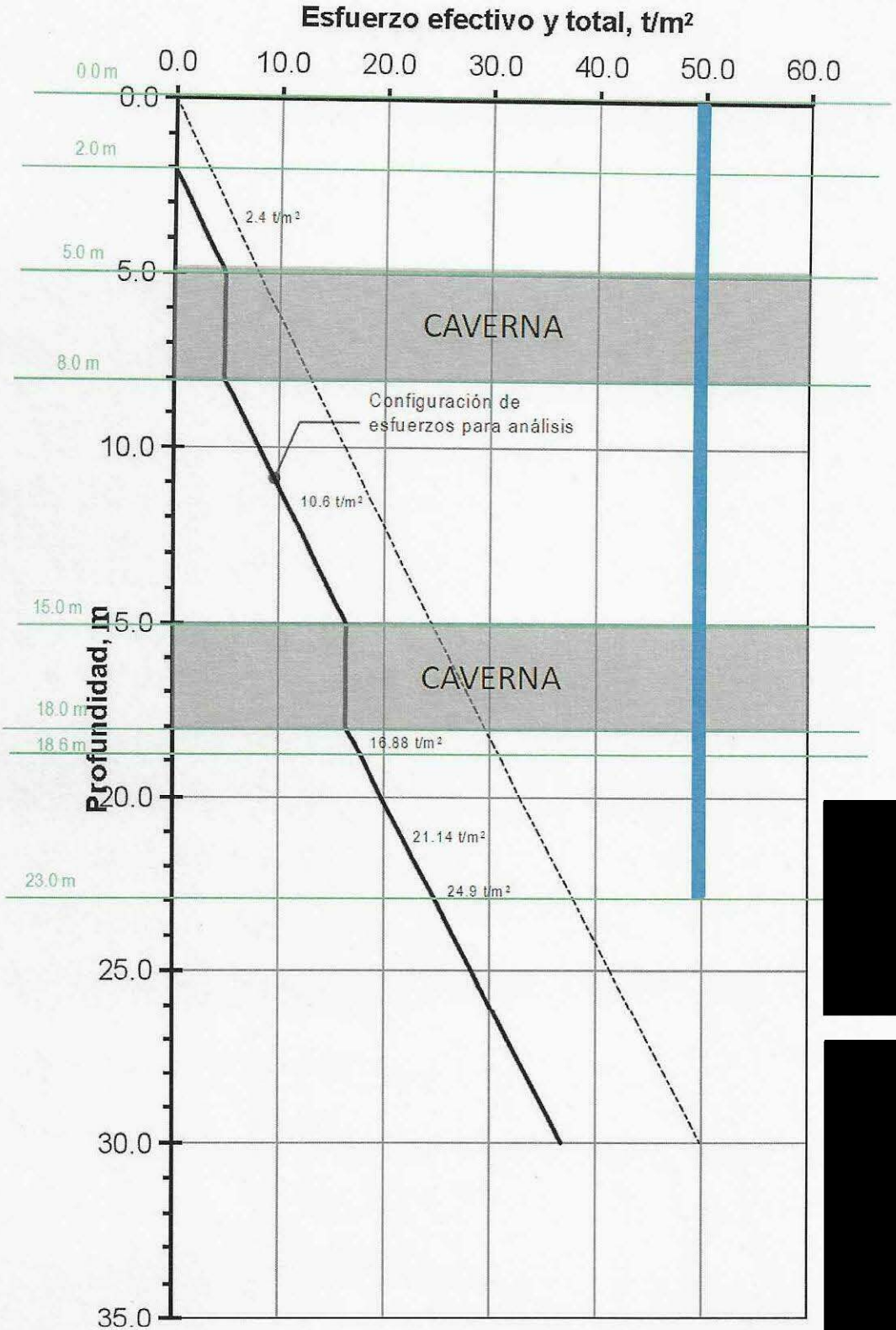
$$K_h = 0{,}2768\, k_2\, z / B \qquad \textit{SUELOS FRICCIONANTES}$$

$$K_h = 0{,}0562\, k_3 / B \qquad \textit{SUELOS COHESIVOS}$$

Referencia 6

Del Castillo, Rico (2002). La ingeniería de suelos en la vías terrestres (Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas). Editorial Limusa, Noriega editores


SONDEO SPT-20
DESCRIPCION
SIMBOLOS
CLASIF. SUCS.
MUESTRA
LONGITUD DE RECUPERACION (m)
CONTENIDO DE AGUA (%)
Límite Plástico
Límite Líquido
No. DE GOLPES EN PRUEBA SPT
RECUPERACIÓN %
RQD, %
RESIST. AL CORTE
ELEVACION, m
0.0 m
Arcilla arenosa , de consistencia media, de color café oscuro.
1.20
2.0 m
Limo arenoso de baja plasticidad, de origen piroclástico, de consistencia dura, con poca grava, con granos de hasta 3/8" de diámetro, de color café claro
5.0 m
6.0 m
CAVERNA
8.0 m
Arena gruesa a fina , limosa, de origen piroclástico, muy compacta, con poca grava, con granos de hasta 1" de diámetro, y pocos grumos pumíticos, de color café en tonos grisáceo y rosáceo, intercalada con un lente de limo arenoso de baja plasticidad de consistencia dura, de color café grisáceo.
15.0 m
CAVERNA
18.0 m
18.6 m
Arena gruesa a fina limosa, de origen piroclástico, muy compacta, con poca grava, con granos de hasta 1" de diámetro, y pocos grumos pumíticos, de color café grisáceo.
23.0 m
35.01
FIN DEL SONDEO SPT-20: 35.01 m
γm=1.6 t/m³
γm=1.6 t/m³
γm=1.65 t/m³
γm=1.7 t/m³
γm=1.7 t/m³
NSPT= 20
NSPT= 177
NSPT= 121
NSPT= 100
NSPT= 122
Recuperación y RQD
SIMBOLOGIA
ARENA
CONCRETO HIDRAULICO
ROCA
PERDIDA PARCIAL DE AGUA
NOMENCLATURA
ARCILLA
LIMO
GRAVA
CAPA SUPERFICIAL
COORDENADAS DEL SONDEO
E= 476741
N= 2'143,576
Z= 2260.7
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DETRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES – LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3.
PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO SPT-20 (Campo Militar 1F Torre 2)
CDMX, Abril de 2023
Figura No. 7



[redacted]

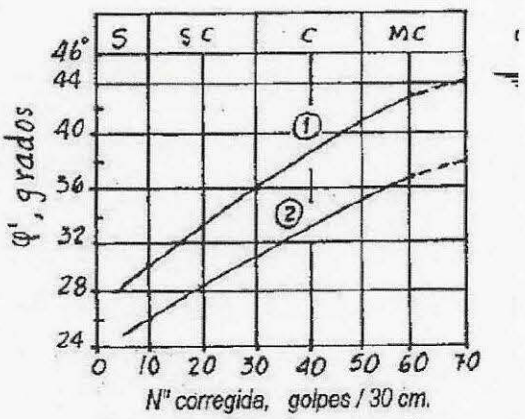
[redacted]

[redacted]

TORRE T-2. LÍNEA 3 DE CABLEBÚS									
ESTRATO No	PROFUNDIDAD, m		c, t/m²	ϕ, grados	γm, t/m³	E, kg/cm2	ν	Nspt	DESCRIPCION DEL SUELO
	DE	A							
1	0.00	2.00						20	Arcilla arenosa. Material café obscuro y de consistencia muy firme.
3	2.00	5.00	-	38(**)	1.60	350(**)	0.25	177	Limo arenoso. Material café claro y de consistencia dura.
4	5.00	8.00	CAVERNA						
5	8.00	15.00	-	38(**)	1.65	575(**)	0.25	121	Arena gruesa a fina limosa. Material café grisáceo y muy compacto.
6	15.00	18.00	CAVERNA						
7	18.00	18.60	-	38(**)	1.70	800(**)	0.30	100	Arena gruesa a fina limosa. Material café grisáceo y muy compacto.
8	18.60	23.00	-	38(**)	1.70	900(**)	0.25	122	Arena gruesa a fina limosa. Material café grisáceo y muy compacto.

c= Parametro de cohesión
ϕ= Ángulo de fricción
γm= Peso volumétrico
(1*) Braja M Das, ref 7
(2*) Manual de la CFE, ref 8

E= Módulo de elasticidad
ν= Relación de Poisson
Nspt= Número de golpes promedio en prueba de penetración estándar
(**) Obtenido por correlación, E Tamez, ref 2.

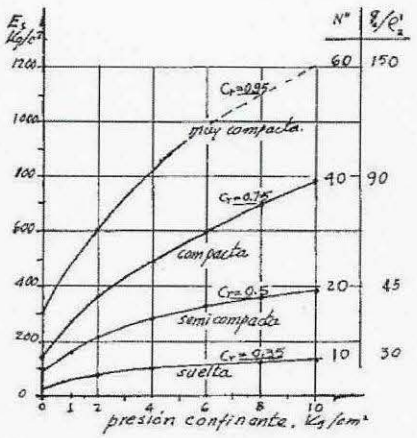


(1) Arena bien graduada, granos angulosos
(2) Arena fina, o arena limosa, granos redondeados

Tipo de suelo	E MPa
Arcilla:	
muy blanda	0.3 - 3
blanda	2 - 4
media	4.5 - 9
dura	7 - 20
arenosa	30 - 42.5
Arena:	
limosa	5 - 20
suelta	10 - 25
compacta	50 - 100
Arena con grava:	
suelta	10 - 25
compacta	80 - 200
Limo	2 - 20

Tabla 2.3 Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número N_{60} de penetración estándar.

Número N_{60} de penetración estándar	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, q_u kN/m²	Resistencia a la compresión no confinada, q_u lb/pies²
0-2	Muy blanda	0-25	0-500
2-5	Blanda	25-50	500-1 000
5-10	Medio firme	50-100	1 000-2 100
10-20	Firme	100-200	2 100-4 200
20-30	Muy firme	200-400	4 200-8 400
>30	Dura	>400	>8 400



b) Módulo de Young para arena limosa media, en prueba triaxial drenada, para diferentes presiones confinantes y compacidades relativas

Tipo de suelo	ν
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcillas no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla arenosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena densa	0.2 - 0.4
Arena gruesa (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.15
Arena fina (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.25
Loess	0.1 - 0.3

Capacidades de carga de pilas, Mayo 2023. T-2 LÍNEA 3 DE CABLEBÚS (CONSIDERANDO CAVERNA DE 5.0 A 8.0.M Y de 15.0 A 18.0 M, Y LIMITANDO LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA A 900 t/m²)												
Diametro de pila m	Área lateral, A_L m²	Área de punta A_p m²	Capacidad por fricción, C_f t	Capacidad por punta, C_p t	Peso de pila t	Capacidad de carga reducida, R t	Compresión t	Tensión t	Deformación, cm	Esf, kg/cm2	Kv, ton/cm	K, kg/cm³
1.0	66.0	0.785	206.2	706.9	39.6	873.5	873.5	231.9	4.56	79.4	136.8	17.4
1.2	79.2	1.131	247.5	1017.9	57.0	1208.3	1208.3	284.5	5.28	76.3	163.5	14.5
1.4	92.4	1.539	288.7	1385.5	77.6	1596.6	1596.6	339.1	6.00	74.1	190.1	12.3

Capacidades de carga de pilas, Mayo 2023. T-2 LÍNEA 3 DE CABLEBÚS (CONSIDERANDO PRESENCIA DE CAVERNAS DE 5.0 A 8.0 m Y DE 15.0 A 18.0 m; ASÍ COMO, LA DEFORMACIÓN DE 1.0 CM Y LA CARGA DE 242 TON												
Diametro de pila m	Área lateral, A_L m²	Área de punta A_p m²	Capacidad por fricción, C_f t	Capacidad por punta, C_p t	Peso de pila t	Capacidad de carga reducida, R t	Compresión t	Tensión t	Deformación, cm	Esf, kg/cm2	Kv, ton/cm	K, kg/cm³
1.0	66.0	0.785	206.2	75.4	39.6	242.0	242.0	231.9	1.00	22.0	172.9	22.0
1.2	79.2	1.131	247.5	51.5	57.0	242.0	242.0	284.5	1.00	15.3	172.8	15.3
1.4	92.4	1.539	288.7	30.9	77.6	242.0	242.0	339.1	1.00	11.2	172.9	11.2

F_R=	0.65	
D_p=	1.00	m
P_p=	3.14	m
P_v=	24.90	t/m²
F_R=	0.35	
A_p=	0.79	m²
ϕ=	38	°
N_{max}=	255.48	
N_{min}=	56.76	
L_c=	10.00	m
N_q^*=	255.48	
C_c=	1768.25	ton

SUELOS FRICCIONANTES

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1} \overline{P}_{vi} \beta_i L_i$$

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z_i}; \quad 0.25 \le \beta \le 1.2$$

$$C_p = \left(\overline{P}_v N_q^* F_R + P_v\right) A_p$$

$$N_q^* = N_{min} + L_c \frac{N_{max} - N_{min}}{4B\tan(45° + \phi/2)}$$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{min}	7	11.5	20	39	78	130

SUELOS COHESIVOS

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \alpha_i c_{ui} L_i$$

$$\alpha_i = 0.5\sqrt{\frac{\overline{P}_{vi}}{c_{ui}}}$$

NOTA: AL TOMAR LA CARGA DE 242 TON, LAS DEFORMACIONES SON MENORES A 1.0 CM . PARA EL CALCULO DE LOS RESORTES SE TOMA 1.0 CM DE DEFORMACIÓN.

ESTRATO	De, m	a, m	Zi, m	Li, m	γ i, t/m³	P vi, t/m²	c, t/m²	β , α	Cf, ton
Arcilla arenosa. Material café obscuro y de consistencia muy firi	0.00	2.00	1.00	2.00	-	-	-	-	-
Limo arenoso. Material café claro y de consistencia dura.	2.00	5.00	3.50	3.00	1.60	2.40	-	1.05	15.45
	5.00	8.00			CAVERNA				
Arena gruesa a fina limosa. Material café grisáceo y muy compa	8.00	15.00	11.50	7.00	1.65	10.60	-	0.69	103.96
	15.00	18.00			CAVERNA				
Arena gruesa a fina limosa. Material café grisáceo y muy compa	18.00	18.60	18.30	0.60	1.70	16.88	-	0.47	9.79
Arena gruesa a fina limosa. Material café grisáceo y muy compa	18.60	23.00	20.80	4.40	1.70	21.14	-	0.41	77.01
								Cf=	206.21 ton

[redacted]

[redacted]

[redacted]

3.- ASENTAMIENTOS PARA UNAPILA DE 1.0 M DE DIAMETRO.

$Es := 900$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm^2. (Valores determinados a partir de correlaciones

$\upsilon := 0.25$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m^3

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm^2

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm^2

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm^2

$Cp(B) := 706.9$ ton $Cf(B) := 206.2$ ton $(B) := 1.0$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto, ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66\,Cf(B)}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila, ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila, ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.00$ $\rho c(B) = 0.88$ $\rho s(B) = 3.68$ $\rho t(B) = 4.56$ cm

$Es := 900$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm ^{2}. (Figura 9, valores determinados a partir de correlaciones).

$\upsilon := 0.25$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m ^{3}

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm ^{2}

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm ^{2}

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm ^{2}

$Cp(B) := 75.4$ ton $Cf(B) := 206$ ton $(B) := 1.0$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto, ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66 \cdot Cf(B)}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila, ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila, ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.00$ $\rho c(B) = 0.22$ $\rho s(B) = 0.39$ $\rho t(B) = 0.61$ cm

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE 2

Módulos de reacción horizontal para pilas, ref 6

Diámetro de la pila, B= 1.00 m

Profundidad, m		z m	DESCRIPCION DELSUELO	Nspt prom	k_2	k_s	z/B	Modulos de reacción K_s, ton/m^3.cm	Modulos de reacción K_s, Kg/cm^3
De	a	–	–						
0.00	2.00	1.00							
2.00	5.00	3.50	Limo arenoso. Material café claro y de consistencia dura.	177	120.0	-	3.5	116.3	11.63
5.00	8.00	6.50	CAVERNA						
8.00	15.00	11.50	Arena gruesa a fina limosa. Material café grisáceo y muy compacto.	121	120.0	-	11.5	382.0	38.20
15.00	18.00	16.50	CAVERNA						
18.00	18.60	18.30	Arena gruesa a fina limosa. Material café grisáceo y muy compacto.	100	120.0	-	18.3	607.9	60.79
18.60	23.00	20.80	Arena gruesa a fina limosa. Material café grisáceo y muy compacto.	122	120.0	-	20.8	690.9	69.09

z = profundidad promedio del estrato, m
k_2 = coeficientes que se determinan a partir de gráficas, pag 52 ref 6
B = diámetro o ancho de cimiento, m
k_s = Módulo de reacción

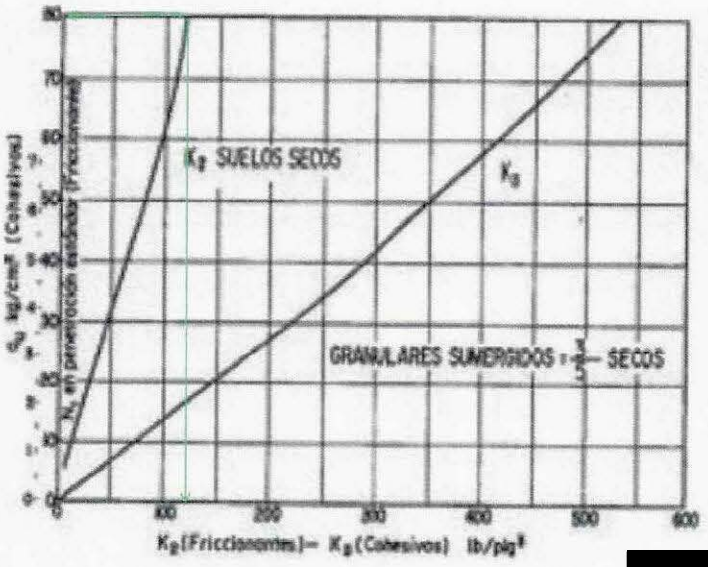
$K_s = 0{,}2768\ k_2\ z/B$ *SUELOS FRICCIONANTES*

$K_s = 0{,}0562\ k_2/B$ *SUELOS COHESIVOS*

CRITERIO. Con datos de sondeo puntual y clasificación de campo y de laboratorio.

Referencia 6

Del Castillo, Rico (2002). La ingeniería de suelos en la vías terrestres (Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas). Editorial Limusa, Noriega editores



PROYECTO INTEGRAL DE LA "CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES- LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

GRUPO INDI
Gami Ingeniería e Instalaciones, S.A. de C.V.
Doppelmayr®

CONTROL DE DOCUMENTOS

☐ Autorizado para construcción — Fecha _____

☐ Autorizado para implementación — Fecha _____

■ Solo para información — Fecha _____

☐ Obsoleto — Fecha _____

Copia Controlada para: SUPERVISIÓN CABLEBUS L3

Autoriza: _____

[redacted]

Elaboró	Autorizó.	Enterado.
[redacted]		A Superi [redacted]

Contenido

1. ANTECEDENTES 3
2. OBJETO 3
3. ALCANCES 3
4. CARACTERÍSTICAS GENERALES Y UBICACIÓN DE LA TORRE 3 3
5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO 5
5.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE 5
5.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 5
5.3 ENSAYES DE LABORATORIO 5
5.4 INTERPRETACIÓN ESTRATIGRÁFICA 5
5.5 MODELO GEOMECÁNICO 7
6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN 8
6.1 CARGAS ACTUANTES 8
6.2 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN 8
6.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA 9
6.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 11
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 12
7.2 PILAS 13
7.3 EXCAVACIÓN 15
7.4 MINAS 16
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 16
9. ANEXO 1. CARGAS ACTUANTES EN TORRE TIPO CONCÉNTRICA 19
10. ANEXO 2. MEMORIA DE CÁLCULO 25

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del cablebús 4

Índice de Tablas

Tabla 1. Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3 4
Tabla 2. Modelo geomecánico de diseño 7
Tabla 3 Valores de N_{max} y N_{min} 10
Tabla 4. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación ..... **¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 5. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas ..... **¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 6. Módulos de reacción horizontal para pilas ..... **¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 7. Módulos de reacción horizontal para dado ..... **¡Error! Marcador no definido.**

[redacted]

1. Antecedentes

Con el propósito de cumplir con los términos de referencia del proyecto "CONSTRUCCIÓN CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES - LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PUBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO. El consorcio solicito a la empresa INGENIEROS CUEVAS ASOCIADOS, realizar el compendio para el presente estudio de mecánica de suelos para la Torre 3; originalmente realizado por la empresa LIEC S.A. DE C.V, del proyecto correspondiente al sistema de transporte urbano, Cablebús, línea 3, que se extenderá del Complejo Cultural Los Pinos (Calzada del Rey, S/N, Chapultepec Primera sección, Alcaldía Miguel Hidalgo) a la Av. Vasco de Quiroga, Alcaldía Álvaro Obregón.

2. Objeto

Realizar el estudio geotécnico para la Torre 3. Con base en los resultados de la exploración geotécnica y geofísica y de las pruebas de laboratorio, se determinaron las condiciones estratigráficas del sitio, así como la solución de cimentación y su nivel de desplante, la capacidad de carga reducida del suelo y los asentamientos que se presentarán en la masa de suelo correspondiente a esta torre, la cual tiene coordenadas X= 475,808.00; Y= 2,143,755.00 se ubicará sobre las áreas verdes del bosque de Chapultepec IV sección, en Industrias Militares de SEDENA, Alcaldía Álvaro Obregón, CDMX.

3. Alcances

En el presente informe se presenta la solución de cimentación y descripción del procedimiento constructivo de la misma, solución basada en: experiencia que se tiene de la zona, los resultados de la exploración geotécnica, en los resultados de las pruebas in situ, las pruebas de laboratorio y en las correlaciones con el sondeo de penetración estándar, todo esto en conjunto permitieron definir un modelo geotécnico de análisis y llegar a una solución de cimentación que cumpla con los estados límite de falla y de servicio, establecidos con la Reglamentación vigente (Ref. 1).

4. Características generales y ubicación de la Torre 3

La línea 3 de Cablebús está compuesta por 6 estaciones, cada una con su propia edificación. La longitud proyectada de la línea es de 5.42 km y brindará una capacidad de transporte máxima/final de 3000 pasajeros/hora en cada sentido.

El proyecto será realizado en la demarcación territorial de Álvaro Obregón y Miguel Hidalgo, ubicada en la zona centro – poniente de la Ciudad de México limitado al sur con las alcaldías de Magdalena Contreras y Tlalpan, oriente con la alcaldía de Benito Juárez y Cuauhtémoc, al norte con la alcaldía Azcapotzalco y este con los municipios mexiquenses de Tecamachalco y Naucalpan de Juárez.

La denominación y ubicación inicial de cada una de las 6 estaciones se describe en la siguiente tabla:

Número de estación	Estación	Tipo de estación	Latitud	Longitud	Distancia hacia su próxima estación (km)
E – 1	Vasco de Quiroga	Retorno	19°23'7.67"N	99°13'39.59"O	0.59
E – 2	Cineteca Nacional / Bodega Nacional de las Artes	De Paso	19°23'24.16"N	99°13'50.24"O	1.15
E – 3	Parque Cri – Cri	Doble Motriz	19°23'48.33"N	99°13'20.14"O	0.90
E – 4	Lienzo Charro / CECYT 4 "Lázaro Cárdenas"	De Paso	19°23'56.37"N	99°12'50.77"O	1.65
E – 5	Panteón Civil de Dolores	De Paso	19°24'26.00"N	99°12'3.90"O	1.13
E - 6	Metro Constituyentes – Los Pinos	De Retorno	19°24'46.93"N	99°11'29.40"O	1.13

Tabla 1. Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3

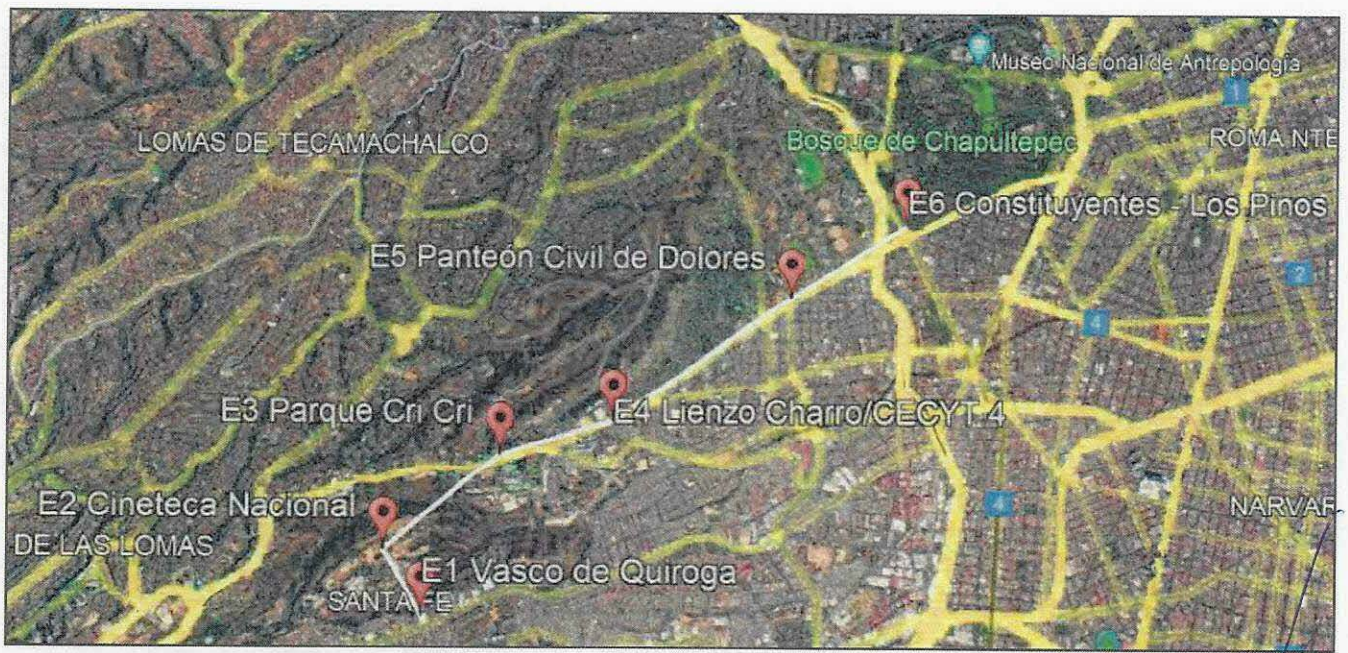


Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del cablebús

La torre 3 tiene coordenadas X= 475,808.00; Y= 2,143,755.00 se ubicará sobre las áreas verdes del bosque de Chapultepec IV sección, en Industrias Militares de SEDENA, Alcaldía Álvaro Obregón, CDMX. La torre 3 será de tipo concéntrica.

5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

5.1 Información geotécnica disponible

Zonificación geotécnica. El sitio se localiza en la denominada **"Zona de Lomas" (Ref. 1)**, definida por la sierra de Monte Alto y la Sierra de las Cruces. Esta zona está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose por la acumulación de material piroclástico en la parte superficial, así mismo, se pueden encontrar materiales compactos a muy compactos, formados por depósitos de tobas amarillentas formadas por vidrio pumítico fino a grueso. **En esta zona también es frecuente la presencia de minas antiguas que ha dejado la explotación subterránea o superficial de materiales de construcción en el pasado, las cuales pueden ocasionar problemas geotécnicos a las cimentaciones que en esa zona se construyan.**

5.2 Exploración geotécnica

Para definir las condiciones estratigráficas del sitio, se realizó un sondeo de penetración estándar, (SPT-1, T-3), a una profundidad máxima de 35.0 m.

5.3 Ensayes de laboratorio

A las muestras obtenidas de los sondeos se les realizaron las siguientes pruebas:

- Clasificación visual y al tacto de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- Contenido natural de agua
- Granulometría por mallas
- Contenido de finos por lavado
- Límites de consistencia

5.4 Interpretación estratigráfica

Con base en los resultados de las pruebas de laboratorio y los sondeos exploratorios, a continuación, se presenta la interpretación estratigráfica del sitio en estudio:

De 0.0 a 1.2 m. Arcilla poco arenosa (CH), color café claro, de consistencia muy compacta, con un número de golpes en la prueba de penetración estándar N, mayor a 50. El contenido natural de agua promedio, ω, de 22%. El porcentaje de finos de 87%, mientras que el porcentaje de arena es de 13% y carece de gravas.

De 1.2 a 1.8 m. Arcilla poco arenosa (CL), color café claro, de consistencia muy compacta, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, en promedio de 22%. El porcentaje de finos promedio de 85%, un promedio de 16% de arena y carece de gravas.

De 1.8 a 6.6 m. Arcilla arenosa (CL) color café claro, de consistencia muy compacta, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, es en promedio de 26%. El promedio de porcentaje de finos es de 73%, de arena varía entre 20 a 24% y gravas de 2 a 4%.

De 6.6 a 11.4 m. Arena arcillosa (SC), color café obscuro, de compacidad muy dura, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, promedio de 11%. El porcentaje de finos de 25%, el porcentaje de arenas es de 58% y el porcentaje de gravas es de 17%.

De 11.4 a 15.6 m. Grava arcillosa con arena (GC), color café claro, de compacidad muy dura, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, promedio de 15%. El porcentaje es de 18%, el porcentaje de arenas de 33% y el porcentaje de gravas es de 49%.

De 15.6 a 18.6 m. Arena arcillosa (SC), color café claro, compacidad muy dura, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, promedio de 28%. El porcentaje de finos es de 38%, el porcentaje de arenas de 56% y el porcentaje de gravas es de 6%.

De 18.6 a 25.2 m. Arcilla arenosa (CL) color café claro, de consistencia muy compacta, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, es en promedio de 25%. El porcentaje de finos varía entre 53 a 74%, de arena varía entre 24 a 46% y gravas de 1%.

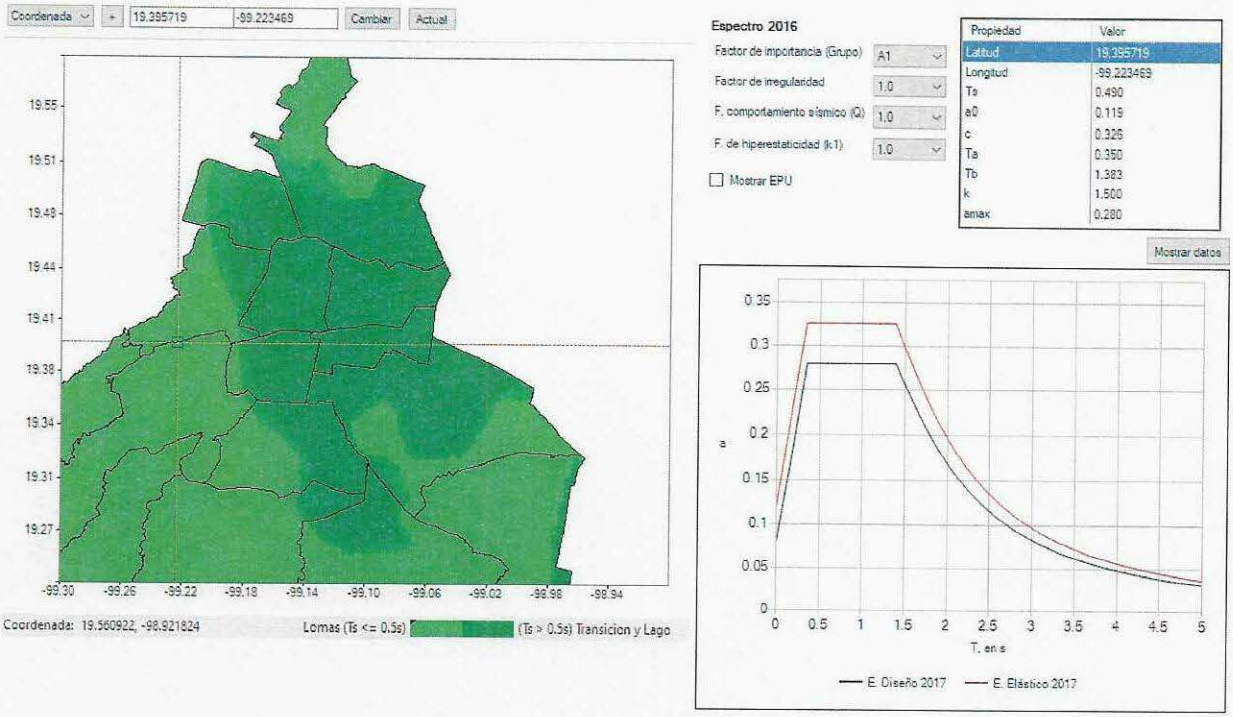
De 25.2 a 35.5 m. Arena arcillosa (SC), color café claro, de compacidad muy dura, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, promedio de 17%. El porcentaje de finos varía de 34 a 38%, el porcentaje de arenas varía del 54 a 57% y el porcentaje de gravas entre 4 a 7%.

Condiciones piezométricas. Durante los trabajos de exploración no se detectó nivel freático. En esta zona se presenta a gran profundidad.

Minas. Durante los trabajos de ejecución de los sondeos, no se presentaron pérdidas de fluido de perforación, ni caída repentina de barras. Sin embargo, tomando en cuenta toda la información recabada de la zona, de las zonas minadas y lo identificado en puntos cercanos, se consideran dos lechos de antiguas minas u oquedades. La primera de ellas, entre 5.0 y 8.0 m y la segunda, entre 15.0 y 18.0 m; correspondiente con los materiales pumíticos antiguamente explotables.

Coeficiente sísmico. Tomando en cuenta la posición central de la Estación 2 y el software SASID (Ref. 3), el coeficiente sísmico elástico es de 0.326, con una aceleración espectral, a_0= 0.119. Queda a juicio del Ingeniero estructurista los factores de hiperestaticidad, importancia, irregularidad y de sobre-resistencia para la obtención del espectro de diseño final.

[redacted]



5.5 Modelo geomecánico

Los parámetros mecánicos de los estratos que conforman la estructura del subsuelo; necesarios para la determinación de la capacidad de carga y deformaciones, se presenta en la tabla siguiente y son resultados de los resultados de la exploración geotécnica y laboratorio realizados en la Torre 3:

Tabla 2. Modelo geomecánico de diseño

Unidad	Profundidad (m)	S.U.C.S	γ (t/m^3)	c (t/m^2)	ϕ°	E (kg/cm^2)	Observaciones
1	0.0 a 2.0	Relleno		-	-	-	Aunque no se detectaron minas subterráneas en este punto, se toma en cuenta toda la información cercana al sitio en estudio. Para el diseño geotécnico de esta torre, se consideran dos lechos de posibles antiguas minas, entre 5.0 y 8.0 m y entre 15.0 y 18.0 m. En estas longitudes, la aportación vertical y lateral se considera nula.
2	2.0 a 5.0	CL	1.70	30	-	425	
3	5.0 a 8.0	-	-	-	-	-	
4	8.0 a 11.4	SC	1.70	-	36	500	
5	11.4 a 15.0	SC	1.80	-	38	500	
6	15.0 a 18.0	-	-	-	-	-	
7	18.0 a 23.0	CL	1.70	35	-	425	
8	23.0 a 25.20	CL	1.70	35	-	425	

γ: peso volumétrico; c: cohesión; ϕ: ángulo de fricción interna

Cabe mencionar que, las propiedades de resistencia y de deformabilidad se determinaron mediante correlaciones con el número de golpes N (Ref. 4), de la prueba de penetración estándar.

6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

La Torre 3 con coordenadas X= 475,808.00; Y= 2,143,755.00 se ubicará sobre las áreas verdes del bosque de Chapultepec IV sección, en Industrias Militares de SEDENA, Alcaldía Álvaro Obregón. Ésta torre será del tipo concéntrica.

6.1 Cargas actuantes

Las cargas actuantes a nivel de cimentación; que incluye el peso del dado; que se determinaron en el análisis estructural de una torre tipo concéntrica se presenta en el Anexo 1. En este anexo, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc.

6.2 Solución de cimentación

Tomando en cuenta la importancia de la estructura, que es considerada TIPO A1, la solución de cimentación consiste en pilas de sección circular de 1.0 m de diámetro como mínimo, que trabajen por fricción y por punta.

Aunque la capacidad de carga puede ser mayor a las cargas actuantes, es obligado y recomendable que el diámetro mínimo sea de 1.0 m, con la intención de que una vez que se haya terminado los trabajos de perforación, se realice una inspección visual en toda su longitud y en el piso del nivel del desplante. **En caso de que se detecten minas u oquedades que no pudieron ser identificadas durante la exploración geotécnica o geofísica, la profundidad de las pilas aquí recomendada deberá ser ajustada, así como los valores de la capacidad de carga.**

Minas. Durante los trabajos de ejecución de los sondeos, no se presentaron pérdidas de fluido de perforación, ni caída repentina de barras. Sin embargo, tomando en cuenta toda la información recabada de la zona, de las zonas minadas y lo identificado en puntos cercanos, se consideran dos lechos de antiguas minas u oquedades. La primera de ellas, entre 5.0 y 8.0 m y la segunda, entre 15.0 y 18.0 m; correspondiente con los materiales pumíticos antiguamente explotables.

La solución de cimentación será con pilas desplantadas a 23.0 m de profundidad; tomando como referencia el nivel de brocal; es decir, desde el nivel de piso existente. Hasta el momento se tiene considerado un dado de 4.5 x 4.5 m de sección y 2.0 m de peralte, por lo que las pilas tendrán una longitud efectiva de 21.0 m.

[redacted]

6.3 Estado límite de falla

De acuerdo a las NTC cimentaciones del 2017 (Ref. 1), en todo momento, la sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor de carga, deberá ser menor que la capacidad de carga reducida de cada pila o grupo de pilas, con el cumplimiento de la desigualdad:

$$\sum QF.C < R \tag{1}$$

Donde:

- ΣQF.C sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor o factores de carga
- R capacidad de carga reducida de las pilas, t

Capacidad de carga reducida. La capacidad de carga de las pilas fue determinada mediante la expresión siguiente (Ref. 1):

$$R = C_p + C_f - W_p \tag{2}$$

Donde:

- R capacidad de carga reducida, t
- C_p capacidad de carga reducida por punta, t
- C_f capacidad de carga reducida por fricción, t
- W_p peso del elemento, t; t/m

Con:

$$C_p = (p'_v N_q{}^* F_R + P_v) A_p \tag{3}$$

Donde:

- p'_v esfuerzos efectivos al nivel de desplante, igual a 39.8 t/m^2
- $N_q{}^*$ factor de capacidad de carga
- F_R factor de resistencia, igual a 0.35
- P_v esfuerzos totales al nivel de desplante, igual a 39.8 t/m^2

Con:

$$N_q{}^* = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)} \tag{4}$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} \leq 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \tag{5}$$

O bien

$$N_q{}^* = N_{máx} \tag{6}$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} > 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \tag{7}$$

Donde:

- Le longitud de empotre en el estrato resistente, igual a 0.0 m
- B diámetro de la pila, m.
- ϕ ángulo de fricción interna del material de desplante, igual a 0°

Los valores de $N_{máx}$ y $N_{mín}$, se presentan en la Tabla 3, función del valor del ángulo de fricción interna del material de desplante:

Tabla 3 Valores de N_{max} y N_{min}

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{min}	7	11.5	20	39	78	130

Por su parte, la capacidad de carga por fricción se determinó mediante las siguientes expresiones (Ref. 2):

$$C_f=P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \beta_i \bar{p}_{vi} L_i \quad \text{suelos friccionantes} \tag{8}$$

Donde:

- P_p perímetro de la pila, m
- F_R factor de resistencia, igual a 0.65
- L_i longitud de la pila en el estrato de interés, m
- β_i coeficiente de fricción
- $\bar{p}_{vi}$ esfuerzos efectivos a la profundidad media del estrato de interés, t/m^2

Con

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{Z} \text{ para } 0.25<\beta_i<1.2 \quad \text{para suelos friccionantes} \tag{9}$$

Capacidad a la tensión. Los efectos de tensión en la torre; que se presenten a nivel de cimentación, tendrán que ser tomados por las pilas; su capacidad a la tensión estará es función de la fricción más una porción el peso propio del elemento:

$$C_{te}=C_f+ 0.65\ W_p \tag{10}$$

Donde:

- C_{te} capacidad reducida a la tensión, t.
  las demás literales ya fueron definidas.

Sustituyendo los valores correspondientes, se presentan las siguientes capacidades de carga reducida para pilas de distintos diámetros:

Tabla 4. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación

D (m)	Wp (t)	C_p (t)	C_f (t)	R (t)	C_{te} (t)
1.0	39.6	263.5	221.1	445.1	246.8
1.2	57.0	379.5	241.5	564.0	278.6
1.4	77.6	516.5	262.9	700.9	312.4

[redacted]

Las capacidades de carga reducida, R, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a compresión y las capacidades a la tensión, C_{te}, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a tensión. Esta comparación se presenta en el Anexo 1, de acuerdo con la revisión de las cargas actuantes. ***Cabe mencionar que las capacidades de carga por punta de las pilas, están limitadas a un esfuerzo de 900 t/m^2, para evitar asentamientos inadmisibles por la reglamentación vigente.***

[redacted]

6.4 Estado límite de servicio

La deformación total que sufrirá cada pila, estará compuesta por la deformación propia del elemento; primer término de la expresión, más la correspondiente a la del suelo de sustento; su magnitud se determinó con la expresión siguiente (Ref. 4), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$\delta = \frac{(C_p + 0.66 C_f) L}{10\, A_p\, E_c} + \frac{0.36\, C_p\, D}{10\, A_p\, E_s} \qquad (11)$$

Donde:

- δ deformación total de la pila, cm
- L longitud de la pila, igual a 2,300 cm
- D diámetro de la pila, cm
- E_s módulo de elasticidad del suelo de desplante, igual a 400 kg/cm^2
- E_c **módulo de elasticidad del concreto, igual a 280,000 kg/cm^2, para f'c= 400 kg/cm^2**

con

$$E_c = 14{,}000 \sqrt{f'c} \qquad (12)$$

Módulo de reacción vertical. La constante de resorte para pilas; que será utilizado para el diseño estructural de la cimentación considerando la interacción suelo-estructura, se determinó como sigue (Ref.5), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$k_v = \frac{q}{\delta} \qquad (13)$$

Donde:

- k_v módulo de reacción vertical, t/cm.
- las demás literales ya fueron definidas.

Al sustituir los valores correspondientes en las expresiones (11) y (13), se obtienen los valores siguientes de asentamientos y módulos de reacción vertical:

Tabla 5. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas

D (m)	δ (cm)	k_v (t/cm)	k_v (kg/cm^3)
1.0	1.0	144.6	18.4
1.2	1.0	132.1	11.7
1.4	1.0	117.4	7.6

[redacted]

Módulos de reacción horizontal. Para la revisión estructural de las pilas sometidas a cargas laterales, a continuación, se presenta el módulo de reacción horizontal (Ref. 6).

[redacted]

Para suelos friccionantes:

$$k_h = 0.2768\, k_2\, \frac{z}{B} \qquad (14)$$

Donde

- k_h módulo de reacción horizontal, (kg/cm^3)
- k_2 coeficientes de Terzaghi para suelos friccionantes, lb/pulg^3

B diámetro del cimiento, m
z profundidad media del estrato en revisión, m.

De acuerdo con las expresiones anteriores, en las Tablas 6 y 7 se muestran los módulos de reacción horizontal para las pilas de cimentación y dado; respectivamente.

Tabla 6. Módulos de reacción horizontal para pilas

Profundidad (m)	N	z (m)	k2/k3	kh (kg/cm³)		
				B (m)		
				1.0	1.2	1.4
0.0 a 2.0						
2.0 a 5.0	104	3.5	530	2.98	2.48	2.13
5.0 a 8.0	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8.0 a 11.4	57	9.70	120	32.22	26.85	23.01
11.4 a 15.0	109	13.20	120	43.85	36.54	31.32
15.0 a 18.0	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18.0 a 23.0	69	20.50	460	2.59	2.15	1.85

Tabla 7. Módulos estáticos de reacción horizontal para dado

Profundidad (m)	N	z (m)	K3	kh (kg/cm³)
				B (m)
				4.50
0.0 a 1.20	113	0.6	530	0.66

Propuesta de cimentación. La propuesta de cimentación es con 4 pilas de 1.0 m de diámetro, con una separación de 3.0 m entre ellas. Cabe mencionar que, aunque las capacidades de carga están por arriba de la magnitud de las cargas de referencia, el diámetro mínimo de pilas será de 1.0 m, para que estas puedan ser inspeccionadas visualmente una vez que se termine su perforación y se confirme la ausencia de cavidades.

Resulta de gran importancia mencionar que esta propuesta deberá ser revisada por el área de estructuras para verificar su viabilidad. Así mismo, será el área de estructuras quien determine el diámetro y número de pilas, de acuerdo con las capacidades de carga presentadas en este informe y de acuerdo con el modelo estructural empleado.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Es importante comentar que el modelo geotécnico de análisis se determinó con base en los resultados de la exploración geotécnica, de la exploración geofísica de puntos cercanos y de la experiencia que se tiene en la zona, misma que es muy susceptible a cambios por la presencia de antiguas minas y rellenos para su rehabilitación. Cualquier cambio en las condiciones del suelo de las que se analizan en este estudio, debe de ser reportado de manera inmediata a los diseñadores, para realizar los ajustes necesarios en los análisis y se

garantice el buen comportamiento a corto, mediano y largo plazo. Por lo anterior, durante la construcción de las pilas se deberá contar con personal capacitado y calificado, para supervisar y asesorar durante los trabajos de construcción de la cimentación y que de manera oportuna se detecte cualquier cambio en las condiciones analizadas en este estudio.

7.2 Pilas

Con las áreas liberadas y reubicadas todas las instalaciones que se pudieran ver afectadas por la construcción de esta torre, se procederá con los trabajos de perforación y colado de las pilas de cimentación, tomando en cuenta los puntos siguientes:

a) Trazo y ubicación topográfica de la posición de cada una de las pilas, para garantizar la posición de cada uno de los elementos de cimentación.

b) Enseguida se realizará la perforación en seco, hasta la profundidad de desplante de proyecto. Es importante mencionar que cada una de las pilas deberá ser inspeccionada en toda su longitud, por un supervisor geotécnico y verificar el estado de las paredes y fondo, en busca de indicios de cavernas, Esto se logrará adoptando alguna de las medidas siguientes:

1) Haciendo descender a un supervisor por medio de la misma perforadora, asegurándose al barretón, con un arnés. **Cada una de las pilas deberá ser verificada y liberada por un supervisor de mecánica de suelos.**

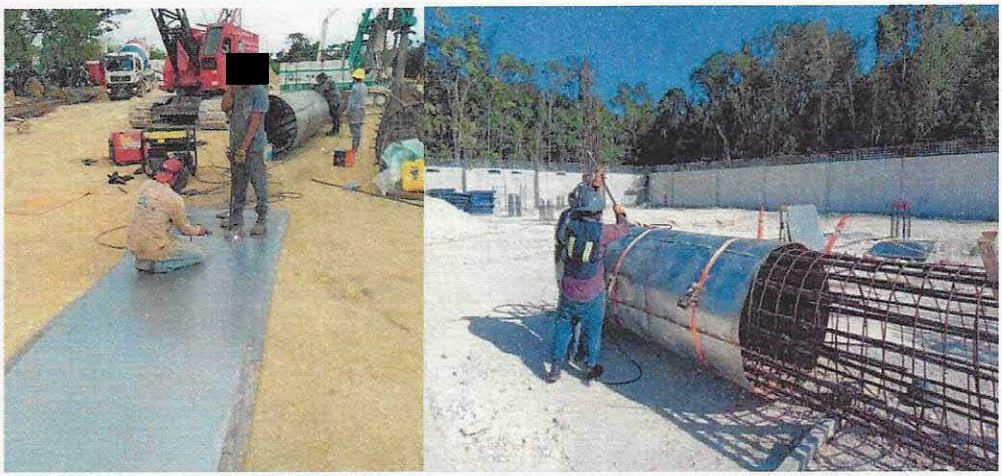
2) **Se podrá recurrir a algún otro tipo de inspección, siempre y cuando estos métodos ya se hayan empleado con anterioridad y la supervisión cuente con la experiencia en el uso de estos.**

En cualquier caso, es responsabilidad del área de construcción realizar esta verificación del estado del fondo y paredes de las pilas y poder liberarlas certificando la no existencia de cavidades, fisuras, fracturas, etc.

c) El concreto para la construcción de las pilas será de una f'_c= 400 kg/cm^2; el tamaño de agregado máximo será de 1 1/2 pulg. El acero de refuerzo tendrá un f_y de 4,200 kg/cm^2.

d) Para garantizar el recubrimiento mínimo de 7.5 cm, es indispensable el empleo de silletas y "poyos" de concreto o plástico; sus dimensiones serán de 7.5x7.5x10.0 cm y se colocarán longitudinalmente a cada 2.0 m.

e) **En caso de que efectivamente se presenten oquedades o antiguas minas durante la perforación de las pilas, se deberá colocar ademe para poder realizar el colado.** Para la conformación de este ademe se deberá tener en campo lámina calibre 20, para crear un encamisado. Esta camisa se colocará durante el habilitado del acero para cada una de las pilas (Fotos 1 y 2). Esta lámina servirá como ademe perdible, para poder realizar el colado de los elementos de cimentación. La lámina se soldará al armado, con sus respectivos separadores para garantizar el recubrimiento de proyecto.



Fotos 1 y 2. Encamisado de lámina para formar ademe perdible.

Así mismo, en caso de que se presente inestabilidad en las paredes de las perforaciones, se deberá colocar un ademe perdible.

f) Después de terminada la perforación, en un lapso menor a 18 hrs deberá concluirse totalmente el colado; que por otra parte será continuo para evitar la formación de juntas frías.

g) El armado se rigidizará para evitar excesivas deformaciones que pudiesen complicar su colocación dentro de la perforación. Para la liga estructural se recomienda que el armado tenga una longitud adicional de por lo menos 0.5 m, o la que el diseño estructural recomiende.

h) Las pilas se colarán con el procedimiento tradicional de tubo Tremie; al inicio del colado la tubería se colocará 20.0 cm por encima del nivel de desplante y se utilizará un tapón deslizante "diablo" para evitar la segregación y contaminación del concreto; durante el colado se deberá garantizar que la tubería se encuentre embebida por lo menos 1.0 m dentro del concreto, subiendo la tubería conforme asciende el nivel del concreto. El revenimiento del concreto será como mínimo de 23.0 cm. El colado se llevará por lo menos 0.50 m por arriba del lecho bajo del dado de cimentación o la longitud que determine el área de estructuras.

i) El descabece para la liga estructural se realizará mediante la demolición del concreto contaminado con martillo eléctrico, empezando en la periferia hasta llegar al núcleo, en forma descendente; en los últimos 20 cm se hará con maceta y cincel.

j) El criterio de aceptación o tolerancias para la construcción de las pilas es el siguiente:

1) *Localización*. En el posicionamiento de la cabeza del apoyo, la desviación aceptada debe ser menor del 4% del diámetro del apoyo o de 8 cm en cualquier dirección, cualquiera que sea el valor más bajo. El diseño estructural deberá de tomar en cuenta esta excentricidad.

2) *Verticalidad*. La tolerancia permisible está comprendida entre el 1 y 2 % de la longitud final del apoyo, pero sin exceder el 12.5% del diámetro del apoyo o 38 cm en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.

3) *Limpieza*. Se deberá remover todo el material suelto y de azolve del fuste antes de colocar el concreto. En ningún caso el volumen de tales materiales excederá el equivalente al que fuera necesario para cubrir 5% del área en un espesor de 5 cm.

4) *Acero de refuerzo*. La separación mínima entre varillas no debe ser menor de 1.5 veces el diámetro de la varilla ni menor de 1.5 veces el tamaño del agregado máximo.

k) Es indispensable llevar un registro en donde se anote: 1) la ubicación del apoyo; 2) la fecha y hora en que se terminó la perforación y la profundidad alcanzada; 4) fecha y hora en que se inicia y concluye el colado. Cada pila deberá ser liberada por un supervisor, una vez que se revisaron las condiciones de las paredes y piso.

l) La integridad de pilas se verificará de manera obligada mediante pruebas no destructivas de "baja deformación". Los ensayes de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, se podrán emplear métodos geofísicos como pulso simple o combinado, pozo-abajo, pozos cruzados, gama-gama o térmicos. **De acuerdo con las NTC cimentaciones (Ref. 1), se deberán realizar pruebas de integridad en el 100% de las pilas, ya que las torres y estaciones se tratan de estructuras del grupo A1.**

7.3 Excavación

De acuerdo con el preliminar del diseño estructural, el dado de cimentación tiene una sección rectangular de 4.5 x 4.5 m, con un peralte de 2.0 m. Para poder alojar este elemento, se deberá realizar la excavación con dimensiones mínimas de 4.9 x 4.9 m en planta para poder alojar la cimbra.

a) Tomando en cuenta las condiciones geotécnicas del sitio en estudio, se podrá realizar la excavación hasta la máxima profundidad, 2.0 m, con taludes con una inclinación de 70° respecto a la horizontal, protegiendo las paredes contra intemperismo, con zampeado de mortero (Fig. 4). Se deberá evitar la colocación de cargas en la corona de los cortes.

b) Al llegar a la profundidad máxima para el dado; 2.0 m, se realizará el descabece de las pilas de cimentación y en el fondo de la excavación se colocará una plantilla de concreto pobre con una f'c= 100 kg/cm^2, para proceder con el habilitado del acero de refuerzo para el dado de cimentación.

c) Posteriormente se realizará el colado del dado, habilitando las preparaciones necesarias para la conexión con la superestructura.

d) El espacio entre el perímetro del dado y los taludes de la excavación será rellenado con relleno fluido.

7.4 Minas

a) Durante los trabajos de perforación de pilas, el operador deberá prestar especial atención a los avances, cambios de presión y velocidad, así como a la caída repentina de la herramienta.

b) Ya que las pilas se proyectan con un diámetro de 1.0 m, una vez que se haya terminado la perforación de cada una de estas, se tendrá que hacer una inspección visual en toda la longitud. Esto se logrará adoptando alguna de las medidas siguientes:

1) Haciendo descender a un supervisor por medio de la misma perforadora, asegurándose al barretón, con un arnés. **Cada una de las pilas deberá ser verificada y liberada por un supervisor de mecánica de suelos.**
2) **Se podrá recurrir a algún otro tipo de inspección, siempre y cuando estos métodos ya se hayan empleado con anterioridad y la supervisión cuente con la experiencia en el uso de estos.**

En cualquier caso, es responsabilidad del área de construcción realizar esta verificación del estado del fondo y paredes de las pilas y poder liberarlas certificando la no existencia de cavidades, fisuras, fracturas, etc.

c) En caso de que se presenten minas subterráneas y/u oquedades importantes adicionales a lo considerado en este informe, se deberá dar aviso inmediato al área de mecánica de suelos, para que se tomen las medidas correctivas que se deben de realizar. Cualquier condición del suelo diferente a la considerada en este informe, deberá ser tomada en cuenta y revisar nuevamente las capacidades de carga y propuesta de desplante de las pilas, para garantizar el cumplimiento de los estados límite de falla y servicio.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

2. Tamez, E. ***Manual de diseño geotécnico Vol. 1.*** Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México, agosto 1987.

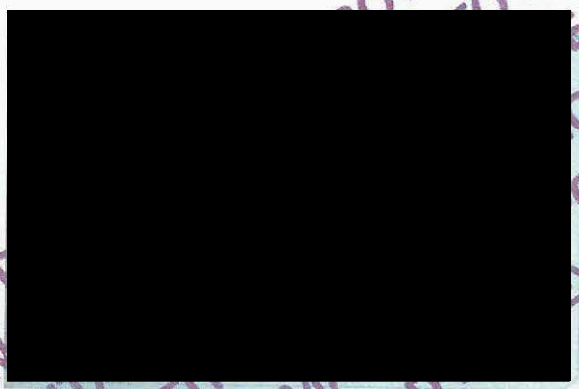
3. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

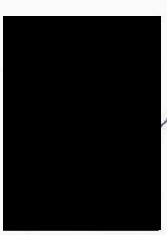
4. Tamez, E. **Ingeniería de Cimentaciones**, Ed. tgc geotecnia 2001.

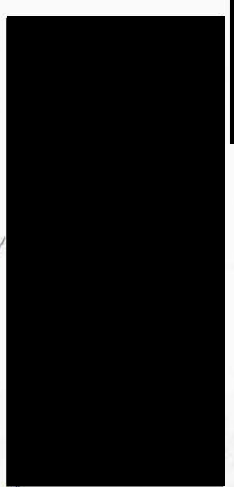
5. Zeevaert L. **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions**. Van Nostrand Reinhold 2ª.

6. Rico. Del Castillo, **La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol**. II, Ed. Limusa, México 2009

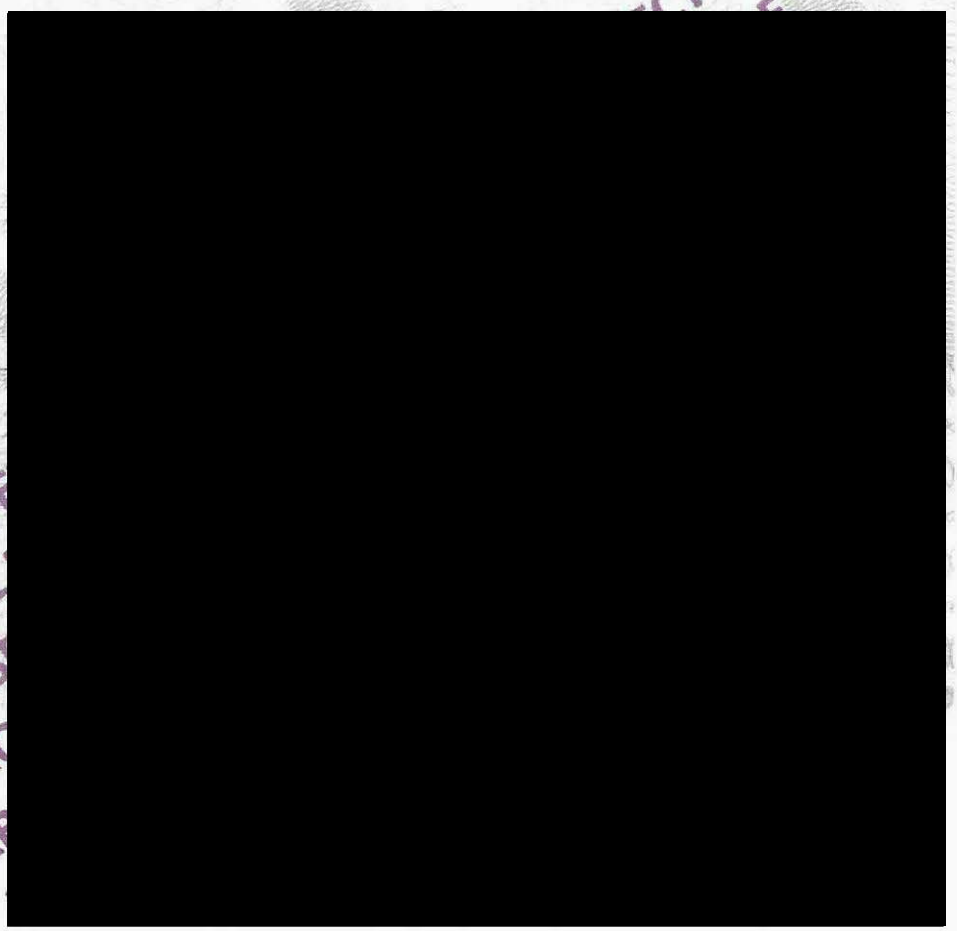
PARA USO EXCLUSIVO
INTEGRAL DE LA "CON
TRANSPORTE SUSTENT
QUIROGA A METR
CABLEBÚS LÍNE
PÚBLICO CA
OYECTO
O DE
OS),
ORTE
XICO"
CONSTI
SISTEM
UDAD







PARA USO
INTEGRAL
TRANS
QUIR
CA



9. ANEXO 1. CARGAS ACTUANTES EN TORRE TIPO CONCÉNTRICA

De acuerdo con el análisis estructural de la Torre 37; que es una torre concéntrica, se presentan las cargas siguientes a nivel de cimentación, mismas que ya consideran el peso del dado de cimentación. Estas cargas se tomarán en cuenta como tipo, para las torres concéntricas.

TORRE 37

Combinación Gravitacional con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	1	Combination		10.8294	0	198.5491	-2.9347	214.3148	-8.7492

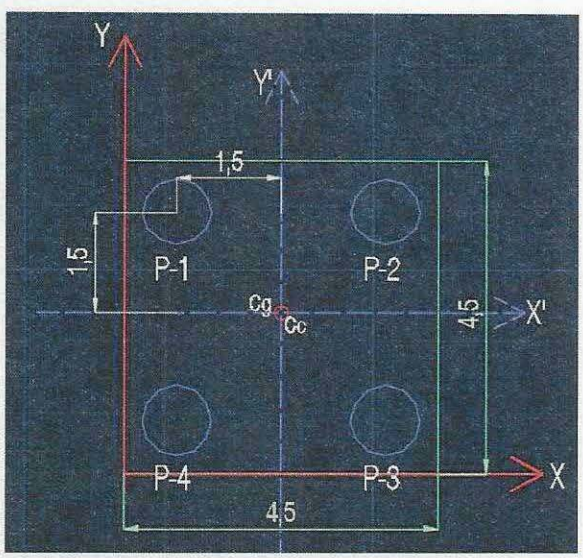
Combinación Sismo con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	82	Combination	Max	35.1217	-9.8162	165.6727	288.0877	709.1602	-37.7216

Combinación Gravitacional sin factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	0DespZ	Combination		7.2196	0	144.7686	-1.8517	104.5352	-5.8328

A continuación, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.



Esquema 1.1. Planta de pilas y referencia de ejes generales y centroidales. Cc: centro de cargas; Cg: centro de pilas

De acuerdo con la posición de las pilas y el punto de aplicación de la carga, se tiene:

Tabla 1.1

Centro geométrico de pilas					
Pila	A (m^2)	X (m)	Y (m)	AX (m^3)	AY (m^3)
1	0.785	0.75	3.75	0.58905	2.94524311
2	0.785	3.75	3.75	2.94524	2.94524311
3	0.785	3.75	0.75	2.94524	0.58904862
4	0.785	0.75	0.75	0.58905	0.58904862
	3.142			7.1	7.1

X=	2.25	m
Y=	2.25	m

Tabla 1.2

Centro de cargas		
X=	2.25	m
Y=	2.25	m
eX=	0.0	m
eY=	0.0	m

Tabla 1.3

Momentos de inercia, pilas				
Pila	Xi (m)	Yi (m)	$(Xi)^2$	$(Yi)^2$
1	1.5	1.50	2.25	2.25
2	1.5	1.50	2.25	2.25
3	1.5	1.50	2.25	2.25
4	1.5	1.50	2.25	2.25
		Σ=	9.00	9.00

Ix=	9.00
Iy=	9.00

Para el incremento y decremento de cargas por excentricidad estática:

$$\Delta\sigma_{est} = M_{v\,est\,x}\frac{\pm y_i}{I_x} \pm M_{v\,est\,y}\frac{\pm x_i}{I_y} \qquad (1.1)$$

Donde:

- $\Delta\sigma_{est}$ incremento y decremento de carga estática, t
- $M_{v\,est\,x}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje x, t-m
- $M_{v\,est\,y}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje y, t-m
- x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
- y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

Tabla 1.4

Incremento de cargas fact por excentricidad estática				
	Mve X=	0.00	t-m	
	Mve Y=	0.00	t-m	
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.50	0.00	49.64
2	1.5	1.50	0.00	49.64
3	1.5	1.50	0.00	49.64
4	1.5	1.50	0.00	49.64

Donde:

$$P_{max,min} = \frac{P_{est\,fact}}{No.pilas} \pm \Delta\sigma_{est} \quad (1.2)$$

Donde:

$P_{est\,fact}$ carga máxima factorizada en condición estática, igual a 198.5491 t
$P_{max,min}$ carga máxima y mínima factorizada estática, t
$\Delta\sigma_{est}$ incremento de carga por excentricidad estática, t

Por su parte, los incrementos y decrementos de cargas en condición sísmica en cada una de las pilas se determinó mediante la expresión siguiente:

$$\Delta\sigma_s = M_{vx}\frac{y_i}{I_x} \pm 0.3M_{vy}\frac{x_i}{I_y} \quad (1.3)$$

Donde:

$\Delta\sigma_s$ incremento y decremento de carga por condición sísmica, t
M_{vx} momento de volteo sísmico respecto al eje x, igual a 288.0 t-m
M_{vy} momento de volteo sísmico respecto al eje y, igual a 709.16 t-m
x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

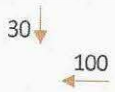
Se realizaron las 8 combinaciones con las variaciones del 100% del momento de volteo en un sentido y el 30% de momento en el otro sentido:

[redacted]

Tabla 1.5

Combinaciones sísmicas para determinación de incrementos y decrementos de cargas en pilas

Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-132.60
2	1.500	1.500	103.79
3	1.500	1.500	132.60
4	1.500	1.500	-103.79

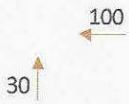


Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.50	103.79
2	1.5	1.5	-132.60
3	1.5	1.5	-103.79
4	1.5	1.5	132.60

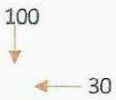
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-83.47
2	1.5	1.5	-12.56
3	1.5	1.5	83.47
4	1.5	1.5	12.56

Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.5	12.56
2	1.500	1.5	83.47
3	1.500	1.5	-12.56
4	1.500	1.5	-83.47

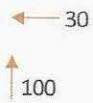
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-103.79
2	1.500	1.500	132.60
3	1.500	1.500	103.79
4	1.500	1.500	-132.60



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	132.60
2	1.500	1.500	-103.79
3	1.500	1.500	-132.60
4	1.500	1.500	103.79



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-12.56
2	1.5	1.5	-83.47
3	1.5	1.5	12.56
4	1.5	1.5	83.47



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	83.5
2	1.5	1.5	12.6
3	1.5	1.5	-83.5
4	1.5	1.5	-12.6

De acuerdo con la revisión de las 8 combinaciones anteriores:

Tabla 1.6

Incrementos max y min sísmicos		
Pila	Δσs max (t)	Δσs max (t)
1	132.60	-132.60
2	132.60	-132.60
3	132.60	-132.60
4	132.60	-132.60

Para la obtención de las cargas máximas y mínimas en cada pila, se tiene:

$$P\,Tot_{fact} = P_{max} \pm \Delta\sigma_s \qquad (1.4)$$

Sustituyendo los valores correspondientes, se tienen las siguientes condiciones de carga en cada una de las pilas analizadas:

Tabla 1.7

Cargas Tot máx y mín factorizadas		
Pila	Ptot max (t)	Ptot min (t)
1	182.24	-82.96
2	182.24	-82.96
3	182.24	-82.96
4	182.24	-82.96

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc.

Tomando en cuenta las cargas máximas y mínimas factorizadas totales de la Tabla 5.7 y las capacidades de carga reducidas a compresión y tensión, se tiene:

Tabla 1.8 Comparativa $\Sigma QF.C < R$

D (m)	R (t)	Ptot max (t)	C_{te} (t)	Ptot min (t)
1.0	445.1	182.24	246.8	82.96

Como se puede observar, se cumple con la desigualdad para las cargas actuantes a compresión y tensión.

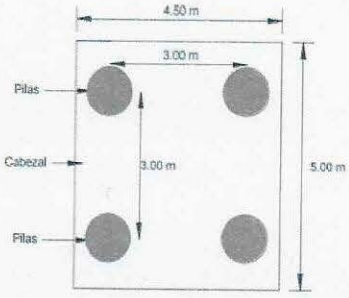
Para el caso de las cargas de servicio "Combinación Gravitacional sin factores", empleando las expresiones (1.1) y (1.2) y sustituyendo los valores correspondientes:

Tabla 1.9

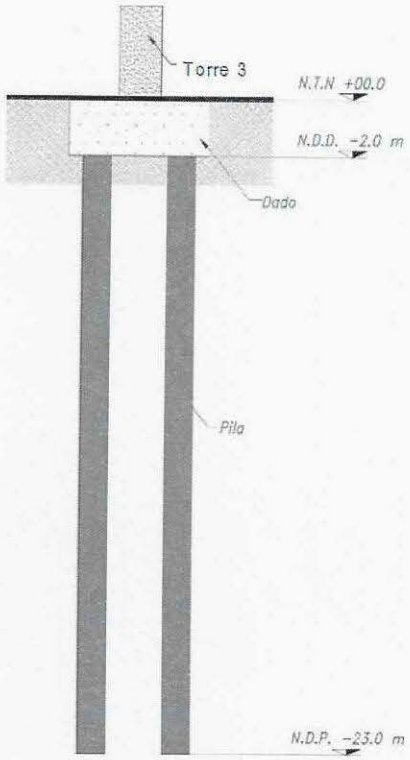
Δ de cargas serv por excent. Estática					
Mve X=	0.00	t-m			
Mve Y=	0.00	t-m			
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
2	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
3	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
4	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92

10. ANEXO 2. MEMORIA DE CÁLCULO

[redacted]



PLANTA



CORTE

Tabla 1. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación

D (m)	W_p (t)	C_p (t)	C_f (t)	R (t)	C_{te} (t)
1.0	39.6	263.5	221.1	445.1	246.8
1.2	57.0	379.5	241.5	564.0	278.6
1.4	77.6	516.5	261.9	700.9	312.4

Tabla 2. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas

D (m)	δ (cm)	k_v (t/cm)	k_v (kg/cm^3)
1.0	1.0	144.6	18.4
1.2	1.0	132.1	11.7
1.4	1.0	117.4	7.6

[redacted]

Tabla 3. Constante de resorte horizontal para pilas

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE T3				
Módulos de reacción horizontal para pilas, ref -6				
		1.00	1.20	1.40
Profundidad, m		Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a			
0.00	2.00			
2.00	5.00	2.98	2.48	2.13
5.00	8.00	CAVERNA		
8.00	11.40	32.22	26.85	23.01
11.40	15.00	43.85	36.54	31.32
15.00	18.00	CAVERNA		
18.00	23.00	2.59	2.15	1.85

Tabla 4. Constante de resorte horizontal para dado

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, T3

Módulos de reacción horizontal para dado, ref 6

Ancho de la zapata, B= 4.50 m

Profundidad, m		z m	Material		k3	z/B	Modulos de reacción K_h, $ton/m^2.cm$	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a	--	--	N, golpes				
0.00	1.20	0.60	Arcilla arenosa. Material café claro	113.0	530.0	0.1	6.6	0.66

CRITERIO. Con datos de sondeo puntual

z = profundidad promedio del estrato, m
k_2 = coeficientes que se determinan a partir de gráficas, pag 52 ref 3
B = diámetro o ancho de cimiento, m
k_h = Módulo de reacción

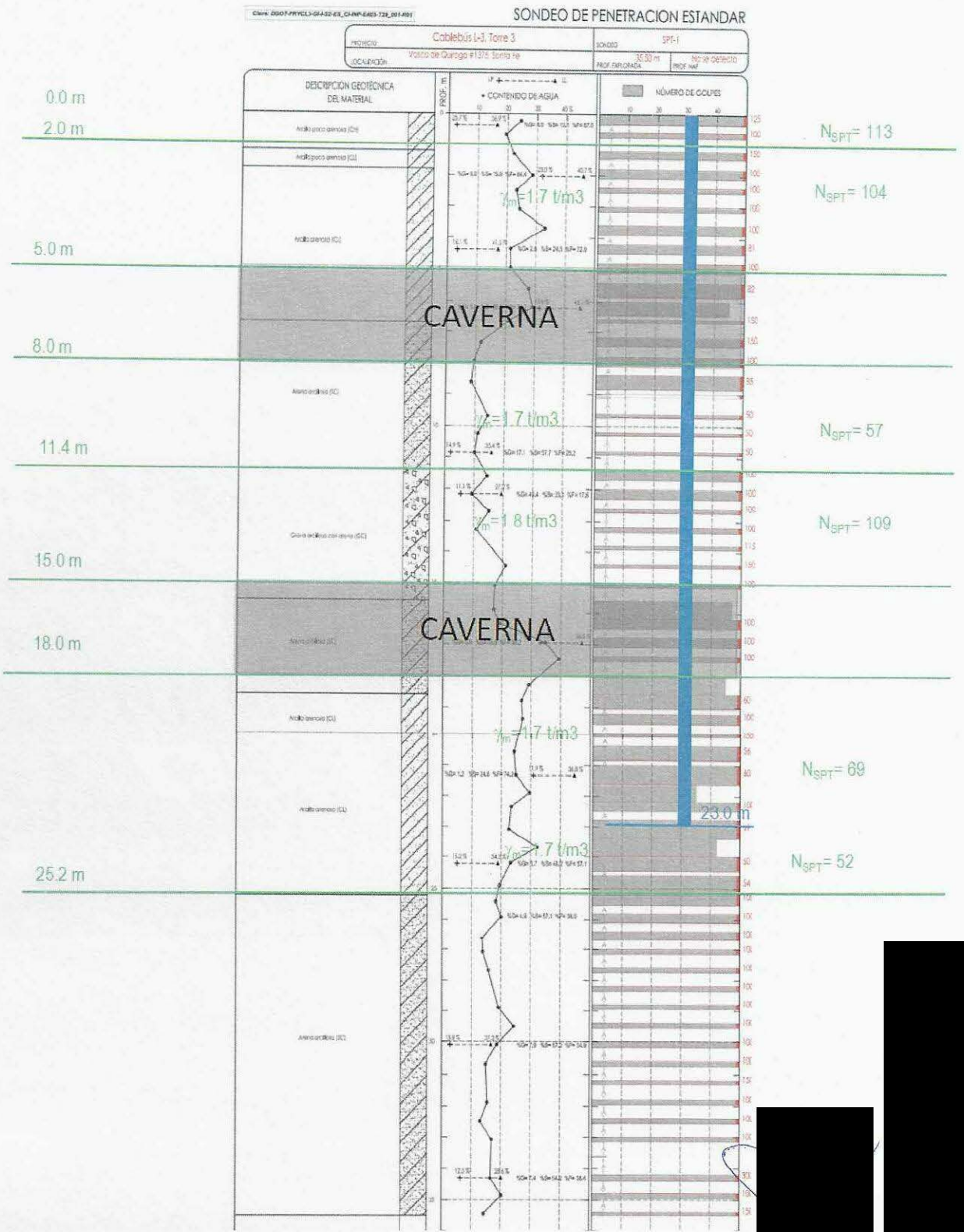
$$K_h = 0{,}2768\, k_2\, z / B \qquad \textit{SUELOS FRICCIONANTES}$$

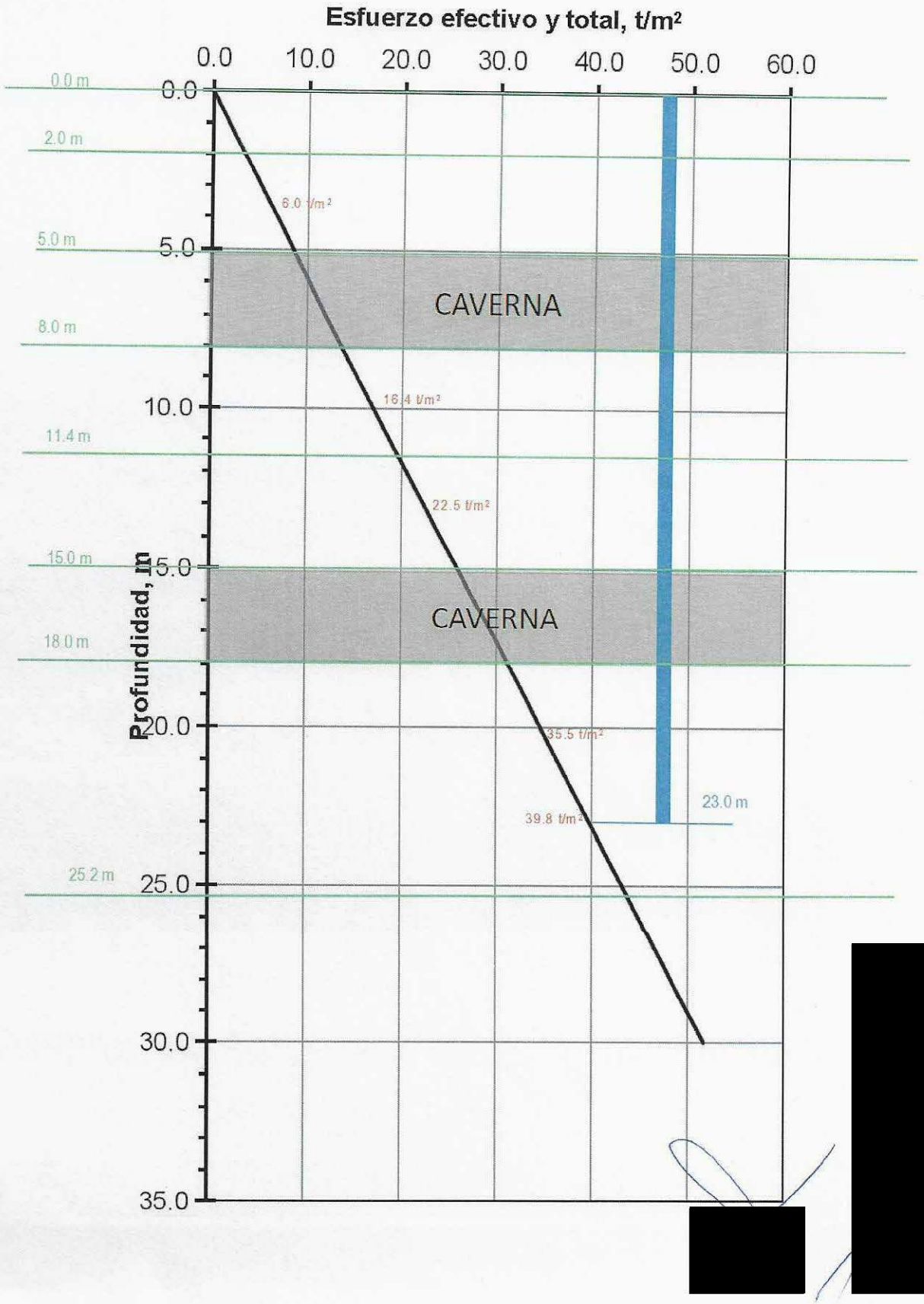
$$K_h = 0{,}0562\, k_3 / B \qquad \textit{SUELOS COHESIVOS}$$

Referencia 6

Del Castillo, Rico (2002). La ingeniería de suelos en la vías terrestres (Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas). Editorial Limusa, Noriega editores

[redacted]


SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR
Cablebús L-3, Torre 3
SPT-1
DESCRIPCION GEOTÉCNICA DEL MATERIAL
PROF. m
CONTENIDO DE AGUA
NÚMERO DE GOLPES
0.0 m
2.0 m
5.0 m
8.0 m
11.4 m
15.0 m
18.0 m
25.2 m
CAVERNA
CAVERNA
γ_m=1.7 t/m3
γ_m=1.7 t/m3
γ_m=1.8 t/m3
γ_m=1.7 t/m3
γ_m=1.7 t/m3
23.0 m
N_{SPT}= 113
N_{SPT}= 104
N_{SPT}= 57
N_{SPT}= 109
N_{SPT}= 69
N_{SPT}= 52



[redacted]

[redacted]

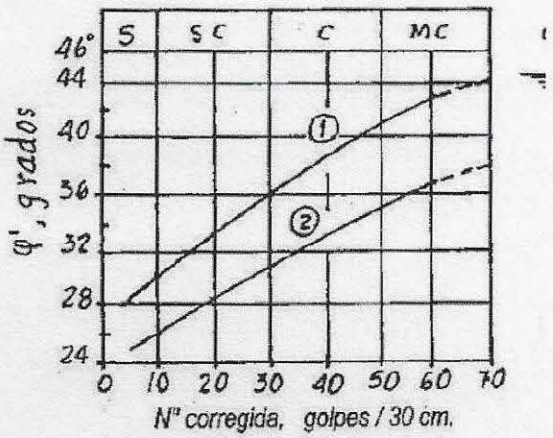
[redacted]

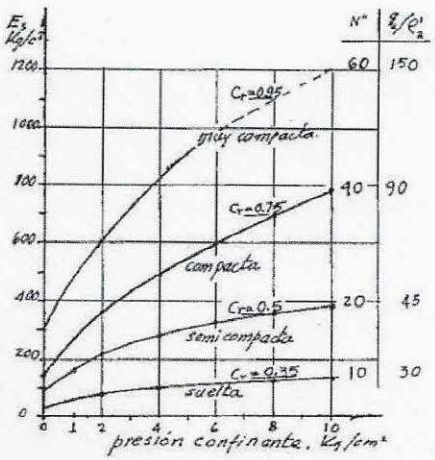
TORRE T-3. LÍNEA 3 DE CABLEBÚS

ESTRATO No	PROFUNDIDAD, m DE	A	c, t/m²	ϕ, grados	γm, t/m³	E, kg/cm2	ν	Nspt	DESCRIPCION DEL SUELO
1	0.00	2.00							
2	2.00	5.00	30.0	-	1.70	425 (2*)	0.30	104	Arcilla arenosa. Material café claro de consistencia dura.
3	5.00	8.00	-						CAVERNA
4	8.00	11.40	-	36(**)	1.70	500(**)	0.25	57	Arena arcillosa. Material café claro y muy compacto.
5	11.40	15.00	-	38(**)	1.80	500(**)	0.25	109	Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.
6	15.00	18.00	-						CAVERNA
7	18.00	23.00	35.0	0.0	1.70	425 (2*)	0.30	69	Arcilla arenosa. Material gris y de consistencia dura.
8	23.00	25.20	35.0	0.0	1.70	425 (2*)	0.30	52	Arcilla arenosa. Material gris y de consistencia dura.

c = Parametro de cohesión
ϕ = Ángulo de fricción
γm = Peso volumétrico
(1*) Braja M Das, ref 7
(2*) Manual de la CFE, ref 8

E = Módulo de elasticidad
ν = Relación de Poisson
Nspt = Número de golpes promedio en prueba de penetración estándar
(**) Obtenido por correlación, E Tamez, ref 2.





b) Módulo de Young para arena limosa media, en prueba triaxial drenada, para diferentes presiones confinantes y compacidades relativas

Tipo de suelo	E MPa
Arcilla:	
muy blanda	0.3 - 3
blanda	2 - 4
media	4.5 - 9
dura	7 - 20
arenosa	30 - 42.5
Arena:	
limosa	5 - 20
suelta	10 - 25
compacta	50 - 100
Arena con grava:	
suelta	10 - 25
compacta	80 - 200

Tipo de suelo	ν
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcillas no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla arenosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena densa	0.2 - 0.4
Arena gruesa (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.15
Arena fina (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.25
Loess	0.1 - 0.3

Tabla 2.3 Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número N_{60} de penetración estándar.

Número N_{60} de penetración estándar	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, q_u kN/m²	lb/pies²
0-2	Muy blanda	0-25	0-500
2-5	Blanda	25-50	500-1 000
5-10	Medio firme	50-100	1 000-2 100
10-20	Firme	100-200	2 100-4 200
20-30	Muy firme	200-400	4 200-8 400
>30	Dura	>400	>8 400

Capacidades de carga de pilas, Abril 2023. T-3 LÍNEA 3 DE CABLEBÚS (CONSIDERANDO PRESENCIA DE CAVERNAS DE 5.0 A 8.0 Y DE 15.0 A 18.0 M.).												
Diametro de pila m	Área lateral, A_L m^2	Área de punta A_p m^2	Capacidad por fricción, C_f t	Capacidad por punta, C_p t	Peso de pila t	Capacidad de carga reducida, R t	Compresión t	Tensión t	Deformación, cm	Esf, kg/cm2	Kv, ton/cm	K, kg/cm^3
1.0	56.6	0.785	221.1	263.5	39.6	445.1	445.1	246.8	3.25	40.5	97.8	12.5
1.2	67.9	1.131	241.5	379.5	57.0	564.0	564.0	278.6	3.78	35.6	106.6	9.4
1.4	79.2	1.539	261.9	516.5	77.6	700.9	700.9	312.4	4.32	32.5	115.9	7.5

Capacidades de carga de pilas, Abril 2023. T-3 LÍNEA 3 DE CABLEBÚS (CONSIDERANDO PRESENCIA DE CAVERNAS DE 5.0 A 8.0 Y DE 15.0 A 18.0 M; ASÍ COMO, LA DEFORMACIÓN DE 1.0 CM Y LA CARGA DE 242 TON												
Diametro de pila m	Área lateral, A_L m^2	Área de punta A_p m^2	Capacidad por fricción, C_f t	Capacidad por punta, C_p t	Peso de pila t	Capacidad de carga reducida, R t	Compresión t	Tensión t	Deformación, cm	Esf, kg/cm2	Kv, ton/cm	K, kg/cm^3
1.0	88.0	0.785	242.0	0.0	39.6	202.4	202.4	267.7	1.00	18.4	144.6	18.4
1.2	105.6	1.131	242.0	0.0	57.0	185.0	185.0	279.1	1.00	11.7	132.1	11.7
1.4	123.2	1.539	242.0	0.0	77.6	164.4	164.4	292.4	1.00	7.6	117.4	7.6

F_R=	0.65	
D_p=	1.00	m
P_p=	3.14	m
P_v=	39.80	t/m^2
F_R=	0.35	
A_p=	0.79	m^2
c_u=	35.00	t/m^2
N_{max}=	-	
N_{min}=	-	
L_c=	21.00	m
N*c =	13.00	
C_o=	263.54	ton

SUELOS FRICCIONANTES

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1} \overline{p}_{vi} \beta_i L_i$$

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z_i}; \quad 0.25 \le \beta \le 1.2$$

$$C_p = \left(\overline{p}_v N_q^* F_R + p_v\right) A_p$$

$$N_q^* = N_{min} + L_c \frac{N_{max} - N_{min}}{4B\tan(45° + \phi/2)}$$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{min}	7	11.5	20	39	78	130

SUELOS COHESIVOS

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \alpha_i c_{ui} L_i$$

$$\alpha_i = 0.5\sqrt{\frac{p_{vi}}{c_{ui}}}$$

$$C_p = \left(c_u N_c^* F_R + p_v\right) A_p$$

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

NOTA: AL TOMAR LA CARGA DE 242 TON, LAS DEFORMACIONES SON MENORES A 1.0 CM . PARA EL CALCULO DE LOS RESORTES SE TOMA 1.0 CM DE DEFORMACIÓN.

ESTRATO	De, m	a, m	Zi, m	Li, m	γ i, t/m^3	P vi, t/m^2	c_u t/m^2	β . α	Cf, ton
	0.00	2.00				-	-	-	-
Arcilla arenosa. Material café claro de consistencia dura.	2.00	5.00	3.50	3.00	1.70	6.00	30.00	0.22	22.13
	5.00	8.00			CAVERNA				
Arena arcillosa. Material café claro y muy compacto.	8.00	11.40	9.70	3.40	1.70	16.40	-	0.75	46.14
Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.	11.40	15.00	13.20	3.60	1.80	22.50	-	0.63	55.94
	15.00	18.00			CAVERNA				
Arcilla arenosa. Material gris y de consistencia dura.	18.00	23.00	20.50	5.00	1.70	35.50	35.00	0.50	96.90

Cf= 221.10 ton

[redacted]

[redacted]

[redacted]

3.- ASENTAMIENTO PARA PILA DE 1.0 M DE DIAMETRO.

$Es := 425$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm². (Figura 9, valores determinados a partir de correlaciones

$\upsilon := 0.3$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m³

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm²

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm²

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm²

$Cp(B) := 263.5$ ton $Cf(B) := 221.1$ ton $(B) := 1.0$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto, ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66 \cdot Cf(B)}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila, ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila, ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.00$ $\rho c(B) = 0.43$ $\rho s(B) = 2.82$ $\rho t(B) = 3.25$ cm

$Es := 425$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm². (Figura 9, valores determinados a partir de correlaciones).

$\upsilon := 0.3$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m³

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm²

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm²

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm²

$Cp(B) := 20.9$ ton $Cf(B) := 221.1$ ton $(B) := 1.0$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto, ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66 \cdot Cf(B)}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila, ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila, ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.00$ $\rho c(B) = 0.17$ $\rho s(B) = 0.22$ $\rho t(B) = 0.40$ cm

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE 3

Módulos de reacción horizontal para pilas, ref 6

Diámetro de la pila, B= 1.00 m

Profundidad, m		z m	DESCRIPCION DEL SUELO	Nspt prom	k_2	k_3	z/B	Modulos de reacción K_h, ton/m^2.cm	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a	–	–						
0.00	2.00	1.00	–						
2.00	5.00	3.50	Arcilla arenosa. Material café claro de consistencia dura.	104	-	530.0	3.5	29.8	2.98
5.00	8.00	0.00	CAVERNA						
8.00	11.40	9.70	Arena arcillosa. Material café claro y muy compacto.	57	120.0	-	9.7	322.2	32.22
11.40	15.00	13.20	Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.	109	120.0	-	13.2	438.5	43.85
15.00	18.00	0.00	CAVERNA						
18.00	23.00	20.50	Arcilla arenosa. Material gris y de consistencia dura.	69	-	460.0	20.5	25.9	2.59

z = profundidad promedio del estrato, m
k_2 = coeficientes que se determinan a partir de gráficas, pag 52 ref 6
B = diámetro o ancho de cimiento, m
k_3 = Módulo de reacción

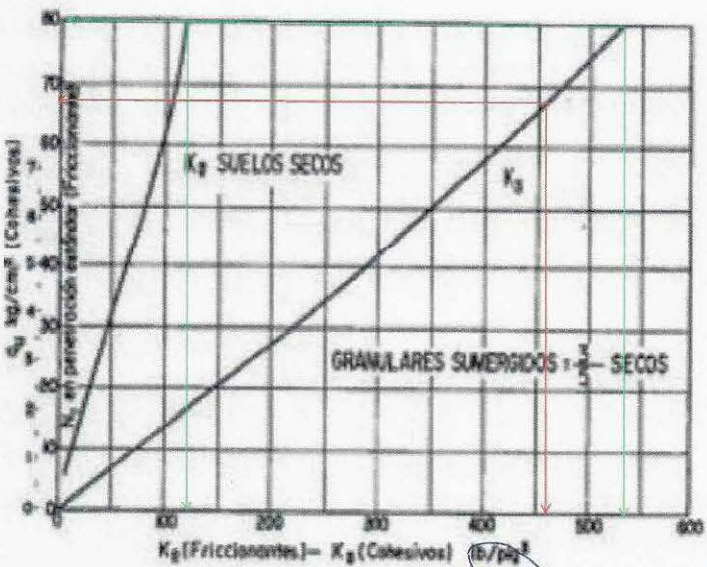
$K_h = 0{,}2768\, k_2\, z / B$ *SUELOS FRICCIONANTES*

$K_h = 0{,}0562\, k_3 / B$ *SUELOS COHESIVOS*

CRITERIO. Con datos de sondeo puntual y clasificación de campo y de laboratorio.

Referencia 6

Del Castillo, Rico (2002). La ingeniería de suelos en la vías terrestres (Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas). Editorial Limusa, Noriega editores



PROYECTO INTEGRAL DE LA "CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES- LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

GRUPO INDI
Gami Ingeniería e Instalaciones, S.A. de C.V.
Doppelmayr

CONTROL DE DOCUMENTOS

☐ Autorizado para construcción — Fecha _____

☐ Autorizado para implementación — Fecha _____

■ Solo para información — Fecha _____

☐ Obsoleto — Fecha _____

Copia Controlada para: SUPERVISIÓN CABLEBUS L3

Autoriza: _____

[redacted]

Elaboró	Autorizó.	Enterado
[redacted]		[redacted]

Contenido

1. ANTECEDENTES 3
2. OBJETO 3
3. ALCANCES 3
4. CARACTERÍSTICAS GENERALES Y UBICACIÓN DE LA TORRE4 3
5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO 5
5.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE 5
5.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 5
5.3 ENSAYES DE LABORATORIO 5
5.4 INTERPRETACIÓN ESTRATIGRÁFICA 5
5.5 MODELO GEOMECÁNICO 7
6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN 8
6.1 CARGAS ACTUANTES 8
6.2 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN 8
6.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA 8
6.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 10
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 12
7.2 PILAS 13
7.3 EXCAVACIÓN 155
7.4 MINAS 16
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 16
9. ANEXO 1. CARGAS ACTUANTES EN TORRE TIPO CONCÉNTRICA 20
10. ANEXO2. MEMORIA DE CÁLCULO 26

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del cablebús 4

Índice de Tablas

Tabla 1. Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3 4
Tabla 2. Modelo geomecánico de diseño ..... ¡Error! Marcador no definido.
Tabla 3 Valores de N_{max} y N_{min} 9
Tabla 4. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación ..... ¡Error! Marcador no definido.
Tabla 5. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas ..... ¡Error! Marcador no definido.
Tabla 6. Módulos de reacción horizontal para pilas ..... ¡Error! Marcador no definido.
Tabla 7. Módulos de reacción horizontal para dado ..... ¡Error! Marcador no definido.

[redacted]

1. Antecedentes

Con el propósito de cumplir con los términos de referencia del proyecto "CONSTRUCCIÓN CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES - LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PUBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO. El consorcio solicito a la empresa INGENIEROS CUEVAS ASOCIADOS, realizar el compendio para el presente estudio de mecánica de suelos para la Torre 4; originalmente realizado por la empresa LIEC S.A. DE C.V, del proyecto correspondiente al sistema de transporte urbano, Cablebús, línea 3, que se extenderá del Complejo Cultural Los Pinos (Calzada del Rey, S/N, Chapultepec Primera sección, Alcaldía Miguel Hidalgo) a la Av. Vasco de Quiroga, Alcaldía Álvaro Obregón.

2. Objeto

Realizar el estudio geotécnico para la Torre 4. Con base en los resultados de la exploración geotécnica y geofísica y de las pruebas de laboratorio, se determinaron las condiciones estratigráficas del sitio, así como la solución de cimentación y su nivel de desplante, la capacidad de carga reducida del suelo y los asentamientos que se presentarán en la masa de suelo correspondiente a esta torre con coordenadas X= 475,868.00; Y= 2,143,913.00 y se ubicará sobre las áreas verdes del bosque de Chapultepec IV sección, en Industrias Militares de SEDENA, Alcaldía Álvaro Obregón, CDMX.

3. Alcances

En el presente informe se presenta la solución de cimentación y descripción del procedimiento constructivo de la misma, solución basada en: experiencia que se tiene de la zona, los resultados de la exploración geotécnica, las pruebas de laboratorio y en las correlaciones con el sondeo de penetración estándar, todo esto en conjunto permitieron definir un modelo geotécnico de análisis y llegar a una solución de cimentación que cumpla con los estados límite de falla y de servicio, establecidos con la Reglamentación vigente (Ref. 1).

4. Características generales y ubicación de la Torre 4

La línea 3 de Cablebús está compuesta por 6 estaciones, cada una con su propia edificación. La longitud proyectada de la línea es de 5.42 km y brindará una capacidad de transporte máxima/final de 3000 pasajeros/hora en cada sentido.

El proyecto será realizado en la demarcación territorial de Álvaro Obregón y Miguel Hidalgo, ubicada en la zona centro – poniente de la Ciudad de México limitado al sur con las alcaldías de Magdalena Contreras y Tlalpan, oriente con la alcaldía de Benito Juárez y Cuauhtémoc, al norte con la alcaldía Azcapotzalco y este con los municipios mexiquenses de Tecamachalco y Naucalpan de Juárez.

La denominación y ubicación inicial de cada una de las 6 estaciones se describe en la siguiente tabla:

Número de estación	Estación	Tipo de estación	Latitud	Longitud	Distancia hacia su próxima estación (km)
E – 1	Vasco de Quiroga	Retorno	19°23'7.67"N	99°13'39.59"O	0.59
E – 2	Cineteca Nacional / Bodega Nacional de las Artes	De Paso	19°23'24.16"N	99°13'50.24"O	1.15
E – 3	Parque Cri – Cri	Doble Motriz	19°23'48.33"N	99°13'20.14"O	0.90
E – 4	Lienzo Charro / CECYT 4 "Lázaro Cárdenas"	De Paso	19°23'56.37"N	99°12'50.77"O	1.65
E – 5	Panteón Civil de Dolores	De Paso	19°24'26.00"N	99°12'3.90"O	1.13
E - 6	Metro Constituyentes – Los Pinos	De Retorno	19°24'46.93"N	99°11'29.40"O	1.13

Tabla 1. Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3

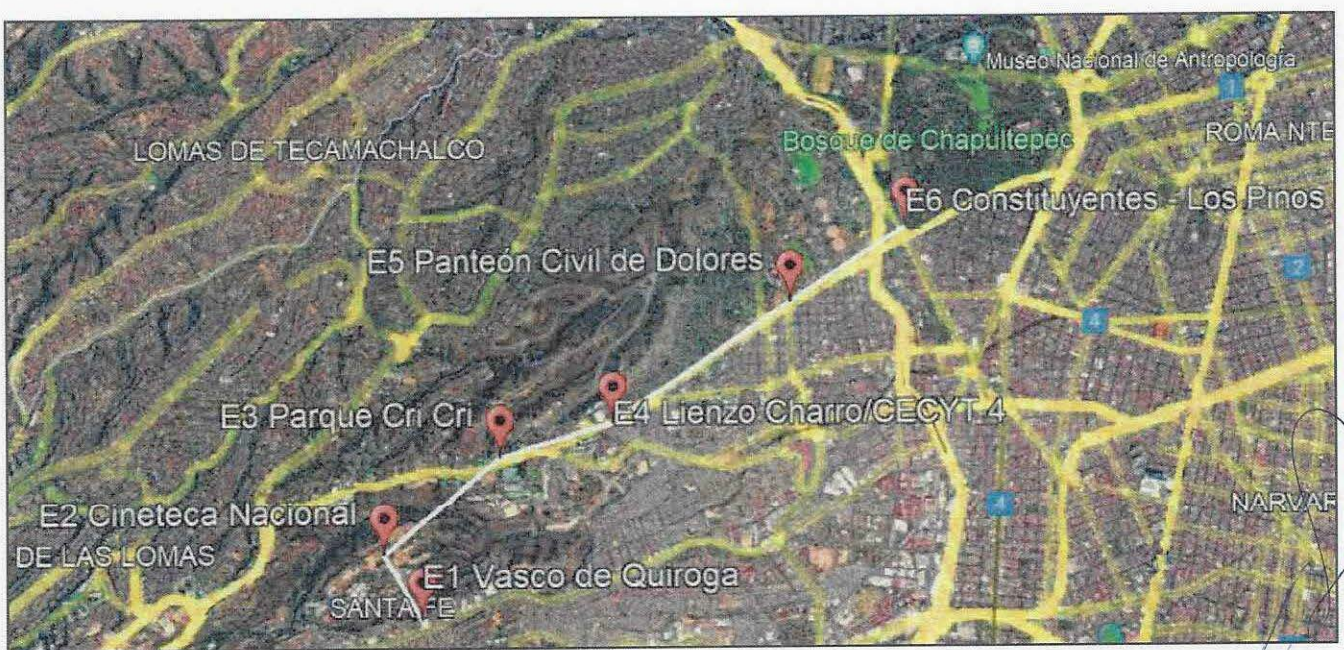


Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del cablebús

La Torre 4, con coordenadas X= 475,868.00; Y= 2,143,913.00 y se ubicará sobre las áreas verdes del bosque de Chapultepec IV sección, en Industrias Militares de SEDENA, Alcaldía Álvaro Obregón, CDMX, esta torre será del tipo concéntrica.

5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

5.1 Información geotécnica disponible

Zonificación geotécnica. El sitio se localiza en la denominada **"Zona de Lomas" (Ref. 1)**, definida por la sierra de Monte Alto y la Sierra de las Cruces. Esta zona está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose por la acumulación de material piroclástico en la parte superficial, así mismo, se pueden encontrar materiales compactos a muy compactos, formados por depósitos de tobas amarillentas formadas por vidrio pumítico fino a grueso. **En esta zona también es frecuente la presencia de minas antiguas que ha dejado la explotación subterránea o superficial de materiales de construcción en el pasado, las cuales pueden ocasionar problemas geotécnicos a las cimentaciones que en esa zona se construyan.**

5.2 Exploración geotécnica

Para definir las condiciones estratigráficas del sitio, se realizó un sondeo de penetración estándar, (SPT-1, T-4), a una profundidad máxima de 35.0 m. La técnica de penetración estándar consiste en el hincado a percusión de un muestreador de medidas estandarizadas (penetrómetro), dejando caer sobre este, un peso de 63.0 kg, desde una altura de 76 cm, contabilizando el número de golpes necesarios para hincar los 30 cm centrales del muestreador (Ref. 2).

5.3 Ensayes de laboratorio

A las muestras obtenidas de los sondeos se les realizaron las siguientes pruebas:

- Clasificación visual y al tacto de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- Contenido natural de agua
- Granulometría por mallas
- Contenido de finos por lavado
- Límites de consistencia

5.4 Interpretación estratigráfica

Con base en los resultados de las pruebas de laboratorio y los sondeos exploratorios, a continuación, se presenta la interpretación estratigráfica del sitio en estudio:

De 0.0 a 0.60 m. Material de relleno (arcilla arenosa con grava, CL), color café claro, de consistencia dura, con un número de golpes en la prueba de penetración estándar N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, de 4.5%. El porcentaje de finos de 51%, mientras que el porcentaje de arena varía entre 30% y gravas de 19%.

De 0.6 a 6.0 m. Limo poco arenoso (ML), color café claro, de consistencia dura, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, en promedio de 22%. El porcentaje de finos promedio de 83%, un promedio de16% de arena y gravas de 0.5%.

De 6.0 a 25.0 m. Arena arcillosa con grava (SC), color café claro, de compacidad muy compacta, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, es en promedio de 12%. El promedio de porcentaje de finos es de 20%, de arena varía entre 42 a 45% y gravas de 25 a 41%.

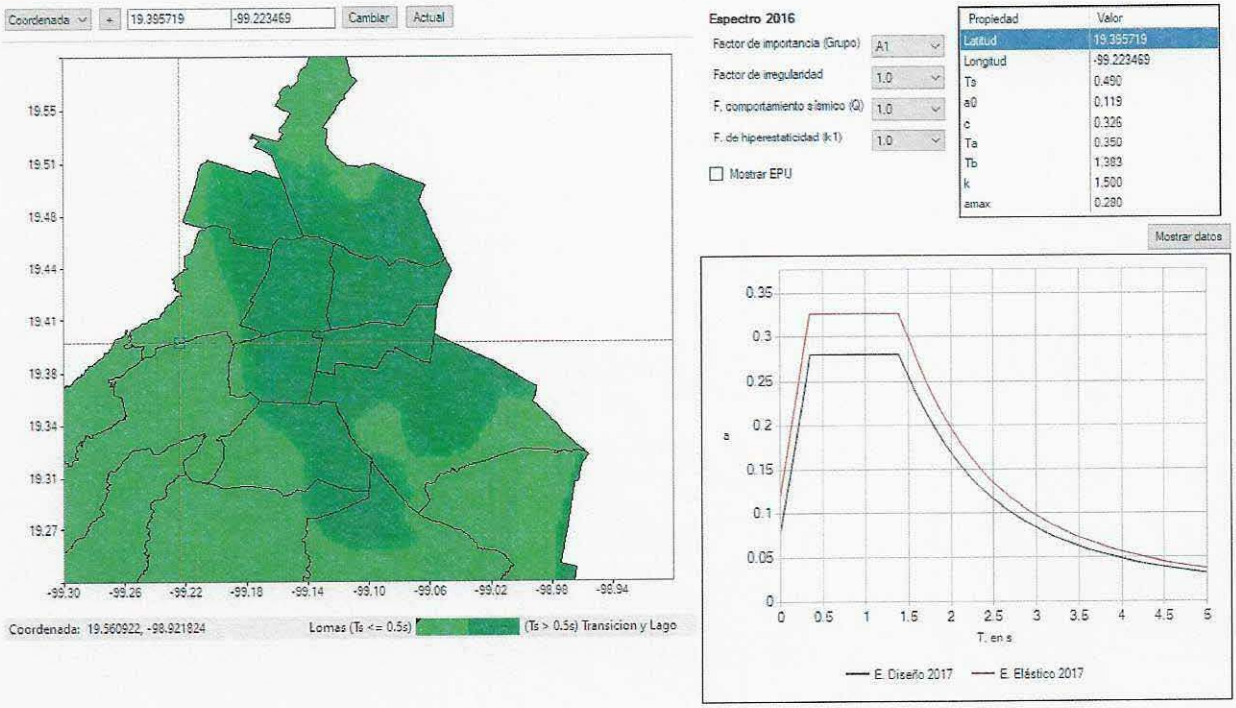
De 25.0 a 35.2 m. Limo arenoso (ML), color café claro, con un lente de arena arcillosa (SC) de compacidad dura y color gris de 15.6 a 16.8 m, de consistencia dura, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, promedio de 29%. El porcentaje de finos varía de 50 a 76%, el porcentaje de arenas varía del 23 a 48% y el porcentaje de gravas es de 1%.

Condiciones piezométricas. Durante los trabajos de exploración no se detectó nivel freático. En esta zona se presenta a gran profundidad.

Minas. Durante los trabajos de ejecución de los sondeos, no se presentaron pérdidas de fluido de perforación, ni caída repentina de barras. Sin embargo, tomando en cuenta toda la información recabada de la zona, de las zonas minadas y lo identificado en puntos cercanos, se consideran dos lechos de antiguas minas u oquedades. La primera de ellas, entre 5.0 y 8.0 m y la segunda, entre 15.0 y 18.0 m; correspondiente con los materiales pumíticos antiguamente explotables.

Coeficiente sísmico. Tomando en cuenta la posición central de la Estación 2 y el software SASID (Ref. 3), el coeficiente sísmico elástico es de 0.326, con una aceleración espectral, a_0= 0.119. Queda a juicio del Ingeniero estructurista los factores de hiperestaticidad, importancia, irregularidad y de sobre-resistencia para la obtención del espectro de diseño final.

[redacted]



5.5 Modelo geomecánico

Los parámetros mecánicos de los estratos que conforman la estructura del subsuelo; necesarios para la determinación de la capacidad de carga y deformaciones, se presenta en la tabla siguiente y son resultados de los resultados de la exploración geotécnica y laboratorio realizados en la Torre 4:

Tabla 2. Modelo geomecánico de diseño

Unidad	Profundidad (m)	S.U.C.S	γ (t/m³)	c (t/m²)	$\phi°$	E (kg/cm²)	Observaciones
1	0.0 a 2.0	Relleno		-	-	-	Aunque no se detectaron minas subterráneas en este punto, se toma en cuenta toda la información cercana al sitio en estudio. Para el diseño geotécnico de esta torre, se consideran dos lechos de posibles antiguas minas, entre 5.0 y 8.0 m y entre 15.0 y 18.0 m. En estas longitudes, la aportación vertical y lateral se considera nula.
2	2.0 a 5.0	ML	1.70	-	35	500	
3	5.0 a 8.0	-	-	-	-	-	
4	8.0 a 15.0	SC	1.70	-	38	600	
5	15.0 a 18.0	-	-	-	-	-	
6	18.0 a 23.0	SC	1.80	-	38	800	
7	23.0 a 25.0	SC	1.80	-	38	800	

γ: peso volumétrico; c: cohesión; ϕ: ángulo de fricción interna

Cabe mencionar que, las propiedades de resistencia y deformabilidad se determinaron mediante correlaciones con el número de golpes N (Ref. 4), de la prueba de penetración estándar, presentes en la memoria de cálculo.

6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

La Torre 4, con coordenadas X= 475,868.00; Y= 2,143,913.00 y se ubicará sobre las áreas verdes del bosque de Chapultepec IV sección, en Industrias Militares de SEDENA, Alcaldía Álvaro Obregón, CDMX, esta torre será del tipo concéntrica.

6.1 Cargas actuantes

Las cargas actuantes a nivel de cimentación; que incluye el peso del dado; que se determinaron en el análisis estructural de una torre tipo concéntrica se presenta en el Anexo 1. En este anexo, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc.

6.2 Solución de cimentación

Tomando en cuenta la importancia de la estructura, que es considerada TIPO A1, la solución de cimentación consiste en pilas de sección circular de 1.0 m de diámetro como mínimo, que trabajen por fricción y por punta.

Aunque la capacidad de carga puede ser mayor a las cargas actuantes, es obligado y recomendable que el diámetro mínimo sea de 1.0 m, con la intención de que una vez que se haya terminado los trabajos de perforación, se realice una inspección visual en toda su longitud y en el piso del nivel del desplante. **En caso de que se detecten minas u oquedades que no pudieron ser identificadas durante la exploración geotécnica o geofísica, la profundidad de las pilas aquí recomendada deberá ser ajustada, así como los valores de la capacidad de carga.**

Minas. Durante los trabajos de ejecución de los sondeos, no se presentaron pérdidas de fluido de perforación, ni caída repentina de barras. Sin embargo, tomando en cuenta toda la información recabada de la zona, de las zonas minadas y lo identificado en puntos cercanos, se consideran dos lechos de antiguas minas u oquedades. La primera de ellas, entre 5.0 y 8.0 m y la segunda, entre 15.0 y 18.0 m; correspondiente con los materiales pumíticos antiguamente explotables.

La solución de cimentación será con pilas desplantadas a 23.0 m de profundidad; tomando como referencia el nivel de brocal; es decir, desde el nivel de piso existente. Hasta el momento se tiene considerado un dado de 4.5 x 4.5 m de sección y 2.0 m de peralte, por lo que las pilas tendrán una longitud efectiva de 21.0 m.

6.3 Estado límite de falla

De acuerdo a las NTC cimentaciones del 2017 (Ref. 1), en todo momento, la sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor de carga, deberá ser menor que la capacidad de carga reducida de cada pila o grupo de pilas, con el cumplimiento de la desigualdad:

$$\sum QF.C < R \tag{1}$$

Donde:

- ΣQF.C sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor o factores de carga
- R capacidad de carga reducida de las pilas, t

Capacidad de carga reducida. La capacidad de carga de las pilas fue determinada mediante la expresión siguiente (Ref. 1):

$$R = C_p + C_f - W_p \tag{2}$$

Donde:

- R capacidad de carga reducida, t
- C_p capacidad de carga reducida por punta, t
- C_f capacidad de carga reducida por fricción, t
- W_p peso del elemento, t; t/m

Con:

$$C_p = (p'_v N_q{}^* F_R + P_v) A_p \tag{3}$$

Donde:

- p'_v esfuerzos efectivos al nivel de desplante, igual a 39.9 t/m^2
- $N_q{}^*$ factor de capacidad de carga
- F_R factor de resistencia, igual a 0.35
- P_v esfuerzos totales al nivel de desplante, igual a 39.9 t/m^2

Con:

$$N_q{}^* = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)} \tag{4}$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} \leq 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \tag{5}$$

O bien

$$N_q{}^* = N_{máx} \tag{6}$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} > 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \tag{7}$$

Donde:

- Le longitud de empotre en el estrato resistente, igual a 21.0 m
- B diámetro de la pila, m.
- ϕ ángulo de fricción interna del material de desplante, igual a 38°

Los valores de $N_{máx}$ y $N_{mín}$, se presentan en la Tabla 3, función del valor del ángulo de fricción interna del material de desplante:

Tabla 3 Valores de N_{max} y N_{min}

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{min}	7	11.5	20	39	78	130

Por su parte, la capacidad de carga por fricción se determinó mediante las siguientes expresiones (Ref. 2):

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \beta_i \bar{p}_{vi} L_i \quad \text{suelos friccionantes} \tag{8}$$

Donde:

- P_p perímetro de la pila, m
- F_R factor de resistencia, igual a 0.65
- L_i longitud de la pila en el estrato de interés, m
- β_i coeficiente de fricción
- $\bar{p}_{vi}$ esfuerzos efectivos a la profundidad media del estrato de interés, t/m^2

Con

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{Z} \text{ para } 0.25<\beta_i<1.2 \quad \text{para suelos friccionantes} \tag{9}$$

Capacidad a la tensión. Los efectos de tensión en la torre; que se presenten a nivel de cimentación, tendrán que ser tomados por las pilas; su capacidad a la tensión estará es función de la fricción más una porción el peso propio del elemento:

$$C_{te} = C_f + 0.65\, W_p \tag{10}$$

Donde:

- C_{te} capacidad reducida a la tensión, t.
  las demás literales ya fueron definidas.

Sustituyendo los valores correspondientes, se presentan las siguientes capacidades de carga reducida para pilas de distintos diámetros:

Tabla 4. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación

D (m)	Wp (t)	C_p (t)	C_f (t)	R (t)	C_{te} (t)
1.0	39.6	706.5	380.3	1047.2	406.0
1.2	57.0	1017.9	456.3	1417.2	493.4
1.4	77.6	1385.1	532.4	1839.9	582.8

Las capacidades de carga reducida, R, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a compresión y las capacidades a la tensión, C_{te}, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a tensión. Esta comparación se presenta en el Anexo 1, de acuerdo con la revisión de las cargas actuantes. ***Cabe mencionar que las capacidades de carga por punta de las pilas, están limitadas a un esfuerzo de 900 t/m^2, para evitar asentamientos inadmisibles por la reglamentación vigente.***

6.4 Estado límite de servicio

La deformación total que sufrirá cada pila, estará compuesta por la deformación propia del elemento; primer término de la expresión, más la correspondiente a la del suelo de sustento; su magnitud se determinó con la expresión siguiente (Ref. 4), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$\delta = \frac{(C_p + 0.66 C_f)L}{10\, A_p\, E_c} + \frac{0.36\, C_p\, D}{10\, A_p\, E_s} \qquad (11)$$

Donde:

- δ deformación total de la pila, cm
- L longitud de la pila, igual a 2,300 cm
- D diámetro de la pila, cm
- E_s módulo de elasticidad del suelo de desplante, igual a 400 kg/cm^2
- E_c **módulo de elasticidad del concreto, igual a 280,000 kg/cm^2, para f'c= 400 kg/cm^2**

con

$$E_c = 14{,}000 \sqrt{f'c} \qquad (12)$$

Módulo de reacción vertical. La constante de resorte para pilas; que será utilizado para el diseño estructural de la cimentación considerando la interacción suelo-estructura, se determinó como sigue (Ref.5), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$k_v = \frac{q}{\delta} \qquad (13)$$

Donde:

- k_v módulo de reacción vertical, t/cm.
- las demás literales ya fueron definidas.

Al sustituir los valores correspondientes en las expresiones (11) y (13), se obtienen los valores siguientes de asentamientos y módulos de reacción vertical:

Tabla 5. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas

D (m)	δ (cm)	k_v (t/cm)	k_v (kg/cm^3)
1.0	1.0	144.6	18.4
1.2	1.0	132.1	11.7
1.4	1.0	117.4	7.6

Módulos de reacción horizontal. Para la revisión estructural de las pilas sometidas a cargas laterales, a continuación, se presenta el módulo de reacción horizontal (Ref. 6).

Para suelos friccionantes:

$$k_h = 0.2768\, k_2\, \frac{z}{B} \qquad (14)$$

Donde

- k_h módulo de reacción horizontal, (kg/cm^3)
- k_2 coeficientes de Terzaghi para suelos friccionantes, lb/pulg^3
- B diámetro del cimiento, m
- z profundidad media del estrato en revisión, m.

De acuerdo con las expresiones anteriores, en las Tablas 6 y 7 se muestran los módulos de reacción horizontal para las pilas de cimentación y dado; respectivamente.

Tabla 6. Módulos de reacción horizontal para pilas

Profundidad (m)	N	z (m)	k2	kh (kg/cm³)		
				B (m)		
				1.0	1.2	1.4
0.0 a 2.0						
2.0 a 5.0	111	3.5	120	11.63	9.69	8.30
5.0 a 8.0	-	-	-	-	-	-
8.0 a 15.0	98	11.5	120	38.20	31.83	27.28
15.0 a 18.0	-	-	-	-	-	-
18.0 a 23.0	166	20.5	120	68.09	56.74	48.64

Tabla 7. Módulos estáticos de reacción horizontal para dado

Profundidad (m)	N	z (m)	k3	kh (kg/cm³)
				B (m)
				4.50
0.0 a 1.2	50	0.6	200	0.25

Propuesta de cimentación. La propuesta de cimentación es con 4 pilas de 1.0 m de diámetro, con una separación de 3.0 m entre ellas. Cabe mencionar que, aunque las capacidades de carga están por arriba de la magnitud de las cargas de referencia, el diámetro mínimo de pilas será de 1.0 m, para que estas puedan ser inspeccionadas visualmente una vez que se termine su perforación y se confirme la ausencia de cavidades.

Resulta de gran importancia mencionar que esta propuesta deberá ser revisada por el área de estructuras para verificar su viabilidad. Así mismo, será el área de estructuras quien determine el diámetro y número de pilas, de acuerdo con las capacidades de carga presentadas en este informe y de acuerdo con el modelo estructural empleado.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Es importante comentar que el modelo geotécnico de análisis se determinó con base en los resultados de la exploración geotécnica, de la exploración geofísica de puntos cercanos y de la experiencia que se tiene en la zona, misma que es muy susceptible a cambios por la presencia de antiguas minas y rellenos para su rehabilitación. Cualquier cambio en las condiciones del suelo de las que se analizan en este estudio, debe de ser reportado de manera inmediata a los diseñadores, para realizar los ajustes necesarios en los análisis y se

garantice el buen comportamiento a corto, mediano y largo plazo. Por lo anterior, durante la construcción de las pilas se deberá contar con personal capacitado y calificado, para supervisar y asesorar durante los trabajos de construcción de la cimentación y que de manera oportuna se detecte cualquier cambio en las condiciones analizadas en este estudio.

7.2 Pilas

Con las áreas liberadas y reubicadas todas las instalaciones que se pudieran ver afectadas por la construcción de esta torre, se procederá con los trabajos de perforación y colado de las pilas de cimentación, tomando en cuenta los puntos siguientes:

a) Trazo y ubicación topográfica de la posición de cada una de las pilas, para garantizar la posición de cada uno de los elementos de cimentación.

b) Enseguida se realizará la perforación en seco, hasta la profundidad de desplante de proyecto. Es importante mencionar que cada una de las pilas deberá ser inspeccionada en toda su longitud, por un supervisor geotécnico y verificar el estado de las paredes y fondo, en busca de indicios de cavernas, Esto se logrará adoptando alguna de las medidas siguientes:

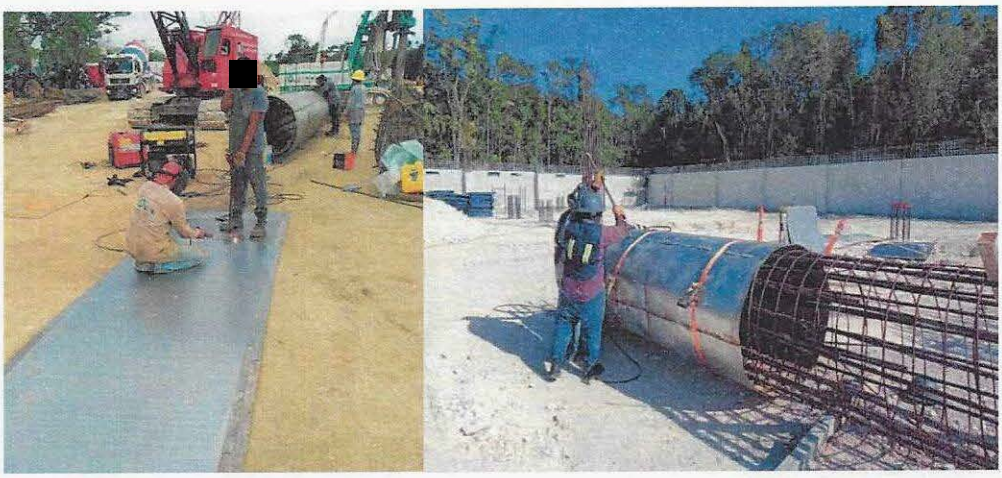
1) Haciendo descender a un supervisor por medio de la misma perforadora, asegurándose al barretón, con un arnés. **Cada una de las pilas deberá ser verificada y liberada por un supervisor de mecánica de suelos.**
2) **Se podrá recurrir a algún otro tipo de inspección, siempre y cuando estos métodos ya se hayan empleado con anterioridad y la supervisión cuente con la experiencia en el uso de estos.**

En cualquier caso, es responsabilidad del área de construcción realizar esta verificación del estado del fondo y paredes de las pilas y poder liberarlas certificando la no existencia de cavidades, fisuras, fracturas, etc.

c) El concreto para la construcción de las pilas será de una f'_c= 400 kg/cm^2; el tamaño de agregado máximo será de 1 1/2 pulg. El acero de refuerzo tendrá un f_y de 4,200 kg/cm^2.

d) Para garantizar el recubrimiento mínimo de 7.5 cm, es indispensable el empleo de silletas y "poyos" de concreto o plástico; sus dimensiones serán de 7.5x7.5x10.0 cm y se colocarán longitudinalmente a cada 2.0 m.

e) **En caso de que efectivamente se presenten oquedades o antiguas minas durante la perforación de las pilas, se deberá colocar ademe para poder realizar el colado.** Para la conformación de este ademe se deberá tener en campo lámina calibre 20, para crear un encamisado. Esta camisa se colocará durante el habilitado del acero para cada una de las pilas (Fotos 1 y 2). Esta lámina servirá como ademe perdible, para poder realizar el colado de los elementos de cimentación. La lámina se sueldará al armado, con sus respectivos separadores para garantizar el recubrimiento de proyecto.



Fotos 1 y 2. Encamisado de lámina para formar ademe perdible.

Así mismo, en caso de que se presente inestabilidad en las paredes de las perforaciones, se deberá colocar un ademe perdible.

f) Después de terminada la perforación, en un lapso menor a 18 hrs deberá concluirse totalmente el colado; que por otra parte será continuo para evitar la formación de juntas frías.

g) El armado se rigidizará para evitar excesivas deformaciones que pudiesen complicar su colocación dentro de la perforación. Para la liga estructural se recomienda que el armado tenga una longitud adicional de por lo menos 0.5 m, o la que el diseño estructural recomiende.

h) Las pilas se colarán con el procedimiento tradicional de tubo Tremie; al inicio del colado la tubería se colocará 20.0 cm por encima del nivel de desplante y se utilizará un tapón deslizante "diablo" para evitar la segregación y contaminación del concreto; durante el colado se deberá garantizar que la tubería se encuentre embebida por lo menos 1.0 m dentro del concreto, subiendo la tubería conforme asciende el nivel del concreto. El revenimiento del concreto será como mínimo de 23.0 cm. El colado se llevará por lo menos 0.50 m por arriba del lecho bajo del dado de cimentación o la longitud que determine el área de estructuras.

i) El descabece para la liga estructural se realizará mediante la demolición del concreto contaminado con martillo eléctrico, empezando en la periferia hasta llegar al núcleo, en forma descendente; en los últimos 20 cm se hará con maceta y cincel.

j) El criterio de aceptación o tolerancias para la construcción de las pilas es el siguiente:

1) *Localización*. En el posicionamiento de la cabeza del apoyo, la desviación aceptada debe ser menor del 4% del diámetro del apoyo o de 8 cm en cualquier dirección, cualquiera que sea el valor más bajo. El diseño estructural deberá de tomar en cuenta esta excentricidad.

2) *Verticalidad*. La tolerancia permisible está comprendida entre el 1 y 2 % de la longitud final del apoyo, pero sin exceder el 12.5% del diámetro del apoyo o 38 cm en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.

3) *Limpieza*. Se deberá remover todo el material suelto y de azolve del fuste antes de colocar el concreto. En ningún caso el volumen de tales materiales excederá el equivalente al que fuera necesario para cubrir 5% del área en un espesor de 5 cm.

4) *Acero de refuerzo*. La separación mínima entre varillas no debe ser menor de 1.5 veces el diámetro de la varilla ni menor de 1.5 veces el tamaño del agregado máximo.

k) Es indispensable llevar un registro en donde se anote: 1) la ubicación del apoyo; 2) la fecha y hora en que se terminó la perforación y la profundidad alcanzada; 4) fecha y hora en que se inicia y concluye el colado. Cada pila deberá ser liberada por un supervisor, una vez que se revisaron las condiciones de las paredes y piso.

l) La integridad de pilas se verificará de manera obligada mediante pruebas no destructivas de "baja deformación". Los ensayes de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, se podrán emplear métodos geofísicos como pulso simple o combinado, pozo-abajo, pozos cruzados, gama-gama o térmicos. **De acuerdo con las NTC cimentaciones (Ref. 1), se deberán realizar pruebas de integridad en el 100% de las pilas, ya que las torres y estaciones se tratan de estructuras del grupo A1.**

7.3 Excavación

De acuerdo con el preliminar del diseño estructural, el dado de cimentación tiene una sección rectangular de 4.5 x 4.5 m, con un peralte de 2.0 m. Para poder alojar este elemento, se deberá realizar la excavación con dimensiones mínimas de 4.9 x 4.9 m en planta para poder alojar la cimbra.

a) Tomando en cuenta las condiciones geotécnicas del sitio en estudio, se podrá realizar la excavación hasta la máxima profundidad, 2.0 m, con taludes con una inclinación de 70° respecto a la horizontal, protegiendo las paredes contra intemperismo, con zampeado de mortero (Fig. 4). Se deberá evitar la colocación de cargas en la corona de los cortes.

b) Al llegar a la profundidad máxima para el dado; 2.0 m, se realizará el descabece de las pilas de cimentación y en el fondo de la excavación se colocará una plantilla de concreto pobre con una f'c= 100 kg/cm^2, para proceder con el habilitado del acero de refuerzo para el dado de cimentación.

c) Posteriormente se realizará el colado del dado, habilitando las preparaciones necesarias para la conexión con la superestructura.

d) El espacio entre el perímetro del dado y los taludes de la excavación será rellenado con relleno fluido.

7.4 Minas

a) Durante los trabajos de perforación de pilas, el operador deberá prestar especial atención a los avances, cambios de presión y velocidad, así como a la caída repentina de la herramienta.

b) Ya que las pilas se proyectan con un diámetro de 1.0 m, una vez que se haya terminado la perforación de cada una de estas, se tendrá que hacer una inspección visual en toda la longitud. Esto se logrará adoptando alguna de las medidas siguientes:

1) Haciendo descender a un supervisor por medio de la misma perforadora, asegurándose al barretón, con un arnés. **Cada una de las pilas deberá ser verificada y liberada por un supervisor de mecánica de suelos.**
2) **Se podrá recurrir a algún otro tipo de inspección, siempre y cuando estos métodos ya se hayan empleado con anterioridad y la supervisión cuente con la experiencia en el uso de estos.**

En cualquier caso, es responsabilidad del área de construcción realizar esta verificación del estado del fondo y paredes de las pilas y poder liberarlas certificando la no existencia de cavidades, fisuras, fracturas, etc.

c) En caso de que se presenten minas subterráneas y/u oquedades importantes adicionales a lo considerado en este informe, se deberá dar aviso inmediato al área de mecánica de suelos, para que se tomen las medidas correctivas que se deben de realizar. Cualquier condición del suelo diferente a la considerada en este informe, deberá ser tomada en cuenta y revisar nuevamente las capacidades de carga y propuesta de desplante de las pilas, para garantizar el cumplimiento de los estados límite de falla y servicio.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

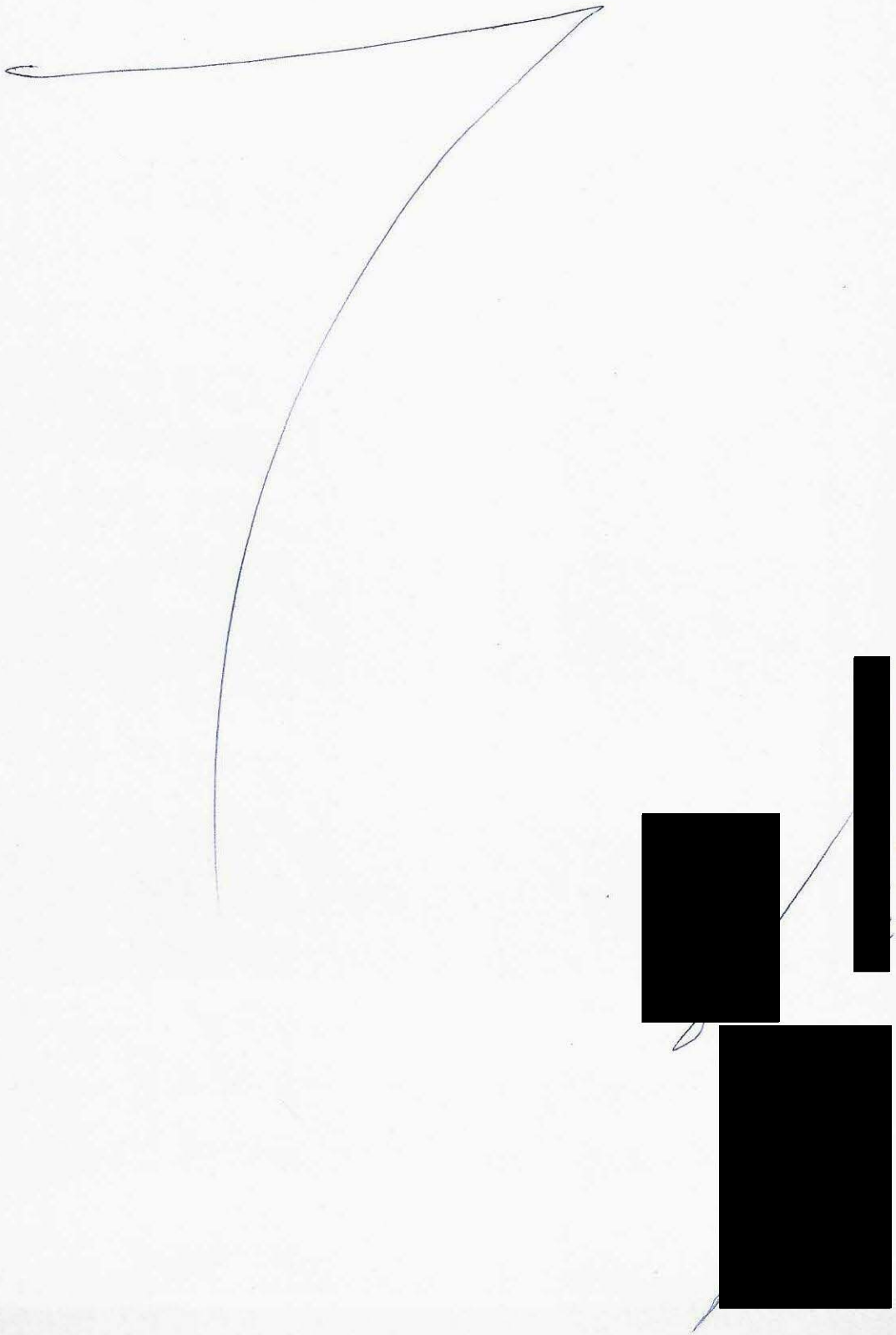
2. Tamez, E. ***Manual de diseño geotécnico Vol. 1.*** Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México, agosto 1987.

3. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

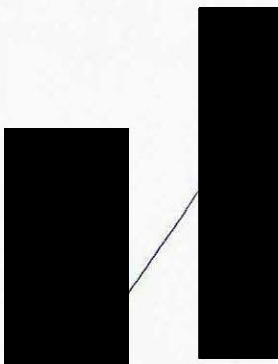
4. Tamez, E. **Ingeniería de Cimentaciones**, Ed. tgc geotecnia 2001.

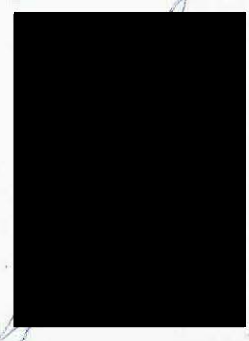
5. Zeevaert L. **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions**. Van Nostrand Reinhold 2ª

6. Rico. Del Castillo, **La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol**. II, Ed. Limusa, México 2009



PARA USO EXCLUSIVO
INTEGRAL DE LA "CON
TRANSPORTE SUSTEN
QUIROGA A METR
CABLEBÚS LÍNE
PÚBLICO CA
ROYECTO
TO DE
S),
RTE
ICO"
SISTEM
CIUDAD





PARA USO E
INTEGRAL
TRANSF
QUIROG
CABLEBÚS L
PÚBLICO CABL

9. ANEXO 1. CARGAS ACTUANTES EN TORRE TIPO CONCÉNTRICA

[redacted]

De acuerdo con el análisis estructural de la Torre 37; que es una torre concéntrica, se presentan las cargas siguientes a nivel de cimentación, mismas que ya consideran el peso del dado de cimentación. Estas cargas se tomarán en cuenta como tipo, para las torres concéntricas.

TORRE 37

Combinación Gravitacional con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	1	Combination		10.8294	0	198.5491	-2.9347	214.3148	-8.7492

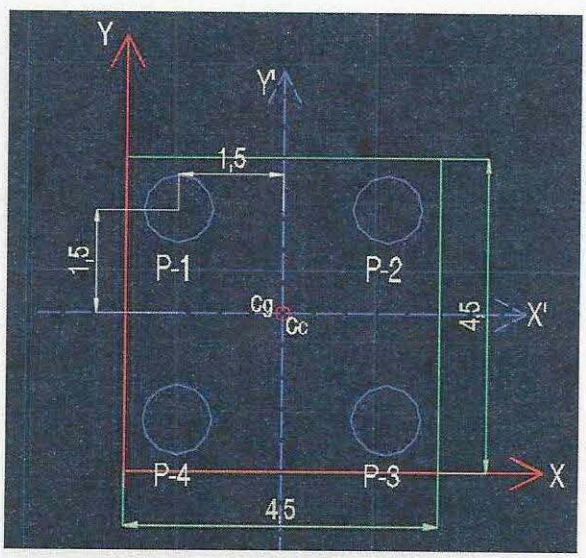
Combinación Sismo con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	82	Combination	Max	35.1217	-9.8162	165.6727	288.0877	709.1602	-37.7216

Combinación Gravitacional sin factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	0DespZ	Combination		7.2196	0	144.7686	-1.8517	104.5352	-5.8328

A continuación, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.



Esquema 1.1. Planta de pilas y referencia de ejes generales y centroidales. Cc: centro de cargas; Cg: centro de pilas

De acuerdo con la posición de las pilas y el punto de aplicación de la carga, se tiene:

Tabla 1.1

Centro geométrico de pilas					
Pila	A (m²)	X (m)	Y (m)	AX (m³)	AY (m³)
1	0.785	0.75	3.75	0.58905	2.94524311
2	0.785	3.75	3.75	2.94524	2.94524311
3	0.785	3.75	0.75	2.94524	0.58904862
4	0.785	0.75	0.75	0.58905	0.58904862
	3.142			7.1	7.1

X=	2.25	m
Y=	2.25	m

Tabla 1.2

Centro de cargas		
X=	2.25	m
Y=	2.25	m
eX=	0.0	m
eY=	0.0	m

Tabla 1.3

Momentos de inercia, pilas				
Pila	Xi (m)	Yi (m)	$(Xi)^2$	$(Yi)^2$
1	1.5	1.50	2.25	2.25
2	1.5	1.50	2.25	2.25
3	1.5	1.50	2.25	2.25
4	1.5	1.50	2.25	2.25
		Σ=	9.00	9.00

Ix=	9.00
Iy=	9.00

Para el incremento y decremento de cargas por excentricidad estática:

$$\Delta\sigma_{est} = M_{v\,est\,x}\frac{\pm y_i}{I_x} \pm M_{v\,est\,y}\frac{\pm x_i}{I_y} \quad (1.1)$$

Donde:

$\Delta\sigma_{est}$ incremento y decremento de carga estática, t
$M_{v\,est\,x}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje x, t-m
$M_{v\,est\,y}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje y, t-m
x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

Tabla 1.4

Incremento de cargas fact por excentricidad estática				
Mve X=	0.00	t-m		
Mve Y=	0.00	t-m		
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.50	0.00	49.64
2	1.5	1.50	0.00	49.64
3	1.5	1.50	0.00	49.64
4	1.5	1.50	0.00	49.64

Donde:

$$P_{max,min} = \frac{P_{est\,fact}}{No.pilas} \pm \Delta\sigma_{est} \quad (1.2)$$

Donde:

$P_{est\,fact}$ carga máxima factorizada en condición estática, igual a 198.5491 t
$P_{max,min}$ carga máxima y mínima factorizada estática, t
$\Delta\sigma_{est}$ incremento de carga por excentricidad estática, t

Por su parte, los incrementos y decrementos de cargas en condición sísmica en cada una de las pilas se determinó mediante la expresión siguiente:

$$\Delta\sigma_s = M_{vx}\frac{y_i}{I_x} \pm 0.3M_{vy}\frac{x_i}{I_y} \quad (1.3)$$

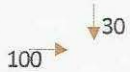
Donde:

$\Delta\sigma_s$ incremento y decremento de carga por condición sísmica, t
M_{vx} momento de volteo sísmico respecto al eje x, igual a 288.0 t-m
M_{vy} momento de volteo sísmico respecto al eje y, igual a 709.16 t-m
x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

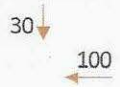
Se realizaron las 8 combinaciones con las variaciones del 100% del momento de volteo en un sentido y el 30% de momento en el otro sentido:

Tabla 1.5

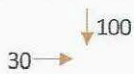
Combinaciones sísmicas para determinación de incrementos y decrementos de cargas en pilas



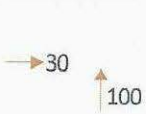
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-132.60
2	1.500	1.500	103.79
3	1.500	1.500	132.60
4	1.500	1.500	-103.79



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.50	103.79
2	1.5	1.5	-132.60
3	1.5	1.5	-103.79
4	1.5	1.5	132.60

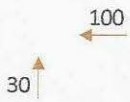


Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-83.47
2	1.5	1.5	-12.56
3	1.5	1.5	83.47
4	1.5	1.5	12.56

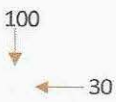


Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.5	12.56
2	1.500	1.5	83.47
3	1.500	1.5	-12.56
4	1.500	1.5	-83.47

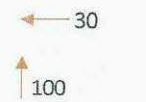
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-103.79
2	1.500	1.500	132.60
3	1.500	1.500	103.79
4	1.500	1.500	-132.60



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	132.60
2	1.500	1.500	-103.79
3	1.500	1.500	-132.60
4	1.500	1.500	103.79



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-12.56
2	1.5	1.5	-83.47
3	1.5	1.5	12.56
4	1.5	1.5	83.47



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	83.5
2	1.5	1.5	12.6
3	1.5	1.5	-83.5
4	1.5	1.5	-12.6

De acuerdo con la revisión de las 8 combinaciones anteriores:

Tabla 1.6

Incrementos max y min sísmicos		
Pila	Δσs max (t)	Δσs max (t)
1	132.60	-132.60
2	132.60	-132.60
3	132.60	-132.60
4	132.60	-132.60

Para la obtención de las cargas máximas y mínimas en cada pila, se tiene:

$$P\,Tot_{fact} = P_{max} \pm \Delta\sigma_s \qquad (1.4)$$

Sustituyendo los valores correspondientes, se tienen las siguientes condiciones de carga en cada una de las pilas analizadas:

Tabla 1.7

Cargas Tot máx y mín factorizadas		
Pila	Ptot max (t)	Ptot min (t)
1	182.24	-82.96
2	182.24	-82.96
3	182.24	-82.96
4	182.24	-82.96

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc.

Tomando en cuenta las cargas máximas y mínimas factorizadas totales de la Tabla 5.7 y las capacidades de carga reducidas a compresión y tensión, se tiene:

Tabla 1.8 Comparativa $\Sigma QF.C < R$

D (m)	R (t)	Ptot max (t)	C_{te} (t)	Ptot min (t)
1.0	1,047.2	182.24	406.0	82.96

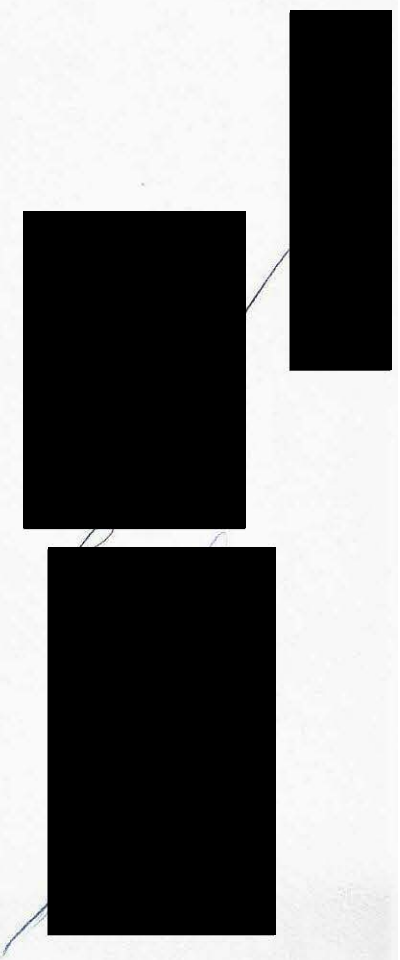
Como se puede observar, se cumple con la desigualdad para las cargas actuantes a compresión y tensión.

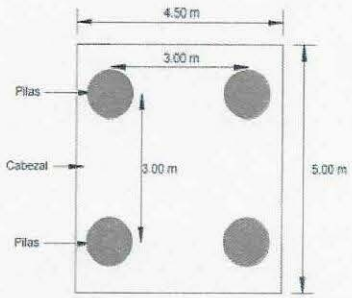
Para el caso de las cargas de servicio "Combinación Gravitacional sin factores", empleando las expresiones (1.1) y (1.2) y sustituyendo los valores correspondientes:

Tabla 1.9

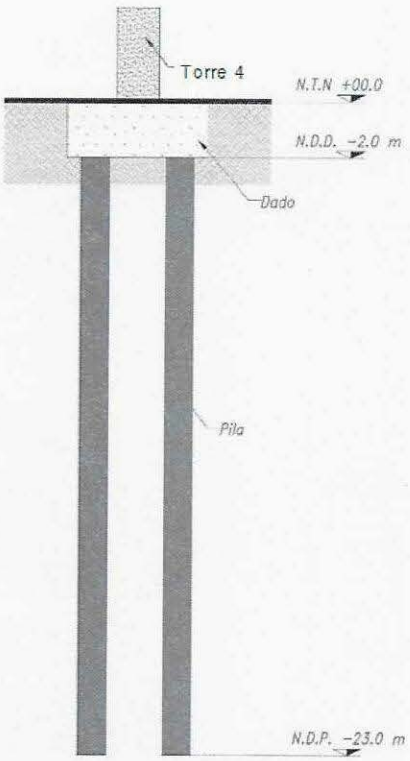
Δ de cargas serv por excent. Estática					
Mve X=	0.00	t-m			
Mve Y=	0.00	t-m			
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
2	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
3	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
4	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92

10. ANEXO 2. MEMORIA DE CÁLCULO





PLANTA



CORTE

[redacted]

Tabla 1. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación

D (m)	W_p (t)	C_p (t)	C_f (t)	R (t)	C_{te} (t)
1.0	39.6	706.5	380.3	1047.2	406.0
1.2	57	1017.9	456.3	1417.2	493.4
1.4	77.6	1385.1	532.4	1839.9	582.8

[redacted]

Tabla 2. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas

D (m)	δ (cm)	k_v (t/cm)	k_v (kg/cm^3)
1.0	1.0	144.6	18.4
1.2	1.0	132.1	11.7
1.4	1.0	117.4	7.6

Tabla 3. Constante de resorte horizontal para pilas

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE T4				
Módulos de reacción horizontal para pilas, ref -6				
		1.00	1.20	1.40
Profundidad, m		Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a			
0.00	2.00			
2.00	5.00	11.63	9.69	8.30
5.00	8.00	CAVERNA		
8.00	15.00	38.20	31.83	27.28
15.00	18.00	CAVERNA		
18.00	23.00	68.09	56.74	48.64

[redacted]

Tabla 4. Constante de resorte horizontal para dado

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, T4

Módulos de reacción horizontal para dado, ref 6

Ancho de la zapata, B= 4.50 m

Profundidad, m		z m	Material		k3	z/B	Modulos de reacción K_h $ton/m^2.cm$	Modulos de reacción K_h Kg/cm^3
De	a	--	--	N, golpes				
0.00	1.20	0.60	Arcilla arenosa. Material café claro	28.0	200.0	0.1	2.5	0.25

[redacted]

z = profundidad promedio del estrato, m
k_2 = coeficientes que se determinan a partir de gráficas, pag 52 ref 3
B = diámetro o ancho de cimiento, m
k_h = Módulo de reacción

CRITERIO. Con datos de sondeo puntual

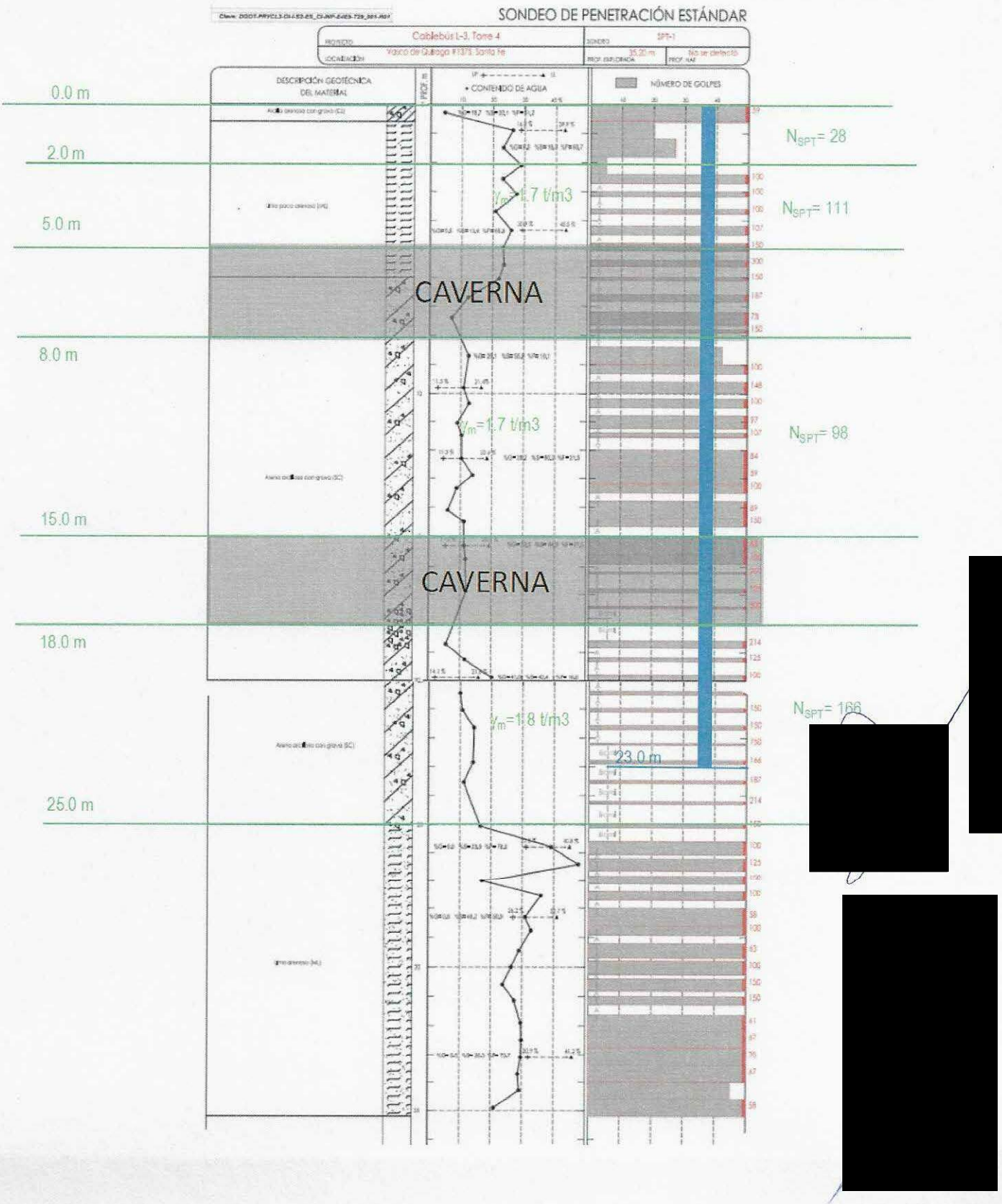
$$K_h = 0,2768\, k_2\, z / B \qquad \textit{SUELOS FRICCIONANTES}$$

$$K_h = 0,0562\, k_3 / B \qquad \textit{SUELOS COHESIVOS}$$

[redacted]

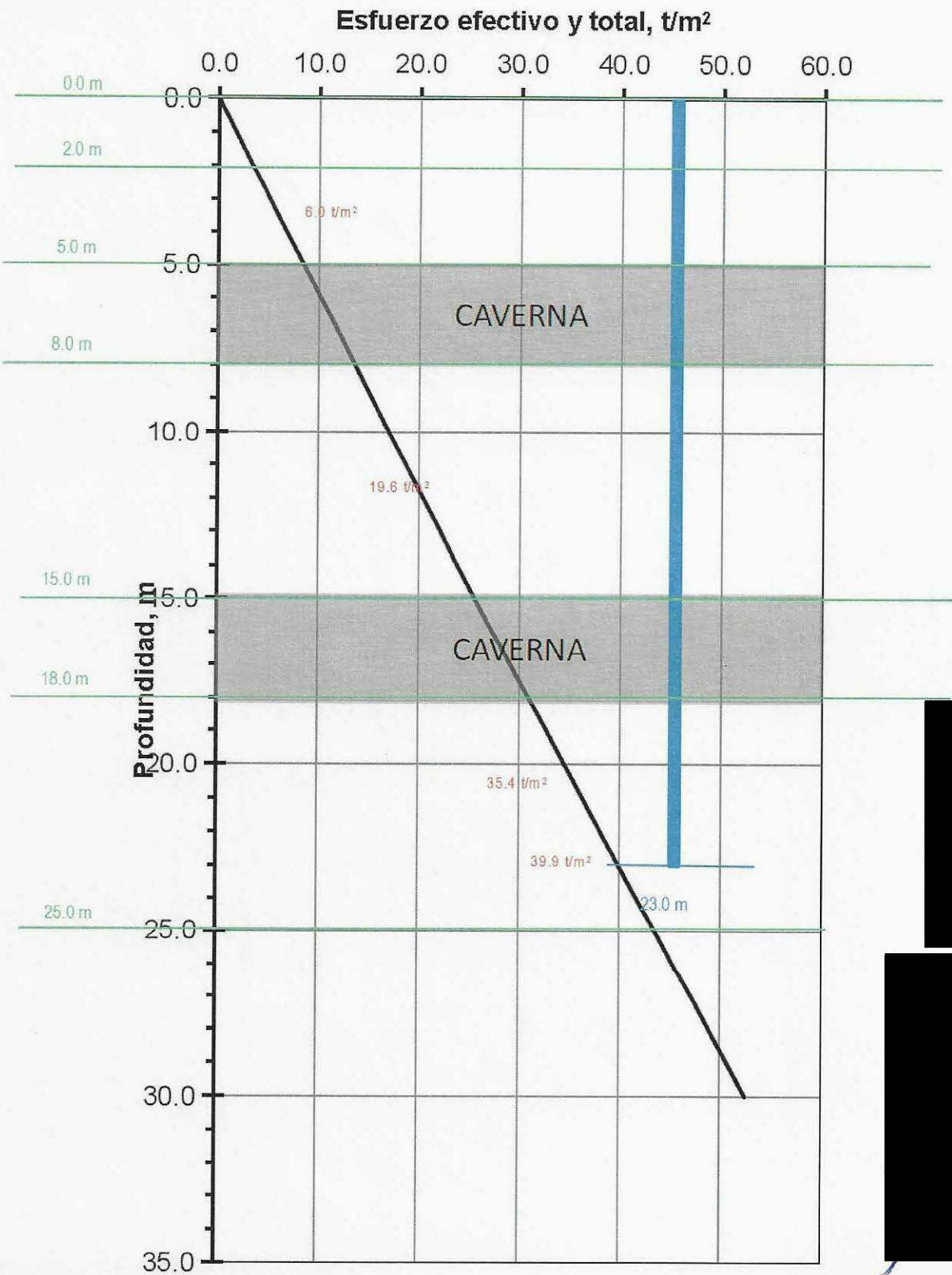
Referencia 6

Del Castillo, Rico (2002). La ingeniería de suelos en la vías terrestres (Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas). Editorial Limusa, Noriega editores



[redacted]

[redacted]


Esfuerzo efectivo y total, t/m²
0.0
10.0
20.0
30.0
40.0
50.0
60.0
0.0 m
2.0 m
5.0 m
8.0 m
15.0 m
18.0 m
25.0 m
0.0
5.0
10.0
15.0
20.0
25.0
30.0
35.0
Profundidad, m
6.0 t/m²
19.6 t/m²
35.4 t/m²
39.9 t/m²
23.0 m
CAVERNA
CAVERNA

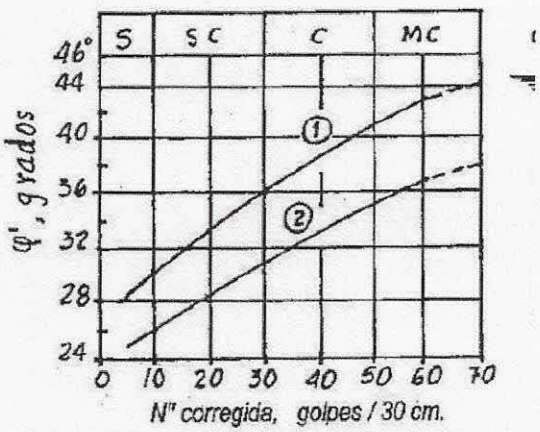
[redacted]

TORRE T-4. LÍNEA 3 DE CABLEBÚS

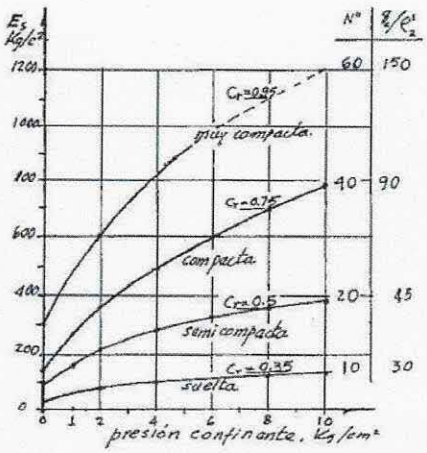
ESTRATO No	PROFUNDIDAD, m DE	A	c, t/m²	ϕ, grados	γm, t/m³	E, kg/cm2	υ	Nspt	DESCRIPCION DEL SUELO
1	0.00	2.00	-	-	-	200(2*)	0.30	28	Arcilla arenosa con grava. Material café claro y de consistencia muy firme.
2	2.00	5.00	-	35(**)	1.70	500(**)	0.25	111	Limo poco arenoso. Material café claro y de consistencia dura.
3	5.00	8.00	-	CAVERNA					
4	8.00	15.00	-	38(**)	1.70	600(**)	0.25	98	Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.
5	15.00	18.00	-	CAVERNA					
6	18.00	23.00	-	38(**)	1.80	800(**)	0.25	166	Arena arcillosa con gravas. Material gris y muy compacto.
7	23.00	25.00	-	38(**)	1.80	800(**)	0.25	166	Arena arcillosa con gravas. Material gris y muy compacto.

c = Parametro de cohesión
ϕ = Ángulo de fricción
γm = Peso volumétrico
(1*) Braja M Das, ref 7
(2*) Manual de la CFE, ref 8

E = Módulo de elasticidad
υ = Relación de Poisson
Nspt = Número de golpes promedio en prueba de penetración estándar
(**) Obtenido por correlación, E Tamez, ref 2.



(1) Arena bien graduada, granos angulosos
(2) Arena fina, o arena limosa, granos redondeados



b) Módulo de Young para arena limosa media, en prueba triaxial drenada, para diferentes presiones confinantes y compacidades relativas

Tipo de suelo	E MPa
Arcilla:	
muy blanda	0.3 - 3
blanda	2 - 4
media	4.5 - 9
dura	7 - 20
arenosa	30 - 42.5
Arena:	
limosa	5 - 20
suelta	10 - 25
compacta	50 - 100
Arena con grava:	
suelta	10 - 25
compacta	80 - 200
Limo	2 - 20

Tabla 2.3 Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número N_{60} de penetración estándar.

Número N_{60} de penetración estándar	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, q_u kN/m²	lb/pies²
0-2	Muy blanda	0-25	0-500
2-5	Blanda	25-50	500-1 000
5-10	Medio firme	50-100	1 000-2 100
10-20	Firme	100-200	2 100-4 200
20-30	Muy firme	200-400	4 200-8 400
>30	Dura	>400	>8 400

Tipo de suelo	ν
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcillas no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla arenosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena densa	0.2 - 0.4
Arena gruesa (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.15
Arena fina (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.25
Loess	0.1 - 0.3

Capacidades de carga de pilas, Abril 2023. **T-4** LÍNEA 3 DE CABLEBÚS (CONSIDERANDO PRESENCIA DE CAVERNAS DE 5.0 A 8.0 Y DE 15.0 A 18.0 M.), LIMITANDO EL TRABAJO DE LA PUNTA A 900 t/m2.

Diametro de pila m	Área lateral, A_L m^2	Área de punta A_p m^2	Capacidad por fricción, C_f t	Capacidad por punta, C_p t	Peso de pila t	Capacidad de carga reducida, R t	Compresión t	Tensión t	Deformación, cm	Esf, kg/cm2	Kv, ton/cm	K, kg/cm^3
1.0	56.6	0.785	380.3	706.5	39.6	1047.2	1047.2	406.0	5.14	95.2	145.5	18.5
1.2	67.9	1.131	456.3	1017.9	57.0	1417.2	1417.2	493.4	5.93	89.5	170.7	15.1
1.4	79.2	1.539	532.4	1385.1	77.6	1839.9	1839.9	582.8	6.72	85.4	195.6	12.7

Capacidades de carga de pilas, Abril 2023. **T-4** LÍNEA 3 DE CABLEBÚS (CONSIDERANDO PRESENCIA DE CAVERNAS DE 5.0 A 8.0 Y DE 15.0 A 18.0 M; ASÍ COMO, LA DEFORMACIÓN DE 1.0 CM Y LA CARGA DE 242 TON

Diametro de pila m	Área lateral, A_L m^2	Área de punta A_p m^2	Capacidad por fricción, C_f t	Capacidad por punta, C_p t	Peso de pila t	Capacidad de carga reducida, R t	Compresión t	Tensión t	Deformación, cm	Esf, kg/cm2	Kv, ton/cm	K, kg/cm^3
1.0	88.0	0.785	242.0	0.0	39.6	202.4	202.4	267.7	1.00	18.4	144.6	18.4
1.2	105.6	1.131	242.0	0.0	57.0	185.0	185.0	279.1	1.00	11.7	132.1	11.7
1.4	123.2	1.539	242.0	0.0	77.6	164.4	164.4	292.4	1.00	7.6	117.4	7.6

NOTA: AL TOMAR LA CARGA DE 242 TON, LAS DEFORMACIONES SON MENORES A 1.0 CM . PARA EL CALCULO DE LOS RESORTES SE TOMA 1.0 CM DE DEFORMACIÓN.

F_R= 0.65

D_p= 1.00 m

P_p= 3.14 m

P_v= 39.90 t/m^2

F_R= 0.35

A_p= 0.79 m^2

ϕ= 38 °

N_{max}= 255.48

N_{min}= 56.76

L_e= 21.00 m

N_ϕ= 255.48

C_o= 2833.46 ton

SUELOS FRICCIONANTES

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \overline{P}_{vi} \beta_i L_i$$

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z_i}; \quad 0.25 \le \beta \le 1.2$$

$$C_p = \left(\overline{P}_v N_q^* F_R + P_v\right) A_p$$

$$N_q^* = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B\tan(45° + \phi/2)}$$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{min}	7	11.5	20	39	78	130

SUELOS COHESIVOS

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \alpha_i c_{ui} L_i$$

$$\alpha_i = 0.5\sqrt{\frac{\overline{P_{vi}}}{c_{ui}}}$$

ESTRATO	De, m	a, m	Zi, m	Li, m	γ_i, t/m^3	P vi, t/m^2	c_u, t/m^2	β, α	Cf, ton
Arcilla arenosa con grava. Material café claro y de consistencia r	0.00	2.00	1.00	2.00	1.70	-	-	-	-
Limo poco arenoso. Material café claro y de consistencia dura.	2.00	5.00	3.50	3.00	1.70	6.00	-	1.05	38.63
	5.00	8.00			CAVERNA				
Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.	8.00	15.00	11.50	7.00	1.70	19.60	-	0.69	192.23
	15.00	18.00			CAVERNA				
Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.	18.00	23.00	20.50	5.00	1.80	35.40	-	0.41	149.40
								Cf=	380.26 ton

3.- ASENTAMIENTOS LIMITANDO LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA A 900 t/m² PILA DE 1.0 M DE DIAMETRO.

$Es := 800$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm². (Figura 9, valores determinados a partir de correlaciones

$\upsilon := 0.25$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m³

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm²

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm²

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm²

$Cp(B) := 706.5$ ton $Cf(B) := 380.3$ ton $(B) := 1.0$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto, ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66\,Cf(B)}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila, ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila, ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.00$ $\rho c(B) = 1.00$ $\rho s(B) = 4.14$ $\rho t(B) = 5.14$

6.- ASENTAMIENTO CONSIDERANDO LA CARGA DE 242 ton A NIVEL DE CIMENTACIÓN, SEGUN INFORMACIÓN PROPORCIONADA POR PROYECO.

$Es := 800$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm ^{2}. (Figura 9, valores determinados a partir de correlaciones).

$\upsilon := 0.25$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m ^{3}

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm ^{2}

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $\quad Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm ^{2}

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm ^{2}

$Cp(B) := 0$ ton $\quad Cf(B) := 242$ ton $\quad (B) := 1.0$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto, ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66 \cdot Cf(B)}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila, ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila, ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.00$ $\quad \rho c(B) = 0.17$ $\quad \rho s(B) = 0.00$ $\quad \rho t(B) = 0.17$

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE 4

Módulos de reacción horizontal para pilas, ref 6

Diámetro de la pila, B= 1.00 m

Profundidad, m		z m	DESCRIPCION DEL SUELO	Nspt prom	k_2	k_1	z/B	Modulos de reacción K_h ton/m³ .cm	Modulos de reacción K_h Kg/cm³
De	a	--	--						
0.00	2.00	1.00	Arcilla arenosa con grava. Material café claro y de consistencia muy firme.						
2.00	5.00	3.50	Limo poco arenoso. Material café claro y de consistencia dura.	111	120.0	-	3.5	116.3	11.63
5.00	8.00	0.00	CAVERNA						
8.00	15.00	11.50	Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.	98	120.0	-	11.5	382.0	38.20
15.00	18.00	0.00	CAVERNA						
18.00	23.00	20.50	Arena arcillosa con gravas. Material gris y muy compacto	166	120.0	-	20.5	680.9	68.09

z = profundidad promedio del estrato, m
k_2 = coeficientes que se determinan a partir de gráficas, pag 52 ref 6
B = diámetro o ancho de cimiento, m
k_1 = Módulo de reacción

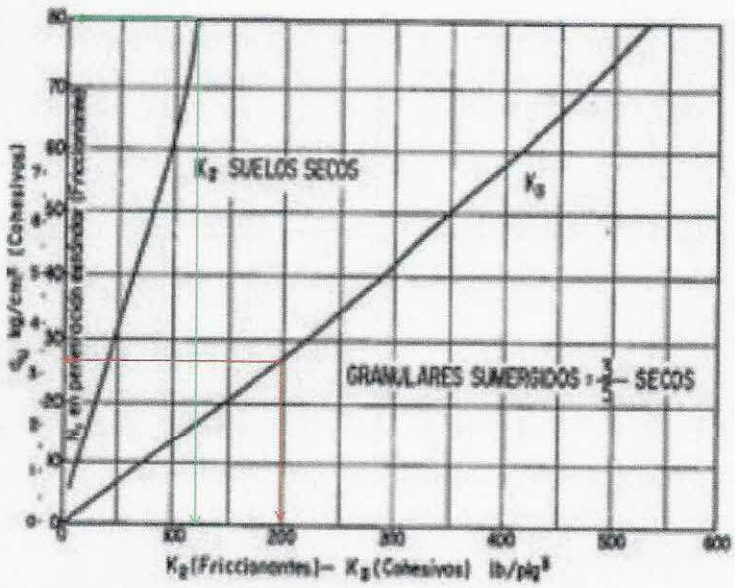
CRITERIO. Con datos de sondeo puntual y clasificación de campo y de laboratorio.

$K_h = 0{,}2768\ k_2\ z / B$ *SUELOS FRICCIONANTES*

$K_h = 0{,}0562\ k_2 / B$ *SUELOS COHESIVOS*

Referencia 6

Del Castillo, Rico (2002). La ingeniería de suelos en la vías terrestres (Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas). Editorial Limusa, Noriega editores



PROYECTO INTEGRAL DE LA "CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES- LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

GRUPO INDI
Doppelmayr

CONTROL DE DOCUMENTOS

☐ Autorizado para construcción — Fecha _____

☐ Autorizado para implementación — Fecha _____

■ Solo para información — Fecha _____

☐ Obsoleto — Fecha _____

Copia Controlada para: SUPERVISIÓN CABLEBUS L3

Autoriza: _____ [redacted]

Elaboró	Autorizó.	Enterado.
[redacted]		[redacted] Superintendente de construcción

Contenido

1. ANTECEDENTES 3
2. OBJETO 3
3. ALCANCES 3
4. CARACTERÍSTICAS GENERALES Y UBICACIÓN DE LA TORRE5 3
5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO 5
5.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE 5
5.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 5
5.3 ENSAYES DE LABORATORIO 5
5.4 INTERPRETACIÓN ESTRATIGRÁFICA 5
5.5 MODELO GEOMECÁNICO 7
6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN 8
6.1 CARGAS ACTUANTES 8
6.2 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN 8
6.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA 8
6.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 10
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 12
7.2 PILAS 13
7.3 EXCAVACIÓN 155
7.4 MINAS 16
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 16
9. ANEXO 1. CARGAS ACTUANTES EN TORRE TIPO CONCÉNTRICA 20
10. ANEXO2. MEMORIA DE CÁLCULO 26

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del cablebús 4

Índice de Tablas

Tabla 1. Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3 4
Tabla 2. Modelo geomecánico de diseño ..... ¡Error! Marcador no definido.
Tabla 3 Valores de N_{max} y N_{min} 9
Tabla 4. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación ..... ¡Error! Marcador no definido.
Tabla 5. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas ..... ¡Error! Marcador no definido.
Tabla 6. Módulos de reacción horizontal para pilas ..... ¡Error! Marcador no definido.
Tabla 7. Módulos de reacción horizontal para dado ..... ¡Error! Marcador no definido.

[redacted]

[redacted]

[redacted]

1. Antecedentes

Con el propósito de cumplir con los términos de referencia del proyecto "CONSTRUCCIÓN CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES - LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PUBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO. El consorcio solicito a la empresa INGENIEROS CUEVAS ASOCIADOS, realizar el compendio para el presente estudio de mecánica de suelos para la Torre 5; originalmente realizado por la empresa LIEC S.A. DE C.V, del proyecto correspondiente al sistema de transporte urbano, Cablebús, línea 3, que se extenderá del Complejo Cultural Los Pinos (Calzada del Rey, S/N, Chapultepec Primera sección, Alcaldía Miguel Hidalgo) a la Av. Vasco de Quiroga, Alcaldía Álvaro Obregón. se ubicará sobre las áreas verdes del bosque de Chapultepec IV sección, en Industrias Militares de SEDENA, Alcaldía Álvaro Obregón, CDMX.

2. Objeto

Realizar el estudio geotécnico para la Torre 5. Con base en los resultados de la exploración geotécnica y geofísica y de las pruebas de laboratorio, se determinaron las condiciones estratigráficas del sitio, así como la solución de cimentación y su nivel de desplante, la capacidad de carga reducida del suelo y los asentamientos que se presentarán en la masa de suelo correspondiente a esta torre con coordenadas X= 475,914.00; Y= 2,144,040.00 se ubicará sobre las áreas verdes del bosque de Chapultepec IV sección, en Industrias Militares de SEDENA, Alcaldía Álvaro Obregón, CDMX.

3. Alcances

En el presente informe se presenta la solución de cimentación y descripción del procedimiento constructivo de la misma, solución basada en: experiencia que se tiene de la zona, los resultados de la exploración geotécnica, las pruebas de laboratorio y en las correlaciones con el sondeo de penetración estándar, todo esto en conjunto permitieron definir un modelo geotécnico de análisis y llegar a una solución de cimentación que cumpla con los estados límite de falla y de servicio, establecidos con la Reglamentación vigente (Ref. 1).

4. Características generales y ubicación de la Torre 5

La línea 3 de Cablebús está compuesta por 6 estaciones, cada una con su propia edificación. La longitud proyectada de la línea es de 5.42 km y brindará una capacidad de transporte máxima/final de 3000 pasajeros/hora en cada sentido.

El proyecto será realizado en la demarcación territorial de Álvaro Obregón y Miguel Hidalgo, ubicada en la zona centro – poniente de la Ciudad de México limitado al sur con las alcaldías de Magdalena Contreras y Tlalpan, oriente con la alcaldía de Benito Juárez y Cuauhtémoc, al norte con la alcaldía Azcapotzalco y este con los municipios mexiquenses de Tecamachalco y Naucalpan de Juárez.

La denominación y ubicación inicial de cada una de las 6 estaciones se describe en la siguiente tabla:

Número de estación	Estación	Tipo de estación	Latitud	Longitud	Distancia hacia su próxima estación (km)
E – 1	Vasco de Quiroga	Retorno	19°23'7.67"N	99°13'39.59"O	0.59
E – 2	Cineteca Nacional / Bodega Nacional de las Artes	De Paso	19°23'24.16"N	99°13'50.24"O	1.15
E – 3	Parque Cri – Cri	Doble Motriz	19°23'48.33"N	99°13'20.14"O	0.90
E – 4	Lienzo Charro / CECYT 4 "Lázaro Cárdenas"	De Paso	19°23'56.37"N	99°12'50.77"O	1.65
E – 5	Panteón Civil de Dolores	De Paso	19°24'26.00"N	99°12'3.90"O	1.13
E - 6	Metro Constituyentes – Los Pinos	De Retorno	19°24'46.93"N	99°11'29.40"O	1.13

Tabla 1. Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3

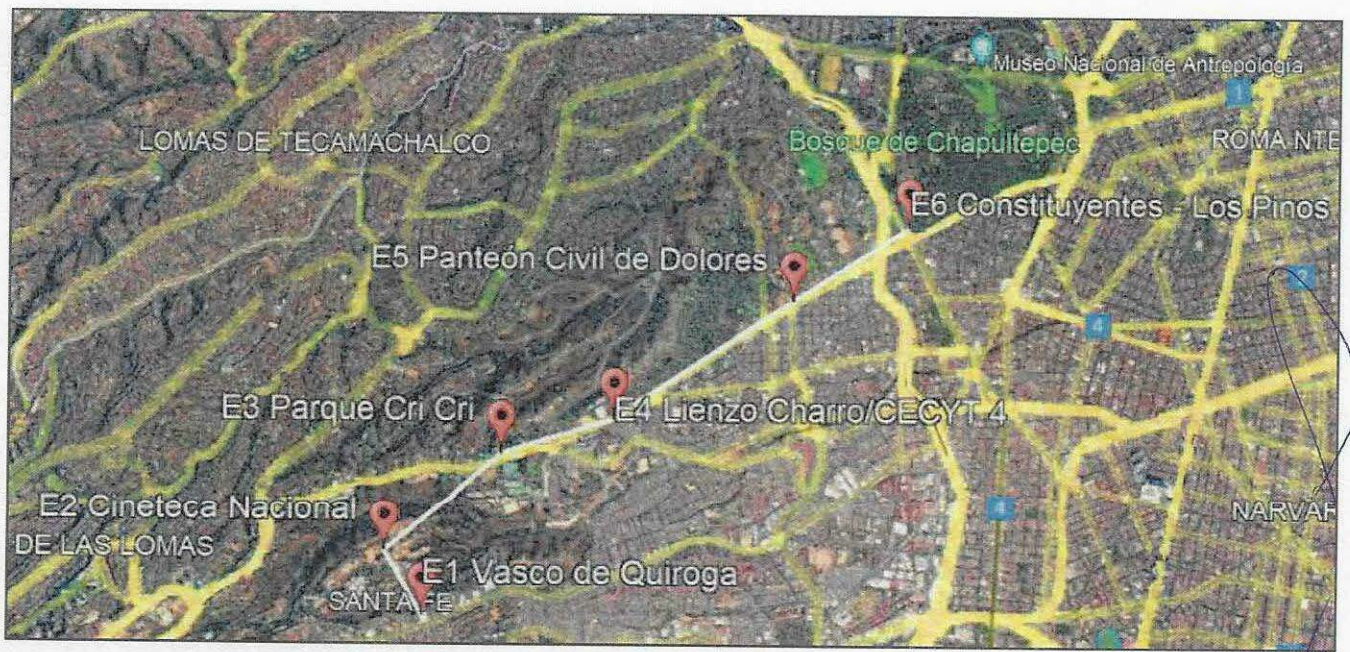


Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del cablebús

La Torre 5, con coordenadas X= 475,914.00; Y= 2,144,040.00 se ubicará sobre las áreas verdes del bosque de Chapultepec IV sección, en Industrias Militares de SEDENA, Alcaldía Álvaro Obregón, CDMX, esta torre será del tipo concéntrica.

5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

5.1 Información geotécnica disponible

Zonificación geotécnica. El sitio se localiza en la denominada **"Zona de Lomas" (Ref. 1)**, definida por la sierra de Monte Alto y la Sierra de las Cruces. Esta zona está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose por la acumulación de material piroclástico en la parte superficial, así mismo, se pueden encontrar materiales compactos a muy compactos, formados por depósitos de tobas amarillentas formadas por vidrio pumítico fino a grueso. **En esta zona también es frecuente la presencia de minas antiguas que ha dejado la explotación subterránea o superficial de materiales de construcción en el pasado, las cuales pueden ocasionar problemas geotécnicos a las cimentaciones que en esa zona se construyan.**

5.2 Exploración geotécnica

Para definir las condiciones estratigráficas del sitio, se realizó un sondeo de penetración estándar, (SPT-1, T-5), a una profundidad máxima de 35.0 m. La técnica de penetración estándar consiste en el hincado a percusión de un muestreador de medidas estandarizadas (penetrómetro), dejando caer sobre este, un peso de 63.0 kg, desde una altura de 76 cm, contabilizando el número de golpes necesarios para hincar los 30 cm centrales del muestreador (Ref. 2).

5.3 Ensayes de laboratorio

A las muestras obtenidas de los sondeos se les realizaron las siguientes pruebas:

- Clasificación visual y al tacto de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- Contenido natural de agua
- Granulometría por mallas
- Contenido de finos por lavado
- Límites de consistencia

5.4 Interpretación estratigráfica

Con base en los resultados de las pruebas de laboratorio y los sondeos exploratorios, a continuación, se presenta la interpretación estratigráfica del sitio en estudio:

De 0.0 a 2.4 m. Arcilla arenosa (CL), color café claro, de consistencia dura, con un número de golpes en la prueba de penetración estándar N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, de 21%. El porcentaje de finos de 82%, mientras que el porcentaje de arena es de 17% y gravas de 1%.

De 2.4 a 3.6 m. Arcilla arenosa con grava (CL), color café claro, de consistencia dura, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, en promedio de 16%. El porcentaje de finos promedio de 50%, un promedio de 18% de arena y gravas de 31%.

De 3.6 a 15.0 m. Arena arcillosa con grava (SC), color café claro en la parte superior, en la parte central del estrato de color rojizo y al final de color gris, de compacidad muy compacta, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, es en promedio de 11%. El promedio de porcentaje de finos es de 21%, de arena varía entre 45 a 49% y gravas de 28 a 35%..

De 15.0 a 31.0 m. Grava mal graduada (GP), color gris con tonalidades negras, con lentes de arena, de consistencia dura, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, promedio de 14%. El porcentaje de finos varía de 1 a 1.5%, el porcentaje de arenas de 3% y el porcentaje de gravas es de 95 a 99%.

De 31.0 a 32.8 m. Arcilla arenosa (CH), color café claro, de consistencia dura, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, promedio de 63%. El porcentaje de finos de 69%, el porcentaje de arenas varía del 31%.

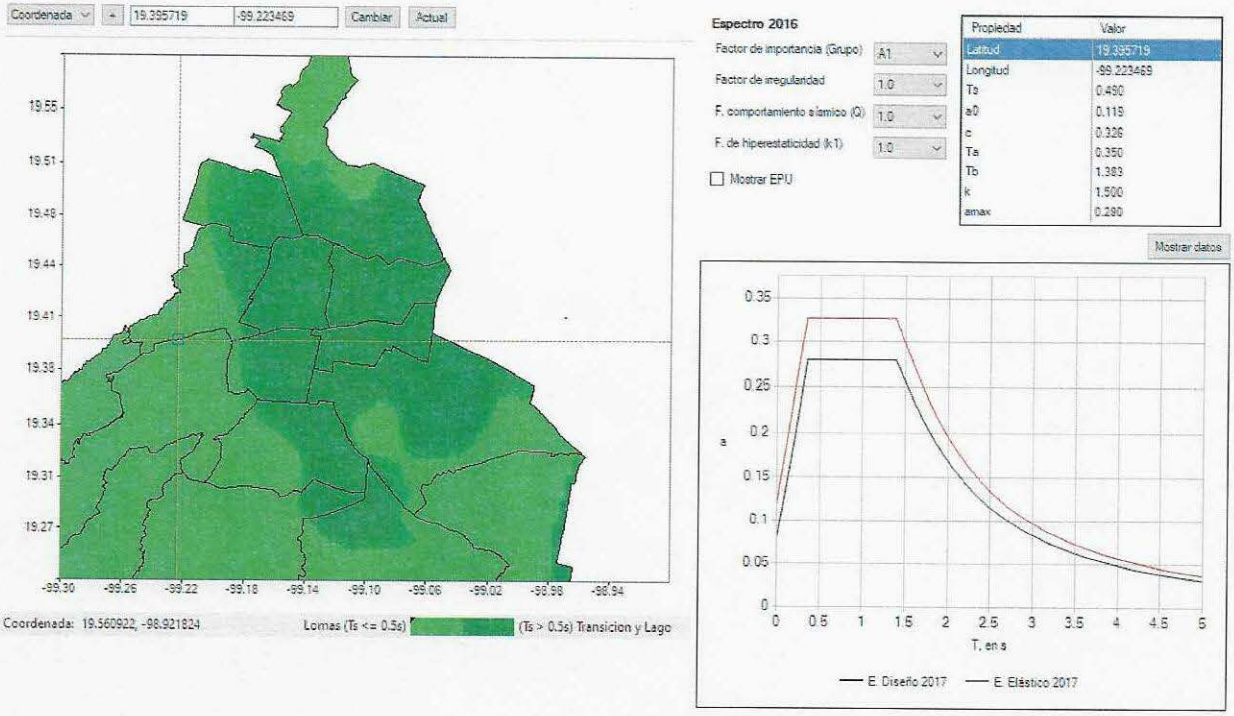
De 32.8 a 35.6 m. Arcilla arenosa (CL), color café claro, de consistencia dura, con un número de golpes N, mayor a 50. El contenido natural de agua, ω, promedio de 26%. El porcentaje de finos es de 58%, el porcentaje de arenas de 41% y el porcentaje de gravas es de 1%.

Condiciones piezométricas. Durante los trabajos de exploración no se detectó nivel freático. En esta zona se presenta a gran profundidad.

Minas. Durante los trabajos de ejecución de los sondeos, no se presentaron pérdidas de fluido de perforación, ni caída repentina de barras. Sin embargo, tomando en cuenta toda la información recabada de la zona, de las zonas minadas y lo identificado en puntos cercanos, se consideran dos lechos de antiguas minas u oquedades. La primera de ellas, entre 5.0 y 8.0 m y la segunda, entre 15.0 y 18.0 m; correspondiente con los materiales pumíticos antiguamente explotables.

Coeficiente sísmico. Tomando en cuenta la posición central de la Estación 2 y el software SASID (Ref. 3), el coeficiente sísmico elástico es de 0.326, con una aceleración espectral, a_0= 0.119. Queda a juicio del Ingeniero estructurista los factores de hiperestaticidad, importancia, irregularidad y de sobre-resistencia para la obtención del espectro de diseño final.

[redacted]



5.5 Modelo geomecánico

Los parámetros mecánicos de los estratos que conforman la estructura del subsuelo; necesarios para la determinación de la capacidad de carga y deformaciones, se presenta en la tabla siguiente y son resultados de los resultados de la exploración geotécnica y laboratorio realizados en la Torre 5:

Tabla 2. Modelo geomecánico de diseño

Unidad	Profundidad (m)	S.U.C.S	γ (t/m³)	c (t/m²)	$\phi°$	E (kg/cm²)	Observaciones
1	0.0 a 2.3	CL		-	-	-	Aunque no se detectaron minas subterráneas en este punto, se toma en cuenta toda la información cercana al sitio en estudio. Para el diseño geotécnico de esta torre, se consideran dos lechos de posibles antiguas minas, entre 5.0 y 8.0 m y entre 15.0 y 18.0 m. En estas longitudes, la aportación vertical y lateral se considera nula.
2	2.3 a 3.0	CL	1.70	40	-	200	
3	3.0 a 5.0	SC	1.70	-	38	500	
4	5.0 a 8.0	-	-	-	-	-	
5	8.0 a 15.0	SC	1.70	-	38	600	
6	15.0 a 18.0	-	-	-	-	-	
7	18.0 a 23.0	GP	1.80	-	38	800	
8	23.0 a 31.0	GP	1.80	-	38	800	

γ: peso volumétrico; c: cohesión; ϕ: ángulo de fricción interna

Cabe mencionar que, las propiedades de resistencia y deformabilidad se determinaron mediante correlaciones con el número de golpes N (Ref. 4), de la prueba de penetración estándar, presentes en la memoria de cálculo.

6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

La Torre 5, con coordenadas X= 475,914.00; Y= 2,144,040.00 se ubicará sobre las áreas verdes del bosque de Chapultepec IV sección, en Industrias Militares de SEDENA, Alcaldía Álvaro Obregón, CDMX, esta torre será del tipo concéntrica.

6.1 Cargas actuantes

Las cargas actuantes a nivel de cimentación; que incluye el peso del dado; que se determinaron en el análisis estructural de una torre tipo concéntrica se presenta en el Anexo 1. En este anexo, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc.

6.2 Solución de cimentación

Tomando en cuenta la importancia de la estructura, que es considerada TIPO A1, la solución de cimentación consiste en pilas de sección circular de 1.0 m de diámetro como mínimo, que trabajen por fricción y por punta.

Aunque la capacidad de carga puede ser mayor a las cargas actuantes, es obligado y recomendable que el diámetro mínimo sea de 1.0 m, con la intención de que una vez que se haya terminado los trabajos de perforación, se realice una inspección visual en toda su longitud y en el piso del nivel del desplante. **En caso de que se detecten minas u oquedades que no pudieron ser identificadas durante la exploración geotécnica o geofísica, la profundidad de las pilas aquí recomendada deberá ser ajustada, así como los valores de la capacidad de carga.**

Minas. Durante los trabajos de ejecución de los sondeos, no se presentaron pérdidas de fluido de perforación, ni caída repentina de barras. Sin embargo, tomando en cuenta toda la información recabada de la zona, de las zonas minadas y lo identificado en puntos cercanos, se consideran dos lechos de antiguas minas u oquedades. La primera de ellas, entre 5.0 y 8.0 m y la segunda, entre 15.0 y 18.0 m; correspondiente con los materiales pumíticos antiguamente explotables.

La solución de cimentación será con pilas desplantadas a 23.0 m de profundidad; tomando como referencia el nivel de brocal; es decir, desde el nivel de piso existente. Hasta el momento se tiene considerado un dado de 4.5 x 4.5 m de sección y 2.0 m de peralte, por lo que las pilas tendrán una longitud efectiva de 21.0 m.

6.3 Estado límite de falla

De acuerdo a las NTC cimentaciones del 2017 (Ref. 1), en todo momento, la sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor de carga, deberá ser menor que la capacidad de carga reducida de cada pila o grupo de pilas, con el cumplimiento de la desigualdad:

$$\sum QF.C < R \tag{1}$$

Donde:

ΣQF.C sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor o factores de carga
R capacidad de carga reducida de las pilas, t

Capacidad de carga reducida. La capacidad de carga de las pilas fue determinada mediante la expresión siguiente (Ref. 1):

$$R = C_p + C_f - W_p \tag{2}$$

Donde:

R capacidad de carga reducida, t
C_p capacidad de carga reducida por punta, t
C_f capacidad de carga reducida por fricción, t
W_p peso del elemento, t; t/m

Con:

$$C_p = \left(p'_v N_q{}^* F_R + P_v\right) A_p \tag{3}$$

Donde:

p'_v esfuerzos efectivos al nivel de desplante, igual a 39.9 t/m^2
N_q* factor de capacidad de carga
F_R factor de resistencia, igual a 0.35
P_v esfuerzos totales al nivel de desplante, igual a 39.9 t/m^2

Con:

$$N_q{}^* = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)} \tag{4}$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} \leq 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \tag{5}$$

O bien

$$N_q{}^* = N_{máx} \tag{6}$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} > 4 \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \tag{7}$$

Donde:

Le longitud de empotre en el estrato resistente, igual a 21.0 m
B diámetro de la pila, m.
ϕ ángulo de fricción interna del material de desplante, igual a 38°

Los valores de $N_{máx}$ y $N_{mín}$, se presentan en la Tabla 3, función del valor del ángulo de fricción interna del material de desplante:

Tabla 3 Valores de N_{max} y N_{min}

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{min}	7	11.5	20	39	78	130

Por su parte, la capacidad de carga por fricción se determinó mediante las siguientes expresiones (Ref. 2):

$$C_f=P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \beta_i \bar{p}_{vi} L_i \quad \text{suelos friccionantes} \qquad (8)$$

Donde:

- P_p perímetro de la pila, m
- F_R factor de resistencia, igual a 0.65
- L_i longitud de la pila en el estrato de interés, m
- β_i coeficiente de fricción
- $\bar{p}_{vi}$ esfuerzos efectivos a la profundidad media del estrato de interés, t/m^2

Con

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{Z} \text{ para } 0.25<\beta_i<1.2 \quad \text{para suelos friccionantes} \qquad (9)$$

Capacidad a la tensión. Los efectos de tensión en la torre; que se presenten a nivel de cimentación, tendrán que ser tomados por las pilas; su capacidad a la tensión estará es función de la fricción más una porción el peso propio del elemento:

$$C_{te}=C_f+ 0.65\ W_p \qquad (10)$$

Donde:

- C_{te} capacidad reducida a la tensión, t.
  las demás literales ya fueron definidas.

Sustituyendo los valores correspondientes, se presentan las siguientes capacidades de carga reducida para pilas de distintos diámetros:

Tabla 4. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación

D (m)	Wp (t)	C_p (t)	C_f (t)	R (t)	C_{te} (t)
1.0	39.6	706.5	400.6	1067.5	426.3
1.2	57.0	1017.9	480.7	1441.6	517.7
1.4	77.6	1385.1	560.8	1868.3	611.2

Las capacidades de carga reducida, R, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a compresión y las capacidades a la tensión, C_{te}, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a tensión. Esta comparación se presenta en el Anexo 1, de acuerdo con la revisión de las cargas actuantes. ***Cabe mencionar que las capacidades de carga por punta de las pilas, están limitadas a un esfuerzo de 900 t/m^2, para evitar asentamientos inadmisibles por la reglamentación vigente.***

6.4 Estado límite de servicio

La deformación total que sufrirá cada pila, estará compuesta por la deformación propia del elemento; primer término de la expresión, más la correspondiente a la del suelo de sustento; su magnitud se determinó con la expresión siguiente (Ref. 4), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$\delta = \frac{(C_p + 0.66 C_f) L}{10\, A_p\, E_c} + \frac{0.36\, C_p\, D}{10\, A_p\, E_s} \qquad (11)$$

Donde:

- δ deformación total de la pila, cm
- L longitud de la pila, igual a 2,300 cm
- D diámetro de la pila, cm
- E_s módulo de elasticidad del suelo de desplante, igual a 400 kg/cm^2
- **E_c módulo de elasticidad del concreto, igual a 280,000 kg/cm^2, para f'c= 400 kg/cm^2**

con

$$E_c = 14{,}000 \sqrt{f'c} \qquad (12)$$

Módulo de reacción vertical. La constante de resorte para pilas; que será utilizado para el diseño estructural de la cimentación considerando la interacción suelo-estructura, se determinó como sigue (Ref.5), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$k_v = \frac{q}{\delta} \qquad (13)$$

Donde:

- k_v módulo de reacción vertical, t/cm.
- las demás literales ya fueron definidas.

Al sustituir los valores correspondientes en las expresiones (11) y (13), se obtienen los valores siguientes de asentamientos y módulos de reacción vertical:

Tabla 5. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas

D (m)	δ (cm)	k_v (t/cm)	k_v (kg/cm^3)
1.0	1.0	144.6	18.4
1.2	1.0	132.1	11.7
1.4	1.0	117.4	7.6

[redacted]

Módulos de reacción horizontal. Para la revisión estructural de las pilas sometidas a cargas laterales, a continuación, se presenta el módulo de reacción horizontal (Ref. 6).

[redacted]

Para suelos friccionantes:

$$k_h = 0.2768\, k_2\, \frac{z}{B} \qquad (14)$$

Donde

- k_h módulo de reacción horizontal, (kg/cm^3)
- k_2 coeficientes de Terzaghi para suelos friccionantes, lb/pulg^3
- B diámetro del cimiento, m
- z profundidad media del estrato en revisión, m.

De acuerdo con las expresiones anteriores, en las Tablas 6 y 7 se muestran los módulos de reacción horizontal para las pilas de cimentación y dado; respectivamente.

Tabla 6. Módulos de reacción horizontal para pilas

Profundidad (m)	N	z (m)	k2/k3	kh (kg/cm³)		
				B (m)		
				1.0	1.2	1.4
0.0 a 2.3	111	1.15	575			
2.3 a 3.3	84	2.8	575	3.23	2.69	2.31
3.3 a 5.0	70	4.15	120	16.61	13.84	11.86
5.0 a 8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8.0 a 15.0	100	11.5	120	49.82	41.52	35.59
15.0 a 18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18.0 a 23.0	205	20.5	120	76.40	63.66	54.57

Tabla 7. Módulos estáticos de reacción horizontal para dado

Profundidad (m)	N	z (m)	K3	kh (kg/cm³)
				B (m)
				4.50
0.0 a 2.3	111	1.15	575	0.72

Propuesta de cimentación. La propuesta de cimentación es con 4 pilas de 1.0 m de diámetro, con una separación de 3.0 m entre ellas. Cabe mencionar que, aunque las capacidades de carga están por arriba de la magnitud de las cargas de referencia, el diámetro mínimo de pilas será de 1.0 m, para que estas puedan ser inspeccionadas visualmente una vez que se termine su perforación y se confirme la ausencia de cavidades.

Resulta de gran importancia mencionar que esta propuesta deberá ser revisada por el área de estructuras para verificar su viabilidad. Así mismo, será el área de estructuras quien determine el diámetro y número de pilas, de acuerdo con las capacidades de carga presentadas en este informe y de acuerdo con el modelo estructural empleado.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Es importante comentar que el modelo geotécnico de análisis se determinó con base en los resultados de la exploración geotécnica, de la exploración geofísica de puntos cercanos y de la experiencia que se tiene en la zona, misma que es muy susceptible a cambios por la presencia de antiguas minas y rellenos para su rehabilitación. Cualquier cambio en las condiciones del suelo de las que se analizan en este estudio, debe de

ser reportado de manera inmediata a los diseñadores, para realizar los ajustes necesarios en los análisis y se garantice el buen comportamiento a corto, mediano y largo plazo. Por lo anterior, durante la construcción de las pilas se deberá contar con personal capacitado y calificado, para supervisar y asesorar durante los trabajos de construcción de la cimentación y que de manera oportuna se detecte cualquier cambio en las condiciones analizadas en este estudio.

7.2 Pilas

Con las áreas liberadas y reubicadas todas las instalaciones que se pudieran ver afectadas por la construcción de esta torre, se procederá con los trabajos de perforación y colado de las pilas de cimentación, tomando en cuenta los puntos siguientes:

a) Trazo y ubicación topográfica de la posición de cada una de las pilas, para garantizar la posición de cada uno de los elementos de cimentación.

b) Enseguida se realizará la perforación en seco, hasta la profundidad de desplante de proyecto. Es importante mencionar que cada una de las pilas deberá ser inspeccionada en toda su longitud, por un supervisor geotécnico y verificar el estado de las paredes y fondo, en busca de indicios de cavernas, Esto se logrará adoptando alguna de las medidas siguientes:

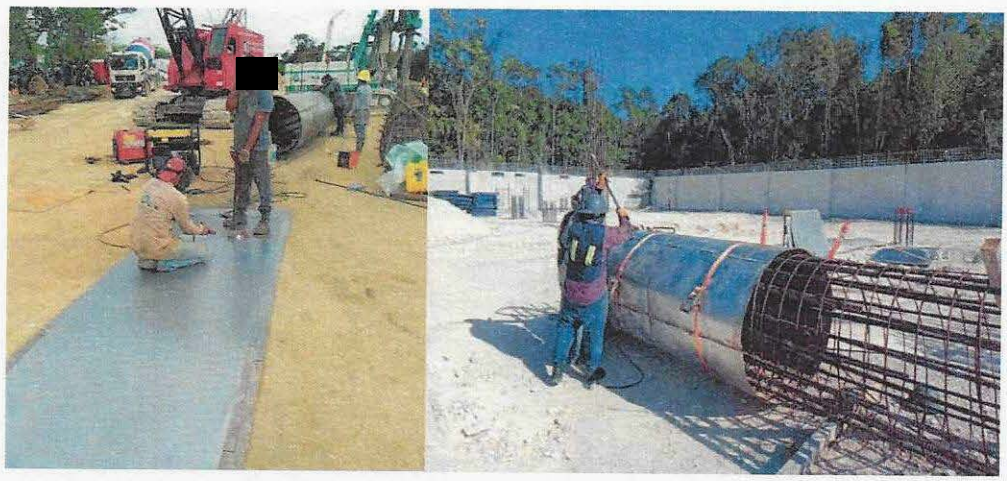
1) Haciendo descender a un supervisor por medio de la misma perforadora, asegurándose al barretón, con un arnés. **Cada una de las pilas deberá ser verificada y liberada por un supervisor de mecánica de suelos.**
2) **Se podrá recurrir a algún otro tipo de inspección, siempre y cuando estos métodos ya se hayan empleado con anterioridad y la supervisión cuente con la experiencia en el uso de estos.**

En cualquier caso, es responsabilidad del área de construcción realizar esta verificación del estado del fondo y paredes de las pilas y poder liberarlas certificando la no existencia de cavidades, fisuras, fracturas, etc.

c) El concreto para la construcción de las pilas será de una f'_c= 400 kg/cm^2; el tamaño de agregado máximo será de 1 1/2 pulg. El acero de refuerzo tendrá un f_y de 4,200 kg/cm^2.

d) Para garantizar el recubrimiento mínimo de 7.5 cm, es indispensable el empleo de silletas y "poyos" de concreto o plástico; sus dimensiones serán de 7.5x7.5x10.0 cm y se colocarán longitudinalmente a cada 2.0 m.

e) **En caso de que efectivamente se presenten oquedades o antiguas minas durante la perforación de las pilas, se deberá colocar ademe para poder realizar el colado.** Para la conformación de este ademe se deberá tener en campo lámina calibre 20, para crear un encamisado. Esta camisa se colocará durante el habilitado del acero para cada una de las pilas (Fotos 1 y 2). Esta lámina servirá como ademe perdible, para poder realizar el colado de los elementos de cimentación. La lámina se sueldará al armado, con sus respectivos separadores para garantizar el recubrimiento de proyecto.



Fotos 1 y 2. Encamisado de lámina para formar ademe perdible.

Así mismo, en caso de que se presente inestabilidad en las paredes de las perforaciones, se deberá colocar un ademe perdible.

f) Después de terminada la perforación, en un lapso menor a 18 hrs deberá concluirse totalmente el colado; que por otra parte será continuo para evitar la formación de juntas frías.

g) El armado se rigidizará para evitar excesivas deformaciones que pudiesen complicar su colocación dentro de la perforación. Para la liga estructural se recomienda que el armado tenga una longitud adicional de por lo menos 0.5 m, o la que el diseño estructural recomiende.

h) Las pilas se colarán con el procedimiento tradicional de tubo Tremie; al inicio del colado la tubería se colocará 20.0 cm por encima del nivel de desplante y se utilizará un tapón deslizante "diablo" para evitar la segregación y contaminación del concreto; durante el colado se deberá garantizar que la tubería se encuentre embebida por lo menos 1.0 m dentro del concreto, subiendo la tubería conforme asciende el nivel del concreto. El revenimiento del concreto será como mínimo de 23.0 cm. El colado se llevará por lo menos 0.50 m por arriba del lecho bajo del dado de cimentación o la longitud que determine el área de estructuras.

i) El descabece para la liga estructural se realizará mediante la demolición del concreto contaminado con martillo eléctrico, empezando en la periferia hasta llegar al núcleo, en forma descendente; en los últimos 20 cm se hará con maceta y cincel.

j) El criterio de aceptación o tolerancias para la construcción de las pilas es el siguiente:

1) *Localización*. En el posicionamiento de la cabeza del apoyo, la desviación aceptada debe ser menor del 4% del diámetro del apoyo o de 8 cm en cualquier dirección, cualquiera que sea el valor más bajo. El diseño estructural deberá de tomar en cuenta esta excentricidad.

2) *Verticalidad*. La tolerancia permisible está comprendida entre el 1 y 2 % de la longitud final del apoyo, pero sin exceder el 12.5% del diámetro del apoyo o 38 cm en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.

3) *Limpieza*. Se deberá remover todo el material suelto y de azolve del fuste antes de colocar el concreto. En ningún caso el volumen de tales materiales excederá el equivalente al que fuera necesario para cubrir 5% del área en un espesor de 5 cm.

4) *Acero de refuerzo*. La separación mínima entre varillas no debe ser menor de 1.5 veces el diámetro de la varilla ni menor de 1.5 veces el tamaño del agregado máximo.

k) Es indispensable llevar un registro en donde se anote: 1) la ubicación del apoyo; 2) la fecha y hora en que se terminó la perforación y la profundidad alcanzada; 4) fecha y hora en que se inicia y concluye el colado. Cada pila deberá ser liberada por un supervisor, una vez que se revisaron las condiciones de las paredes y piso.

l) La integridad de pilas se verificará de manera obligada mediante pruebas no destructivas de "baja deformación". Los ensayes de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, se podrán emplear métodos geofísicos como pulso simple o combinado, pozo-abajo, pozos cruzados, gama-gama o térmicos. **De acuerdo con las NTC cimentaciones (Ref. 1), se deberán realizar pruebas de integridad en el 100% de las pilas, ya que las torres y estaciones se tratan de estructuras del grupo A1.**

7.3 Excavación

De acuerdo con el preliminar del diseño estructural, el dado de cimentación tiene una sección rectangular de 4.5 x 4.5 m, con un peralte de 2.0 m. Para poder alojar este elemento, se deberá realizar la excavación con dimensiones mínimas de 4.9 x 4.9 m en planta para poder alojar la cimbra.

a) Tomando en cuenta las condiciones geotécnicas del sitio en estudio, se podrá realizar la excavación hasta la máxima profundidad, 2.0 m, con taludes con una inclinación de 70° respecto a la horizontal, protegiendo las paredes contra intemperismo, con zampeado de mortero (Fig. 4). Se deberá evitar la colocación de cargas en la corona de los cortes.

b) Al llegar a la profundidad máxima para el dado; 2.0 m, se realizará el descabece de las pilas de cimentación y en el fondo de la excavación se colocará una plantilla de concreto pobre con una f'c= 100 kg/cm^2, para proceder con el habilitado del acero de refuerzo para el dado de cimentación.

c) Posteriormente se realizará el colado del dado, habilitando las preparaciones necesarias para la conexión con la superestructura.

d) El espacio entre el perímetro del dado y los taludes de la excavación será rellenado con relleno fluido.

7.4 Minas

a) Durante los trabajos de perforación de pilas, el operador deberá prestar especial atención a los avances, cambios de presión y velocidad, así como a la caída repentina de la herramienta.

b) Ya que las pilas se proyectan con un diámetro de 1.0 m, una vez que se haya terminado la perforación de cada una de estas, se tendrá que hacer una inspección visual en toda la longitud. Esto se logrará adoptando alguna de las medidas siguientes:

1) Haciendo descender a un supervisor por medio de la misma perforadora, asegurándose al barretón, con un arnés. **Cada una de las pilas deberá ser verificada y liberada por un supervisor de mecánica de suelos.**
2) **Se podrá recurrir a algún otro tipo de inspección, siempre y cuando estos métodos ya se hayan empleado con anterioridad y la supervisión cuente con la experiencia en el uso de estos.**

En cualquier caso, es responsabilidad del área de construcción realizar esta verificación del estado del fondo y paredes de las pilas y poder liberarlas certificando la no existencia de cavidades, fisuras, fracturas, etc.

c) En caso de que se presenten minas subterráneas y/u oquedades importantes adicionales a lo considerado en este informe, se deberá dar aviso inmediato al área de mecánica de suelos, para que se tomen las medidas correctivas que se deben de realizar. Cualquier condición del sueló diferente a la considerada en este informe, deberá ser tomada en cuenta y revisar nuevamente las capacidades de carga y propuesta de desplante de las pilas, para garantizar el cumplimiento de los estados límite de falla y servicio.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

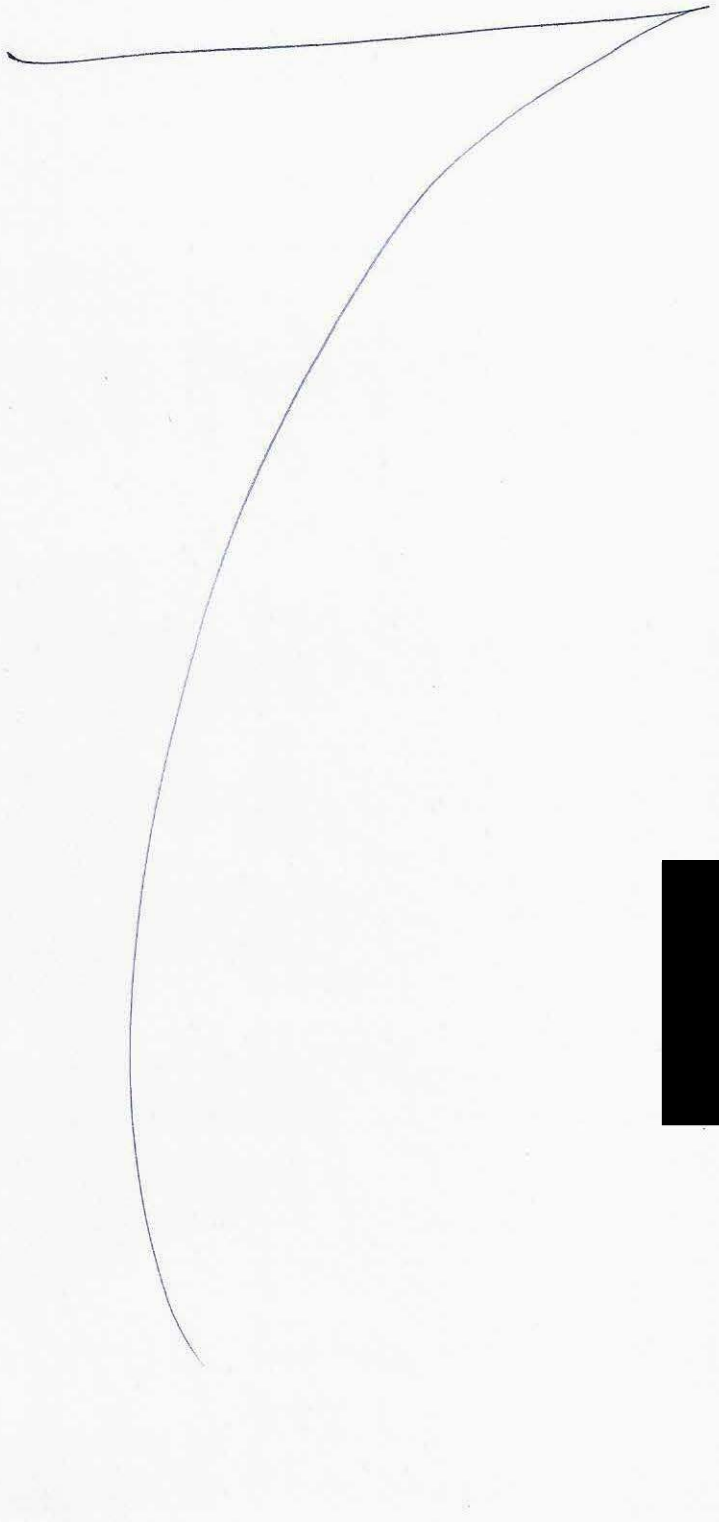
2. Tamez, E. ***Manual de diseño geotécnico Vol. 1.*** Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México, agosto 1987.

3. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

4. Tamez, E. **Ingeniería de Cimentaciones**, Ed. tgc geotecnia 2001.

5. Zeevaert L. **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions**. Van Nostrand Reinhold 2ª.

6. Rico. Del Castillo, **La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol.** II, Ed. Limusa, México 2009



PARA USO EXCLUSIVO
INTEGRAL DE LA "CON
TRANSPORTE SUSTEN
QUIROGA A METR
CABLEBÚS LÍNE
PÚBLICO CA
PROYECTO
TO DE
OS),
ORTE
XICO"
CONST
SISTEM
CIUDAD

PARA USO
INTEGRAL
TRANS
QUIRO
CABLEBÚS
PÚBLICO CAB

9. ANEXO 1. CARGAS ACTUANTES EN TORRE TIPO CONCÉNTRICA

De acuerdo con el análisis estructural de la Torre 37; que es una torre concéntrica, se presentan las cargas siguientes a nivel de cimentación, mismas que ya consideran el peso del dado de cimentación. Estas cargas se tomarán en cuenta como tipo, para las torres concéntricas.

TORRE 37

Combinación Gravitacional con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	1	Combination		10.8294	0	198.5491	-2.9347	214.3148	-8.7492

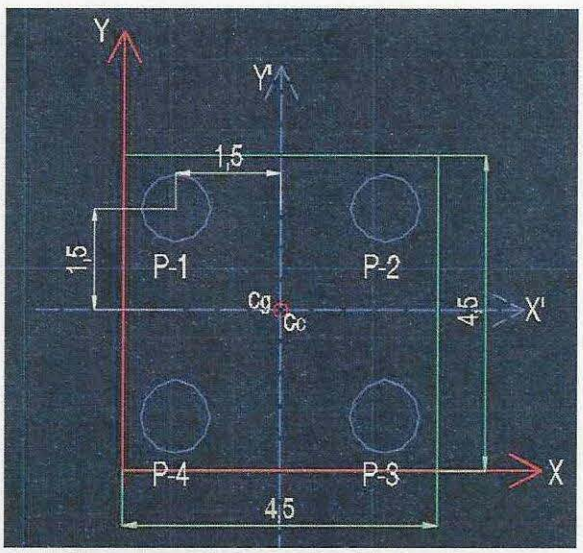
Combinación Sismo con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	82	Combination	Max	35.1217	-9.8162	165.6727	288.0877	709.1602	-37.7216

Combinación Gravitacional sin factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	0DespZ	Combination		7.2196	0	144.7686	-1.8517	104.5352	-5.8328

A continuación, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.



Esquema 1.1. Planta de pilas y referencia de ejes generales y centroidales. Cc: centro de cargas; Cg: centro de pilas

De acuerdo con la posición de las pilas y el punto de aplicación de la carga, se tiene:

Tabla 1.1

Centro geométrico de pilas					
Pila	A (m^2)	X (m)	Y (m)	AX (m^3)	AY (m^3)
1	0.785	0.75	3.75	0.58905	2.94524311
2	0.785	3.75	3.75	2.94524	2.94524311
3	0.785	3.75	0.75	2.94524	0.58904862
4	0.785	0.75	0.75	0.58905	0.58904862
	3.142			**7.1**	**7.1**

X=	**2.25**	**m**
Y=	**2.25**	**m**

Tabla 1.2

Centro de cargas		
X=	**2.25**	**m**
Y=	**2.25**	**m**
eX=	0.0	**m**
eY=	0.0	**m**

Tabla 1.3

Momentos de inercia, pilas				
Pila	Xi (m)	Yi (m)	$(Xi)^2$	$(Yi)^2$
1	1.5	1.50	2.25	2.25
2	1.5	1.50	2.25	2.25
3	1.5	1.50	2.25	2.25
4	1.5	1.50	2.25	2.25
		Σ=	**9.00**	**9.00**

Ix=	**9.00**
Iy=	**9.00**

Para el incremento y decremento de cargas por excentricidad estática:

$$\Delta\sigma_{est} = M_{v\,est\,x}\frac{\pm y_i}{I_x} \pm M_{v\,est\,y}\frac{\pm x_i}{I_y} \quad (1.1)$$

Donde:

- $\Delta\sigma_{est}$ incremento y decremento de carga estática, t
- $M_{v\,est\,x}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje x, t-m
- $M_{v\,est\,y}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje y, t-m
- x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
- y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

Tabla 1.4

Incremento de cargas fact por excentricidad estática				
Mve X=	0.00	t-m		
Mve Y=	0.00	t-m		
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.50	0.00	49.64
2	1.5	1.50	0.00	49.64
3	1.5	1.50	0.00	49.64
4	1.5	1.50	0.00	49.64

Donde:

$$P_{max,min} = \frac{P_{est\,fact}}{No.pilas} \pm \Delta\sigma_{est} \qquad (1.2)$$

Donde:

$P_{est\,fact}$ carga máxima factorizada en condición estática, igual a 198.5491 t
$P_{max,min}$ carga máxima y mínima factorizada estática, t
$\Delta\sigma_{est}$ incremento de carga por excentricidad estática, t

Por su parte, los incrementos y decrementos de cargas en condición sísmica en cada una de las pilas se determinó mediante la expresión siguiente:

$$\Delta\sigma_s = M_{vx}\frac{y_i}{I_x} \pm 0.3M_{vy}\frac{x_i}{I_y} \qquad (1.3)$$

Donde:

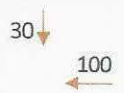
$\Delta\sigma_s$ incremento y decremento de carga por condición sísmica, t
M_{vx} momento de volteo sísmico respecto al eje x, igual a 288.0 t-m
M_{vy} momento de volteo sísmico respecto al eje y, igual a 709.16 t-m
x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

Se realizaron las 8 combinaciones con las variaciones del 100% del momento de volteo en un sentido y el 30% de momento en el otro sentido:

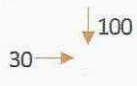
Tabla 1.5

Combinaciones sísmicas para determinación de incrementos y decrementos de cargas en pilas

Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-132.60
2	1.500	1.500	103.79
3	1.500	1.500	132.60
4	1.500	1.500	-103.79



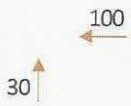
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.50	103.79
2	1.5	1.5	-132.60
3	1.5	1.5	-103.79
4	1.5	1.5	132.60



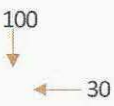
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-83.47
2	1.5	1.5	-12.56
3	1.5	1.5	83.47
4	1.5	1.5	12.56

Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.5	12.56
2	1.500	1.5	83.47
3	1.500	1.5	-12.56
4	1.500	1.5	-83.47

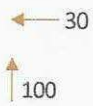
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-103.79
2	1.500	1.500	132.60
3	1.500	1.500	103.79
4	1.500	1.500	-132.60



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	132.60
2	1.500	1.500	-103.79
3	1.500	1.500	-132.60
4	1.500	1.500	103.79



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-12.56
2	1.5	1.5	-83.47
3	1.5	1.5	12.56
4	1.5	1.5	83.47



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	83.5
2	1.5	1.5	12.6
3	1.5	1.5	-83.5
4	1.5	1.5	-12.6

De acuerdo con la revisión de las 8 combinaciones anteriores:

Tabla 1.6

Incrementos max y min sísmicos		
Pila	Δσs max (t)	Δσs max (t)
1	132.60	-132.60
2	132.60	-132.60
3	132.60	-132.60
4	132.60	-132.60

Para la obtención de las cargas máximas y mínimas en cada pila, se tiene:

$$P\,Tot_{fact} = P_{max} \pm \Delta\sigma_s \qquad (1.4)$$

Sustituyendo los valores correspondientes, se tienen las siguientes condiciones de carga en cada una de las pilas analizadas:

Tabla 1.7

Cargas Tot máx y mín factorizadas		
Pila	Ptot max (t)	Ptot min (t)
1	182.24	-82.96
2	182.24	-82.96
3	182.24	-82.96
4	182.24	-82.96

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc.

Tomando en cuenta las cargas máximas y mínimas factorizadas totales de la Tabla 5.7 y las capacidades de carga reducidas a compresión y tensión, se tiene:

Tabla 1.8 Comparativa ΣQF.C <R

D (m)	R (t)	Ptot max (t)	C_{te} (t)	Ptot min (t)
1.0	1,067.5	182.24	426.3	82.96

Como se puede observar, se cumple con la desigualdad para las cargas actuantes a compresión y tensión.

Para el caso de las cargas de servicio "Combinación Gravitacional sin factores", empleando las expresiones (1.1) y (1.2) y sustituyendo los valores correspondientes:

Tabla 1.9

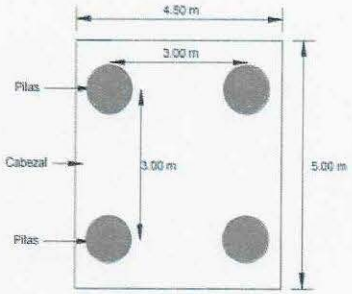
Δ de cargas serv por excent. Estática					
Mve X=	0.00	t-m			
Mve Y=	0.00	t-m			
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
2	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
3	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92
4	1.5	1.5	0.00	17.73	53.92

10. ANEXO 2. MEMORIA DE CÁLCULO

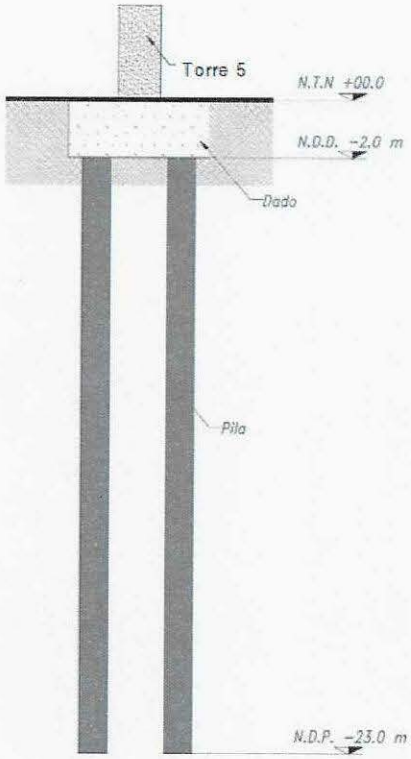
[redacted]

[redacted]

[redacted]



PLANTA



CORTE

Tabla 1. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación

D (m)	Wp (t)	C_p (t)	C_f (t)	R (t)	C_{te} (t)
1.0	39.6	706.5	400.6	1067.5	426.3
1.2	57.0	1017.9	480.7	1441.6	517.7
1.4	77.6	1385.1	560.8	1868.3	611.2

Tabla 2. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas

D (m)	δ (cm)	k_v (t/cm)	k_v (kg/cm^3)
1.0	1.0	144.6	18.4
1.2	1.0	132.1	11.7
1.4	1.0	117.4	7.6

Tabla 3. Constante de resorte horizontal para pilas

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE T5				
Módulos de reacción horizontal para pilas, ref -6				
		1.00	1.20	1.40
Profundidad, m		Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a			
0.00	2.30	3.23	2.69	2.31
2.30	3.40	3.23	2.69	2.31
3.40	5.00	16.61	13.84	11.86
5.00	8.00	CAVERNA		
8.00	15.00	49.82	41.52	35.59
15.00	18.00	CAVERNA		
18.00	23.00	76.40	63.66	54.57
23.00	31.00	102.97	85.81	73.55

Tabla 4. Constante de resorte horizontal para dado

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, T5

Módulos de reacción horizontal para dado, ref 6

Ancho de la zapata, B= 4.50 m

Profundidad, m		z m	Material		k3	z/B	Modulos de reacción K_h, $ton/m^2.cm$	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a	--	--	N, golpes				
0.00	1.20	0.60	Arcilla arenosa. Material café claro	111.0	575.0	0.1	7.2	0.72

CRITERIO. Con datos de sondeo puntual

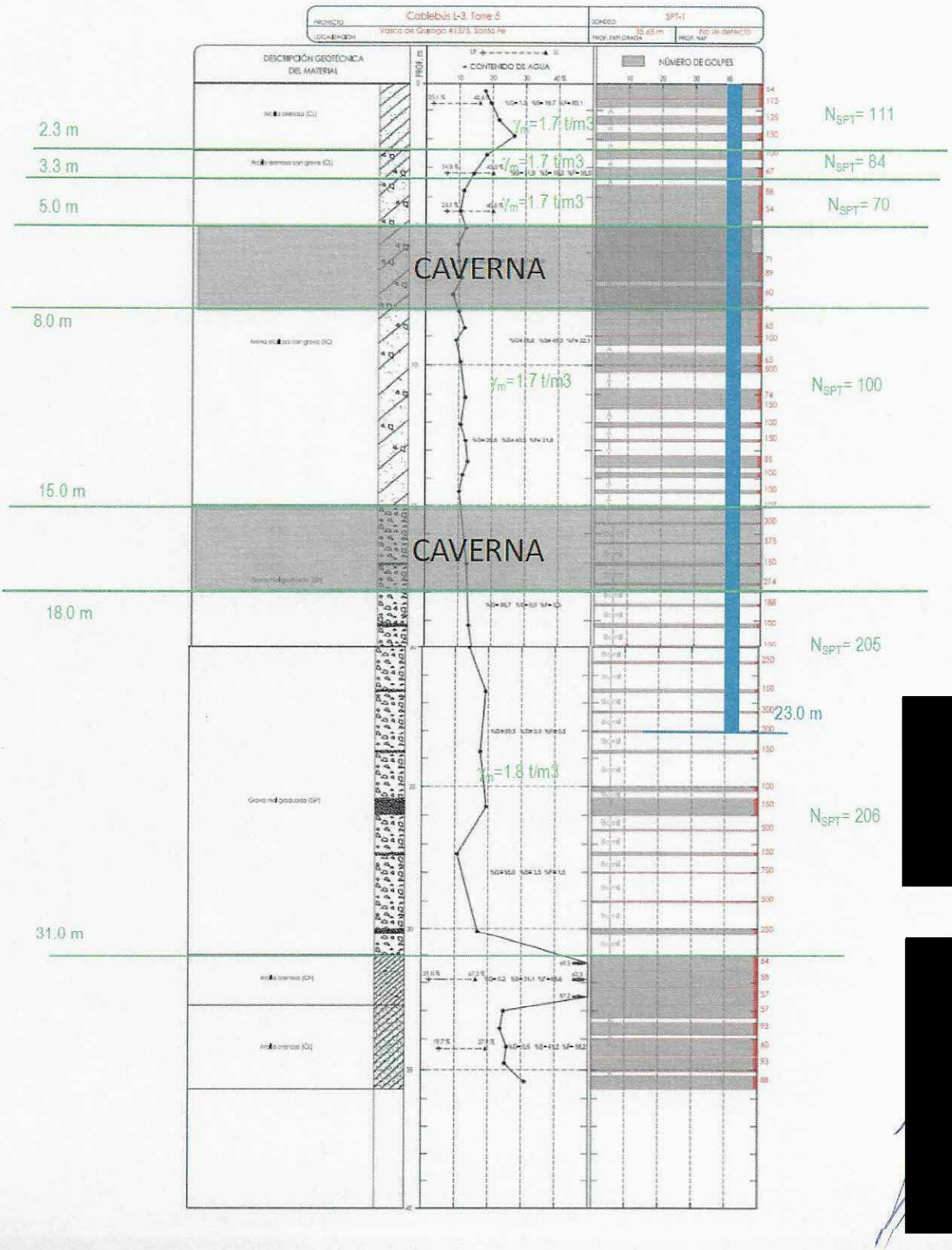
z = profundidad promedio del estrato, m
k_2 = coeficientes que se determinan a partir de gráficas, pag 52 ref 3
B = diámetro o ancho de cimiento, m
k_h = Módulo de reacción

$$K_h = 0{,}2768\, k_2\, z / B \qquad \textit{SUELOS FRICCIONANTES}$$

$$K_h = 0{,}0562\, k_3 / B \qquad \textit{SUELOS COHESIVOS}$$

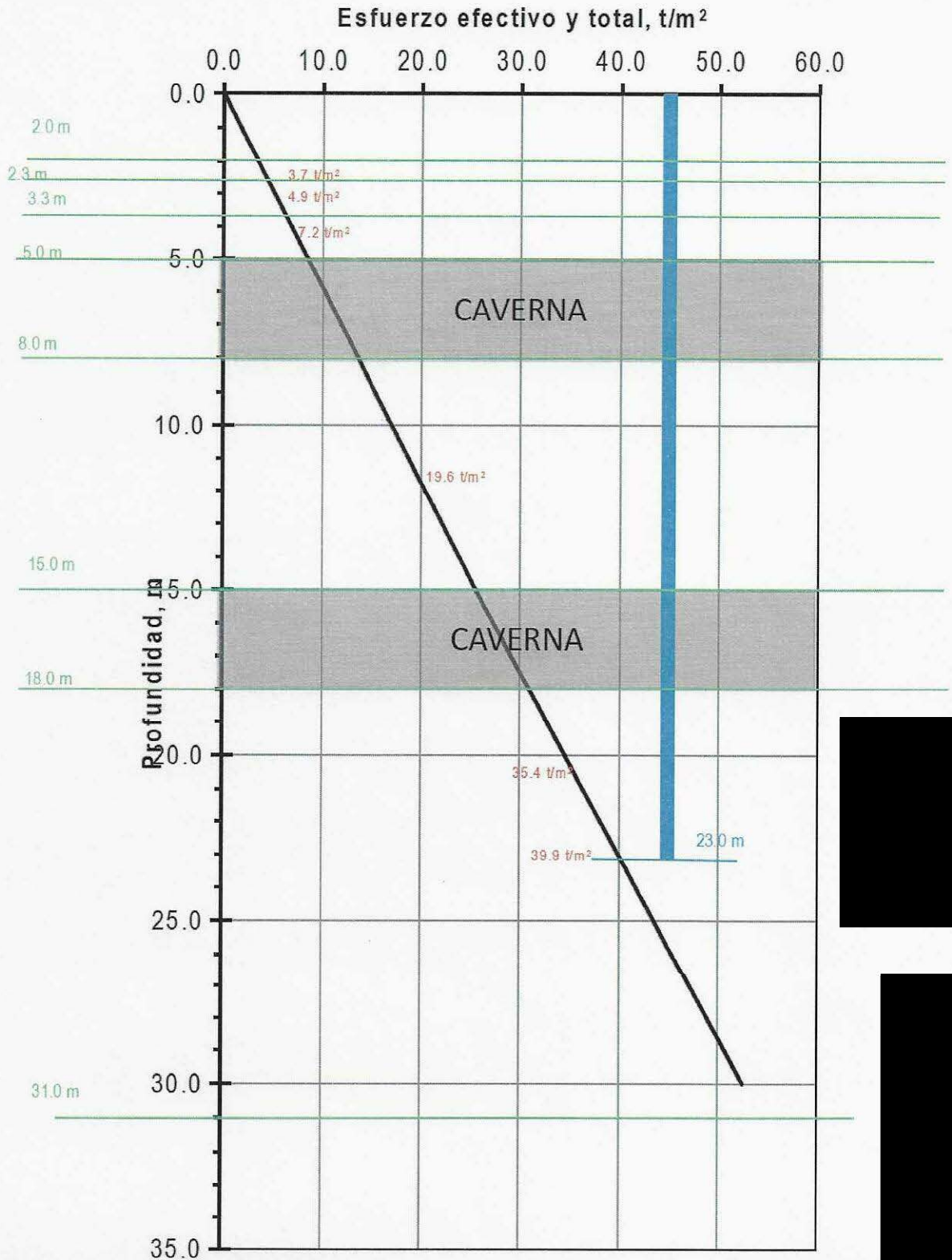
Referencia 6

Del Castillo, Rico (2002). La ingeniería de suelos en la vías terrestres (Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas). Editorial Limusa, Noriega editores



[redacted]

[redacted]



[redacted]

[redacted]

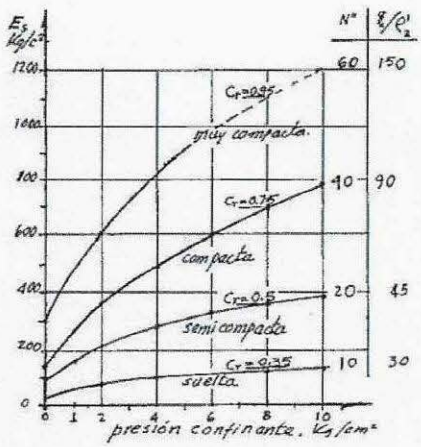
[redacted]

TORRE T-5. LÍNEA 3 DE CABLEBÚS

ESTRATO No	PROFUNDIDAD, m		c, t/m²	ϕ, grados	γm, t/m³	E, kg/cm2	ν	Nspt	DESCRIPCION DEL SUELO
	DE	A							
1	0.00	2.30	40(1*)	-	1.70	250(2*)	0.30	111	Arcilla arenosa. Material café claro y de consistencia dura.
2	2.30	3.30	40(1*)	-	1.70	200(2*)	0.30	84	Arcilla arenosa con grava. Material café claro y de consistencia dura.
3	3.30	5.00	-	38(**)	1.70	500(**)	0.25	70	Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.
4	5.00	8.00	-	CAVERNA					
5	8.00	15.00	-	38(**)	1.70	600(**)	0.25	100	Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.
6	15.00	18.00	-	CAVERNA					
7	18.00	23.00	-	38(**)	1.80	800(**)	0.25	205	Arena limosa con gravas. Material grisy muy compacto.
8	23.00	31.00	-	38(**)	1.80	800(**)	0.25	206	Arena limosa con gravas. Material grisy muy compacto.

c = Parametro de cohesión
ϕ = Ángulo de fricción
γm = Peso volumétrico
(1*) Braja M Das, ref 7
(2*) Manual de la CFE, ref 8

E = Módulo de elasticidad
ν = Relación de Poisson
Nspt = Número de golpes promedio en prueba de penetración estándar
(**) Obtenido por correlación, E Tamez, ref 2.



b) Módulo de Young para arena limosa media, en prueba triaxial drenada, para diferentes presiones confinantes y compacidades relativas

Tipo de suelo	E MPa
Arcilla:	
muy blanda	0.3 – 3
blanda	2 – 4
media	4.5 – 9
dura	7 – 20
arenosa	30 – 42.5
Arena:	
limosa	5 – 20
suelta	10 – 25
compacta	50 – 100
Arena con grava:	
suelta	10 – 25
compacta	80 – 200
Limo	2 – 20

[redacted]

Tipo de suelo	ν
Arcilla saturada	0.4 – 0.5
Arcillas no saturada	0.1 – 0.3
Arcilla arenosa	0.2 – 0.3
Limo	0.3 – 0.35
Arena densa	0.2 – 0.4
Arena gruesa (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.15
Arena fina (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.25
Loess	0.1 – 0.3

[redacted]

Tabla 2.3 Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número N_{60} de penetración estándar.

Número N_{60} de penetración estándar	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, q_u kN/m²	Resistencia a la compresión no confinada, q_u lb/pies²
0-2	Muy blanda	0-25	0-500
2-5	Blanda	25-50	500-1 000
5-10	Medio firme	50-100	1 000-2 100
10-20	Firme	100-200	2 100-4 200
20-30	Muy firme	200-400	4 200-8 400
>30	Dura	>400	>8 400

Capacidades de carga de pilas, Abril 2023. **T-5** LÍNEA 3 DE CABLEBÚS (CONSIDERANDO PRESENCIA DE CAVERNAS DE 5.0 A 8.0 Y DE 15.0 A 18.0 M.). LIMITANDO EL TRABAJO DE LA PUNTA A 900 t/m2.

Diametro de pila m	Área lateral, A_L m^2	Área de punta A_p m^2	Capacidad por fricción, C_f t	Capacidad por punta, C_p t	Peso de pila t	Capacidad de carga reducida, R t	Compresión t	Tensión t	Deformación, cm	Esf, kg/cm2	Kv, ton/cm	K, kg/cm^3
1.0	56.6	0.785	400.6	706.5	39.6	1067.5	1067.5	426.3	5.16	97.1	147.8	18.8
1.2	67.9	1.131	480.7	1017.9	57.0	1441.6	1441.6	517.7	5.94	91.0	173.3	15.3
1.4	79.2	1.539	560.8	1385.1	77.6	1868.3	1868.3	611.2	6.73	86.7	198.3	12.9

Capacidades de carga de pilas, Abril 2023. **T-5** LÍNEA 3 DE CABLEBÚS (CONSIDERANDO PRESENCIA DE CAVERNAS DE 5.0 A 8.0 Y DE 15.0 A 18.0 M; ASÍ COMO, LA DEFORMACIÓN DE 1.0 CM Y LA CARGA DE 242 TON

Diametro de pila m	Área lateral, A_L m^2	Área de punta A_p m^2	Capacidad por fricción, C_f t	Capacidad por punta, C_p t	Peso de pila t	Capacidad de carga reducida, R t	Compresión t	Tensión t	Deformación, cm	Esf, kg/cm2	Kv, ton/cm	K, kg/cm^3
1.0	88.0	0.785	242.0	0.0	39.6	202.4	202.4	267.7	1.00	18.4	144.6	18.4
1.2	105.6	1.131	242.0	0.0	57.0	185.0	185.0	279.1	1.00	11.7	132.1	11.7
1.4	123.2	1.539	242.0	0.0	77.6	164.4	164.4	292.4	1.00	7.6	117.4	7.6

F_R=	0.65	
D_p=	1.00	m
P_p=	3.14	m
P_v=	39.90	t/m^2
F_R=	0.35	
A_p=	0.79	m^2
ϕ=	38	°
N_{max}=	255.48	
N_{min}=	56.76	
L_c=	21.00	m
N_q*=	255.48	
C_p=	2833.46	ton

SUELOS FRICCIONANTES

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1} \overline{p}_{vi} \beta_i L_i$$

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z_i};\quad 0.25 \le \beta \le 1.2$$

$$C_p = \left(\overline{p}_v N_q^* F_R + p_v\right) A_p$$

$$N_q^* = N_{min} + L_c \frac{N_{max} - N_{min}}{4B\tan(45° + \phi/2)}$$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{máx}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{mín}$	7	11.5	20	39	78	130

SUELOS COHESIVOS

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \alpha_i c_{ui} L_i$$

$$\alpha_i = 0.5\sqrt{\frac{\overline{p}_{vi}}{c_{ui}}}$$

NOTA: AL TOMAR LA CARGA DE 242 TON, LAS DEFORMACIONES SON MENORES A 1.0 CM . PARA EL CALCULO DE LOS RESORTES SE TOMA 1.0 CM DE DEFORMACIÓN.

ESTRATO	De, m	a, m	Zi, m	Li, m	γ i, t/m^3	P vi, t/m^2	c_u t/m^2	β . α	Cf, ton
Arcilla arenosa. Material café claro y de consistencia dura.	0.00	2.30	1.15	2.30	1.70	1.70	40.00	0.10	19.36
Arcilla arenosa con grava. Material café claro y de consistencia	2.30	3.30	2.80	1.00	1.70	4.90	40.00	0.18	14.29
Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.	3.30	5.00	4.15	1.70	1.70	7.20	-	1.01	25.27
	5.00	8.00			CAVERNA				
Arena arcillosa con gravas. Material café claro y muy compacto.	8.00	15.00	11.50	7.00	1.70	19.60	-	0.69	192.23
	15.00	18.00			CAVERNA				
Arena limosa con gravas. Material gris y muy compacto.	18.00	23.00	20.50	5.00	1.80	35.40	-	0.41	149.40
								Cf=	400.56 ton

[redacted]

3.- ASENTAMIENTOS LIMITANDO LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA A 900 t/m² PILA DE 1.0 M DE DIAMETRO.

$Es := 800$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm². (Figura 9, valores determinados a partir de correlaciones

$\upsilon := 0.25$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m³

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm²

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm²

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm²

$Cp(B) := 706.5$ ton $Cf(B) := 400.6$ ton $(B) := 1.0$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto, ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66\,Cf(B)}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila, ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila, ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.00$ $\rho c(B) = 1.02$ $\rho s(B) = 4.14$ $\rho t(B) = 5.16$

6.- ASENTAMIENTO CONSIDERANDO LA CARGA DE 242 ton A NIVEL DE CIMENTACIÓN, SEGUN INFORMACIÓN PROPORCIONADA POR PROYECO.

$Es := 800$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm ^{2}. (Figura 9, valores determinados a partir de correlaciones).

$\upsilon := 0.25$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m ^{3}

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm ^{2}

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm ^{2}

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm ^{2}

$Cp(B) := 0$ ton $Cf(B) := 242$ ton $(B) := 1.0$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto, ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66 \cdot Cf(B)}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila, ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila, ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.00$ $\rho c(B) = 0.17$ $\rho s(B) = 0.00$ $\rho t(B) = 0.17$

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE 5

Módulos de reacción horizontal para pilas, ref 6

Diámetro de la pila, B= 1.40 m

Profundidad, m		z m	DESCRIPCION DELSUELO	Nspt prom	k_2	k_1	z/B	Modulos de reacción K_h ton/m^2.cm	Modulos de reacción K_h Kg/cm^3
De	a	--	--						
0.00	0.00	2.30	Arcilla arenosa. Material café claro y de consistencia dura.	111	-	575.0	1.6	23.1	2.31
0.00	2.30	3.30	Arcilla arenosa con grava. Material café claro y de consistencia dura.	84	-	575.0	2.4	23.1	2.31
2.30	3.30	5.00	Arena arcillosa cpon gravas. Material café claro y muy compacto.	70	120.0	-	3.6	118.6	11.86
3.30	5.00	8.00	CAVERNA						
5.00	8.00	15.00	Arena arcillosa cpon gravas. Material café claro y muy compacto.	100	120.0	-	10.7	355.9	35.59
8.00	15.00	18.00	CAVERNA						
15.00	18.00	23.00	Arena limosa con gravas. Material gris y muy compacto	205	120.0	-	16.4	545.7	54.57
18.00	23.00	31.00	Arena limosa con gravas. Material gris y muy compacto	206	120.0	-	22.1	735.5	73.55
23.00									

z = profundidad promedio del estrato, m
k_2 = coeficientes que se determinan a partir de gráficas, pag 52 ref 6
B = diámetro o ancho de cimiento, m
k_1 = Módulo de reacción

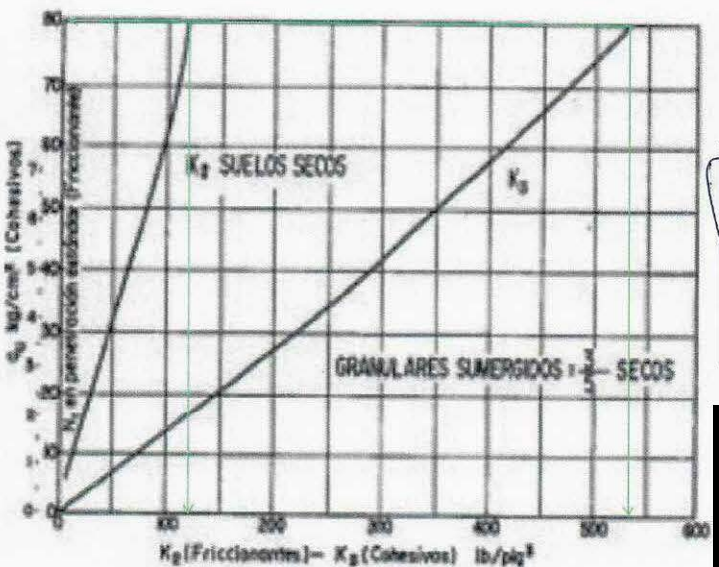
CRITERIO. Con datos de sondeo puntual y clasificación de campo y de laboratorio.

$K_h = 0{,}2768\, k_2\, z / B$ *SUELOS FRICCIONANTES*

$K_h = 0{,}0562\, k_3 / B$ *SUELOS COHESIVOS*

Referencia 6

Del Castillo, Rico (2002). La ingeniería de suelos en la vías terrestres (Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas). Editorial Limusa, Noriega editores



PROYECTO INTEGRAL DE LA "CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES- LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

GRUPO INDI
Doppelmayr

CONTROL DE DOCUMENTOS

☐ Autorizado para construcción Fecha _____

☐ Autorizado para implementación Fecha _____

☐ Solo para información Fecha _____

☐ Obsoleto Fecha _____

Copia Controlada para: [redacted] SUPERVISIÓN CABLEBUS L3

Autoriza: _____ [redacted]

[redacted]

Elaboró	Autorizó.	Enterado.
[redacted]		[redacted]

Contenido

1. ANTECEDENTES 3
2. OBJETO 3
3. ALCANCES 3
4. CARACTERÍSTICAS GENERALES Y UBICACIÓN DEL PROYECTO 4
5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO 5
5.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE 5
5.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 5
5.3 ENSAYES DE LABORATORIO 6
5.4 INTERPRETACIÓN ESTRATIGRÁFICA 6
5.5 MODELO GEOMECÁCNICO 7
6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN 8
6.1 CARGAS ACTUANTES 8
6.2 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN 8
6.3 ESTADOS LÍMITE DE FALLA 9
6.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 11
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 13
7.1 PREPARACIÓN DE ÁREAS 13
7.2 PILAS 13
7.3 EXCAVACIÓN 15
7.4 MINAS 16
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 17
9. ANEXO 1. MEMORIA FOTOGRÁFICA 20
10. ANEXO 2. PERFILES DE SONDEOS Y REGISTROS DE CAMPO 22
11. ANEXO 3. RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO 34
12. ANEXO 5. CARGAS ACTUANTES EN UNA TORRE TIPO CONCÉNTRICA 81
13. ANEXO 6. MEMORIA DE CÁLCULO 87

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del Cablebús 5

Índice de Tablas

Tabla 1- Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3 4
Tabla 2. Modelo geomecánico de diseño 8
Tabla 3 Valores de N_{max} y N_{min} 10
Tabla 4. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación 11
Tabla 5. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas 12
Tabla 6. Módulos de reacción horizontal para pilas 12
Tabla 7. Módulos estáticos de reacción horizontal para dado 13

Índice de Figuras

Figura 1. Croquis de localización y ubicación de sondeos, T-8
Figura 2. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México
Figura 3. Corte estratigráfico y solución de cimentación, T-8
Figura 5. Procedimiento de excavación, T-8

[redacted]

1. ANTECEDENTES

Con el propósito de cumplir con los términos de referencia del proyecto "CONSTRUCCIÓN CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES - LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3" DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PUBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO. ***EL CONSORCIO*** solicitó a Ingenieros Cuevas Asociados, el compendio para el presente estudio de mecánica de suelos, originalmente realizado por la empresa ***PGS* PERFORACIÓN Y SUMINISTRO SA DE CV** realizar el estudio de mecánica de suelos para la **Torre 8 (Antes 8A)**. El predio se ubica en la sección IV del Bosque de Chapultepec, dentro del espacio de Industrias Militares SEDENA (Campo Militar No. 1-F), en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México (Fig. 1).

Este estudio se realizó por medio de la perforación y el muestreo de un sondeo mecánico directo denominado SPT-16 de 30.40 m de profundidad y un sondeo de avance controlado SAC-16 a 35 m, se incluyen, los ensayes de laboratorio y su interpretación estratigráfica, para determinar las propiedades índice y mecánicas que se emplearán para la realización del diseño geotécnico de la cimentación.

Nota aclaratoria:

Debido a un cambio interno en la nomenclatura de las torres dentro del trazado, posterior a los trabajos de exploración y laboratorio, los anexos de reporte fotográfico y laboratorio se remiten a la primera denominación (para este caso, Torre 8A). No obstante, pese a que dichos anexos presenten esta numeración previa al cambio emitido, dichos anexos se refieren en todo momento a la Torre 8 de la nueva nomenclatura del trazado.

2. OBJETO

- Identificar las condiciones geotécnicas del subsuelo del sitio en estudio, y la caracterización de las propiedades índice y mecánicas, para definir el modelo geológico-geotécnico de diseño.

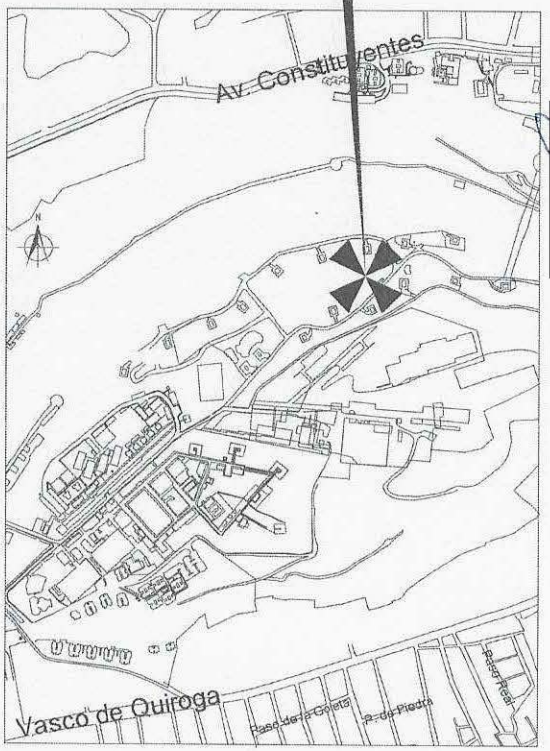
- Definir el tipo de cimentación más adecuado para la estructura en proyecto, buscando la opción que satisfaga los requerimientos de las normas y criterios técnicos aplicables, particularmente en lo referente a la revisión de los estados límite de falla y de servicio, considerando las cargas de proyecto, afectadas por sus correspondientes factores de carga, y buscando que su comportamiento sea compatible con las estructuras colindantes; así como emitir recomendaciones generales que geotécnicamente son convenientes observar durante la construcción de la cimentación, para garantizar su correcto desempeño para lograr una adecuada capacidad de carga y que la magnitud de los asentamientos totales y diferenciales satisfagan los máximos especificados por la normatividad vigente.

3. ALCANCES

En el presente informe se presenta la solución de cimentación y descripción del procedimiento constructivo de la misma, solución basada en: experiencia que se tiene de la zona, los resultados de la exploración geotécnica, las pruebas de laboratorio y en las correlaciones con el sondeo de penetración estándar, todo

Cablebús L-3, T-8

SITIO EN ESTUDIO



X=476,013.608
Y=2,144,186.686

SPT, T-8

T-8

SAC, T-8

[redacted]

CABLEBÚS LÍNEA 3, VASCO DE QUIROGA – LOS PINOS

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

CROQUIS DE ESTACIÓN/TRAMO

SIMBOLOGÍA

NOTAS

[redacted]

No.	MODIFICACIÓN	FECHA	APROBÓ	V.o.Bo.

SOBIERNO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS

Jefa de Gobierno de la Ciudad de México
C.m. Claudia Sheinbaum Pardo

Secretario de Obras y Servicios de la CDMX
Mtro. Jesús Antonio Esteva Medina

Dirección General de Obras para el Transporte
Ing. Francisco Javier Muñoz Marín

Dirección Ejecutiva de Proyectos Ejecutivos
Ing. Mario Humberto Navarro Chávarría

Proyecto Ejecutivo: Línea 3 Cablebús

DGOT-LPN-1-042-2022

CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES-LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3 DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

[redacted]

esto en conjunto permitieron definir un modelo geotécnico de análisis y llegar a una solución de cimentación que cumpla con los estados límite de falla y de servicio, establecidos con la Reglamentación vigente (Ref. 1).

4. CARACTERÍSTICAS GENERALES Y UBICACIÓN DEL PROYECTO

La línea 3 de Cablebús está compuesta por 6 estaciones, cada una con su propia edificación. La longitud proyectada de la línea es de 5.42 km y brindará una capacidad de transporte máxima/final de 3000 pasajeros/hora en cada sentido.

El proyecto será realizado en la demarcación territorial de las alcaldías Álvaro Obregón y Miguel Hidalgo, ubicadas en la zona centro – poniente de la Ciudad de México limitado al sur con las alcaldías de la Magdalena Contreras y Tlalpan, al oriente con las alcaldías Benito Juárez y Cuauhtémoc, al norte con la alcaldía Azcapotzalco y al este con los municipios mexiquenses de Tecamachalco y Naucalpan de Juárez. La denominación y ubicación inicial de cada una de las 6 estaciones se describe en la siguiente tabla:

Número de estación	Estación	Tipo de estación	Latitud	Longitud	Distancia hacia su próxima estación (km)
E – 1	Vasco de Quiroga	Retorno	19°23'7.67"N	99°13'39.59"O	0.59
E – 2	Cineteca Nacional / Bodega Nacional de las Artes	De Paso	19°23'24.16"N	99°13'50.24"O	1.15
E – 3	Parque Cri – Cri	Doble Motriz	19°23'48.33"N	99°13'20.14"O	0.90
E – 4	Lienzo Charro / CECYT 4 "Lázaro Cárdenas"	De Paso	19°23'56.37"N	99°12'50.77"O	1.65
E – 5	Panteón Civil de Dolores	De Paso	19°24'26.00"N	99°12'3.90"O	1.13
E - 6	Metro Constituyentes – Los Pinos	De Retorno	19°24'46.93"N	99°11'29.40"O	1.13

Tabla 1- Estaciones del Sistema de Transporte Público Cablebús Línea 3

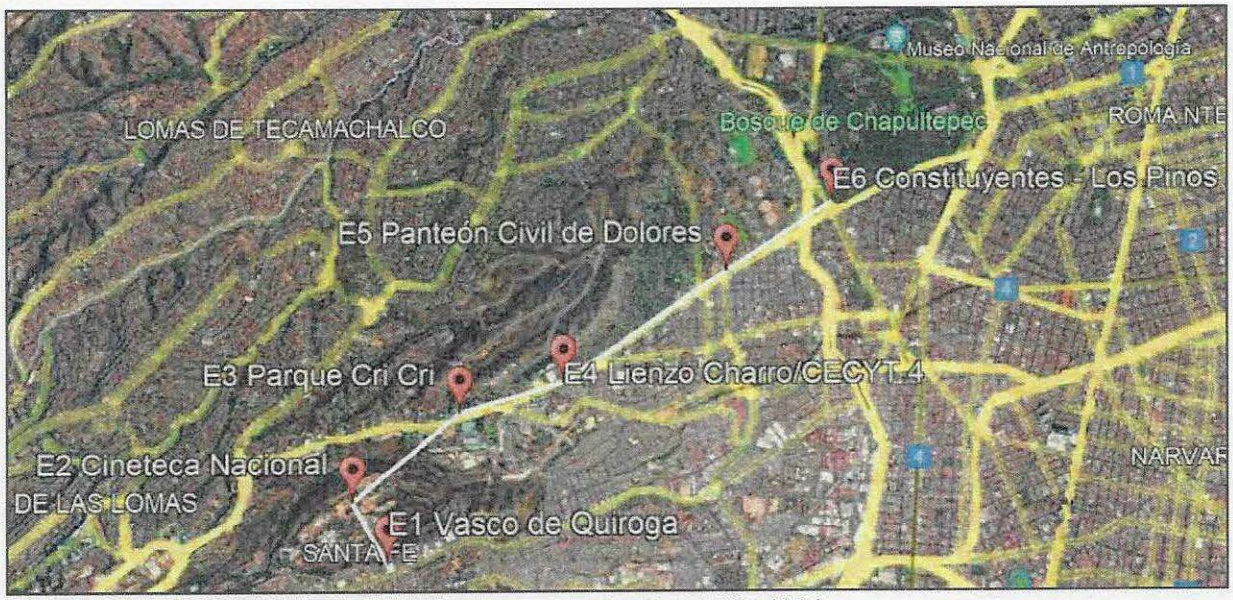


Ilustración 1 - Trazo de la línea 3 del Cablebús

La Torre 8, con coordenadas X=476,013.608; Y=2,144,186.686 es del tipo concéntrica.

5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

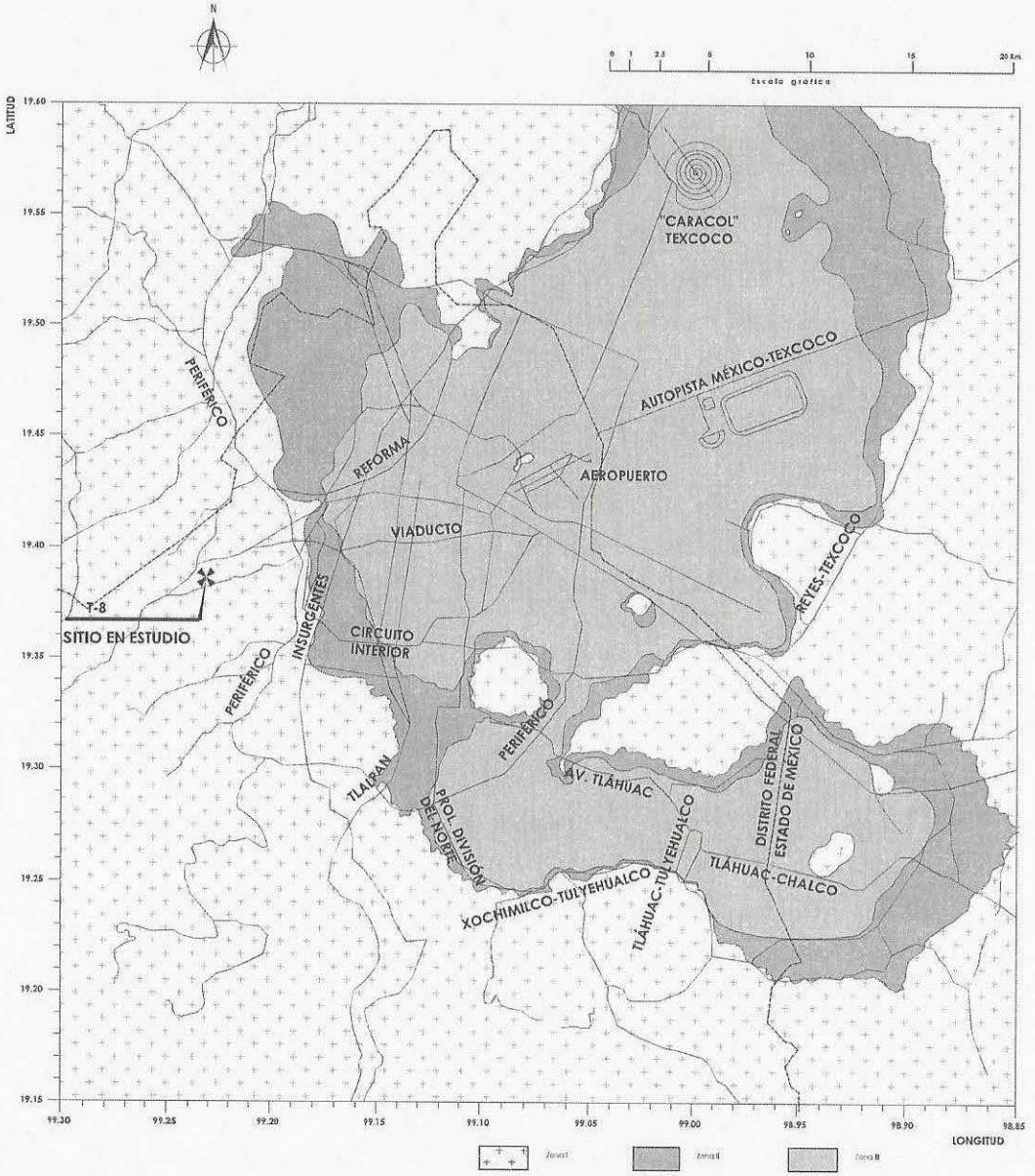
5.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE

Zonificación geotécnica. El sitio se localiza en la denominada **"Zona de Lomas" (Ref. 1, Fig. 2)**, definida por la sierra de Monte Alto y la Sierra de las Cruces. Esta zona está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose por la acumulación de material piroclástico en la parte superficial, así mismo, se pueden encontrar materiales compactos a muy compactos, formados por depósitos de tobas amarillentas formadas por vidrio pumítico fino a grueso. **En esta zona también es frecuente la presencia de minas antiguas que ha dejado la explotación subterránea o superficial de materiales de construcción en el pasado, las cuales pueden ocasionar problemas geotécnicos a las cimentaciones que en esa zona se construyan.**

5.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

A continuación, se describen los trabajos de campo efectuados y los resultados obtenidos, los cuales se tomaron como referencia para interpretar con más elementos de juicio, las condiciones geotécnicas prevalecientes en el área de estudio, mismas que se describen más adelante. En el Anexo No. 1 se muestra el reporte fotográfico de los trabajos de campo.

Los trabajos de exploración y el muestreo de la zona en estudio se llevaron a cabo por medio de un sondeo continuo directo denominado SPT-16, de 30.40 m de profundidad, así como un sondeo de avance controlado gemelo denominado SAC-16 de 35.00 m de profundidad, que sirvieron para determinar las propiedades índice y mecánicas del subsuelo en donde se apoyará la cimentación de la futura estructura.



(NTC Para diseño y construcción de cimentaciones, Diciembre 2017)

CABLEBÚS LÍNEA 3, VASCO DE QUIROGA - LOS PINOS

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

CROQUIS DE ESTACIÓN/TRAMO

SIMBOLOGÍA

NOTAS

[redacted]

[redacted]

No.	MODIFICACIÓN	FECHA	APROBÓ	V.oBo.

GOBIERNO DE LA CIUDAD DE MÉXICO
SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS

Jefa de Gobierno de la Ciudad de México
Dra. Claudia Sheinbaum Pardo

Secretario de Obras y Servicios de la CDMX
Mtro. Jesús Antonio Esteva Medina

Dirección General de Obras para el Transporte
Ing. Gustavo Ayala Muñoz

Dirección Ejecutiva de Proyectos Especiales
Ing. Víctor Hugo Romero Cazares

Proyecto Ejecutivo - Línea 3 Cablebús

SOS/T-LPI-F-1-042/2022

CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES-LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3 DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

[redacted]

Toda la información geotécnica obtenida se tomó como base para determinar el estado límite de falla (la capacidad de carga) y el estado límite de servicio (la estimación de los asentamientos correspondientes), y definir las recomendaciones necesarias para realizar posteriormente el proyecto ejecutivo, y además sea posible estimar lo más preciso posible el espesor de los suelos que se deberán excavar y/o rellenar para definir los niveles de proyecto.

5.3 ENSAYES DE LABORATORIO

De acuerdo con los sondeos mecánicos directos realizados en el sitio, se llevaron a cabo los siguientes ensayes de laboratorio a los suelos alterados representativos obtenidos, entre los que se encuentran los siguientes:

- Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco, de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS.
- Contenido natural de agua, ω%.
- Granulometría por mallas.
- Límites de plasticidad; líquido y plástico, LL% y LP%.
- Densidad relativa de sólidos, Ss.
- Peso volumétrico natural, γm.

Las propiedades mecánicas y de deformabilidad se determinaron por medio de correlaciones comúnmente empleada en la práctica de la mecánica de suelos.

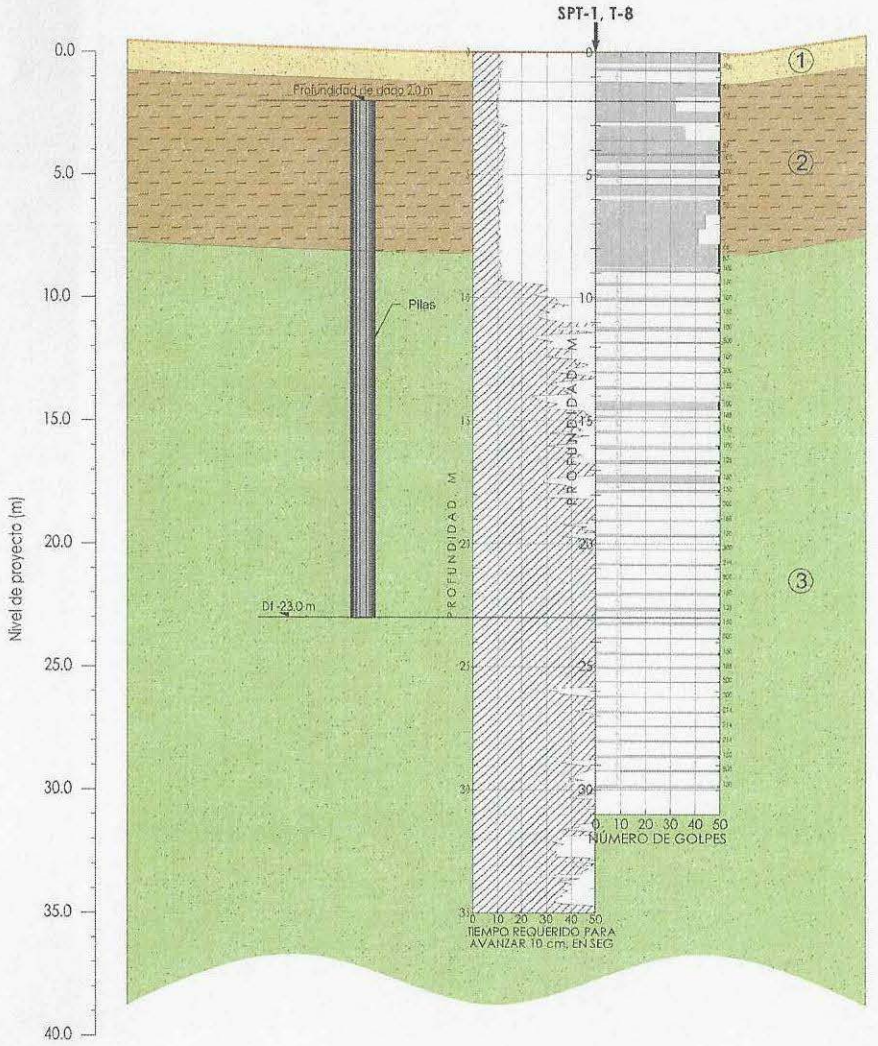
5.4 INTERPRETACIÓN ESTRATIGRÁFICA

Con base en los datos y resultados obtenidos durante los trabajos de campo y de los ensayes de laboratorio que se incluyen en el Anexo 2 y 3, se describen a continuación las características de los suelos encontrados en el sondeo mecánico directo SPT (Fig. 3), con profundidades referidas al nivel de brocal.

De 0.00 a 1.20 m. Arena media a fina, limosa, de origen piroclástico (andesítico), muy compacta, de color café claro. El contenido natural de agua varía de 17.4% a 22.8 %. El porcentaje de finos es de 49.5%, arena de 50.5% y grava de 0.0%. El número de golpes medido es de más de 50.

De 1.20 a 8.20 m. Limo arenoso de baja plasticidad (ML), de origen piroclástico, de consistencia dura, de color café grisáceo en tonos claros, con poca grava, con granos de hasta 3/4" de diámetro. El contenido natural de agua varía de 23.5% a 34.6%. El porcentaje de finos varía de 58.0% a 84.4%, arena de 15.6 a 28.1% y grava de 0.0% a 13.8%. El Límite Líquido varía de 36.87% a 37.02%y el Límite Plástico de 27.29% a 27.43%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar varía de 32 a más de 50.

De 8.20 a 30.40 m. Arena gruesa a fina, con finos limosos, de origen piroclástico (andesítico), muy compacta, intercalada con lentes de grava muy compacta con granos de hasta 3/4" de diámetro, de colores café y gris en tonos claros. El contenido natural de agua varía de 6.3% a 26.6%. El porcentaje de finos varía de 4.5% a 41.8%, arena de 27.0% a 67.4% y grava de 11.7% a 68.5%. El Límite Líquido es de 38.72% y el Límite Plástico de 27.19%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es de más de 50.



Con base en los datos y resultados obtenidos durante los trabajos de campo y de los ensayes de laboratorio que se incluyen en el Anexo 2, se describen a continuación las características de los suelos encontrados en el sondeo mecánico directo SPT-16.

(1) **De 0.00 a 1.20 m.** Arena media a fina, limosa, de origen piroclástico (andesítico), muy compacta, de color café claro. El contenido natural de agua varía de 17.4% a 22.8 %. El porcentaje de finos es de 49.5%, arena de 50.5% y grava de 0.0%. El número de golpes medido es de más de 50.

(2) **De 1.20 a 8.20 m.** Limo arenoso de baja plasticidad (ML), de origen piroclástico, de consistencia dura, de color café grisáceo en tonos claros, con poca grava, con granos de hasta 3/4" de diámetro. El contenido natural de agua varía de 23.5% a 34.6%. El porcentaje de finos varía de 58.0% a 84.4%, arena de 15.6 a 28.1% y grava de 0.0% a 13.8%. El Límite Líquido varía de 36.87% a 37.02%y el Límite Plástico de 27.29% a 27.43%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar varía de 32 a más de 50.

(3) **De 8.20 a 30.40 m.** Arena gruesa a fina, con finos limosos, de origen piroclástico (andesítico), muy compacta, intercalada con lentes de grava muy compacta con granos de hasta 3/4" de diámetro, de colores café y gris en tonos claros. El contenido natural de agua varía de 6.3% a 26.6%. El porcentaje de finos varía de 4.5% a 41.8%, arena de 27.0% a 67.4% y grava de 11.7% a 68.5%. El Límite Líquido es de 38.72% y el Límite Plástico de 27.19%. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar es de más de 50.

Condiciones piezométricas. Durante los trabajos de exploración no se detectó nivel freático. En esta zona se presenta a gran profundidad.

Minas. Durante los trabajos de exploración, SPT y SAC, no se detectaron indicios de la presencia de minas antiguas o fracturas en la masa de suelo, sin pérdidas de fluido de perforación o caída repentina de barras.

Aunque no se detectaron minas subterráneas en este punto, se toma en cuenta toda la información cercana al sitio en estudio, para el diseño geotécnico de esta torre, se consideran dos lechos de posibles antiguas minas, entre 5.0 y 8.0 m y entre 15.0 y 18.0 m. En estas longitudes, la aportación vertical y lateral se considera nula.

[redacted]

CABLEBÚS LÍNEA 3, VASCO DE QUIROGA - LOS PINOS

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

CROQUIS DE ESTACIÓN/TRAMO

SIMBOLOGÍA

NOTAS

[redacted]

No.	MODIFICACIÓN	FECHA	APROBÓ	Vo.Bo.

GOBIERNO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS

Jefa de Gobierno de la Ciudad de México
Dra. Claudia Sheinbaum Pardo

Secretaría de Obras y Servicios de la CDMX
Mtro. Jesús Antonio Esteva Medina

Dirección General de Obras para el Transporte
Ing. Francisco Javier Nuño Gutiérrez

Dirección Ejecutiva de Proyectos Especiales
Ing. Víctor Manuel Gutiérrez Cervantes

Proyecto Ejecutivo Línea 3 Cablebús

DUOT-LPNF-I-042-2022

CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES-LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3 DEL SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO CABLEBÚS DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

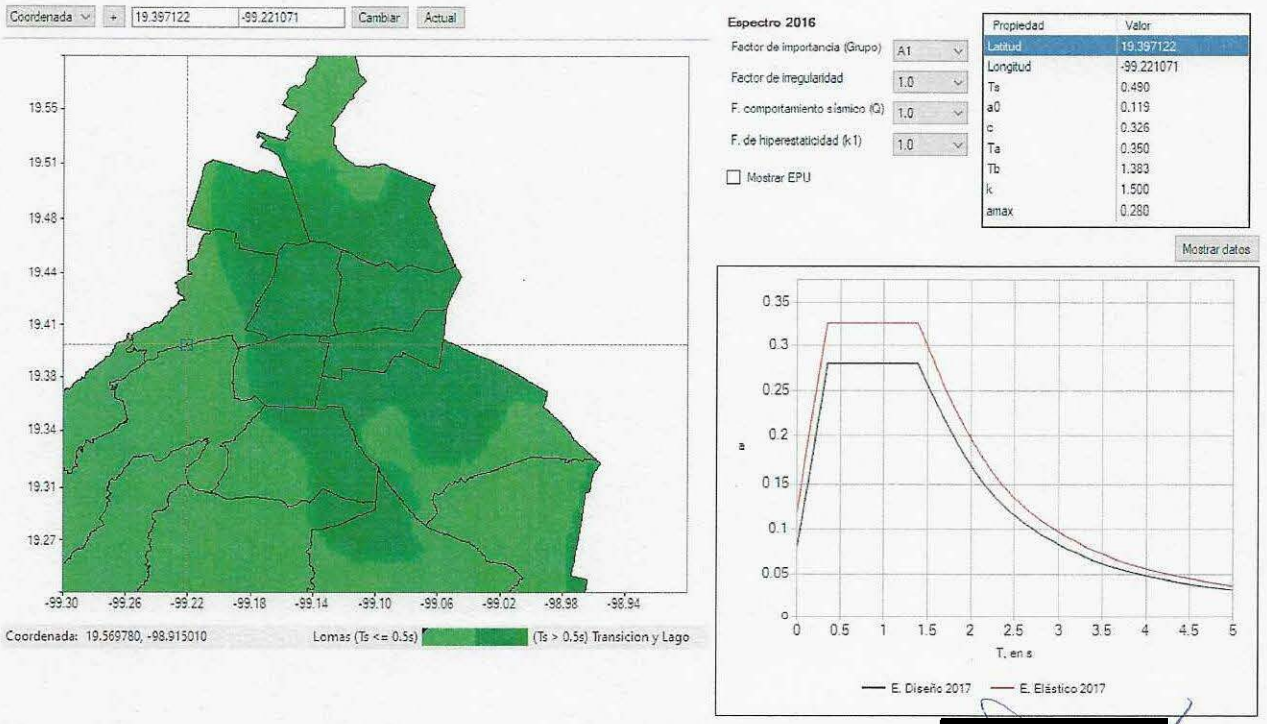
[redacted]

Condiciones piezométricas. Durante los trabajos de exploración no se detectó nivel freático. En esta zona se presenta a gran profundidad.

Minas. Durante los trabajos de exploración, SPT y SAC, no se detectaron indicios de la presencia de minas antiguas o fracturas en la masa de suelo, sin pérdidas de fluido de perforación o caída repentina de barras.

Aunque no se detectaron minas subterráneas en este punto, se toma en cuenta toda la información cercana al sitio en estudio, para el diseño geotécnico de esta torre, se consideran dos lechos de posibles antiguas minas, entre 5.0 y 8.0 m y entre 15.0 y 18.0 m. En estas longitudes, la aportación vertical y lateral se considera nula.

Coeficiente sísmico. Tomando en cuenta la posición de la Torre y el software SASID (Ref. 3), el coeficiente sísmico elástico es de 0.326, con una aceleración espectral, a_0= 0.119. Queda a juicio del Ingeniero estructurista los factores de hiperestaticidad, importancia, irregularidad y de sobre-resistencia para la obtención del espectro de diseño final.



5.5 MODELO GEOMECÁCNICO

Los parámetros mecánicos de los estratos representativos que conforman la estructura del subsuelo, determinados para los análisis de la capacidad de carga y deformaciones, se presenta en la Tabla 2 y son resultados de la exploración geotécnica y laboratorio realizados en el punto de la Torre 8.

Tabla 2. Modelo geomecánico de diseño

TORRE 8. LÍNEA 3 DE CABLEBÚS									
ESTRATO No	PROFUNDIDAD, m		c, t/m^2	ϕ, grados	γm, t/m^3	E, kg/cm2	ν	Nspt	DESCRIPCION DEL SUELO
	DE	A							
1	0.00	1.20	-	38(**)	1.60	350(**)	0.25	100	Arena limosa. Material café claro y muy compacto.
2	1.20	5.00	-	36(**)	1.70	500(**)	0.25	53	Limo arenoso. Material café grisáceo y de consistencia dura.
3	5.00	8.00	-	CAVERNA					
4	8.00	8.20	-	36(**)	1.70	500(**)	0.30	53	Limo arenoso. Material café grisáceo y de consistencia dura.
5	8.20	15.00	-	38(**)	1.80	800(**)	0.30	150	Arena limosa. Material gris claro y muy compacto.
6	15.00	18.00	-	CAVERNA					
7	18.00	23.00	-	38(**)	1.80	800(**)	0.25	150	Arena limosa. Material gris claro y muy compacto.

c = Parametro de cohesión
ϕ = Ángulo de fricción
γm= Peso volumétrico
(1*) Braja M Das, ref 7
(2*) Manual de la CFE, ref 8

E= Módulo de elasticidad
ν= Relación de Poisson
Nspt= Número de golpes promedio en prueba de penetración estándar
(**) Obtenido por correlación, E Tamez, ref 2.

Cabe mencionar que, las propiedades de resistencia y deformabilidad en los materiales se determinaron mediante correlaciones con el número de golpes N (Ref. 4), de la prueba de penetración estándar, presentes en la memoria de cálculo.

6. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

Datos del proyecto. La torre 8 (Antes 8A) se proyecta en un terreno que se ubica en la sección IV del Bosque de Chapultepec, dentro del espacio de Industrias Militares SEDENA (Campo Militar No. 1-F), en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México. Esta torre es del tipo concéntrica.

6.1 CARGAS ACTUANTES

Las cargas actuantes a nivel de cimentación; que incluye el peso del dado; que se determinaron en el análisis estructural de una torre tipo concéntrica se presenta en el Anexo 5. En este anexo, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc. En todo caso, el área de estructuras tendrá la última palabra en la elección del diámetro de pila, de acuerdo con el modelo estructural.

6.2 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN

Tomando en cuenta la importancia de la estructura, que es considerada TIPO A1, la posible presencia de minas subterráneas y los posibles rellenos utilizados para la rehabilitación de estas, la solución de cimentación consiste en pilas de sección circular de 1.0 m de diámetro como mínimo; con la finalidad de que puedan ser inspeccionadas en su longitud y piso, que trabajen por fricción y por punta; para el análisis se considera la presencia de cavernas de 5.0 m a 8.0 m y de 15.0 a 18.0 m de profundidad.

Aunque la capacidad de carga puede ser mayor a las cargas actuantes, es obligado y recomendable que el diámetro mínimo sea de 1.0 m, con la intención de que una vez que se haya terminado los trabajos de perforación, se realice una inspección visual en toda su longitud y en el piso del nivel del desplante. **En caso de que se detecten minas u oquedades que no pudieron ser identificadas durante la exploración geotécnica, la profundidad de las pilas aquí recomendada deberá ser ajustada, así como los valores de la capacidad de carga.**

La solución de cimentación será con pilas desplantadas a 23.0 m de profundidad; tomando como referencia el nivel de brocal; es decir, desde el nivel de piso existente. Hasta el momento se tiene considerado un dado de 4.5 x 4.5 m de sección y 2.0 m de peralte, por lo que las pilas tendrán una longitud efectiva de 22.0 m.

6.3 ESTADOS LÍMITE DE FALLA

De acuerdo a las NTC cimentaciones del 2017 (Ref. 1), en todo momento, la sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor de carga, deberá ser menor que la capacidad de carga reducida de cada pila o grupo de pilas, con el cumplimiento de la desigualdad:

$$\sum QF.C < R \tag{1}$$

Donde:

- ΣQF.C sumatoria de cargas afectada por su respectivo factor o factores de carga
- R capacidad de carga reducida de las pilas, t

Capacidad de carga reducida. La capacidad de carga de las pilas fue determinada mediante la expresión siguiente (Ref. 1):

$$R = C_p + C_f - W_p \tag{2}$$

Donde:

- R capacidad de carga reducida, t
- C_p capacidad de carga reducida por punta, t
- C_f capacidad de carga reducida por fricción, t
- W_p peso del elemento, t

Con:

$$C_p = (p'_v N_q{}^* F_R + P_v)A_p \tag{3}$$

Donde:

- p'_v esfuerzos efectivos al nivel de desplante, igual a 40.5 t/m^2
- N_q* factor de capacidad de carga
- F_R factor de resistencia, igual a 0.35
- P_v esfuerzos totales al nivel de desplante, igual a 40.5 t/m^2

Con:

$$N_q{}^* = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B \tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)} \tag{4}$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} \leq 4 \tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{5}$$

O bien

$$N_q{}^* = N_{máx} \tag{6}$$

Cuando

$$\frac{L_e}{B} > 4 \tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (7)$$

Donde:

- Le longitud de empotre en el estrato resistente, igual a 5.0 m
- B diámetro de la pila, m.
- ϕ ángulo de fricción interna del material de desplante, igual a 38°

Los valores de $N_{máx}$ y $N_{mín}$, se presentan en la Tabla 3, función del valor del ángulo de fricción interna del material de desplante:

Tabla 3 Valores de N_{max} y N_{min}

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{min}	7	11.5	20	39	78	130

Por su parte, la capacidad de carga por fricción se determinó mediante las siguientes expresiones (Ref. 2):

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \beta_i \bar{p}_{vi} L_i \quad \text{suelos friccionantes} \quad (8)$$

Donde:

- P_p perímetro de la pila, m
- F_R factor de resistencia, igual a 0.65
- L_i longitud de la pila en el estrato de interés, m
- β_i coeficiente de fricción
- $\bar{p}_{vi}$ esfuerzos efectivos a la profundidad media del estrato de interés, t/m^2

Con

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{Z} \text{ para } 0.25 < \beta_i < 1.2 \quad \text{para suelos friccionantes} \quad (9)$$

Capacidad a la tensión. Los efectos de tensión en la torre; que se presenten a nivel de cimentación, tendrán que ser tomados por las pilas; su capacidad a la tensión estará es función de la fricción más una porción el peso propio del elemento:

$$C_{te} = C_f + 0.65\, W_p \quad (10)$$

Donde:

- C_{te} capacidad reducida a la tensión, t.
- las demás literales ya fueron definidas.

Sustituyendo los valores correspondientes, se presentan las siguientes capacidades de carga reducida para pilas de distintos diámetros:

Tabla 4. Capacidades de carga reducida para pilas de cimentación

D (m)	Wp (t)	C_p (t)	C_f (t)	R (t)	C_{te} (t)
1.0	39.6	706.9	383.4	1,050.7	409.1
1.2	57.0	1,017.9	460.1	1,421.0	497.2
1.4	77.6	1,305.4	536.8	1,764.6	587.2

Las capacidades de carga reducida, R, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a compresión y las capacidades a la tensión, C_{te}, deberán ser comparadas con las cargas máximas factorizadas a tensión. Esta comparación se presenta en el Anexo 5, de acuerdo con la revisión de las cargas actuantes.
Cabe mencionar que las capacidades de carga por punta de las pilas, están limitadas a un esfuerzo de 900 t/m², para evitar asentamientos inadmisibles por la reglamentación vigente.

6.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

La deformación total que sufrirá cada pila, estará compuesta por la deformación propia del elemento; primer término de la expresión, más la correspondiente a la del suelo de sustento; su magnitud se determinó con la expresión siguiente (Ref. 4), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$\delta = \frac{(C_p + 0.66 C_f)L}{10\, A_p\, E_c} + \frac{0.36\, C_p\, D}{10\, A_p\, E_s} \qquad (11)$$

Donde:

- δ deformación total de la pila, cm
- L longitud de la pila, igual a 2,200 cm
- D diámetro de la pila, cm
- E_s módulo de elasticidad del suelo de desplante, igual a 800 kg/cm²
- **E_c módulo de elasticidad del concreto, igual a 261,916 kg/cm², para f'c= 400 kg/cm²**

con

$$E_c = 14{,}000 \sqrt{f'c} \qquad (12)$$

Módulo de reacción vertical. La constante de resorte para pilas; que será utilizado para el diseño estructural de la cimentación considerando la interacción suelo-estructura, se determinó como sigue (Ref.5), realizando la compatibilidad entre las capacidades de carga y las cargas de servicio posiblemente actuantes:

$$k_v = \frac{q}{\delta} \qquad (13)$$

Donde:

- k_v módulo de reacción vertical, t/cm.
- las demás literales ya fueron definidas.

Cabe mencionar que la carga máxima que provocara la estructura en las pilas será del orden de 242 ton, es una carga factorizada, al sustituir los valores correspondientes en las expresiones (11) y (13), se obtienen

asentamientos menores al 1.0 cm. Para el cálculo de los módulos de reacción verticales se consideró 1.0 cm y los valores obtenidos se presentan en la tabla 5.

Tabla 5. Asentamientos y constantes de resorte vertical para pilas

D (m)	δ (cm)	k_v (t/cm)	k_v (kg/cm³)
1.0	1.0	245.6	31.3
1.2	1.0	287.9	25.5
1.4	1.0	328.0	21.3

Módulos de reacción horizontal. Para la revisión estructural de las pilas sometidas a cargas laterales, a continuación, se presenta el módulo de reacción horizontal (Ref. 6):

Para suelos friccionantes

$$k_h=0.2768\, k_2\, \frac{z}{B} \qquad (14)$$

Donde

- k_h módulo de reacción horizontal, (kg/cm³)
- k_2 coeficiente de Terzaghi para suelos friccionantes, lb/pulg³
- B diámetro del cimiento, m
- z profundidad media del estrato en revisión, m.

De acuerdo con las expresiones anteriores, en las Tablas 6 y 7 se muestran los módulos de reacción horizontal para las pilas de cimentación y dado; respectivamente.

Tabla 6. Módulos de reacción horizontal para pilas

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE 8				
Módulos de reacción horizontal para pilas, ref -6				
		1.00	1.20	1.40
Profundidad, m		Modulos de reacción K_h, Kg/cm³	Modulos de reacción K_h, Kg/cm³	Modulos de reacción K_h, Kg/cm³
De	a			
0.00	1.20	1.99	1.66	1.42
1.20	5.00	6.69	5.58	4.78
5.00	8.00	CAVERNA		
8.00	8.20	17.49	14.57	12.49
8.20	15.00	38.53	32.11	27.52
15.00	18.00	CAVERNA		
18.00	23.00	68.09	56.74	48.64

Tabla 7. Módulos estáticos de reacción horizontal para dado

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE 8

Módulos de reacción horizontal para dado, ref 6

Ancho de la zapata, B= 4.50 m

Profundidad, m		z m	Material		k_2	z/B	Modulos de reacción K_h, ton/m^2 .cm	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a	--	--	N, golpes				
0.00	1.20	0.60	Arena limosa.	100.0	120.0	0.1	4.4	0.44

Propuesta de cimentación. La propuesta de cimentación es con 4 pilas de 1.0 m de diámetro, con una separación de 3.0 m entre ellas. Cabe mencionar que, aunque las capacidades de carga están por arriba de la magnitud de las cargas de referencia, el diámetro mínimo de pilas será de 1.0 m, para que estas puedan ser inspeccionadas visualmente una vez que se termine su perforación y se confirme la ausencia de cavidades. **Esta propuesta deberá ser revisada por el área de estructuras para verificar su viabilidad.**

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Es importante comentar que el modelo geotécnico de análisis se determinó con base en los resultados de la exploración geotécnica, de la exploración geofísica de puntos cercanos y de la experiencia que se tiene en la zona, misma que es muy susceptible a cambios por la presencia de antiguas minas y rellenos para su rehabilitación. Cualquier cambio en las condiciones del suelo de las que se analizan en este estudio, debe de ser reportado de manera inmediata a los diseñadores, para realizar los ajustes necesarios en los análisis y se garantice el buen comportamiento a corto, mediano y largo plazo. Por lo anterior, durante la construcción de las pilas se deberá contar con personal capacitado y calificado, para supervisar y asesorar durante los trabajos de construcción de la cimentación y que de manera oportuna se detecte cualquier cambio en las condiciones analizadas en este estudio.

7.1 PREPARACIÓN DE ÁREAS

a) Los trabajos iniciarán con el trasplante de todos los árboles que se encuentren dentro del área de afectación para la construcción de la Torre.

b) Concluidos los trabajos anteriores, se procederá con los trabajos de perforación de pilas de cimentación.

7.2 PILAS

Con las áreas liberadas se procederá con los trabajos de perforación y colado de las pilas de cimentación, tomando en cuenta los puntos siguientes:

a) Trazo y ubicación topográfica de la posición de cada una de las pilas, para garantizar la posición de cada uno de los elementos de cimentación.

7.4 MINAS

A pesar de que con la exploración geotécnica y geofísica realizados no se detectaron indicios de la presencia de cavernas o fracturas en la masa de suelo, es posible que este tipo de afectaciones se detecten durante los trabajos de excavación y perforación de pilas. Por esta razón, se procederá como se enuncia a continuación.

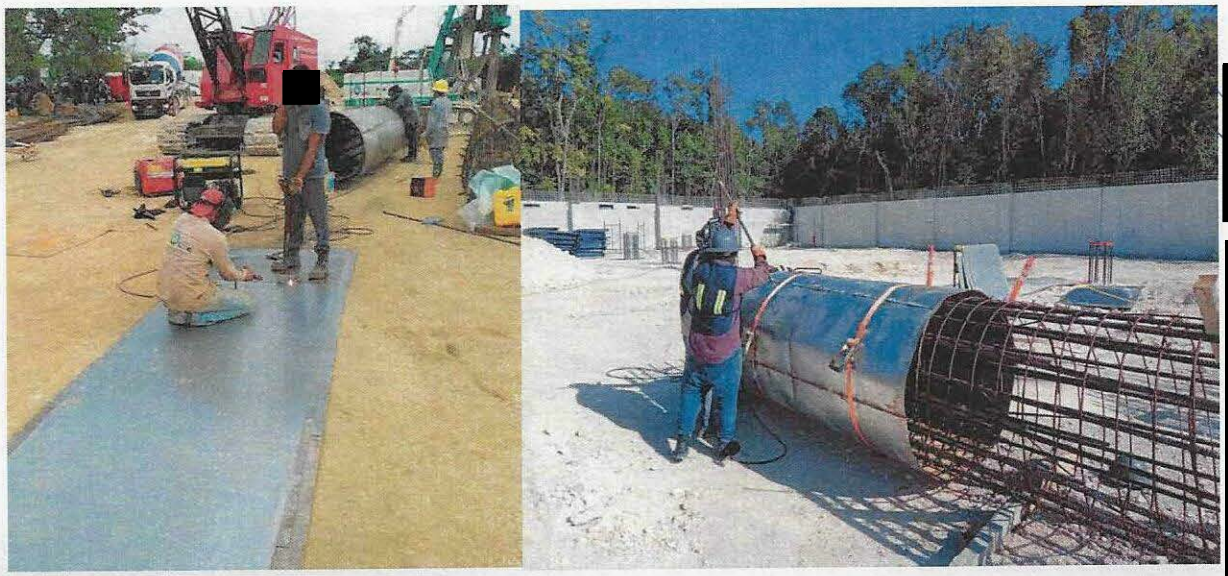
a) Durante los trabajos de perforación de pilas, el operador deberá prestar especial atención a los avances, cambios de presión y velocidad, así como a la caída repentina de la herramienta.

b) Ya que las pilas se proyectan con un diámetro de 1.0 m, una vez que se haya terminado la perforación de cada una de estas, se tendrá que hacer una inspección visual en toda la longitud. Esto se logrará adoptando alguna de las medidas siguientes:

3) Haciendo descender a un supervisor por medio de la misma perforadora, asegurándose al barretón, con un arnés. **Cada una de las pilas deberá ser verificada y liberada por un supervisor de mecánica de suelos.**
4) **Realizando una inspección con cámaras.**

En cualquier caso, es responsabilidad del área de construcción realizar esta verificación del estado del fondo y paredes de las pilas y poder liberarlas certificando la no existencia de cavidades, fisuras, fracturas, etc.

c) En caso de que se presenten minas subterráneas y/u oquedades importantes, se deberá tener en campo lámina para crear un encamisado en caso de que efectivamente se presenten antiguas minas en esta zona. Esta camisa se colocará durante el habilitado del acero para cada una de las pilas (Fotos 1 y 2). Esta lámina servirá como ademe perdible, para poder realizar el colado de los elementos de cimentación. La lámina se sueldará al armado, con sus respectivos separadores para garantizar el recubrimiento de proyecto.



Fotos 1 y 2. Encamisado de lámina para formar ademe perdible.

d) En cualquiera de las posibilidades, se deberá revisar nuevamente la capacidad de carga de las pilas, para garantizar su estabilidad ante las cargas actuantes.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.

2. Tamez, E. ***Manual de diseño geotécnico Vol. 1.*** Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México, agosto 1987.

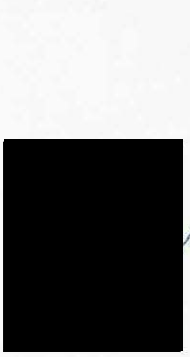
3. Órgano de difusión del gobierno de la Ciudad de México. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo**. Gaceta Oficial De La Ciudad de México, Vigésima época, Tomo I, diciembre de 2017.
4. Tamez, E. **Ingeniería de Cimentaciones**, Ed. tgc geotecnia 2001.

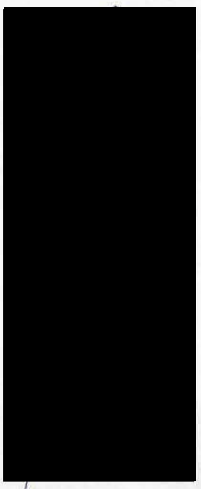
5. Zeevaert L. **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions**. Van Nostrand Reinhold 2ª.

6. Rico. Del Castillo, **La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol. II**, Ed. Limusa, México 2009.

PARA USO EXCLUSIVO
INTEGRAL DE LA "CON
TRANSPORTE SUSTEN
QUIROGA A METR
CABLEBÚS LÍNE
PÚBLICO CA
PROYECTO
TO DE
OS),
ORTE
XICO"
CONSTI
SISTEM
CIUDAD

PARA USO
INTEGRAL
TRANS
QUIRÓ
CABLEBÚS
PÚBLICO CAB





9. ANEXO 1. MEMORIA FOTOGRÁFICA

[redacted]

[redacted]

[redacted]

Foto No. 1.1 Arribo al sitio e instalación del equipo de perforación en el punto del sondeo SPT-16.

Foto No. 1.2 Exploración y muestreo del sondeo mecánico directo SPT-16.

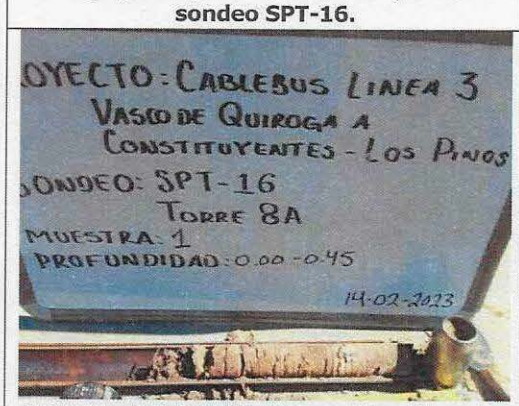


Foto No. 1.3 Detalle de muestra alterada obtenida a la profundidad de 0.00 a 0.45 m en el sondeo SPT-16.

Foto No. 1.4 Detalle de muestra alterada obtenida a la profundidad de 7.20 a 7.80 m en el sondeo SPT-16.

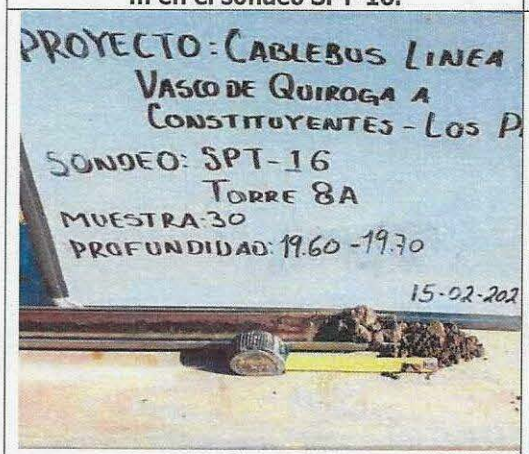


Foto No. 1.5 Detalle de muestra alterada obtenida a la profundidad de 19.60 a 19.70m en el sondeo SPT-16.

Foto No. 1.6 Detalle de muestra alterada obtenida a la profundidad de 28.60 a 28.70 m en el sondeo SPT-16.

10. ANEXO 2. PERFILES DE SONDEOS Y REGISTROS DE CAMPO

X = 476,013, Y = 2'144,186, Z = 2,405.70

SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

PROYECTO	Cablebús L-3, Torre 8	SONDEO	SPT-16
LOCALIZACIÓN	Av. Constituyentes Cablebús Línea 3	30.40 m PROF. EXPLORADA	No se detectó PROF. NAF

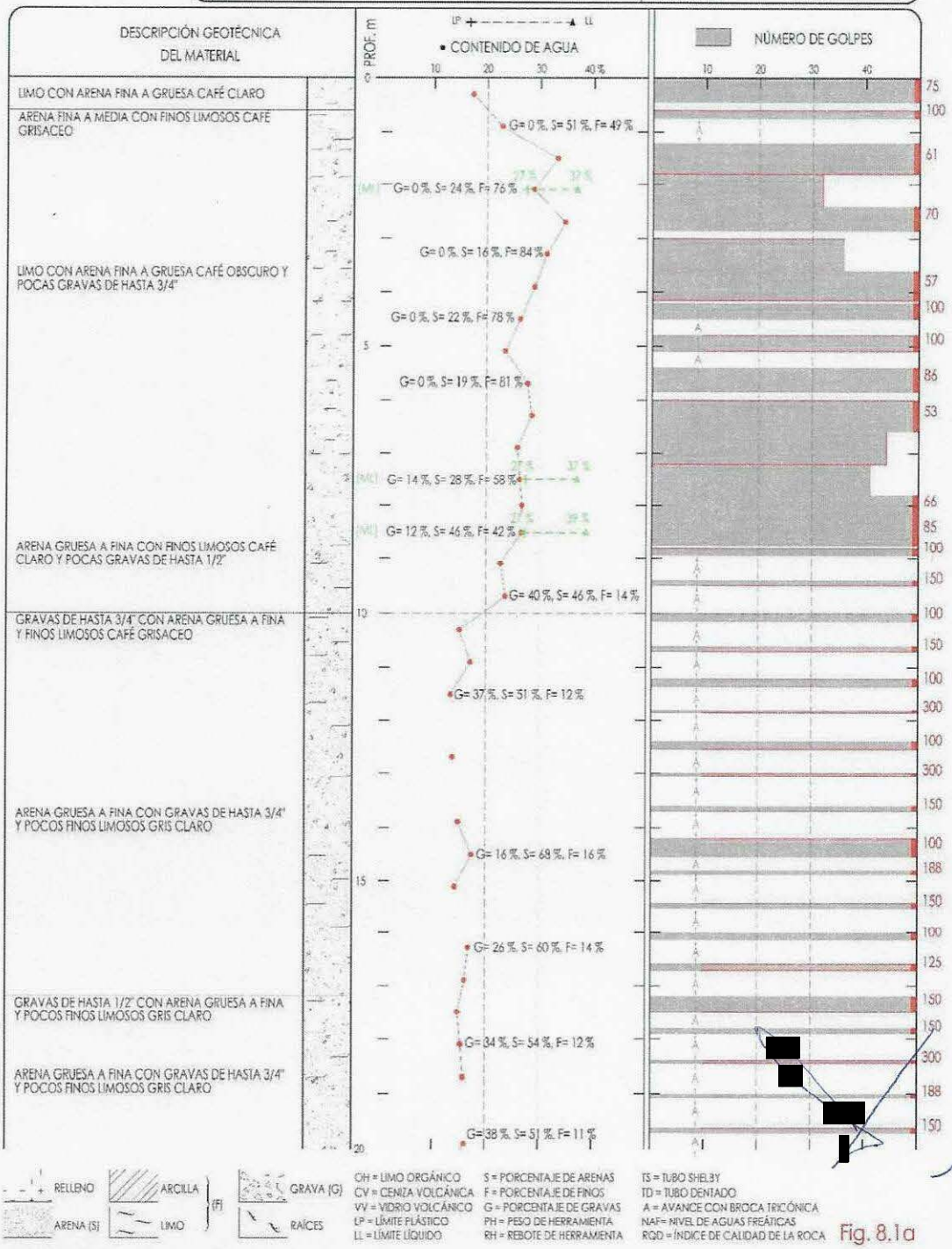


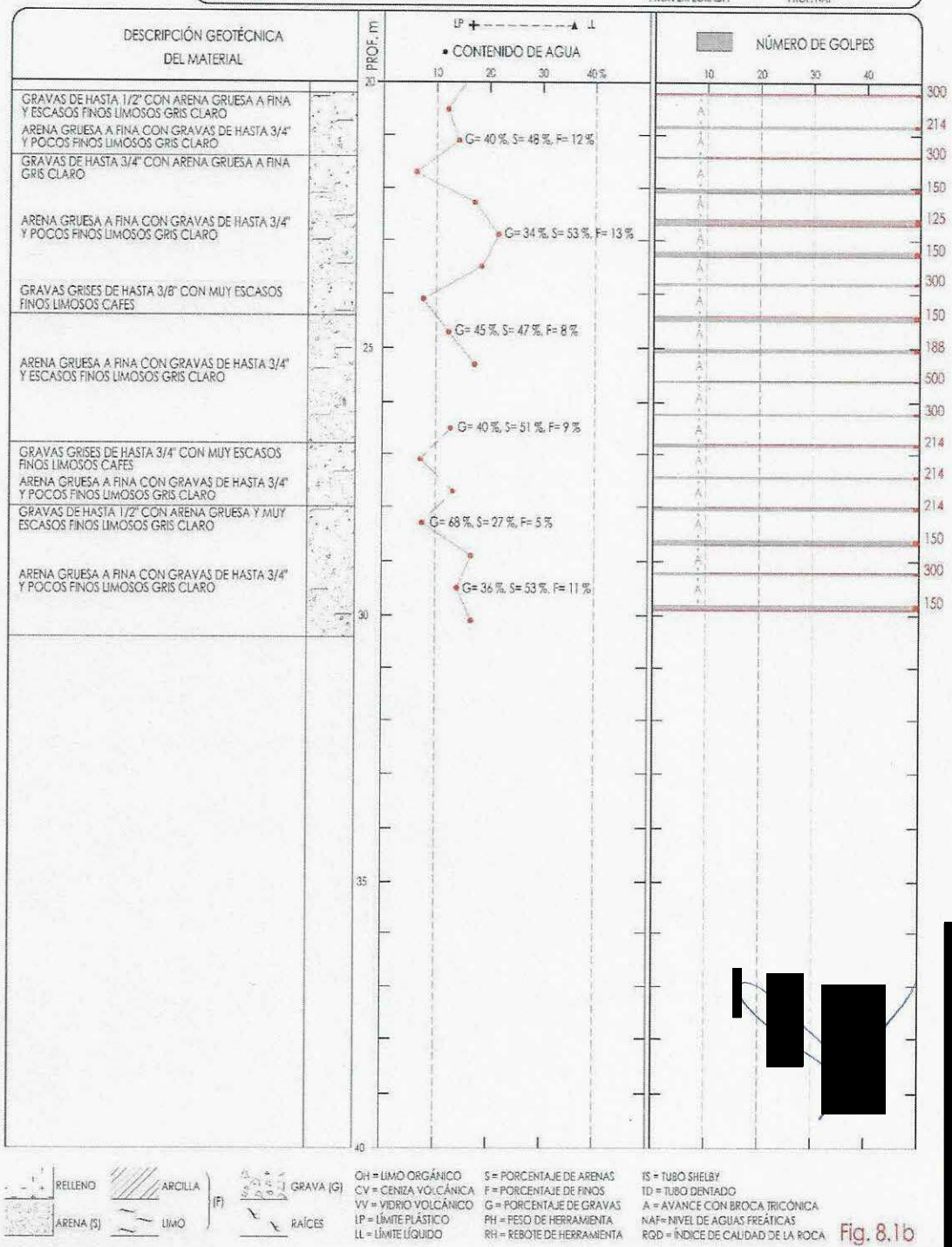
Fig. 8.1a

[redacted]

[redacted]

SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

PROYECTO: Cablebús L-3, Torre 8 — SONDEO: SPT-16
LOCALIZACIÓN: Av. Constituyentes Cablebús Línea 3 — PROF. EXPLORADA: 30.40 m — PROF. NAF: No se detectó



RELLENO, ARCILLA, ARENA (S), LIMO, (F), GRAVA (G), RAÍCES

OH = LIMO ORGÁNICO
CV = CENIZA VOLCÁNICA
VV = VIDRIO VOLCÁNICO
LP = LÍMITE PLÁSTICO
LL = LÍMITE LÍQUIDO

S = PORCENTAJE DE ARENAS
F = PORCENTAJE DE FINOS
G = PORCENTAJE DE GRAVAS
PH = PESO DE HERRAMIENTA
RH = REBOTE DE HERRAMIENTA

TS = TUBO SHELBY
TD = TUBO DENTADO
A = AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
NAF= NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
RQD = ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

Fig. 8.1b

SONDEO DE AVANCE CONTROLADO

X = 476,014, Y = 2'144,187, Z = 2,405.70

OBRA	CABLEBÚS L-3, T-8	OPERADOR/SUPERVISOR	José Ricardo Bautista Mirón	EQUIPO	Ly-38
LOCALIZACIÓN	Zona Militar 1F	FECHA	17/02/2023	SONDEO	SAC- 16

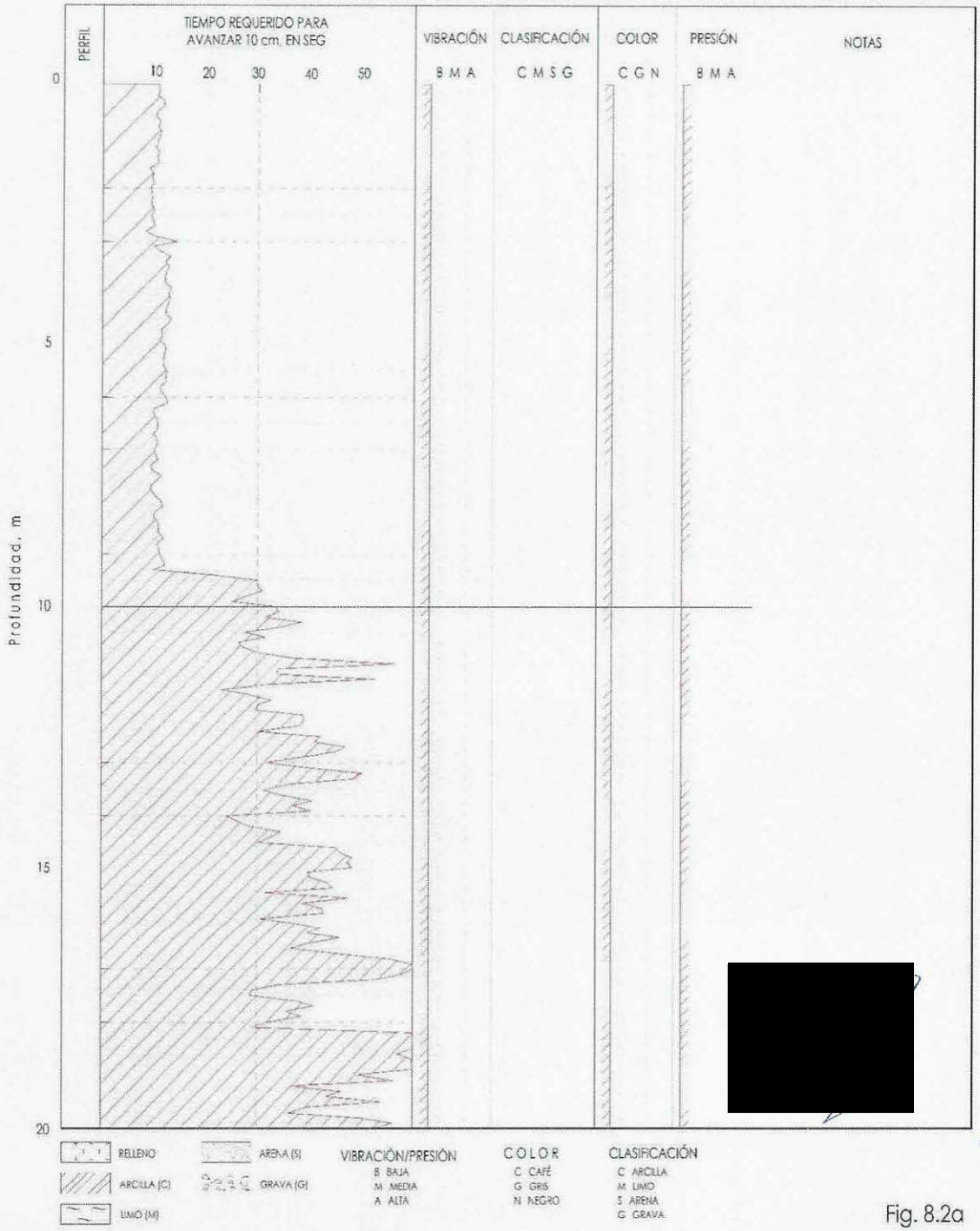


Fig. 8.2a

SONDEO DE AVANCE CONTROLADO

OBRA	CABLEBÚS L-3, T-8	OPERADOR/SUPERVISOR	José Ricardo Bautista Mirán	EQUIPO	Ly-38
LOCALIZACIÓN	Zona Militar 1F	FECHA	17/02/2023	SONDEO	SAC- 16

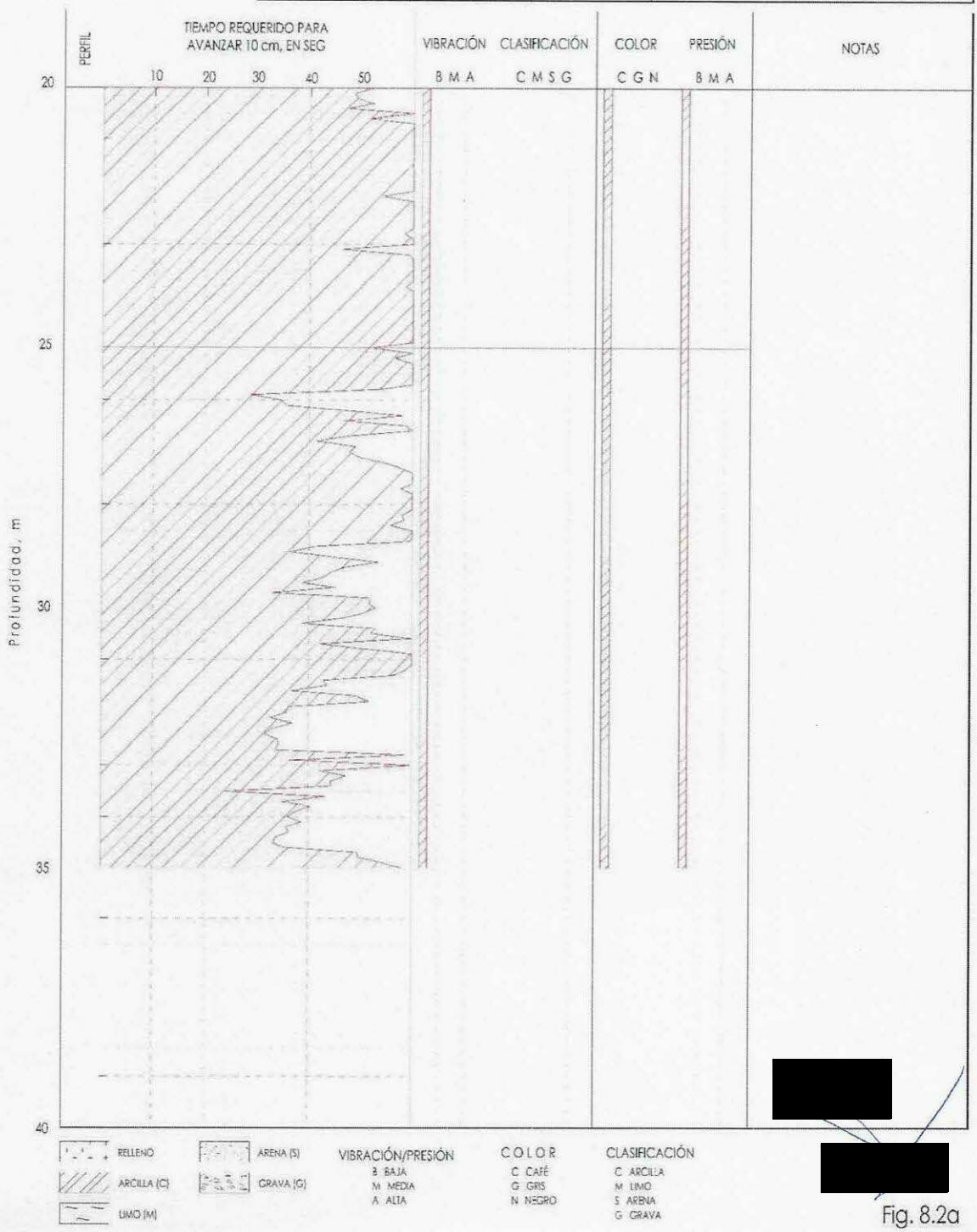
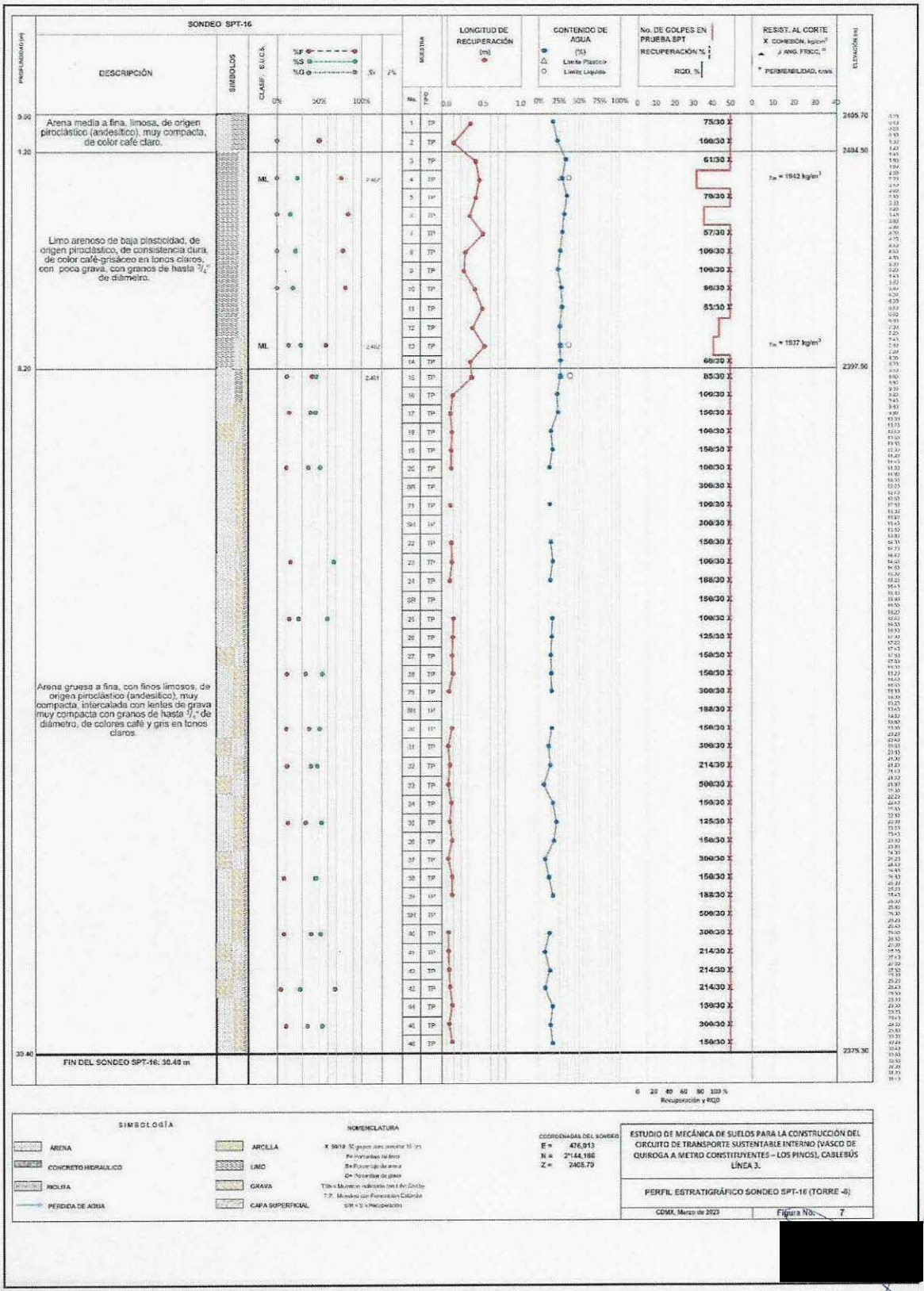
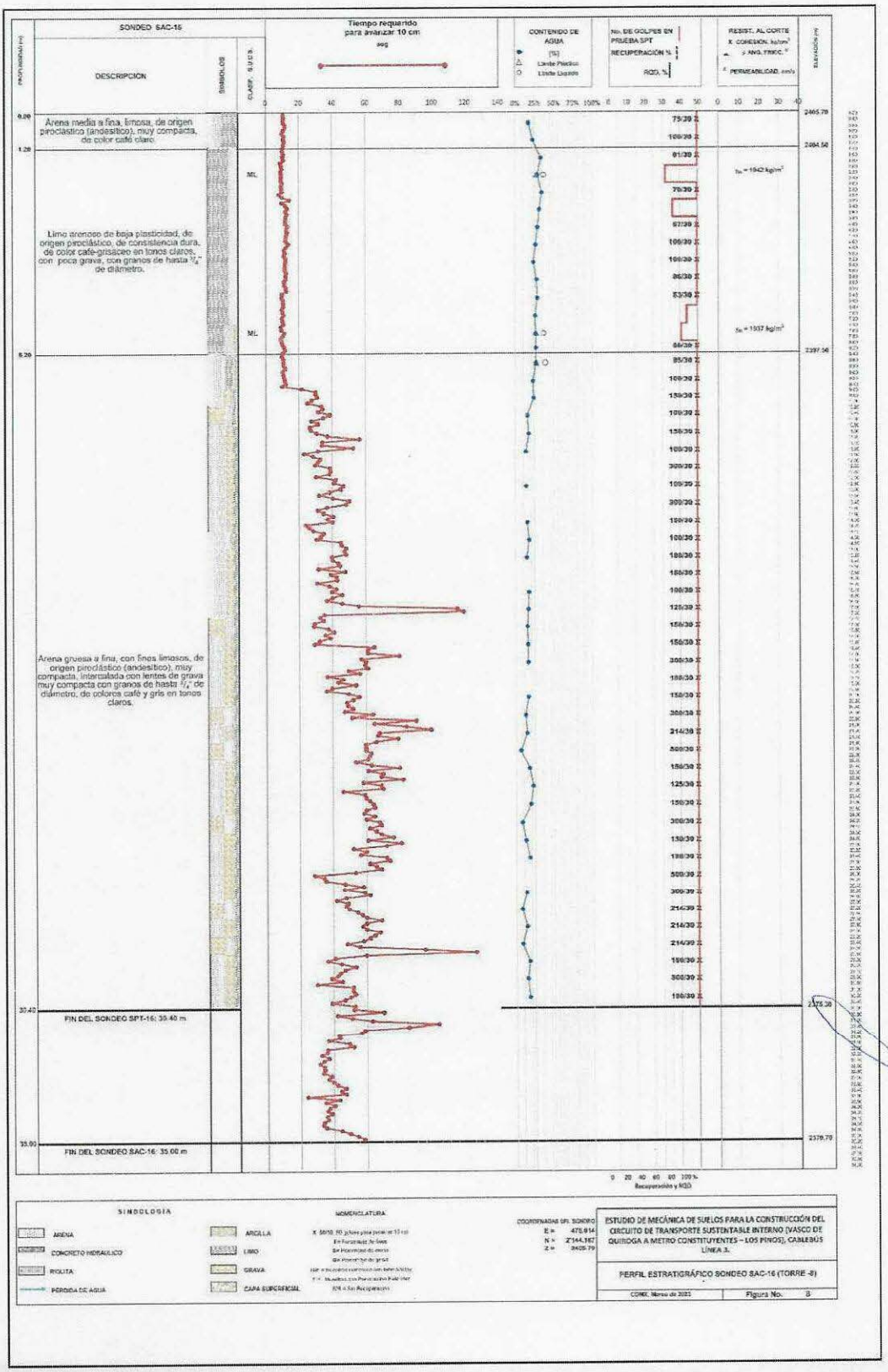


Fig. 8.2a

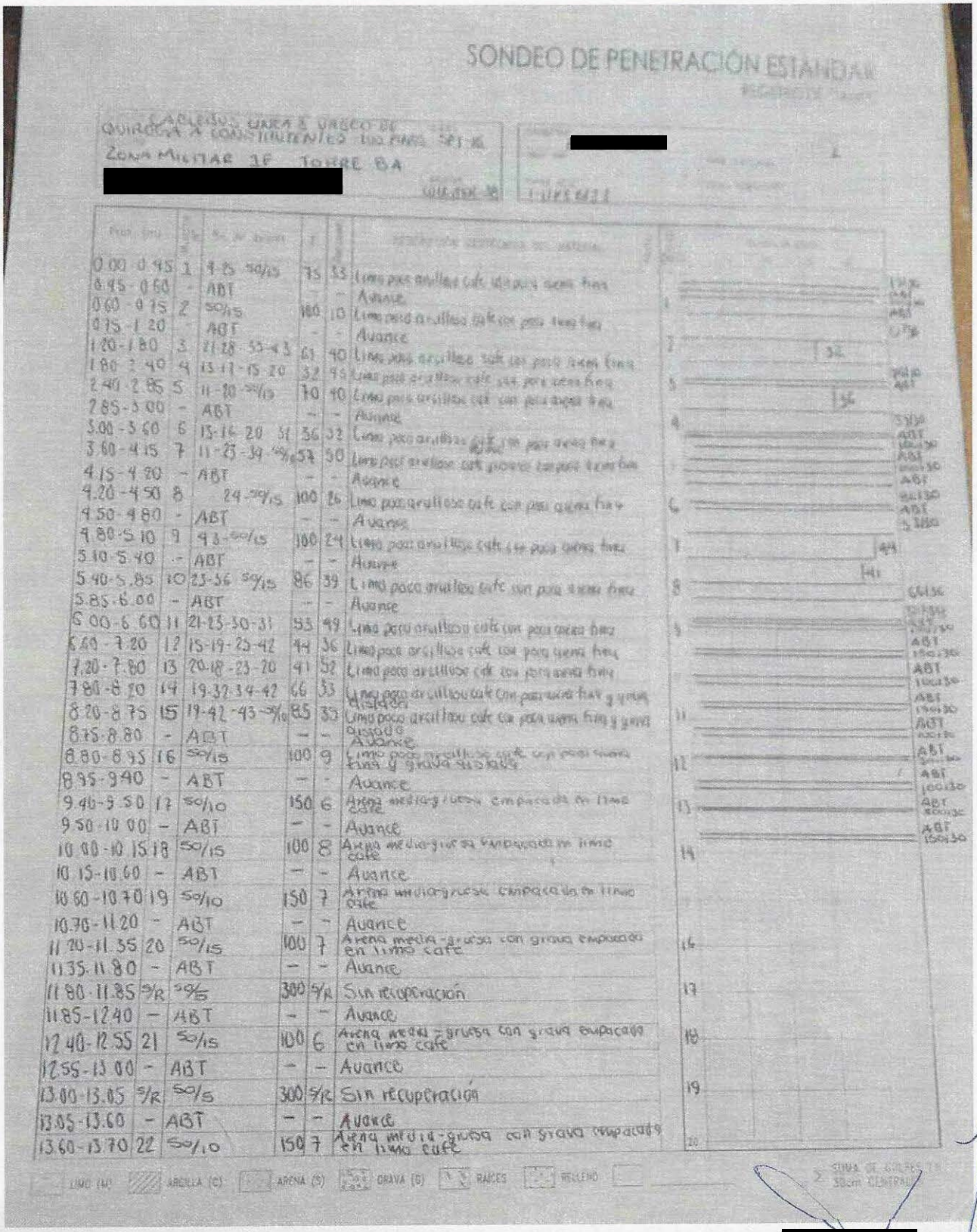

SONDEO SPT-16
PROFUNDIDAD (m)
DESCRIPCIÓN
SIMBOLOS
CLASIF. S.U.C.S.
%F %S %G
MUESTRA
No.
TIPO
LONGITUD DE RECUPERACIÓN (m)
CONTENIDO DE AGUA (%)
Límite Plástico
Límite Líquido
No. DE GOLPES EN PRUEBA SPT
RECUPERACIÓN %
RQD, %
RESIST. AL CORTE
X COHESIÓN, kg/cm²
ANG. FRICC. °
* PERMEABILIDAD, cm/s
ELEVACIÓN (m)
Arena media a fina, limosa, de origen piroclástico (andesítico), muy compacta, de color café claro.
Limo arenoso de baja plasticidad, de origen piroclástico, de consistencia dura, de color café-grisáceo en tonos claros, con poca grava, con granos de hasta 3/4" de diámetro.
Arena gruesa a fina, con finos limosos, de origen piroclástico (andesítico), muy compacta, intercalada con lentes de grava muy compacta con granos de hasta 3/4" de diámetro, de colores café y gris en tonos claros.
FIN DEL SONDEO SPT-16: 30.40 m
Recuperación y RQD
SIMBOLOGÍA
ARENA
CONCRETO HIDRAULICO
ROLITA
PERDIDA DE AGUA
ARCILLA
LIMO
GRAVA
CAPA SUPERFICIAL
NOMENCLATURA
COORDENADAS DEL SONDEO
E = 476,913
N = 2'144,186
Z = 2405.70
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CIRCUITO DE TRANSPORTE SUSTENTABLE INTERNO (VASCO DE QUIROGA A METRO CONSTITUYENTES – LOS PINOS), CABLEBÚS LÍNEA 3.
PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO SPT-16 (TORRE -8)
CDMX, Marzo de 2023
Figura No.: 7



[redacted]

[redacted]

[redacted]



SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

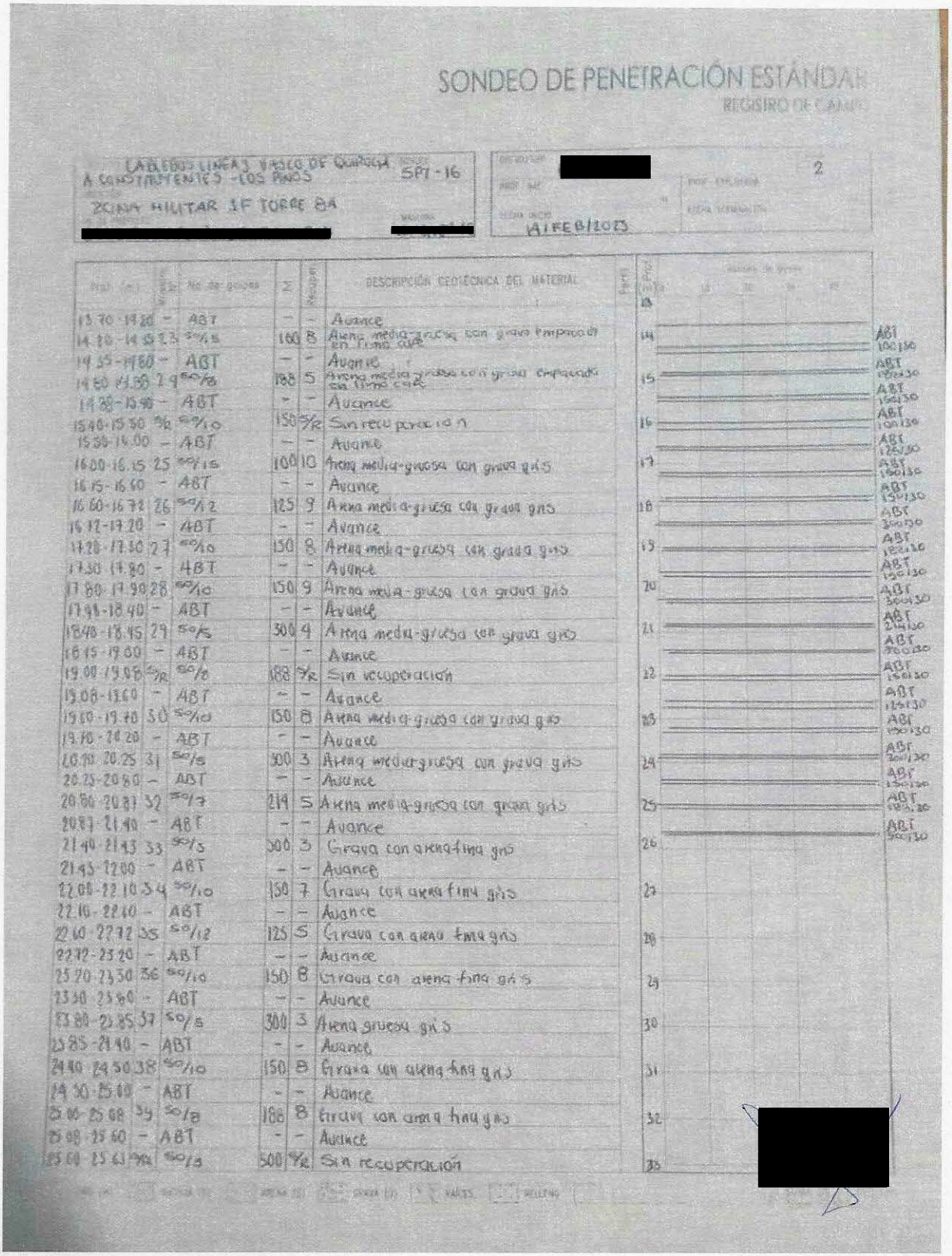
ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

[redacted]

Prof. (m)	Golpes	No. de golpes	Y	Resistencia acumulada (golpes/pie)	Descripción del material
0.00 - 0.45	1	9-15-50/15	75	33	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
0.45 - 0.60	-	ABT	-	-	Avance
0.60 - 0.75	2	50/15	100	10	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
0.75 - 1.20	-	ABT	-	-	Avance
1.20 - 1.80	3	21-28-33-43	61	40	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
1.80 - 2.40	4	13-17-15-20	32	95	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
2.40 - 2.85	5	11-20-50/10	70	40	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
2.85 - 3.00	-	ABT	-	-	Avance
3.00 - 3.60	6	15-16-20-31	36	32	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
3.60 - 4.15	7	11-23-39-50/15	62	50	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
4.15 - 4.20	-	ABT	-	-	Avance
4.20 - 4.50	8	24-50/15	100	26	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
4.50 - 4.80	-	ABT	-	-	Avance
4.80 - 5.10	9	43-50/15	100	24	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
5.10 - 5.40	-	ABT	-	-	Avance
5.40 - 5.85	10	23-36-50/15	86	39	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
5.85 - 6.00	-	ABT	-	-	Avance
6.00 - 6.60	11	21-25-30-31	55	99	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
6.60 - 7.20	12	15-19-25-42	44	36	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
7.20 - 7.80	13	20-18-23-20	41	32	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso
7.80 - 8.20	14	19-32-34-42	66	33	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso y grava dispersa
8.20 - 8.75	15	19-42-43-50/10	85	33	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso fino y grava dispersa
8.75 - 8.80	-	ABT	-	-	Avance
8.80 - 8.95	16	50/15	100	9	Limo poco arcilloso café claro poco arenoso fino y grava dispersa
8.95 - 9.40	-	ABT	-	-	Avance
9.40 - 9.50	17	50/10	150	6	Arena media-gruesa compactada en limo café
9.50 - 10.00	-	ABT	-	-	Avance
10.00 - 10.15	18	50/15	100	8	Arena media-gruesa compactada en limo café
10.15 - 10.60	-	ABT	-	-	Avance
10.60 - 10.70	19	50/10	150	7	Arena media-gruesa compactada en limo café
10.70 - 11.20	-	ABT	-	-	Avance
11.20 - 11.35	20	50/15	100	7	Arena media-gruesa con grava compactada en limo café
11.35 - 11.80	-	ABT	-	-	Avance
11.80 - 11.85	S/R	50/5	300	S/R	Sin recuperación
11.85 - 12.40	-	ABT	-	-	Avance
12.40 - 12.55	21	50/15	100	6	Arena media-gruesa con grava compacta en limo café
12.55 - 13.00	-	ABT	-	-	Avance
13.00 - 13.05	S/R	50/5	300	S/R	Sin recuperación
13.05 - 13.60	-	ABT	-	-	Avance
13.60 - 13.70	22	50/10	150	7	Arena media-gruesa con grava compactada en limo café

LIMO (M) ARCILLA (C) ARENA (S) GRAVA (G) RAICES RELLENO

[redacted]



SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

REGISTRO DE CAMPO

CABLEBÚS LÍNEAS VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS — SPT - 16

ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

[redacted]

[redacted] — 2

14 FEB 2023

13.70-14.20	-	ABT	-	-	Avance			14	
14.20-14.55	23	50/5	160	8	Arena media-gruesa con grava empacada en limo café				ABT 100/30
14.55-14.60	-	ABT	-	-	Avance			15	ABT 100/30
14.60-14.88	29	50/8	188	5	Arena media-gruesa con grava empacada en limo café				ABT 150/30
14.88-15.40	-	ABT	-	-	Avance			16	ABT 100/30
15.40-15.50	10	50/10	150	9/R	Sin recuperación				ABT 125/30
15.50-16.00	-	ABT	-	-	Avance			17	ABT 150/30
16.00-16.15	25	50/15	100	10	Arena media-gruesa con grava gris				ABT 150/30
16.15-16.60	-	ABT	-	-	Avance			18	ABT 150/30
16.60-16.72	26	50/12	125	9	Arena media-gruesa con grava gris				ABT 300/30
16.72-17.20	-	ABT	-	-	Avance			19	ABT 150/30
17.20-17.30	27	50/10	150	8	Arena media-gruesa con grava gris				ABT 150/30
17.30-17.80	-	ABT	-	-	Avance			20	ABT 300/30
17.80-17.90	28	50/10	150	9	Arena media-gruesa con grava gris				ABT 214/30
17.90-18.40	-	ABT	-	-	Avance			21	ABT 300/30
18.40-18.45	29	50/5	300	9	Arena media-gruesa con grava gris				ABT 150/30
18.45-19.00	-	ABT	-	-	Avance			22	ABT 125/30
19.00-19.08	30	50/8	188	9/R	Sin recuperación				ABT 150/30
19.08-19.60	-	ABT	-	-	Avance			23	ABT 300/30
19.60-19.70	30	50/10	150	8	Arena media-gruesa con grava gris				ABT 300/30
19.70-20.20	-	ABT	-	-	Avance			24	ABT 150/30
20.20-20.25	31	50/5	300	3	Arena media-gruesa con grava gris				ABT 150/30
20.25-20.80	-	ABT	-	-	Avance			25	ABT 150/30
20.80-20.87	32	50/7	214	5	Arena media-gruesa con grava gris				ABT 300/30
20.87-21.40	-	ABT	-	-	Avance			26	
21.40-21.43	33	50/3	300	3	Grava con arena fina gris				
21.43-22.00	-	ABT	-	-	Avance			27	
22.00-22.10	34	50/10	150	7	Grava con arena fina gris				
22.10-22.40	-	ABT	-	-	Avance			28	
22.40-22.72	35	50/12	125	5	Grava con arena fina gris				
22.72-23.20	-	ABT	-	-	Avance			29	
23.20-23.30	36	50/10	150	8	Grava con arena fina gris				
23.30-23.80	-	ABT	-	-	Avance			30	
23.80-23.85	37	50/5	300	3	Arena gruesa gris				
23.85-24.40	-	ABT	-	-	Avance			31	
24.40-24.50	38	50/10	150	8	Grava con arena fina gris				
24.50-25.00	-	ABT	-	-	Avance			32	[redacted]
25.00-25.08	39	50/8	188	8	Grava con arena fina gris				
25.08-25.60	-	ABT	-	-	Avance			33	
25.60-25.63	[illegible]	50/3	500	9/R	Sin recuperación				

[redacted]

[redacted]

SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

REGISTRO DE CAMPO

PROYECTO: CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES "LOS PINOS" | SONDEO: SPT-16
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE B4
DUEÑO DEL PROYECTO: [redacted]
MÁQUINA: LOUSTER-36
ORDEN/SUP: [redacted] | HOJA: 3
PROF. NAF: m | PROF. EXPLORADA:
FECHA INICIO: 14/FEB/2023 | FECHA TERMINACIÓN:

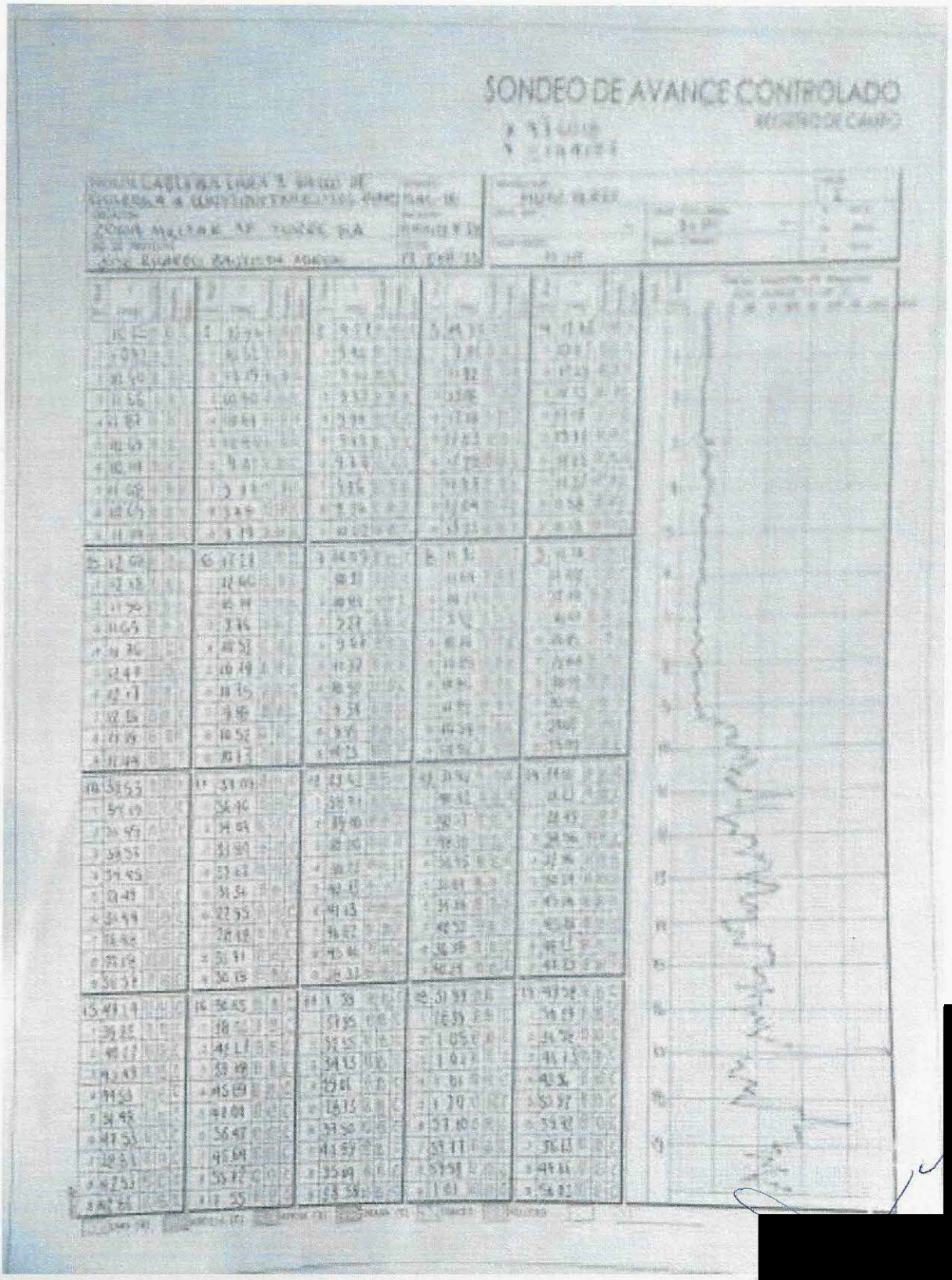
Prof. (m)	Muestra Nº	No de golpes	Σ	Recuper.	DESCRIPCIÓN GEOTECNICA DEL MATERIAL
25.63-26.20	-	ABT	-	-	Avance
26.20-26.25	40	50/5	300	3	Arena gruesa con grava gris
26.25-26.80	-	ABT	-	-	Avance
26.80-26.87	41	50/7	214	3	Grava con arena fina gris
26.87-27.40	-	ABT	-	-	Avance
27.40-27.45	42	50/7	214	4	Grava con arena media gris
27.45-28.00	-	ABT	-	-	Avance
28.00-28.07	43	50/7	214	5	Grava con arena media-gruesa gris
28.07-28.60	-	ABT	-	-	Avance
28.60-28.70	44	50/10	150	8	Grava con arena media-gruesa gris
28.70-29.20	-	ABT	-	-	Avance
29.20-29.35	45	50/5	300	4	Grava con arena media-gruesa gris
29.25-29.80	-	ABT	-	-	Avance
29.80-29.90	46	50/10	150	8	Grava con arena media-gruesa gris
29.90-30.40	-	ABT	-	-	Avance

(m) Prof. | Perfil | Número de golpes 0 10 20 30 40
26 ABT
27 ABT
28 ABT
29 ABT
30 ABT
31
32
33
34

[redacted]

[redacted]

[redacted]


SONDEO DE AVANCE CONTROLADO

SONDEO DE AVANCE CONTROLADO

[redacted]

[redacted]

[redacted]

[redacted]

[redacted]

[redacted]

11. ANEXO 3. RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO

[redacted]

[redacted]

CONTENIDO DE AGUA Y DESCRIPCION.
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO: CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES-LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F
LABORATORISTA: [redacted]
CALCULISTA: [redacted]
SONDEO : SPT-16
FECHA: 01/03/2023
HOJA : 1 DE 2

MTRA.	PROF. m		TARA N°	TARA gr.	Wh + C gr.	Ws + C gr.	W gr.	Ws gr.	w %	DESCRIPCION DEL SUELO
1	0.00	0.45	129	20.67	218.46	189.20	29.26	168.53	**17.36**	LIMO CON ARENA FINA A GRUESA CAFÉ CLARO
2	0.60	0.75	272	20.46	155.26	130.20	25.06	109.74	**22.84**	ARENA FINA A MEDIA CON FINOS LIMOSOS CAFÉ GRISACEO
3	1.20	1.80	273	32.35	223.81	176.06	47.75	143.71	**33.23**	LIMO CON POCA ARENA FINA A MEDIA CAFÉ GRISACEO
4	1.80	2.40	346	20.29	225.03	179.19	45.84	158.90	**28.85**	LIMO CON ARENA FINA A MEDIA CAFÉ GRISACEO
5	2.40	2.85	258	34.41	221.80	173.59	48.21	139.18	**34.64**	LIMO CON POCA ARENA FINA A MEDIA CAFÉ GRISACEO
6	3.00	3.60	164	20.53	146.33	116.38	29.95	95.85	**31.25**	LIMO CON POCA ARENA FINA A MEDIA GRIS CLARO
7	3.60	4.15	267	20.41	175.28	140.49	34.79	120.08	**28.97**	LIMO CON ARENA FINA A MEDIA CAFÉ GRISACEO
8	4.20	4.50	122	20.50	153.70	125.92	27.78	105.42	**26.35**	LIMO CON ARENA FINA A MEDIA CAFÉ GRISACEO
9	4.80	5.10	211	20.04	167.63	139.53	28.10	119.49	**23.52**	LIMO CON ARENA FINA A MEDIA CAFÉ OBSCURO
10	5.40	5.85	36	20.54	161.92	131.23	30.69	110.69	**27.73**	LIMO CON ARENA FINA A MEDIA CAFÉ GRISACEO
11	6.00	6.60	320	35.00	223.93	181.98	41.95	146.98	**28.54**	LIMO CON ARENA FINA A GRUESA CAFÉ GRISACEO Y POCAS GRAVAS DE HASTA 1/2"
12	6.60	7.20	309	20.41	167.61	137.37	30.24	116.96	**25.85**	LIMO CON ARENA FINA A GRUESA CAFÉ OBSCURO Y POCAS GRAVAS DE HASTA 1/2"
13	7.20	7.80	161	20.81	158.30	129.67	28.63	108.86	**26.30**	LIMO CON ARENA FINA A GRUESA CAFÉ OBSCURO Y POCAS GRAVAS DE HASTA 3/4"
14	7.80	8.20	181	20.93	197.62	160.35	37.27	139.42	**26.73**	LIMO CON ARENA FINA A GRUESA CAFÉ OBSCURO Y GRAVAS DE HASTA 3/8"
15	8.20	8.75	55	21.20	144.79	118.81	25.98	97.61	**26.62**	ARENA GRUESA A FINA CON FINOS LIMOSOS CAFÉ CLARO Y POCAS GRAVAS DE HASTA 1/2"
16	8.80	8.95	52	21.16	188.72	157.71	31.01	136.55	**22.71**	ARENA GRUESA A FINA CON POCOS FINOS LIMOSOS CAFÉ CLARO Y GRAVAS DE HASTA 3/8"
17	9.40	9.50	338	35.58	99.52	87.29	12.23	51.71	**23.65**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 3/8" Y POCOS FINOS LIMOSOS CAFÉ CLARO
18	10.00	10.15	177	20.14	77.94	70.37	7.57	50.23	**15.07**	GRAVAS DE HASTA 3/4" CON ARENA GRUESA A FINA Y FINOS LIMOSOS CAFÉ GRISACEO
19	10.60	10.70	90	20.99	80.81	72.06	8.75	51.07	**17.13**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS CAFÉ GRISACEO
20	11.20	11.35	313	20.24	214.16	191.28	22.88	171.04	**13.38**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1"Y POCOS FINOS LIMOSOS CAFÉ GRISACEO
21	12.40	12.55	325	35.96	101.60	93.66	7.94	57.70	**13.76**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS CAFÉ GRISACEO
22	13.60	13.70	158	20.83	164.80	146.14	18.66	125.31	**14.89**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS CAFÉ GRISACEO
23	14.20	14.35	246	34.30	154.88	136.98	17.90	102.68	**17.43**	ARENA GRUESA A FINA CON POCOS FINOS LIMOSOS CAFÉ GRISACEO Y POCAS GRAVAS DE HASTA 3/8"
24	14.80	14.88	95	20.82	81.94	74.31	7.63	53.49	**14.26**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO

[redacted]

CONTENIDO DE AGUA Y DESCRIPCION.
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO: CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES-LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F
LABORATORISTA: [redacted]
CALCULISTA: [redacted]
SONDEO : SPT-16
FECHA: 01/03/2023
HOJA : 2 DE 2

MTRA.	PROF. m		TARA N°	TARA gr.	Wh + C gr.	Ws + C gr.	W gr.	Ws gr.	w %	DESCRIPCION DEL SUELO
25	16.00	16.15	223	20.62	200.57	174.60	25.97	153.98	**16.87**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
26	16.60	16.72	59	20.98	191.92	168.15	23.77	147.17	**16.15**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 3/4" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
27	17.20	17.30	256	32.46	118.88	107.67	11.21	75.21	**14.90**	GRAVAS DE HASTA 1/2" CON ARENA GRUESA A FINA Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
28	17.80	17.90	126	20.51	164.35	145.11	19.24	124.60	**15.44**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 3/4" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
29	18.40	18.45	343	20.78	74.59	67.21	7.38	46.43	**15.89**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 3/8" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
30	19.60	19.70	19	21.10	137.39	121.19	16.20	100.09	**16.19**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
31	20.20	20.25	324	33.58	72.05	67.88	4.17	34.30	**12.16**	GRAVAS DE HASTA 1/2" CON ARENA GRUESA A FINA Y ESCASOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
32	20.80	20.87	174	20.69	120.88	108.40	12.48	87.71	**14.23**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 3/4" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
33	21.40	21.43	194	20.51	73.09	69.99	3.10	49.48	**6.27**	GRAVAS DE HASTA 3/4" CON ARENA GRUESA A FINA GRIS CLARO
34	22.00	22.10	330	33.99	124.23	110.92	13.31	76.93	**17.30**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
35	22.60	22.72	37	20.68	77.54	67.39	10.15	46.71	**21.73**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
36	23.20	23.30	76	21.33	216.65	185.97	30.68	164.64	**18.63**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 3/4" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
37	23.80	23.85	35	20.78	29.69	29.06	0.63	8.28	**7.61**	GRAVAS GRISES DE HASTA 3/8" CON MUY ESCASOS FINOS LIMOSOS CAFES
38	24.40	24.50	138-A	20.41	166.95	150.77	16.18	130.36	**12.41**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 3/4" Y ESCASOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
39	25.00	25.08	68	21.18	200.50	174.00	26.50	152.82	**17.34**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
40	26.20	26.25	94	21.21	44.15	41.54	2.61	20.33	**12.84**	ARENA GRUESA CON GRAVAS DE HASTA 3/8" Y ESCASOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
41	26.80	26.87	340	27.62	48.65	47.24	1.41	19.62	**7.19**	GRAVAS GRISES DE HASTA 3/4" CON MUY ESCASOS FINOS LIMOSOS CAFES
42	27.40	27.45	240	20.33	115.18	104.02	11.16	83.69	**13.33**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 3/4" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
43	28.00	28.07	290	20.25	47.40	45.50	1.90	25.25	**7.52**	GRAVAS DE HASTA 1/2" CON ARENA GRUESA Y MUY ESCASOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
44	28.60	28.70	348	20.15	201.66	175.61	26.05	155.46	**16.76**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
45	29.20	29.25	204	20.27	131.14	117.38	13.76	97.11	**14.17**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 3/4" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
46	29.80	29.90	197	20.53	150.70	131.97	18.73	111.44	**16.81**	ARENA GRUESA A FINA CON GRAVAS DE HASTA 1/2" Y POCOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO

[redacted]

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 11-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 2 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 0.60-0.75 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	0.00	0.00	100.00
3/8 "	9.50	0.00	0.00	100.00
4	4.76	0.00	0.00	100.00
	suma	0.00	0.00	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 130.20 gr.

TARA # : 272 Peso de la tara: 20.46 gr.

Peso de la muestra total : 109.74 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	0.09	0.08		99.92
16	1.00	0.22	0.20		99.72
20	850	0.32	0.29		99.43
30	600 µ	2.96	2.70		96.73
40	425 µ	6.12	5.58		91.15
60	250 µ	15.91	14.50		76.65
100	150 µ	8.92	8.13		68.53
200	75 µ	20.87	19.02		49.51
	charola	54.33	49.51		
	suma	55.41			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 0.00

% ARENA : 50.49

% FINOS : 49.51

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

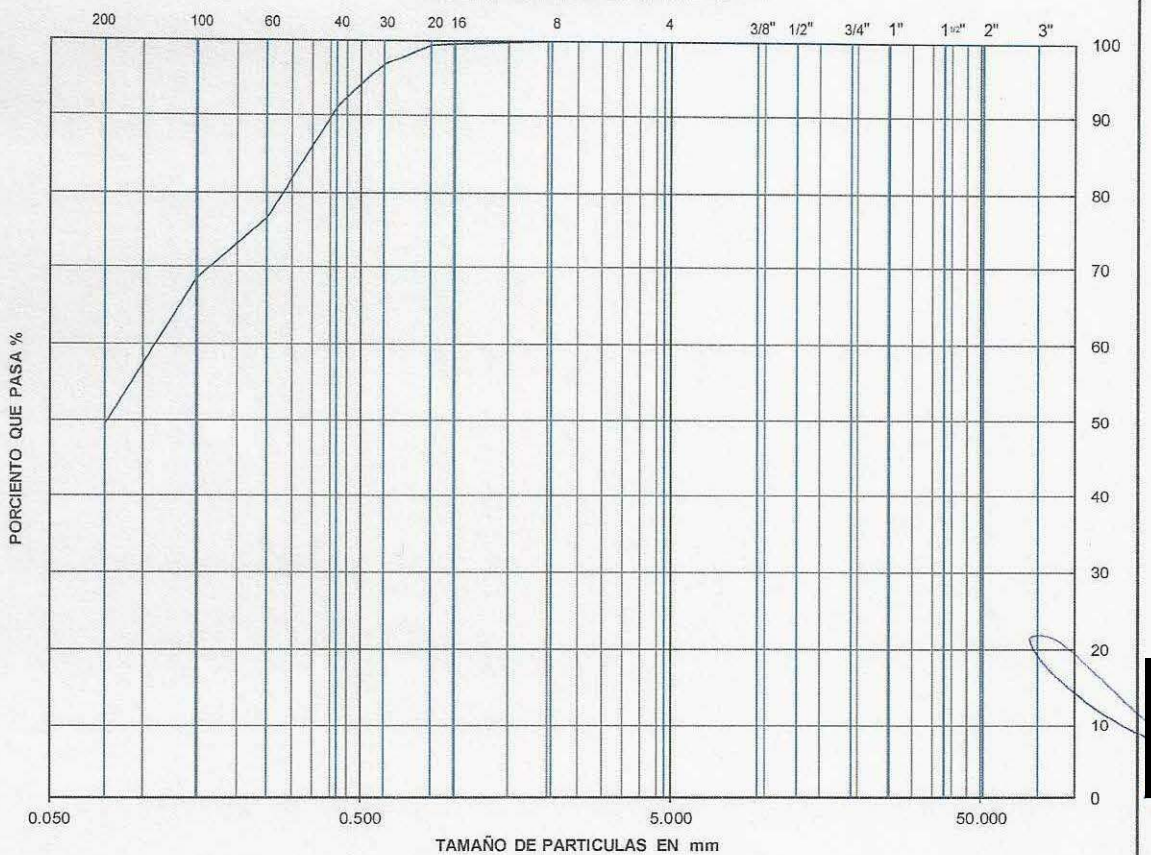
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 11/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 2
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 0.60-0.75 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = ____ D_{30} = ____ D_{60} = 0.110

D_{50} = 0.076 D_{90} = 0.403

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ ____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ ____

% GRAVA :	0.00
% ARENA :	50.49
% FINOS :	49.51
S. U. C. S. :	0.00

[redacted]

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 11-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 4 SONDEO: SPT-16 CALCULISTA: [redacted]A

PROFUNDIDAD: 1.80-2.40 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	0.00	0.00	100.00
3/8 "	9.50	0.00	0.00	100.00
4	4.76	0.00	0.00	100.00
	suma	0.00	0.00	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 179.19 gr.

TARA # : 346 Peso de la tara: 20.29 gr.

Peso de la muestra total : 158.90 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	0.00	0.00		100.00
16	1.00	0.00	0.00		100.00
20	850	0.08	0.05		99.95
30	600 µ	0.21	0.13		99.82
40	425 µ	0.97	0.61		99.21
60	250 µ	4.16	2.62		96.59
100	150 µ	12.95	8.15		88.44
200	75 µ	19.74	12.42		76.02
	charola	120.79	76.02		
	suma	38.11			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 0.00

% ARENA : 23.98

% FINOS : 76.02

CLASIFICACION S. U. C. S. : ML

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

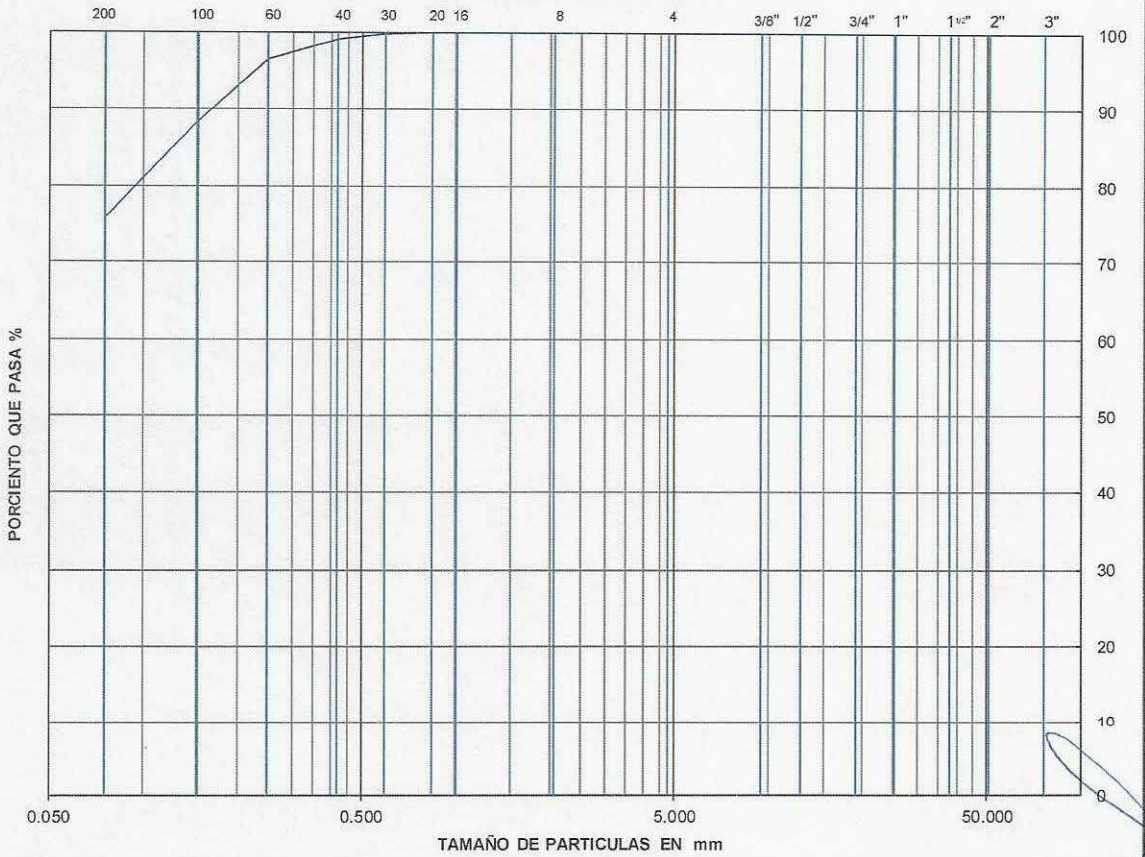
PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0

FECHA : 11/03/2023
LABORATORISTA [redacted]
CALCULISTA: [redacted]

SONDEO : SPT-16
MUESTRA Nº : 4
PROFUNDIDAD : 1.80-2.40 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = ____ D_{30} = ____ D_{60} = ____

D_{50} = ____ D_{90} = 0.165

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ ____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ ____

% GRAVA : 0.00
% ARENA : 23.98
% FINOS : 76.02
S. U. C. S. : ML

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 11-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 6 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 3.00-3.60 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	0.00	0.00	100.00
3/8 "	9.50	0.00	0.00	100.00
4	4.76	0.00	0.00	100.00
	suma	0.00	0.00	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 116.38 gr.

TARA # : 164 Peso de la tara: 20.53 gr.

Peso de la muestra total : 95.85 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	0.22	0.23		99.77
16	1.00	0.51	0.53		99.24
20	850	0.39	0.41		98.83
30	600 µ	1.21	1.26		97.57
40	425 µ	1.26	1.31		96.25
60	250 µ	2.13	2.22		94.03
100	150 µ	1.92	2.00		92.03
200	75 µ	7.34	7.66		84.37
	charola	80.87	84.37		
	suma	14.98			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 0.00

% ARENA : 15.63

% FINOS : 84.37

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

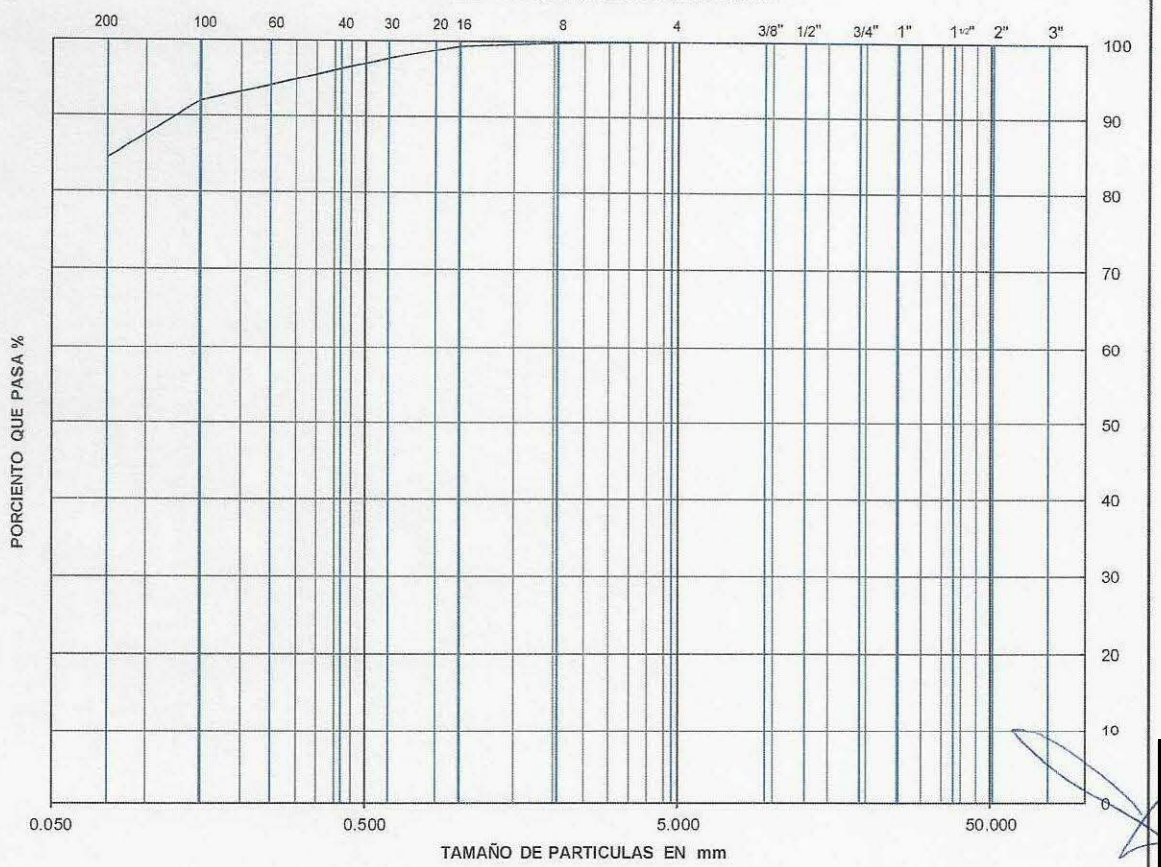
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 11/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 6
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 3.00-3.60 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = ____ D_{30} = ____ D_{60} = ____

D_{50} = ____ D_{90} = 0.124

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ ____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ ____

% GRAVA :	0.00
% ARENA :	15.63
% FINOS :	84.37
S. U. C. S. :	0.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 11-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 8 SONDEO: SPT-16 CALCULISTA: [redacted]

PROFUNDIDAD: 4.20-4.50 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	0.00	0.00	100.00
3/8 "	9.50	0.00	0.00	100.00
4	4.76	0.00	0.00	100.00
	suma	0.00	0.00	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 125.92 gr.

TARA # : 122 Peso de la tara: 20.50 gr.

Peso de la muestra total : 105.42 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	0.00	0.00		100.00
16	1.00	0.06	0.06		99.94
20	850	0.08	0.08		99.87
30	600 µ	0.59	0.56		99.31
40	425 µ	1.53	1.45		97.86
60	250 µ	4.19	3.97		93.88
100	150 µ	4.46	4.23		89.65
200	75 µ	12.08	11.46		78.19
	charola	82.43	78.19		
	suma	22.99			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 0.00

% ARENA : 21.81

% FINOS : 78.19

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

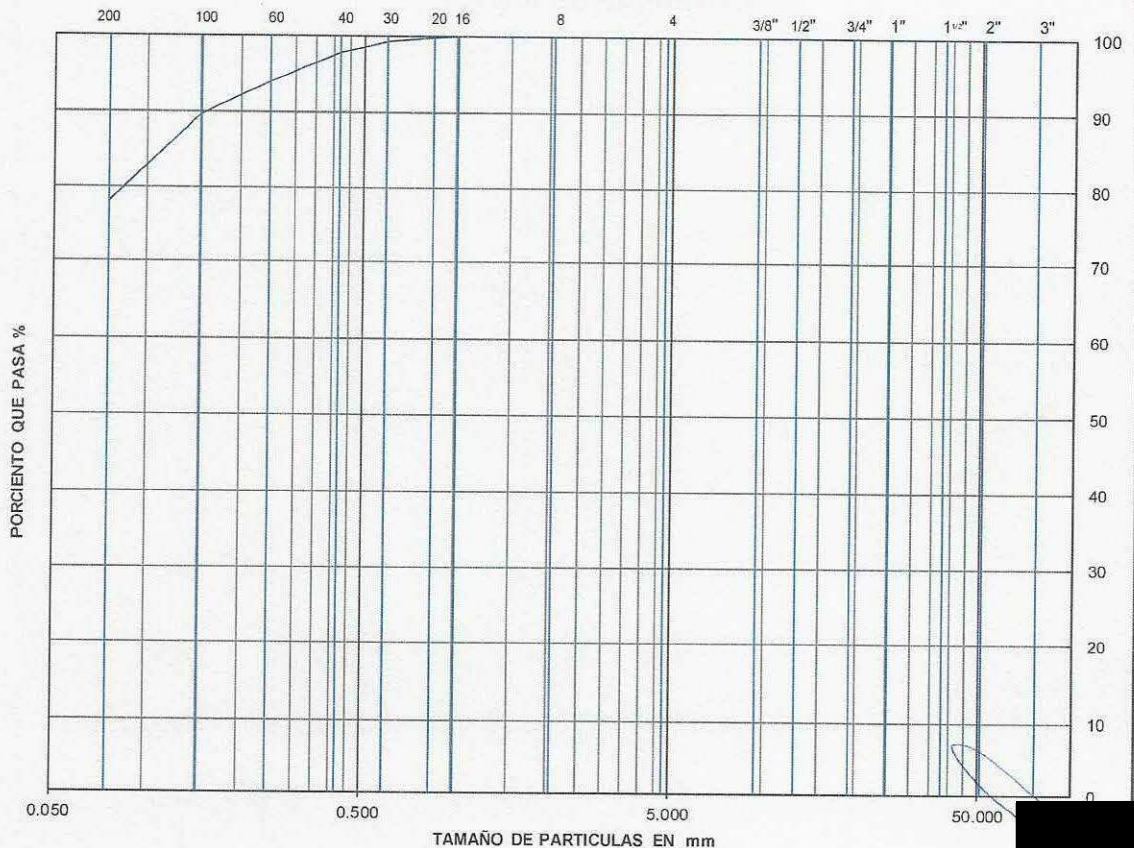
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 11/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 8
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 4.20-4.50 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = _____ D_{30} = _____ D_{60} = _____

D_{50} = _____ D_{90} = 0.156

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})}$ = _____

% GRAVA :	0.00
% ARENA :	21.81
% FINOS :	78.19
S. U. C. S. :	0.00

[redacted]

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 11-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 10 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 5.40-5.85 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	0.00	0.00	100.00
3/8 "	9.50	0.00	0.00	100.00
4	4.76	0.00	0.00	100.00
	suma	0.00	0.00	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 131.23 gr.

TARA # : 36 Peso de la tara: 20.54 gr.

Peso de la muestra total : 110.69 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	1.07	0.97		99.03
16	1.00	0.11	0.10		98.93
20	850	0.06	0.05		98.88
30	600 µ	0.58	0.52		98.36
40	425 µ	1.29	1.17		97.19
60	250 µ	3.07	2.77		94.42
100	150 µ	3.44	3.11		91.31
200	75 µ	11.36	10.26		81.05
	charola	89.71	81.05		
	suma	20.98			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 0.00

% ARENA : 18.95

% FINOS : 81.05

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

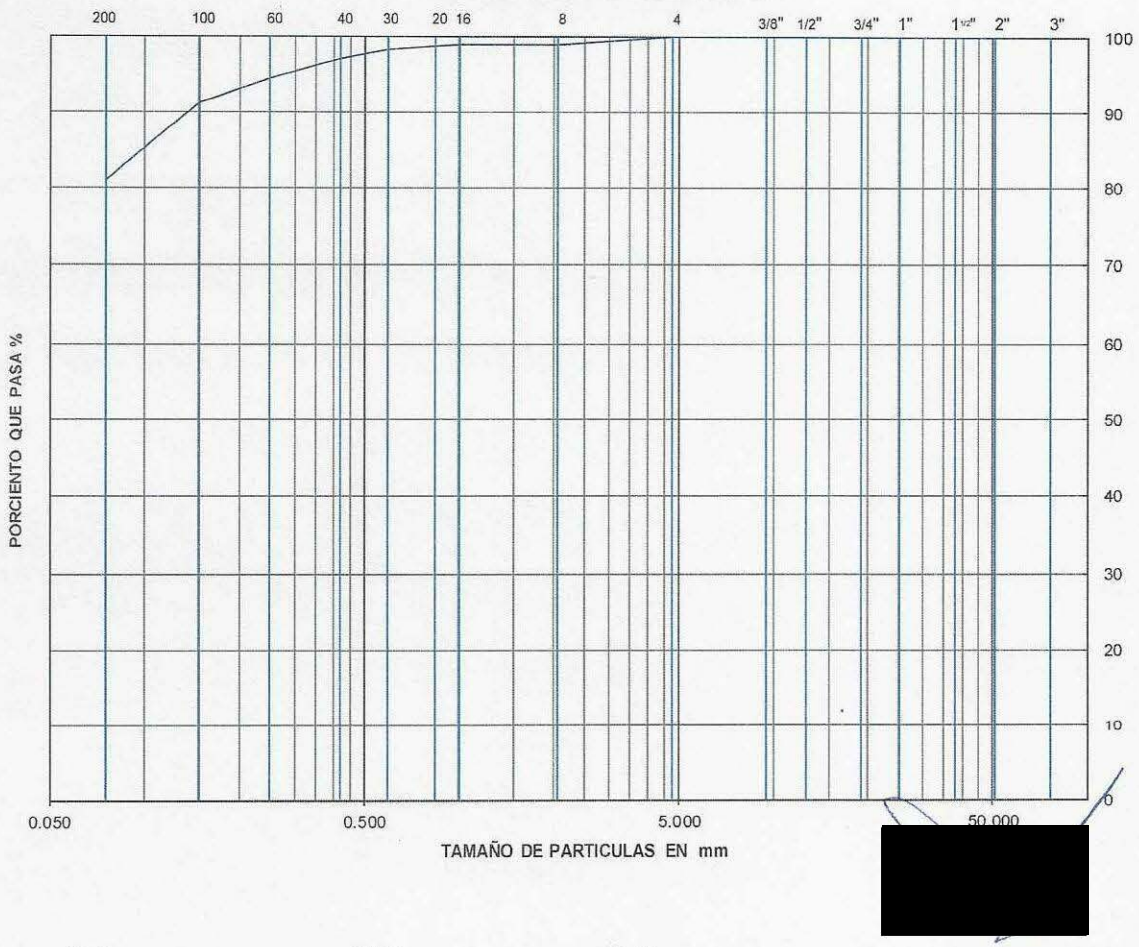
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 11/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 10
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 5.40-5.85 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



[redacted]

D_{10} = D_{30} = D_{60} =

D_{50} = D_{90} = 0.137

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$

% GRAVA :	0.00
% ARENA :	18.95
% FINOS :	81.05
S. U. C. S. :	0.00

[redacted]

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 11-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 13 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 7.20-7.80 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	8.63	7.93	92.07
1/2 "	12.50	3.61	3.32	88.76
3/8 "	9.50	0.00	0.00	88.76
4	4.76	2.82	2.59	86.17
	suma	15.06	13.83	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 129.67 gr.

TARA # : 161 Peso de la tara: 20.81 gr.

Peso de la muestra total : 108.86 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	6.18	5.68		80.49
16	1.00	4.84	4.45		76.04
20	850	1.25	1.15		74.89
30	600 µ	2.57	2.36		72.53
40	425 µ	2.04	1.87		70.66
60	250 µ	2.93	2.69		67.97
100	150 µ	2.54	2.33		65.63
200	75 µ	8.27	7.60		58.04
	charola	78.24	71.87		
	suma	30.62			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 13.83

% ARENA : 28.13

% FINOS : 58.04

CLASIFICACION S. U. C. S. : ML

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

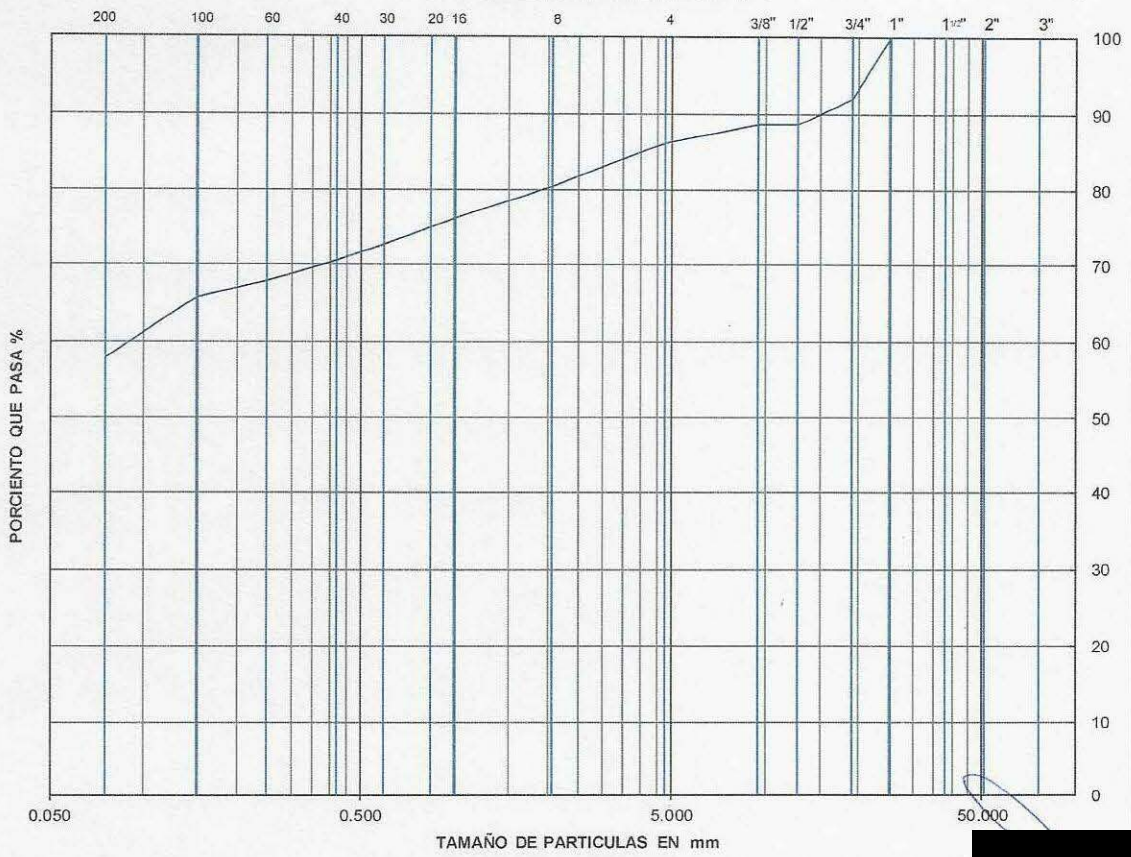
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 11/03/2023
SONDEO : SPT-16
MUESTRA Nº : 13
PROFUNDIDAD : 7.20-7.80 m.
LABORATORISTA [redacted]
CALCULISTA: [redacted]

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = _____ D_{30} = _____ D_{60} = 0.090

D_{50} = _____ D_{90} = 14.786

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ _____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ _____

% GRAVA : 13.83
% ARENA : 28.13
% FINOS : 58.04
S. U. C. S. : ML

[redacted]

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 11-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 15 SONDEO: SPT-16 CALCULISTA: [redacted]

PROFUNDIDAD: 8.20-8.75 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	4.26	4.36	95.64
3/8 "	9.50	2.15	2.20	93.43
4	4.76	5.03	5.15	88.28
	suma	11.44	11.72	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 118.81 gr.

TARA # : 55 Peso de la tara: 21.20 gr.

Peso de la muestra total : 97.61 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	9.87	10.11		78.17
16	1.00	8.38	8.59		69.58
20	850	2.52	2.58		67.00
30	600 µ	5.24	5.37		61.63
40	425 µ	3.99	4.09		57.55
60	250 µ	4.72	4.84		52.71
100	150 µ	3.13	3.21		49.50
200	75 µ	7.55	7.73		41.77
	charola	52.21	53.49		
	suma	45.40			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 11.72

% ARENA : 46.51

% FINOS : 41.77

CLASIFICACION S. U. C. S. : SM

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

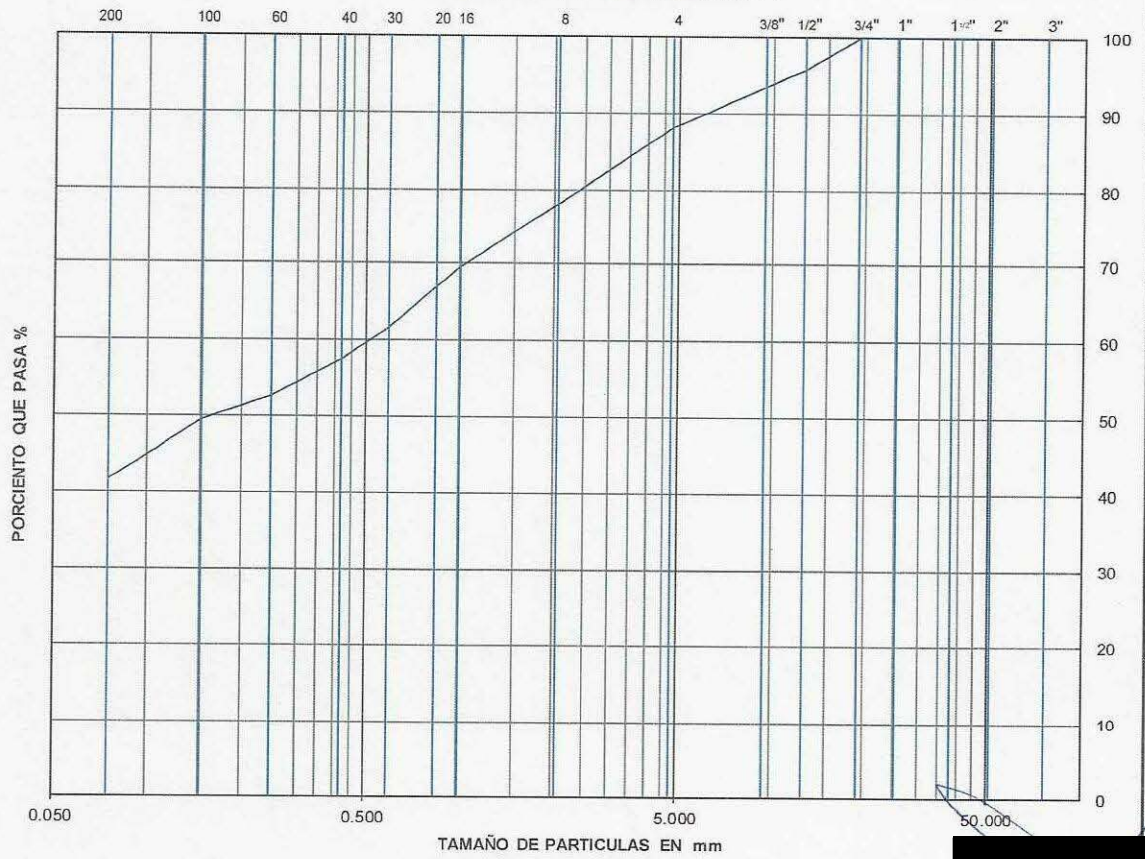
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 11/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 15
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 8.20-8.75 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = ____ D_{30} = ____ D_{60} = 0.518

D_{50} = 0.161 D_{90} = 6.000

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ ____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ ____

% GRAVA : 11.72
% ARENA : 46.51
% FINOS : 41.77
S. U. C. S. : SM

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA:

MUESTRA Nº : 17 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 9.40-9.50 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	0.00	0.00	100.00
3/8 "	9.50	9.50	18.37	81.63
4	4.76	11.12	21.50	60.12
	suma	20.62	39.88	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 87.29 gr.

TARA # : 338 Peso de la tara: 35.58 gr:

Peso de la muestra total : 51.71 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	12.88	24.91		35.22
16	1.00	3.18	6.15		29.07
20	850	0.85	1.64		27.42
30	600 µ	1.64	3.17		24.25
40	425 µ	1.08	2.09		22.16
60	250 µ	1.17	2.26		19.90
100	150 µ	0.78	1.51		18.39
200	75 µ	2.02	3.91		14.48
	charola	28.11	54.36		
	suma	23.60			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 39.88

% ARENA : 45.64

% FINOS : 14.48

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 13/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 17
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 9.40-9.50 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA

D_{10} = ____ D_{30} = 1.119 D_{60} = 4.740

D_{50} = 3.385 D_{90} = 10.859

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ ____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ ____

% GRAVA :	39.88
% ARENA :	45.64
% FINOS :	14.48
S. U. C. S. :	0.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB CARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 20 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 11.20-11.35 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	26.81	15.67	84.33
3/4 "	19.00	0.00	0.00	84.33
1/2 "	12.50	4.80	2.81	81.52
3/8 "	9.50	16.60	9.71	71.81
4	4.76	15.50	9.06	62.75
	suma	63.71	37.25	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 191.28 gr.

TARA # : 313 Peso de la tara: 20.24 gr.

Peso de la muestra total : 171.04 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	22.84	13.35		49.40
16	1.00	20.05	11.72		37.68
20	850	4.42	2.58		35.09
30	600 µ	9.69	5.67		29.43
40	425 µ	6.98	4.08		25.34
60	250 µ	7.85	4.59		20.76
100	150 µ	4.70	2.75		18.01
200	75 µ	11.05	6.46		11.55
	charola	83.46	48.80		
	suma	87.58			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 37.25

% ARENA : 51.20

% FINOS : 11.55

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 23 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 14.20-14.35 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	0.00	0.00	100.00
3/8 "	9.50	4.40	4.29	95.71
4	4.76	12.26	11.94	83.77
	suma	16.66	16.23	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 136.98 gr.

TARA # : 246 Peso de la tara: 34.30 gr.

Peso de la muestra total : 102.68 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	16.63	16.20		67.58
16	1.00	16.13	15.71		51.87
20	850	4.03	3.92		47.95
30	600 µ	7.95	7.74		40.20
40	425 µ	5.79	5.64		34.56
60	250 µ	6.44	6.27		28.29
100	150 µ	3.72	3.62		24.67
200	75 µ	8.56	8.34		16.33
	charola	33.43	32.56		
	suma	69.25			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 16.23

% ARENA : 67.44

% FINOS : 16.33

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

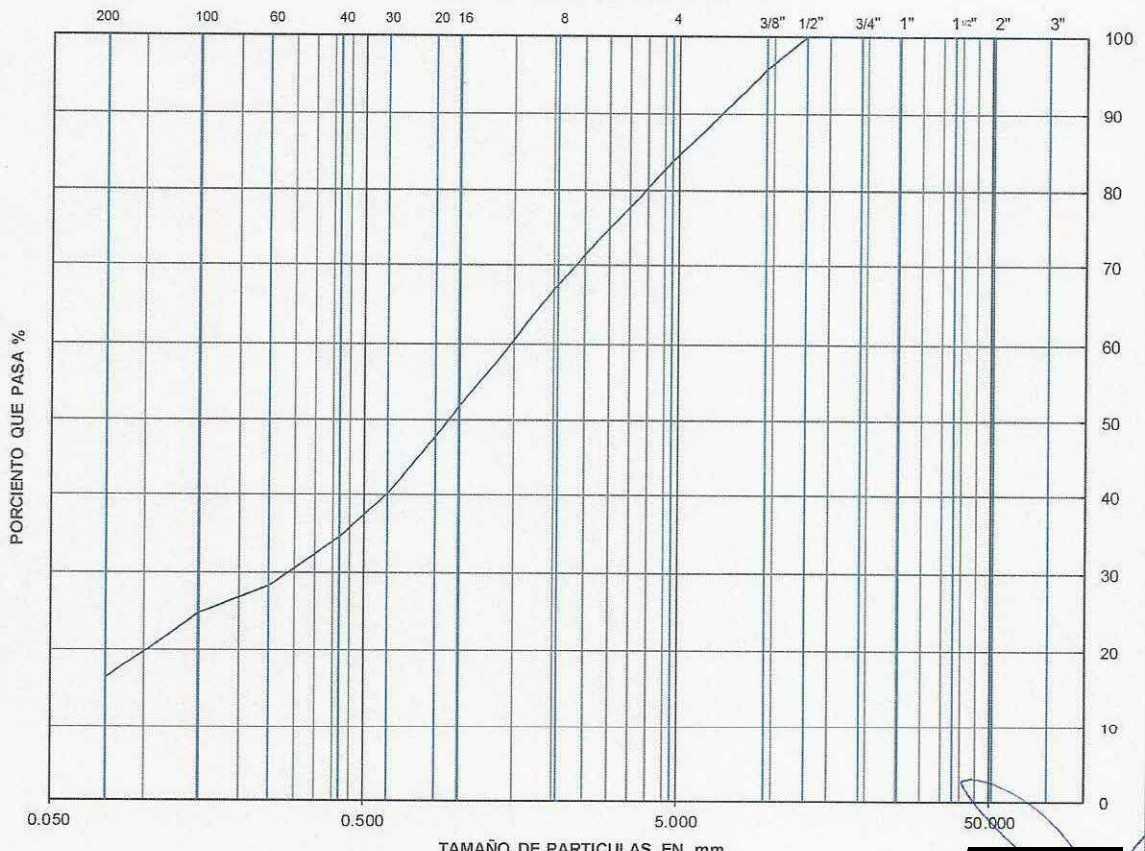
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 13/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 23
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 14.20-14.35 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = ____ D_{30} = 0.288 D_{60} = 1.455

D_{50} = 0.922 D_{90} = 6.834

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ ____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ ____

% GRAVA : 16.23
% ARENA : 67.44
% FINOS : 16.33
S. U. C. S. : 0.00

[redacted]

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 25 SONDEO: SPT-16 CALCULISTA:

PROFUNDIDAD: 16.00-16.15 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	8.77	5.70	94.30
3/8 "	9.50	7.11	4.62	89.69
4	4.76	23.62	15.34	74.35
	suma	39.50	25.65	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 174.60 gr.

TARA # : 223 Peso de la tara: 20.62 gr:

Peso de la muestra total : 153.98 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	23.96	15.56		58.79
16	1.00	20.25	13.15		45.64
20	850	5.29	3.44		42.20
30	600 µ	10.24	6.65		35.55
40	425 µ	7.40	4.81		30.74
60	250 µ	8.14	5.29		25.46
100	150 µ	4.95	3.21		22.24
200	75 µ	11.71	7.60		14.64
	charola	62.04	40.29		
	suma	91.94			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 25.65

% ARENA : 59.71

% FINOS : 14.64

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

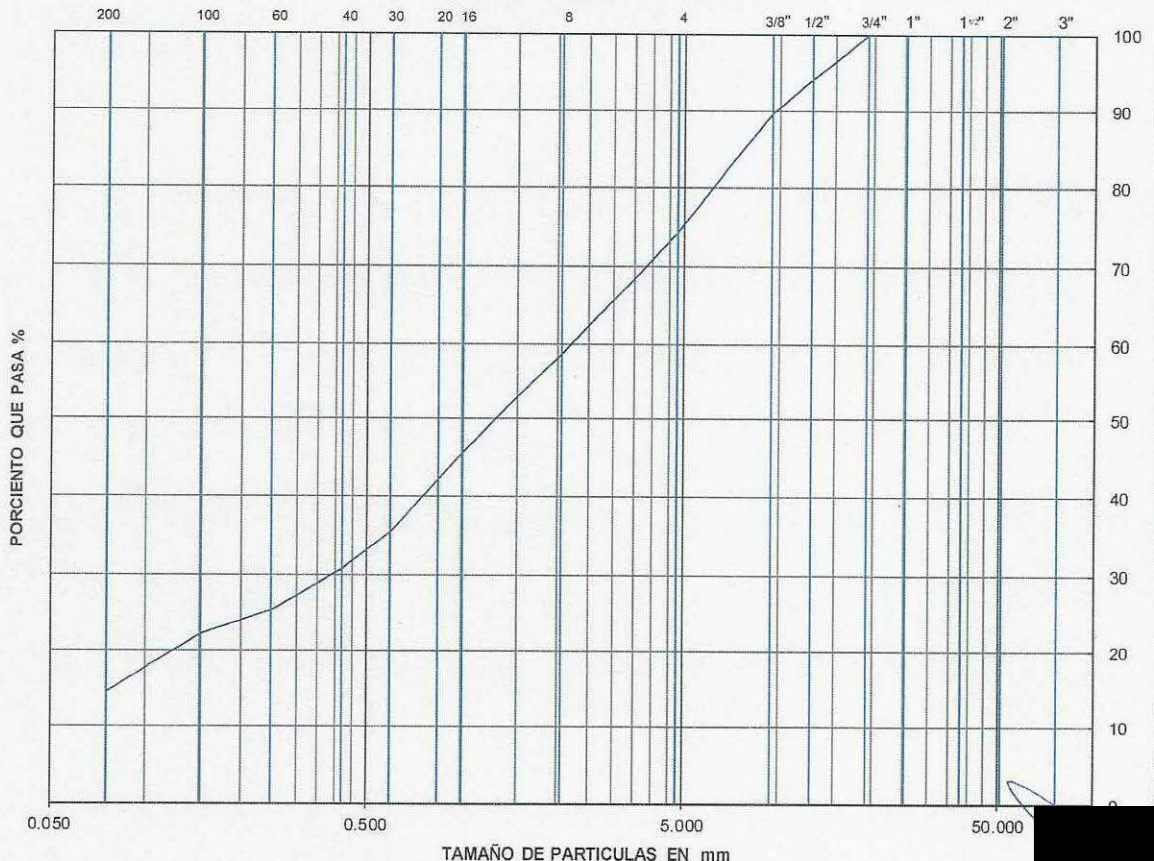
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 13/03/2023
SONDEO : SPT-16
MUESTRA Nº : 25
LABORATORISTA [redacted]
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 16.00-16.15 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = ____ D_{30} = 0.390 D_{60} = 2.196

D_{50} = 1.273 D_{90} = 9.713

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ ____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ ____

% GRAVA : 25.65
% ARENA : 59.71
% FINOS : 14.64
S. U. C. S. : 0.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA:

MUESTRA Nº : 28 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 17.80-17.90 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	12.57	10.09	89.91
1/2 "	12.50	3.18	2.55	87.36
3/8 "	9.50	7.70	6.18	81.18
4	4.76	19.15	15.37	65.81
	suma	42.60	34.19	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 145.11 gr.

TARA # : 126 Peso de la tara: 20.51 gr:

Peso de la muestra total : 124.60 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	18.13	14.55		51.26
16	1.00	14.54	11.67		39.59
20	850	3.88	3.11		36.48
30	600 µ	7.44	5.97		30.51
40	425 µ	5.40	4.33		26.17
60	250 µ	6.02	4.83		21.34
100	150 µ	3.51	2.82		18.52
200	75 µ	8.13	6.52		12.00
	charola	57.55	46.19		
	suma	67.05			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 34.19

% ARENA : 53.81

% FINOS : 12.00

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

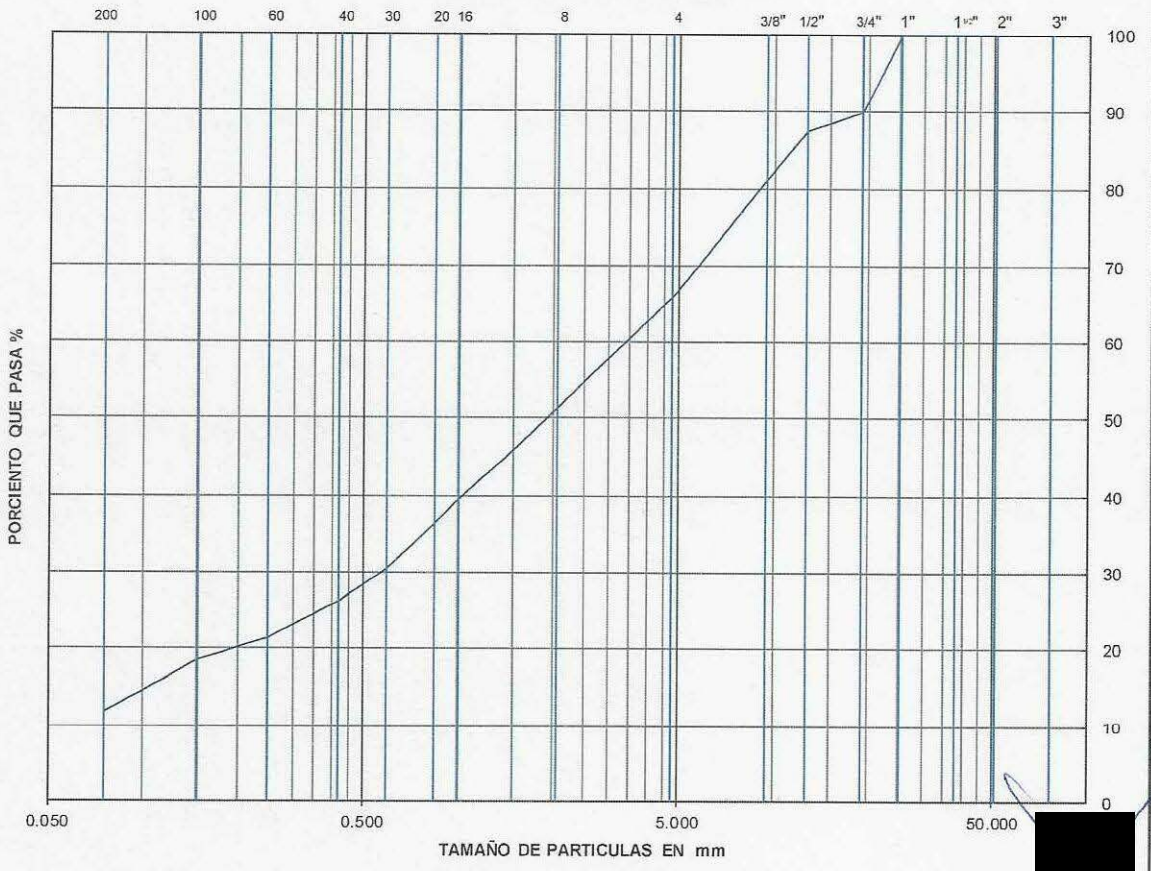
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 13/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 28
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 17.80-17.90 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = ____ D_{30} = 0.571 D_{60} = 3.405

D_{50} = 1.903 D_{90} = 19.098

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ ____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ ____

% GRAVA : 34.19
% ARENA : 53.81
% FINOS : 12.00
S. U. C. S. : 0.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA:

MUESTRA Nº : 30 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 19.60-19.70 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	19.73	19.71	80.29
3/8 "	9.50	5.48	5.48	74.81
4	4.76	12.95	12.94	61.87
	suma	38.16	38.13	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 121.19 gr.

TARA # : 19 Peso de la tara: 21.10 gr:

Peso de la muestra total : 100.09 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	14.37	14.36		47.52
16	1.00	10.86	10.85		36.67
20	850	2.66	2.66		34.01
30	600 µ	5.42	5.42		28.59
40	425 µ	4.00	4.00		24.60
60	250 µ	4.39	4.39		20.21
100	150 µ	2.78	2.78		17.43
200	75 µ	6.21	6.20		11.23
	charola	49.40	49.36		
	suma	50.69			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 38.13

% ARENA : 50.64

% FINOS : 11.23

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

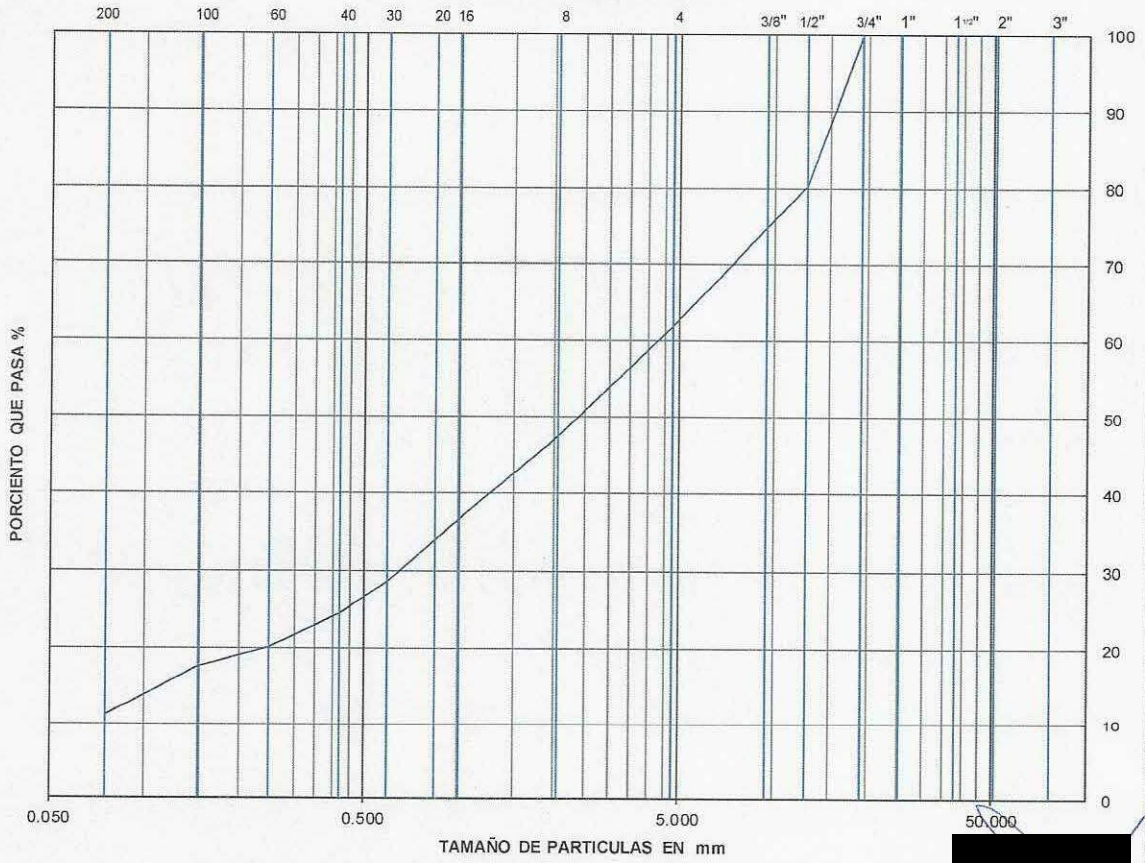
Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0

FECHA : 13/03/2023
SONDEO : SPT-16
MUESTRA Nº : 30
PROFUNDIDAD : 19.60-19.70 m
LABORATORISTA: [redacted]
CALCULISTA: [redacted]

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



[redacted]

D_{10} = ____ D_{30} = 0.651 D_{60} = 4.266

D_{50} = 2.378 D_{90} = 15.508

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ ____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ ____

% GRAVA :	38.13
% ARENA :	50.64
% FINOS :	11.23
S. U. C. S. :	0.00

[redacted]

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 32 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 20.80-20.87 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	16.20	18.47	81.53
1/2 "	12.50	3.00	3.42	78.11
3/8 "	9.50	8.03	9.16	68.95
4	4.76	7.99	9.11	59.84
	suma	35.22	40.16	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 108.40 gr.

TARA # : 174 Peso de la tara: 20.69 gr:

Peso de la muestra total : 87.71 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	12.78	14.57		45.27
16	1.00	8.96	10.22		35.06
20	850	2.25	2.57		32.49
30	600 µ	4.29	4.89		27.60
40	425 µ	3.07	3.50		24.10
60	250 µ	3.49	3.98		20.12
100	150 µ	2.05	2.34		17.79
200	75 µ	5.01	5.71		12.07
	charola	45.81	52.23		
	suma	41.90			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 40.16

% ARENA : 47.77

% FINOS : 12.07

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

L A B BARRERA

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

0

0

FECHA : 13/03/2023

SONDEO : SPT-16

MUESTRA Nº : 32

PROFUNDIDAD : 20.80-20.87 m

LABORATORISTA [redacted]

CALCULISTA: [redacted]

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA

D_{10} = ____ D_{30} = 0.705 D_{60} = 4.817

D_{50} = 2.700 D_{90} = 21.736

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ ____ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ ____

% GRAVA :	40.16
% ARENA :	47.77
% FINOS :	12.07
S. U. C. S. :	0.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA:

MUESTRA Nº : 35 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 22.60-22.72 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	11.41	24.43	75.57
3/8 "	9.50	0.00	0.00	75.57
4	4.76	4.56	9.76	65.81
	suma	15.97	34.19	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 67.39 gr.

TARA # : 37 Peso de la tara: 20.68 gr:

Peso de la muestra total : 46.71 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	8.89	19.03		46.78
16	1.00	5.35	11.45		35.32
20	850	1.24	2.65		32.67
30	600 µ	2.21	4.73		27.94
40	425 µ	1.57	3.36		24.58
60	250 µ	1.70	3.64		20.94
100	150 µ	1.14	2.44		18.50
200	75 µ	2.56	5.48		13.02
	charola	22.05	47.21		
	suma	24.66			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 34.19

% ARENA : 52.79

% FINOS : 13.02

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 13/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 35
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 22.60-22.72 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA

D_{10} = D_{30} = 0.692 D_{60} = 3.684

D_{50} = 2.371 D_{90} = 16.136

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$

% GRAVA :	34.19
% ARENA :	52.79
% FINOS :	13.02
S. U. C. S. :	0.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA: [redacted]

MUESTRA Nº : 38 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 24.40-24.50 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	20.64	15.83	84.17
1/2 "	12.50	19.91	15.27	68.89
3/8 "	9.50	5.52	4.23	64.66
4	4.76	12.98	9.96	54.70
	suma	59.05	45.30	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 150.77 gr.

TARA # : 138-A Peso de la tara: 20.41 gr:

Peso de la muestra total : 130.36 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	15.84	12.15		42.55
16	1.00	14.62	11.22		31.34
20	850	3.61	2.77		28.57
30	600 µ	6.75	5.18		23.39
40	425 µ	4.62	3.54		19.85
60	250 µ	5.04	3.87		15.98
100	150 µ	3.22	2.47		13.51
200	75 µ	6.76	5.19		8.32
	charola	69.90	53.62		
	suma	60.46			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 45.30

% ARENA : 46.38

% FINOS : 8.32

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

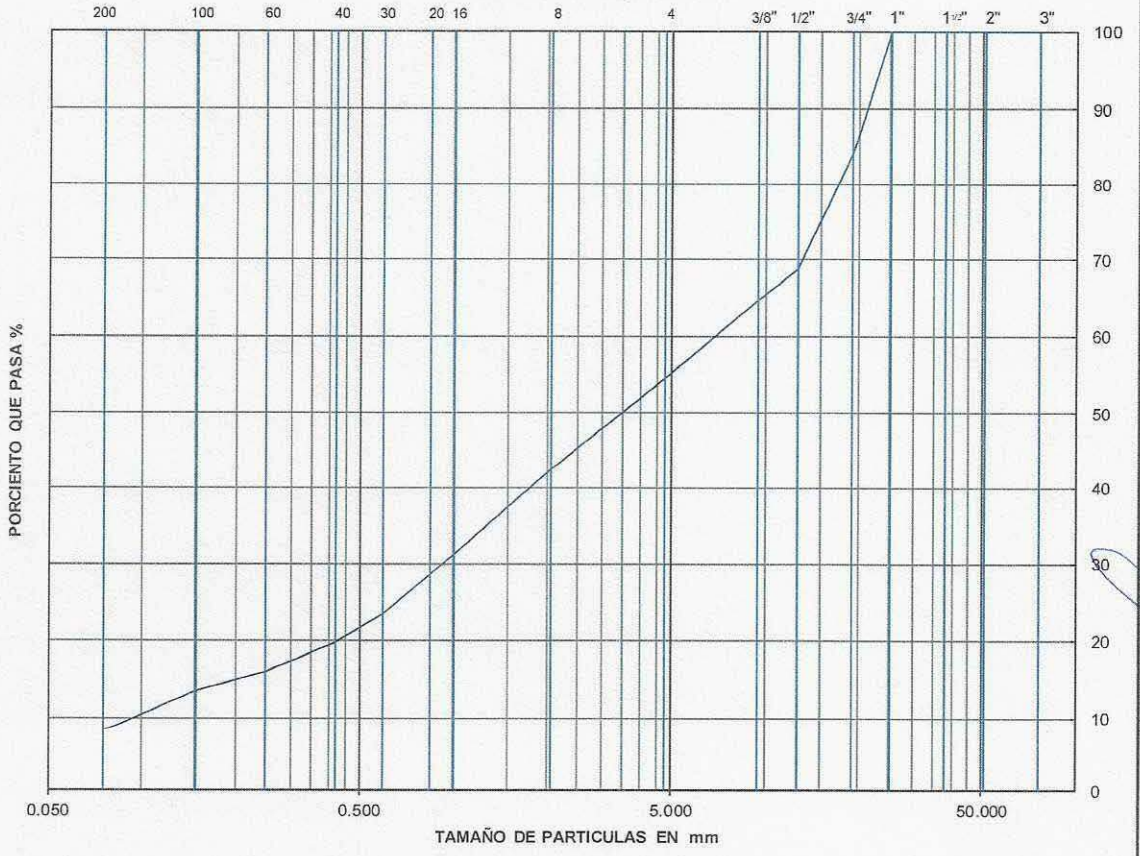
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 13/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 38
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 24.40-24.50 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = 0.094 D_{30} = 0.921 D_{60} = 6.885

D_{50} = 3.440 D_{90} = 21.180

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 73.523$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} = 1.316$

% GRAVA :	45.30
% ARENA :	46.38
% FINOS :	8.32
S. U. C. S. :	0.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA:

MUESTRA Nº : 40 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 26.20-26.25 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	0.00	0.00	100.00
3/8 "	9.50	5.72	28.14	71.86
4	4.76	2.46	12.10	59.76
	suma	8.18	40.24	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 41.54 gr.

TARA # : 94 Peso de la tara: 21.21 gr:

Peso de la muestra total : 20.33 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	3.04	14.95		44.81
16	1.00	2.16	10.62		34.19
20	850	0.53	2.61		31.58
30	600 µ	1.19	5.85		25.73
40	425 µ	0.83	4.08		21.64
60	250 µ	0.93	4.57		17.07
100	150 µ	0.58	2.85		14.22
200	75 µ	1.18	5.80		8.41
	charola	9.89	48.65		
	suma	10.44			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 40.24

% ARENA : 51.35

% FINOS : 8.41

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

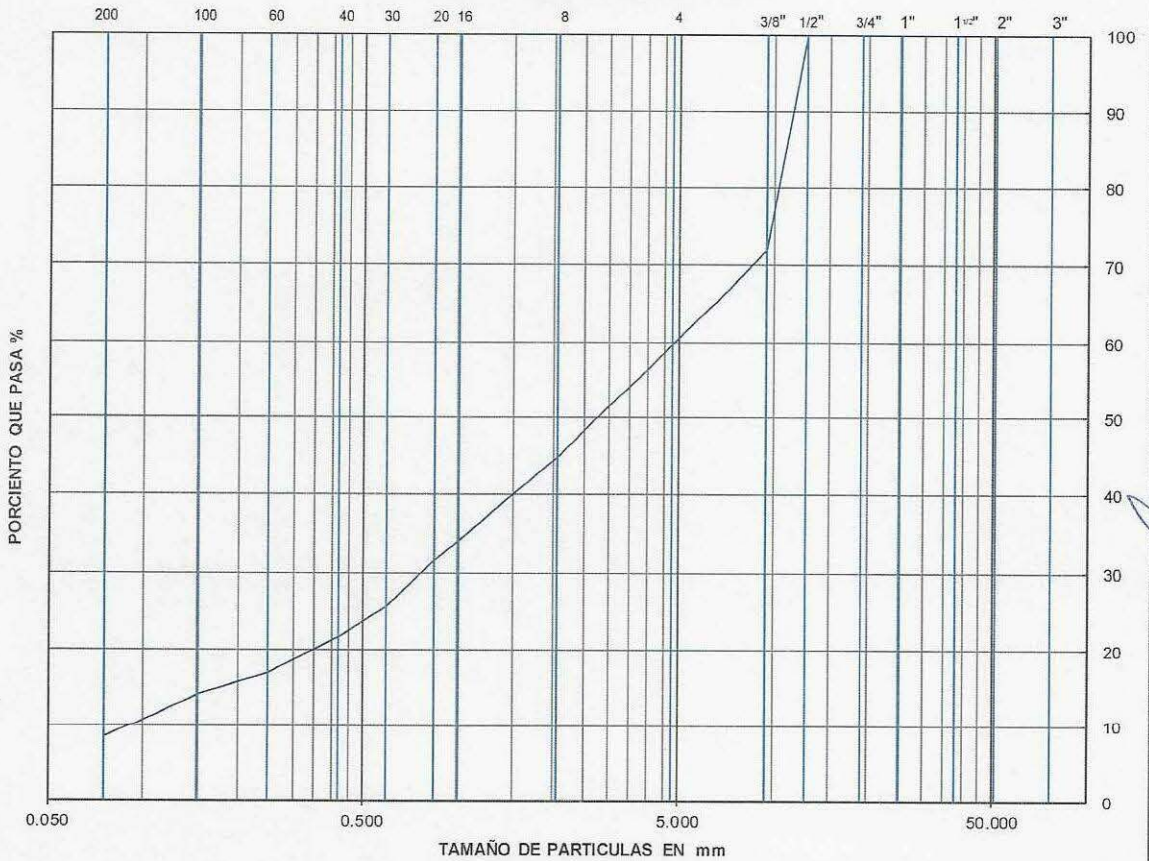
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 13/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 40
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 26.20-26.25 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = 0.091 D_{30} = 0.766 D_{60} = 4.825

D_{50} = 2.752 D_{90} = 11.466

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 53.311$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} = 1.344$

% GRAVA : 40.24
% ARENA : 51.35
% FINOS : 8.41
S. U. C. S. : 0.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA:

MUESTRA Nº : 43 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 28.00-28.07 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2 "	12.50	13.29	52.63	47.37
3/8 "	9.50	1.57	6.22	41.15
4	4.76	2.43	9.62	31.52
	suma	17.29	68.48	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 45.50 gr.

TARA # : 290 Peso de la tara: 20.25 gr.

Peso de la muestra total : 25.25 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	2.41	9.54		21.98
16	1.00	1.23	4.87		17.11
20	850	0.34	1.35		15.76
30	600 µ	0.61	2.42		13.35
40	425 µ	0.49	1.94		11.41
60	250 µ	0.56	2.22		9.19
100	150 µ	0.38	1.50		7.68
200	75 µ	0.80	3.17		4.51
	charola	18.43	72.99		
	suma	6.82			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 68.48

% ARENA : 27.01

% FINOS : 4.51

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

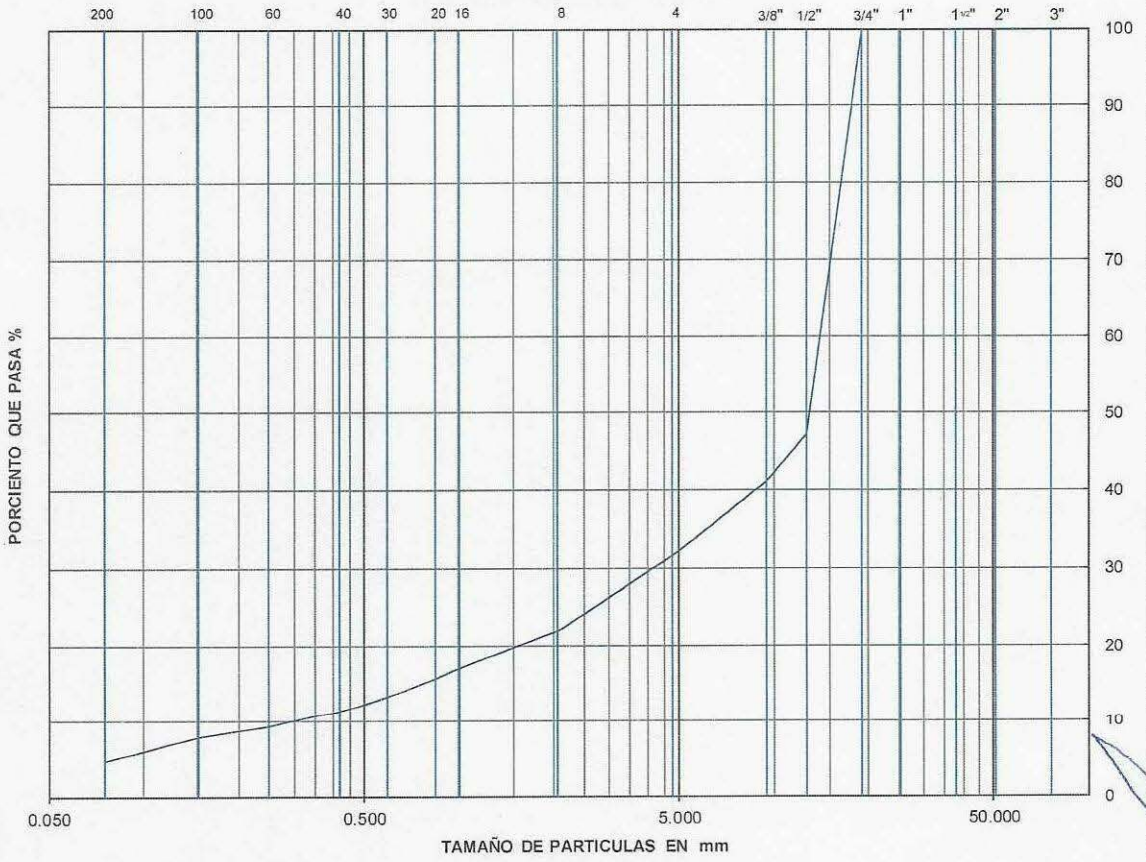
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
0
0
FECHA : 13/03/2023
SONDEO : SPT-16
LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA Nº : 43
CALCULISTA: [redacted]
PROFUNDIDAD : 28.00-28.07 m

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :
OBSERVACIONES :

CURVA GRANULOMETRICA



D_{10} = 0.302 D_{30} = 4.163 D_{60} = 13.998

D_{50} = 12.960 D_{90} = 17.638

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ 46.308 $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} =$ 4.095

% GRAVA :	68.48
% ARENA :	27.01
% FINOS :	4.51
S. U. C. S. :	0.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS

UBICACIÓN : ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA: 13-mar.-23

LABORATORISTA: [redacted]

CALCULISTA:

MUESTRA Nº : 45 SONDEO: SPT-16

PROFUNDIDAD: 29.20-29.25 m.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

OBSERVACIONES :

PARA MATERIALES RETENIDOS EN LA MALLA Nº 4.

Peso de la n Peso de la muestra total + tara 0 gr.

Tara Nº : 0 Peso de la tara: 0 gr.

Peso de la muestra total : 0.00 gr.

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA
3 "	75.00	0.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	0.00	100.00
1 "	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.00	13.20	13.59	86.41
1/2 "	12.50	5.85	6.02	80.38
3/8 "	9.50	6.50	6.69	73.69
4	4.76	9.33	9.61	64.08
	suma	34.88	35.92	

PARA MATERIALES QUE PASAN LA MALLA Nº 4.

Peso de la muestra total + tara : 117.38 gr.

TARA # : 204 Peso de la tara: 20.27 gr.

Peso de la muestra total : 97.11 gr

A MALLA Nº	B ABERTURA mm	C PESO RETENIDO gr.	D % RETENIDO PARCIAL	E % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA < 4"	F % ACUMULADO QUE PASA MUESTRA TOTAL
8	2.36	13.10	13.49		50.59
16	1.00	11.71	12.06		38.53
20	850	3.24	3.34		35.20
30	600 µ	5.70	5.87		29.33
40	425 µ	4.24	4.37		24.96
60	250 µ	4.72	4.86		20.10
100	150 µ	2.88	2.97		17.14
200	75 µ	6.29	6.48		10.66
	charola	45.23	46.58		
	suma	51.88			

% MATERIAL > MALLA Nº 4. :

% GRAVA : 35.92

% ARENA : 53.42

% FINOS : 10.66

CLASIFICACION S. U. C. S. :

TOTAL: 100.00

LAB BARRERA

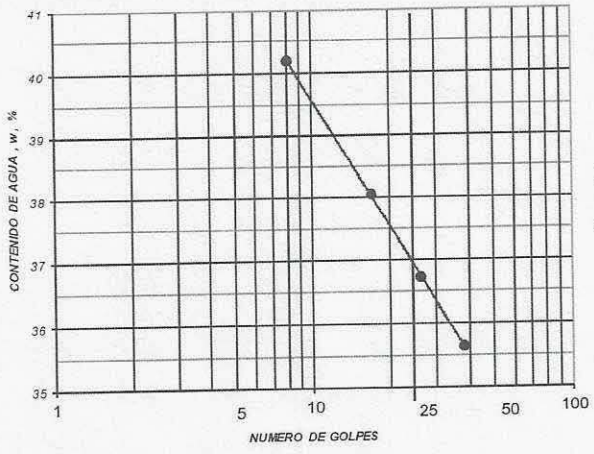
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
FECHA 13/03/2023
SONDEO: SPT-16 LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA No. 4 PROFUNDIDAD 1.80-2.40 m. CALCULISTA
DESCRIPCION DE LA MUESTRA LIMO CON ARENA CAFÉ OBSCURO
ML

OBSERVACIONES: (MATERIAL CRIBADO POR LA MALLA # 40)
NORMA: ASTM-D-4318-17

LIMITE LIQUIDO, Lw

MUESTRA No.	1	2	3	4
CAPSULA No.	30	110	277	10
NUMERO DE GOLPES	38	26	17	8
PESO DE MUESTRA HUMEDA + TARA (gr)	20.22	21.02	20.49	18.40
PESO DE MUESTRA SECA + TARA (gr)	17.48	18.06	17.64	16.02
PESO DEL AGUA (gr)	2.74	2.96	2.85	2.38
PESO DE TARA (gr)	9.79	10.00	10.15	10.10
PESO DEL SUELO SECO (gr)	7.69	8.06	7.49	5.92
PESO DEL SUELO HUMEDO (gr)	10.43	11.02	10.34	8.30
CONTENIDO DE AGUA , w, %	35.63	36.72	38.05	40.20



LIMITE LIQUIDO 36.87
LIMITE PLASTICO, Pw 27.43
INDICE DE PLASTICIDAD, Pi 9.44
CONTRACCION LINEAL, CL
SUCS ML

LIMITE PLASTICO, Pw

MUESTRA No.	1	2
CAPSULA No.	123	104
PESO DE MUESTRA HUMEDA + TARA (gr)	12.47	11.95
PESO DE MUESTRA SECA + TARA (gr)	12.05	11.55
PESO DEL AGUA (gr)	0.42	0.40
PESO DE TARA (gr)	10.51	10.10
PESO DEL SUELO SECO (gr)	1.54	1.45
CONTENIDO DE AGUA , w, %	27.27	27.59

LAB BARRERA

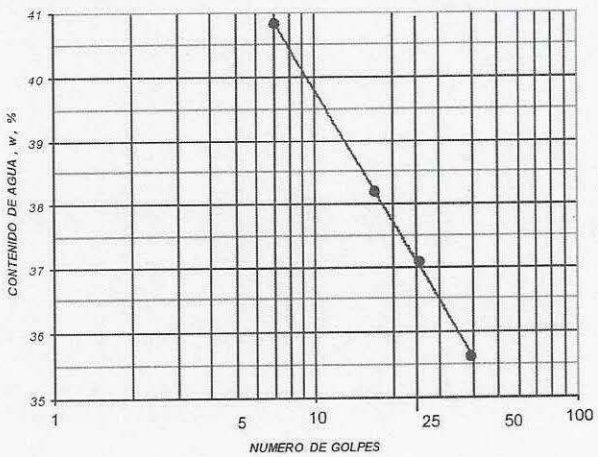
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
FECHA 13/03/2023
SONDEO: SPT-16 LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA No. 13 PROFUNDIDAD 7.20-7.80 m. CALCULISTA [redacted]
DESCRIPCION DE LA MUESTRA LIMO CON ARENA CAFÉ OBSCURO
ML

OBSERVACIONES: (MATERIAL CRIBADO POR LA MALLA # 40)
NORMA: ASTM-D-4318-17

LIMITE LIQUIDO, Lw

MUESTRA No.	1	2	3	4
CAPSULA No.	153	195	26	143
NUMERO DE GOLPES	39	25	17	7
PESO DE MUESTRA HUMEDA + TARA (gr)	16.92	14.55	16.62	11.30
PESO DE MUESTRA SECA + TARA (gr)	15.15	12.67	14.79	10.21
PESO DEL AGUA (gr)	1.77	1.88	1.83	1.09
PESO DE TARA (gr)	10.18	7.60	10.00	7.54
PESO DEL SUELO SECO (gr)	4.97	5.07	4.79	2.67
PESO DEL SUELO HUMEDO (gr)	6.74	6.95	6.62	3.76
CONTENIDO DE AGUA , w, %	35.61	37.08	38.20	40.82



LIMITE LIQUIDO 37.02
LIMITE PLASTICO, Pw 27.29
INDICE DE PLASTICIDAD, Pi 9.73
CONTRACCION LINEAL, CL
SUCS ML

LIMITE PLASTICO, Pw

MUESTRA No.	1	2
CAPSULA No.	214	68
PESO DE MUESTRA HUMEDA + TARA (gr)	11.87	11.63
PESO DE MUESTRA SECA + TARA (gr)	11.46	11.29
PESO DEL AGUA (gr)	0.41	0.34
PESO DE TARA (gr)	9.95	10.05
PESO DEL SUELO SECO (gr)	1.51	1.24
CONTENIDO DE AGUA , w, %	27.15	27.42

[redacted]

LAB BARRERA

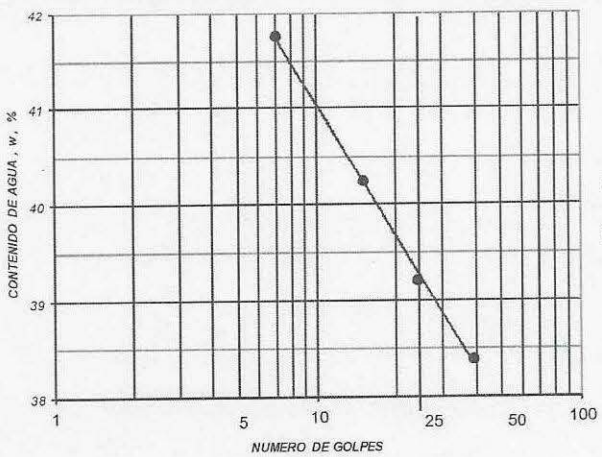
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES - LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A
FECHA 13/03/2023
SONDEO: SPT-16 LABORATORISTA [redacted]
MUESTRA No. 15 PROFUNDIDAD 8.20-8.75 m. CALCULISTA
DESCRIPCION DE LA MUESTRA LIMO CON ARENA CAFÉ CLARO
ML

OBSERVACIONES: (MATERIAL CRIBADO POR LA MALLA # 40)
NORMA: ASTM-D-4318-17

LIMITE LIQUIDO, Lw

MUESTRA No.	1	2	3	4
CAPSULA No.	34	295	252	25
NUMERO DE GOLPES	39	24	15	7
PESO DE MUESTRA HUMEDA + TARA (gr)	15.45	17.87	16.75	16.88
PESO DE MUESTRA SECA + TARA (gr)	13.32	15.83	14.87	14.97
PESO DEL AGUA (gr)	2.13	2.04	1.88	1.91
PESO DE TARA (gr)	7.70	10.56	10.14	10.34
PESO DEL SUELO SECO (gr)	5.62	5.27	4.73	4.63
PESO DEL SUELO HUMEDO (gr)	7.75	7.31	6.61	6.54
CONTENIDO DE AGUA , w, %	37.90	38.71	39.75	41.25



LIMITE LIQUIDO 38.72
LIMITE PLASTICO, Pw 27.19
INDICE DE PLASTICIDAD, Pi 11.53
CONTRACCION LINEAL, CL
SUCS ML

LIMITE PLASTICO, Pw

MUESTRA No.	1	2
CAPSULA No.	107	95
PESO DE MUESTRA HUMEDA + TARA (gr)	11.89	12.01
PESO DE MUESTRA SECA + TARA (gr)	11.53	11.72
PESO DEL AGUA (gr)	0.36	0.29
PESO DE TARA (gr)	10.21	10.65
PESO DEL SUELO SECO (gr)	1.32	1.07
CONTENIDO DE AGUA , w, %	27.27	27.10

[redacted]

DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO SECO EN MUESTRAS INALTERADAS POR EL METODO DE LA PARAFINA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

LAB BARRERA

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES-LOS PINOS
UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

LABORATORISTA : [redacted]

FECHA: 10/03/2023

CALCULISTA :

	ENSAYE Nº	1	2	3	
	SONDEO, Nº	SPT-16	SPT-16	SPT-16	
	MUESTRA , Nº	4	13	15	
	PROFUNDIDAD, m	1.80-2.40	7.20-7.80	8.20-8.75	
PESO VOLUMETRICO DE LA PARAFINA,	γp, g/cm³	0.884	0.884	0.884	
PESO MUESTRA HUMEDA,	Wm, g	85.11	110.42	72.66	
PESO MUESTRA CUBIERTA CON PARAFINA,	Wmp, g	93.09	121.63	81.42	
VOLUMEN	LECTURA INICIAL, lo, cm³	253.18	253.16	253.16	
	LECTURA FINAL, lf, cm³	306.03	322.86	298.1	
TESTIGO DE HUMEDAD					
PESO MUESTRA HUMEDA + TARA,	Ph + T, g	96.79	80.84	65.77	
PESO MUESTRA SECA + TARA,	Ps + T, g	80.39	67.87	57.48	
PESO DE TARA,	T, g	20.41	20.03	20.79	
PESO AGUA	g.	16.40	12.97	8.29	
PESO SECO	g.	59.98	47.84	36.69	
CONTENIDO DE AGUA		27.34	27.11	22.59	
CALCULOS					
VOLUMEN DESALOJADO:	Va = lf - lo, cm³	52.85	69.7	44.94	
VOLUMEN DE PARAFINA:	Vp = Wmp - Wm/ p, cm³	9.027	12.681	9.910	
VOLUMEN DE LA MUESTRA:	Vm = Va - Vp, cm³	43.823	57.019	35.030	
PESO VOLUMETRICO HUMEDO:	m = Wm/Vm, g/cm³	1.942	1.937	2.074	
PESO VOLUMETRICO SECO,	s = Wm/1 + w/100, g/cm³	1.525	1.524	1.692	

OBSERVACIONES :

[redacted]

[redacted]

L A B BARRERA

DENSIDAD DE SOLIDOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO : CABLEBUS LINEA 3 VASCO DE QUIROGA A CONSTITUYENTES- LOS PINOS

UBICACIÓN: ZONA MILITAR 1F TORRE 8A

FECHA : 13-mar.-23

SONDEO: SPT-16

LABORATORISTA : [redacted]

CALCULISTA : [redacted]

MUESTRA	PROFUNDIDAD m	PIC No	TEMP °C	PIC+Ww gr	PIC+Ww+Ws gr	Wbws gr	Wbw gr	Ws gr	Vs cm3	Ss
4	1.80-2.40	1	21.00	158.49	208.80	687.17	657.28	50.31	20.42	2.464
		3	21.00	163.03	213.55	692.07	662.09	50.52	20.54	2.460
										2.462
13	7.20-7.80	4	21.00	161.92	212.26	690.83	661.05	50.34	20.56	2.448
		6	21.00	162.22	212.49	690.89	661.09	50.27	20.47	2.456
										2.452
15	8.20-8.75	7	21.00	159.86	210.45	688.48	658.96	50.59	21.07	2.401
										2.401

Ws= (PIC+Ww+Ws)-(PIC+Ww)

Vs= Ws+Wbws

OBSERVACIONES : _____

NORMA: _____

[redacted]

[redacted]

12. ANEXO 5. CARGAS ACTUANTES EN UNA TORRE TIPO CONCÉNTRICA

[redacted]

[redacted]

De acuerdo con el análisis estructural de la Torre 37; que es una torre concéntrica, se presentan las cargas siguientes a nivel de cimentación, mismas que ya consideran el peso del dado de cimentación. Estas cargas se tomarán en cuenta como tipo, para las torres concéntricas.

TORRE 37

Combinación Gravitacional con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	1	Combination		10.8294	0	198.5491	-2.9347	214.3148	-8.7492

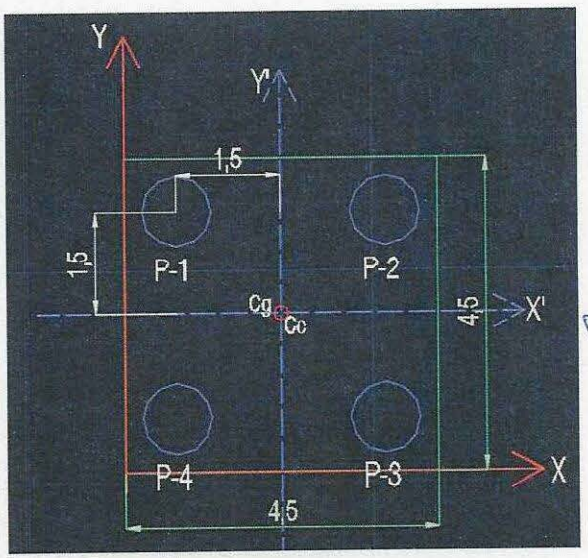
Combinación Sismo con factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	82	Combination	Max	35.1217	-9.8162	165.6727	288.0877	709.1602	-37.7216

Combinación Gravitacional sin factores

Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Base	5	0DespZ	Combination		7.2196	0	144.7686	-1.8517	104.5352	-5.8328

A continuación, se presenta la revisión de incremento de esfuerzos por la gran excentricidad que existe entre el centro de cimentación y el centro de cargas. Así mismo, se presentan las 8 combinaciones correspondientes al sismo, con el 100% actuando en un sentido y el 30% en el otro sentido, para finalmente obtener las cargas máximas y mínimas actuantes cada una de las pilas.



Esquema 5.1. Planta de pilas y referencia de ejes generales y centroidales. Cc: centro de cargas; Cg: centro de pilas

De acuerdo con la posición de las pilas y el punto de aplicación de la carga, se tiene:

Tabla 5.1

Centro geométrico de pilas					
Pila	A (m²)	X (m)	Y (m)	AX (m³)	AY (m³)
1	0.785	0.75	3.75	0.58905	2.94524311
2	0.785	3.75	3.75	2.94524	2.94524311
3	0.785	3.75	0.75	2.94524	0.58904862
4	0.785	0.75	0.75	0.58905	0.58904862
	3.142			**7.1**	**7.1**

X=	2.25	m
Y=	2.25	m

Tabla 5.2

Centro de cargas		
X=	2.25	m
Y=	2.25	m
eX=	0.0	m
eY=	0.0	m

Tabla 5.3

Momentos de inercia, pilas				
Pila	Xi (m)	Yi (m)	$(Xi)^2$	$(Yi)^2$
1	1.5	1.50	2.25	2.25
2	1.5	1.50	2.25	2.25
3	1.5	1.50	2.25	2.25
4	1.5	1.50	2.25	2.25
		Σ=	**9.00**	**9.00**

Ix=	9.00
Iy=	9.00

Para el incremento y decremento de cargas por excentricidad estática:

$$\Delta\sigma_{est} = M_{v\,est\,x}\frac{\pm y_i}{I_x} \pm M_{v\,est\,y}\frac{\pm x_i}{I_y} \quad (5.1)$$

Donde:

- $\Delta\sigma_{est}$ incremento y decremento de carga estática, t
- $M_{v\,est\,x}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje x, t-m
- $M_{v\,est\,y}$ momento de volteo estático por excentricidad, respecto al eje y, t-m
- x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
- y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

Tabla 5.4

Incremento de cargas fact por excentricidad estática				
Mve X=	0.00	t-m		
Mve Y=	0.00	t-m		
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.50	0.00	49.64
2	1.5	1.50	0.00	49.64
3	1.5	1.50	0.00	49.64
4	1.5	1.50	0.00	49.64

Donde:

$$P_{max,min} = \frac{P_{est\,fact}}{No.pilas} \pm \Delta\sigma_{est} \quad (5.2)$$

Donde:

$P_{est\,fact}$ carga máxima factorizada en condición estática, igual a 198.5491 t
$P_{max,min}$ carga máxima y mínima factorizada estática, t
$\Delta\sigma_{est}$ incremento de carga por excentricidad estática, t

Por su parte, los incrementos y decrementos de cargas en condición sísmica en cada una de las pilas se determinó mediante la expresión siguiente:

$$\Delta\sigma_s = M_{vx}\frac{y_i}{I_x} \pm 0.3M_{vy}\frac{x_i}{I_y} \quad (5.3)$$

Donde:

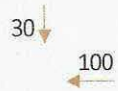
$\Delta\sigma_s$ incremento y decremento de carga por condición sísmica, t
M_{vx} momento de volteo sísmico respecto al eje x, igual a 288.0 t-m
M_{vy} momento de volteo sísmico respecto al eje y, igual a 709.16 t-m
x_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido X
y_i distancia entre el centro de pilas y la pila en revisión, en sentido Y

Se realizaron las 8 combinaciones con las variaciones del 100% del momento de volteo en un sentido y el 30% de momento en el otro sentido:

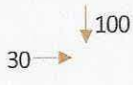
Tabla 5.5

Combinaciones sísmicas para determinación de incrementos y decrementos de cargas en pilas

Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-132.60
2	1.500	1.500	103.79
3	1.500	1.500	132.60
4	1.500	1.500	-103.79



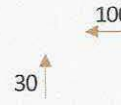
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.50	103.79
2	1.5	1.5	-132.60
3	1.5	1.5	-103.79
4	1.5	1.5	132.60



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-83.47
2	1.5	1.5	-12.56
3	1.5	1.5	83.47
4	1.5	1.5	12.56

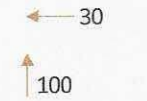
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.5	12.56
2	1.500	1.5	83.47
3	1.500	1.5	-12.56
4	1.500	1.5	-83.47

Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	-103.79
2	1.500	1.500	132.60
3	1.500	1.500	103.79
4	1.500	1.500	-132.60



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.500	1.500	132.60
2	1.500	1.500	-103.79
3	1.500	1.500	-132.60
4	1.500	1.500	103.79

Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	-12.56
2	1.5	1.5	-83.47
3	1.5	1.5	12.56
4	1.5	1.5	83.47



Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσs (t)
1	1.5	1.5	83.5
2	1.5	1.5	12.6
3	1.5	1.5	-83.5
4	1.5	1.5	-12.6

De acuerdo con la revisión de las 8 combinaciones anteriores:

Tabla 5.6

Incrementos max y min sísmicos		
Pila	Δσs max (t)	Δσs max (t)
1	132.60	-132.60
2	132.60	-132.60
3	132.60	-132.60
4	132.60	-132.60

Para la obtención de las cargas máximas y mínimas en cada pila, se tiene:

$$P\,Tot_{fact} = P_{max} \pm \Delta\sigma_s \qquad (5.4)$$

Sustituyendo los valores correspondientes, se tienen las siguientes condiciones de carga en cada una de las pilas analizadas:

Tabla 5.7

Cargas Tot máx y mín factorizadas		
Pila	Ptot max (t)	Ptot min (t)
1	182.24	-82.96
2	182.24	-82.96
3	182.24	-82.96
4	182.24	-82.96

Es muy importante mencionar que esta revisión deberá ser avalada por el área de estructuras del proyecto y verificar la correcta interpretación de carga, momentos, etc.

Tomando en cuenta las cargas máximas y mínimas factorizadas totales de la Tabla 5.7 y las capacidades de carga reducidas a compresión y tensión, se tiene:

Tabla 5.8 Comparativa $\Sigma QF.C < R$

D (m)	R (t)	Ptot max (t)	C_{te} (t)	Ptot min (t)
1.0	1,050.7	182.24	409.1	82.96

Como se puede observar, se cumple con la desigualdad para las cargas actuantes a compresión y tensión.

Para el caso de las cargas de servicio "Combinación Gravitacional sin factores", empleando las expresiones (5.1) y (5.2) y sustituyendo los valores correspondientes:

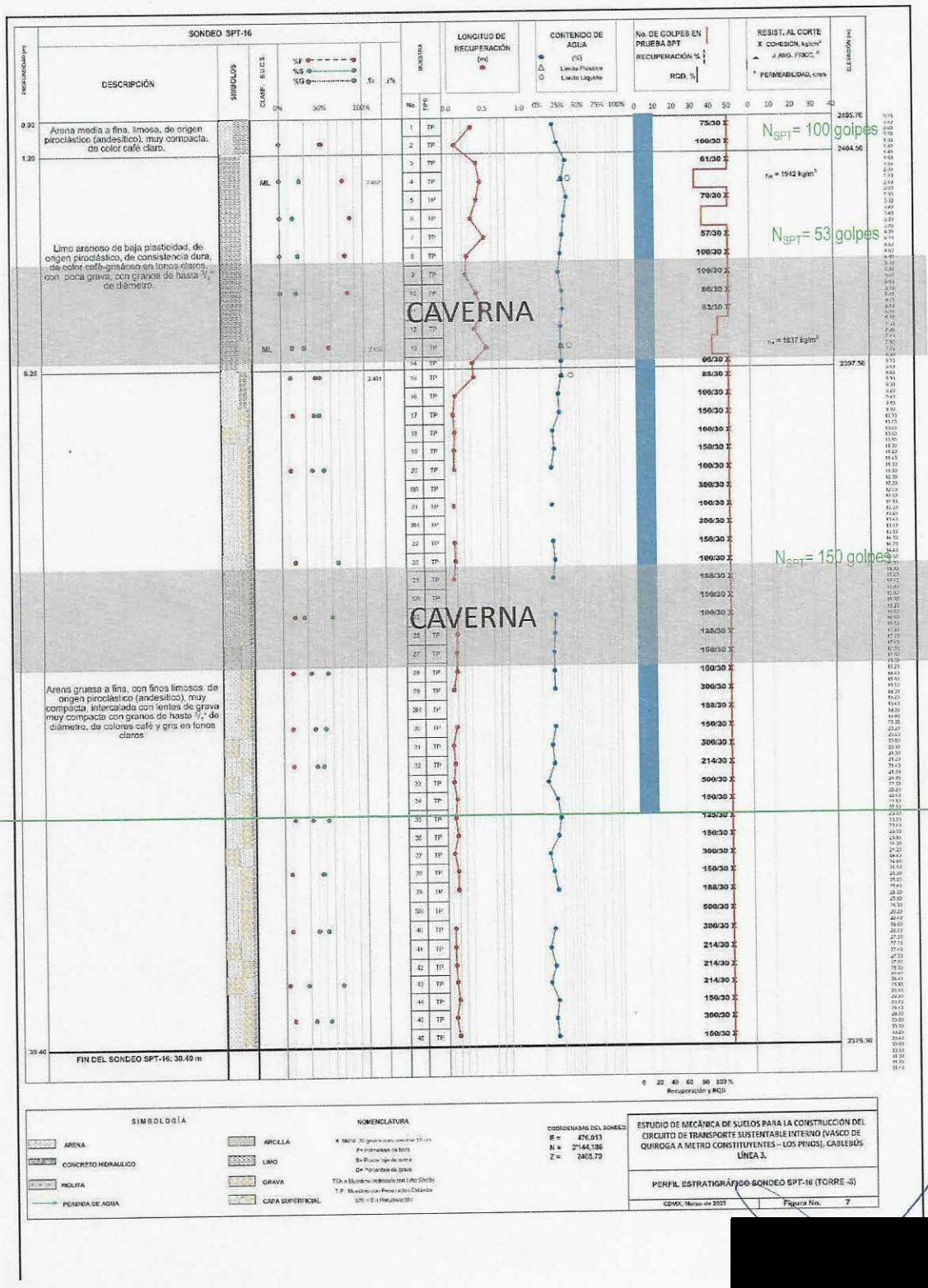
Tabla 5.9

Incremento de cargas serv por excent. estática				
Mve X=	0.00	t-m		
Mve Y=	0.00	t-m		
Pila	Xi (m)	Yi (m)	Δσest (t)	P max (t)
1	1.5	1.5	0.00	36.19
2	1.5	1.5	0.00	36.19
3	1.5	1.5	0.00	36.19
4	1.5	1.5	0.00	36.19

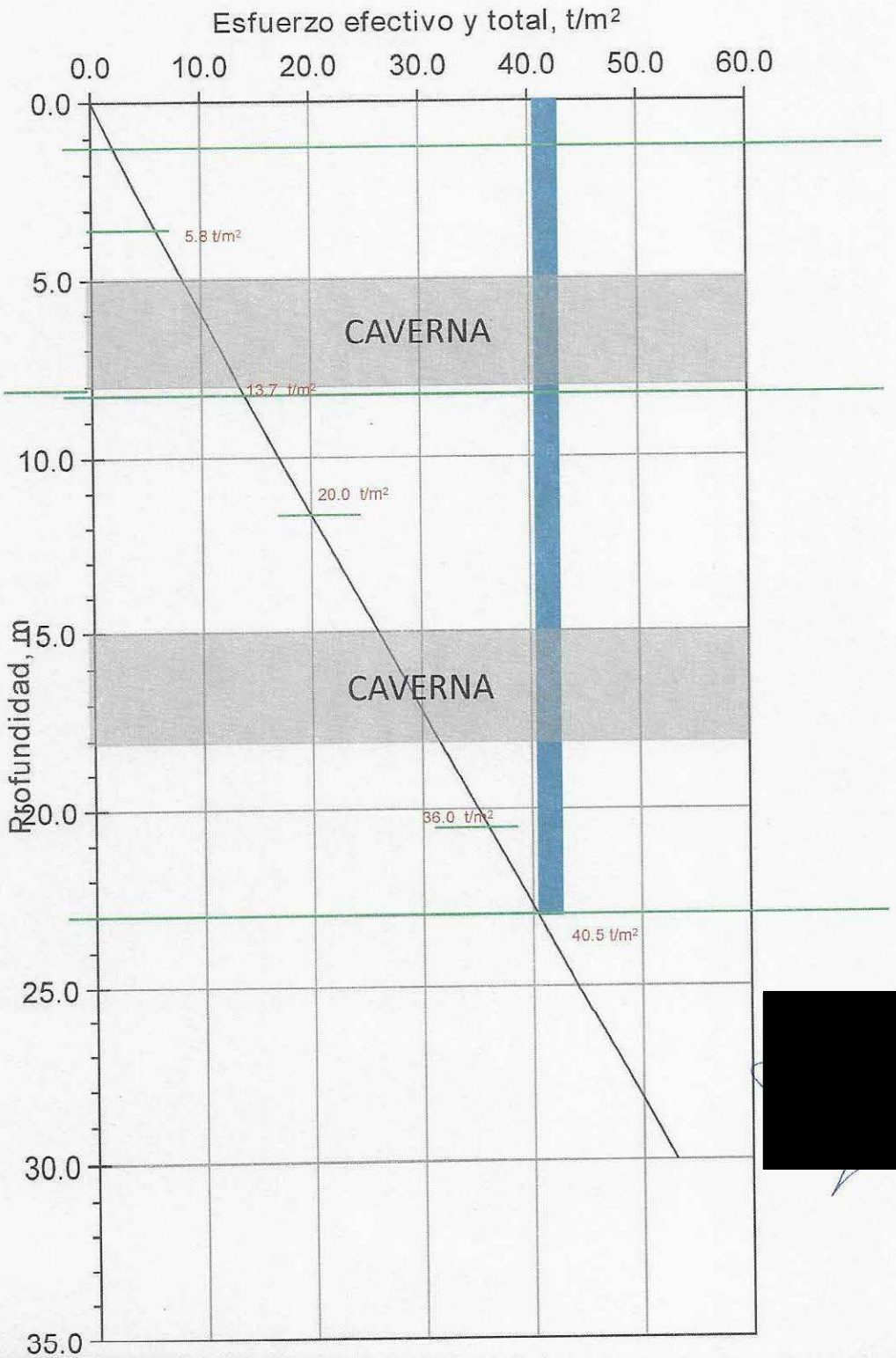
13. ANEXO 6. MEMORIA DE CÁLCULO

[redacted]

TORRE 8, LÍNEA 3 CABLEBÚS, 240423



TORRE 8, LÍNEA 3 CABLEBÚS, 240423



[redacted]

[redacted]

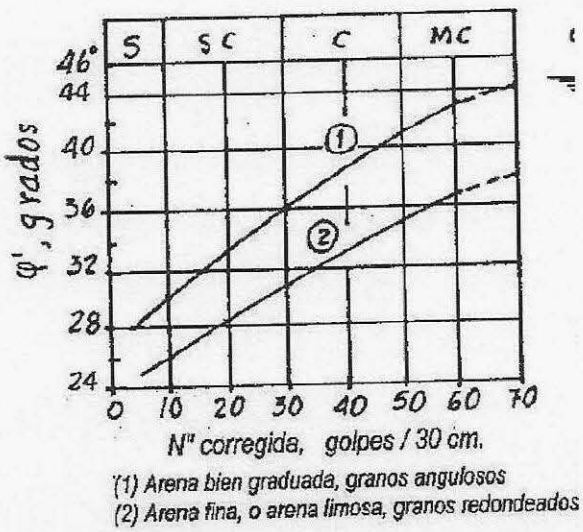
[redacted]

TORRE 8, LÍNEA 3 CABLEBÚS, 240423

TORRE 8. LÍNEA 3 DE CABLEBÚS									
ESTRATO No	PROFUNDIDAD, m		c, t/m²	ϕ, grados	γm, t/m³	E, kg/cm2	ν	Nspt	DESCRIPCION DEL SUELO
	DE	A							
1	0.00	1.20	-	38(**)	1.60	350(**)	0.25	100	Arena limosa. Material café claro y muy compacto.
2	1.20	5.00	-	36(**)	1.70	500(**)	0.25	53	Limo arenoso. Material café grisáceo y de consistencia dura.
3	5.00	8.00	-	CAVERNA					
4	8.00	8.20	-	36(**)	1.70	500(**)	0.30	53	Limo arenoso. Material café grisáceo y de consistencia dura.
5	8.20	15.00	-	38(**)	1.80	800(**)	0.30	150	Arena limosa. Material gris claro y muy compacto.
6	15.00	18.00	-	CAVERNA					
7	18.00	23.00	-	38(**)	1.80	800(**)	0.25	150	Arena limosa. Material gris claro y muy compacto.

c = Parametro de cohesión
ϕ = Ángulo de fricción
γm= Peso volumétrico
(1*) Braja M Das, ref 7
(2*) Manual de la CFE, ref 8

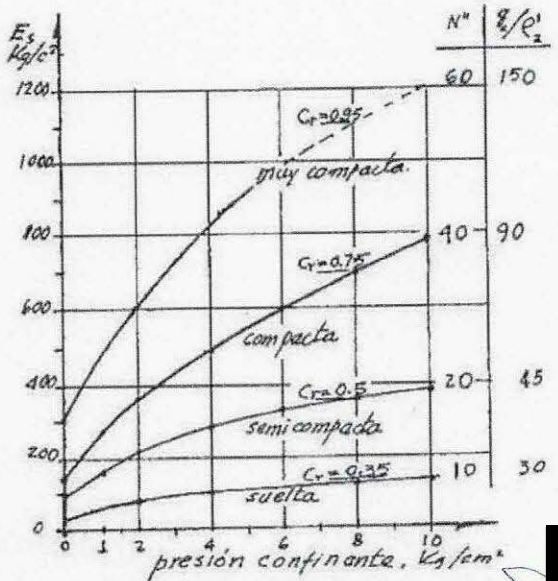
E= Módulo de elasticidad
ν= Relación de Poisson
Nspt= Número de golpes promedio en prueba de penetración estándar
(**) Obtenido por correlación, E Tamez, ref 2.



(1) Arena bien graduada, granos angulosos
(2) Arena fina, o arena limosa, granos redondeados

(a)

Tipo de suelo	E MPa
Arcilla:	
muy blanda	0.3 – 3
blanda	2 – 4
media	4.5 – 9
dura	7 – 20
arenosa	30 – 42.5
Arena:	
limosa	5 – 20
suelta	10 – 25
compacta	50 – 100
Arena con grava:	
suelta	10 – 25
compacta	80 – 200
Limo	2 – 20



b) Módulo de Young para arena limosa media, en prueba triaxial drenada, para diferentes presiones confinantes y compacidades relativas

Tipo de suelo	ν
Arcilla saturada	0.4 – 0.5
Arcillas no saturada	0.1 – 0.3
Arcilla arenosa	0.2 – 0.3
Limo	0.3 – 0.35
Arena densa	0.2 – 0.4
Arena gruesa (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.15
Arena fina (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.25
Loess	0.1 – 0.3

Capacidades de carga de pilas, Abril 2023. **T-8** LÍNEA 3 DE CABLEBÚS (CONSIDERANDO CAVERNA DE 5.0 A 8.0 M Y DE 15.0 M A 18.0 Y PUNTA CON EMPOTRE DE 15 M, LIMITANDO LA PUNTA A 900 t/m2).

Diametro de pila m	Área lateral, A_L m^2	Área de punta A_p m^2	Capacidad por fricción, C_f t	Capacidad por punta, C_p t	Peso de pila t	Capacidad de carga reducida, R t	Compresión t	Tensión t	Deformación, cm	Esf, kg/cm2	Kv, ton/cm	K, kg/cm^3
1.0	66.0	0.785	383.4	706.9	39.6	1050.7	1050.7	409.1	5.15	95.6	145.7	18.6
1.2	79.2	1.131	460.1	1017.9	57.0	1421.0	1421.0	497.2	5.93	89.7	171.2	15.1
1.4	92.4	1.539	536.8	1305.4	77.6	1764.6	1764.6	587.2	6.35	81.9	198.5	12.9

Capacidades de carga de pilas, Abril 2023. **T-8** LÍNEA 3 DE CABLEBÚS (CONSIDERANDO TRABAJO SOLO DE FRICCIÓN Y DEFORMACIÓN DE 1.0 CM).

Diametro de pila m	Área lateral, A_L m^2	Área de punta A_p m^2	Capacidad por fricción, C_f t	Capacidad por punta, C_p t	Peso de pila t	Capacidad de carga reducida, R t	Compresión t	Tensión t	Deformación, cm	Esf, kg/cm2	Kv, ton/cm	K, kg/cm^3
1.0	66.0	0.785	383.4	0.0	39.6	343.8	343.8	409.1	1.00	31.3	245.6	31.3
1.2	79.2	1.131	460.1	0.0	57.0	403.1	403.1	497.2	1.00	25.5	287.9	25.5
1.4	92.4	1.539	536.8	0.0	77.6	459.2	459.2	587.2	1.00	21.3	328.0	21.3

F_R=	0.65	
D_p=	1.00	m
P_p=	3.14	m
P_v=	40.50	t/m^2
F_R=	0.35	
A_p=	0.79	m^2
ϕ=	38	°
N_{max}=	255.48	
N_{min}=	56.76	
L_e=	15.00	m
N'_c=	255.48	
C_p=	2876.07	ton

SUELOS FRICCIONANTES

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1} \overline{P}_{vi} \beta_i L_i$$

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z_i}; \quad 0.25 \le \beta \le 1.2$$

$$C_p = \left(\overline{p}_v N_q^* F_R + p_v\right) A_p$$

$$N_q^* = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B\tan(45° + \phi/2)}$$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{máx}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{mín}$	7	11.5	20	39	78	130

SUELOS COHESIVOS

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^{m} \alpha_i c_{ui} L_i$$

$$\alpha_i = 0.5\sqrt{\frac{\overline{p}_{vi}}{c_{ui}}}$$

ESTRATO	De, m	a, m	Zi, m	Li, m	γ i, t/m^3	P vi, t/m^2	c, t/m^2	β , α	Cf, ton
Arena limosa. Material café claro y muy compacto.	0.00	2.00	1.00	2.00	1.60	0.00	-		0.00
Limo arenoso. Material café grisáceo y consistencia dura.	2.00	5.00	3.50	3.00	1.70	5.80	-	1.05	37.34
	5.00	8.00	CAVERNA						
Limo arenoso. Material café grisáceo y consistencia dura.	8.00	8.20	8.10	0.20	1.70	13.70	-	0.82	4.57
Arena limosa . Material gris claro y muy compacto.	8.20	15.00	11.60	6.80	1.80	20.00	-	0.68	189.57
	15.00	18.00	CAVERNA						
Arena limosa . Material gris claro y muy compacto.	18.00	23.00	20.50	5.00	1.80	36.00	-	0.41	151.93

Cf= 383.42 ton

[redacted]

TORRE 8, LÍNEA 3 CABLEBÚS, 240423

Proyecto: T-8, CABLEBUS LINEA 3 (Abril 2023)

Memoria de cálculo:

CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS DE ACUERDO CON LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, DICIEMBRE 2017

1.- PROPIEDADES DEL SUELO Y DIMENSIONES DE LAS PILAS

$B := 1.0, 1.2 .. 1.4$	Diámetro de las pilas, m
$L := 23$	Longitud de las pilas, m
$Le := 15$	Longitud de la pila empotrada en el estrato resistente, m
$\gamma 1 := 1.75$	Peso volumétrico de estrato superior, t/m^3
$\phi 1 := 0$	Ángulo de fricción del estrato superior, °
$\gamma 2 := 1.75$	Peso volumétrico de estrato resistente, t/m^3
$\phi 2 := 38$	Ángulo de fricción del estrato resistente, °
$\gamma w := 0$	Peso volumétrico del agua, t/m^3

2.- CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, INCISO 3.6.1.1

$Fr1 := 0.35$ Factor de resistencia

$Pv := 40.25$ Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, t/m^2

$P'v := (\gamma 1 - \gamma w)\cdot(L - Le) + (\gamma 2 - \gamma w)\cdot Le$ $P'v = 40.25$ Presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, t/m^2

$P'v := 40.25$ Presión vertical efectiva real debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas

$$Ap(B) := \frac{\pi \cdot B^2}{4}$$ Área transversal del área de la base de la pila, m^2

$$a1(B) := \frac{Le}{B}$$

$a1(B) =$

15.00
12.50
10.71

[redacted]

TORRE 8, LÍNEA 3 CABLEBÚS, 240423

$$a2 := 4\cdot\tan\left[\left(45+\frac{\phi 2}{2}\right)\cdot\frac{\pi}{180}\right] \qquad a2 = 8.20$$

Cálculo del coeficiente de capacidad de carga, ec. 3.15, 3.16 y Tabla 3.3

$$Nmax := 0.3306e^{0.175\cdot\phi 2} \qquad Nmax = 255.48$$

$$Nmin := 0.5916e^{0.1201\cdot\phi 2} \qquad Nmin = 56.76$$

$$Nq(B) := if\left[a1(B) > a2, Nmax, Nmin + Le\cdot\frac{Nmax - Nmin}{4\cdot B\cdot\tan\left[\left(45+\frac{\phi 2}{2}\right)\cdot\frac{\pi}{180}\right]}\right]$$

Coeficiente de capacidad de carga

$Nq(B) =$

255.48
255.48
255.48

Coeficiente de capacidad de carga

$$Cp(B) := (P'v\cdot Nq(B)\cdot Fr1 + Pv)\cdot Ap(B)$$

Capacidad de carga por punta, t, ec. 3.14

$B =$	$Cp(B) =$
1.00	$2.86\cdot10^3$
1.20	$4.12\cdot10^3$
1.40	$5.60\cdot10^3$

Capacidad de carga por punta, t, ec. 3.14

TORRE 8, LÍNEA 3 CABLEBÚS, 240423

3.- ASENTAMIENTOS LIMITANDO LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA A 900 t/m². PILA DE 1.0 M DE DIAMETRO.

$Es := 800$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm². (Figura 9, valores determinados por e Ing ETG a partir de los resultados obtenidos en pruebas de carga realizadas en pilas).

$\upsilon := 0.25$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m³

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm²

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm²

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm²

$Cp(B) := 706.9$ ton $Cf(B) := 383.42$ ton $(B) := 1.0$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66\,Cf(B)}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.00$ $\rho c(B) = 1.00$ $\rho s(B) = 4.14$ $\rho t(B) = 5.15$

TORRE 8, LÍNEA 3 CABLEBÚS, 240423

4.- ASENTAMIENTOS LIMITANDO LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA A 900 t/m². PILA DE 1.2 M DE DIAMETRO.

$Es := 800$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm². (Figura 9, valores determinados por e Ing ETG a partir de los resultados obtenidos en pruebas de carga realizadas en pilas).

$\upsilon := 0.25$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m³

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm²

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm²

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm²

$Cp(B) := 1017.9$ ton $Cf(B) := 460.1$ ton $(B) := 1.2$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66\,Cf(B)}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.20$ $\rho c(B) = 0.96$ $\rho s(B) = 4.97$ $\rho t(B) = 5.93$

5.- ASENTAMIENTOS LIMITANDO LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA A 900 t/m². PILA DE 1.4 M DE DIAMETRO.

$Es := 800$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm². (Figura 9, valores determinados por e Ing ETG a partir de los resultados obtenidos en pruebas de carga realizadas en pilas).

$\upsilon := 0.25$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m³

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm²

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^5$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm²

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm²

$Cp(B) := 1305.4$ ton $Cf(B) := 536.8$ ton $(B) := 1.4$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66\,Cf(B)}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10 \cdot \left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.40$ $\rho c(B) = 0.89$ $\rho s(B) = 5.46$ $\rho t(B) = 6.35$

TORRE 8, LINEA 3 CABLEBUS, 240423

6.- ASENTAMIENTOS LIMITANDO LA CAPACIDAD DE CARGA

$Es := 800$ módulo de elasticidad del suelo en kg/cm². (Figura 9, valores determinados por el Ing ETG a partir de los resultados obtenidos en pruebas de carga realizadas en pilas).

$\upsilon := 0.25$ módulo de Poisson

Propiedades del material que compone la pila

$\gamma c := 2.4$ peso volumétrico del concreto en t/m³

$f'c := 400$ resistencia del concreto a la compresión, en kg/cm²

$Ec := \sqrt{f'c} \cdot 14000$ $Ec = 2.80 \times 10^{5}$ módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm²

$fy := 4200$ esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm²

$Cp(B) := 0$ ton $Cf(B) := 242$ ton $(B) := 1.0$ m

2.1.4 Asentamiento elástico de la columna de concreto ρc

$$\rho c(B) := \frac{Cp(B) + 0.66\,Cf(B)}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot \left(\frac{L}{Ec}\right) \cdot 100$$

2.1.5 Asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila ρs

$$\rho s(B) := \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)}{4 \cdot Es} \cdot \frac{Cp(B) \cdot B}{10\left(\frac{B^2 \cdot \pi}{4}\right)} \cdot 100$$

2.1.6 Asentamiento total en la cabeza de la pila ρt

$$\rho t(B) := \rho c(B) + \rho s(B)$$

$B = 1.00$ $\rho c(B) = 0.17$ $\rho s(B) = 0.00$ $\rho t(B) = 0.17$

TORRE 8, LÍNEA 3 CABLEBÚS, 240423

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE 8				
Módulos de reacción horizontal para pilas, ref -6				
		1.00	1.20	1.40
Profundidad, m		Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a			
0.00	1.20	1.99	1.66	1.42
1.20	5.00	6.69	5.58	4.78
5.00	8.00	CAVERNA		
8.00	8.20	17.49	14.57	12.49
8.20	15.00	38.53	32.11	27.52
15.00	18.00	CAVERNA		
18.00	23.00	68.09	56.74	48.64

PROYECTO CABLEBUS LINEA 3, TORRE 8

Módulos de reacción horizontal para dado, ref 6

Ancho de la zapata, B= 4.50 m

Profundidad, m		z m	Material		k_2	z/B	Modulos de reacción K_h, $ton/m^2.cm$	Modulos de reacción K_h, Kg/cm^3
De	a	--	--	N, golpes				
0.00	1.20	0.60	Arena limosa.	100.0	120.0	0.1	4.4	0.44

[redacted]