

Ingeniería Forense; algunos casos de la Ciudad de México

Luis Bernardo RODRÍGUEZ GONZÁLEZ^{a,1}

^a *Grupo IPISA, México*

Resumen. En este trabajo se describen algunas experiencias de fallas geotécnicas conocidas como Ingeniería Geotécnica Forense, o “Casos Historia”.

En cada uno de los casos descritos se analiza y se discute la falla usando una metodología cuya secuencia comprende los antecedentes, el planteamiento del problema, la presentación de la falla, el análisis de las causas que la originaron y finalmente un enfoque que remarca las lecciones aprendidas.

Las fallas que se mencionan en este escrito, se presentaron durante la construcción de excavaciones realizadas en la Ciudad de México en la década de los 80's.

Las lecciones aprendidas se consideran la parte medular de la ingeniería geotécnica forense ya que permiten conocer las causas de las fallas y sacar el mayor provecho de ellas, con el fin de tomarlas en cuenta en procesos constructivos similares futuros; al mismo tiempo pueden ser tomadas como referencia en la academia para transmitir las a los futuros ingenieros..

Palabras Clave. Ingeniería geotécnica forense, fallas geotécnicas, excavaciones y obras subterráneas.

1. Introducción

Las fallas que se analizan en este documento, pudieron estar relacionadas con errores o descuidos durante la construcción, o durante el proyecto y provienen de esos, descuidos, omisiones o errores que se han producido en las obras y en las excavaciones, todas ellas de manera involuntaria.

El concepto de Ingeniería Forense es acuñado hace aproximadamente treinta años dentro de la ingeniería. De acuerdo con el diccionario, el término forense se asocia a la medicina forense y la definición que más se adapta es aquella que alude al médico forense que el diccionario la define como:

- **Médico Forense:** médico adscrito oficialmente a un juzgado de instrucción para llevar a cabo prácticas periciales propias de la medicina legal. (Diccionario de la Real Academia Española).
- **Forensic:** [adjective] of or concerning scientific methods for investigating crime (Cambridge Dictionary).

En ambas definiciones el concepto es la investigación científica y legal de las causas de una falla (“crimen, implicación legal”), y en nuestro caso será de las fallas geotécnicas de las obras y de las excavaciones.

¹ Corresponding Author, Ing. Luis Bernardo Rodríguez González, Grupo IPISA, Ciudad de México, México; E-mail: lbrg@grupoipisa.com.mx.

Para fines de este trabajo, el concepto de Ingeniería Geotécnica Forense se ha considerado como el análisis “post mortem” de una falla que ocurrió durante una excavación, o durante la construcción de una obra basado en la elaboración de un análisis minucioso de las causas que la produjeron, siempre con la finalidad de no repetir en el futuro los principios que la originaron y de alejarse lo más posible de los riesgos que implica la presencia de este tipo de eventos.

Bajo este concepto están planteadas las fallas analizadas en este trabajo, desde un punto de vista estrictamente de la ingeniería.

En algunos países, estos conceptos donde se presentan fallas en la ingeniería, son llamados también Casos Historia y como su nombre lo indica, corresponden a la relatoria de los casos donde se presentaron incidencias o fallas y se analizan sus causas.

De inmediato surge la pregunta ¿y cómo considerar las repercusiones jurídicas o penales que conllevan este tipo de problemas? La respuesta es compleja, es un enfoque de responsabilidades basado, en el caso de México, en la Ley de Obras Públicas, en sus reglamentos, en los contratos y en general en la normatividad jurídica vigente y no forma parte de los alcances de este trabajo.

En las obras de gran magnitud o extensión, intervienen grupos interdisciplinarios de profesionistas y las decisiones y responsabilidades se entrelazan y se comparten, sin embargo, la ocurrencia de fallas no es privativa de las grandes obras, las obras pequeñas no están exentas de los riesgos que implica la construcción geotécnica.

Existe por parte de algunos ingenieros la idea de que la especialización de la Ingeniería Forense dentro de la Ingeniería debe comprender los estudios de las implicaciones legales que tienen las incidencias y fallas de las obras y en la que los estudios legales formen parte de esta especialización.

No comparto esta idea y considero que no se requiere de una especialidad legal, pues en general, en el caso de las fallas, se hace necesario hacer un análisis técnico de ingeniería, detallado, riguroso e imparcial, de las causas de las mismas y esto se logra a través de la participación de ingenieros expertos que actúen como peritos, que tengan experiencia en la ingeniería geotécnica, que elaboren su dictamen técnico con profundidad, veracidad y ética profesional, pero lo más importante que no dicten sentencia, ese es trabajo propio de los abogados y de los jueces y, para ello, están las instancias legales y la especialidad jurídica que debe aplicarse en los casos que sea necesario.

Planteadas estas ideas y los conceptos que corresponden a los objetivos de este trabajo, a continuación, se describen algunas fallas que han ocurrido en el pasado, en la Ciudad de México, en las que el autor ha participado.

2. Fallas

2.1. Caso 1: Sifón en el cruce de un colector con una estructura de cajón subterráneo

En una avenida de la Ciudad de México se construyó en la década de los 80's un cajón subterráneo para alojar una línea de la red del sistema de transporte masivo de pasajeros.

Transversal al eje de la línea de metro se localizó un colector de aguas negras constituido por tubos de concreto reforzado, de 2.10 m de diámetro interior. Para construir el cajón del metro fue necesario construir un colector paralelo con estructura de sifón invertido, que pasara por debajo del nuevo cajón subterráneo, a fin de no

interrumpir el servicio. En la Figura 1 se presenta un corte longitudinal, donde se muestra el cajón subterráneo cuya losa de fondo constituyó también la losa superior del Sifón.

2.1.1. Descripción del cruce del sifón

El Colector está constituido por un tubo de concreto reforzado de 2.10 m de diámetro interior. El Cajón subterráneo está formado por muros de concreto armado, colados en sitio bajo lodo bentonítico (muros Milán) y sus dimensiones son 8.00 m de ancho y 6.50 m de alto respectivamente. Para la construcción del sifón se propuso bajar el nivel del colector 3.50 m y construirlo paralelo al trazo original a una distancia de aproximadamente 5.00 m. En la Figura 2 se muestra en planta la intersección de las avenidas donde se ubican estas estructuras, en ella se puede observar la solución del desvío del Colector resuelto con dos cajas interceptoras, dos cajas de desvío y dos rampas para el sifón invertido.

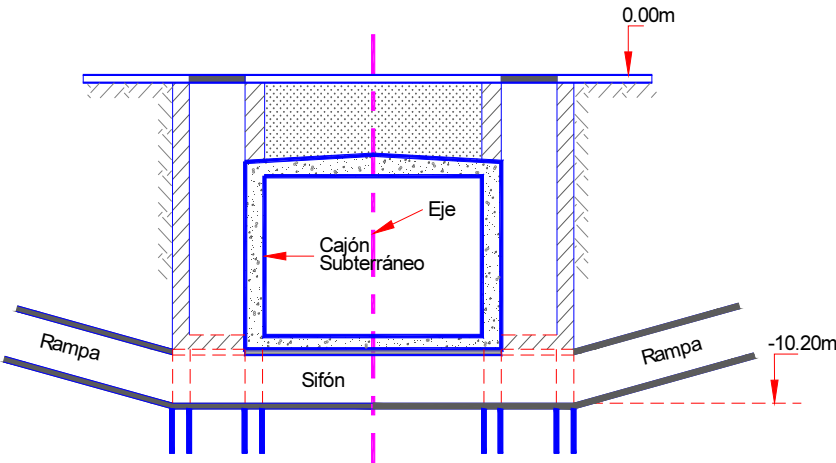


Figura 1. Corte longitudinal del Sifón (Corte A – A).

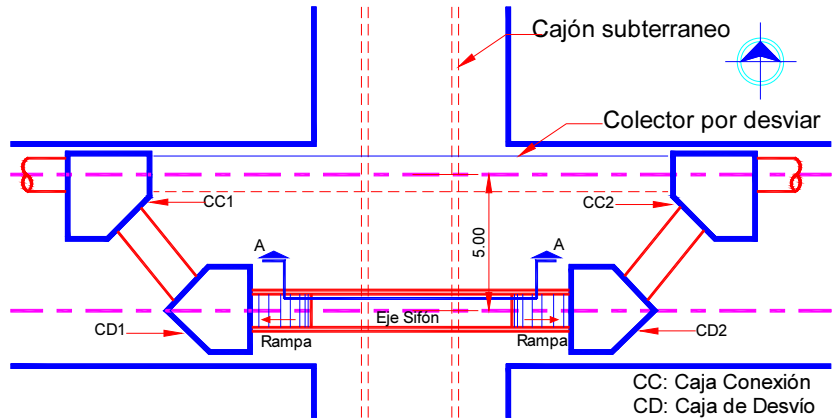


Figura 2. Planta del Sifón.

2.1.2. Estratigrafía del sitio

La estratigrafía del sitio corresponde a la Zona III de la Ciudad de México conocida como Zona de Lago, de acuerdo con la caracterización geotécnica del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, vigente en la época en que se construyó el sifón. Con la exploración realizada en el sitio a partir de sondeos mixtos y de penetración estándar se determinó la siguiente estratigrafía, que se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Estratigrafía del sitio.

Estrato (-)	Prof. (m)	SUCS (-)	w (%)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)
A	0.00- 3.00	---	---	1.70	3.00	32
B	3.00- 7.00	CH	220	1.25	2.50	0
C	7.00-10.00	CH	350	1.18	2.00	0
D	10.00-14.00	CH	300	1.10	2.20	0

2.1.3. Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo planteado para el Sifón comprendía una excavación de 10.20 m de profundidad y 5.00 m de ancho entre muros tablestaca tipo Milán, desplantados a un nivel de -12.70 m, y tres niveles de puntales a -1.20 m, -4.00 m y -6.50 m respecto al nivel de terreno natural. El orden de construcción propuesto fue el siguiente Figura 3:

1. Construcción de muros tablestaca tipo Milán
2. Excavación hasta el nivel -2.00m y colocación del primer nivel de puntales.
3. Excavación hasta el nivel -4.50m y colocación del segundo nivel de puntales.
4. Excavación hasta el nivel -7.00m y colocación del tercer nivel de puntales.
5. Excavación hasta el nivel -10.20m, colado de plantilla, y construcción de la losa de fondo, muros interiores del Sifón y losa tapa de sifón, la cual fue parte de la losa de fondo del Cajón del Metro.
6. Retiro del tercer y segundo nivel de puntales, construcción de muros secundarios y construcción de losa tapa del Cajón del Metro.
7. Retiro del primer nivel de troqueles y restitución del pavimento.

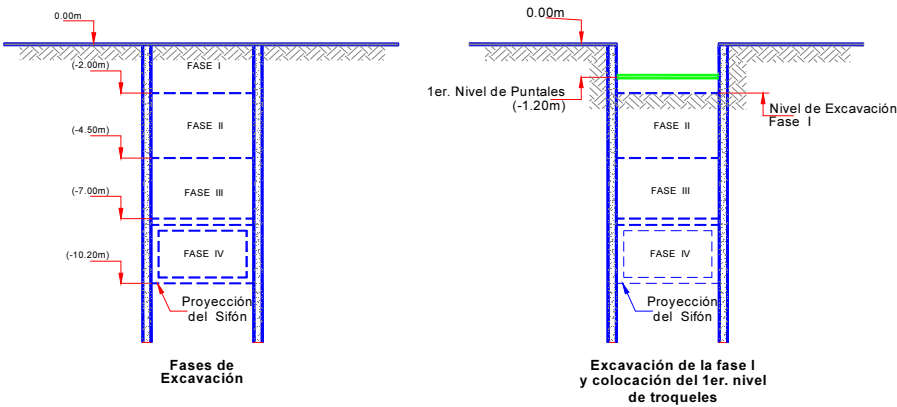


Figura 3. Proceso constructivo del Sifón.

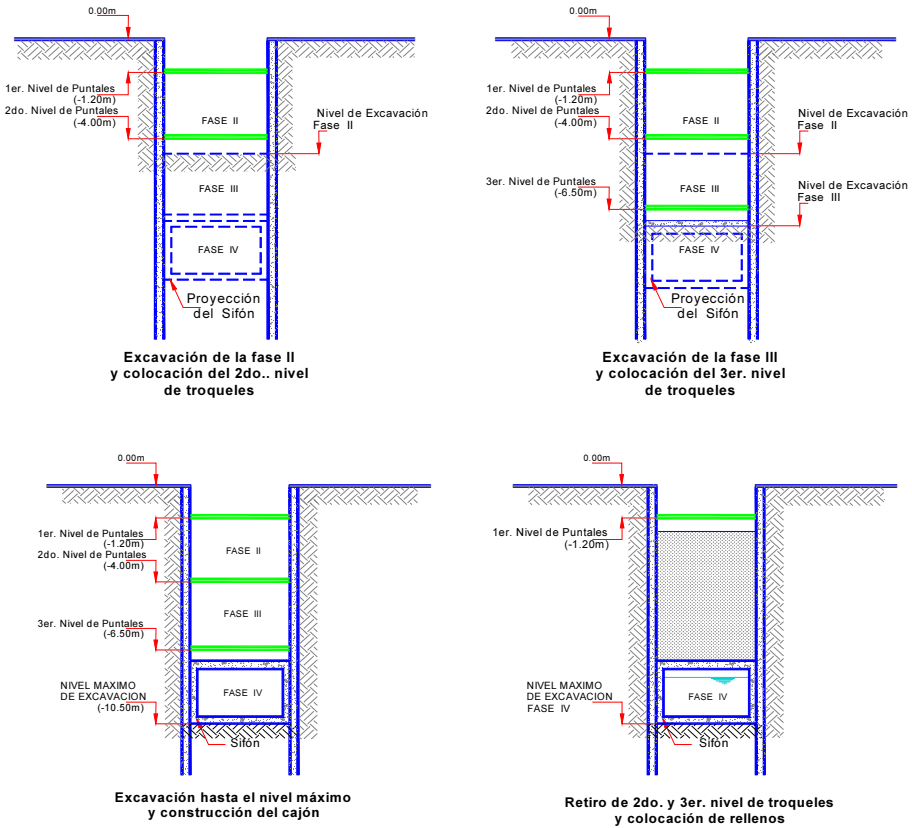


Figura 3. (continuación) Proceso constructivo del Sifón.

2.1.4. ¿Cómo sucedió la falla?

Después de colocar los tres niveles de puntales y durante la excavación de la última etapa, el muro tablestaca empezó a desplazarse lateralmente y a hundirse provocando la dislocación del Colector en operación, con la consecuente salida del agua negra hacia el subsuelo produciendo una sobrecarga paulatina de presiones hidrostáticas en el respaldo del muro. Figura 4

Cuando la excavación estaba cerca del fondo, la tablestaca giró súbitamente inundando la excavación y volcando la draga hacia la zanja, apoyada lateralmente en un extremo de la excavación y con la pluma extendida en el otro, impidiendo así que cayera hasta el fondo. El muro tablestaca giró como cuerpo rígido y no tuvo agrietamientos. Afortunadamente el accidente ocurrió a las 7:00hr AM hora en la que apenas entraba el personal al sitio de trabajo. No se lamentó la pérdida de vidas humanas.

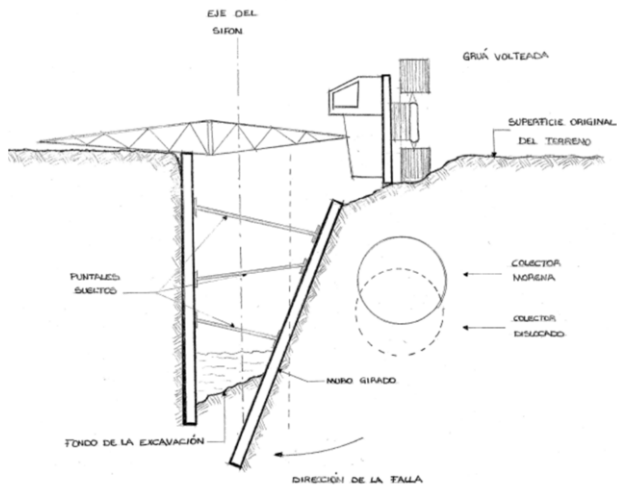


Figura 4. Falla del Muro del Sifón.

2.1.5. Análisis de la falla

Las características del colapso sugerían una falla por pateo del muro tablestaca. Para evaluar esta hipótesis se realizó el siguiente estudio [1] La Figura 5 muestra esquemáticamente la forma de analizar la tablestaca contra un riesgo de falla por “pateo”, es decir, cuando la ataguía es rígida, como es este caso, y la excavación está próxima a llegar al fondo, existe la posibilidad que el empuje pasivo que produce el suelo en la parte interior de la ataguía (zona de la “pata” del muro), sea insuficiente para resistir los empujes exteriores del suelo y se produzca un giro en la tablestaca.

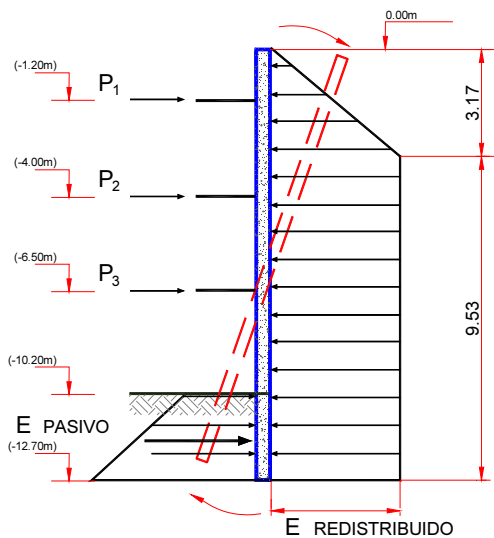


Figura 5. Mecanismo de falla por pateo.

Es importante conocer el número de estabilidad de Peck Np [2] para excavaciones de este tipo, que se define como:

$$Np = \frac{\gamma h}{c} \quad (1)$$

Donde γ es el peso volumétrico promedio del suelo fuera de la excavación, h es la profundidad de la excavación y c es la resistencia la corte del suelo en el fondo de la excavación. Este número para este caso fue de 4.8.

De acuerdo con Peck, para excavaciones de este tipo, este valor no debe exceder de 5 que corresponde al inicio de la plastificación del suelo.

Para mantener la estabilidad de la tablestaca se debe verificar que la carga actuante en el empotramiento del muro no exceda el empuje pasivo del suelo. Con la relación de estas cargas se puede determinar el factor de seguridad para evitar la falla por pateo, mediante la siguiente expresión.

$$F.S. = \frac{Ep}{R} \quad (2)$$

donde Ep es el empuje pasivo del interior de la pata del muro en t/m; y R es la reacción necesaria mínima para evitar el pateo en t/m.

Las presiones sobre el muro tablestaca se obtuvieron calculando los empujes redistribuidos en toda la longitud del muro empleando las expresiones propuestas por Terzagui – Peck para arcillas blandas [3]. Las cargas en los apoyos de la tablestaca se determinaron analizando el muro como una viga horizontal de ancho unitario con cuatro apoyos como se muestra en la Figura 6. Los primeros 3 apoyos corresponden a los puntales y el cuarto apoyo, es la resultante necesaria para lograr el equilibrio, generada por el empuje pasivo del suelo sobre la pata del muro.

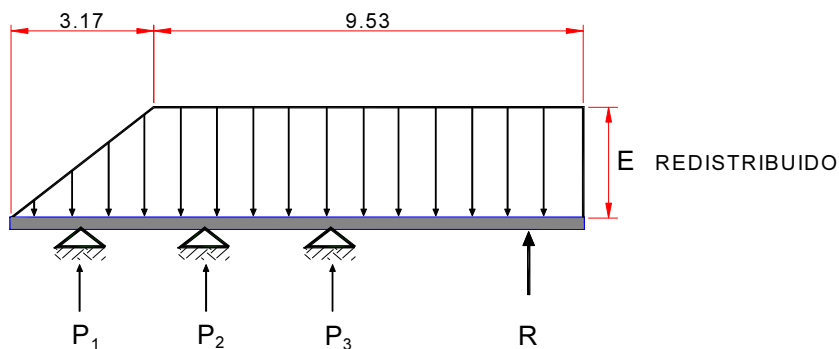


Figura 6. Análisis de la tablestaca como viga simplemente apoyada.

Las cargas en los apoyos producidos por los empujes redistribuidos sobre la tablestaca se presentan en la Figura 7.

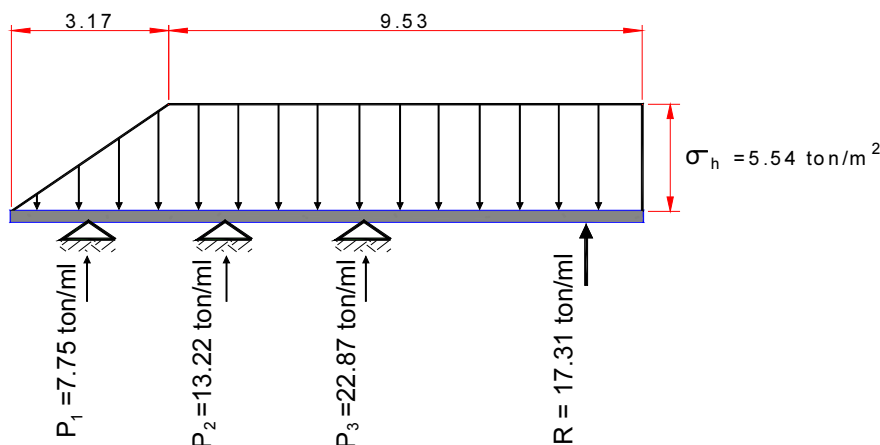


Figura 7. Reacciones en los apoyos de la tablestaca producidas por los empujes redistribuidos del suelo.

El empuje pasivo del suelo en la parte empotrada se calculó con las expresiones de Rankine [3] obteniéndose un valor de $E_p = 14.41 \text{ t/m}$.

Con los valores obtenidos del análisis es posible determinar el factor de seguridad contra la falla de pateo. Sustituyendo en la ecuación (2) los valores antes calculados se tiene el valor de FS:

$$F.S. = \frac{14.44}{17.31} = 0.83$$

El valor del factor de seguridad FS menor a uno indica que el sistema de ademe es inestable ante la falla por pateo y se corrobora la hipótesis de la falla ocurrida en la construcción del Sifón.

2.1.6. Lecciones aprendidas

El análisis de falla por pateo muestra que el empuje redistribuido sobre la tablestaca produce en la parte inferior del muro una carga horizontal actuante de 17.31 t/m , y el empuje pasivo del suelo una carga resistente de 14.44 t/m la cual no fue suficiente para mantener el equilibrio, siendo esta diferencia de empujes lo que produjo el giro de la tablestaca, y por consecuencia la falla del suelo y el giro de la estructura de contención durante la excavación.

Del análisis se desprende que las cargas solicitadas en los puntales son bajas por lo que era posible espaciarlos verticalmente incrementando la profundidad del segundo y tercer nivel de puntales. De particular interés resulta la ubicación del último nivel de puntales, pues debido al mecanismo de falla por pateo era deseable haberlo colocado a la máxima profundidad posible. En este caso debió colocarse en la cota -9.20 m , apenas 40 cm por encima de la cara superior de la futura losa de fondo.

Por lo que respecta a la longitud de empotramiento de la tablestaca, hubiese sido suficiente con una adecuada distribución de los 3 niveles de puntales para evitar la falla.

La experiencia de esta falla pone en relieve la importancia de la correcta definición de la colocación de los puntales, así como la definición del empotramiento apropiado que se debe considerar para las estructuras de contención.

2.2. Caso 2: Falla en la intersección entre dos túneles en zonas urbanas

2.2.1. Descripción de la obra

Durante la construcción de un túnel para el Metro excavado en los suelos friccionantes rígidos de la Ciudad de México, se construyó en la parte lateral al trazo, una Lumbrera que serviría como acceso al túnel principal, la cual estaba ubicada fuera de la zona de la vialidad con objeto de no entorpecer la circulación. Entre la lumbrera y el túnel de Metro, se construyó un túnel de conexión.

La lumbrera tenía una sección circular de 12.0 m de diámetro y aproximadamente 40.0 m de profundidad, su finalidad era acceder desde ahí, en forma transversal al túnel principal de Metro, el cual era excavado con el método convencional, es decir, usando una rozadora, malla y concreto lanzado como revestimiento primario y concreto lanzado reforzado con acero, como revestimiento secundario. El túnel de conexión se construyó con el mismo procedimiento constructivo.

La lumbrera, el túnel de conexión y el túnel de Metro se muestran en la Figura 8.

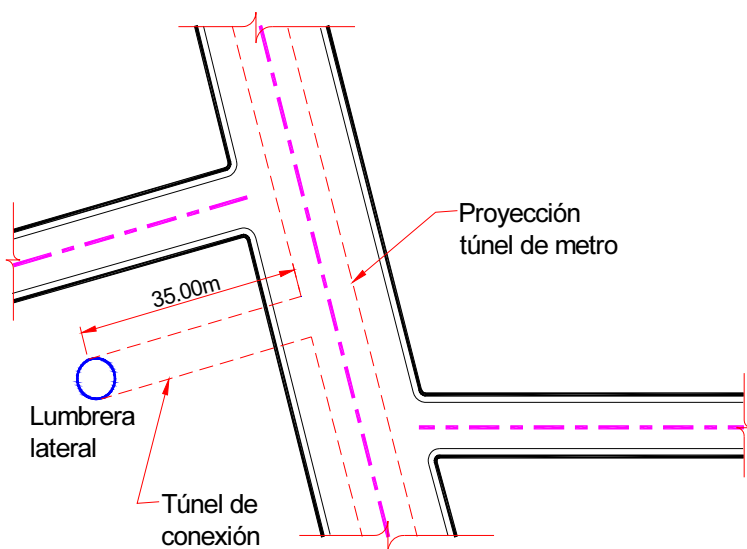


Figura 8. Ubicación de la Lumbrera de acceso lateral al túnel de Metro.

La clave del túnel de Metro en esa zona se ubica aproximadamente a 24.0 m de profundidad y la plantilla a 33.80 m., el túnel es de sección circular compuesta con una base plana; su altura aproximada es de 9.80 m y su ancho máximo de 11.50 m (Figura 9).

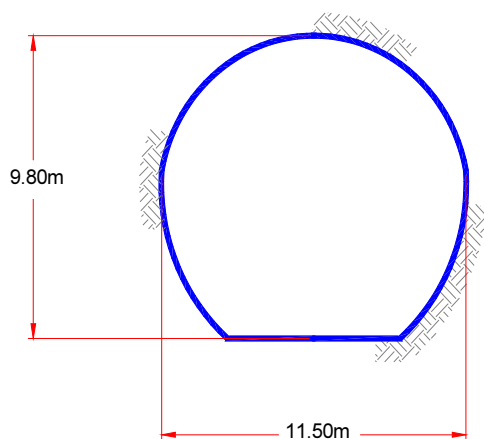


Figura 9. Sección transversal del Túnel de Metro.

El túnel de conexión tenía una longitud aproximada de 35.0 m y su sección era también de sección circular compuesta, de dimensiones un poco menores que las del túnel de Metro. La profundidad de la clave de este túnel de conexión estaba ubicada a la misma elevación que la clave del túnel de Metro. La sección transversal de este túnel se muestra en la Figura 10.

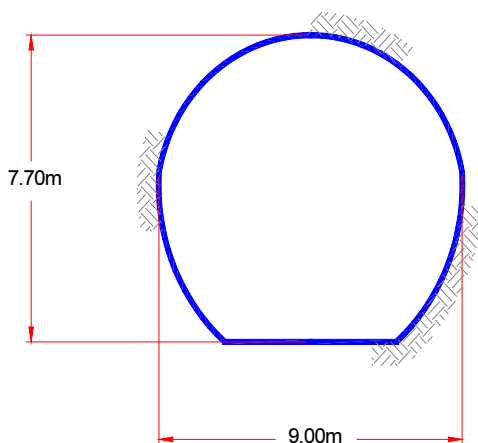


Figura 10. Sección transversal del Túnel de Conexión.

2.2.2. Estratigrafía del sitio

De acuerdo con los sondeos que se hicieron, el subsuelo del sitio es típico de la zona de Lomas de la Ciudad de México y corresponde a estratos alternados de limos arenosos y arenas limosas compactos y algunas veces cementados; no hay presencia del nivel freático. Estos materiales son suelos rígidos poco deformables. Los sondeos marcaban algunos estratos en la zona del túnel donde el contenido de arena de los suelos era superior al 70%.

La resistencia al corte de los estratos en esta zona es alta, con una cohesión mínima de 10.0 t/m^2 y ángulos de fricción interna de 35° como mínimo. El Módulo de Deformación de los suelos en el entorno de la clave varió entre los $1,200$ y $1,800 \text{ t/m}^2$. Los estratos de más de 70% de arena presentaron una cohesión muy baja.

2.2.3. Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo planteado para el túnel de conexión consistió en excavar la sección media superior del túnel en una altura de 5.0 m , con un espesor de concreto lanzado de 15 cm y dos lechos de malla electro soldada, $6'' \times 6''$ $10/10$, con avances de 3.00 m de longitud. Una vez excavada la sección superior del túnel en toda la longitud, se procedió a la excavación de la sección inferior hasta terminar el túnel.

Alcanzada la orilla de la intersección, el procedimiento indicó la construcción de una trabe de borde y posteriormente la excavación del túnel de Metro en tramos de 2.50 m de longitud a media sección, en el ancho del túnel de Metro. Posteriormente se colocó una malla electro soldada se lanzó el concreto hasta alcanzar el espesor especificado y así sucesivamente en cinco etapas hasta completar la mitad superior del túnel de Metro. Figura 11.

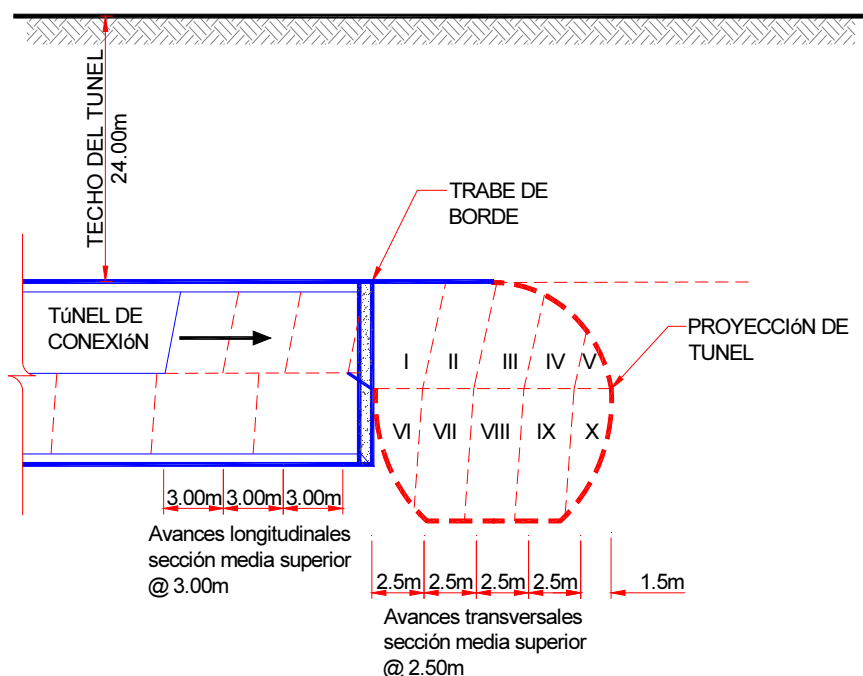


Figura 11. Procedimiento constructivo para el Túnel de Conexión y la unión con Túnel de metro.

2.2.4. Análisis de las cargas sobre la clave

En los años 80's que se construyó esta obra, no estaban tan generalizados los paquetes de cómputo para el diseño de túneles así que las cargas sobre la clave del túnel principal se calcularon considerando el arqueo del suelo de la clave en una profundidad igual a la

propuesta por la teoría de Protodyakonov [4], la cual se desarrolló para suelos predominantemente arenosos, como es el caso de esta intersección. Esta teoría considera que la carga sobre la clave, está definida por la siguiente expresión:

$$p = \frac{\gamma b}{3 \tan \varphi} \quad (3)$$

donde p es la presión que actuará sobre la clave del túnel a largo plazo, γ es el peso volumétrico del material de la clave, b es el ancho del túnel y φ es el ángulo de fricción interna del material. Al considerar las propiedades del suelo se obtuvo una presión de diseño de 10.1 t/m^2 , que fue con la que se hizo el diseño del túnel, considerando además los empujes activos sobre las paredes del túnel.

2.2.5. ¿Cómo ocurrió la falla?

Cuando se había excavado el túnel de conexión en toda su extensión, la construcción del túnel de la Línea 7 se llevó a cabo en toda la altura y en todo el ancho del túnel de Metro, en una sola etapa, en forma notoriamente diferente a lo que se había planteado en el diseño del procedimiento constructivo, por lo que alcanzada la misma clave en ambos túneles, el arqueo considerado no se presentó, el túnel empezó a “granear”, es decir, los estratos predominantemente arenosos empezaron a desprenderse debido a que se desarrollaron altos esfuerzos en la masa de suelo en la zona de la clave, los cuales produjeron deformaciones excesivas que propiciaron la inmediata formación de una “chimenea” que conectó la clave con la superficie del terreno.

Al centro de la avenida pasaba una tubería de agua potable a presión la cual se dislocó y produjo una socavación en la vialidad. Figura 12.

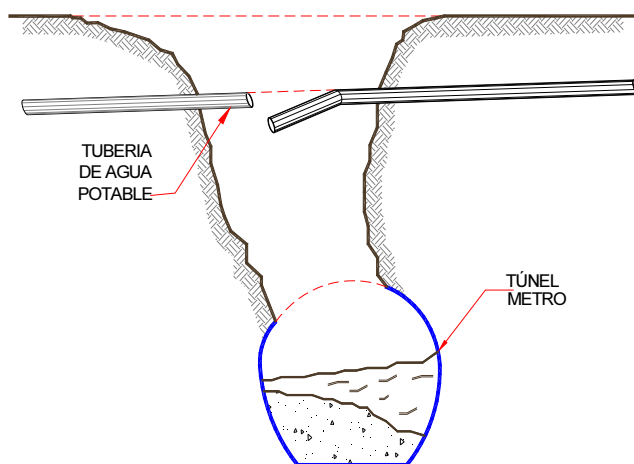


Figura 12. Falla en la intersección de los túneles de Conexión y Túnel de metro.

2.2.6. Análisis de la falla

Es indudable que el arqueo no llegó a desarrollarse durante la excavación del segundo túnel, principalmente debido a que las claves eran coincidentes y el efecto de arco se perdió por tener un techo prácticamente plano. El alto contenido de arena de los estratos

de la clave ayudo a generar deformaciones importantes y se formó una chimenea que se conectó a la superficie. La presencia de la tubería agravó el problema con la rotura, la socavación y el aumento de las dimensiones de la chimenea.

2.2.7. Lecciones aprendidas

Como en otros casos similares de excavación de túneles, la enseñanza es que la construcción debió respetar las etapas controladas del procedimiento constructivo con el fin de ir recibiendo por pequeños tramos la clave del túnel aprovechando el arqueado del terreno, además se debió haber planteado la intersección con los niveles no coincidentes de las claves de ambos túneles en suelos con estratos arenosos.

La recuperación de este tramo condujo a un procedimiento muy distinto, construyendo otro túnel de conexión en otro trazo y considerando la intersección del túnel de conexión con la clave 3.0 m más arriba de la clave del túnel de Metro, empleando un túnel piloto de menores dimensiones, excavando por etapas cortas e instalando anclajes desde la llegada del túnel de conexión.

Esta falla obligó a todo el equipo de trabajo a parar las obras durante más de un mes, con objeto de revisar nuevamente los criterios de excavación y diseño, conformándose un equipo de asesores constituido por los proyectistas, un ingeniero austriaco con experiencia en el diseño y aplicación del Nuevo Método Austriaco de Tuneleo, el ingeniero mexicano Enrique Tamez con experiencia en diseño y construcción de túneles y la asistencia del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

2.3. Caso 3: Falla de un muro en un paso vial subterráneo

2.3.1. Descripción de la obra

En la intersección entre dos avenidas importantes de la Ciudad de México se construyó un paso vial deprimido para evitar el cruce a nivel. Figura 13.

La excavación para este paso vial se realizó a cielo abierto entre taludes laterales con muy poca inclinación aprovechando el tipo de suelo que se presenta en esa zona de la ciudad caracterizado con una alta resistencia al corte y baja deformabilidad.

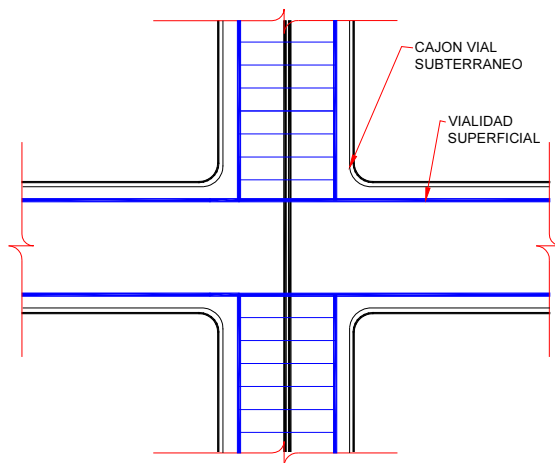


Figura 13. Vista en planta del cruce entre las avenidas.

2.3.2. Estratigrafía de la zona

El paso vial está ubicado en una zona de la Ciudad de México, constituida por suelos limo arenosos cementados que fueron depositados por vía eólica producto de las nubes ardientes volcánicas que arrojaron los volcanes de la periferia del Valle de México. Estos suelos se caracterizan por estar en algunos casos cementados y algunas veces tener un alto contenido de arena. Su resistencia al corte es alta y no existe la presencia del nivel freático en esa zona.

2.3.3. Procedimiento constructivo

El procedimiento desarrollado para la construcción de este paso vial consistió en excavar por etapas de 30 m de longitud y en todo el ancho del paso inferior; la excavación estuvo limitada por taludes laterales inclinados 0.15:1 desviando previamente las obras inducidas de tuberías de agua potable, atarjeas y colectores.

Alcanzada la profundidad de excavación se coló la losa de fondo de concreto reforzado y se dejaron las preparaciones en el armado para ligar los muros laterales del paso.

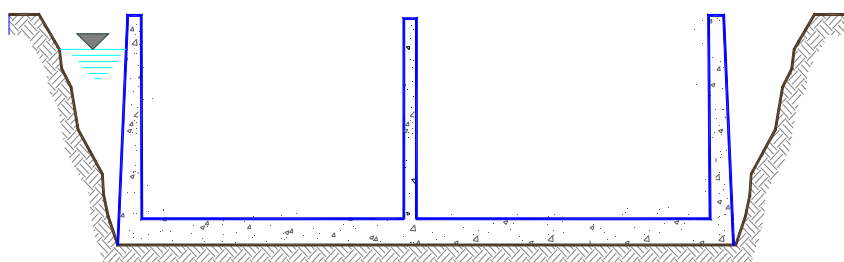
Estos muros se construyeron por tableros con una cimbra la cual se retiraba una vez alcanzada la resistencia especificada del concreto, posteriormente se colocó el relleno en el respaldo del muro por capas, con un material areno limoso compactado (“tepetate”).

Los muros laterales estaban diseñados para la carga del suelo compactado representada por el empuje en reposo y no se consideró el empuje hidrostático sobre los muros debido a la ausencia del nivel freático.

En esa zona la topografía marca una pendiente del terreno del orden del 3% que baja hacia la parte extrema del paso inferior vial.

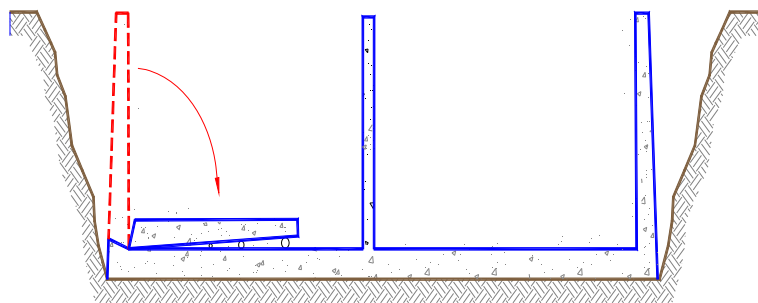
2.3.4. ¿Cómo ocurrió la falla?

La construcción del paso vial se ejecutó durante la época de lluvias. Una vez construidos los muros del paso vial inferior en su zona de mayor altura, y antes de rellenar el espacio entre el talud y el respaldo del muro, donde debería colocarse un relleno compactado, se presentó una lluvia, el agua reconoció hacia el hueco del respaldo del muro y provocó un empuje hidrostático en toda su altura, que no pudo ser resistido por éste provocando la falla del mismo y su caída hacia la losa de fondo. Figuras 14 y 15. La falla se presentó solamente en un tablero de 6 m de longitud y en la máxima altura.



a) Acumulando de agua tras el muro del deprimido

Figura 14. Etapas de la falla del muro de contención. (Corte transversal del deprimido)



b) Falla del muro de contención debido a la presión hidrostática

Figura 14. (continuación) Etapas de la falla del muro de contención. (Corte transversal del deprimido).

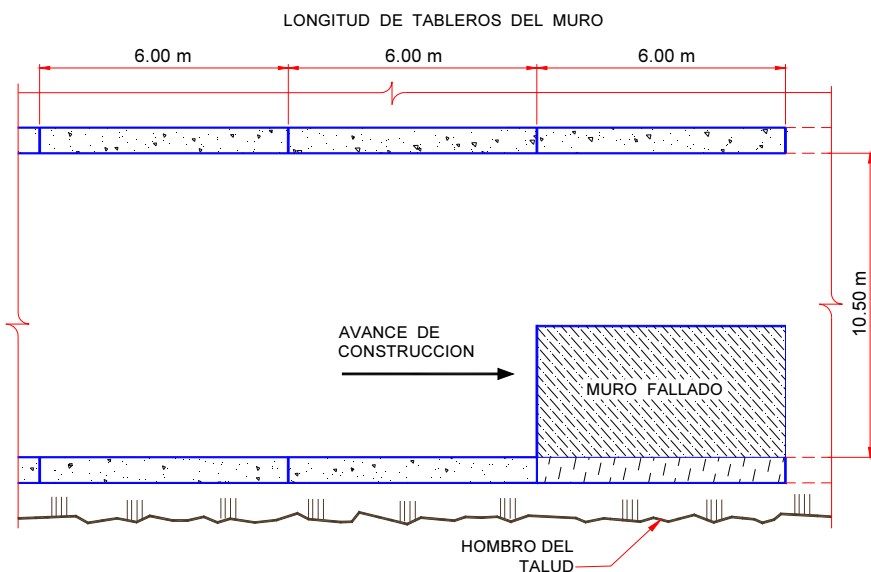


Figura 15. Vista en planta del muro fallado por el empuje hidrostático

El muro no estaba diseñado para soportar el empuje hidrostático en toda la altura, y tampoco se habían colocado drenes en su respaldo para drenar el agua que a futuro se pudiera infiltrar en el respaldo del muro.

El muro fallado se volvió a construir y se diseñaron e instalaron anclas en todos los muros ya construidos capaces de tomar el empuje del agua más el del suelo, en toda la altura del respaldo de todos los muros.

2.3.5. Análisis de la falla

El empuje hidrostático sobre el respaldo del muro fue mayor que el empuje activo con el que se diseñó el muro, esta condición produjo que el momento flexionante en la base del muro fuera mayor que el momento resistente generándose la ruptura en la base del muro de contención, afortunadamente sin causar ningún accidente mayor.

El empuje de diseño fue considerado como el empuje activo y su valor se muestra en la Figura 16, para un suelo con ángulo de fricción de 35° . En el diseño se debió haber

considerado el valor de empuje k que recomienda Terzaghi [3], para el empuje en el respaldo de muros cuando se colocan por estratos compactados, es decir:

$$p_h = kp_v \quad (4)$$

Los valores de los empujes de diseño e hidrostático se presentan en la Figura 16.

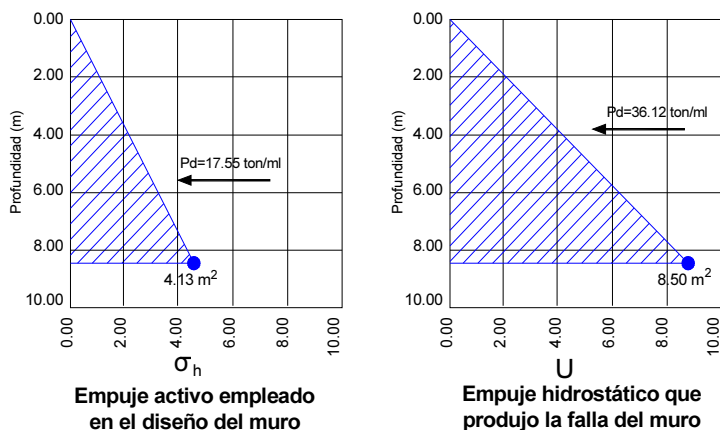


Figura 16. Comparativa de los empujes de diseño y de falla en el muro de contención del Deprimido Vial

2.3.6. Lecciones aprendidas

La lección aprendida es que este tipo de muros en los que durante su construcción se rellenarán en su respaldo con material areno limoso compactado por capas, debe usarse el factor k de empuje recomendado por Terzaghi para suelos compactados que varía entre 0.5 y 0.8.

También se deberán instalar drenes en el muro, en el caso de que en el diseño no se considere el empuje hidrostático o incluir en el diseño el empuje del suelo más el empuje hidrostático, cuando no haya drenes.

En resumen, en el diseño de los muros, aunque no se tenga nivel freático, se debe considerar en el análisis una carga hidrostática o en su defecto se debe considerar la instalación de un filtro en el respaldo y drenes en la base del muro que a largo plazo eviten la sobrecarga de una posible entrada de agua.

2.4. Caso 4: Falla de un talud en el frente de una excavación profunda entre muros de contención

2.4.1. Descripción de la obra

Sobre una avenida importante de la Ciudad de México se construyó una estación de Metro excavada a cielo abierto a 18.0 m de profundidad y de 20 m de ancho. La excavación tiene aproximadamente 22.0 m de ancho y está unida a otra estación en operación mediante pasarelas que se proyectaron adosadas a la nueva estación. Figura 17.

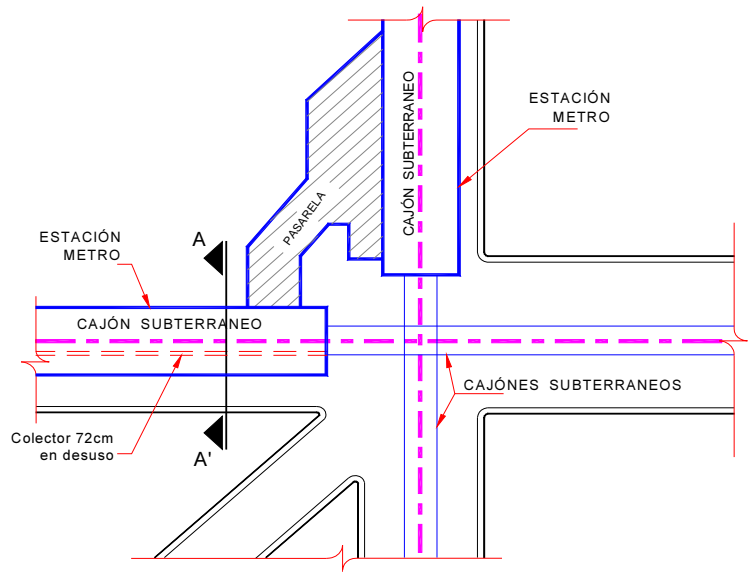


Figura 17. Vista en planta de la Estación

2.4.2. Estratigrafía de la zona

El subsuelo de esta zona corresponde a la llamada Zona del Lago de la Ciudad (hoy Zona III del Reglamento actual de 2019). La estratigrafía se puede describir en forma muy resumida de la siguiente forma: Desde la superficie del terreno hasta los 6.00 m de profundidad existe una capa formada por limos y arcillas arenosas, en algunos casos con presencia de gravillas; a partir de esta capa se encuentran los depósitos de arcilla muy blanda típica de la Ciudad de México, con altos contenidos de agua y muy deformable, hasta 35.0 m de profundidad, que se conoce como Formación Arcillosa Superior. A esa profundidad se localiza la primera capa dura, que es una capa del orden de 3.0 m de espesor constituida por limos y arenas muy compactos y en algunos casos cementados. Debajo de esta capa se encuentra otra formación arcillosa muy blanda y deformable que se conoce como la Formación Arcillosa Inferior. El nivel freático se localiza a 2.50 m a partir de la superficie del terreno.

En la Tabla 2 se pueden observar los valores aproximados de la resistencia al corte de la arcilla en cada uno de los estratos.

Tabla 2. Estratigrafía de la zona.

Estrato (-)	Prof. (m)	w (%)	γ_v (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)
A	0.00-2.50	70	1.65	4.60	30
B	2.50-6.00	140	1.40	2.00	25
C	6.00-10.00	250	1.15	3.00	0
D	10.00-14.00	350	1.15	2.60	0
E	14.00-14.50	0	1.35	0.00	30
F	14.50-18.00	380	1.15	2.80	0
G	18.00-26.00	400	1.20	3.00	0
H	26.00-35.00	220	1.18	3.80	0

2.4.3. Obras inducidas

Se conoce como obras inducidas a todas las instalaciones municipales que se localizan sobre el área de excavación y que deberán ser reubicadas para que no interfieran con la construcción y que los servicios municipales sigan funcionando. Antes de proceder a la excavación de la estación, fue necesario reubicar varias tuberías de agua potable y atarjeas hacia las banquetas, así como un colector de 76 cm de diámetro que se localizó aproximadamente al centro de la avenida. Este colector se reubicó a un costado de la Estación y tenía varios pozos de visita en su trayectoria original. Cuando se reubicó, los pozos de visita y el colector que quedaba fuera de servicio no fueron sellados.

2.4.4. Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo de la estación consistió en la construcción de muros tipo Milán en la periferia, para contener el suelo vecino y proteger las colindancias, estos muros se construyeron con un empotramiento de 4.0 m por debajo de la máxima profundidad de excavación.

Se instaló un sistema de bombeo con pozos y bombas eyectoras para disminuir la presión de poro en las lentes de arena ubicadas por debajo de la máxima excavación. Los pozos estaban localizados al tres-bolillo a una profundidad de 3.00 m por debajo de la máxima profundidad de excavación y separados entre sí aproximadamente 10.0 m

Una vez establecido el bombeo, se procedió a ejecutar una excavación preliminar de 2.0 m de profundidad en toda el área de la estación.

La excavación de la estación se realizó por etapas de 8.00 m de longitud, llevando un talud frontal con una inclinación de 1:1 y una berma de 4.0 m de ancho localizada a 8.0 m de profundidad. Figura 18.

Durante el proceso de excavación se colocaron 4 niveles de puntales a las profundidades que se indican en la Figura 19. Los puntales se colocaron tan pronto la excavación descubrió sus puntos de aplicación y se les aplicó una precarga. Al llegar al nivel máximo de excavación, se coló un aplanilla de concreto pobre y una vez alcanzado el fraguado, se procedió al armado y colado de la losa de fondo por cada una de las etapas.

Los primeros meses de la excavación de la estación se realizaron durante el período de lluvias.

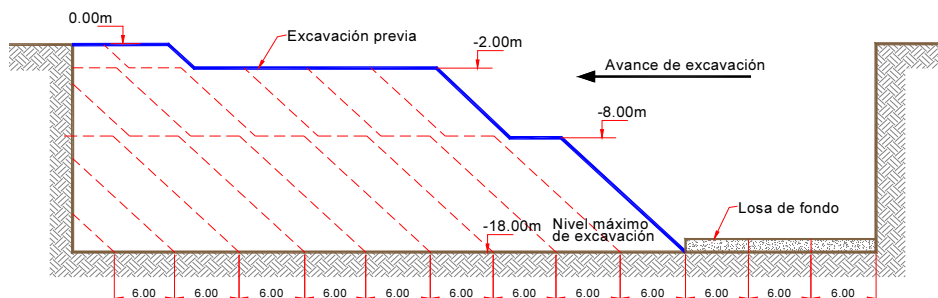


Figura 18. Configuración de excavación de la Estación.

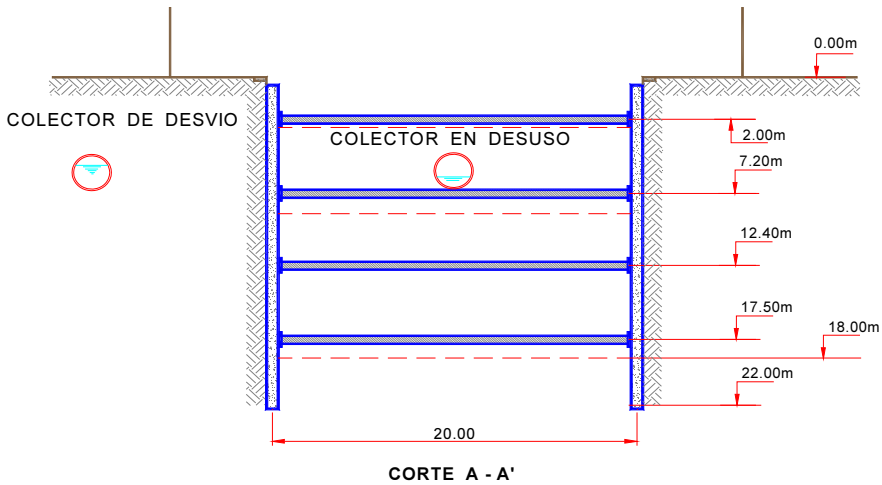


Figura 19. Distribución de niveles de puntales durante la construcción de la Estación.

2.4.5. Análisis de estabilidad del talud

En el diseño del procedimiento constructivo se consideraron los siguientes puntos:

- Que las expansiones inmediatas no fueran mayores que las elásticas calculadas por concepto de la descarga del terreno
- Que una vez iniciada la excavación de cada etapa de 8.0 m de longitud, hasta el fondo, el proceso de la obra no se detuviera por ningún motivo, para lo cual fue necesario planear muy bien las actividades de la obra para que no existieran problemas de recursos que provocaran retrasos.
- Debido al ancho de 22.0 m de la excavación, se analizó la falla de fondo local para que los factores de seguridad fueran mayores que 1.5 para lo cual fue necesario reducir al máximo la longitud de excavación y los tiempos de construcción de cada etapa.
- Monitorear tres veces al día la evolución de las deformaciones en el hombro del talud, a fin de prevenir la falla general del talud
- Que una vez colada la losa de fondo se tuviera lastre en la obra suficiente para colocarlo y mejorar el factor de seguridad contra una falla general del talud y reducir las expansiones.
- Monitorear los resultados de las mediciones de los niveles de los puntos colocados en las paredes de las estructuras vecinas para conocer la evolución de esos movimientos y tomar medidas preventivas en caso de exceder valores críticos.

La estabilidad general del talud fue el punto más crítico de todo el proceso por lo que la vigilancia de los movimientos del hombro del talud fue constante.

La estabilidad general del talud se analizó con los métodos tradicionales de falla por deslizamiento circular de Fellenius, [5] haciendo los análisis hasta encontrar el factor de Seguridad Mínimo.

Los resultados del análisis bidimensional arrojaron un Factor de Seguridad de 0.74 (Figura 20), y cuando se hizo el análisis considerando la resistencia de las paredes con el método tridimensional [1], el Factor de Seguridad subió a 1.34. Este factor aun siendo bajo, garantizaba la estabilidad temporal del talud la cual sería crítica entre el momento de alcanzar el fondo y de colar la losa, período que duraba aproximadamente dos días.

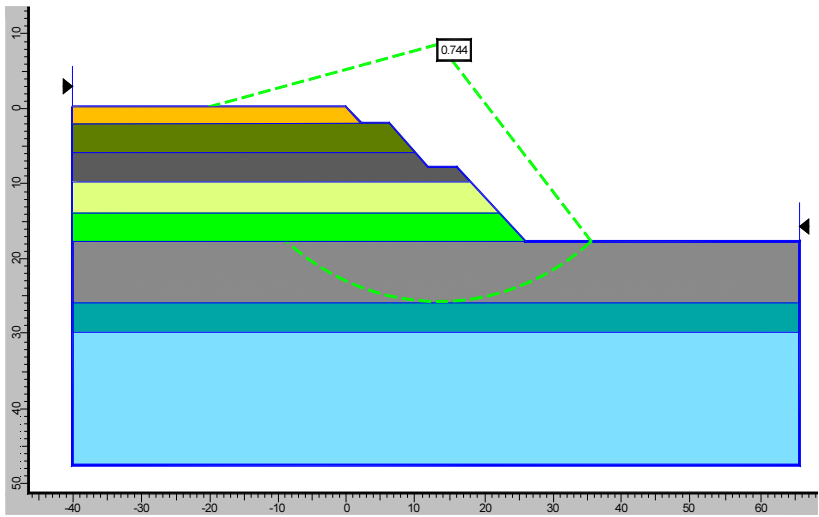


Figura 20. Superficie de falla para el menor factor de seguridad. Análisis bidimensional.

Para determinar el factor de seguridad tridimensional se consideraron las características del círculo de falla más desfavorable obtenido del análisis bidimensional (Tabla 3); sumando al momento resistente, el momento producido por la resistencia al corte del suelo en contacto con los muros de la Estación. El análisis realizado se muestra a continuación:

Tabla 3. Características del círculo de falla más desfavorable obtenido del análisis bidimensional.

Estrato (-)	Ac (m ²)	c (t/m ²)	r (m)	M _{Ti} (t-m)
A	53.20	4.6	24.01	588.06
B	94.50	2.0	21.34	403.33
C	120.00	3.0	22.33	803.88
D	136.80	2.6	22.78	810.24
E	35.74	0	23.05	0
F	121.45	2.6	25.74	812.80
G	243.00	3.0	29.34	2,138.89
M _T				5,557.20

$$M_T = \frac{2(A_c)(c)(r)}{B} \tag{5}$$

donde M_T = momento resistente adicional por el efecto tridimensional [1], A_c = área del estrato en contacto con el muro dentro del círculo de falla, c = cohesión del estrato, r = distancia del centroide de cada estrato al centro del círculo de falla, y B = distancia entre los muros laterales de la Estación (20 m).

Del análisis bidimensional, para el círculo de falla más desfavorable, se calcularon los siguientes valores:

$$M_m = 93,671.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_r = 69,663.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F. S. = \frac{M_r}{M_m} = 0.74$$

donde M_m = momento motor del círculo de falla, y M_r = momento resistente del círculo de falla.

Considerando la cohesión lateral, el factor de seguridad tridimensional es:

$$F. S. = \frac{M_r + M_T}{M_m} = 1.34$$

2.4.6. ¿Cómo ocurrió la falla?

Una vez que se inició la excavación, después de varios avances de la construcción de la losa de fondo y durante una de las etapas para construir la siguiente losa se presentó una lluvia la noche anterior, el colector que estaba fuera de servicio y que no se había sellado, acumuló agua, la cual derramó sobre el cuerpo de la parte superior del talud provocando una saturación del terreno en el hombro, produciéndose una falla local por deslizamiento del talud arriba de la berma que produjo un desprendimiento de una masa importante de suelo, el cual cayó sobre el armado de la losa del fondo que se iba a colar. Figura 21.

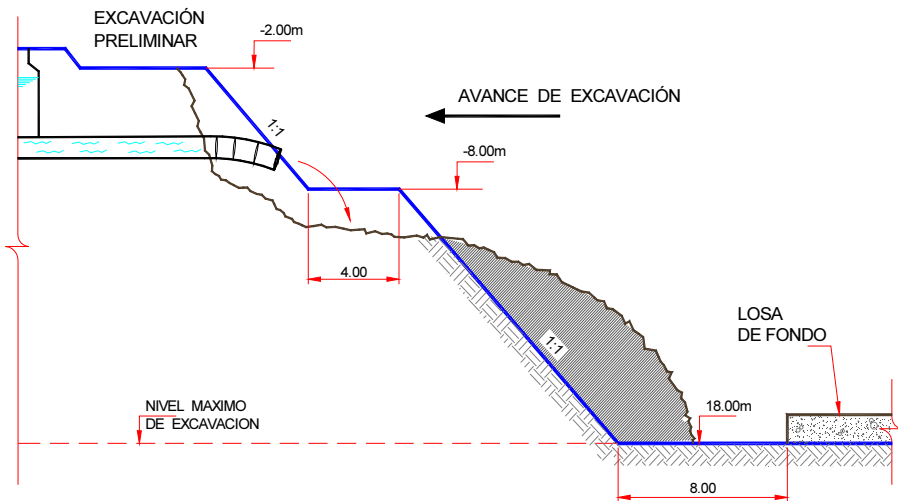


Figura 21. Falla del talud durante la construcción de la Estación.

2.4.7. Análisis de la falla

Aunque la preocupación era la falla general del talud, la falla que se presentó, fue una “falla local” por deslizamiento del talud arriba de la berma. El análisis de esta falla se puede entender si se aplica la presión hidrostática provocada por la recarga del colector en desuso y se compara contra la resistencia al corte del piso y de las paredes de la cuña de falla como se indica en la Figura 22.

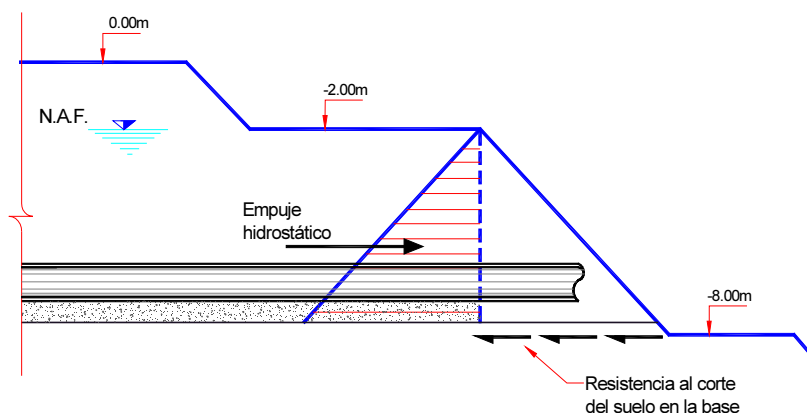


Figura 22. Esquema de las fuerzas actuantes hidrostáticas y resistentes del suelo para el análisis de “falla local”.

El factor de Seguridad por deslizamiento fue de 0.96, lo que indica claramente la presencia de la falla.

2.4.8. Lecciones aprendidas

La lección aprendida en esta falla es que fue necesario haber sellado el colector y los pozos de visita que habían quedado fuera de servicio, para evitar la aportación del agua de lluvia acumulada en la tubería que estaba en desuso y cuya trayectoria se ubicaba sobre la parte superior del talud, saturando el suelo de esa zona y provocando la falla.

2.5. Caso 5: Falla de una celda de cimentación en el cruce de dos avenidas importantes en la Ciudad de México

2.5.1. Descripción de la obra

En el cruce de dos avenidas importantes de la Ciudad de México se construyeron dos Líneas de Metro una de ellas en solución superficial y la otra elevada, cimentada sobre un cajón de cimentación, que se aprovechó para construir un paso deprimido vial para aliviar el flujo vehicular de ese cruce.

La cimentación de la Línea superficial estuvo constituida por una losa de concreto reforzado, desplantada a 1.50 m de profundidad con respecto al terreno natural y muretes de concreto.

La cimentación de la Línea elevada estuvo constituida por un cajón de cimentación y pilotes de fricción como se observa en el croquis esquemático de la Figura 23. El proceso constructivo se planeó dividiendo por celdas alternadas el cajón de cimentación.

En una de las orillas de la avenida donde se construirán las celdas de cimentación se ubica una tubería de agua potable de 4” de diámetro.

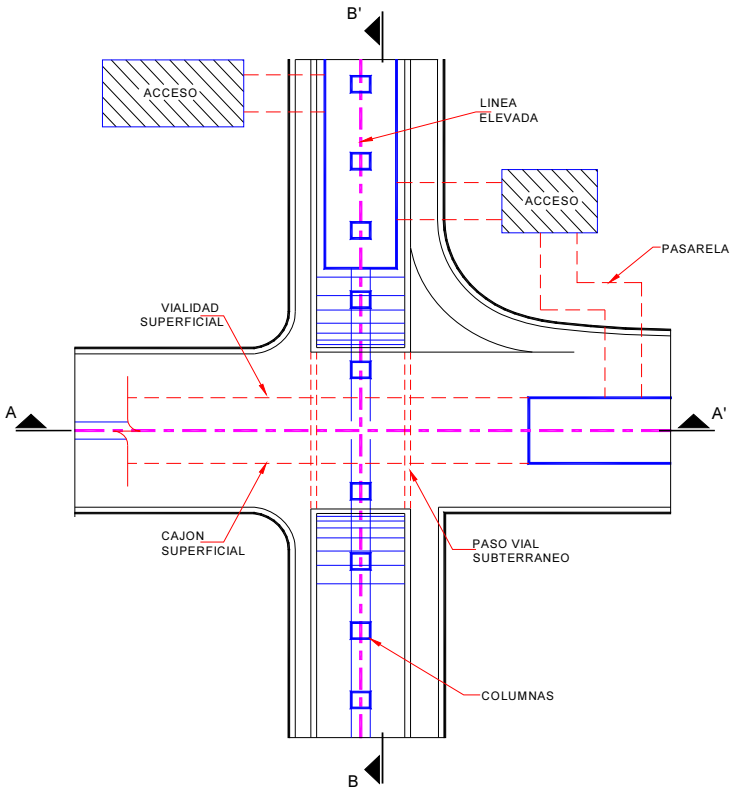


Figura 23. Planta del cruce de las avenidas donde se alojarán dos líneas de metro.

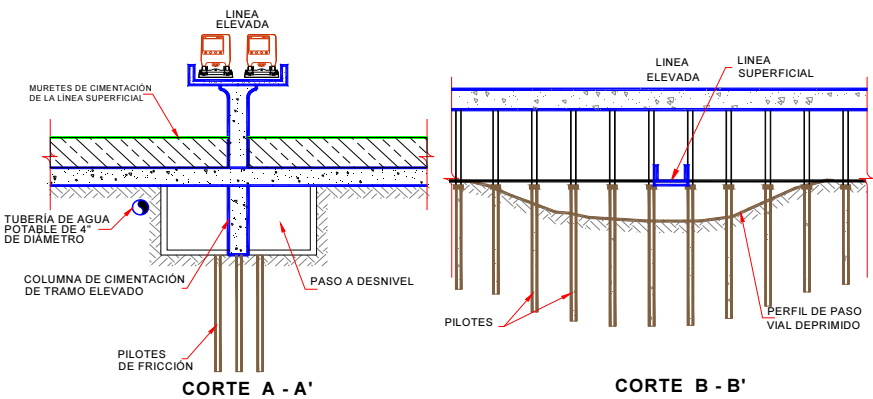


Figura 24. Cortes del cruce de las avenidas.

La construcción de la cimentación del tramo elevado y del paso vial debía construirse antes de la línea del Metro con solución superficial. Figura 24.

Antes de la excavación de las celdas se hincaron los pilotes del tramo elevado y posteriormente y posteriormente se construyeron los cajones o celdas alternadas.

2.5.2. Estratigrafía del sitio

En esta zona, el subsuelo está conformado por un estrato superficial de 4.5 m de espesor constituido por rellenos, limos arenosos y arcillas arenosas. Por debajo de este estrato y hasta los 32.0 m de profundidad aproximadamente, se localiza la arcilla volcánica típica de la Zona del Lago de la Ciudad de México con contenidos naturales de agua que varían entre los 150% a los 450%. La arcilla hasta los 15.0 m de profundidad aproximadamente se encuentra normalmente consolidada y a partir de esa profundidad y hasta la primera capa dura se encuentra pre-consolidada.

A 32.0 m de profundidad se encuentra la primera capa dura de aproximadamente 3.0 m de espesor constituida por suelos areno limosos muy compactos.

Las resistencias al corte de las arcillas varían entre 2.0 t/m², para las arcillas más blandas, y 4.0 t/m² en las zonas cercanas a la primera capa dura.

En el depósito de arcilla se encontraron algunas lentes de arena, una de ellas localizada aproximadamente a los 17.0 m de profundidad.

El hundimiento regional en esa zona varió entre 7.0 y 10 cm por año.

Los pilotes se diseñaron trabajando por fricción y se desplantaron 5.0 m arriba de la primera capa dura.

2.5.3. Proceso constructivo

La construcción del paso deprimido se llevó a cabo mediante cajones o celdas de cimentación de 22.0 m de ancho por 15.0 m de largo (en el sentido del eje de la Línea de metro), las cuales se excavaron hasta 9.50 m de profundidad máxima.

La construcción de las celdas se planeó excavarse en forma alternada de tal manera que la excavación de las celdas iniciales tiene el apuntalamiento necesario para contener todo el terreno circundante, en tanto que las celdas intermedias sólo soportaron los empujes del suelo lateral. Figura 25.

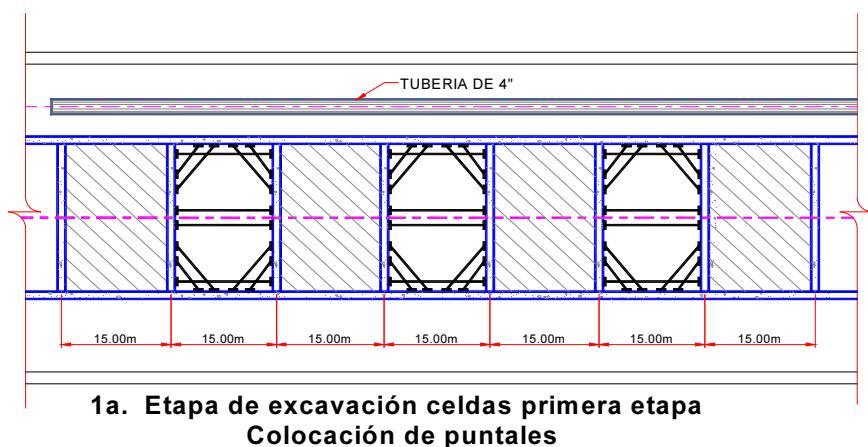


Figura 25. Planta de la excavación sobre el paso vial deprimido.

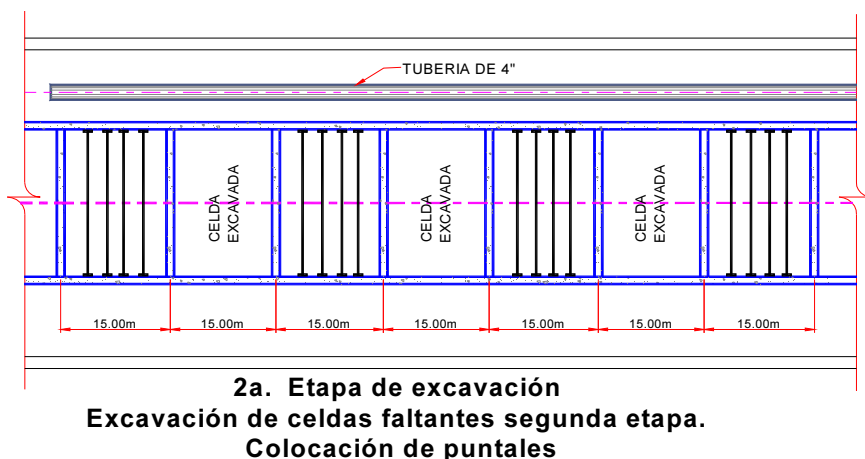


Figura 25. (continuación) Planta de la excavación sobre el paso vial deprimido.

Previamente a la excavación de las celdas se instalaron los pilotes de fricción para la cimentación de las columnas que soportarían las traveses de puente de la Línea elevada del Metro. Estos pilotes fueron de concreto reforzado, de sección cuadrada, de 0.50 m x 0.50 m hincados dentro de una perforación previa de 0.50 m de diámetro.

Durante la construcción de las celdas se colocaron tres niveles de puntales y la excavación se programó en toda el área de la celda por etapas verticales hasta alcanzar cada uno de los niveles de puntales programados. Figura 25.

2.5.4. ¿Cómo ocurrió la falla?

Cuando se llevaba a cabo la excavación de una de las celdas iniciales, el proceso de la instalación del segundo nivel de puntales, se demoró más tiempo del especificado, se presentó una deformación del suelo atrás del muro de contención de la celda. Detrás de este muro se tenía la presencia de una tubería de agua potable de 4" ubicada aproximadamente a 2.50 m de profundidad, y a 2.50 m de distancia de dicho muro, esta deformación fue suficiente para dislocar la tubería de agua potable que estaba a presión y mover el muro rígidamente una magnitud del orden de 15 cm lo que provocó una socavación y la inundación de la celda (Figura 26). La socavación provocó un agujero atrás del muro y el aflojamiento de los puntales del nivel superior, afortunadamente el muro no alcanzó a deslizarse por completo hacia la excavación. El flujo de la tubería de agua potable fue suspendido lo más rápido posible, cerrando las válvulas más cercanas a la zona de construcción.

La recuperación de la celda se llevó a cabo reinstalando y ubicando en su posición de proyecto los puntales del primer nivel, se colocaron de inmediato los puntales del segundo nivel, dándoles a todos los puntales la mayor precarga posible y se bombeó la celda para vaciar el agua. El muro de contención que giró fue instalado en su posición original, pero ya no fue tomado en cuenta como aportación estructural de la celda. Se construyó un nuevo muro interior. El diseño de estos nuevos muros interiores se modificó para absorber la deformación de la tablestaca Milán y tomar todas las solicitaciones estructurales que estaban previstas originalmente. La tubería de agua potable fue reinstalada temporalmente en la superficie y fijada con apoyos de concreto con el fin de

reanudar el servicio en la zona y tenerla vigilada durante todo el tiempo que duró la construcción de las celdas de cimentación.

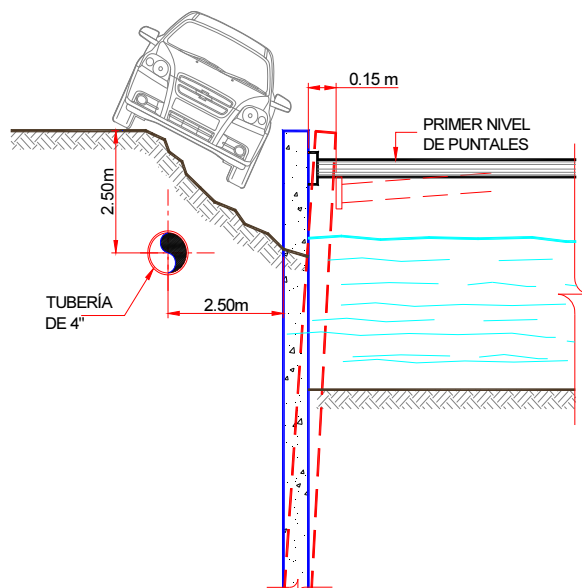


Figura 26. Desplazamiento del muro tablestaca Milán, dislocamiento de la tubería de agua potable y volcadura de un vehículo.

2.5.5. Análisis de la falla

La presencia de una tubería de 4" de agua potable, que se encuentra a presión y el tiempo excesivo transcurrido antes de la colocación del segundo nivel de puntales provocó deformaciones atrás de la masa de suelo del muro Milán que causaron el dislocamiento de dicha tubería, una socavación atrás del muro y el movimiento del muro hacia la excavación con la consiguiente inundación de la celda.

2.5.6. Lecciones aprendidas

La lección aprendida fue que se debió hacer un desvío local de esta tubería paralela a su eje, para tenerla ubicada a la vista sobre la banqueta apoyándola en pequeños dados de concreto y dar seguimiento de las deformaciones de la banqueta durante la excavación, para estar en posibilidad de observar sus movimientos en todo momento.

Se debieron colocar los puntales inmediatamente después de que la excavación descubrió sus puntos de aplicación.

2.6. Caso 6: Comportamiento de las cabeceras de una estación de metro

2.6.1. Descripción de la obra

La Estación de Metro a la que se refiere este caso, es de tipo superficial y su cimentación está constituida por un cajón de cimentación y muretes de concreto reforzado desplantado a 2.80 m por abajo del nivel del terreno natural. Figura. 27. En el diseño de

la Estación están considerados dos cuartos técnicos, ubicados cada uno en las cabeceras y están contruidos por muros y losas de concreto reforzado. La presión de contacto que la estación transmite al suelo es del orden de 1.86 t/m².

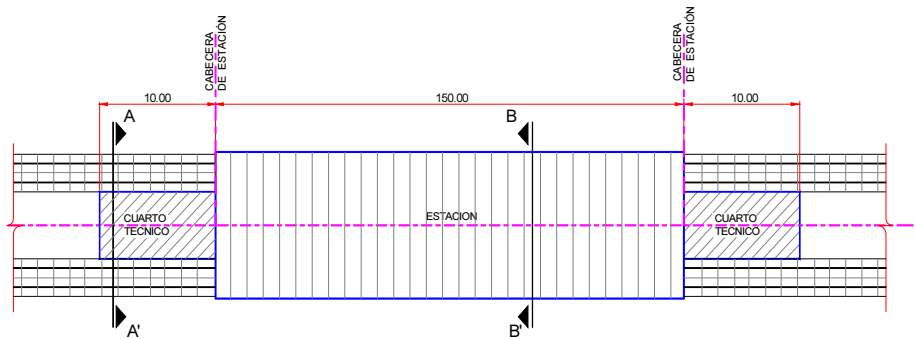


Figure 27. Planta de la Estación de Metro.

2.6.2. Estratigrafía de la zona

La estación está ubicada en la zona lacustre de la Ciudad de México denominada Zona del Lago, sujeta a hundimiento regional, y a 250 m de distancia aproximada de un punto duro constituido por un cerro de origen volcánico. Los sondeos efectuados en la zona indican que la profundidad de la capa dura a lo largo de la estación es igual en ambas cabeceras, y por tanto el espesor de arcilla compresible es constante a lo largo de la estación. La presencia de la roca volcánica corresponde a un “punto duro” que no está sujeto a hundimiento regional, por lo que con los años se ha incrementado la pendiente del metro y de las vialidades entre ese punto duro y la zona circundante.

Los sondeos realizados en la zona de estación indican que el nivel freático se encuentra a 2.5 m de profundidad y a partir de 5.0 m, subyacen las arcillas blandas típicas de esa zona de la Ciudad, conocida como Formación Arcillosa Superior, las cuales se caracterizan por ser muy compresibles y 100% saturadas. Esta Formación llega aproximadamente a los 38.0 m de profundidad en esa zona, donde aparece la primera capa dura. Las arcillas están intercaladas por algunas lentes de arena de poco espesor. En la Tabla 4 se muestra un resumen con las propiedades mecánicas del subsuelo en la zona.

Tabla 4. Estratigrafía de la zona

Estrato (-)	Prof. (m)	w (%)	γ _v (t/m ³)	c (t/m ²)	φ (°)	m _v (cm ² /kg)
A	0.00-3.00	120	1.65	2.50	35	0.0000
B	3.00-5.00	170	1.40	3.00	30	0.0540
C	5.00-7.00	180	1.35	2.00	0	0.0500
D	7.00-10.00	280	1.18	1.75	0	0.0863
E	10.00-14.00	350	1.18	1.80	0	0.1000
F	14.00-21.50	450	1.15	1.50	0	0.1696
G	21.50-22.00	40	1.70	0	28	0.0000
H	22.00-30.00	380	1.15	1.70	0	0.1200
I	30.00-35.00	280	1.18	2.00	0	0.0863
J	35.00-38.00	200	1.18	2.30	0	0.0667

m_v Módulo de compresibilidad volumétrica

2.6.3. Procedimiento constructivo

La solución de la cimentación de la estación estuvo formada por un cajón de cimentación el cual se construyó a cielo abierto entre taludes laterales, hasta una profundidad de 2.80 m, para lo cual se empleó un bombeo de achique para controlar las filtraciones. El cajón de cimentación está constituido por una losa de fondo, muros, contratraveses y losa de andén. Sobre el cajón de cimentación de la estación se construyeron las columnas para soportar la losa de entrepiso y la techumbre con estructura metálica. El cajón de cimentación de la estación transmite al suelo una presión de 1.86 t/m^2 . La solución de cimentación fue homogénea a lo largo de toda la estación, es decir, el cajón de cimentación se construyó y desplantó a la misma profundidad en toda la estación incluidos los cuartos técnicos. Figura 28.

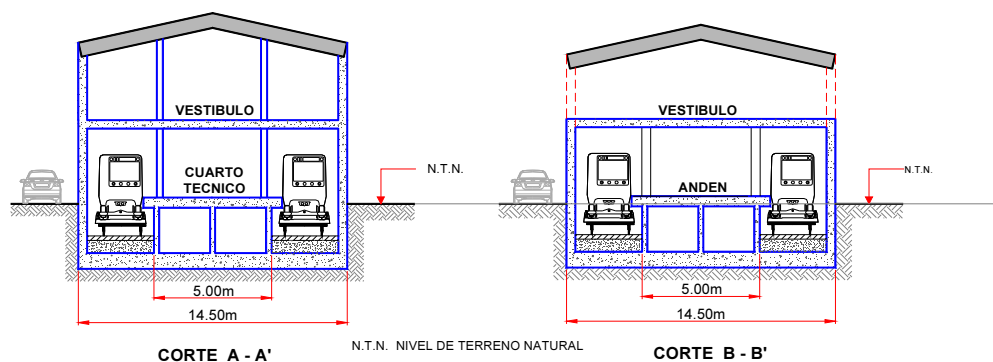


Figura 28. Cimentación en zona de andenes y cuarto técnico.

2.6.4. ¿Cómo ocurrió el mal comportamiento?

En este caso se puede considerar como un mal comportamiento del suelo o como una falla, la aparición de hundimientos diferenciales que con los años se presentaron entre la zona de los cuartos técnicos y el resto de la estación, los cuales afectaron la pendiente de las vías como se puede observar en las Figuras 29 y 30 obtenidas de la Referencia [6]. Es una condición de proyecto que las estaciones deben quedar siempre en tangente horizontal.

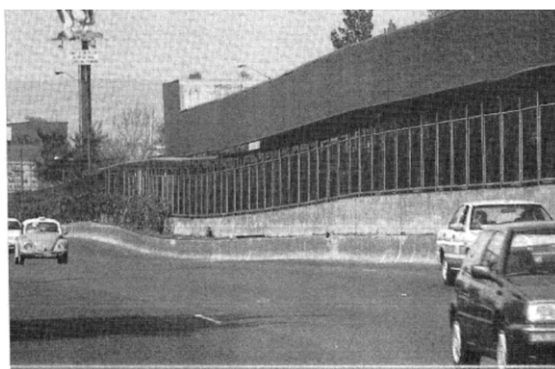


Figura 29. Vista exterior de la estación.



Figura 30. Vista interior de las vías.

La ocurrencia de los asentamientos diferenciales entre los cuartos técnicos y la zona de andenes, fue producida por la diferencia de cargas netas transmitidas a la arcilla compresible en esa zona.

2.6.5. Análisis de la falla

Durante el proyecto se consideró únicamente la presión transmitida al suelo por la cimentación de la estación, a todo lo largo, es decir 1.86 t/m^2 . Sin embargo, los cuartos técnicos transmiten a la cimentación una presión local adicional de 1.5 t/m^2 que es mayor a la del resto del cuerpo de la estación, de tal manera que, en la zona de los cuartos, la presión total transmitida al suelo es de 3.36 t/m^2 .

Para analizar este comportamiento anormal se calcularon los asentamientos por consolidación del cuerpo de la estación considerando la teoría de Terzaghi [3] y calculando las presiones actuales tanto del cuerpo de la estación como la que se produjo en los cuartos técnicos de las cabeceras.

En la Figura 31 se puede observar la curva de hundimientos obtenida hacia el año 2011, considerando las zonas de la estación con las cargas que se tenían originalmente.

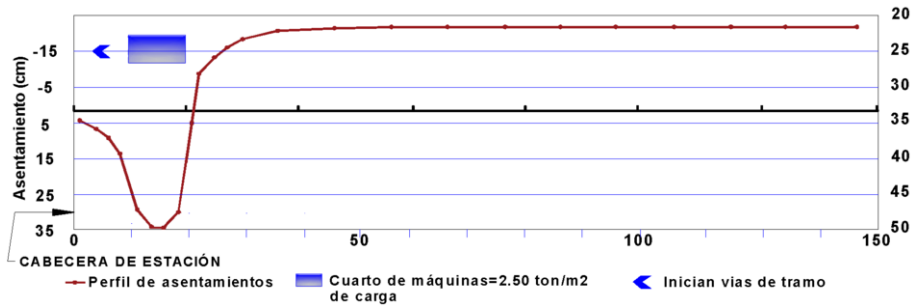


Figura 31. Grafica de Asentamientos diferenciales, entre los cuartos de máquinas y la Estación.

Se puede observar que los hundimientos en la zona de la estación fueron del orden de 21 cm y en la zona de los cuartos técnicos alcanzaron 50 cm aproximadamente,

generando un asentamiento diferencial en esa zona que se puede observar claramente en las Figuras 29 y 30.

Los análisis indican que la consolidación primaria ya ha ocurrido en un alto porcentaje, desde que se construyó la estación, por lo que es de esperar que en el futuro estos movimientos diferenciales ya no se incrementen significativamente.

La solución que se dio fue renivelar las vías para dejarlas nuevamente horizontales y corregir la superficie de la vialidad.

2.6.6. Lecciones aprendidas

En el diseño se debió haber considerado la diferencia de cargas entre la zona de la estación y el cuarto técnico y construir un cajón de cimentación más profundo en la zona de cuarto técnico para transmitir en esa zona una presión similar al resto de la estación, igualar las presiones transmitidas al suelo por la estructura y evitar la ocurrencia de movimientos diferenciales importantes en las vías y en la estación.

2.7. Caso 7: Mal comportamiento de un edificio de 8 niveles

2.7.1. Descripción de la obra

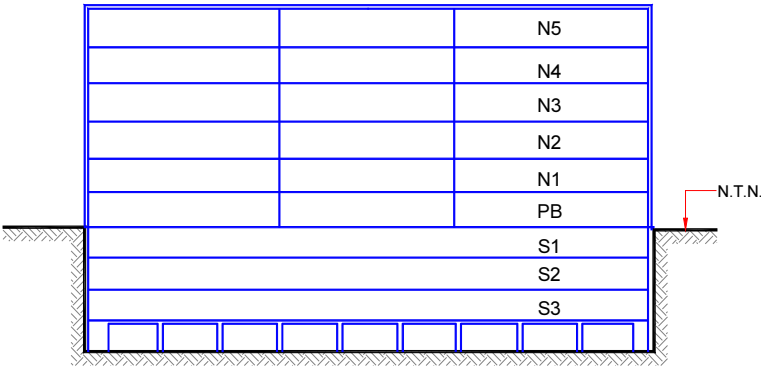
Se estudia el caso de un edificio 8 niveles de concreto reforzado de aproximadamente 90 m de largo y 40 m de ancho con 6 pisos a partir del nivel de la banquetta, tres sótanos útiles y un cajón de cimentación, lo que implicó que se hiciera una excavación a 12.0 m de profundidad. El edificio de oficinas está formado por una estructura de concreto reforzado y fue construido a principios de la década de los 80's en el centro de la Ciudad de México ubicado en la denominada zona de transición, donde la arcilla compresible llega a 25.0 m de profundidad. El hundimiento regional en la ubicación del edificio, en la fecha de su construcción fue de 8 cm por año.

Los análisis de la cimentación indicaron que el edificio tenía simetría de cargas en los ejes norte sur y oriente poniente, y por tanto no tenía excentricidades.

El edificio se construyó en terrenos donde anteriormente estaban construidos varios edificios, algunos de ellos de hasta 12 pisos, cimentados sobre pilotes apoyados en la punta, ubicados en una de las esquinas del edificio. La planta y un corte de este edificio se pueden observar en la Figura 32.



Figura 32. Planta y corte longitudinal del Edificio.



b) Corte longitudinal

Figura 32. (continuación) Planta y corte longitudinal del Edificio.

2.7.2. Procedimiento constructivo

El Procedimiento constructivo se diseñó considerando la construcción de la cimentación limitada en su periferia por muros Milán con empotramiento de 3.00 m debajo de la máxima profundidad de excavación. Debido al ancho del terreno, se decidió utilizar un muro tipo Milán intermedio auxiliar que serviría como tablestaca, con objeto de reducir el ancho de la excavación y facilitar el procedimiento constructivo, el cual sería demolido a medida que avanzara la construcción de la cimentación.

La excavación se hizo por etapas, con longitudes máximas de 10 m y con taludes frontales y bermas. Se utilizó bombeo temporal mediante puntas eyectoras y se colocaron cinco niveles de puntales con precarga. Antes de proceder a la excavación se especificó que, en la esquina del predio donde se ubicaban los edificios antiguos, después de demolerlos, se debían demoler las cabezas de los pilotes antiguos en una altura de 2.50 m por debajo de la máxima profundidad de la excavación del nuevo edificio y el hueco formado se debía rellenar con la arcilla sin compactar proveniente de la excavación, para evitar cualquier transmisión de carga del nuevo edificio a los viejos pilotes.

2.7.3. Comportamiento del edificio y fallas observadas

Al paso del tiempo y durante el tercer año de puesto en servicio el edificio, el personal de mantenimiento informó que las nivelaciones del edificio programadas desde su construcción, indicaban una inclinación del orden de 12.0 cm hacia una de las esquinas del edificio, en una de ellas el hundimiento era 0.0 cm y en la esquina opuesta era de 12.0 cm.

En una visita al edificio en esa fecha se verificó que no existían fisuras ni grietas en la estructura ni en su cimentación.

Al principio se pensó en alguna filtración del nivel freático que se estaba metiendo en las celdas de cimentación y que fueran las causantes de una sobrecarga en esa zona. También se revisó una posible excentricidad de cargas verticales permanentes que actuara hacia la esquina del mayor hundimiento, pero en la revisión se encontraron valores de excentricidad muy bajos, lo que comparado con las dimensiones del edificio no podían ser los causantes de ese comportamiento.

Esta situación se fue agravando y después de 12 años, el hundimiento alcanzaba ya los 120.0 cm en la esquina sur oriente y una emersión de 5.0 cm en la esquina nor poniente. Figura 33. El edificio vecino en la esquina más hundida estaba muy dañado y fue necesario comprarlo para su demolición. En esta fecha empezaron a aparecer algunas fisuras en algunas trabes de cimentación.

Se procedió entonces a llevar a cabo una revisión minuciosa del edificio y específicamente de todas las celdas de cimentación.

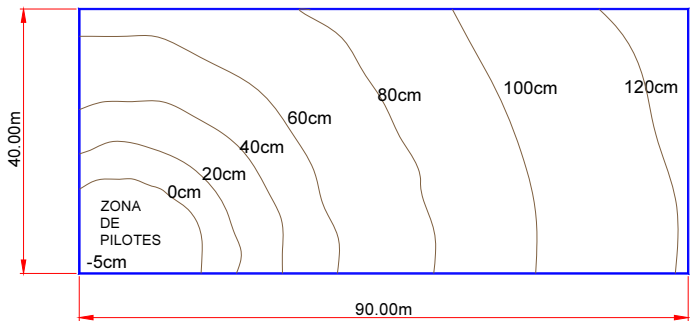


Figura 33. Curvas de nivel en la planta del edificio en centímetros.

2.7.4. Análisis de comportamiento

Mediante el empleo de bombas, se desalojó el agua acumulada en las celdas de cimentación, y al revisar cada una de las ellas, en las celdas localizadas en la zona norteponiente y coincidiendo con la ubicación de los edificios antiguos, se observaron levantamientos y agrietamientos importantes en el centro de las losas de fondo de varias celdas, y se descubrió la presencia de los pilotes antiguos que no habían sido descabezados como estaba indicado durante la construcción de la cimentación doce años atrás. Figuras 34 y 35.

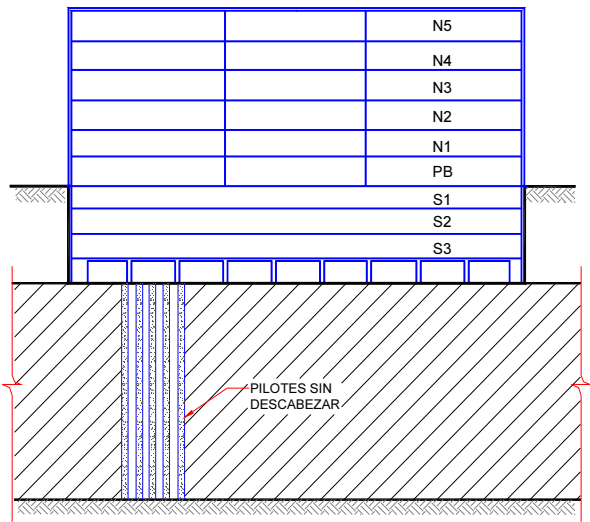


Figura 34. Corte longitudinal del Edificio con Vista de los pilotes sin descalar

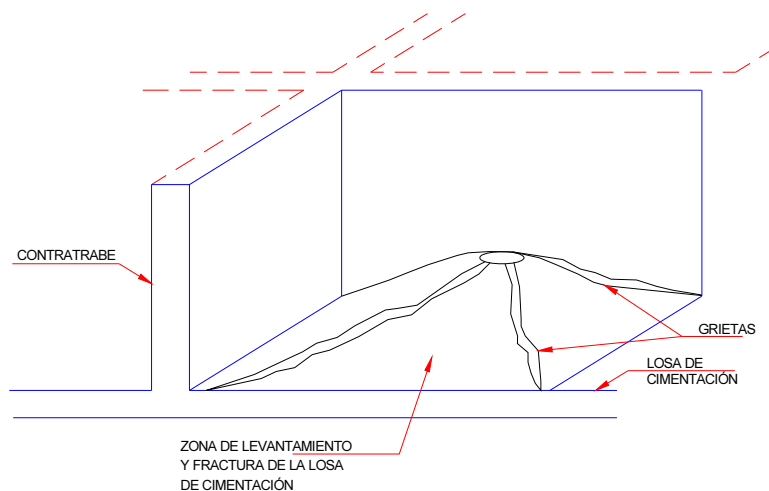


Figura 35. Celda que muestra los pilotes sin descabezar y la losa de cimentación fracturada.

Fueron aproximadamente 9 celdas las que acusaban este problema y se procedió de inmediato a establecer un programa de reparación.

Este programa consistió en demoler la losa de cimentación de cada celda afectada, liberar la presión de la cabeza de los pilotes, demoler dicha cabeza en la altura que había penetrado más una altura por debajo de la losa, como inicialmente estaba especificado, rellenar con suelo blando sin compactar los huecos y reconstruir y restituir la losa de cimentación de cada celda en posición horizontal.

Las reparaciones se hicieron por las noches con el edificio desalojado, después de cada liberación se produjo un tronido y un movimiento vertical brusco que obedecía a reajustes de la estructura.

Finalmente, el comportamiento anormal del edificio cesó, una parte de la deformación diferencial se alcanzó a recuperar, y la revisión estructural ante sismo del edificio en las nuevas condiciones arrojó un comportamiento aceptable.

2.7.5. Lecciones aprendidas

La lección aprendida es muy clara, verificar que se cumplan durante la construcción, las especificaciones establecidas en el diseño. Cuando se tiene la presencia de pilotes de cimentaciones antiguas, apoyados en la capa dura, verificar su descabece y que el relleno entre las cabezas y la nueva cimentación, quede formado por un material deformable, para no transmitir a la nueva estructura cargas diferentes para las que fue diseñada y evitar un comportamiento a largo plazo no deseado.

3. Lecciones aprendidas

De acuerdo con los casos analizados se pueden establecer, entre otras, las siguientes lecciones aprendidas:

1. En el caso de las excavaciones entre estructuras de contención a profundidades en las que el número de estabilidad de Peck es cercano a 5, el último nivel de puntales debe ser ubicado lo más cerca del fondo de la excavación, con objeto de que no se presente la plastificación del suelo y la falla por pateo de los muros de contención.
2. La longitud de empotramiento de los muros de contención, cuando son rígidos, debe revisarse para que el empuje pasivo al que estará sujeto antes de colocar el último nivel de puntales, cumpla con los requerimientos del empuje total sobre la tablaestaca y evitar una falla por pateo.
3. Cuando se realicen excavaciones temporales debe revisarse la estabilidad general y local de los taludes del frente con el fin de que ambas presenten factores de seguridad mayores que 1.5 y en casos especiales se deberán exigir previsiones adicionales para mejorar la estabilidad durante la construcción.
4. La presencia de las tuberías de agua potable o drenaje cuando están localizadas en las zonas vecinas a las excavaciones deben revisarse de acuerdo a los siguientes criterios:
 - a) Si las tuberías son de agua potable y están localizadas en la orilla de las excavaciones por fuera de las estructuras de contención, es recomendable que sean reubicadas temporalmente en la superficie para que sean observadas durante el proceso de la excavación. Esta recomendación es aplicable cuando las tuberías no exceden de 4" a 6" de diámetro. Si las tuberías son de un diámetro mayor no se pueden reubicar en la superficie y, por tanto, debe llevarse una vigilancia frecuente, sobre todo en fines de semana y días feriados, así como una nivelación muy precisa y frecuente para detectar cualquier movimiento de la masa de suelo a fin de que no se produzca una dislocación de la tubería. Es importante tomar en cuenta que las tuberías de agua potable siempre llevan presión interior y cuando se produce una deformación del suelo, por pequeña que sea, se producirá el desplazamiento de las mismas, el cual, generalmente va acompañado de una socavación del suelo que las aloja.

Deben ubicarse y localizarse las válvulas de cierre de las tuberías, antes de iniciar la excavación, para cerrarlas de inmediato en caso de una emergencia.
 - b) Si las tuberías son de drenaje como atarjeas o colectores, deben ser monitoreadas varias veces al día durante el proceso de excavación, para observar sus movimientos; recuérdese que las atarjeas o colectores NO son tubos continuos, sino que están unidos con mortero y es muy fácil que, ante cualquier deformación, por pequeña que sea, sufran un desplazamiento que produzca filtraciones importantes a la excavación y por tanto socavación de la zona externa a los muros de contención. El olor del agua que se filtra hacia la excavación es una señal de este fenómeno.
5. La presencia de las tuberías de agua potable o drenaje cuando están localizadas dentro de las zonas de la excavación usualmente están fuera de servicio. En este caso las tuberías de drenaje que ya estaban canceladas, fuera de operación, desviadas y substituidas por tuberías nuevas, deben ser taponadas y selladas, y verificar que el agua de lluvia no se introduzca dentro de ellas, pues, aunque están fuera de servicio, a través de los pozos de visita que se ubican dentro de las áreas de las excavaciones, como fue el Caso 4, el agua se infiltra y puede ser la causa de una falla.

6. En el caso de excavaciones apuntaladas, los puntales se deben colocar inmediatamente al momento en que la excavación descubra sus puntos de aplicación, con la precarga especificada en el proyecto.
7. En el caso de excavaciones donde no existe el nivel freático hay que tomar en cuenta que durante la construcción y antes del relleno del respaldo de los muros de contención, el escurrimiento del agua de lluvia puede sobrecargar los muros y provocar empujes hidrostáticos no previstos en el diseño, por lo que deben tomarse en cuenta medidas de protección para impedir que el agua de lluvia se acumule en el respaldo de los muros antes de que estos hayan sido rellenados o diseñarlos considerando el empuje hidrostático y colocando filtros en su respaldo y drenes en la parte inferior de los muros.
8. Por lo que respecta a las cargas a largo plazo de las estructuras, como en el Caso 6, hay que considerar en los diseños la carga neta que las estructuras transmitirán al subsuelo y calcular los asentamientos a largo plazo con las teorías disponibles, con el fin de uniformar la presión de contacto. En el caso 6, se debió haber considerado un cajón de compensación en las zonas de los cuartos técnicos desplantado a una profundidad mayor, para garantizar que las presiones de contacto fueran lo más homogéneas posibles, y consecuentemente, lograr asentamientos uniformes a lo largo de toda la estación.
9. En el caso de la intersección de dos túneles, se recomienda que los niveles de las claves de ambos túneles no sean coincidentes. Asimismo, los procedimientos constructivos deberán plantearse por etapas de corta longitud para que las deformaciones de la clave sean mínimas, llevando un túnel piloto cuando se excava en la zona de intersección, con el fin de no perder el arqueología que se presenta en forma natural, y ayudar a reforzar la estabilidad de la clave mediante la instalación de sistemas de anclajes en la clave de ambos túneles.
10. En el caso de edificios y excavaciones que se realizarán donde se tiene la presencia de cimentaciones antiguas como pilotes, de los que no se sabe muchas veces si son de punta o de fricción, todos los pilotes sin excepción deberán “descabezarse” y sus cabezas deberán quedar separadas de la nueva cimentación por lo menos una distancia de 2.00 m. rellenando el espacio entre la cabeza del antiguo pilote y la nueva losa de cimentación con material blando sin compactar, para garantizar que no haya contacto entre ellos.

Referencias

- [1] Rodríguez, L. B. (1999) Procedimientos constructivos de cimentaciones. Guayaquil, Ecuador. Universidad Católica de Santiago Guayaquil.
- [2] State of the Art volume. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Deep excavations and tunneling in soft ground. - R. B. Peck. - México 1969.
- [3] “Soil Mechanics in Engineering Practice” Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, Wiley International Edition.
- [4] “The Art of Tunneling”, K. Széchy, Budapest, 1973, Protodyakonov’s theory, y Terzaghi’s rock pressure theory.
- [5] Taylor D. W. 1948, “Fundamental of Soils Mechanics”, John Wiley and Sons., New York, Criterio de falla para estabilidad de taludes de Fellenius.
- [6] “La MECÁNICA DE SUELOS EN EL Metro, retrospectiva y perspectiva a 30 años de la Construcción de la Línea 1” S. Delgado, “40 Años de Investigación y práctica en Geotecnia”, ICA, IUNAM, SOLUM, 1996.