



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

**PARÁMETROS DE DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LA LUMBRERA 4
DEL TÚNEL EMISOR ORIENTE**

**TESIS PARA OBTENER EL GRADO
DE LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL**

**PRESENTA:
DAVID ARMENDARIZ FIERRO**

**ASESOR:
M. I. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA**

Octubre 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Al profesor, el M. I. Sergio Macuil Robles, por su enorme apoyo en la parte de investigación de este trabajo de tesis.

A mi tutor de tesis, el M. I. Héctor Sanginés García, por su tiempo invertido en guiar y corregir la tesis.

A mis hermanos, Juan Francisco Noria Jiménez, Horacio Nava Vázquez y Carlos Santa Cruz Núñez, por su maravillosa compañía a lo largo de todos estos años como estudiante.

A Itzel Medina Peña, por ese incansable amor que ha sido un enorme apoyo en todos los logros que llevo hasta estos momentos de mi vida.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	4
2. GEOLOGÍA DEL SITIO.....	8
3. ESTUDIOS REALIZADOS.....	13
3.1. Estudios de campo.....	13
3.2. Estudios de laboratorio.....	22
4. CONSIDERACIONES EN ESTADOS LÍMITE DE FALLA.....	25
4.1. Empujes horizontales.....	25
4.2. Estabilidad de la zanja para el muro Milán.....	27
4.3. Estabilidad de la zanja para el muro Milán con concreto.....	28
4.4. Capacidad por fricción y punta.....	31
4.5. Revisión del fondo de la excavación.....	32
4.6. Revisión de falla por subpresión.....	34
4.7. Revisión por flotación.....	35
5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	36
5.1. Brocal.....	36
5.2. Excavación de tableros.....	37
5.3. Lodo bentonítico.....	39
5.4. Paneles.....	40
5.5. Sistema de bombeo previo a la excavación del núcleo.....	43
5.6. Excavación del núcleo.....	44
6. CONCLUSIONES.....	46
ANEXOS.....	50
BIBLIOGRAFÍA.....	57

1. INTRODUCCIÓN

La Zona Metropolitana del Valle de México es el centro político y económico del país. Concentra cerca del 20% de la población nacional, misma que demanda servicios básicos que ejercen una presión sobre los recursos naturales de su entorno inmediato y en las cuencas cercanas.

La infraestructura desarrollada para proporcionar los servicios descritos, en la actualidad es insuficiente, la modernización y ampliación de esta representa el reto de recuperar el equilibrio hidrológico de la Cuenca y contribuir, de manera decisiva, a la viabilidad de la Zona Metropolitana en el mediano y largo plazos, ya que ante condiciones de precipitaciones extraordinarias y mantenimiento, el riesgo de inundaciones severas en el Valle de México es inminente, una catástrofe de grandes magnitudes resultaría inevitable si no se llevan a cabo acciones oportunas y las obras necesarias para mitigar ese riesgo.

Actualmente, el Emisor Central es prácticamente el único conducto por el que pueden salir las aguas del Valle de México, ya que el histórico Gran Canal del Desagüe, anteriormente responsable de tal tarea, ha perdido pendiente hidráulica por causa del hundimiento regional que aqueja a la Ciudad de México y con ello buena parte de su capacidad de desalojo.

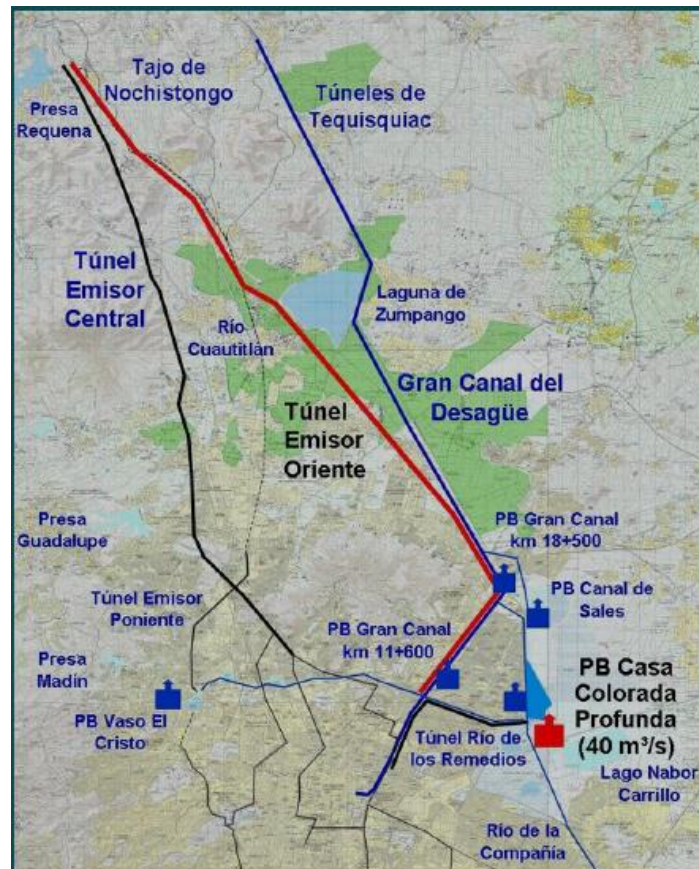
La construcción del Emisor Oriente como drenaje alternativo al Emisor Central, además de ampliar la capacidad de desagüe del Valle de México, permitirá realizar los trabajos de mantenimiento necesarios en ambos drenajes para una adecuada operación del sistema.

El Túnel Emisor Oriente tendrá una longitud aproximada de 62 km; a lo largo de su recorrido se auxiliará, para su construcción y posterior operación, de 24 Lumbreras y un Portal de Salida.

El túnel inicia en la intersección de las Av. Gran Canal y Río de los Remedios; corre casi paralelo a la margen izquierda del Gran Canal con dirección Norte-Oriente unos 10 km; cambia su dirección hacia el Norte-Poniente, por la margen derecha del Gran Canal, y cruza los municipios de Ecatepec, Coacalco y Tultepec, a lo largo de otros 20 km. A partir de este punto se separa del Gran Canal, pasa al poniente de la Laguna de Zumpango y cruza los municipios de Teoloyucan y Huehuetoca por 20 km más; después sigue por la margen derecha del Tajo de Nochistongo, atraviesa el municipio de Melchor Ocampo, y llega al Portal de Salida en el Ejido de Conejos, en el Estado de Hidalgo.

Las Lumbreras estarán distantes entre sí unos 2.5 km en promedio, alcanzarán profundidades variables desde 32 m hasta 149 m, y se construirán en sitios con diferentes características geotécnicas. De la Lumbarrera L-00 a la Lumbarrera L-07 la pendiente del túnel será 0.19%; de la Lumbarrera L-07 al Portal de salida la pendiente será 0.15%. En la siguiente figura se muestra un esquema general de la trayectoria del Túnel Emisor Oriente.

Figura 1. Trayectoria del Túnel Emisor Oriente



Objetivo

Como parte de los elementos requeridos en la construcción del Túnel Emisor Oriente (TEO), se realizó El proyecto Ejecutivo de la Lumbarrera L-04, que como se mencionó anteriormente es parte de este proyecto para recuperar el equilibrio hidrológico de la cuenca y con él se pretende ampliar la capacidad de desagüe del Valle de México, realizar los trabajos de mantenimiento necesarios en ambos drenajes para una adecuada operación del sistema.

Como parte de los trabajos necesarios, se realizaron los estudios de campo y laboratorio, en cuyo análisis se esperó cumplir satisfactoriamente con los factores de seguridad, es decir, obtener valores por arriba de los límites permitidos. Con

esto también se esperó garantizar la seguridad en el proceso de excavación y de desplante de las estructuras que comprenden el conjunto de la lumbrera.

Su construcción se hizo considerando el método de Muro Milán. Desde el nivel de plataforma de trabajo (nivel 0.0 m) y hasta el nivel -51.00 m. La finalidad de esta lumbrera es de operación.

Ubicación

La Lumbrera No. 04 se localiza en el Cadenamiento. 8+207.963 de lo que será el Túnel Emisor Oriente (TEO). La Figura 2 muestra una vista aérea de la ubicación de Lumbrera.

Figura 2. Vista aérea de la ubicación de lumbrera 4



Los datos topográficos son los siguientes:

- Coordenadas: $X = 496,363.652$ $Y = 2,163,361.410$
- Elevación de Brocal: 2,234.207 (msnm).
- Elevación de Plantilla de túnel: 2,188.402 (msnm)
- Profundidad de Lumbrera a nivel de rasante hidráulica: 45.805 (m)
- Profundidad Muro Milán 51.0 (m)

El proyecto geotécnico de la lumbrera, consideró las características mecánicas y las propiedades índices de los materiales existentes en el lugar donde se ubica la lumbrera.

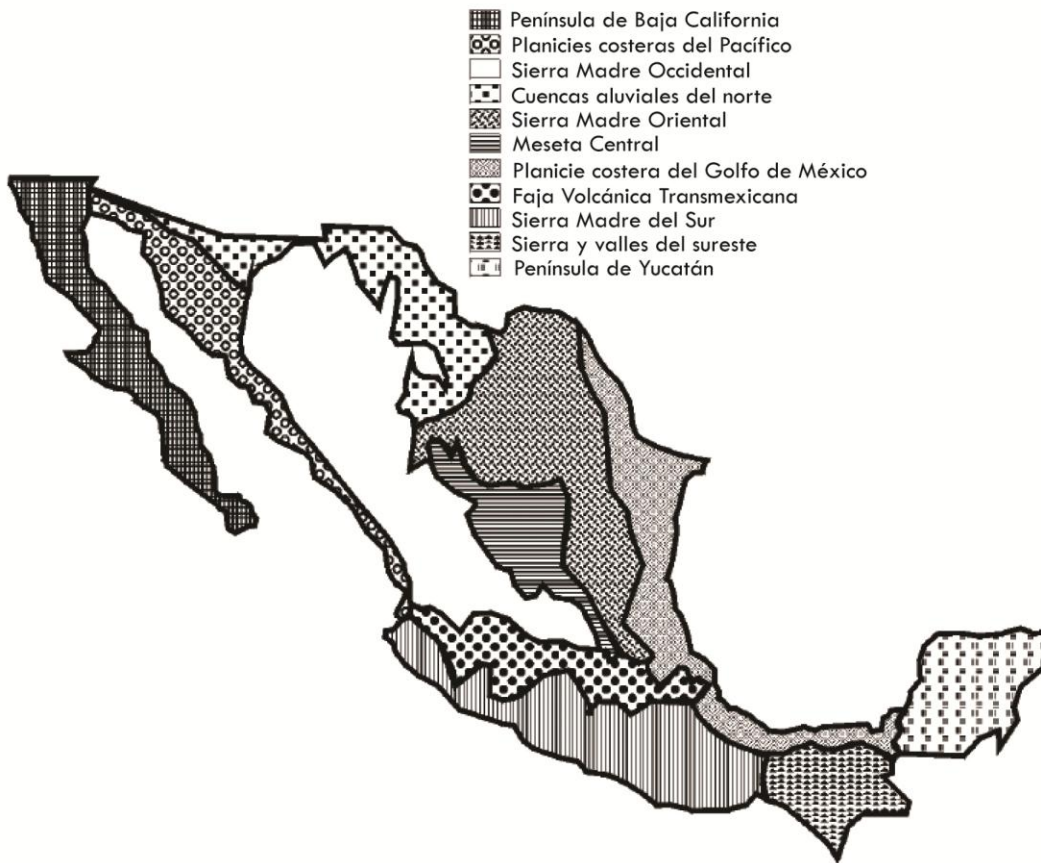
Se atendieron los resultados y las recomendaciones del estudio de Ingeniería Básica y los estudios complementarios. De igual manera que en el túnel, se elaboró el perfil stratigráfico, que contiene los parámetros de diseño que se pidieron para la Lumbrera.

2. GEOLOGÍA DEL SITIO

Como parte de los estudios generales que se realizaron para el conocimiento inicial del tipo de suelo en el cual se llevará a cabo la construcción del Túnel Emisor Oriente (TEO) y en específico de la lumbrera 4 del mismo, se presenta a continuación una descripción general de la geología del Valle de México.

Fisiográficamente, el Valle de México forma parte del denominado Eje Neovolcánico o Faja Volcánica Transmexicana (figura 3), la cual se extiende en dirección este-oeste, atravesando la República Mexicana. Esta zona se considera una provincia fisiográfica independiente al resto de la república.

Figura 3. Provincias geológicas de la República Mexicana



El Valle de México se encuentra limitado por elevaciones topográficas de origen volcánico como son la Sierra de Guadalupe al norte, la Sierra de las Cruces al poniente, la Sierra del Chichinautzin al sur, el volcán del Ajusco al suroeste y la Sierra Nevada al oriente, como puede apreciarse en la figura 4.

Figura 4. Geomorfología y fisiografía de la Cuenca del Valle de México



Entrando un poco más a fondo en lo que respecta a la geología, el Valle de México se caracteriza por estar constituido de materiales volcánicos (lavas y piroclásticos) intercalados con aluviones y cubiertos en la parte central por arcillas lacustres. La mayor parte de las rocas y materiales que forman el subsuelo son permeables.

Los materiales que constituyen el subsuelo corresponden a una intercalación de productos volcánicos tales como lavas, tobas y cenizas que incluyen materiales granulares que fueron transportados por ríos y arroyos provenientes de las partes topográficamente altas que circularon hacia los valles. Cubriendo a dichos materiales y en espesores variables, se encuentran arcillas y arenas finas que son el producto del sedimento de los antiguos lagos.

Con el objeto de mostrar la distribución de las rocas y materiales que constituyen el subsuelo de la Ciudad de México, las figuras 5 y 6 muestran las secciones geológicas de la porción meridional que corresponden al Valle de México.

Figura 5. Secciones geológicas de la porción meridional de la Cuenca del valle de México (Sur-Norte)

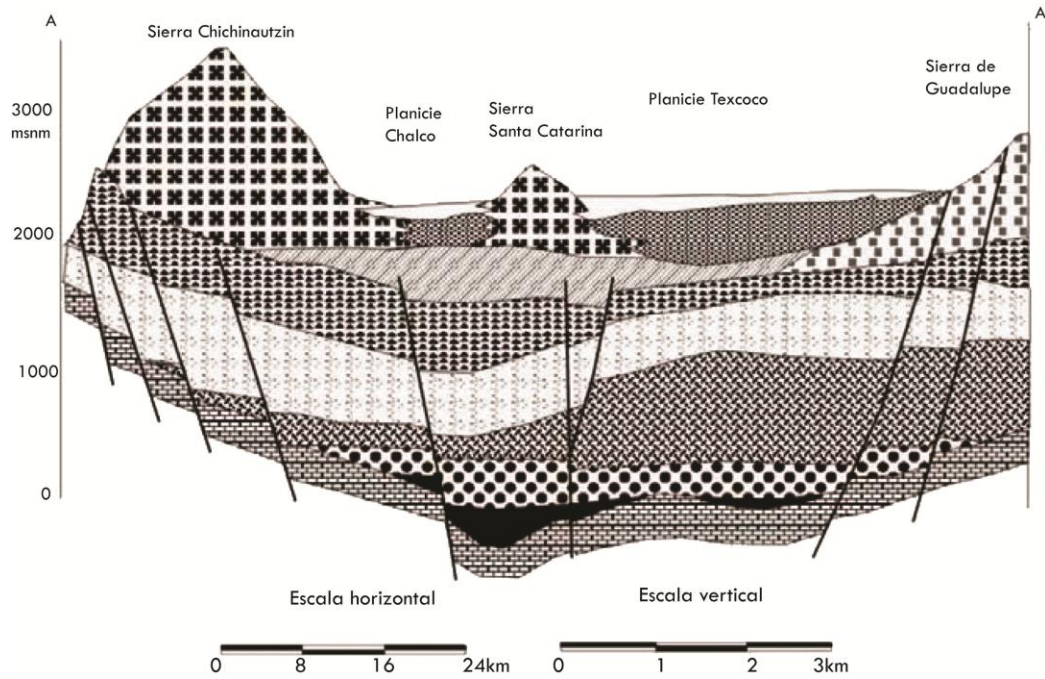
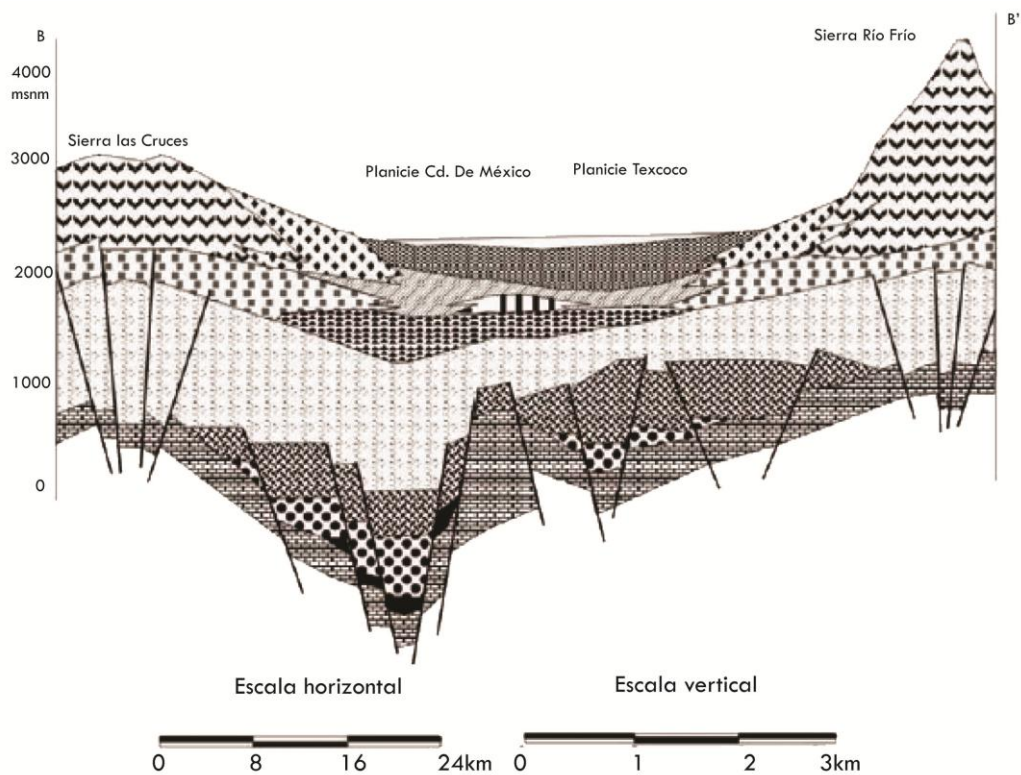
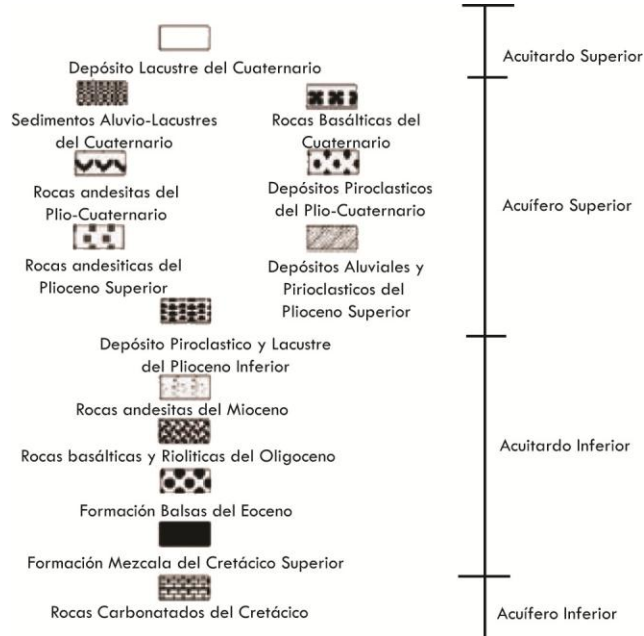


Figura 6. Secciones geológicas de la porción meridional de la Cuenca del valle de México (Oeste-Este)



Acotaciones de figura 5 y 6



Una vez hecho esta recopilación de características geológicas del valle de México, se ubicó la lumbrera 4 del TEO cerca de la Sierra de Guadalupe por lo que la zona geológica se caracteriza de manera general por ser depósitos lacustres del Cuaternario. Esto significa que se cuenta con suelo del tipo blando y que dicha clasificación sirvió para saber el tipo de equipo de excavación que se utilizó, y los criterios y especificaciones se debieron tomar en cuenta para llevar a cabo todas las actividades correspondientes al diseño y procedimiento constructivo de la lumbrera.

El siguiente cuadro resume las unidades de roca y materiales que subyacen en la Ciudad de México, así como algunas de sus características principales.

Tabla 1. Características principales de las rocas y materiales que subyacen en la Ciudad de México

Unidad Hidro-geológica	Unidades litoestratigráficas	Simbología	Principales características			Grado de Permeabilidad
			Conductividad hidráulica horizontal (m/s)	Coefficiente de Almacenamiento Específico (m ⁻¹)	Rendimiento específico	
Acuitado superior	Arcillas lacustres del cuaternario	Qla	10 ⁻⁹ – 10 ⁻⁷	5 x 10 ⁻²	-	2
Acuífero Principal	Depósitos Aluviales del Cuaternario (gravas y arenas)	Qal	5.8E-6 – 5.2E-3	3.1E-7 – 9.4E-5	0.01 – 0.18	5
	Rocas volcánicas Basálticas del cuaternario (derrames lávicos, lapilli y cenizas)	Qb	1.7E-5 – 2.3E-2	-	0.1 – 0.27	7
	Formación tarango (tobas, brechas y aglomerados volcánicos)	TQp	2.0E-6 – 1.0E-4	-	0.014 – 0.11	4
	Rocas volcánicas andesíticas del Plio-Cuaternario (derrames lávicos, tobas y brechas volcánicas fracturadas)	TQv	-	-	-	6
	Rocas volcánicas basálticas y andesíticas	Tpba	1.4E-5 – 5.8E-3	-	0.03 – 0.12	3
Acuífero Inferior	Secuencia estratigráfica del Plioceno inferior (tobas, brechas y aglomerados volcánicos andesíticos)	Tppc	1.2E-6 – 3.6E-4	1.2E-7 – 1.7E-4	-	4
	Rocas volcánicas andesíticas del Plioceno inferior	Tpv	4.4E-6 – 1.0E-4	4.4E-6 – 1.4E-4	0.03	4
Basamento hidrogeológico	Depósitos lacustres del Plioceno inferior (arcillas y limos)	Tpla	-	-	-	1
	Rocas volcánicas andesíticas del Mioceno (tobas, brechas y aglomerados fracturados)	Tmv	-	-	-	1
	Rocas volcánicas riolíticas y basálticas del Oligoceno (tobas, brechas y aglomerados)	Tov	-	-	-	1

7 = mayor permeabilidad
1 = impermeable

3. ESTUDIOS REALIZADOS

3.1. Estudios de campo

Una vez hecho una descripción general de la zona geológica donde se ubica la lumbrera, se procedió a realizar los estudios de campo los cuales arrojaron características más específicas. De estos estudios también se obtuvieron las muestras para poder realizar los estudios de laboratorio.

De lo programado para los estudios de campo se requirieron los siguientes:

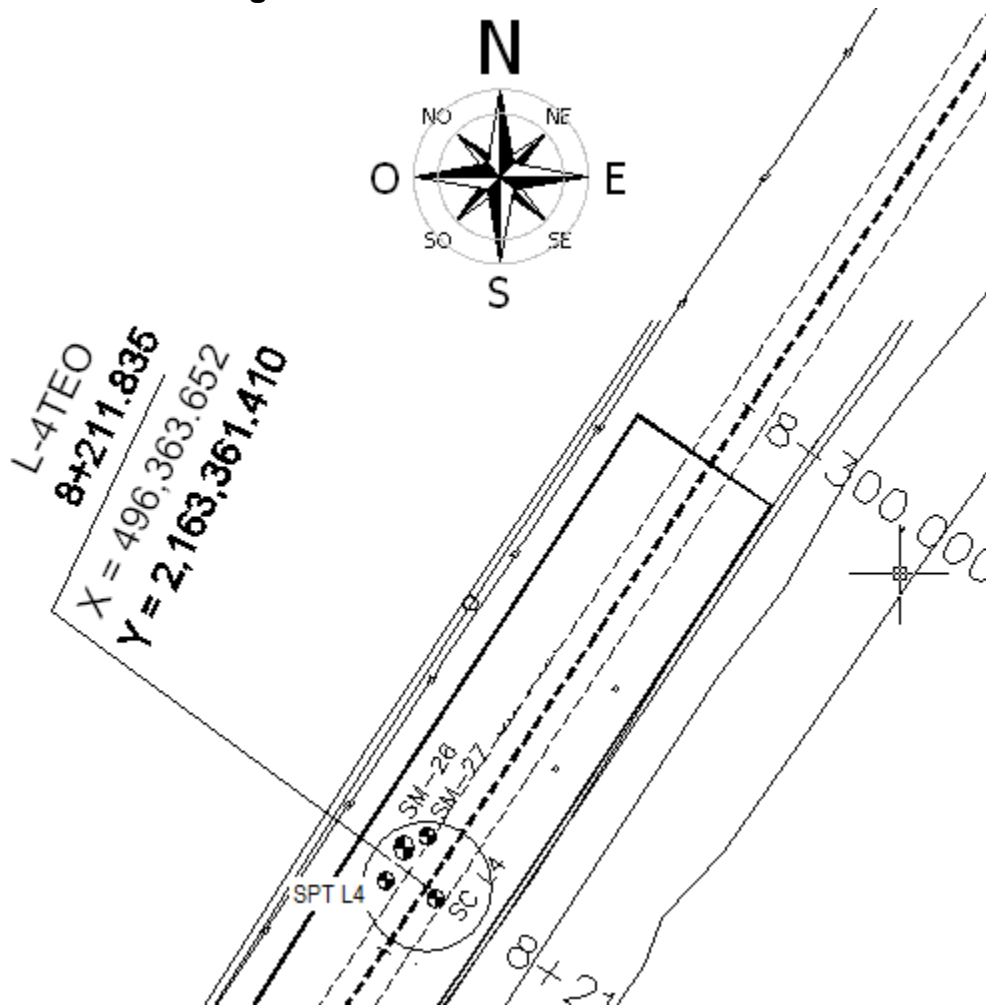
- Prueba de Penetración Estándar (SPT).
- Sondeo Continuo (Penetración con Cono Eléctrico).
- Sondeo Mixto.
- Sondeo Selectivo.
- Estudio de Cross Hole.

La ubicación de los sondeos fue como se muestra en las coordenadas de la figura 7. Las coordenadas de cada uno de los sondeos realizados son las siguientes:

Tabla 2. Coordenadas topográficas de los sondeos realizados en el sitio de la lumbrera 4

Sondeo	Tipo de sondeo	Coordenada X	Coordenada Y
SPT-L4	Penetración Estándar	496,357.370	2,163,362.318
SC-L4	Sondeo Continuo	496,364.961	2,163,359.574
SM-26	Sondeo Mixto	496,363.701	2,163,369.098
SM-27	Sondeo Selectivo (SS)	496,363.701	2,163,369.098

Figura 7. Ubicación de sondeos



Método de Penetración estándar

Este procedimiento es el más usado en la Ciudad de México por brindar los mejores resultados en la práctica y una información más útil en relación al subsuelo y no solo en lo referente a descripción del mismo.

La prueba permite para suelos friccionantes conocer la compacidad, mientras que para los suelos plásticos nos da una idea de la resistencia a la compresión simple. Este método tiene implícito una recolección de muestras alteradas para su posterior análisis en laboratorio.

Como equipo necesario se requiere de un muestreador llamado penetrómetro, que se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg que cae desde 76 cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea de un trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiéndolo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa y una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación se debe hacer penetrar el muestreador en toda su longitud y extraer la muestra.

El resultado del ensayo es el golpeo SPT o Resistencia a la Penetración Estándar:

$$N_{SPT} = N_{15 - 30} + N_{30 - 45}$$

Si el número de golpes requerido para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, supera los 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes.

Hasta aquí, el ensayo **SPT** se considera finalizado cuando se alcanza este valor. (Por ejemplo, si se ha llegado a 50 golpes en 120 mm en el intervalo entre 15 y 30 centímetros, el resultado debe indicarse como $N_{0 - 15} / 50$ en 120 mm, R).

El muestreador **SPT** suele tener una longitud interior de 60 centímetros, por ello es frecuente hincar mediante golpeo hasta llegar a esta longitud, por lo que se tiene un resultado adicional que es el número de golpes $N_{45 - 60}$. Proporcionar este valor no está normalizado, no constituye un resultado del ensayo, solo tiene una función indicativa.

Resultados de los estudios de Campo

Estratigrafía

De los resultados anteriores de exploración geotécnica realizada en la lumbrera 4, se puede dar una descripción más detallada de los distintos tipos de estratos y algunas de sus características. En general y hasta la profundidad explorada se encontraron suelos lacustres y aluviales, formando diez unidades estratigráficas mostradas a continuación:

A Costra superficial. De 0m a 1.40m de profundidad se encuentra una arcilla limosa de color café claro de consistencia muy firme con un lente arenoso dentro del primer metro de profundidad (de 0.50m a 0.70m). La resistencia máxima a la penetración del cono eléctrico para el lente arenoso es de 5000 kPa, mientras que la resistencia mínima a la penetración del cono eléctrico en la arcilla es de 500 kPa. El símbolo para este estrato de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es *CH*.

B. Arcilla. De 1.40m a 14.30m de profundidad; se trata de arcilla de consistencia blanda y de alta plasticidad con presencia de materia orgánica. En este estrato se cuenta con dos lentes arenosos, de 3.30m - 4.5m y de 9.5m – 11.2m. La resistencia máxima a la penetración del cono eléctrico para cada lente arenoso es de 440 kPa y 600 kPa, respectivamente. Para la arcilla se tiene una resistencia mínima a la penetración del cono eléctrico de 25 kPa. El símbolo para este estrato es *CH*, de acuerdo al SUCS.

C Intercalaciones de limo y limo arenoso. De 14.30m a 21.60m de profundidad; se encuentra limo de baja y alta plasticidad, de símbolos *ML* y *MH* de acuerdo con el SUCS;

C1. Limo arcilloso; Subunidad de 14.30m a 16.30m de profundidad, compuesto de limo arcilloso de consistencia muy dura con intercalaciones de arcilla de consistencia muy blanda con número de golpes de penetración estándar, N_{SPT} de 35 golpes y contenido natural de agua de 50 %. Su clasificación de acuerdo al SUCS es *ML*.

C2. Limo arcilloso; Subunidad de 16.30m a 18.20m de profundidad, compuesto de limo arcilloso color gris verdoso de consistencia blanda con grumos del mismo material, con número de golpes de penetración estándar, N_{SPT} de 0 golpes y contenido natural de agua de 200%. Su clasificación de acuerdo al SUCS es *MH*.

C3. Limo arenoso; Subunidad de 18.20m a 21.60m de profundidad, compuesto de limo arenoso color gris verdoso de consistencia muy dura y arena volcánica altamente compacta, con número de golpes de penetración estándar, N_{SPT} de 66 golpes y contenido natural de agua de 44%. Su clasificación de acuerdo al SUCS es *ML*.

En este estrato no fue posible seguir avanzando con el cono eléctrico. El piezómetro (PZA-L4D) instalado en este estrato a 14.83 m de profundidad, reportó $4.9t/m^2$.

D Intercalaciones de arcilla y limo. De 21.6 a 30.3m de profundidad se encuentran intercalaciones de limo de consistencia dura y arcilla de consistencia blanda a media. Su simbología es *ML* y *CH* de acuerdo con el SUCS. El orden de su intercalación es Arcilla de 21.60–23.80 m, Limo de 23.80-26.40 m y Arcilla de 26.40-30.30 m. Para el subestrato de Limo no fue posible avanzar con el cono eléctrico, mientras que para los subestratos arcillosos la lectura del cono eléctrico fueron 800 kPa y 1400 kPa, respectivamente. El contenido natural de agua promedio es de 130%. El piezómetro (PZA- L4C) instalado en este estrato a 25.00m de profundidad, reporta una presión de poro igual a $14 t/m^2$. Este fue el último estrato en el cual se empleó el cono eléctrico.

F Limos. De 30.30 a 42.90 m de profundidad se localizan limos de alta plasticidad, en ocasiones arenosos, de símbolos *ML* y *MH* de acuerdo con el SUCS, de consistencia media a dura, donde se identifican dos subunidades:

F1. Limo arenoso. Subunidad de 30.30 a 38.10 m de profundidad, compuesto por un limo arenosos de consistencia dura y arena limosa muy compacta, con número de golpes de penetración estándar, N_{SPT} de 60 golpes y contenido natural de agua promedio de 75%. Su símbolo de acuerdo al SUCS es *ML*. El piezómetro (PZL4-B) instalado en este estrato a 33.41 m de profundidad, se reporta con $1.5t/m^2$.

F2. Limo arcilloso. Subunidad de 38.10m a 42.90m de profundidad, compuesto por un limo arcilloso de alta plasticidad, de consistencia firme y poco compresible, con número de golpes de penetración estándar, N_{SPT} de 12 y contenido de agua promedio de 100 %. Su símbolo de acuerdo al SUCS es *MH*.

G Limo y arena compacta. De 42.90m a 57.0m de profundidad; intercalaciones de limos de consistencia muy dura y arenas muy compactas, en donde es posible identificar dos subunidades:

G1 Intercalaciones de limo y limo arenoso. Subunidad de 42.90m a 50.10m de profundidad, encontrándose intercalaciones de limos y limos arenosos de consistencia muy dura, de símbolos *MH* y *ML* de acuerdo con el SUCS, con número de golpes de penetración estándar, N_{SPT} de 50 golpes y contenido natural de agua promedio de 15%.

G2 Limo arenoso. Subunidad de 50.10m a 57.0m de profundidad compuesto por limo arenoso y arena limosa cementado de consistencia muy dura, con número de golpes de penetración estándar, N_{SPT} de 50 y contenido natural de agua promedio de 15 %. El piezómetro (PZA-L4A) instalado a 52.38 m de profundidad, reporta 1.3 t/m^2 . Su símbolo de acuerdo al SUCS es *ML-SM*.

Los resultados del número promedio de golpes para cada estrato, obtenidos a partir de la prueba de penetración estándar, se presentan en la siguiente tabla, además del contenido de agua promedio para cada estrato:

Tabla 3. Numero promedio de golpes en prueba de penetración estándar

Unidad	Prof. (m)	Prof. (m)	Descripción	w (%)	N _{SPT} promedio
A	0.0	-1.4	Costra superficial formada por arcilla limosa, café claro de consistencia muy firme con arena (CL)	58	16
B	-1.4	-14.30	Arcilla de consistencia blanda y alta plasticidad con presencia de materia orgánica (CH)	200	5
C1	-14.3	-16.30	Limo arcilloso de consistencia muy dura con intercalaciones de arcilla de consistencia muy blanda (ML)	50	35.5
C2	-16.30	-18.20	Limo arcilloso de consistencia muy blanda color gris verdoso, con grumos del mismo material (MH)	200	0
C3	-18.20	-21.60	Limo arenoso gris verdoso de consistencia muy dura y arena volcánica altamente compacta (ML)	40	66
D	-21.6	-30.3	Intercalaciones limo de consistencia muy firme y arcilla de consistencia blanda a media (CH-ML)	130	5
F1	-30.3	-38.1	Limo arenoso de consistencia dura y arena limosa muy compacta (ML)	75	60
F2	-38.1	-42.9	Limo arcilloso de alta plasticidad de consistencia firme y poco compresible(MH)	100	12
G1	-42.9	-50.1	Intercalaciones de limo y limo arenoso de consistencia muy dura (MH-ML)	15	50
G2	-50.1	-57.0	Limo arenoso y/o arena limosa, cementado de consistencia muy dura (ML-SM)	15	50

Dónde:

- w, es el porcentaje de humedad o contenido de agua.
- N_{SPT promedio}, es el número promedio de golpes en la prueba de penetración estándar.

Del estudio de Cross Hole, se obtuvieron los siguientes resultados:

Figura 8. Perfil de velocidades de onda de cortante Vs (m/s)

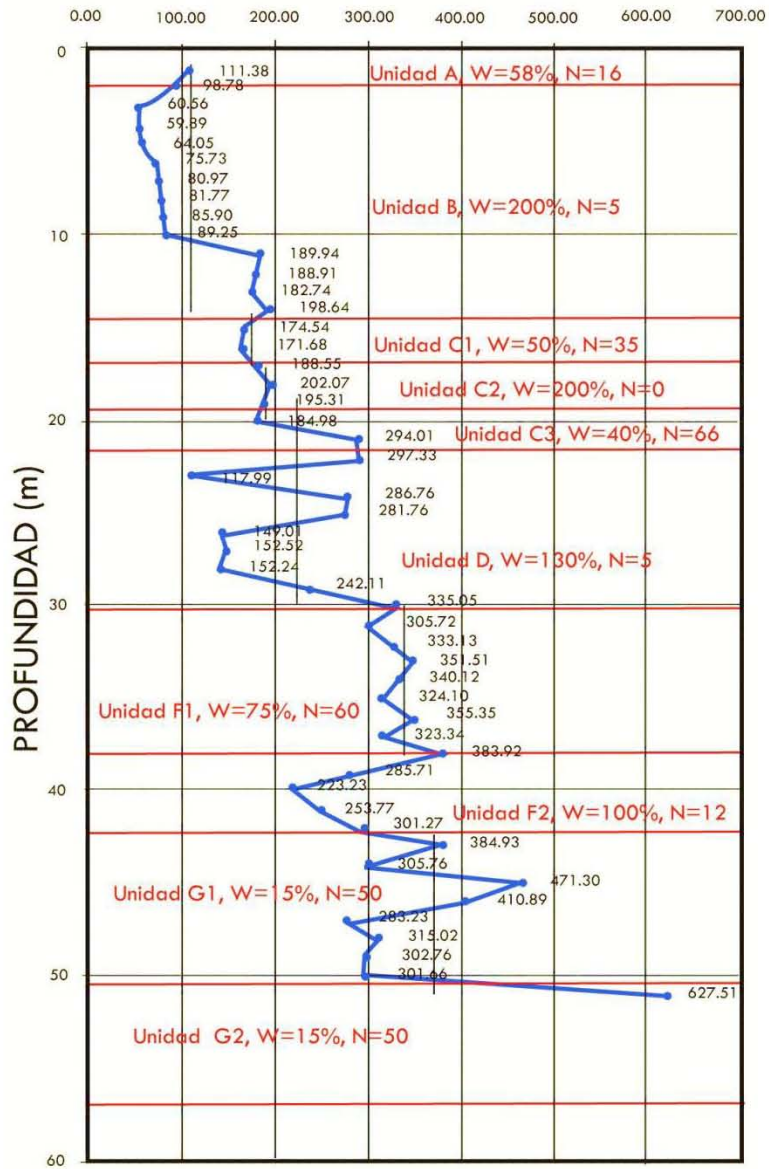


Tabla 4. Propiedades dinámicas del suelo estimadas a partir de *Cross Hole*

Unidad	Desde	Hasta	Espesor (m)	Vo (m/s)	v	γ (t/m ³)	ρ (t/m ³)	Gd (t/m ²)	Eu (t/m ²)
A	0	1.4	1.4	111.38	0.47	1.50	0.1529	1,896.7	5576.3
B	1.4	14.3	12.9	112.10	0.49	1.21	0.1203	1,511.4	4503.9
C1	14.3	16.3	2	173.11	0.49	1.18	0.1794	5,376.2	16021.1
C2	16.3	18.2	1.9	195.00	0.49	1.28	0.1284	4,883.9	14554.0
C3	18.2	21.6	3.4	225.00	0.49	1.70	0.1794	9,082.6	27066.1
D	21.6	30.3	8.7	224.00	0.49	1.43	0.1376	6,905.0	20576.9
F1	30.3	38.1	7.8	340.00	0.47	1.40	0.1407	16,261.8	47809.7
F2	38.1	42.9	4.8	289.79	0.48	1.41	0.132	11,086.1	32814.9
G1	42.9	50.1	7.2	377.00	0.48	1.64	0.1641	23,326.0	69045.0
G2	50.1	57	6.9	500.00	0.48	1.82	0.183	45,744.1	135402.5

Dónde:

- Vo, es la velocidad de onda de cortante.
- v, es el módulo de poisson.
- γ , es el peso volumétrico del suelo.
- ρ , es la densidad del suelo.
- Gd, es el módulo de rigidez al cortante.
- Eu, es el módulo de Young.

Los valores de módulo de rigidez al cortante fueron calculados considerando los pesos volumétricos a partir de las pruebas de laboratorio.

3.2. Estudios de laboratorio

Una vez que se obtuvieron las muestras necesarias a partir de los estudios de campo, se procedió a realizar las pruebas de laboratorio que se enlistan a continuación:

- Prueba de compresión simple.
- Ensaye de consolidación.
- Determinación de porcentaje de finos.
- Determinación de contenido natural de agua (w).
- Determinación de la densidad de sólidos (Ss).
- Determinación de límite líquido (LL).
- Determinación de límite plástico (LP).
- Determinación de índice de permeabilidad (IP).

De los estudios de laboratorio mencionados se obtuvieron los resultados que se muestran a continuación:

Tabla 5. Resultados de estudios de laboratorio

Unidad	Prof. (m)	Prof. (m)	Finos %	w %	Ss	LL %	LP %	IP %
A	0	-1.4	96.8	58	2.272	121.80	72.41	49.39
B	-1.4	-14.3	92.7	200	2.250	298.32	107.02	191.3
C1	-14.3	-16.3	96.1	50	2.268	64.35	47.46	16.89
C2	-16.3	-18.2	99.5	200	2.285	271.5	122.71	148.79
C3	-18.2	-21.6	58.8	40	2.416	33.68	26.20	7.48
D	-21.6	-30.3	99.8	130	2.284	165.73	61.86	103.87
F1	-30.3	-38.1	96.5	75	2.345	120.7	67.76	52.94
F2	-38.1	-42.9	89.7	100	2.393	143.88	68.19	75.69
G1	-42.9	-50.1	60.2	15	2.601	39.9	28.14	11.76
G2	-50.1	-57	36.8	15	2.816	37.03	27.43	9.6

Dónde:

- w, es el porcentaje de humedad o contenido de agua.
- Ss, es la densidad de sólidos.
- LL, es el límite líquido.
- LP, es el límite plástico.
- IP, es el índice de permeabilidad.

En la siguiente tabla se indican los valores de las propiedades mecánicas finales asignadas a cada unidad estratigráfica para el diseño.

Tabla 6. Propiedades mecánicas de las distintas Unidades para diseño

Unidad	γ (t/m ³)	c_u (t/m ²)	ϕ_u (°)	s_u (t/m ²)	E (t/m ²)	ν	K_o	K_s (t/m ³)	SUCS
A	1.50	8.00	10	8.37	800	0.40	0.82	2100	CL
B	1.21	3.28	0	2.06	685	0.40	0.67	900	CH
C1	1.18	4.05	0	4.05	1,034	0.35	0.54	2000	ML
C2	1.28	4.58	0	4.58	313	0.40	0.67	6000	MH
C3	1.70	3.62	34	15.30	1,844	0.40	0.44	4900	ML
D	1.43	11.35	0	11.35	990	0.35	0.54	1800	CH-ML
F1	1.40	20.06	6	25.34	2,032	0.35	0.54	3400	ML
F2	1.41	13.87	9	22.89	2,002	0.35	0.54	2800	MH
G1	1.64	17.20	0	17.20	2,333	0.30	0.43	2600	MH-ML
G2	1.82	35.55	20	65.20	12,834	0.30	0.66	8800	ML-SM

Donde:

γ ; Peso volumétrico.

c_u ; Cohesión en condiciones no drenadas.

ϕ ; Ángulo de fricción en condiciones no drenadas.

s_u ; Resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas.

E; Módulo de Young.

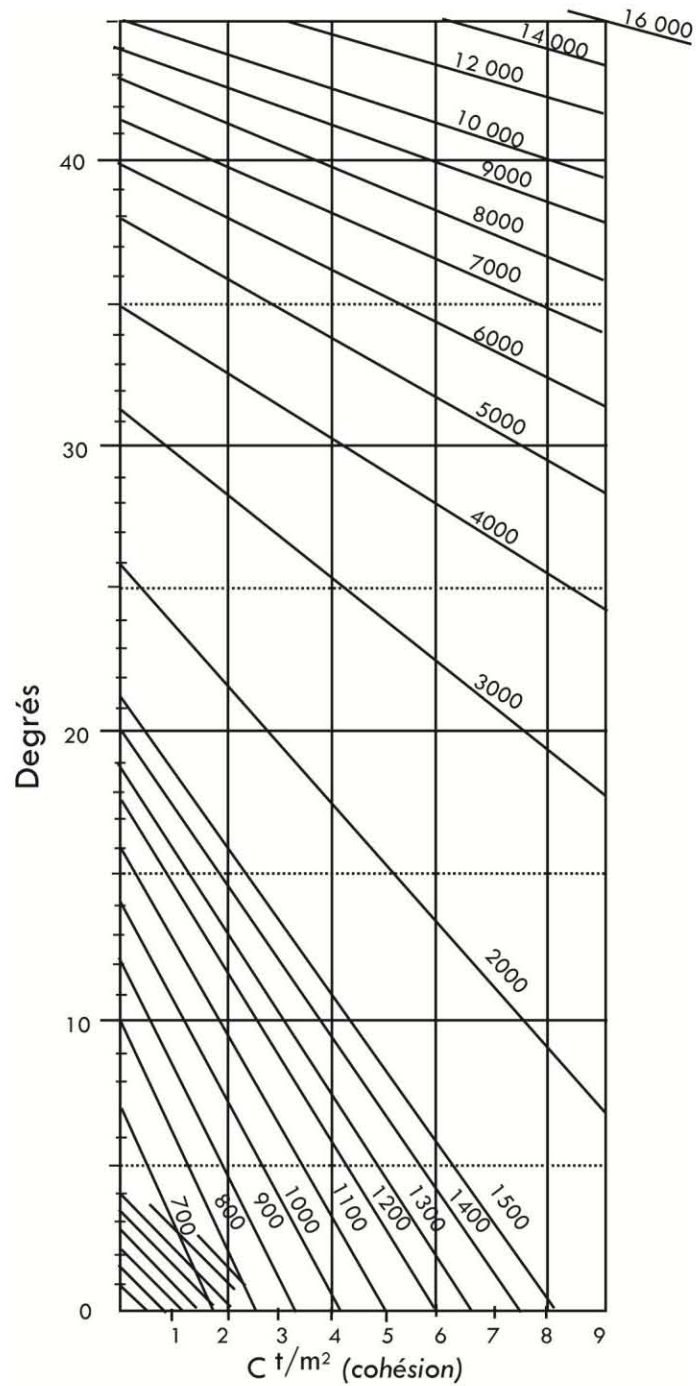
ν ; Relación de Poisson.

K_o ; Coeficiente de empuje en reposo.

K_s ; Módulo de reacción del subsuelo.

El módulo de reacción del subsuelo k_s , es un parámetro de cálculo empírico, que depende de las propiedades mecánicas del suelo y de la rigidez del muro; dicho módulo se obtiene con ayuda del ábaco de Chadeisson (fig. 9).

Figura 9. Abaco de *Chadeisson* para determinar valores de módulo de reacción horizontal del suelo



Abaque de Chaeisson (K_h en t/m^3)
Chadeisson's abacus (K_h t/m^3)

4. CONSIDERACIONES EN ESTADOS LÍMITE DE FALLA

4.1. Empujes horizontales

Las presiones horizontales del suelo se calcularon como:

$$\begin{aligned}\sigma_h &= \sigma_h' + u \\ \sigma_h' &= \sigma_v' K\end{aligned}$$

Dónde:

σ_h ; Esfuerzo horizontal total.

σ_h' ; Esfuerzo horizontal efectivo.

σ_v , Esfuerzo vertical total.

σ_v' ; Esfuerzo vertical efectivo.

u ; Presión de poro.

K ; Coeficiente de empuje horizontal (activo, pasivo o en reposo).

$$\sigma_v' = \gamma z - u$$

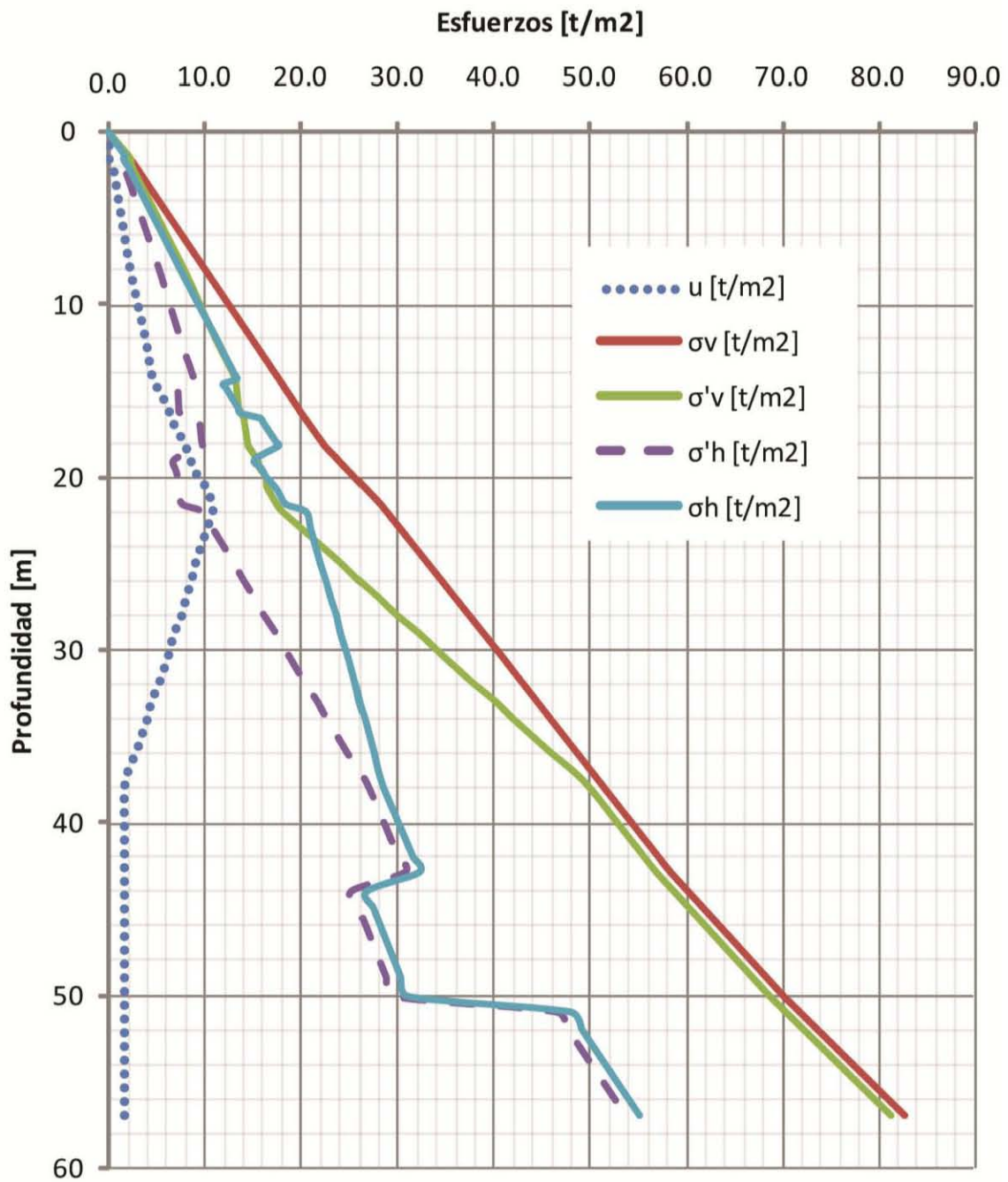
Analizando la Figura 10, para el trazo de la recta que representa a la presión de poro, se tomó en cuenta que el nivel freático se encontró a 1.6m de profundidad y dicha presión se redujo por completo por medio de los pozos de bombeo para evitar inundación durante el proceso de excavación.

Para el caso de los suelos que únicamente presentan cohesión, en los cuales el valor de K_o depende del material y de su historia previa de esfuerzos, K_o se estimó con base en la siguiente ecuación:

$$K_o = \nu / (1 - \nu)$$

En el caso de los suelos que presentan comportamiento cohesivo-friccionante, el valor de K_o se estimó como $1 - \text{sen}\phi$.

Figura 10. Diagramas de empujes sobre la lumbrera durante la excavación



4.2. Estabilidad de la zanja para el muro Milán

Se revisó la estabilidad de la zanja para muro Milán, considerando que el suelo retirado se sustituyó por lodo bentonítico con peso volumétrico de 1.05 t/m^3 , hasta el nivel de superficie del terreno, además de una sobrecarga en superficie de 3 t/m^2 debido a las grúas que trabajaron en esa zona.

La revisión se realizó mediante análisis de equilibrio límite con la expresión:

$$FS = \frac{Su \cdot L + E_f \cos \alpha}{\text{sen} \alpha \cdot (W + qB)}$$

Donde,

Su = Resistencia al corte no drenada, ponderada a lo largo de toda la profundidad de la zanja,

L y B = Longitud y ancho de la superficie potencial de falla,

W = Peso de la superficie de deslizamiento,

α = Ángulo respecto a la horizontal de la superficie de falla

E_f = Empuje sobre las paredes de la zanja, debido al lodo bentonítico,

q = Sobrecarga en superficie

El peso volumétrico de 1.05 t/m^3 que se consideró en los análisis corresponde con el peso volumétrico de la bentonita “nueva”, sin embargo, durante la excavación la bentonita se “cargó” con el mismo material producto de la excavación, por lo que su peso volumétrico se incrementó. El peso volumétrico de la bentonita “cargada” se controló para que nunca rebasara 1.15 t/m^3 y garantizar la limpieza de la zanja antes del colado. De acuerdo con lo anterior, el valor considerado de 1.05 t/m^3 es un valor conservador para fines de análisis.

$$Su = [(8.37 \times 1.4) + (2.06 \times 12.9) + (4.05 \times 2) + (4.58 \times 1.9) + (15.3 \times 3.4) + (11.35 \times 8.7) + (25.34 \times 7.8) + (22.89 \times 4.8) + (17.20 \times 7.2) + (65.20 \times 0.9)] / 51 = \mathbf{13.65 \text{ [t/m}^2\text{]}}$$

$$L = 51 \text{ [m]}$$

$B = 7 \text{ [m]}$; que es la longitud externa de cada uno de los siete tableros excavados

$W = q = 3 \text{ [t/m}^2\text{]}$, por tener la condición más desfavorable ($\alpha = 90^\circ$)

$\alpha = 90^\circ$; condición más desfavorable

$$E_f = 26.76 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$q = 3 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$F.S. = \frac{(13.65 \times 51) + (26.76 \times 0)}{1[3 + (3 \times 7)]} = 29$$

Los valores de Factor de Seguridad fueron superiores al mínimo aceptable de 1.3, según el Manual de Construcción Geotécnica de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, por lo que se cumplió satisfactoriamente con el requisito de seguridad para la estabilidad de la zanja durante la excavación.

4.3. Estabilidad de la zanja para el muro Milán con concreto

Se revisó la estabilidad de la zanja para muro Milán, considerando que el suelo retirado se sustituyó por concreto, con peso volumétrico de 2.4 t/m^3 , hasta el nivel de superficie del terreno. El valor de relación de Poisson para el concreto se estimó como 0.2, por lo que el coeficiente de empuje correspondiente es del orden de 0.3.

Para el empuje del concreto se tiene:

$$\sigma'_v = \sigma_v$$

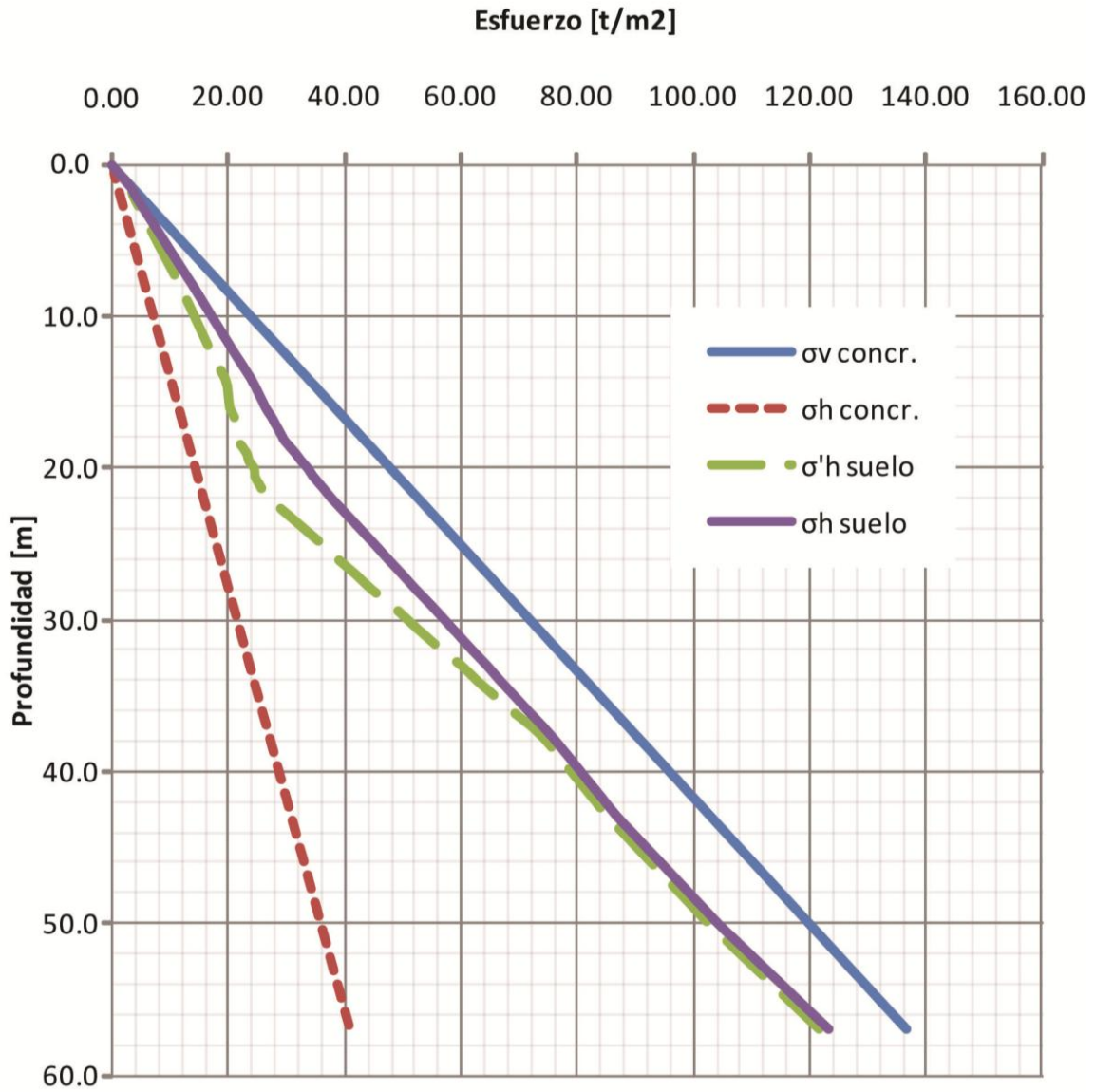
$$\sigma'_h = \sigma_h = 0.3\sigma'_v$$

Para el suelo, en todas las unidades donde principalmente se presentó comportamiento cohesivo, el valor de K_p se estimó de manera conservadora y práctica, como 1.5.

El empuje generado por el concreto fresco se comparó con el empuje pasivo del suelo, para garantizar la estabilidad de la zanja.

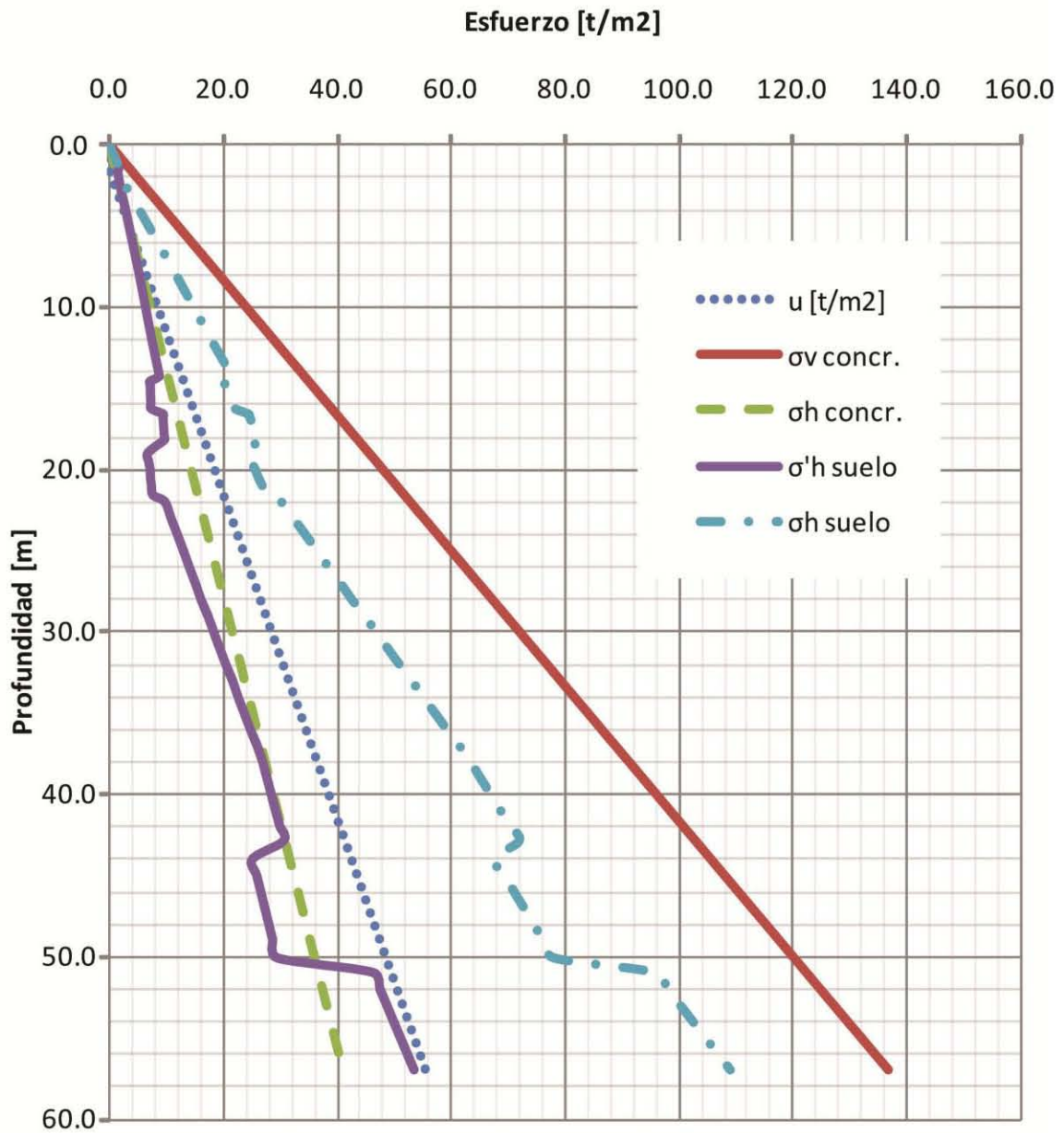
Como se puede observar en la figura 11, los esfuerzos horizontales totales del concreto fueron menores a los esfuerzos horizontales pasivos del suelo, por lo que el suelo no fue empujado por el concreto y se cumplió con la estabilidad de la zanja para el muro Milán, una vez sustituido el lodo bentonítico por el concreto.

Figura 11. Empuje del concreto vs empuje pasivo del suelo



En la figura 12, se muestran los empujes horizontales del suelo comparándolos con los del empuje horizontal del concreto una vez que se recuperó el nivel freático y se observa que la aportación de la presión de poro al esfuerzo horizontal efectivo del suelo indica que el suelo resiste más de lo que empuja el concreto.

Figura 12. Empuje horizontal efectivo del suelo con el nivel freático recuperado



4.4. Capacidad por fricción y punta

Con base en las normas técnicas y complementarias para el diseño de cimentaciones, se estimó la capacidad de carga del muro Milán, considerando las aportaciones por fricción y punta. Dichas normas nos proporcionan el cálculo de la capacidad por fricción como:

$$Q_f = A_f S_u F_R$$

Donde:

A_f , es el área lateral de la lumbrera y

S_u , es la adherencia lateral, igual a la resistencia al corte promedio del suelo.

F_R , es el factor de fricción igual a 0.7

$$A_f = (\text{perímetro})(\text{profundidad}) = 48.69\text{m} \times 51\text{m} = 2483.19 \text{ m}^2$$

$$S_u = 13.65 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$Q_f = 2483.19 \times 13.65 \times 0.7 = \mathbf{23\ 726.88 \text{ [t]}}$$

La capacidad por punta se calculó como se indica a continuación:

Para suelos cohesivos:

$$Q_p = A_p (c N_c F_R + \sigma_v)$$

Donde:

c , es la cohesión a nivel de la base del muro.

σ_v , es el esfuerzo vertical total a nivel de desplante.

$N_c = 7$ (N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto de RCDF)

$F_R = 0.35$ (N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto de RCDF)

A_p , área de la base.

$$c = 35.55 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_v = 71.86 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

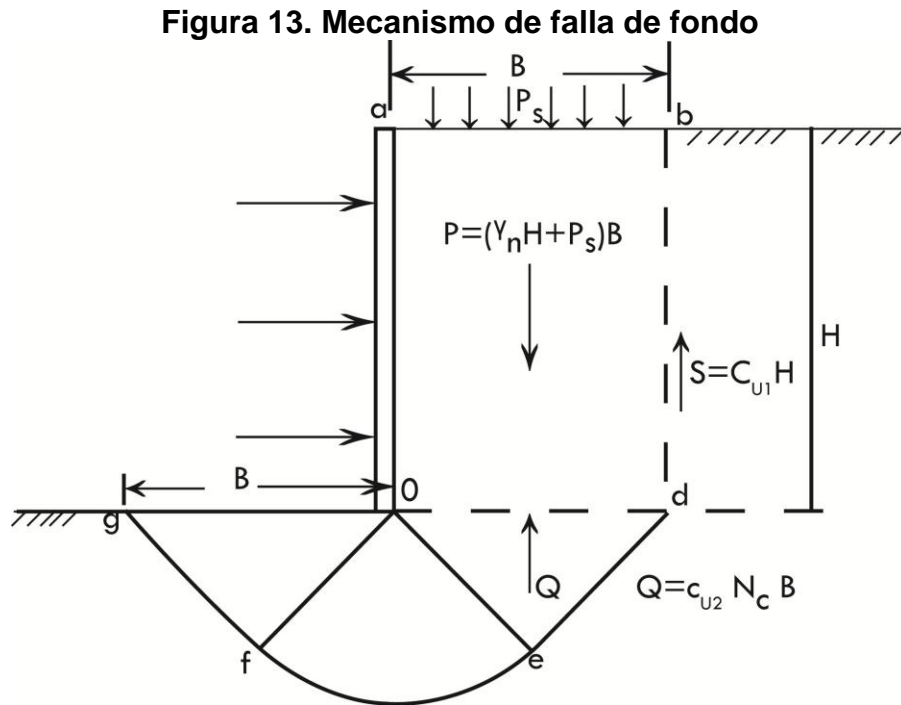
$$A_p = \frac{\pi \times 15.5^2}{4} - \frac{\pi \times 13.5^2}{4} = 45.55 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$Q_p = 45.55 [(35.55 \times 7 \times 0.35) + 71.86] = \mathbf{7\ 240.51 \text{ [t]}}$$

Los asentamientos máximos esperados en la periferia de la lumbrera, generados por el abatimiento del NAF, resultaron menores al máximo permisible por las NTC-Cimentaciones, es decir, menores a 30 cm, por lo que se consideró como de poca importancia y no se realizó ningún análisis adicional.

4.5. Revisión del fondo de la excavación

En la Figura siguiente se muestra un posible mecanismo de falla de fondo.



El Factor de Seguridad ante falla de fondo puede estimarse, de manera conservadora, despreciando la fuerza S de fricción en las paredes del prisma rectangular como:

$$FS = \frac{Su \times N_c}{\gamma H + q} \geq 1.3$$

Donde,

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

Su , resistencia no drenada media a lo largo de la superficie de falla

γ , peso volumétrico medio del suelo hasta la profundidad de excavación

H , profundidad de excavación

q , sobrecarga en superficie

B , ancho de la excavación

L , largo de la excavación

El Factor de Seguridad ante falla de fondo considerando la fuerza S de fricción en las paredes del prisma rectangular, puede estimarse como:

$$F.S. = \frac{(S_u \times N_c) + S}{\gamma H + q}$$

Donde,

$$S = S_u \times H$$

Para la aplicación de estas expresiones debe considerarse:

$$\frac{H}{B} \leq 2.0 \qquad \frac{B}{L} \leq 1.0$$

Debido a que no se cumplió con la condición de la relación profundidad-ancho de la excavación, se descartó el análisis considerando la fricción en las paredes del prisma rectangular.

$$S_u = 13.65 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$\gamma = [(1.5 \times 1.4) + (1.21 \times 12.9) + (1.18 \times 2) + (1.28 \times 1.9) + (1.7 \times 3.4) + (1.43 \times 8.7) + (1.4 \times 7.8) + (1.41 \times 4.8) + (1.64 \times 5.905)] / 48.805 = 1.4 \text{ [t/m}^3\text{]}$$

$$H = 48.805 \text{ [m]}$$

$$q = 3 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$B = 13.5 \text{ [m]}$, que es el diámetro interior de la lumbrera.

$L = 42.41 \text{ [m]}$, que es el perímetro interior de la lumbrera.

$$N_c = 5.14 \left[1 + 0.2 \left(\frac{48.805}{13.5} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{13.5}{42.41} \right) \right] = 9.42$$

$$F.S. = \frac{13.65 \times 9.42}{(1.4 \times 48.805) + 3} = 1.8$$

Por lo tanto se cumplió satisfactoriamente, obteniendo un factor de seguridad mayor a 1.3.

4.6. Revisión de falla por subpresión

La estabilidad ante falla por subpresión se revisará como:

$$F.S. = \frac{(H - D_f)\gamma_m}{u}$$

Donde,

H = Profundidad donde inicia el estrato drenante.

D_f = Profundidad de excavación.

γ_m = Peso volumétrico del suelo desde D_f y hasta H

u = Presión del agua.

$$H = 59 \text{ [m]}$$

$$D_f = 48.805 \text{ [m]}$$

$$\gamma_m = \frac{1.64(1.295) + 1.82(8.9)}{10.195} = 1.8 \text{ [t / m}^3\text{]}$$

$$u = 1.6 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$F.S. = \frac{(59 - 48.805)1.8}{1.6} = 11.5$$

El Factor de Seguridad mínimo aceptable es de 1.3, según el Manual de Construcción Geotécnica de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), por lo que se cumplió satisfactoriamente con esta condición.

4.7. Revisión por flotación

La estabilidad por flotación de la estructura se revisará como:

$$F.S. = \frac{W + F_{fricc}}{F}$$

Donde:

W = peso total de la estructura, incluyendo muros, losa, etc.

F_{fricc} = Fuerza de fricción en la cara exterior del muro,

F = fuerza de flotación.

$$W = W_{Muros} + W_{Losa} + W_{Anillo\ de\ rigidez}$$

$$W_{Muros} = \left[\left(\frac{\pi \times 15.5^2}{4} \right) - \left(\frac{\pi \times 13.5^2}{4} \right) \right] \times 51 \times 2.4 = 5575.7 \text{ [t]}$$

$$W_{Losa} = \left(\frac{\pi \times 13.5^2}{4} \right) \times 2.5 \times 2.4 = 858.83 \text{ [t]}$$

$$W_{Anillo\ de\ rigidez} = \left[\left(\frac{\pi \times 13.5^2}{4} \right) - \left(\frac{\pi \times 12^2}{4} \right) \right] \times 2 \times 2.4 = 144.2 \text{ [t]}$$

$$W = 6\ 578.73 \text{ [t]}$$

$$F_{Fricción} = 23\ 726.88 \text{ [t]}$$

$$\gamma = [(1.5 \times 1.4) + (1.21 \times 12.9) + (1.18 \times 2) + (1.28 \times 1.9) + (1.7 \times 3.4) + (1.43 \times 8.7) + (1.4 \times 7.8) + (1.41 \times 4.8) + (1.64 \times 7.2) + (1.82 \times 0.9)] / 51 = 1.4 \text{ [t/m}^3\text{]}$$

$$F = \left(\frac{\pi \times 15.5^2}{4} \right) \times 51 \times 1.41 = 13568.84 \text{ [t]}$$

$$F.S. = \frac{6578.73 + 23726.88}{13568.84} = 2.2$$

El Factor de Seguridad mínimo aceptable es de 1.3, de acuerdo también al Manual de construcción geotécnica de la SMMS, por lo que se cumplió satisfactoriamente con esta condición.

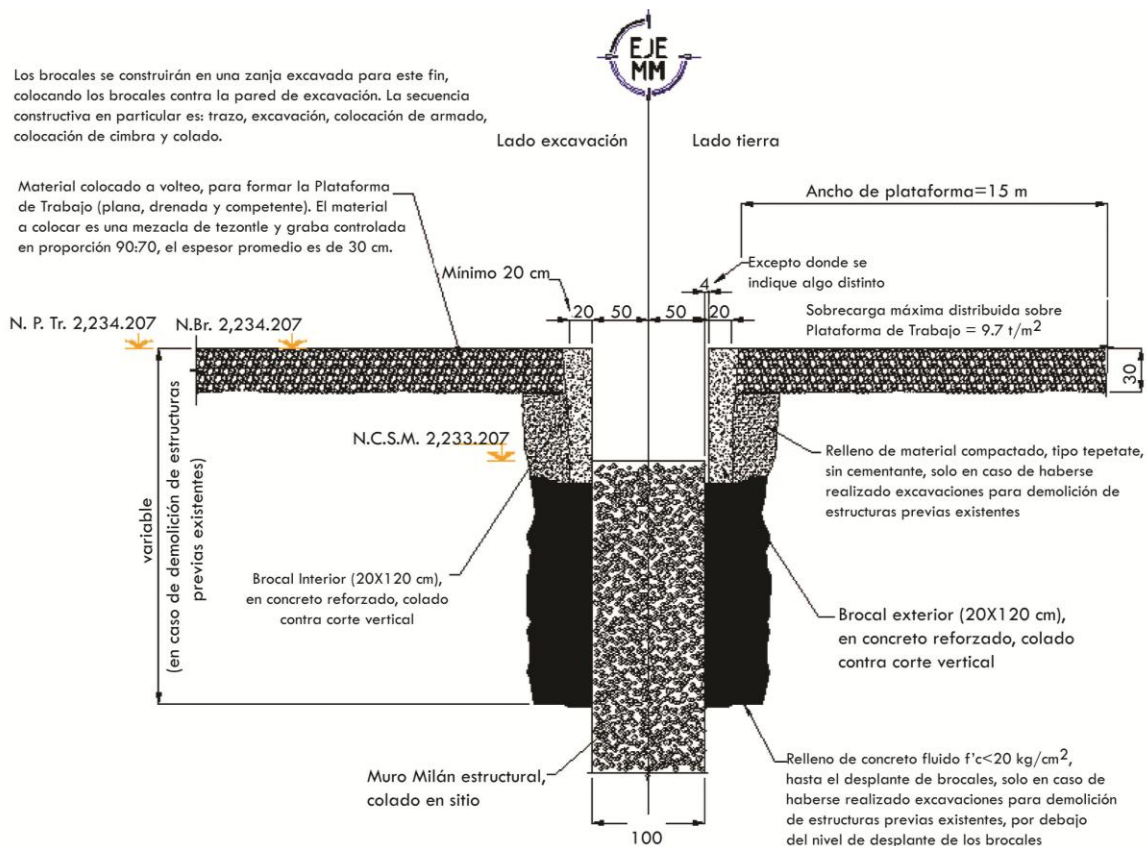
5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO GENERAL

La Lumbrera 4 del TEO se construyó mediante la aplicación de muro Milán, cuyo procedimiento consiste en lo siguiente:

5.1. Brocal

Previamente a la excavación se construyó un brocal de 3 m de profundidad, el cual tuvo la función de sostenimiento del terreno, sirvió como referencia del muro Milán, guía de la almeja de perforación y dio soporte de las armaduras durante el proceso de colado. El brocal fue hecho de concreto armado de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$, elaborado con cemento tipo CPC 40R-RS, con un peso volumétrico de 2.2 ton/m^3 .

Figura 14. Detalle de brocal para muro Milán



5.2. Excavación de tableros

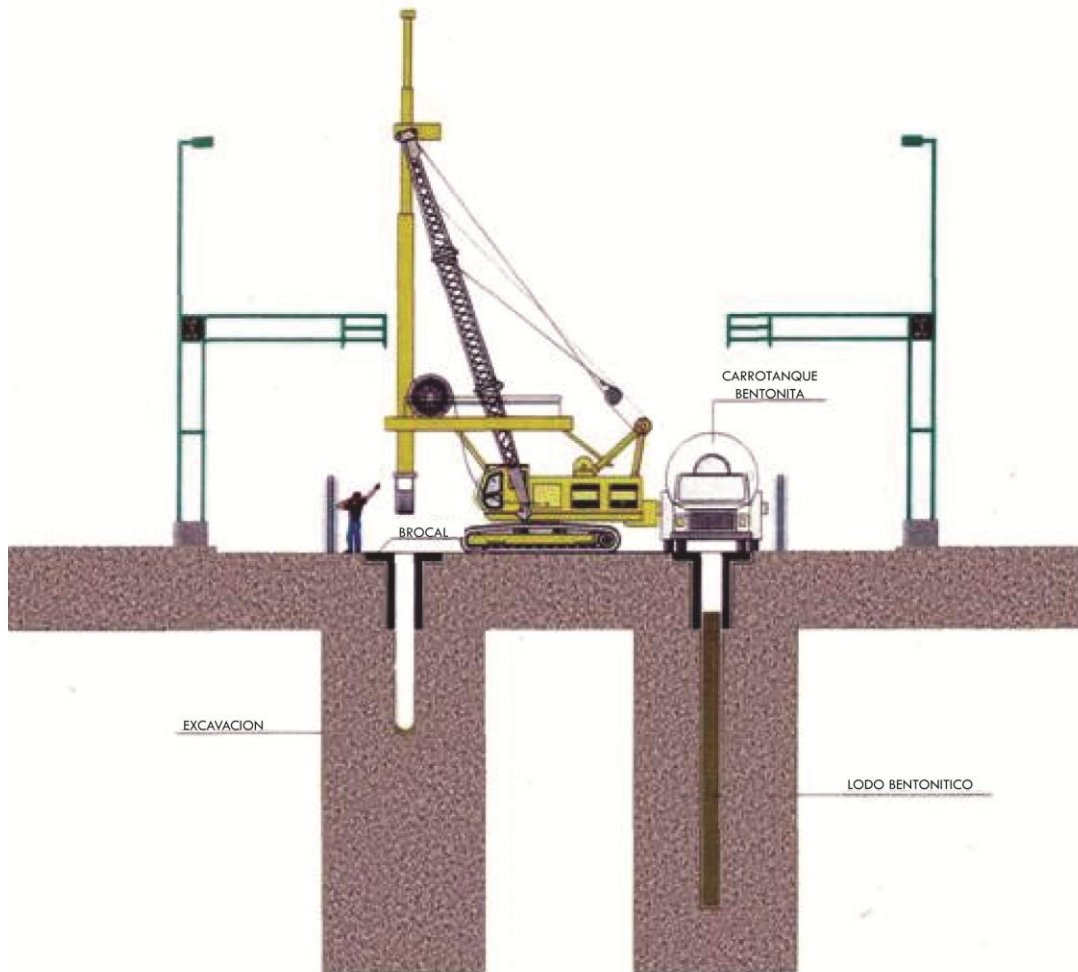
La excavación de zanjas para muro Milán se realizaron con equipo semiguizado usando almeja hidráulica accionada con una unidad de potencia de 250 HP y equipado con inclinómetro para lectura y corrección de desviaciones con respecto a la vertical con una precisión del 1.0%, montado sobre una grúa de 100 t de capacidad.

Figura 15. Almeja hidráulica.



Para la excavación se identifica como tablero a un tramo de zanja que se profundiza con una maquinaria excavadora vertical, colocada en tres posiciones para alcanzar una longitud horizontal y de la profundidad requerida. Este procedimiento tuvo el único propósito de lograr simetría en la operación de la almeja de excavación y con ello conservar su verticalidad, la longitud precisa de la zanja y el ancho de la junta de colado. Para esta lumbrera se diseñó su construcción contemplando 7 tableros que es el mismo número de paneles colados y unidos con las juntas CWS.

Figura 16. Excavación de paneles



Para conseguir la mejor manera, más ordenada y eficiente se atacó con excavación en tres posiciones y que esencialmente consistieron en una primera etapa de avance para excavar tableros intercalados, que se detuvo cuando los muros iniciales tuvieron la edad mínima después de colados, en ese momento el equipo de excavación y colado retrocedió para iniciar la segunda etapa de avance en la que se construyeron los tableros faltantes.

La excavación de cada tablero se llevó a cabo en la siguiente forma:

- Perforación de una posición de almeja hasta la profundidad de proyecto (resultando una pila de dimensión vista en planta igual a las de la almeja).
- Perforación de una segunda pila hasta la profundidad de proyecto dejando un espacio libre después de la primera perforación, entre 0.30 a 1.60 m de largo (Merlón).
- Perforación del Merlón hasta la profundidad de proyecto.

Esta secuencia permite garantizar la verticalidad del muro pues las dos primeras pilas se realizan en terreno natural lo que permite bajar sin mayor desviación. Cuando se perfora el Merlón la almeja se encuentra guiada por las dos perforaciones iniciales.

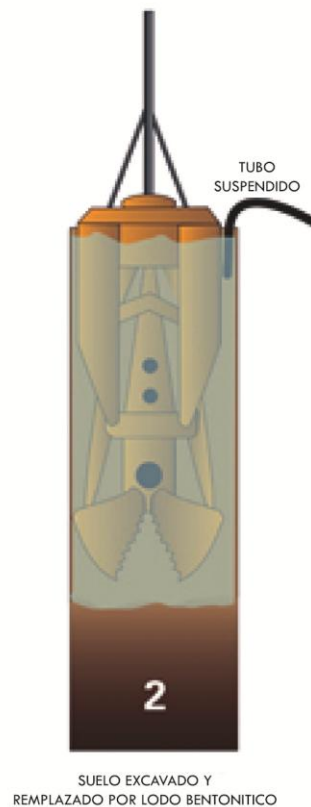
El equipo de excavación permitió la rectificación rápida de la verticalidad y el centrado constante y fijo de la herramienta de corte en posición de excavación. La tolerancia máxima de desviación horizontal como porcentaje de la distancia vertical en la excavación de los muros fue de 0.5%.

5.3. Lodo bentonítico

Para evitar que las paredes de la excavación se derrumbaran, se fue llenando con lodo bentonítico de 1.10 t/m^3 de densidad. En curso de perforación, el nivel del lodo nunca fue menor de 0.50 m. abajo del nivel de los brocales.

Todas las circulaciones de lodo en la obra se hicieron a través una red de tubería de 6" de diámetro.

Figura 17. Excavación llena de lodo bentonítico



5.4. Paneles

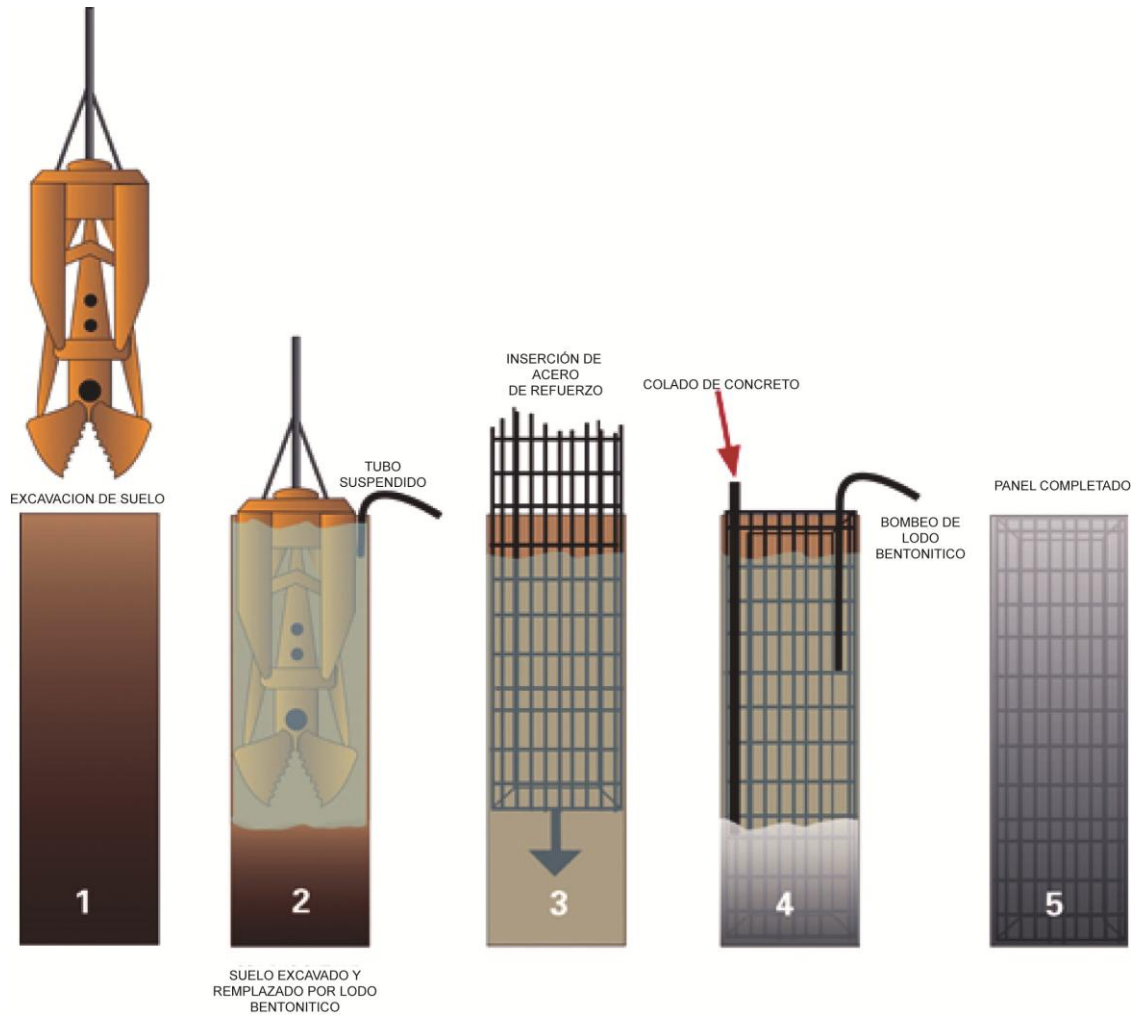
Posteriormente a la excavación de los tableros, se limpiaron los azolves, y se habilitó y colocó el acero de refuerzo.

Figura 18. Armado de acero para un panel de la lumbrera



Después se suministró y coló el concreto en el panel a través de tubos Tremie de 273 mm. Antes de iniciar el colado se verificó la profundidad del panel a plomo y se coló hasta un mínimo de 60 cm arriba del concreto sano. El colado se realizó antes de 24 horas transcurridas después de terminada la excavación y desarenado del elemento. No se aceptaron juntas frías horizontales en un panel, por lo que el vaciado del concreto de un panel fue continuo.

Figura 19. Construcción de un tablero



Desde el nivel de plataforma de trabajo (nivel 0.0 m) y hasta el nivel -51 m, el espesor del muro es de 1.0 m. El diámetro interior de la lumbrera es de 13.50 m.

La construcción de paneles dependió de la secuencia de excavación, existen tres tipos, Primario (panel aislado inicio de secuencia), Secundario (panel realizado entre dos paneles primarios), y Mixto (panel con una sola extremidad adyacente a otro panel). La limitación de excavación de un panel contiguo a uno recién colado, fue de 3 días después del colado.

Se colocaron las juntas planas que sirven como cimbra y para mantener la estabilidad entre dos paneles. Las juntas son elementos metálicos rígidos que sirven de cimbra de extremidad en las caras de paneles colados en terreno natural (primarios o mixtos), y que permiten asegurar la estanqueidad entre dos paneles.

La junta se coloca en una sola parte en las extremidades del panel inmediatamente después de la operación de limpieza y desarenación de la excavación para panel adyacente. La junta se baja por medio de una grúa y se mantiene suspendida en los brocales. Su posición está definida con tolerancia de ± 5 cm por la marca de extremidad de panel sobre el brocal.

Figura 20. Junta plana



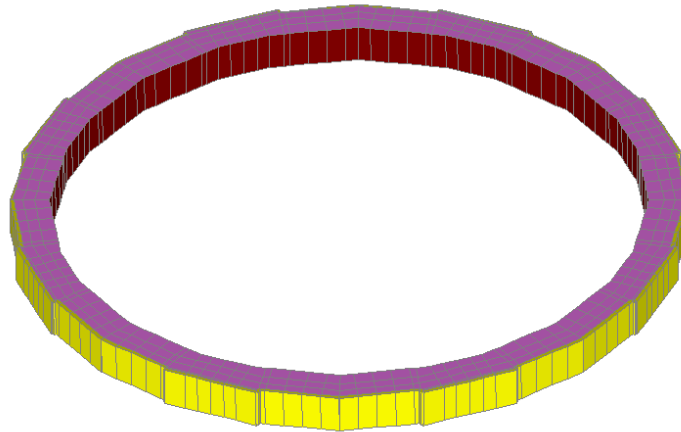
Concluido el muro Milán se construyó la trabe de coronamiento que liga estructuralmente los paneles de muro Milán. Sus dimensiones son de 1.0m x 1.0m llegando hasta nivel de terreno.

Figura 21. Trabe de coronamiento



En el nivel -37.112 m se construyó el anillo de rigidez que ayudó a resistir los esfuerzos generados en el muro Milán cuando éste se rompió, para el paso del túnel. El anillo consistió en una trabe de peralte y ancho de 2.0m x 0.75m, respectivamente.

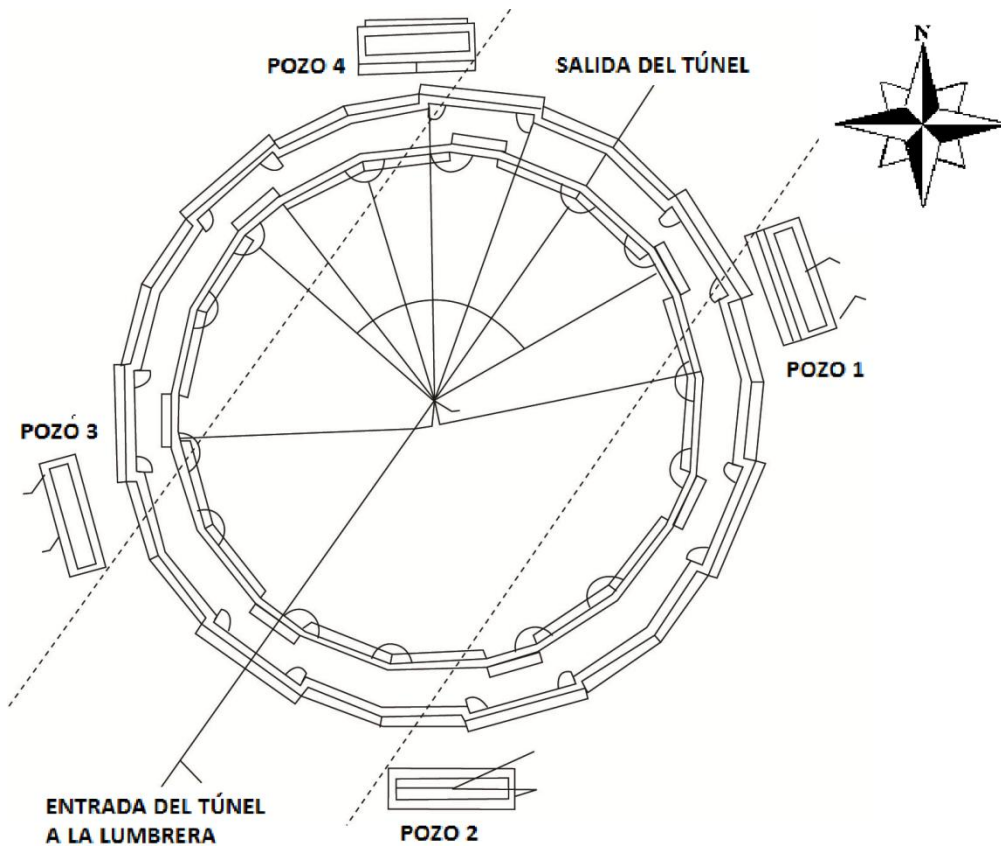
Figura 22. Anillo de rigidez



5.5. Sistema de bombeo previo a la excavación del núcleo

El diseño del sistema de bombeo se basó en 4 pozos profundos tipo zanja con sección transversal de 2.7x0.6m, ubicados en el exterior de la Lumbrera, perforados a -59 m de profundidad, para reducir la afectación al manto freático. En superficie los pozos estuvieron sellados de 0 a -51 m de profundidad, el material de filtro se colocó de -51 a -59 m, cada pozo se equipó con una bomba sumergible controlada por electroniveles de inicio y paro de bombeo. En el perímetro de la excavación se realizó la perforación y equipamiento de un pozo de observación para dar seguimiento al abatimiento del nivel freático en el interior. El bombeo profundo se complementó con bombeo de achique en el interior de la excavación. El bombeo profundo en el exterior de la Lumbrera inició después de concluido el muro Milán y antes de iniciar la excavación del núcleo.

Figura 23. Ubicación de los pozos de bombeo



Considerando la naturaleza de los suelos en donde se excavó la Lumbreira, el objetivo del bombeo fue generar una aureola de material endurecido por secado, perimetral a la excavación, además de reducir el flujo de agua hacia el interior y favorecer la seguridad y rendimientos en la excavación.

5.6. Excavación del núcleo

Posteriormente se procedió a la excavación del núcleo, la cual se hizo cuando el concreto llegó a la resistencia especificada de proyecto. La excavación dentro del área confinada por el muro Milán fue en frentes verticales cuya altura dependió de los rendimientos de extracción del material. Antes de que la excavación alcanzara el nivel -51 m, se construyó el anillo de rigidez en el nivel superior del túnel ubicado en el nivel -37.112 m. La lectura 0 de los inclinómetros se tomó antes de iniciar la excavación del núcleo.

Figura 24. Excavación del núcleo



En la parte inferior se coló la losa de fondo de 2.5m de espesor, la cual da rigidez en ese nivel de la lumbrera. Los últimos 15 cm de excavación, aproximadamente, se afinaron a mano, para colocar un firme de concreto pobre de aproximadamente 5 cm de espesor, previo al colado de la losa.

Figura 25. Armado para losa de fondo



6. CONCLUSIONES

Con los estudios previos de reconocimiento de la geología del suelo se definió certeramente el método de sondeo y exploración para realizar de manera eficiente con los estudios de campo. El método más adecuado fue el de penetración estándar por tratarse de suelos blandos.

En los primeros metros de exploración con el penetrómetro se pudo avanzar sin muchas complicaciones. En los últimos 10 metros fue donde se encontraron estratos un poco más resistentes que rebasaban los 50 golpes sin tener un gran avance.

De los resultados obtenidos tanto de campo como de laboratorio, se lograron distinguir 10 estratos que facilitaron el análisis y comparación de los empujes suelo-estructura, así como la obtención de los factores de seguridad. Los diez estratos son los siguientes:

Tabla 7. Estratos representativos

Unidad	Prof. (m)	Prof. (m)	Descripción
A	0.0	-1.4	Costra superficial formada por arcilla limosa, café claro de consistencia muy firme con arena (CL)
B	-1.4	-14.30	Arcilla de consistencia blanda y alta plasticidad con presencia de materia orgánica (CH)
C1	-14.3	-16.30	Limo arcilloso de consistencia muy dura con intercalaciones de arcilla de consistencia muy blanda (ML)
C2	-16.30	-18.20	Limo arcilloso de consistencia muy blanda color gris verdoso, con grumos del mismo material (MH)
C3	-18.20	-21.60	Limo arenoso gris verdoso de consistencia muy dura y arena volcánica altamente compacta (ML)
D	-21.6	-30.3	Intercalaciones limo de consistencia muy firme y arcilla de consistencia blanda a media (CH-ML)
F1	-30.3	-38.1	Limo arenoso de consistencia dura y arena limosa muy compacta (ML)
F2	-38.1	-42.9	Limo arcilloso de alta plasticidad de consistencia firme y poco compresible(MH)
G1	-42.9	-50.1	Intercalaciones de limo y limo arenoso de consistencia muy dura (MH-ML)
G2	-50.1	-57.0	Limo arenoso y/o arena limosa, cementado de consistencia muy dura (ML-SM)

Se cumplió satisfactoriamente con los factores de seguridad requeridos para garantizar que no hubiera fallas en el suelo, tanto en los procedimientos de excavación como en los de desplante de las estructuras que comprenden la lumbrera. Esto se logró empleando los datos calculados en el análisis de empujes horizontales del suelo durante la excavación y posteriormente haciendo una comparación del empuje del muro Milán contra el empuje pasivo del suelo. Los diagramas resultantes se presentan a continuación:

Figura 10. Diagrama de empujes sobre la lumbrera durante la excavación

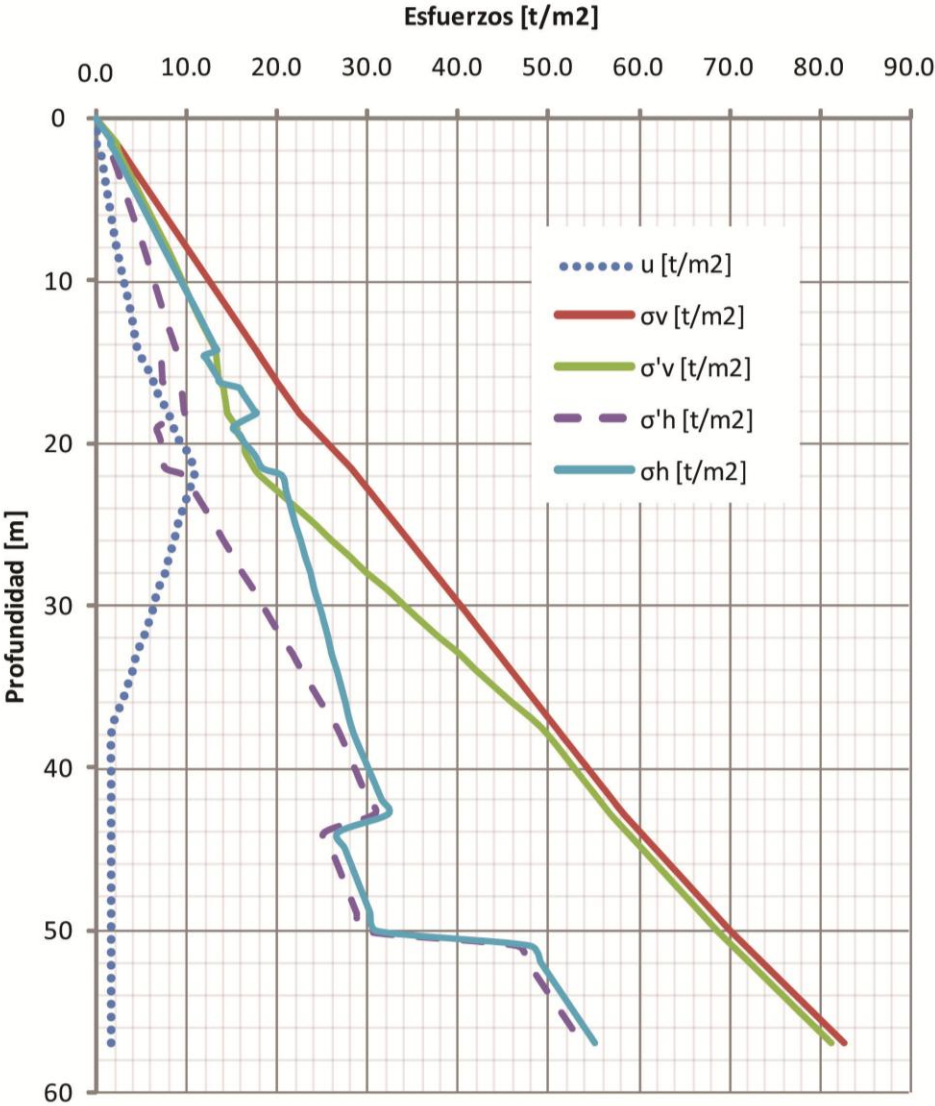
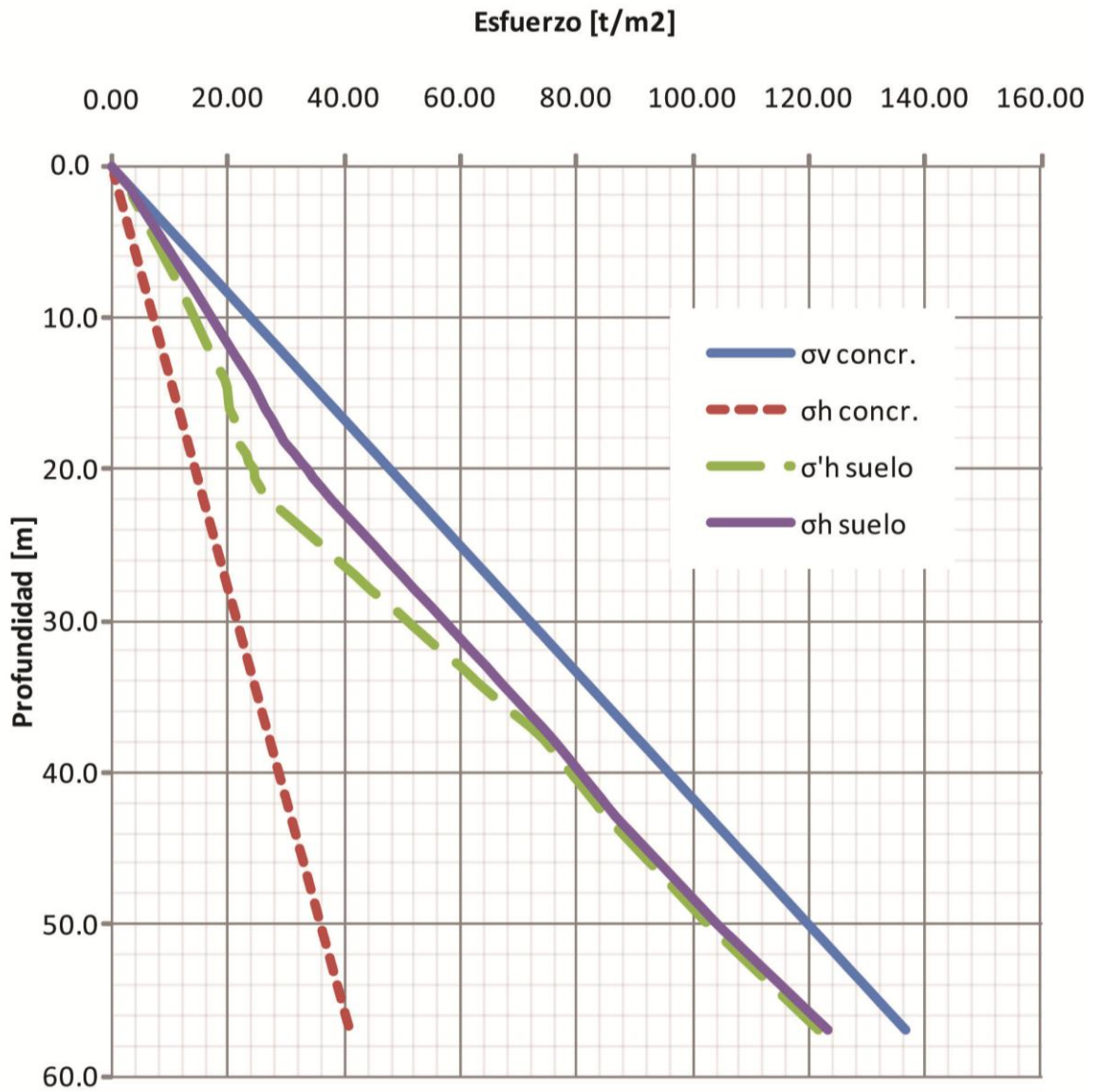
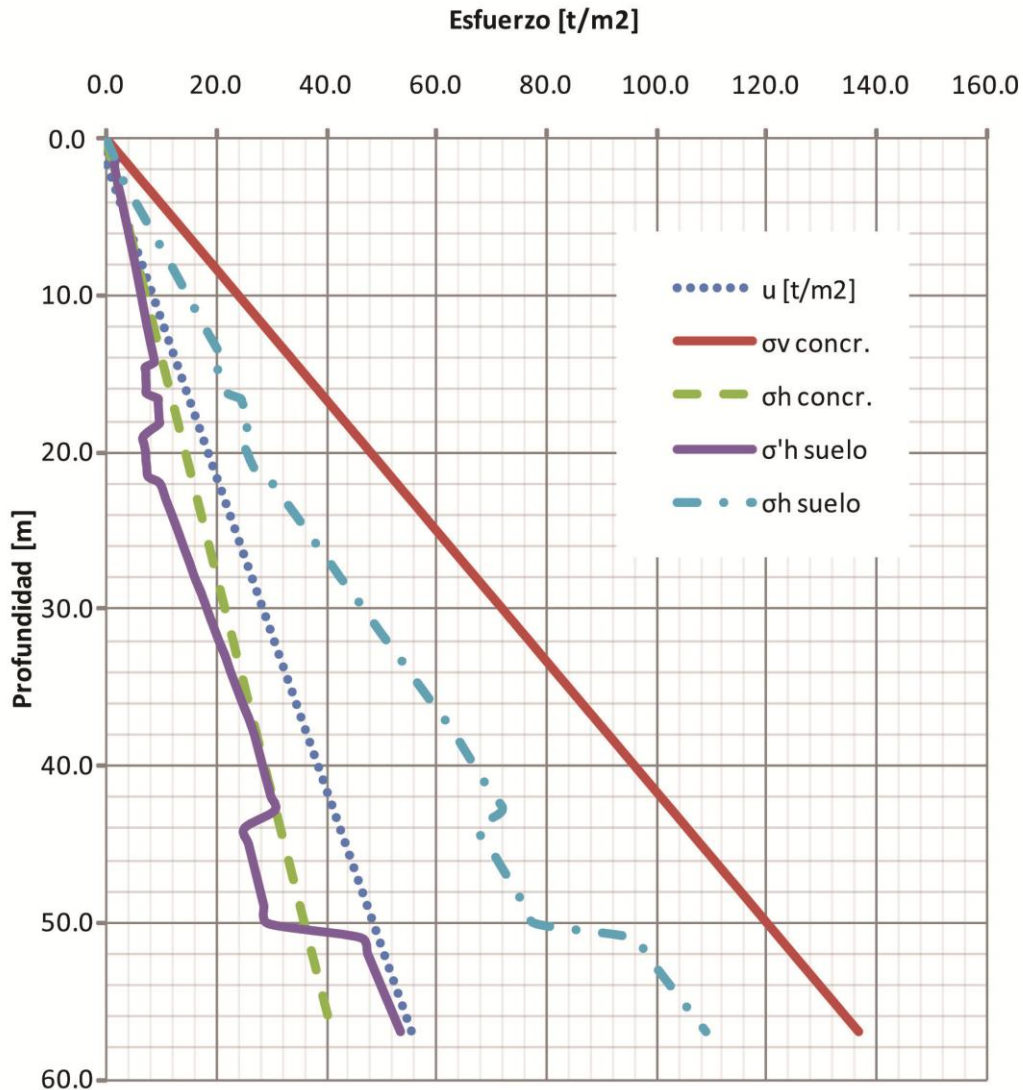


Figura 11. Empuje del concreto vs empuje pasivo del suelo



Una vez recuperado el nivel freático, la aportación de la presión de poro con el esfuerzo efectivo horizontal del suelo, nos muestra que el suelo resiste más de lo que el concreto empuja, tal como se muestra en la figura 12.

Figura 12. Empuje horizontal efectivo del suelo con el nivel freático recuperado



Los resultados de los cálculos para la elaboración de los diagramas anteriores, se presentan en el anexo A.

Con el abatimiento total del nivel freático durante la excavación del núcleo se esperaba un asentamiento en la periferia menor a 30 centímetros, cuyo valor promedio medido fue de 15 centímetros. Con esto se evitó que se realizara un análisis adicional en el cual se considerara la fricción negativa.

Finalmente revisando la estabilidad completa de la estructura, nos llevó a hacer la revisión por flotación y en cuyos resultados nos dio un factor de seguridad por arriba del valor límite, por lo que se concluye que la estructura no flota.

ANEXO A

Valores calculados para la elaboración de las gráficas que representan los empujes, tanto del suelo como del concreto (figuras 10, 11 y 12).

Tabla 8. Empujes del suelo durante la excavación [t/m²]

Estrato	Prof. [m]	u [t/m ²]	σ_v [t/m ²]	σ'_v [t/m ²]	σ'_h [t/m ²]	σ_h [t/m ²]
A	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.2	0.0	0.300	0.300	0.246	0.246
	0.4	0.0	0.600	0.600	0.492	0.492
	0.6	0.0	0.900	0.900	0.738	0.738
	0.8	0.0	1.200	1.200	0.984	0.984
	1.0	0.0	1.500	1.500	1.230	1.230
	1.2	0.0	1.800	1.800	1.476	1.476
	1.4	0.0	2.100	2.100	1.722	1.722
B	1.6	0.0	2.342	2.342	1.569	1.569
	2.0	0.4	2.826	2.426	1.625	2.025
	4.0	1.0	5.246	4.246	2.845	3.845
	6.0	1.6	7.666	6.066	4.064	5.664
	8.0	2.2	10.086	7.886	5.284	7.484
	10.0	3.0	12.506	9.506	6.369	9.369
	12.0	3.8	14.926	11.126	7.454	11.254
	14.0	4.4	17.346	12.946	8.674	13.074
	14.3	4.6	17.709	13.109	8.783	13.383
C1	14.6	4.8	18.063	13.263	7.162	11.962
	14.8	5.0	18.299	13.299	7.181	12.181
	15.0	5.2	18.535	13.335	7.201	12.401
	15.2	5.4	18.771	13.371	7.220	12.620
	15.4	5.6	19.007	13.407	7.240	12.840
	15.6	5.8	19.243	13.443	7.259	13.059
	15.8	6.0	19.479	13.479	7.279	13.279
	16.0	6.2	19.715	13.515	7.298	13.498
	16.3	6.3	20.069	13.769	7.435	13.735
C2	16.6	6.4	20.453	14.053	9.416	15.816
	16.8	6.6	20.709	14.109	9.453	16.053
	17.0	6.8	20.965	14.165	9.491	16.291
	17.2	7.0	21.221	14.221	9.528	16.528
	17.4	7.2	21.477	14.277	9.566	16.766
	17.6	7.4	21.733	14.333	9.603	17.003
	17.8	7.6	21.989	14.389	9.641	17.241
	18.0	7.8	22.245	14.445	9.678	17.478
	18.2	8.0	22.501	14.501	9.716	17.716

C3	19.0	8.4	23.861	15.461	6.803	15.203
	19.5	9.0	24.711	15.711	6.913	15.913
	20.0	9.2	25.561	16.361	7.199	16.399
	20.5	10.0	26.411	16.411	7.221	17.221
	21.0	10.4	27.261	16.861	7.419	17.819
	21.6	10.8	28.281	17.481	7.692	18.492
D	22.0	10.8	28.853	18.053	9.749	20.549
	23.0	10.2	30.283	20.083	10.845	21.045
	24.0	9.6	31.713	22.113	11.941	21.541
	25.0	9.0	33.143	24.143	13.037	22.037
	26.0	8.6	34.573	25.973	14.025	22.625
	27.0	8.0	36.003	28.003	15.122	23.122
	28.0	7.6	37.433	29.833	16.110	23.710
	29.0	6.8	38.863	32.063	17.314	24.114
	30.3	6.2	40.722	34.522	18.642	24.842
F1	31.0	5.8	41.702	35.902	19.387	25.187
	32.0	5.2	43.102	37.902	20.467	25.667
	33.0	4.4	44.502	40.102	21.655	26.055
	34.0	4.0	45.902	41.902	22.627	26.627
	35.0	3.4	47.302	43.902	23.707	27.107
	36.0	2.8	48.702	45.902	24.787	27.587
	37.0	2.0	50.102	48.102	25.975	27.975
	38.1	1.6	51.642	50.042	27.023	28.623
F2	40.0	1.6	54.321	52.721	28.469	30.069
	40.5	1.6	55.026	53.426	28.850	30.450
	41.0	1.6	55.731	54.131	29.231	30.831
	41.5	1.6	56.436	54.836	29.611	31.211
	42.0	1.6	57.141	55.541	29.992	31.592
	42.9	1.6	58.410	56.810	30.677	32.277
G1	44.0	1.6	60.214	58.614	25.204	26.804
	45.0	1.6	61.854	60.254	25.909	27.509
	46.0	1.6	63.494	61.894	26.614	28.214
	47.0	1.6	65.134	63.534	27.320	28.920
	48.0	1.6	66.774	65.174	28.025	29.625
	49.0	1.6	68.414	66.814	28.730	30.330
	50.1	1.6	70.218	68.618	29.506	31.106
G2	51.0	1.6	71.856	70.256	46.369	47.969
	52.0	1.6	73.676	72.076	47.570	49.170
	53.0	1.6	75.496	73.896	48.771	50.371
	54.0	1.6	77.316	75.716	49.973	51.573
	55.0	1.6	79.136	77.536	51.174	52.774
	56.0	1.6	80.956	79.356	52.375	53.975
	57.0	1.6	82.776	81.176	53.576	55.176

Tabla 9. Empuje de concreto vs empuje pasivo del suelo, [t/m²]

Estrato	Prof. [m]	σ_v concr.	σ_h concr.	σ'_h suelo	σ_h suelo
A	0.0	0.00	0.000	0.000	0.000
	0.2	0.48	0.144	0.450	0.450
	0.4	0.96	0.288	0.900	0.900
	0.6	1.44	0.432	1.350	1.350
	0.8	1.92	0.576	1.800	1.800
	1.0	2.40	0.720	2.250	2.250
	1.2	2.88	0.864	2.700	2.700
	1.4	3.36	1.008	3.150	3.150
B	1.6	3.84	1.152	3.513	3.513
	2.0	4.80	1.440	3.639	4.039
	4.0	9.60	2.880	6.369	7.369
	6.0	14.40	4.320	9.099	10.699
	8.0	19.20	5.760	11.829	14.029
	10.0	24.00	7.200	14.259	17.259
	12.0	28.80	8.640	16.689	20.489
	14.0	33.60	10.080	19.419	23.819
14.3	34.32	10.296	19.664	24.264	
C1	14.6	35.04	10.512	19.895	24.695
	14.8	35.52	10.656	19.949	24.949
	15.0	36.00	10.800	20.003	25.203
	15.2	36.48	10.944	20.057	25.457
	15.4	36.96	11.088	20.111	25.711
	15.6	37.44	11.232	20.165	25.965
	15.8	37.92	11.376	20.219	26.219
	16.0	38.40	11.520	20.273	26.473
16.3	39.12	11.736	20.654	26.954	
C2	16.6	39.84	11.952	21.080	27.480
	16.8	40.32	12.096	21.164	27.764
	17.0	40.80	12.240	21.248	28.048
	17.2	41.28	12.384	21.332	28.332
	17.4	41.76	12.528	21.416	28.616
	17.6	42.24	12.672	21.500	28.900
	17.8	42.72	12.816	21.584	29.184
	18.0	43.20	12.960	21.668	29.468
18.2	43.68	13.104	21.752	29.752	
C3	19.0	45.60	13.680	23.192	31.592
	19.5	46.80	14.040	23.567	32.567
	20.0	48.00	14.400	24.542	33.742
	20.5	49.20	14.760	24.617	34.617
	21.0	50.40	15.120	25.292	35.692
	21.6	51.84	15.552	26.222	37.022

D	22.0	52.80	15.840	27.080	37.880
	23.0	55.20	16.560	30.125	40.325
	24.0	57.60	17.280	33.170	42.770
	25.0	60.00	18.000	36.215	45.215
	26.0	62.40	18.720	38.960	47.560
	27.0	64.80	19.440	42.005	50.005
	28.0	67.20	20.160	44.750	52.350
	29.0	69.60	20.880	48.095	54.895
	30.3	72.72	21.816	51.783	57.983
F1	31.0	74.40	22.320	53.853	59.653
	32.0	76.80	23.040	56.853	62.053
	33.0	79.20	23.760	60.153	64.553
	34.0	81.60	24.480	62.853	66.853
	35.0	84.00	25.200	65.853	69.253
	36.0	86.40	25.920	68.853	71.653
	37.0	88.80	26.640	72.153	74.153
	38.1	91.44	27.432	75.063	76.663
F2	40.0	96.00	28.800	79.082	80.682
	40.5	97.20	29.160	80.139	81.739
	41.0	98.40	29.520	81.197	82.797
	41.5	99.60	29.880	82.254	83.854
	42.0	100.80	30.240	83.312	84.912
	42.9	102.96	30.888	85.215	86.815
G1	44.0	105.60	31.680	87.921	89.521
	45.0	108.00	32.400	90.381	91.981
	46.0	110.40	33.120	92.841	94.441
	47.0	112.80	33.840	95.301	96.901
	48.0	115.20	34.560	97.761	99.361
	49.0	117.60	35.280	100.221	101.821
	50.1	120.24	36.072	102.927	104.527
G2	51.0	122.40	36.720	105.384	106.984
	52.0	124.80	37.440	108.114	109.714
	53.0	127.20	38.160	110.844	112.444
	54.0	129.60	38.880	113.574	115.174
	55.0	132.00	39.600	116.304	117.904
	56.0	134.40	40.320	119.034	120.634
	57.0	136.80	41.040	121.764	123.364

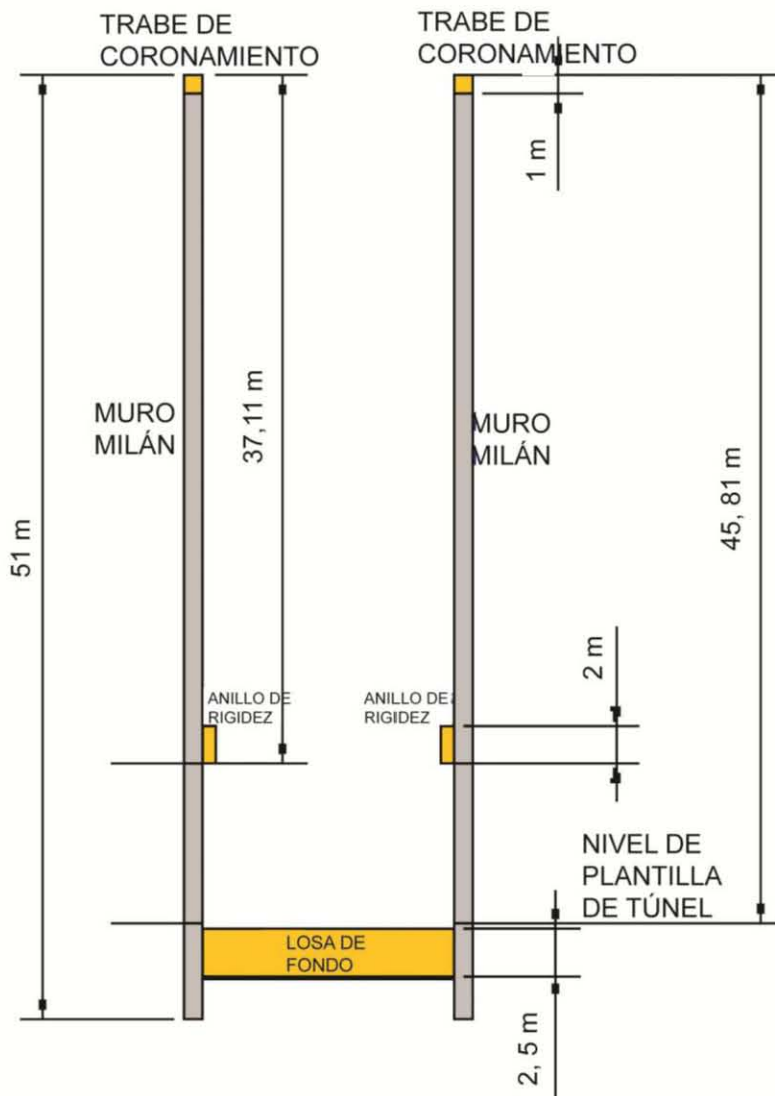
Tabla 10. Empuje del concreto vs suelo con nivel freático recuperado

Estrato	Prof. [m]	u [t/m2]	σ_v concr.	σ_h concr.	σ'_h suelo	σ_h suelo
A	0.0	0.0	0.00	0.000	0.000	0.000
	0.2	0.0	0.48	0.144	0.246	0.246
	0.4	0.0	0.96	0.288	0.492	0.492
	0.6	0.0	1.44	0.432	0.738	0.738
	0.8	0.0	1.92	0.576	0.984	0.984
	1.0	0.0	2.40	0.720	1.230	1.230
	1.2	0.0	2.88	0.864	1.476	1.476
	1.4	0.0	3.36	1.008	1.722	1.722
B	1.6	0.0	3.84	1.152	1.569	1.569
	2.0	0.4	4.80	1.440	1.625	2.025
	4.0	2.4	9.60	2.880	2.845	5.245
	6.0	4.4	14.40	4.320	4.064	8.464
	8.0	6.4	19.20	5.760	5.284	11.684
	10.0	8.4	24.00	7.200	6.369	14.769
	12.0	10.4	28.80	8.640	7.454	17.854
	14.0	12.4	33.60	10.080	8.674	21.074
14.3	12.7	34.32	10.296	8.783	21.483	
C1	14.6	13.0	35.04	10.512	7.162	20.162
	14.8	13.2	35.52	10.656	7.181	20.381
	15.0	13.4	36.00	10.800	7.201	20.601
	15.2	13.6	36.48	10.944	7.220	20.820
	15.4	13.8	36.96	11.088	7.240	21.040
	15.6	14.0	37.44	11.232	7.259	21.259
	15.8	14.2	37.92	11.376	7.279	21.479
	16.0	14.4	38.40	11.520	7.298	21.698
16.3	14.7	39.12	11.736	7.435	22.135	
C2	16.6	15.0	39.84	11.952	9.416	24.416
	16.8	15.2	40.32	12.096	9.453	24.653
	17.0	15.4	40.80	12.240	9.491	24.891
	17.2	15.6	41.28	12.384	9.528	25.128
	17.4	15.8	41.76	12.528	9.566	25.366
	17.6	16.0	42.24	12.672	9.603	25.603
	17.8	16.2	42.72	12.816	9.641	25.841
	18.0	16.4	43.20	12.960	9.678	26.078
18.2	16.6	43.68	13.104	9.716	26.316	
C3	19.0	17.4	45.60	13.680	6.803	24.203
	19.5	17.9	46.80	14.040	6.913	24.813
	20.0	18.4	48.00	14.400	7.199	25.599
	20.5	18.9	49.20	14.760	7.221	26.121
	21.0	19.4	50.40	15.120	7.419	26.819
	21.6	20.0	51.84	15.552	7.692	27.692

D	22.0	20.4	52.80	15.840	9.749	30.149
	23.0	21.4	55.20	16.560	10.845	32.245
	24.0	22.4	57.60	17.280	11.941	34.341
	25.0	23.4	60.00	18.000	13.037	36.437
	26.0	24.4	62.40	18.720	14.025	38.425
	27.0	25.4	64.80	19.440	15.122	40.522
	28.0	26.4	67.20	20.160	16.110	42.510
	29.0	27.4	69.60	20.880	17.314	44.714
	30.3	28.7	72.72	21.816	18.642	47.342
F1	31.0	29.4	74.40	22.320	19.387	48.787
	32.0	30.4	76.80	23.040	20.467	50.867
	33.0	31.4	79.20	23.760	21.655	53.055
	34.0	32.4	81.60	24.480	22.627	55.027
	35.0	33.4	84.00	25.200	23.707	57.107
	36.0	34.4	86.40	25.920	24.787	59.187
	37.0	35.4	88.80	26.640	25.975	61.375
	38.1	36.5	91.44	27.432	27.023	63.523
F2	40.0	38.4	96.00	28.800	28.469	66.869
	40.5	38.9	97.20	29.160	28.850	67.750
	41.0	39.4	98.40	29.520	29.231	68.631
	41.5	39.9	99.60	29.880	29.611	69.511
	42.0	40.4	100.80	30.240	29.992	70.392
	42.9	41.3	102.96	30.888	30.677	71.977
G1	44.0	42.4	105.60	31.680	25.204	67.604
	45.0	43.4	108.00	32.400	25.909	69.309
	46.0	44.4	110.40	33.120	26.614	71.014
	47.0	45.4	112.80	33.840	27.320	72.720
	48.0	46.4	115.20	34.560	28.025	74.425
	49.0	47.4	117.60	35.280	28.730	76.130
	50.1	48.5	120.24	36.072	29.506	78.006
G2	51.0	49.4	122.40	36.720	46.369	95.769
	52.0	50.4	124.80	37.440	47.570	97.970
	53.0	51.4	127.20	38.160	48.771	100.171
	54.0	52.4	129.60	38.880	49.973	102.373
	55.0	53.4	132.00	39.600	51.174	104.574
	56.0	54.4	134.40	40.320	52.375	106.775
	57.0	55.4	136.80	41.040	53.576	108.976

ANEXO B

Figura 26. Esquema general de la lumbrera vista en elevación



BIBLIOGRAFÍA

- a) Trabajos de campo y laboratorio para Diseño del sitio de la Lumbrera L-04 del Túnel Emisor Oriente. COMISSA-CONAGUA, fecha enero de 2009.
- b) Análisis Geotécnico para el sitio de la Lumbrera L-04 Cad. 8+211.95 del Túnel Emisor Oriente. COMISSA-CONAGUA, fecha 26 de enero de 2009.
- c) “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF”. Gaceta Oficial del Distrito Federal. 6 de Octubre, 2004.
- d) “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del RCDF”. Gaceta Oficial del Distrito Federal. 6 de Octubre, 2004.
- e) “Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del RCDF”. Gaceta Oficial del Distrito Federal. 6 de Octubre, 2004.
- f) Proyecto Ejecutivo para la construcción del Túnel Emisor Oriente localizado en el Distrito Federal, Estado de México, dentro de la cuenca del Valle de México y el Estado de Hidalgo. 2008. Anexo 10a. Términos de Referencia. CONAGUA.
- g) Mecánica de suelos, Tomo 1 “Fundamentos de la Mecánica de Suelos”, Juárez Badillo, Rico Rodríguez, editorial LIMUSA S.A. de C.V., edición año 2000.
- h) Manual de Diseño Geotécnico. Volumen 1. COVITUR. 1987.
- i) Diseño Geotécnico de Lumbreras en suelos blandos: procesos constructivos y métodos de análisis. Tamez, E. 2007.
- j) Manual de Construcción Geotécnica. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 2002.
- k) Anexo 10a “Términos de Referencia”, Subdirección General de Agua Potable Drenaje y Saneamiento, Coordinación General de los Proyectos de Saneamiento del Valle de México. Noviembre 2008.
- l) “Ingeniería de Cimentaciones. Conceptos Básicos de la Práctica”. Tamez, E. México. 2001.
- m) Manual de Construcción Geotécnica. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 2002.