

# ESTUDIO GEOTECNICO



## ACOXPA-TLALPAN

TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO

PREPARADO PARA

**ProtoCom**

MARZO 01 DEL 2024

# CONTENIDO

ALCANCES Y LIMITACIONES

## REPORTE GEOTECNICO

### 1. CIMENTACION DE LA TIENDA

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| RECOMENDACIONES PARA DISEÑO ..... | 2  |
| PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO .....  | 17 |

### 2. CIMENTACION TANQUE DE AGUA

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| RECOMENDACIONES PARA DISEÑO ..... | 25 |
| PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO .....  | 31 |

### 3. TALUDES Y MUROS .....

37

### 4. PAVIMENTOS

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| RECOMENDACIONES PARA DISEÑO ..... | 44 |
| PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO .....  | 47 |

### 5. ESPECIFICACIONES GEOTECNICAS .....

57

## ANEXO

|                                |    |
|--------------------------------|----|
| ANTECEDENTES .....             | 65 |
| INVESTIGACION GEOTECNICA ..... | 66 |
| SUELO DEL SITIO .....          | 69 |

## FIGURAS (11)

# ALCANCES Y LIMITACIONES DE ESTE REPORTE GEOTECNICO

## PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE SITUACIONES GEOTECNICAS EXTRAORDINARIAS EN ESTE PROYECTO

**BAJA**

El reporte geotécnico se prepara siempre con la información que se tiene disponible al momento de redactarlo. Cuando dicha información sufre cambios o se encuentran situaciones imprevistas se hacen modificaciones al proyecto, en las cuales no siempre se involucra al ingeniero geotecnista. Las medidas adoptadas pudieran ser adecuadas, pero también podrían ser innecesarias o bien, existir alternativas menos costosas y de más fácil ejecución. En el mejor de los casos estos cambios implican por lo general costos adicionales, algunos de los cuales pudieron haber sido considerados en el presupuesto de construcción, aunque más grave aún es que pueden conducir a un comportamiento insatisfactorio o inseguro de la obra.

Esperar que un reporte geotécnico refleje con certidumbre las variaciones en las condiciones del subsuelo dentro de un predio, a lo largo del tiempo, es una expectativa incorrecta. Es por ello que todas las personas que hagan uso del presente documento, tanto en la fase de proyecto como de construcción, deben tener en cuenta los siguientes aspectos al evaluar técnica o financieramente el proyecto:

**Características de los depósitos.** En el ámbito de la Geotecnia se asume que sólo los depósitos de origen lacustre tienden a ser homogéneos, con capas horizontales de espesor constante y materiales uniformes, aunque la experiencia demuestra que no siempre es así. El resto de los depósitos naturales son francamente heterogéneos.

En casi todos los suelos de origen natural, es frecuente entonces la existencia de lentes o capas discontinuas, así como la variación de los espesores o los cambios graduales y abruptos entre distintas capas.

El tamaño máximo y la cantidad de partículas sólidas que tenga un suelo, se pueden observar directamente en los sitios donde se excavan pozos a cielo abierto, mientras que dichas características sólo pueden ser inferidas en los sondeos profundos. En los *conglomerados* (constituidos por boleos y grava-arena), en las *brechas volcánicas* o depósitos de fragmentos de roca mezclados con suelos, en los pedraplenes, en los depósitos de grava y arena y en los suelos residuales que son el resultado de la alteración de rocas sanas, el rango de variación de las partículas sólidas y de los espesores de suelo es sumamente amplio y no se refleja en toda su amplitud en los pozos a cielo abierto.

La dureza o el grado de cementación de un depósito, así como el nivel de fracturamiento, la dureza y el grado de alteración de una roca, son características con una irregularidad aún mayor. En los suelos cementados (como las *tobas volcánicas*, el *tezontle* y el *caliche*, por citar algunos), en los suelos residuales y en los macizos rocosos, las características de cada unidad de suelo tienen un alto grado de variabilidad.

Las oquedades o discontinuidades de los macizos rocosos, como los que se observan en los *basaltos* del eje neo-volcánico de México y en las *calizas* de la península de Yucatán, así como las antiguas minas del Poniente de la Ciudad de México, tienen una distribución y una geometría aleatorias, además de que en ocasiones pueden estar rellenas parcial o totalmente por sedimentos sueltos. Detectar estas irregularidades con sondeos directos es ciertamente difícil. Los métodos geofísicos son considerados como una alternativa eficaz para la detección de oquedades y si bien es cierto que aportan información valiosa, el proyectista debe tenerse presente que se trata de técnicas indirectas ya que con las mediciones de campo se detectan las llamadas *anomalías* o zonas con propiedades distintas a las del resto de la masa en las que se “sospecha” pudieran existir discontinuidades, motivo por el cual siempre es necesario verificar estos resultados con sondeos directos en las zonas donde se detectan tales *anomalías*: es por ello que dichos métodos geofísicos tiene un margen de error y su alcance está limitado a unos cuantos metros alrededor de cada punto de medición. Aún si se llegan a encontrar tales discontinuidades, es posible que haya otras no detectadas.

**Exploración geotécnica.** Todos los sondeos convencionales de Geotecnia, ya sea que se trate de pozos a cielo abierto o de exploraciones profundas perforadas con una máquina

rotatoria y de percusión, son de carácter puntual, lo que implica que el ingeniero geotecnista sólo conoce con certeza el subsuelo en los puntos explorados.

Las propiedades que tenga el depósito de suelo o de roca en cualquier sitio que no haya sido explorado, son necesariamente inferidas y la inferencia siempre tiene un grado de incertidumbre. Teniendo presente que dichos materiales nunca son homogéneos y que la erraticidad o la heterogeneidad son comunes a la mayor parte de los depósitos de suelo y de roca, es erróneo suponer que no se encontrarán zonas con distintas propiedades dentro del predio estudiado.

La ascertividad de un reporte geotécnico está en función, entre otros aspectos, de la regularidad del depósito. Aún en las condiciones más favorables, persiste la posibilidad de encontrar condiciones inesperadas.

**Fallas geológicas.** En diversas ciudades de la República se han presentado agrietamientos superficiales del terreno, que por lo general están asociados a un bombeo intenso del agua del subsuelo y eventualmente a movimientos tectónicos.

En las zonas urbanas estas fallas producen el agrietamiento de cualquier construcción edificada sobre ellas, aunque con el conocimiento actual no se puede pronosticar su desarrollo, ni en magnitud, ni en tiempo, ni en dirección y por ende tampoco el daño que ocasionará a la futura obra.

La existencia de estas fallas no siempre es evidente, ya que en algunos casos se desarrollan de manera repentina, sin indicios previos. Cuando una propiedad está baldía, con vegetación o con rellenos sueltos, las grietas no son fácilmente visibles y mucho menos si tienen menos de 1 ó 2 milímetros de abertura. La inspección geotécnica de un predio no garantiza entonces la detección de este tipo de problemas.

Cualquier persona que tenga noticia de la existencia de una falla que pueda afectar al proyecto, debe notificarlo de inmediato a THE HOME DEPOT, puesto que podría modificar significativamente el proyecto o incluso llevar a su cancelación total.

**Variaciones del nivel de agua subterránea.** Un hecho irrefutable es que el nivel de agua en el subsuelo no es fijo: varía constantemente a lo largo del año y, en suelos muy permeables como las gravas y las arenas, también puede tener variaciones horarias. La posición del nivel freático depende de diversos factores: época del año, intensidad de las lluvias, cercanía con masas de agua, permeabilidad general del terreno, abatimientos locales por bombeo profundo, mareas o crecientes de ríos. La exploración geotécnica para un proyecto convencional de THE HOME DEPOT tiene lugar en un lapso que puede durar desde 2 días hasta un máximo de 8 ó 10 días.

Durante una exploración geotécnica no es entonces posible determinar los niveles mínimo y máximo que alcanza el nivel de agua del subsuelo a lo largo del año. En suelos impermeables como las arcillas de alta plasticidad o en los suelos orgánicos, es incluso probable que el nivel de agua no se alcance a estabilizar en 24 ó 36 horas en las que los técnicos o el ingeniero geotecnista se mantienen en el sitio. Los registros históricos de las variaciones también pueden ser rebasados al momento de la construcción, por situaciones extraordinarias.

Asumir que el nivel de agua en el subsuelo estará en la misma posición que se encontró durante la exploración geotécnica, además de ser entonces poco razonable puede resultar riesgoso.

**Veneros o manantiales.** Los veneros son fuentes de filtración de agua que están generalmente asociadas a suelos permeables, como las gravas y las arenas o a fisuras y oquedades en los macizos rocosos, aunque también pueden existir en el contacto entre capas permeables e impermeables e incluso dentro de suelos relativamente impermeables. Aún y cuando no se indique explícitamente en el reporte geotécnico, la variación abrupta del nivel de agua entre sondeos cercanos es indicativa de la existencia de veneros o de filtraciones aisladas de agua.

Debido a que se trata de filtraciones aisladas, los veneros no siempre se evidencian durante la exploración geotécnica. Más aún, en algunos casos el flujo de agua se produce únicamente durante la temporada de lluvia y si la exploración del subsuelo se realiza en la época de estiaje o en una temporada de lluvias escasas, se dificulta la detección de los veneros.

Aún en los casos donde se puede observar directamente la filtración de agua de un venero o indicios de su existencia, no es posible determinar el flujo que se tendrá durante la construcción. Tampoco se puede afirmar que los veneros observados con una investigación geotécnica son los únicos existentes y muchos menos aspirar a localizar todos los veneros que incidirán en los trabajos de construcción.

**Construcciones enterradas.** En algunos lotes pudieron haber existido construcciones que fueron posteriormente cubiertas con rellenos artificiales. Incluso si se demolieron dichas obras, no se puede afirmar que los pisos, banquetas, pavimentos y cimentaciones, fueron extraídos por completo antes de colocar los nuevos rellenos. Las excavaciones antiguas que hayan sido rellenas a volteo o con basura y materia orgánica, también podrían estar ocultas si están cubiertas de vegetación o por el intemperismo de las capas superficiales.

A menos de que los sondeos de exploración geotécnica se ubiquen sobre estas construcciones o excavaciones antiguas, siempre existe la posibilidad de que se mantengan ocultas estas irregularidades y que se encuentren hasta el momento de la construcción.

**Excavaciones y protección de las colindancias.** Las excavaciones profundas, por lo general de más de 3 m de profundidad, no siempre se pueden realizar en una sola etapa o con taludes verticales, por los problemas asociados a: flujo de agua, expansión del fondo, inestabilidad de las paredes o intemperismo. Siempre que no se describan con precisión los procedimientos de excavación en un reporte de Geotecnia, el constructor deberá solicitar el detalle de los mismos al ingeniero geotecnista antes de presentar su presupuesto. El no contar con estas especificaciones antes de proceder a los trabajos de corte es inadmisibles, ya que puede poner en riesgo la seguridad del personal y de las construcciones vecinas o de las nuevas edificaciones.

En todos aquéllos lotes en donde haya construcciones aledañas es imprescindible levantar un dictamen notariado del estado de las construcciones antes de dar inicio a los trabajos dentro del predio en estudio, señalando en particular la existencia de: desplomes o inclinaciones, fisuras, grietas y asentamientos de las mismas. También se deberán especificar con sumo detalle las protecciones a las colindancias, para evitar fisuras o

grietas y eventualmente riesgo de inestabilidad en las mismas. No se deberán presentar presupuestos de construcción si no se cuenta con esta información y mucho menos ejecutar excavaciones sin proteger o apuntalar previamente a las obras colindantes.

Si no existe autorización por escrito del ingeniero geotecnista o de la empresa de Geotecnia, el supervisor no deberá permitir la exposición a la intemperie de cualquier corte, por períodos de más de 24 horas, ni que se lleven a cabo cortes con taludes verticales. Tampoco es aceptable realizar excavaciones en una sola etapa junto a construcciones colindantes.

**Cambios de proyecto.** Para analizar geotécnicamente una obra, el ingeniero geotecnista prepara un modelo del suelo, con base en toda la información recabada. En este modelo se considera la posición de la obra en cuestión en relación con los suelos en que se apoyará.

Un cambio de proyecto, por mínimo que sea, puede implicar diferentes consideraciones geotécnicas y por lo tanto modificar las recomendaciones del ingeniero geotecnista. Siempre que el equipo de proyectistas, consultores y asesores o el equipo de constructores, supervisores y laboratorio, detecten diferencias entre las consideraciones geotécnicas y el resto del proyecto o las condiciones reales del terreno, deberán notificarlas de inmediato a THE HOME DEPOT y al ingeniero geotecnista, para una revisión.

Las conclusiones y recomendaciones de este reporte no deben ser tomadas para un proyecto distinto del que aquí se indica.

**Falta de seguimiento de las especificaciones.** Para que una construcción tenga un comportamiento satisfactorio no basta con que el ingeniero geotecnista haga un diagnóstico correcto o emita recomendaciones adecuadas. También es menester que el constructor siga en estricto rigor las especificaciones geotécnicas.

Un flujo de agua no controlado, el desplante de una cimentación sobre un suelo distinto al considerado, una excavación con taludes inadecuados, un corte sujeto a intemperismo, rellenos con características diferentes a las consideradas, un relleno compactado deficientemente, una base hidráulica saturada, un concreto de baja resistencia, una

carpeta asfáltica permeable, etc. son aspectos que de manera independiente o en conjunto pueden propiciar asentamientos, inclinaciones, expansiones, fisuras o grietas de las nuevas construcciones.

**Bancos de material térreo.** Cuando se prepara un reporte geotécnico no se sabe si los frentes de ataque de los bancos actuales serán los mismos que se tendrán al momento de la construcción, ni si los bancos en cuestión seguirán operando. Tampoco se puede determinar cuales serán los bancos más convenientes para el constructor. Por ello no se llevan a cabo estudios de calidad de los distintos bancos de la zona.

Queda a criterio del constructor la selección del banco que más convenga a sus intereses, siempre y cuando los productos o las mezclas de suelo cumplan con TODOS los requisitos de calidad que se detallan en el cuerpo de este informe. El estudio y la selección de los bancos deben llevarse a cabo antes del presupuesto, para poder determinar el costo de las terracerías, por lo que no es aceptable que una vez iniciada la construcción la empresa contratista solicite un pago adicional para obtener los materiales térreos especificados o bien que se pida un cambio de especificación por no existir en la zona los materiales indicados en el proyecto.

**Presupuesto de construcción.** Todos los aspectos descritos se deben considerar al preparar un presupuesto, para reducir la probabilidad de incurrir en gastos adicionales por situaciones imprevistas. Los problemas geotécnicos que no se puedan evaluar con la información disponible pero que tengan alguna probabilidad de ocurrencia, se deberán incluir en un rubro de situaciones extraordinarias dentro del presupuesto.

Las empresas que participen en el concurso de la obra o la compañía a la que le sea asignada la construcción, deberán informar a THE HOME DEPOT de la necesidad de considerar un porcentaje adicional de costo para cubrir estas situaciones extraordinarias, el cual será ejercido sólo en caso necesario.

Para facilitar la determinación de este porcentaje, la probabilidad de ocurrencia de situaciones geotécnicas extraordinarias se califica con los términos de baja, media y alta, a cada uno de los cuales se puede asignar un porcentaje. Una probabilidad baja no significa

ausencia de imprevistos. Al inicio de este capítulo se indica cual es esta probabilidad para el proyecto objeto de este reporte.

**Oportunidad de la información.** Todos los involucrados en un proyecto tienen la obligación ética y el compromiso profesional de informar con oportunidad sobre las incongruencias que observen en el transcurso de su participación, en relación con el reporte geotécnico o sobre las dificultades a las que se enfrenten para cumplir con los requerimientos geotécnicos. Esta obligación se inicia desde el momento en que llega a sus manos el presente reporte.

No es aceptable: saber y no informar, ejecutar y después informar o dudar y no preguntar.

**Soluciones a los problemas geotécnicos.** El reporte geotécnico es entonces una guía para el diseño, la construcción y la evaluación del costo de una obra.

Los imprevistos solo se pueden resolver cuando se encuentran. En todas las obras de ingeniería siempre se deben considerar imprevistos, aún en los suelos y rocas más homogéneos que se puedan encontrar. El omitir esta consideración es responsabilidad exclusiva de quien toma tal decisión.

**Responsabilidad del ingeniero geotecnista.** Ni el ingeniero geotecnista ni la empresa de Geotecnia se responsabilizarán por:

- Soluciones en las que no participen.
- Decisiones que no avalen.
- Información que no sea entregada oportunamente para su evaluación.
- Interpretación errónea del reporte geotécnico y en particular por dudas que no sean aclaradas.
- Cambios de proyecto.
- Condiciones imprevistas del subsuelo, en las áreas ubicadas entre los sondeos de exploración directa.

# REPORTE GEOTECNICO

**Organización del reporte.** En los primeros cuatro capítulos se describen las recomendaciones para diseño y construcción de:

- 1) La cimentación de la tienda incluyendo los pisos.
- 2) El tanque de agua del sistema contra incendio
- 3) Los taludes y los muros de retención en el perímetro del predio.
- 4) Los pavimentos.

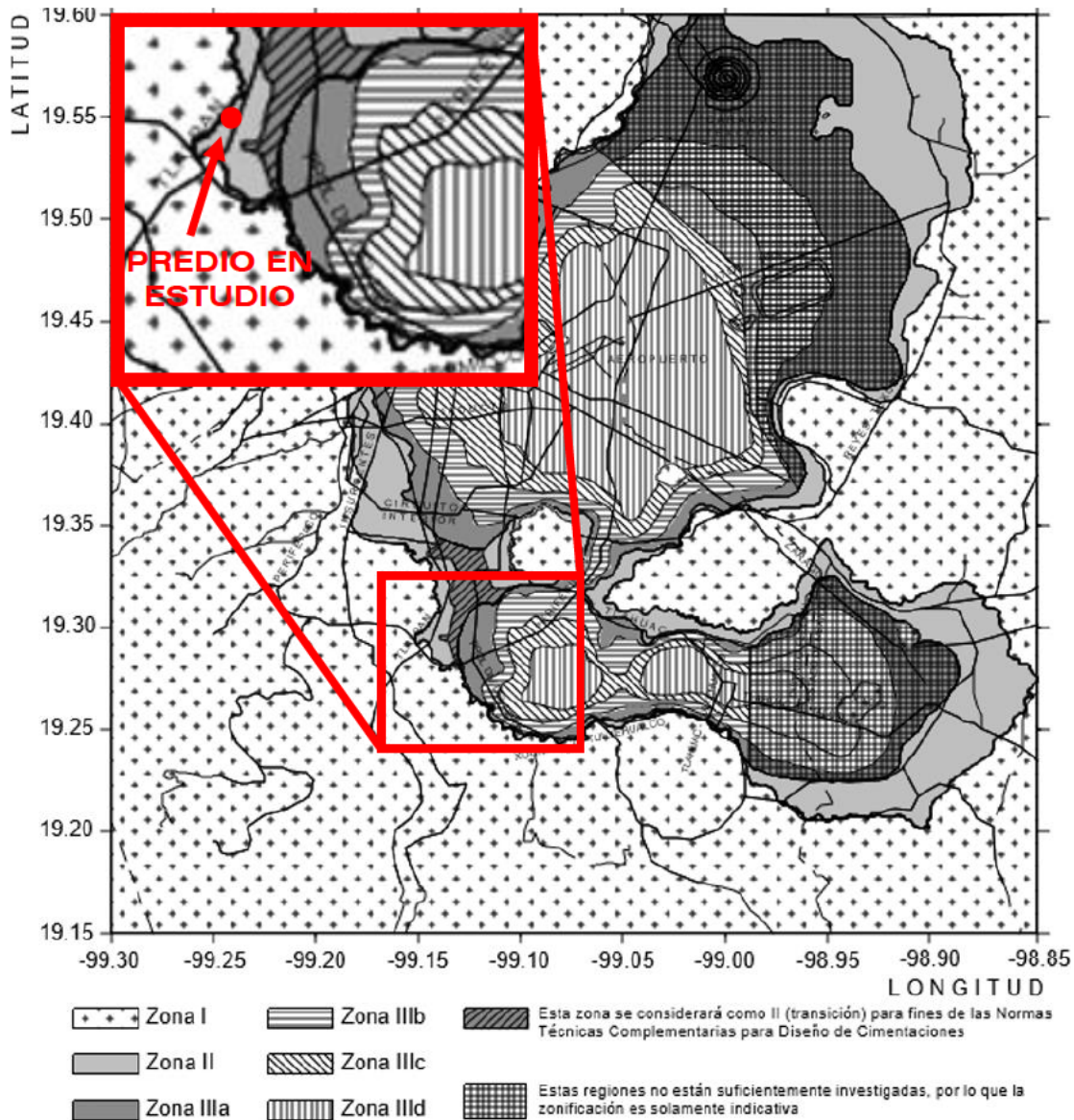
En el quinto capítulo se detallan las especificaciones geotécnicas para los materiales térreos y para los pavimentos.

En el anexo que se incluye al final de este documento, se describen: los antecedentes, la investigación geotécnica (exploración de campo, muestreo y pruebas de laboratorio) y el suelo del sitio. Esta última información sirve como base para las conclusiones y recomendaciones geotécnicas, pero su lectura es opcional para el usuario.

# 1. CIMENTACION DE LA TIENDA

## RECOMENDACIONES PARA DISEÑO

**Coeficiente sísmico.** En el artículo 170 del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México se indica que la zona a que corresponda un predio se determinará preferentemente a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio.



En este proyecto se llevó a cabo una investigación exhaustiva del predio mediante sondeos de más de 15 m de profundidad, con base en la cual se determinó que el sitio está francamente en la zona II o de transición señalada en el propio Reglamento, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros. Dicha investigación geotécnica confirma la zonificación geotécnica de esta parte de la ciudad, que se detalla en el propio Reglamento y que se muestran en la figura anterior.

De acuerdo con el artículo 139 del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México la estructura se clasifica dentro del grupo B que incluye edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A y particularmente dentro del subgrupo B1 en el que se contemplan edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m<sup>2</sup> de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 de este Reglamento.

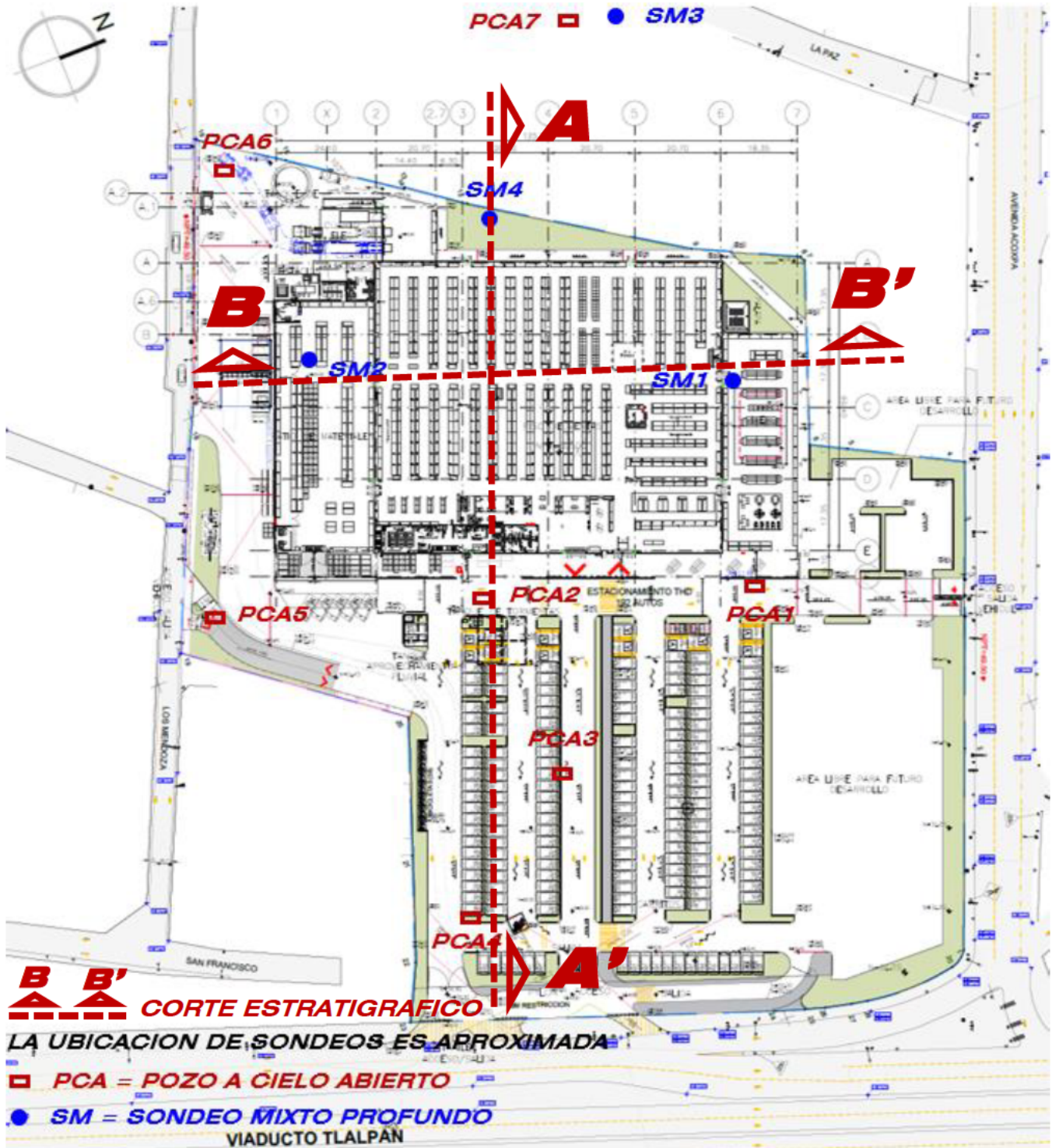
En el inciso las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se indica que el coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 139 del Reglamento se tomará igual a 0.32 en la zona II.

**Niveles de proyecto.** La estructura de la tienda ocupará aproximadamente el 40% de la superficie del polígono en estudio. Dicha construcción se ubicará en la mitad occidental de la fracción en estudio. En la siguiente figura se muestra la ubicación de dos cortes estratigráficos que cruzan la futura traza de la tienda.

El nivel de piso terminado se proyecta a la cota +50.50, mientras que la superficie actual del terreno en la traza de la tienda se halla por lo general entre las elevaciones +49.50 y +49.75, con zonas aisladas en donde se encuentra a la cota +49.25 y otras en donde se halla a la elevación +50.50. De esta manera se tendrá que elevar el nivel actual de la superficie entre 75 cm y 1 m, para alcanzar el nivel de piso terminado de la tienda.

**Características de la nave para tienda.** Se construirá una tienda de un nivel. No se conocen los datos específicos de este proyecto y por lo tanto se hará uso de información

de proyectos similares. Tanto en el sentido transversal como en el longitudinal, la estructura de cubierta consiste marcos y/o armaduras metálicas, que soportan un sistema de largueros o *joists* que a su vez dan apoyo al sistema de cubierta a base de lámina engargolada con aislante térmico.



La carga vertical transmitida por las columnas depende esencialmente de los claros entre ellas, de su posición en el sistema estructural y de las fuerzas sísmicas o de viento del proyecto en cuestión. Dicha carga suele estar en el rango de 35 a 40 ton en una columna central y de 15 a 20 ton en una columna perimetral. Estos valores corresponden a la condición de carga muerta más carga viva máxima, son cargas sin factorizar y no incluyen el peso de la cimentación.

En el piso de ventas la carga viva máxima fluctúa entre 800 y 1 200 kg/m<sup>2</sup> con zonas aisladas en donde podría llegar a los 1 500 o 2 000 kg/m<sup>2</sup>, mientras que la carga viva media suele oscilar entre 400 y 600 kg/m<sup>2</sup>.

**Discusión de la cimentación.** Las cargas por columna se califican como ligeras. Los muros perimetrales transmiten cargas que se califican también como ligeras a la futura cimentación.

El futuro piso de ventas se ubicará entre 75 cm y 1 m por arriba de la superficie actual.

El subsuelo está formado superficialmente por una losa de concreto hidráulico de 15 a 20 cm de espesor, apoyada sobre un relleno compactado compuesto por limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas, el cual se extiende hasta 60 cm o 1.20 m de profundidad y cuya resistencia a la penetración es de 9 a 18 golpes y excepcionalmente de más de 50 golpes. Subyace con un espesor de 5.85 a 6 m, es decir hasta 6.45 o 7 m de profundidad un limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compacidad densa a muy densa, de 20 cm a 1.80 m de espesor, cuya resistencia a la penetración en la parte superior de la unidad es de 24 a 43 golpes con zonas de más de 50 golpes, donde además se midió una resistencia a la compresión simple de 2.21 a 2.28 kg/cm<sup>2</sup> y excepcionalmente de 4 kg/cm<sup>2</sup>, con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 166 a 240 kg/cm<sup>2</sup> y extraordinariamente de 700 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que en la parte inferior presenta una resistencia a la penetración de 3 a 8 golpes como mínimo y de 11 a 16 golpes e incluso hasta 24 golpes como máximo en la parte inferior, en donde también se midió una resistencia a la compresión simple de 0.85 a 1.61 kg/cm<sup>2</sup> con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 33 a 70 y ocasionalmente de 167 a 200 kg/cm<sup>2</sup>. Posteriormente se detecta una capa de arcilla inorgánica o de arcilla orgánica gris verdoso de alta

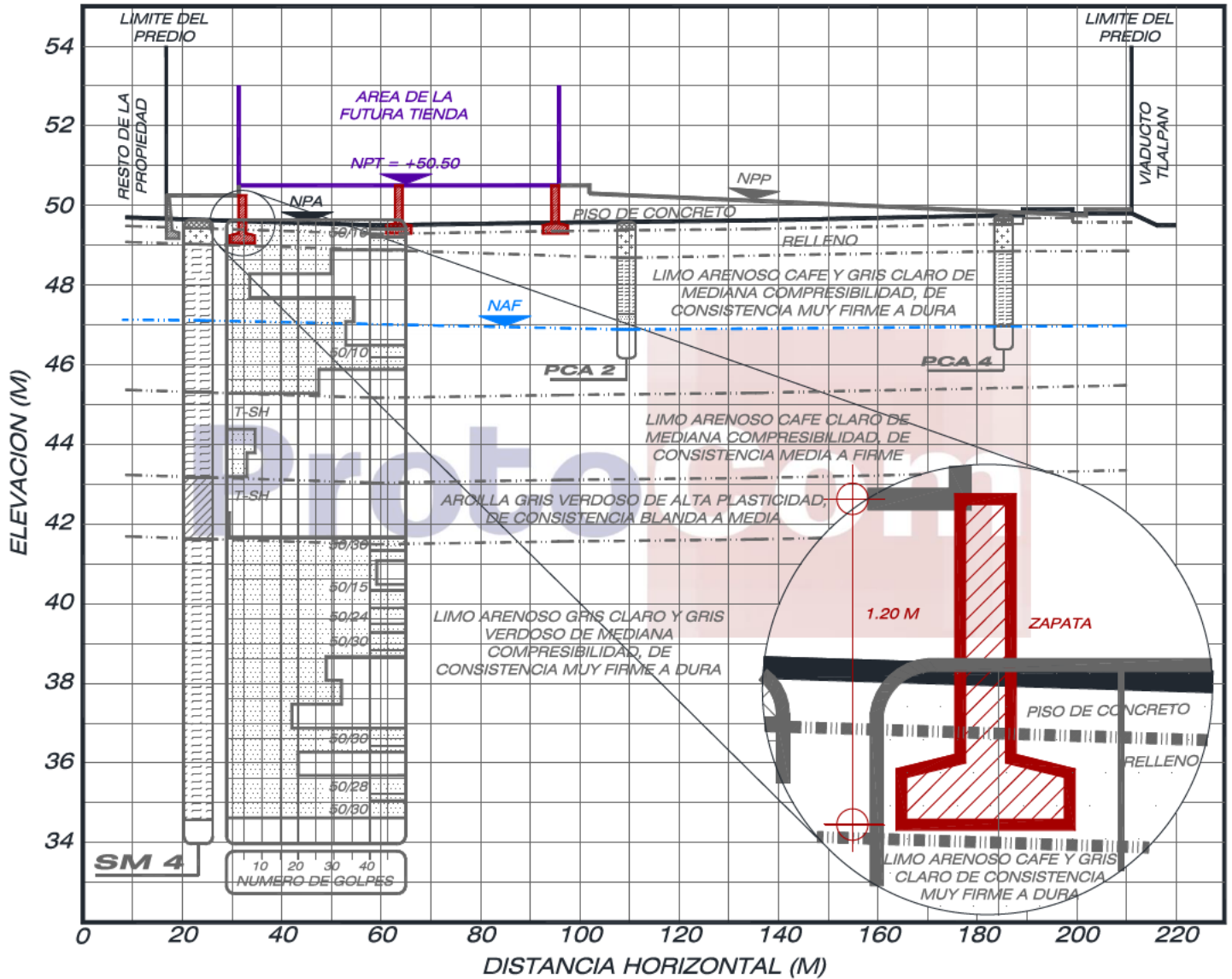
plasticidad, de consistencia muy blanda, cuyo espesor es de 1.50 a 1.85 m y que se ubica entre 6.45 y 8.85 m de profundidad, cuya resistencia a la penetración es desde nula (la herramienta penetra por peso propio) hasta de 3 golpes y cuya resistencia a la compresión simple es de 0.51 a 0.75 kg/cm<sup>2</sup> con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 29 a 50 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que en los ensayos de compresión *triaxial* rápida se midió una cohesión de 0.24 a 0.37 kg/cm<sup>2</sup> con un *ángulo de fricción interna* de 2.9° a 6.7°. Desde 7.95 u 8.85 m de profundidad y hasta 20.55 m subyace un limo arenoso gris claro y gris verdoso de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme a dura, cuya resistencia a la penetración es errática variando en el rango de 18 a 42 golpes con tramos en donde aumenta a valores de más de 50 golpes con avances de 15 a 30 cm y en el que la resistencia a la compresión simple resultó en un caso de 4.25 kg/cm<sup>2</sup> con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 180 kg/cm<sup>2</sup>; dentro de esta unidad se distingue una capa menos consistente situada entre 11 y 12.50 m de profundidad, en donde la resistencia a la penetración es de tan solo 7 a 11 golpes y en la que la resistencia a la compresión simple resultó en un caso de 1.13 kg/cm<sup>2</sup> con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 40 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente desde 20.55 hasta 37.75 m se detectó una arena fina a media limosa gris claro y gris verdoso, de compacidad media a densa, con gravillas, cuya resistencia a la penetración también es irregular, con tramos de más de 50 golpes y avances de 4 a 15 cm en la parte superior de este manto y con valores de 28 a 42 golpes en la parte inferior con valores extremos de 23 y de 46 golpes, todos los cuales sugieren que el estrato tiende a ser de compacidad densa a muy densa.

En estas condiciones unas eventuales zapatas desplantadas 1.20 m por debajo del futuro nivel de piso terminado quedarían apoyadas indistintamente sobre el relleno actual compuesto por limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas o sobre el limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, de consistencia firme a muy firme con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compacidad densa a muy densa. La frontera superior de los limos de consistencia media a firme se encontraría entre 3.50 y 4 m por debajo del nivel de desplante de las zapatas.

De este modo se podrá emplear un sistema convencional de zapatas de concreto reforzado para la tienda, el cual constituye la opción más económica y funcional en este caso ya que el desplante de las mismas tendría lugar sobre suelos firmes.

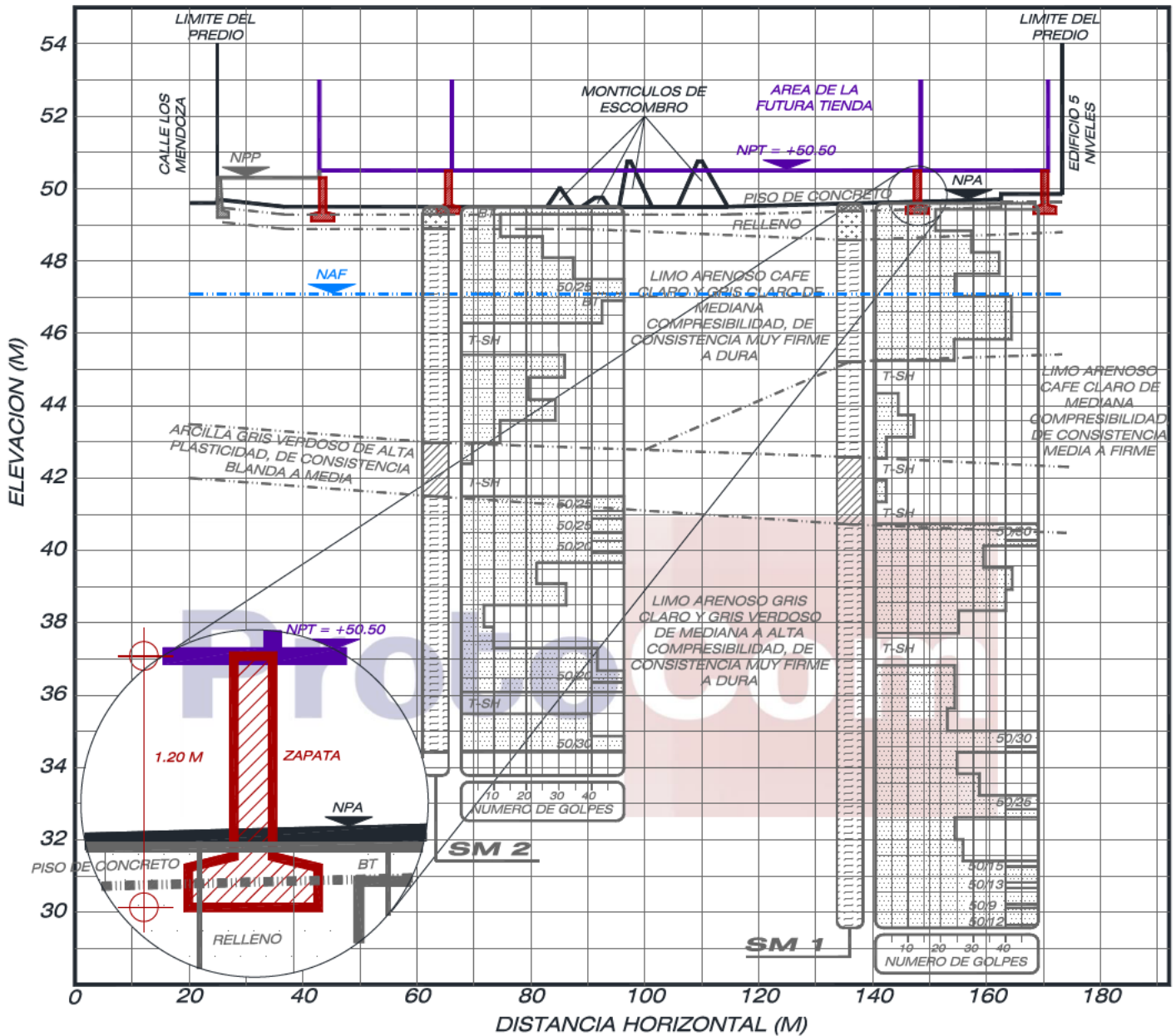
En las dos figuras siguientes se detallan los cortes estratigráficos referidos al croquis de la figura anterior, en los que se aprecia la relación entre la tienda, su cimentación y el subsuelo.

### CORTE A-A'



**Propuesta de cimentación.** La cimentación de la tienda será con zapatas aisladas de concreto reforzado debajo de cada columna, sin trabes de liga. Los muros perimetrales y los muros de carga se apoyarán sobre zapatas corridas, también de concreto armado.

# CORTE B-B'



La profundidad de desplante de las zapatas será de 1.20 m por debajo del nivel de piso terminado de la tienda. El terreno de apoyo será indistintamente el relleno actual compuesto por limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas o el limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, de consistencia firme a muy firme con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compacidad densa a muy densa.

Los cimientos NUNCA deben apoyarse sobre rellenos sueltos y tampoco sobre: arcillas expansivas, suelos finos (arcillas y limos) de consistencia muy blanda a blanda, suelos granulares (gravas o arenas) de compactación muy suelta a suelta, suelos con raíces abundantes ni con materia orgánica o rellenos de basura. En caso de que se detecte alguno de estos materiales, se deberá notificar de inmediato al supervisor y al dueño de la obra para proceder a su retiro.

**Resistencia al corte del subsuelo.** Primeramente se analiza la presión máxima que puede transmitir un cimiento al terreno, para que éste no presente una ruptura o una falla por esfuerzo cortante.

En suelos de comportamiento *cohesivo-friccionante* o *puramente friccionante* la resistencia al corte del subsuelo aumenta con el ancho del cimiento, es decir a mayor ancho mayor resistencia al corte del terreno.

El desplante de la cimentación tendría lugar indistintamente sobre el relleno actual compuesto por limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas, el cual se extiende hasta 60 cm o 1.20 m de profundidad y cuya resistencia a la penetración es de 9 a 18 golpes y excepcionalmente de más de 50 golpes. Subyace con un espesor de 5.85 a 6 m, es decir hasta 6.45 o 7 m de profundidad un limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compactación densa a muy densa, de 20 cm a 1.80 m de espesor, cuya resistencia a la penetración es de 24 a 43 golpes con zonas de más de 50 golpes en su parte superior, donde además se midió una resistencia a la compresión simple de 2.21 a 2.28 kg/cm<sup>2</sup> y excepcionalmente de 4 kg/cm<sup>2</sup>, con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 166 a 240 kg/cm<sup>2</sup> y extraordinariamente de 700 kg/cm<sup>2</sup>.

Es claro entonces que el material más desfavorable dentro del *bulbo de influencia* o zona de afectación de las futuras zapatas es el relleno actual cuya resistencia a la penetración es de 9 a 18 golpes.

n suelos de comportamiento *puramente cohesivo* como los limos y las arcillas, diversos autores<sup>1</sup> indican que si la resistencia a la penetración es de 9 a 13 golpes, la consistencia del suelo se califica como media a firme y tiene asociada una resistencia a la compresión simple de 1 a 2 kg/cm<sup>2</sup>. Los mismos autores comentan que esta información debe tomarse con reservas.

Para fines de cálculo se considerará conservadoramente una resistencia a la compresión simple de 1.30 kg/cm<sup>2</sup>, valor que es congruente con los suelos limosos que subyacen y que son similares a los del relleno, cuya resistencia a la penetración es de 24 a 43 golpes y cuya resistencia a la compresión simple es de 2.21 a 2.28 kg/cm<sup>2</sup>.

Para fines de cálculo se considerará para el suelo de apoyo un comportamiento *cohesivo-friccionante*, ya que no está saturado. De acuerdo con la literatura técnica la cohesión de un suelo está dada por la expresión<sup>2</sup>

$$c = q_u / 2 \tan (45^\circ + \varphi / 2)$$

$c$  = cohesión aparente en kg/cm<sup>2</sup>

$q_u$  = resistencia a la compresión simple en kg/cm<sup>2</sup>

$\varphi$  = ángulo de fricción interna

Si se asume también conservadoramente que el *ángulo de fricción* interna del limo arenoso es de 7°, la *cohesión aparente* es del orden de 0.58 kg/cm<sup>2</sup>.

La capacidad de carga admisible por resistencia al corte se calcula con las expresiones basadas en la teoría de Vesic<sup>3</sup>:

$$q_A = (q_u / F_D) + p_0$$

<sup>1</sup> Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. Mecánica de Suelos. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Apéndice. Exploración y muestreo de suelos. d) Método de penetración estándar. Tabla a-1. pp 12-17. Editorial LIMUSA. México, D.F. 1980.

<sup>2</sup> Tschebotarioff, Gregory P. Foundations, retaining and earth structures. Second edition. Art 3-5c, p 106. McGraw-Hill Kogakusha, Ltd. Tokyo, Japan. 1973

<sup>3</sup> Holguín, Ernesto; Gutiérrez, Carlos E.; Cuevas, Alberto; Segovia, José Antonio. Diseño geotécnico de cimentaciones. Ficha técnica No. 3. pp 25 a 39. TGC Geotecnia. México, D.F. 1982

$$q_u = a_c C N_c + a_q \sigma_d (N_q - 1) + 0.50 a_\gamma \gamma B N_\gamma$$

$$a_c = 1 + (B/L) (N_q / N_c)$$

$$a_q = 1 + (B/L) \tan \varphi$$

$$a_\gamma = 1 - 0.40 (B/L)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi$$

$$N_q = e^{(\pi \tan \varphi) \tan 2(\pi / 4 + \varphi / 2)}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi$$

$q_A$  = capacidad de carga admisible (ton/m<sup>2</sup>)

$q_u$  = capacidad de carga última (ton/m<sup>2</sup>)

$F_D$  = factor de dimensionamiento que se considera de 3

$p_0$  = esfuerzo total actual al nivel de desplante (ton/m<sup>2</sup>)

$a_c$ ,  $a_q$  y  $a_\gamma$  = factores adimensionales de forma de la teoría de Vesic

$C$  = cohesión aparente del suelo

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  = factores adimensionales de capacidad de carga propuestos por Vesic, los cuales están en función del *ángulo de fricción interna* del material

$\sigma_d$  = esfuerzo efectivo actual al nivel de desplante (ton/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo debajo del nivel de desplante

$B$  = ancho del cimiento

Para este análisis se considera que el peso volumétrico del suelo arriba y debajo del nivel de desplante será de 1 600 kg/m<sup>3</sup>.

**Asentamientos del subsuelo.** Los asentamientos elásticos y los hundimientos por consolidación de todos los tipos de suelo son proporcionales al ancho de la fundación: a

mayor ancho mayor es el asentamiento teórico, si la presión aplicada por el cimiento es constante.

Los asentamientos instantáneos debidos a la carga transmitida al suelo por la cimentación bajo solicitaciones estáticas, se calculan con la teoría de la elasticidad con la expresión<sup>4</sup>:

$$\Delta H_E = q B (1 - \mu^2) m I_s I_F / E_C$$

en la cual:

$\Delta H_E$  = asentamiento elástico o inmediato en la esquina de la zapata, en cm

$q$  = presión aplicada por la zapata al terreno en kg/cm<sup>2</sup>.

$B$  = ancho en planta de la zapata, en cm.

$\mu$  = *módulo de Poisson* (adimensional)

$m$  = factor adimensional que depende del sitio donde se calcula el asentamiento. Tiene un valor de 4 cuando el asentamiento se calcula bajo el centro del área cargada y de 1 cuando se calcula en la esquina de dicha área. Si se desea calcular bajo el centro, el ancho ( $B$ ) a considerar en todos los cálculos es la mitad del ancho real del cimiento y su longitud ( $L$ ) también de la mitad de la longitud real.

$I_s$  = factor geométrico adimensional de Steinnbrenner que está en función del ancho de la zapata ( $B$ ), la longitud de la zapata ( $L$ ) y el espesor del estrato ( $H$ ).

$I_F$  = factor geométrico adimensional de Fox, el cual está en función del *módulo de Poisson* del estrato, de la relación geométrica  $L/B$  y de la relación de la profundidad de excavación al ancho de la misma  $D_f / B$ .

$E_C$  = *módulo elástico* del suelo de apoyo

En la literatura técnica<sup>5</sup> se indica que el *módulo elástico* de una arcilla de consistencia media es de 150 a 500 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que para un limo, sin especificar su consistencia,

<sup>4</sup> Bowles, Joseph E. Foundation analysis and design. Fifth edition. Chapter 5. Foundation settlements. 5-6 Immediate settlement computations. pp 303-310. The McGrawHill Companies Inc. New York, USA. 1996.

<sup>5</sup> Bowles, Joseph E. Foundation analysis and design. Fifth edition. Chapter 2. Geotechnical and index properties: laboratory testing; settlement and strength correlations. 2-14 Elastic properties of soil. Table 2-8 Value range for the static stress-strain modulus  $E_s$  for selected soils. p 125. The McGrawHill Companies Inc. New York, USA. 1996.

dicho *módulo* es de 20 a 200 kg/cm<sup>2</sup>. Por otra parte, en las muestras cúbicas inalteradas recuperadas de la zona del limo arenoso de origen natural de consistencia firme a muy firme, se determinó un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 166 a 240 kg/cm<sup>2</sup> y extraordinariamente de 700 kg/cm<sup>2</sup>.

Resulta entonces razonable el considerar para el relleno actual de limo arenoso un *módulo elástico* de 180 kg/cm<sup>2</sup>. En la misma referencia se anota que el *módulo de Poisson* ( $\mu$ ) de un limo varía en el rango de 0.30 a 0.35. Para éste análisis se tomará un valor de 0.30.

En este proyecto no se consideran los asentamientos por consolidación, debido a que dicho fenómeno no es significativo porque los suelos limosos son de consistencia firme a muy firme y en tal caso estarían *pre-consolidados*, además de que las presiones de contacto de las zapatas serán reducidas.

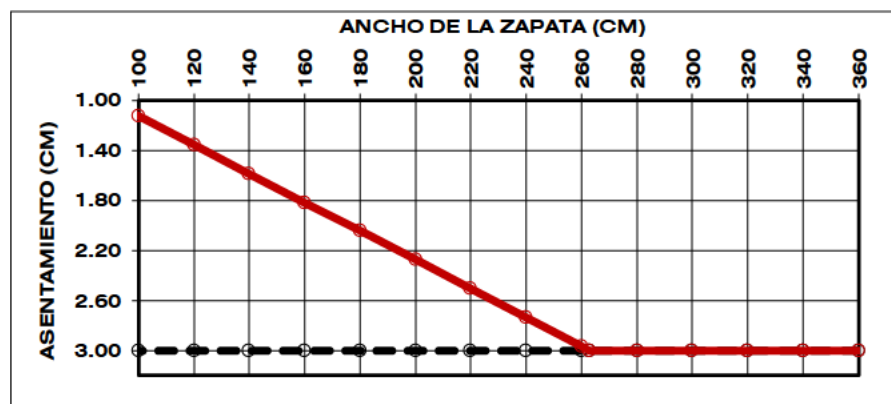
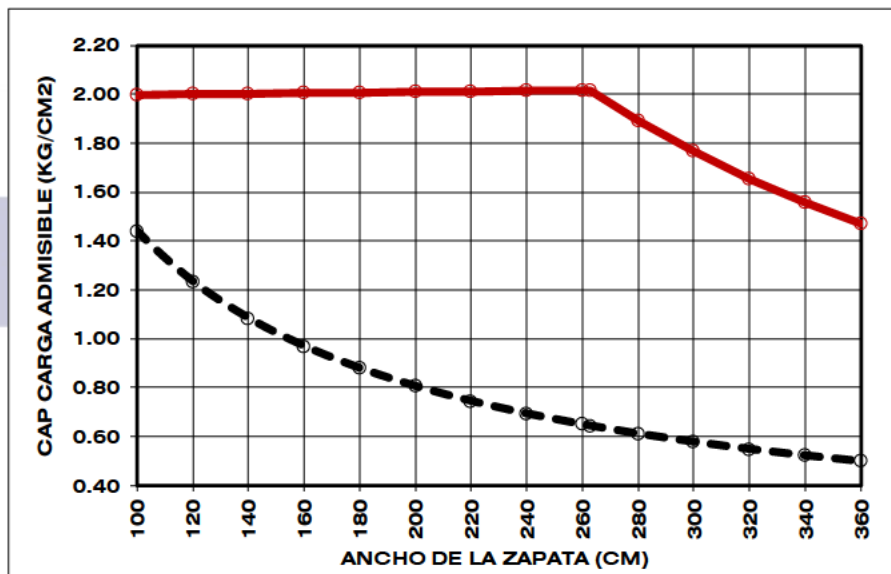
**Capacidad de carga admisible.** La capacidad de carga admisible se define como la presión que un cimiento puede aplicar al terreno no sólo para que no se genere una falla por cortante o por ruptura, sino también para que el suelo no se comprima o se asiente más allá de un valor permisible o tolerable. Es por ello que la capacidad de carga admisible además de no ser un valor único puesto que depende del ancho de la zapata, es una característica que disminuye después de un determinado ancho, conforme aumenta el ancho de la fundación.

En las siguientes figuras se muestran la capacidad de carga admisible y el asentamiento probable de zapatas aisladas y corridas en función del ancho de ellas, para cimientos de 1 a 3.60 m de ancho. Dichas gráficas resultan de una hoja de cálculo en que la resistencia al corte del subsuelo se estimó con la teoría de Vesic y los asentamientos con la teoría elástica.

Para utilizar estas gráficas el calculista atenderá los siguientes lineamientos:

- a) Primero deberá suponer un ancho tentativo de zapata.
- b) Con este ancho y con la gráfica respectiva, ya sea para zapata aislada o para zapata corrida, determinará una capacidad de carga admisible preliminar.

- c) Con dicha capacidad de carga admisible y con las cargas factorizadas que actuarán sobre el cimiento, calculará el ancho requerido de la cimentación para la columna o para el muro en cuestión.
- d) Con este nuevo ancho revisará si la capacidad de carga supuesta fue correcta, atendiendo a las gráficas que se proporcionan.
- e) En caso afirmativo termina el proceso habiéndose definido el ancho del cimiento, la capacidad de carga admisible y el asentamiento esperado. En caso negativo deberá utilizar la nueva capacidad de carga para con ello calcular un nuevo ancho y regresar al paso d).



**ZAPATA AISLADA** \_\_\_\_\_ **ZAPATA CORRIDA** \_\_\_\_\_

La capacidad de carga recomendada implica un asentamiento elástico o a corto plazo inferior a 3 cm debajo del centro de cada zapata. El asentamiento elástico o inmediato que se produce bajo el centro de cualquier zapata es el que se indica en las gráficas anteriores, mientras que el hundimiento teórico en la orilla de dicha zapata es de tan solo la mitad del asentamiento bajo el centro, de manera que el asentamiento inmediato promedio de la zapata será del 75% del movimiento que se muestra en las citadas gráficas. Este movimiento es el que se produce únicamente como resultado de la compresión a corto plazo de los suelos.

El asentamiento diferencial del conjunto de zapatas depende, entre otros aspectos, de la rigidez de la superestructura. De manera práctica se sugiere calcular el hundimiento diferencial como el 67% del asentamiento máximo total entre dos zapatas contiguas y así estimar la distorsión y el incremento de momento que se producirán en los marcos de acero.

El ingeniero estructurista diseñará las zapatas reduciendo al máximo posible el ancho de cada cimiento. Para evitar una falla por punzonamiento en el terreno de apoyo, cuyo mecanismo no está considerado en la determinación de la capacidad de carga admisible, el ancho no debe ser inferior a 80 cm en zapatas aisladas o a 40 cm en zapatas corridas.

La capacidad de carga admisible corresponde a condiciones estáticas y ya incluye un factor de seguridad de cuando menos 3 contra una eventual ruptura del suelo de cimentación y un factor de seguridad cercano a 2 en relación con los asentamientos teóricos. Para cargas accidentales de sismo o viento se puede reducir el factor de seguridad y por ello la capacidad de carga admisible se incrementará en un 30% en todos los casos, con respecto a los valores indicados en las gráficas de capacidad de carga.

**Estructura de pisos.** El peralte de las losas de piso lo determinará el ingeniero especialista en estructuras y para ello precisa del *módulo de reacción de la subrasante*. Entre los tableros de piso y los nuevos rellenos compactados se colocará una capa con calidad de sub-base de 15 cm de espesor compacto.

Asumiendo que los tableros de piso serán de 3.50 m por lado y que la presión que aplicarán afectará a los suelos que se ubican desde el nivel de desplante de las losas hasta 1 m de profundidad, primeramente puede considerarse el *módulo elástico*<sup>6</sup> ( $E_c$ ) que se señala en la siguiente tabla. Esta suposición se fundamenta en el hecho de que no será necesario demoler los pisos actuales y 1 m por debajo del futuro piso de ventas existirá un elemento rígido que disipará la presión transmitida por este último a los estratos más profundos.

| CAPA               | ESPESOR (M) | E (KG/CM <sup>2</sup> ) |
|--------------------|-------------|-------------------------|
| SUB-BASE Y RELLENO | 2.00        | 250                     |

Con el fin de estimar el *módulo de reacción de la subrasante* ( $k$ ) para el análisis estático y diseño estructural de la losa, este parámetro se puede calcular considerando la misma expresión para el cálculo del asentamiento elástico. En efecto el *módulo de reacción de la subrasante* es por definición<sup>7</sup>

$$k = q / \Delta H_E = E_c / [B (1 - \mu^2) m I_s I_F]$$

De lo que resulta que el *módulo de reacción de la subrasante* para el diseño de las losas de piso es aproximadamente

$$k = 1\,300 / B$$

en la que ahora  $k$  es el *módulo de reacción de la subrasante* en  $\text{kg/cm}^3$  y  $B$  es el ancho de la losa de piso en  $\text{cm}$ . Es evidente que dicho *módulo* no es una propiedad inherente al suelo ya que depende de manera significativa de las dimensiones de la cimentación. Para una losa de 350  $\text{cm}$  por lado el *módulo de reacción de la subrasante* es entonces de  $3.7 \text{ kg/cm}^3$ .

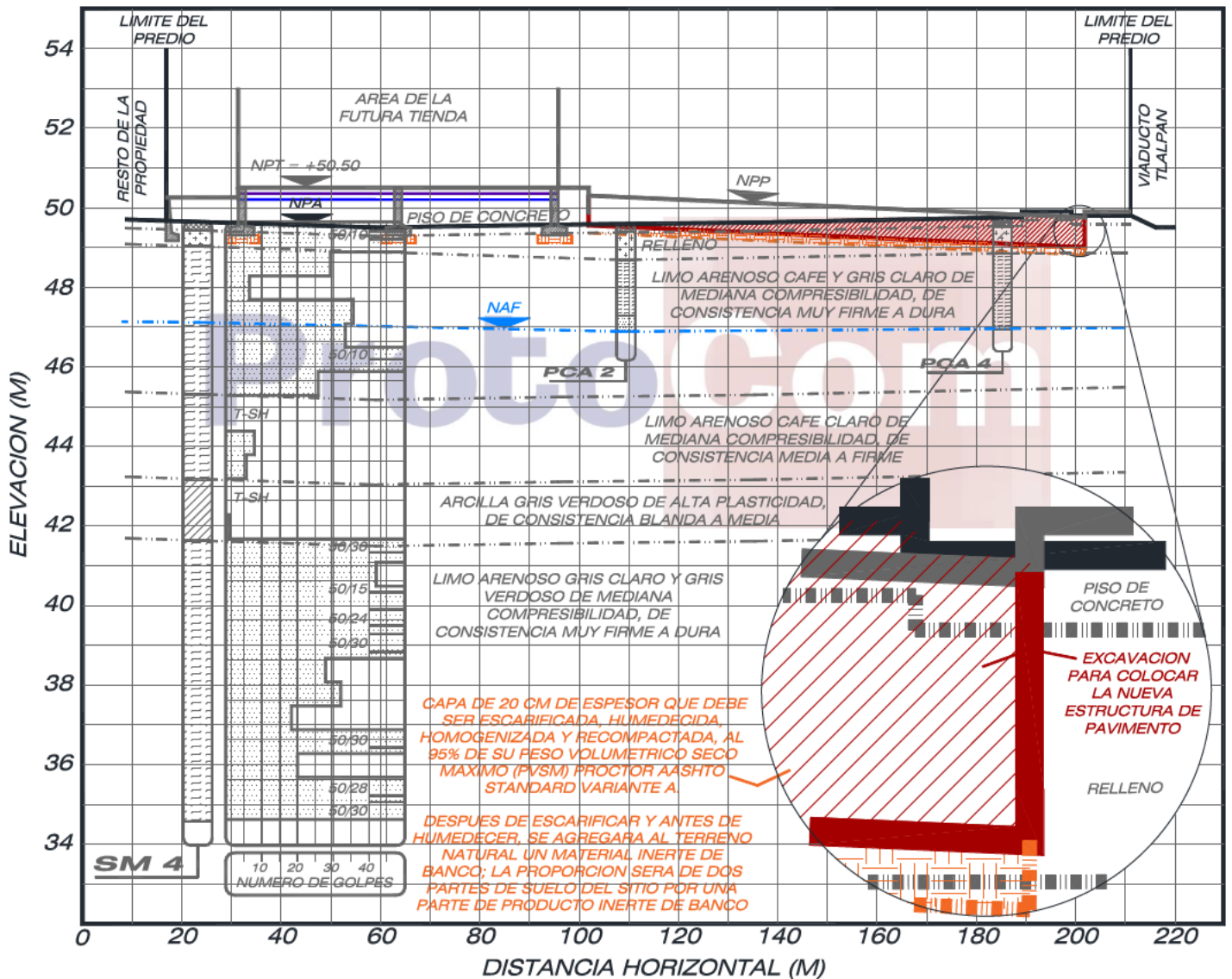
<sup>6</sup> Bowles, Joseph E. Foundation analysis and design. Fifth edition. Chapter 2. Geotechnical and index properties: laboratory testing; settlement and strength correlations. 2-14 Elastic properties of soil. Table 2-8 Value range for the static stress-strain modulus  $E_s$  for selected soils. p 125. The McGrawHill Companies Inc. New York, USA. 1996.

<sup>7</sup> Terzaghi, Karl. Theoretical soil mechanics. Part D Elasticity problems of soil mechanics. Chapter XVI Theories involving a coefficient of subgrade, soil, or pile reaction. 123. Definition of subgrade reaction. p 347. John Wiley and Sons Inc. New York, USA. 1943

# PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

**Trabajos preliminares.** En las siguientes figuras se muestran nuevamente los cortes estratigráficos A-A' y B-B' referidos al croquis de la página 4 de este reporte, pero en los que ahora se indican los trabajos previos a la construcción de las cimentaciones y los pisos, que se describen a continuación.

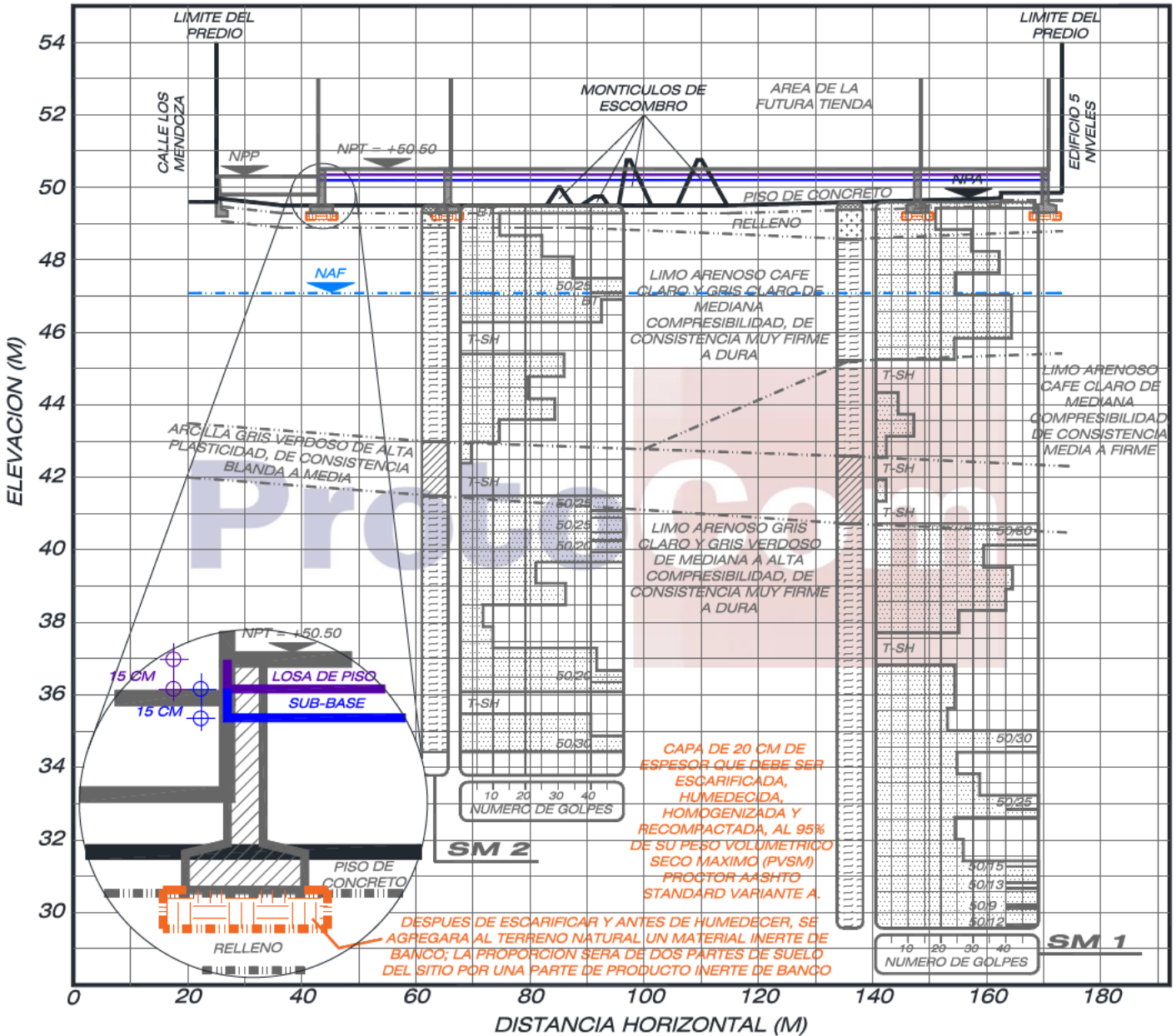
## CORTE A-A'



Antes de efectuar cualquier trabajo de limpieza o de terracerías es necesario llevar a cabo un levantamiento notariado del estado actual de las construcciones vecinas, el cual incluirá

fotografías y croquis de fisuras, grietas, asentamientos, emersiones o expansiones e inclinaciones o desplomes de las mismas, previos a cualquier trabajo dentro del predio en estudio.

### CORTE B-B'



Primeramente serán retirados todos los montículos de roca, suelo, escombros, basura y fragmentos de roca, así como los árboles con sus raíces. Después se demolerán todas las construcciones existentes excluyendo los firmes, pisos, banquetas y pavimentos de

concreto; solo se demolerán estos elementos en la traza de las futuras zapatas y se barrerá la superficie actual lo mejor posible.

**Despalme.** En las áreas jardinadas se llevará a cabo un despalme de 30 cm de espesor.

**Cortes adicionales del terreno natural.** En la traza de la tienda solo se anticipa la necesidad de cortes adicionales a lo largo de la traza de las futuras zapatas.

Las paredes de cualquier excavación temporal se deberán hacer con una inclinación de  $\frac{1}{4}$  horizontal por 1 vertical, ya que el corte será de menos de 1 m de profundidad y se desarrollará dentro del relleno actual de limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas, o del limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compacidad densa a muy densa.

En cualquier corte próximo a las colindancias deberán respetarse con absoluto rigor los siguientes lineamientos:

- ✓ Cortes temporales junto a terrenos baldíos pueden efectuarse en una sola etapa con la inclinación de taludes que señale el ingeniero geotecnista, siempre y cuando no existan o no se coloquen camellones de material junto a la cresta del corte. Quedan excluidos de esta categoría los cortes que se requieren junto a: pisos, banquetas, pavimentos, bardas, viviendas, edificios, naves industriales, cisternas, tanques de almacenamiento o cualquier tipo de construcción.

La excepción en excavaciones junto a terrenos baldíos lo constituyen también los cortes en rellenos sueltos, así como cualquier suelo granular (gravas, arenas y limos o mezclas de ellos) de compacidad muy suelta a suelta, sin cementación y rocas muy fracturadas y/o fuertemente intemperizadas, en donde el corte se hará como se indica en el siguiente párrafo.

- ✓ Con excepción de los cortes junto a terrenos baldíos, ningún otro corte temporal debe hacerse en una sola etapa junto a los linderos o colindancias del predio en cuestión, independientemente de que se trate de una excavación para alguna instalación

subterránea, para el mejoramiento del terreno o para la construcción de cualquier tipo de estructura o muro de retención.

- ✓ Si el ingeniero geotecnista no indica específicamente las características de los cortes en los linderos de la propiedad, se adoptarán los siguientes criterios:
  - Las excavaciones se harán por tramos alternados, excavando un tramo y dejando sin excavar los dos tramos adyacentes a cada lado del tramo excavado. La longitud de cada uno de estos tramos será de 5 m como máximo si junto al tramo en cuestión solo existen pisos, banquetas o pavimentos y de 3 m en cualquier otro caso donde existan construcciones colindantes como casas, edificios, naves industriales, tanques de almacenamiento, etc., aunque en tal caso es necesario que el tramo por excavar no cubra más del 40% de la longitud total de cada construcción vecina.
  - En cada etapa los tramos no excavados deberán contar con una berma de 2 m de ancho mínimo y tendrán un talud con inclinación mínima de 1 horizontal por 1 vertical salvo en el caso de suelos granulares limpios o rellenos sueltos en donde la berma será de 3 m de ancho y la inclinación del talud de 2 horizontal mínimo por 1 vertical. Se entiende como berma a una superficie sensiblemente plana y horizontal que se localiza a la misma elevación que la superficie del terreno colindante o del nivel de piso terminado de la planta baja o de las vialidades adyacentes al terreno en cuestión.
  - Cuando se haya construido la estructura de retención correspondiente o se haya rellenado la zanja en los tramos abiertos en la primera etapa de excavación, hasta llegar cuando menos a la misma superficie que tenía el terreno antes de iniciar las excavaciones, se podrán entonces excavar los tramos de la siguiente etapa, utilizando nuevamente el proceso de tramos alternados.
  - Ninguna excavación debe efectuarse por debajo del nivel de desplante de cualquier cimentación colindante si ésta no es apuntalada como lo indique un ingeniero especialista en Estructuras y también si no se cuenta con la asesoría de un ingeniero especialista en Geotecnia.

- ✓ Si al momento de realizar la excavación se detectan unidades de suelo no consignadas en el reporte geotécnico, la excavación deberá suspenderse de inmediato y consultar lo más pronto posible al ingeniero geotecnista para determinar las acciones a seguir. De particular importancia resulta la presencia de: rellenos sueltos, rellenos con basura y/o escombros, suelos arcillosos, arenas limpias o poco limosas sin cementar y depósitos de grava-arena limpios.
- ✓ Si al abrir cualquier excavación también se detectan flujos subterráneos de agua o de cualquier tipo de fluido no indicados en el reporte geotécnico, la excavación también deberá suspenderse de inmediato y se debe proceder de inmediato al relleno de la misma con el mismo material producto de excavación, para evitar que las fuerzas de filtración del agua erosionen la pared de la excavación y produzcan inestabilidad de la misma. También en este caso se deberá consultar a la brevedad al ingeniero geotecnista.
- ✓ Una vez que se detecte la necesidad de una asesoría geotécnica se deberá enviar una planta topográfica del sitio, indicando el nivel de fondo del corte y señalando allí el tramo problemático. También deberán enviarse fotografías desde diversos ángulos y con distintos grados de acercamiento, de los materiales que conforman el talud del corte, tanto en su estado natural como del producto del material ya excavado.

**Clasificación de suelos para presupuesto.** La capa vegetal de las zonas jardinadas se clasifica 100% como tipo "A". Todos los suelos detectados debajo de la capa vegetal o de los pisos, banquetas y pavimentos existentes y hasta 3.50 m de profundidad se clasifican 100% como tipo "B", ya que se trata del relleno actual de limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas, o del limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, de consistencia firme a muy firme, con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compacidad densa a muy densa.

Esta clasificación se basa en el criterio de las Normas Generales de Construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a saber:

Material tipo **A**. Es el depósito blando o suelto que puede ser eficientemente excavado con escropa jalada por un tractor de orugas de 90 a 110 caballos de potencia. Aquí se comprenden los suelos poco o nada cementados, con partículas sólidas hasta de 3 pulgadas tales como: los suelos agrícolas, los limos sueltos, las arcillas blandas y las arenas sueltas.

Material tipo **B**. Es aquél que por su consistencia o cementación sólo puede ser eficientemente excavado por un tractor de orugas con cuchilla, de 140 a 160 caballos de potencia en la barra. En este grupo se consideran los suelos cementados o con gravas o boleos; éstos últimos con tamaño comprendido entre 3 pulgadas y 75 cm. Como ejemplo se tienen: rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y suelos duros (*tepetates*).

Material tipo **C**. Sólo puede ser excavado con explosivos o con pistolas neumáticas ya que está constituido por fragmentos de roca con tamaño superior a los 75 cm. Como ejemplo pueden citarse a: los basaltos, las calizas, las areniscas fuertemente cementadas y los conglomerados fuertemente cementados.

**Tratamiento del terreno natural.** No quedarán expuestos los suelos del sitio, dentro de la traza de la tienda, ya que los nuevos rellenos compactados se colocarán directamente sobre la superficie ya barrida de los pisos, banquetas y pavimentos.

**Uso de productos de corte.** Ninguno de los materiales producto de corte se puede emplear como relleno nuevo compactado.

**Nuevos rellenos compactados.** El relleno compactado que aún se requiera para alcanzar el nivel de desplante de la capa con calidad de sub-base en la traza de la tienda, se construirá exclusivamente con un producto inerte de banco que cumpla estrictamente con las normas de calidad que se detallan en el capítulo de especificaciones geotécnicas.

Todos los nuevos rellenos se tenderán por capas de 25 a 27 cm de espesor suelto máximo las cuales se compactarán con un rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso estático mínimo al 97% de su PVSM Proctor ASTM standard D-698-12e2 variante A.

**Sub-base.** Será de 15 cm de espesor compacto debajo de los pisos de la tienda y se construirá con un material inerte de alguna trituradora, con una mezcla de materiales inertes de banco y de trituradora o con un material inerte de banco, que en cualquier caso cumpla estrictamente con las normas de calidad que se detallan en el capítulo de especificaciones geotécnicas. Este material se deberá compactar con un rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso estático mínimo al 100% de su PVSM Proctor ASTM modificada D-1557-12e1 variante C en una sola capa.

**Riego de impregnación.** Para proteger contra el intemperismo y el humedecimiento a la sub-base ya compactada, se barrerá y se impregnará la superficie de la misma con una emulsión asfáltica catiónica de rompimiento medio RM-2K, en proporción de 1.40 a 1.70 litros por metro cuadrado. La proporción adecuada será determinada con mosaicos de prueba y/o con la experiencia de la empresa encargada de la construcción de las terracerías, ya que depende de la textura de la capa sobre la que se aplicará el riego. Se consultará con el proveedor la conveniencia de diluir la emulsión en agua.

Esta protección se debe aplicar inmediatamente después de terminar la compactación de cualquier tramo, sobre todo en los días con amenaza de lluvia y puede diferirse al final del día cuando no exista dicha amenaza. El supervisor debe constatar que el material térreo no tiene una humedad en exceso, antes de aplicar el riego de impregnación.

Para que la emulsión no pierda rápidamente el agua que contiene, fenómeno conocido como rompimiento, la emulsión debe aplicarse en las primeras horas del día o en las últimas de la tarde. El personal de laboratorio verificará que la emulsión se adhiere a la sub-base; para lograr este objetivo es estrictamente indispensable evitar el tráfico de personas o equipo sobre la capa impregnada, por un período de al menos 48 horas. También es recomendable colocar una capa de arena fina sobre el riego, justamente antes de que se abra al tránsito de personas y equipo ligero, con el fin de atenuar la remoción del producto asfáltico.

Sobre una capa impregnada quedan prohibidas las maniobras de vehículos tanto ligeros como pesados, puesto que destruyen la impregnación. Si fuese necesario el ingreso de éstos, la sub-base se debe construir al concluir tal circulación.

Todas las emulsiones asfálticas deberán cumplir con los requisitos generales de calidad que se señalan en las Normas Generales de Construcción de la SCT.

**Excavaciones para las zapatas.** En el sitio de cada zapata aislada o corrida se efectuará una excavación hasta llegar 20 cm por debajo del nivel de desplante del cimiento, con taludes cuya inclinación será de  $\frac{1}{4}$  horizontal por 1 vertical ya que se desarrollarán por completo en suelos compactados.

Al llegar a la profundidad indicada se mezclará el material producto de excavación con un material inerte de banco que cumpla con las especificaciones de calidad que se detallan en el capítulo de especificaciones geotécnicas, en proporción de dos partes de suelo del sitio por una parte de material de banco. La mezcla se tenderá en el fondo de cada cepa en una sola capa de 17 a 18 cm de espesor suelto máximo la cual se compactará con un equipo mecánico manual tipo *bailarina* al 97% de su PVSM Proctor ASTM standard D-698-12e2 variante A.

Al llegar 5 cm por debajo del nivel de desplante del cimiento se aplicará un riego ligero de agua sobre la capa compactada y se colará entonces una plantilla de concreto simple ( $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ ) de 5 cm de espesor.

En el interior de las cepas de cimentación, después de la construcción de las zapatas, también se colocará un producto inerte de banco que cumpla estrictamente con las normas de calidad que se detallan en el capítulo de especificaciones geotécnicas. El material se tenderá por capas de 12 a 15 cm de espesor suelto máximo las cuales también se compactarán con un equipo mecánico manual tipo *bailarina* al 97% de su PVSM Proctor ASTM standard D-698-12e2 variante A.

## 2. CIMENTACION TANQUE DE AGUA

### RECOMENDACIONES PARA DISEÑO

**Nivel de proyecto.** El tanque de agua del sistema contra incendio se construirá en el sitio que se indica en la siguiente figura y su nivel de piso terminado se asume, sin haberlo podido confirmar, que estará a la elevación +50.25, mientras que la superficie actual estaría a la cota +49.70.

**Características del tanque de agua.** Será una estructura metálica de sección circular en planta. Aunque no se tienen datos exactos sobre el tanque para este proyecto, es probable que sea de 7.97 m de diámetro, con una capacidad útil de 606 m<sup>3</sup>; el peso del tanque vacío es de 17 ton.

La presión vertical estática generada por una losa de forma circular en planta de 10 m de diámetro y 30 cm de espesor, tanto por su peso propio como por el peso del agua y del propio tanque, es del orden de 9 ton/m<sup>2</sup>, asumiendo un factor de carga unitario para la condición de carga muerta más carga viva media y sin considerar efectos de sismo ni de viento.

**Discusión de la cimentación.** La secuencia estratigráfica debajo del tanque es la que corresponde al sondeo SM3:

- ✓ Superficialmente se encuentra una losa de concreto hidráulico simple o reforzado (en este caso con varillas de  $\frac{3}{8}$  de pulgada), de 15 cm de espesor.
- ✓ A continuación hasta 60 cm se detectó un relleno compactado compuesto por limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas. Su resistencia a la penetración es de 9 golpes.



- ✓ Subyace con un espesor de 3.45 m, es decir hasta 4.05 m de profundidad un limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, de consistencia firme a muy firme, con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro de 1.80 m de espesor, de compacidad densa a muy densa. El mencionado limo arenoso tiene una resistencia

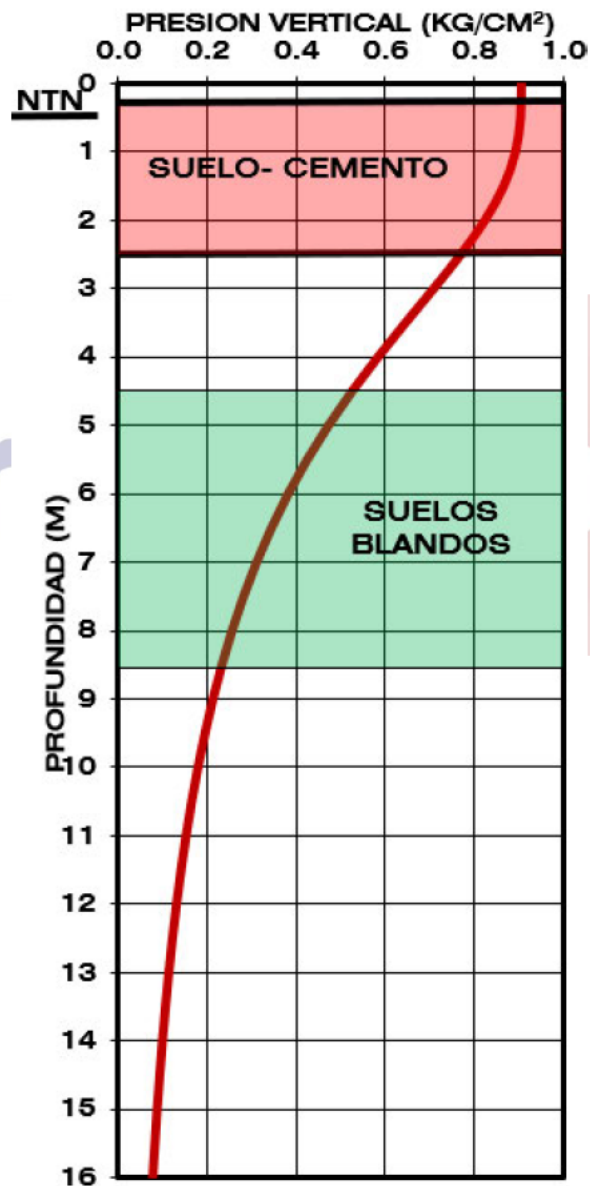
a la penetración de 36 a más de 50 golpes con avances de 20 cm, aunque en su parte superior (hasta 1.40 m de profundidad) es de tan solo 9 golpes. En este limo se midió una resistencia a la compresión simple de  $2.28 \text{ kg/cm}^2$  con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de  $240 \text{ kg/cm}^2$ .

- ✓ A continuación y hasta 6.45 m de profundidad se encuentra el mismo limo, pero ahora con una resistencia a la penetración de 8 a 16 golpes y excepcionalmente de 24 golpes.
- ✓ Posteriormente se detecta una capa de arcilla inorgánica o de arcilla orgánica gris verdoso de alta plasticidad, de consistencia muy blanda, cuyo espesor es de 1.50 m y que se ubica entre 6.45 y 7.95 m de profundidad. La resistencia a la penetración es nula (la herramienta penetra por peso propio), mientras que su resistencia a la compresión simple es de  $0.73 \text{ kg/cm}^2$  con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de  $50 \text{ kg/cm}^2$ ; en pruebas de compresión *triaxial rápida* (U-U) se determinó una *cohesión aparente* de  $0.37 \text{ kg/cm}^2$  con un *ángulo de fricción interna* de  $4.6^\circ$ .
- ✓ Desde 7.95 y hasta 15.15 m subyace un limo arenoso gris claro y gris verdoso de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme a dura, cuya resistencia a la penetración es errática variando en el rango de 34 a más de 50 golpes con avances de 12 a 20 cm y excepcionalmente de 30 cm. Dentro de esta unidad se distingue una capa menos consistente situada entre 11 y 12.80 m de profundidad, en donde la resistencia a la penetración es de tan solo 11 a 25 golpes.

Los suelos superficiales con menor resistencia a la penetración (9 golpes), se encuentran hasta 1.40 m de profundidad y posteriormente la resistencia a la penetración aumenta a valores de 36 a más de 50 golpes hasta 4.05 m de profundidad. Entre 4 y 8 m están los suelos menos resistentes y más compresibles.

Con el propósito de uniformizar el terreno de apoyo del tanque y salvar los posibles asentamientos diferenciales derivados de la presencia de suelos de baja resistencia y alta compresibilidad, se recomienda colocar un relleno de suelo-cemento compactado cuya resistencia a la compresión simple sea de  $40 \text{ kg/cm}^2$ , desde 2 m de profundidad por debajo de la superficie actual hasta el nivel de desplante de la futura cimentación del tanque.

Para justificar esta propuesta, en la siguiente figura se muestra la distribución teórica de esfuerzo vertical con la profundidad de acuerdo con la teoría de Boussinesq para un medio homogéneo<sup>8</sup>. Para este cálculo se ha considerado que la superficie de apoyo del futuro tanque estará 55 cm arriba de la superficie actual y que se construirá una losa de cimentación de concreto reforzado, de 10 m de diámetro y 30 cm de peralte, apoyada sobre un relleno de suelo-cemento compactado que se extenderá 25 cm por arriba de la superficie actual y 2 m por debajo de ella.



<sup>8</sup> Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. Mecánica de Suelos. Tomo II. Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo II. Distribución de esfuerzos en la masa del suelo. II-3 Extensión de la fórmula de Boussinesq a otras condiciones de carga comunes. pp 15-16. Editorial LIMUSA. México, D.F. 1978.

Esta propuesta debe ser OBLIGATORIAMENTE revisada una vez que se conozcan las características del tanque.

En dicha gráfica se aprecia que en una condición de carga promedio, los suelos más suaves recibirán una presión media de casi 4 ton/m<sup>2</sup>, con un valor máximo de 5 ton/m<sup>2</sup>. Estos valores son aceptables para las arcillas blandas del Valle de México; no obstante los esfuerzos verticales generados serán aún menores a los indicados, debido a la presencia de capas granulares (arena) que restringen la deformación lateral de la arcilla, pero sobre todo por la presencia de la masa rígida de suelo-cemento cuyo *módulo elástico* se presume que será cuando menos 10 veces superior al de las arcillas blandas y que de acuerdo con Burmister<sup>9</sup> podría reducir el esfuerzo indicado en poco más de un 70%, por lo que la presión máxima en los suelos blandos se reduciría a valores de 1.50 ton/m<sup>2</sup> como máximo y de 1.20 ton/m<sup>2</sup> como promedio.

Esta propuesta debe ser OBLIGATORIAMENTE revisada una vez que se conozcan las características del tanque.

**Cimentación del tanque de agua.** Será con una losa plana de concreto reforzado desplantada sobre la superficie del suelo-cemento compactado.

Antes de construir la cimentación se abrirá una excavación hasta llegar 2 m por debajo de la superficie actual, después de lo cual se rellenará con el suelo-cemento indicado.

Utilizando el mismo criterio y los parámetros geotécnicos que se describieron para el caso de las zapatas de la tienda, pero ahora aplicables a un cimiento de forma circular en planta de 8 a 9 m de diámetro, la capacidad de carga admisible para el diseño de la losa de cimentación en condiciones estáticas es del orden de 13 ton/m<sup>2</sup>.

Tal y como se comentó en el capítulo de cimentación de la tienda, para el análisis de la cimentación en condiciones dinámicas se puede reducir el factor de seguridad debido a

---

<sup>9</sup> Winterkorn, Hans F. and Fang, Hsai-Yang. Foundation engineering handbook. 4. Pressure distribution and settlement. 4.4 Calculation of stress distribution. 2. Effects of layered systems. pp 165-166. Van Nostrand Reinhold Company. New York. USA. 1975

que el incremento de carga es transitorio y es por ello que se recomienda utilizar una capacidad de carga admisible de 17 ton/m<sup>2</sup> en el análisis sísmico.

Si el especialista en estructuras requiere del *módulo de reacción de la subrasante* (k) para el análisis estático y diseño estructural de la losa, este parámetro se puede calcular asumiendo que la losa de cimentación será de 10 m de diámetro y que la presión que aplicará afectará a los suelos que se ubican desde el nivel de desplante hasta 15 m de profundidad, primeramente puede considerarse el *módulo elástico*<sup>10</sup> (E<sub>c</sub>) que se señala en la siguiente tabla.

| CAPA              | ESPESOR (M) | E (KG/CM <sup>2</sup> ) |
|-------------------|-------------|-------------------------|
| SUELO-CEMENTO     | 2.25        | 3 000                   |
| SUELOS BLANDOS    | 4.00        | 40                      |
| LIMO ARENOSO DURO | 8.75        | 300                     |

Por lo que el valor promedio ponderado es de 635 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que para este conjunto de suelos se asume un módulo de Poisson ( $\mu$ ) de 0.35.

El *módulo de reacción de la subrasante* (k) se puede calcular como ya se indicó, con base en la expresión para el cálculo del asentamiento elástico bajo una superficie circular uniformemente cargada a partir de la expresión<sup>11</sup>

$$k = q / \Delta H_E = E_C / [B (1 - \mu^2) l_w]$$

En la que el factor de influencia ( $l_w$ ) para un cimiento rígido es de 0.88.

<sup>10</sup> Bowles, Joseph E. Foundation analysis and design. Fifth edition. Chapter 2. Geotechnical and index properties: laboratory testing; settlement and strength correlations. 2-14 Elastic properties of soil. Table 2-8 Value range for the static stress-strain modulus E<sub>s</sub> for selected soils. p 125. The McGrawHill Companies Inc. New York, USA. 1996.

<sup>11</sup> Bowles, Joseph E. Foundation analysis and design. Third edition. International student edition Chapter 5. Foundation settlements. 5-5 Immediate (elastic) settlement computation theory. pp 183-186. McGraw Hill Book Company. Singapore, Malaysia. 1982.

De lo que resulta que el *módulo de reacción de la subrasante* para el diseño de la losa de cimentación del tanque es aproximadamente

$$k = 820 / B$$

en la que ahora  $k$  es el *módulo de reacción de la subrasante* en  $\text{kg/cm}^3$  y  $B$  es el diámetro de la losa de cimentación en cm. Es evidente que dicho *módulo* no es una propiedad inherente al suelo ya que depende de manera significativa de las dimensiones de la cimentación. Para una losa de 1 000 cm de diámetro el *módulo de reacción de la subrasante* es entonces de  $0.82 \text{ kg/cm}^3$ .

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

**Trabajos preliminares.** Se retirarán primeramente todos los montículos de suelo, escombros, basura y fragmentos de roca, así como los árboles con sus raíces. Después se demolerán todas las construcciones existentes incluyendo los pisos, banquetas y pavimentos, extrayendo todas sus instalaciones subterráneas tales como cimentaciones y tuberías o ductos de: drenaje, agua potable, telefonía, electricidad, etc.

**Excavación.** Se abrirá una excavación adicional para llegar 2 m por debajo del nivel original de la superficie del terreno. Esta excavación será de forma cuadrada en planta y la proyección de su fondo se extenderá 2 m afuera de la proyección en planta de la losa de cimentación.

Las paredes de cualquier excavación temporal se deberán hacer con una inclinación de  $\frac{1}{4}$  horizontal por 1 vertical, ya que el corte será de menos de 1 m de profundidad y se desarrollará dentro del relleno actual de limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas, o del limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compacidad densa a muy densa.

En cualquier corte próximo a las colindancias deberán respetarse con absoluto rigor los siguientes lineamientos:

- ✓ Cortes temporales junto a terreno baldíos pueden efectuarse en una sola etapa con la inclinación de taludes que señale el ingeniero geotecnista, siempre y cuando no existan o no se coloquen camellones de material junto a la cresta del corte. Quedan excluidos de esta categoría los cortes que se requieren junto a: pisos, banquetas, pavimentos, bardas, viviendas, edificios, naves industriales, cisternas, tanques de almacenamiento o cualquier tipo de construcción.

La excepción en excavaciones junto a terrenos baldíos lo constituyen también los cortes en rellenos sueltos, así como cualquier suelo granular (gravas, arenas y limos o mezclas de ellos) de compacidad muy suelta a suelta, sin cementación y rocas muy fracturadas y/o fuertemente intemperizadas, en donde el corte se hará como se indica en el siguiente párrafo.

- ✓ Con excepción de los cortes junto a terrenos baldíos, ningún otro corte temporal debe hacerse en una sola etapa junto a los linderos o colindancias del predio en cuestión, independientemente de que se trate de una excavación para alguna instalación subterránea, para el mejoramiento del terreno o para la construcción de cualquier tipo de estructura o muro de retención.
- ✓ Si el ingeniero geotecnista no indica específicamente las características de los cortes en los linderos de la propiedad, se adoptarán los siguientes criterios:
  - Las excavaciones se harán por tramos alternados, excavando un tramo y dejando sin excavar los dos tramos adyacentes a cada lado del tramo excavado. La longitud de cada uno de estos tramos será de 5 m como máximo si junto al tramo en cuestión solo existen pisos, banquetas o pavimentos y de 3 m en cualquier otro caso donde existan construcciones colindantes como casas, edificios, naves industriales, tanques de almacenamiento, etc., aunque en tal caso es necesario que el tramo por excavar no cubra más del 40% de la longitud total de cada construcción vecina.
  - En cada etapa los tramos no excavados deberán contar con una berma de 2 m de ancho mínimo y tendrán un talud con inclinación mínima de 1 horizontal por 1 vertical salvo en el caso de suelos granulares limpios o rellenos sueltos en donde la berma será de 3 m de ancho y la inclinación del talud de 2 horizontal mínimo por 1 vertical.

Se entiende como berma a una superficie sensiblemente plana y horizontal que se localiza a la misma elevación que la superficie del terreno colindante o del nivel de piso terminado de la planta baja o de las vialidades adyacentes al terreno en cuestión.

- Cuando se haya construido la estructura de retención correspondiente o se haya rellenado la zanja en los tramos abiertos en la primera etapa de excavación, hasta llegar cuando menos a la misma superficie que tenía el terreno antes de iniciar las excavaciones, se podrán entonces excavar los tramos de la siguiente etapa, utilizando nuevamente el proceso de tramos alternados.
  - Ninguna excavación debe efectuarse por debajo del nivel de desplante de cualquier cimentación colindante si ésta no es apuntalada como lo indique un ingeniero especialista en Estructuras y también si no se cuenta con la asesoría de un ingeniero especialista en Geotecnia.
- ✓ Si al momento de realizar la excavación se detectan unidades de suelo no consignadas en el reporte geotécnico, la excavación deberá suspenderse de inmediato y consultar lo más pronto posible al ingeniero geotecnista para determinar las acciones a seguir. De particular importancia resulta la presencia de: rellenos sueltos, rellenos con basura y/o escombros, suelos arcillosos, arenas limpias o poco limosas sin cementar y depósitos de grava-arena limpios.
- ✓ Si al abrir cualquier excavación también se detectan flujos subterráneos de agua o de cualquier tipo de fluido no indicados en el reporte geotécnico, la excavación también deberá suspenderse de inmediato y se debe proceder de inmediato al relleno de la misma con el mismo material producto de excavación, para evitar que las fuerzas de filtración del agua erosionen la pared de la excavación y produzcan inestabilidad de la misma. También en este caso se deberá consultar a la brevedad al ingeniero geotecnista.
- ✓ Una vez que se detecte la necesidad de una asesoría geotécnica se deberá enviar una planta topográfica del sitio, indicando el nivel de fondo del corte y señalando allí el tramo problemático. También deberán enviarse fotografías desde diversos ángulos y con

distintos grados de acercamiento, de los materiales que conforman el talud del corte, tanto en su estado natural como del producto del material ya excavado.

**Clasificación de suelos para presupuesto.** La capa vegetal de las zonas jardinadas se clasifica 100% como tipo "A". Todos los suelos detectados debajo de la capa vegetal o de los pisos, banquetas y pavimentos existentes y hasta 3.50 m de profundidad se clasifican 100% como tipo "B", ya que se trata del relleno actual de limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas, o del limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, de consistencia firme a muy firme, con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compacidad densa a muy densa.

Esta clasificación se basa en el criterio de las Normas Generales de Construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a saber:

Material tipo **A**. Es el depósito blando o suelto que puede ser eficientemente excavado con escropa jalada por un tractor de orugas de 90 a 110 caballos de potencia. Aquí se comprenden los suelos poco o nada cementados, con partículas sólidas hasta de 3 pulgadas tales como: los suelos agrícolas, los limos sueltos, las arcillas blandas y las arenas sueltas.

Material tipo **B**. Es aquél que por su consistencia o cementación sólo puede ser eficientemente excavado por un tractor de orugas con cuchilla, de 140 a 160 caballos de potencia en la barra. En este grupo se consideran los suelos cementados o con gravas o boleos; éstos últimos con tamaño comprendido entre 3 pulgadas y 75 cm. Como ejemplo se tienen: rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y suelos duros (*tepetates*).

Material tipo **C**. Sólo puede ser excavado con explosivos o con pistolas neumáticas ya que está constituido por fragmentos de roca con tamaño superior a los 75 cm. Como ejemplo pueden citarse a: los basaltos, las calizas, las areniscas fuertemente cementadas y los conglomerados fuertemente cementados.

**Tratamiento del terreno natural.** Después de abrir la caja para colocar el relleno de suelo-cemento aflorará el limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, de consistencia firme a muy firme, con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compacidad densa a muy densa.

Se escarificará la superficie del fondo de la excavación en un espesor de 20 cm y se adicionará agua para lograr la humedad óptima de la misma, se homogenizará la humedad y se compactará la capa escarificada al 95% de su peso volumétrico seco máximo (PVSM) Proctor ASTM standard D-698-12e2 variante A, con un rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso estático mínimo.

**Uso de productos de corte.** Ninguno de los productos de corte debe ser utilizado como relleno nuevo.

**Relleno de la excavación.** En el área del tanque se colocarán capas de suelo-cemento compactado de 25 cm de espesor compacto cada una.

Para construir este relleno se utilizará un material térreo que cumpla estrictamente con las características de calidad para material de relleno o de subrasante que se señalan en el capítulo de especificaciones geotécnicas de este reporte. Se aplicará primeramente cemento al suelo seco, antes de humedecerlo. Aunque la proporción no se puede determinar *a priori*, es posible que para lograr la resistencia especificada de 40 kg/cm<sup>2</sup> se deban adicionar 120 kg de cemento Portland ordinario a cada metro cúbico de material suelto; la proporción específica deberá ser determinada previamente por el laboratorio de obra, ensayando muestras del material térreo por utilizar con distintos proporcionamientos y verificando con cuál de ellos se alcanza la resistencia indicada.

Se mezclarán en seco el suelo y el cemento y una vez que se determine que la mezcla es homogénea se tenderá una capa de 25 a 27 cm de espesor suelto máximo. Se aplicará la cantidad de agua necesaria para lograr la humedad óptima de la mezcla, se homogenizará la humedad dando varias volteadas al material y se compactará la capa al 97% de su PVSM Proctor ASTM standard D-698-12e2 variante A.

La calidad de dicho material se comprobará rutinariamente con pruebas de resistencia a la compresión simple que también deberán ser efectuadas por el laboratorio de obra.

**Construcción de la losa.** La superficie de apoyo de la losa deberá quedar lo más horizontal y uniforme que sea posible. Después se aplicará un riego ligero de agua sobre dicha superficie y se tenderá una plantilla de concreto ( $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ ) de 5 cm de espesor mínimo.

El colado de toda la losa se hará en una sola operación para lograr un elemento monolítico.



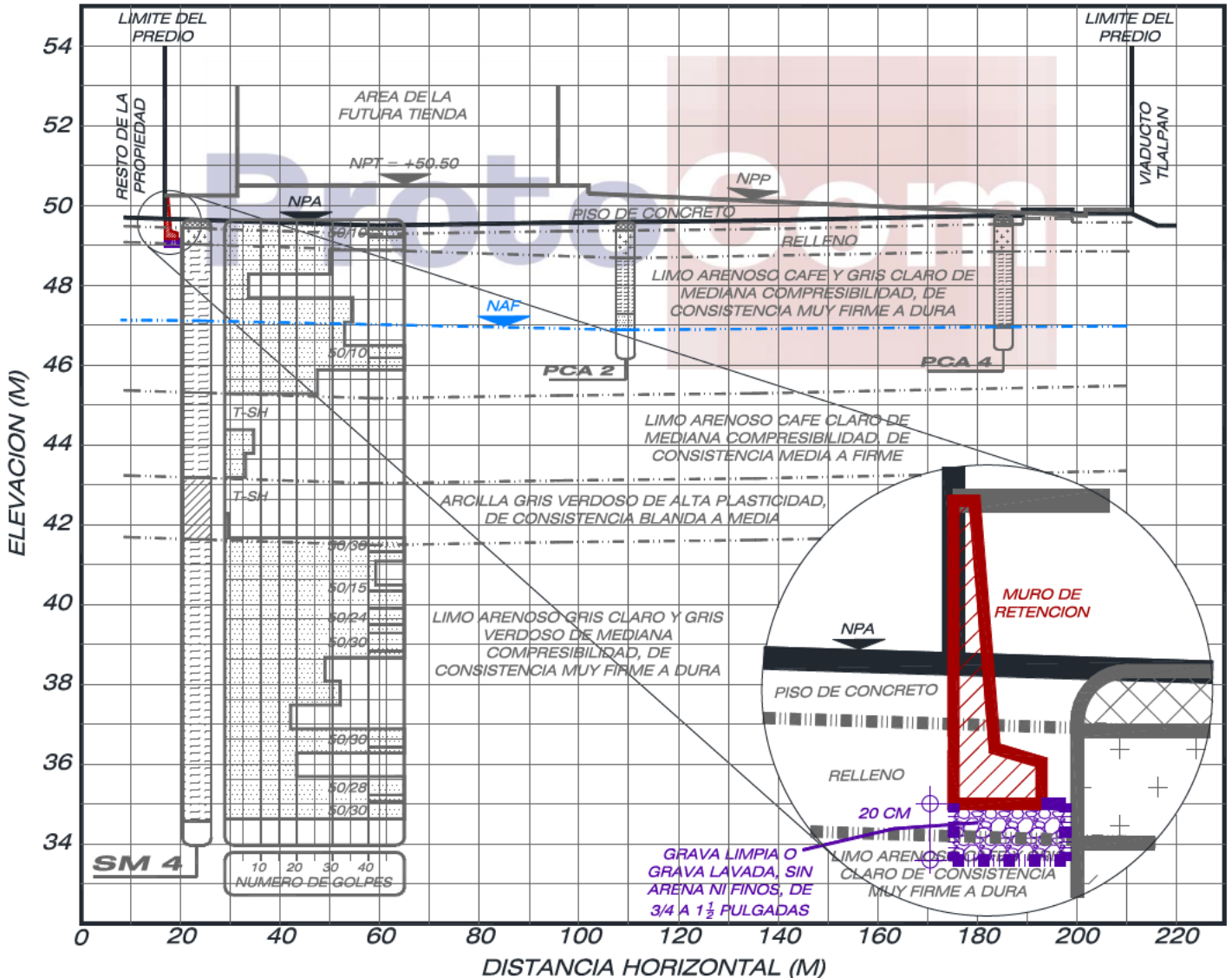
ProtoCom

# 3. TALUDES Y MUROS

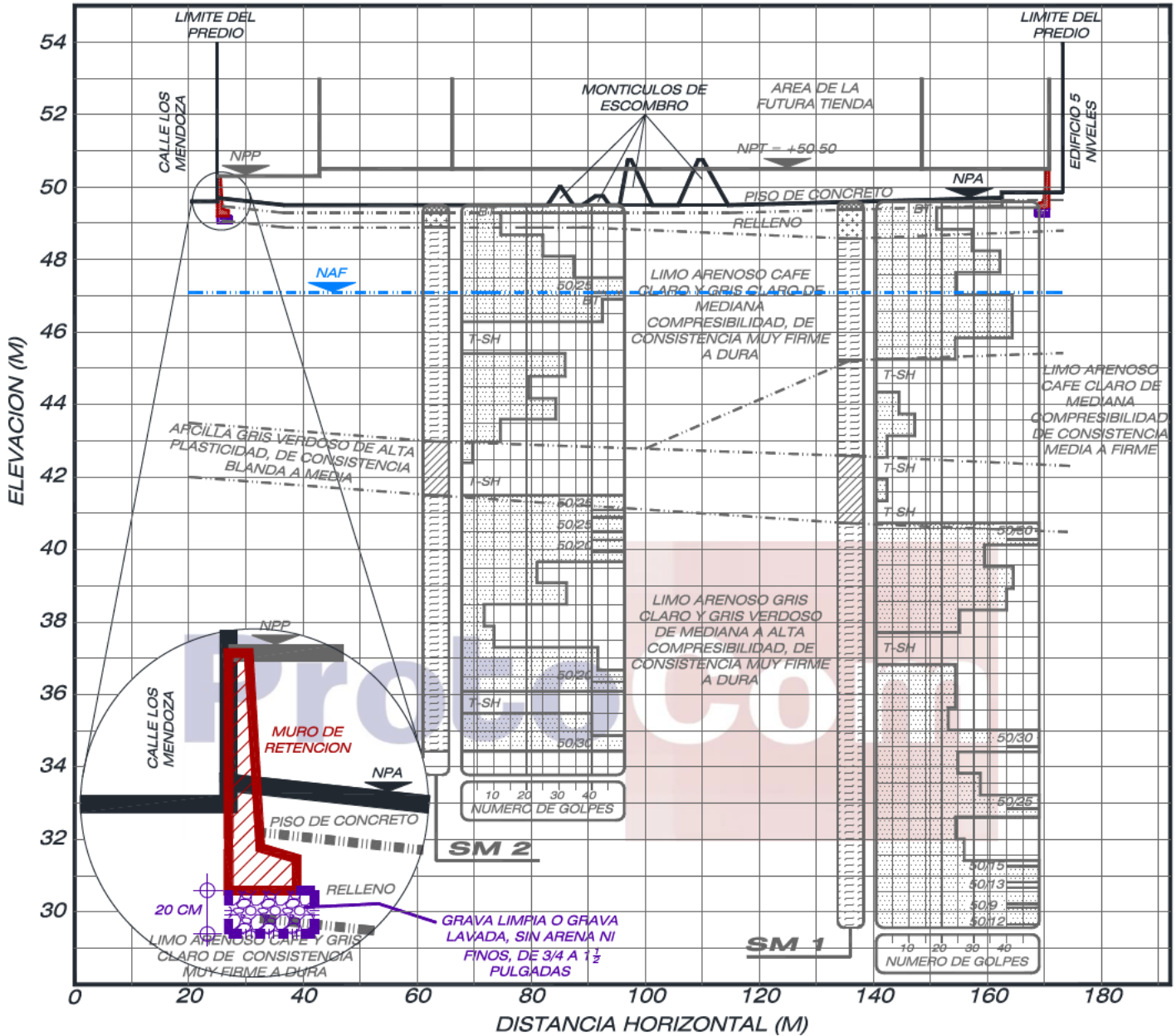
**Altura y tipo de muros de retención.** En los siguientes cortes A-A' y B-B' referidos al croquis de la página 4 de este reporte, se muestran ahora los muros de retención y los taludes que se requieren en este proyecto.

Se prevé la necesidad de muros de retención de menos de 1 m de altura libre máxima para sostener a los nuevos rellenos compactados. Se recomienda que estos muros sean de concreto reforzado, en *cantiliver* o en voladizo.

## CORTE A-A'



# CORTE B-B'



**Cimentación de muros de retención.** La altura total es la suma de la altura libre más el empotramiento. El empotramiento de todos estos muros será el que se detalla en la siguiente figura.

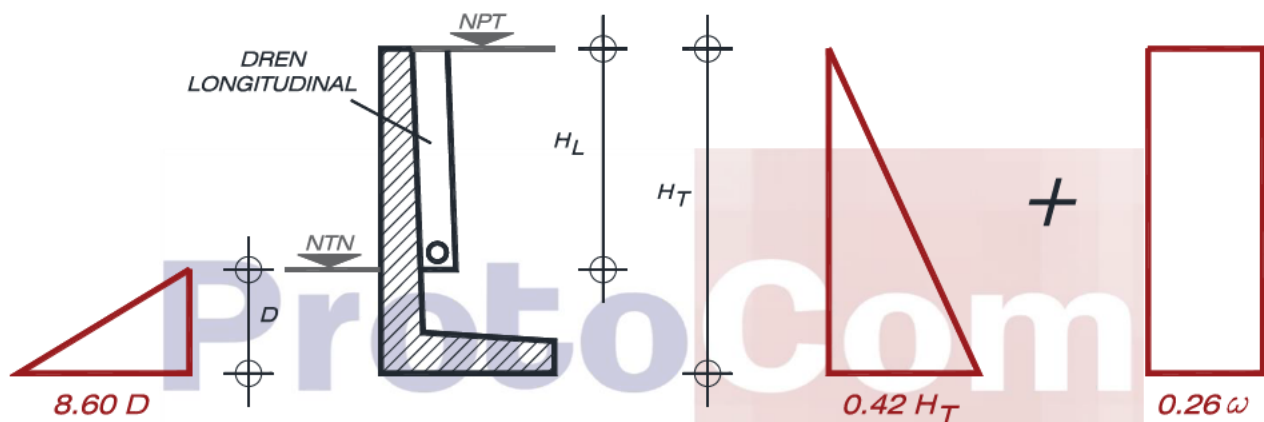
Para evitar el apoyo directo de los muros sobre los suelos limosos, debajo de la base de todos los muros se deberá efectuar una sobre-excavación de 20 cm de profundidad por debajo del nivel de apoyo proyectado para el muro en cuestión. La proyección en planta de la sobre-excavación excederá en 30 cm a cada lado la proyección en planta de la base

del muro y se hará con taludes cuya inclinación será vertical. Se rellenará la sobreexcavación con grava limpia de  $\frac{3}{4}$  a  $1\frac{1}{2}$  pulgadas.

**Empujes laterales sobre los muros de retención.** Se revisará la estabilidad de los muros en voladizo o *en cantiliver* atendiendo a los empujes que se indican en la siguiente figura, los cuales corresponden a un relleno compactado de arena limosa.

- $\gamma$  = PESO VOLUMETRICO SUELO = 1.65 TON/M<sup>3</sup>
- $\varphi$  = ANGULO FRICCION INTERNA SUELO = 34°
- $\delta$  = ANGULO FRICCION MURO-SUELO = 20°
- $\omega$  = SOBRECARGA ADYACENTE A LA CRESTA

**EMPUJE LATERAL SOBRE MURO  
PARA CONTENER RELLENO  
COMPACTADO**



**PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA BASE DEL MURO**

**50 CM EN MUROS DE MENOS DE 1.50 DE ALTURA LIBRE ( $H_L$ )**

**65 CM EN MUROS DE 1.51 A 2.50 M DE ALTURA LIBRE**

**80 CM EN MUROS DE 2.51 A 3 M DE ALTURA LIBRE**

**LA SOBRECARGA ( $\omega$ ) LA DEBERA DETERMINAR EL INGENIERO ESTRUCTURISTA**

El empuje debido al relleno corresponde a la condición activa, la cual se presenta siempre que el muro no tenga restringido su movimiento lateral en sentido opuesto al relleno. En caso contrario o de duda así como para situaciones en donde se restrinja temporalmente dicho movimiento, se deberá consultar con el geotecnista quien determinará la magnitud del empuje que soportará el citado muro ya que podría ser mayor al indicado.

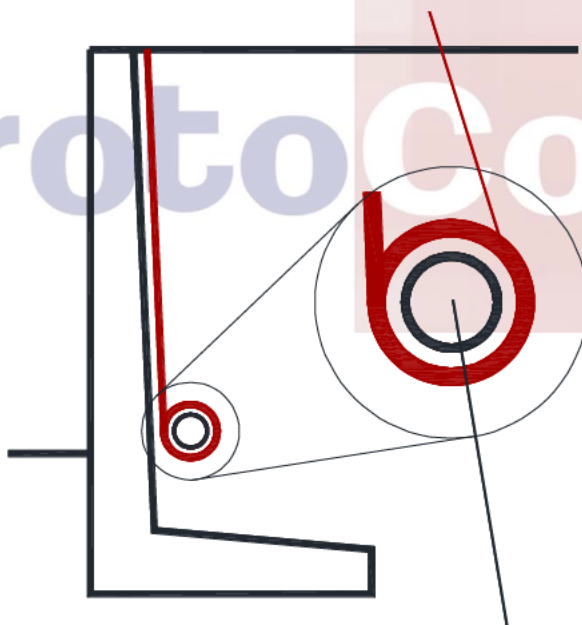
La recomendación de empujes debe emplearse siempre y cuando la altura total del muro no exceda de 2 m. El encargado del análisis y diseño estructural verificará que el muro es estable al volteo y al deslizamiento.

La capacidad de carga admisible para el análisis estático de los muros de retención será la que se indica en las gráficas de la página 14 de este documento, para el caso de zapatas corridas en donde el ancho de la base del muro es el ancho de la zapata.

También en este caso la capacidad de carga admisible para condiciones dinámicas se podrá incrementar en un 30% con respecto a los valores indicados para el caso estático.

**Drenaje en muros de retención.** Deberá proyectarse un sistema de subdrenaje entre cada muro y el terreno natural, el cual puede diseñarse con cualquiera de las siguientes opciones:

*GEODREN INTERDRAIN GMG 512 O SIMILAR  
COMPUESTO POR UNA MALLA DE POLIETILENO DE  
ALTA DENSIDAD (HDPE) CON JUNTAS PEGADAS, NO  
COSIDAS, QUE ENVUELVE A DOS GEOTEXILES DE  
POLIPROPILENO TERMOFIJADOS, TAMPOCO COSIDOS.  
EL GEODREN CUBRE TODO EL PERIMETRO DEL TUBO.*

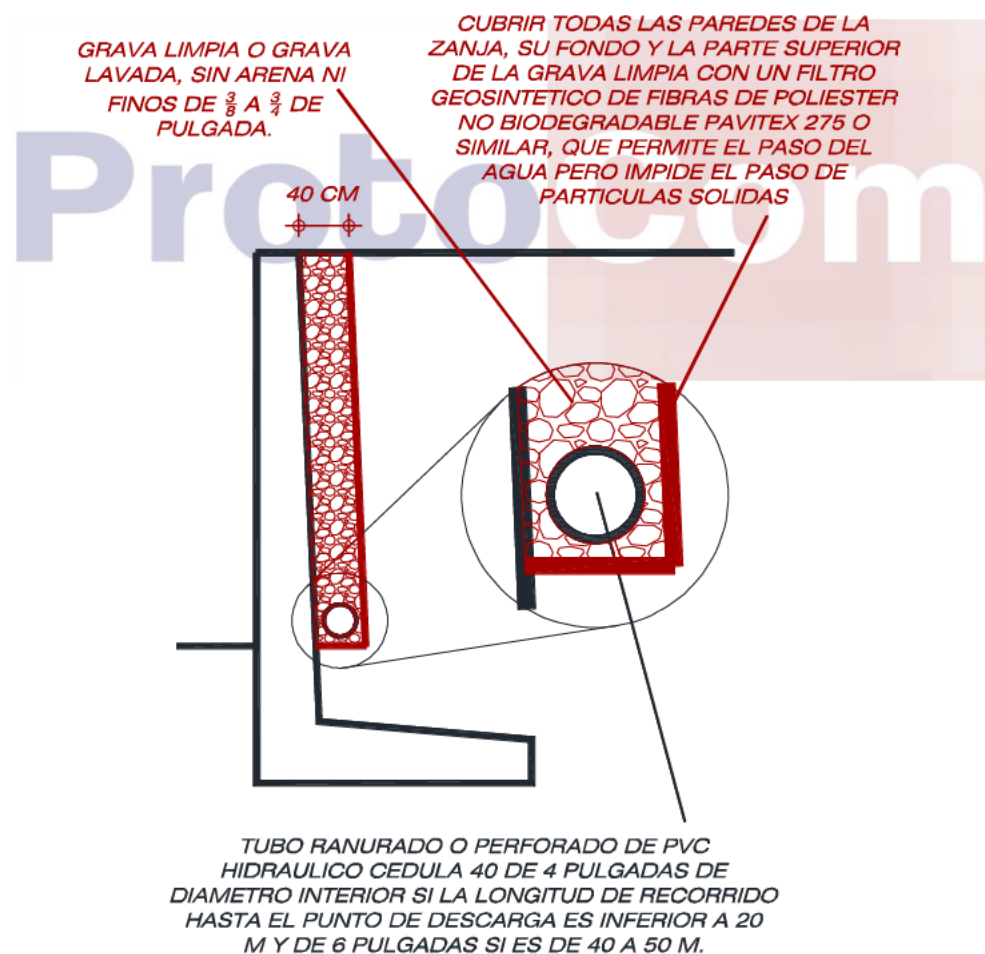


*TUBO RANURADO O PERFORADO DE PVC  
HIDRAULICO CEDULA 40, DE 4 PULGADAS DE  
DIAMETRO INTERIOR SI LA LONGITUD DE RECORRIDO  
HASTA EL PUNTO DE DESCARGA ES INFERIOR A 20  
M Y DE 6 PULGADAS SI ES DE 40 A 50 M.*

- ✓ Un geodrén interdrain GMG 512 o similar, compuesto por dos geotextiles externos de polipropileno (PP) termofijados a una geored de hilos sobrepuestos de polietileno de alta densidad (HDPE), sistema diseñado para soportar con una mínima deformación lateral la presión horizontal del relleno compactado sin perder su capacidad drenante. El

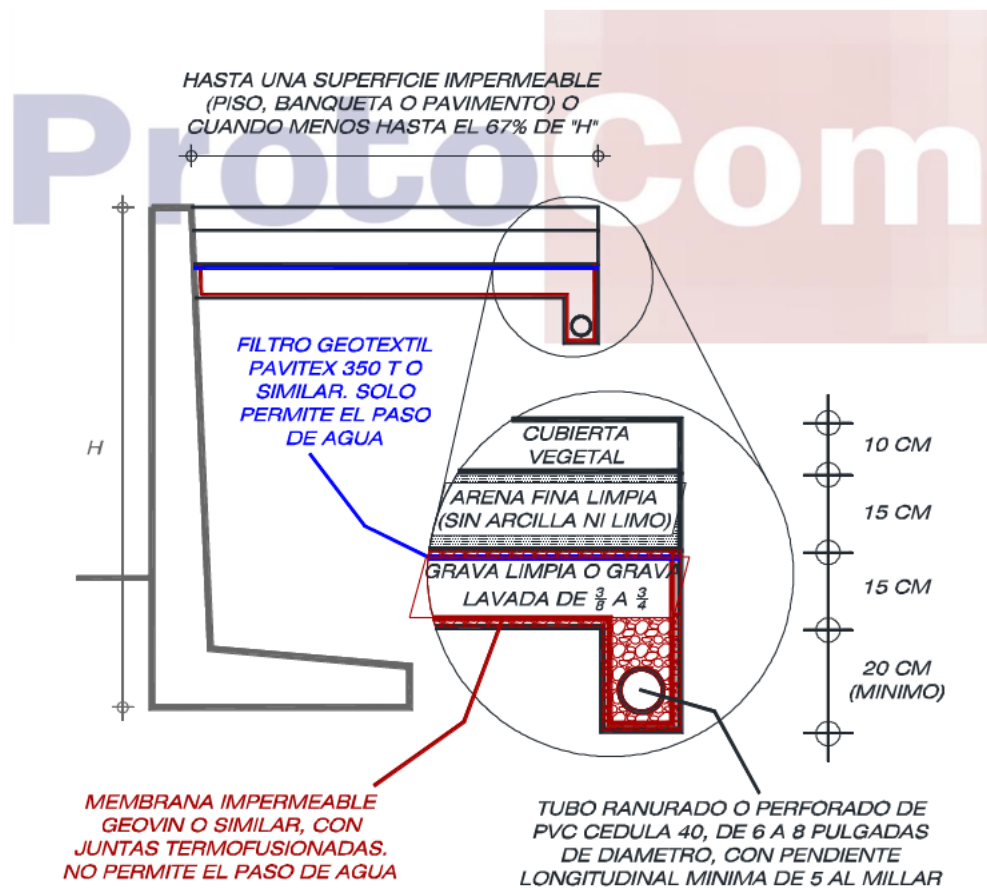
sistema es resistente al ataque de agentes químicos y biológicos frecuentemente presentes en los suelos, así como a residuos orgánicos. La geored está protegida con *negro de humo*, para contrarrestar las acciones de los rayos ultravioleta. Esta pantalla o geodrén envuelve en su parte inferior a un tubo ranurado o perforado de PVC hidráulico cédula 40, el cual conduce y elimina el agua que capta el geodrén (ver figura anterior).

- ✓ Un filtro vertical de 40 cm de espesor compuesto por grava limpia o grava lavada, sin arena ni finos, de  $\frac{3}{8}$  a  $\frac{3}{4}$  de pulgada y estará cubierto en todos sus lados con un filtro geotextil PAVITEX 275 o similar, el cual permite el paso del agua pero no de las partículas sólidas del relleno. En el fondo del filtro se instalará un tubo ranurado o perforado de PVC hidráulico cédula 40, el cual captará y eliminará el agua que ingrese a la grava (ver siguiente figura).



Con cualquiera de los sistemas descritos el tubo ranurado o perforado tendrá una pendiente longitudinal mínima del 1% y deberá descargar en el sitio que indique el proyectista. El tubo se debe ubicar en su arranque a una profundidad mínima de las dos terceras partes de la altura libre del muro, con respecto a su cresta. Teniendo presente esta profundidad y la pendiente recomendada, el proyectista determinará los puntos de descarga o de salida del tubo, para que nunca descargue por debajo del nivel de la base del muro; también deberá establecer las longitudes de recorrido del tubo de PVC, las cuales en ningún caso excederán de 50 m.

La disponibilidad de los productos geosintéticos, los métodos de colocación, los cortes, los traslapes y el procedimiento constructivo en general, deberán ser consultados por la empresa contratista con el proveedor. En caso de que se decida utilizar un producto similar o alternativo, es importante utilizar productos con la misma calidad de la marca que se indica.



**Áreas verdes adyacentes a muros de retención.** Se evitará al máximo proyectar áreas verdes junto a cualquier muro de retención, ya que los riegos constantes o el agua de lluvia

podrían almacenarse junto al respaldo y generar empujes hidrostáticos no considerados en el análisis. De no ser posible esta medida, se deberá proteger el suelo contiguo al muro contra el efecto que pudieran generar los riegos constantes y las lluvias.

En la figura anterior se detalla el tratamiento propuesto para estas zonas, el cual es aplicable a todo tipo de muros: de concreto reforzado, de suelo-cemento, de mampostería, etc.

A large, semi-transparent watermark of the ProtoCom logo is centered on the page. The word "Proto" is in a light blue color, and "Com" is in white, set against a dark red square background.

## 4. PAVIMENTOS

### RECOMENDACIONES PARA DISEÑO

**Descripción de vialidades internas.** Entre la tienda y la Avenida Viaducto Tlalpan, es decir en la mitad oriental del predio, se proyecta un área de estacionamiento con 161 cajones regulares. Habrá otros 8 cajones para estacionamiento junto a la esquina sureste de la tienda. El acceso y salida de esta área será a través de rampas hacia la citada vialidad.

La zona del dock y el patio de maniobras se encontrarán en la esquina suroeste del inmueble: los camiones de carga y los trailers tendrán acceso y salida también hacia la Avenida Viaducto Tlalpan desde el extremo oriental del predio, por donde transitarán por un carril interno paralelo a la colindancia sur del terreno, hasta llegar al patio de maniobras y a la zona del dock.

**Niveles de proyecto.** De acuerdo con el plano de niveles la mayor parte de la futura superficie de rodamiento se ubicará al nivel actual de la superficie o hasta 1 m por arriba de ella.

**Consideraciones para el diseño del pavimento.** Por lo que respecta al tránsito de diseño del estacionamiento de automóviles y ante la falta de aforos confiables, así como por la diversidad de volúmenes en función del tipo de tienda y de la localidad en que se ubica, se asume un criterio de “*cuasi saturación*” del carril de diseño.

El criterio consiste en suponer que durante 10 horas diarias (de 10 AM a 8 PM) circularán constantemente 4 vehículos por minuto, así como 3 vehículos por minuto durante otras 4 horas diarias (de 8 a 10 AM y de 8 a 10 PM). De este volumen el 97% se considera tipo A2, es decir, automóviles, camionetas SUV, camionetas VAN y camionetas pick-up, mientras que el 3% restante sería de camiones ligeros A'2 o camiones de 2 ejes y 6 ruedas, de 3½ ton de capacidad. En este caso se considera que la tasa de crecimiento anual es tan sólo

del 1%, durante una vida útil de 20 años, ya que las vialidades se consideran próximas a la saturación desde el primer día.

De acuerdo con los coeficientes de daño de la SCT versión 1980, el número de ejes equivalentes redondeado, a distintas profundidades, es el que se señala en la siguiente tabla:

| PROF<br>(CM) | EJES<br>EQUIVALENTES |
|--------------|----------------------|
| 0            | 502 210              |
| 15           | 48 350               |
| 30           | 17 375               |
| 60           | 11 330               |

Los carriles de circulación de trailers, camiones y camionetas de carga hacia el patio de maniobras y zona del dock, serán parte del estacionamiento de automóviles y por lo tanto en ellos se considera además del 60% del tráfico ya descrito, el ingreso diario de 20 vehículos: 10 camiones del tipo C3, 5 camiones del tipo C2, 3 trailers tipo T3-S2 y 2 trailer tipo T3-S3, también con una tasa de crecimiento del 1% anual, para una vida útil de 20 años. El número de ejes equivalentes es de 826 990 de acuerdo con una versión simplificada del método AASHTO 1986.

Por lo que respecta al terreno de apoyo de la estructura del pavimento, ésta se apoyará casi siempre sobre el nuevo relleno compactado que se colocará sobre los pisos, banquetas y pavimentos actuales y cuyo CBR será de 20% como mínimo, aunque en algunos tramos, sobre todo en los más cercanos a la Avenida Viaducto Tlalpan, será necesario sustituir el relleno actual de limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, con gravas (cuyo CBR resultó de 1.10% a 1.50%) por un nuevo relleno compactado de arena limosa, de 40 cm de espesor. Para fines de análisis se tomará entonces un CBR crítico de 15% para el suelo de apoyo, el cual se asocia a un *módulo de reacción de la subrasante*<sup>12</sup> de casi 6.8 kg/cm<sup>3</sup>.

<sup>12</sup> Rico Rodríguez, Alfonso y Del Castillo, Hermilo. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Carreteras, ferrocarriles, aeropistas. Volumen II. Capítulo 10. Pavimentos rígidos. X-3 Diseño de  
THE HOME DEPOT THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN TLALPAN, CDMX

Para el diseño de las estructuras de pavimento flexible se emplean las gráficas del método del Instituto de Ingeniería de la UNAM<sup>13</sup> para un nivel de confianza ( $Q_u$ ) de 0.80. Para el del pavimento rígido se utilizó una fórmula simplificada del método AASHTO versión 1986 que proporciona resultados relativamente conservadores en relación con el método AASHTO versión 1993; este último además de ser sumamente detallado se utiliza para el diseño de pavimentos en carreteras, donde el volumen de tránsito pesado es intenso.

**Estructura de pavimentos.** En el estacionamiento de automóviles se utilizará un pavimento flexible compuesto por una carpeta asfáltica de 5 cm y una capa con calidad de base hidráulica de 15 cm de espesor compacto, para una estructura de pavimento de 20 cm de espesor total.

**PAVIMENTO FLEXIBLE EN  
ESTACIONAMIENTO DE  
AUTOMOVILES**



En las rampas, los carriles de circulación de trailers, camiones y camionetas de carga, así como en el patio de maniobras y zona de descarga de mercancía o de andenes se empleará un pavimento rígido con una losa de concreto hidráulico simple ( $M_R = 40 \text{ kg/cm}^2$ ) de 18 cm de peralte y una capa con calidad de base hidráulica de 20 cm de espesor compacto, para una estructura de pavimento de 38 cm de espesor total.

En la mayor parte del predio se deberá colocar un relleno nuevo compactado con calidad de subrasante, sobre los pisos, banquetas y pavimentos existentes: en cualquier caso se deberá verificar que la nueva base hidráulica se apoyará directamente sobre los nuevos rellenos compactados y en el caso más desfavorable directamente sobre los citados pisos, banquetas y pavimentos actuales. En caso contrario será necesario demoler los pisos y pavimentos existentes para colocar una capa con calidad de subrasante de 60 cm de

pavimentos rígidos. Figura X-5. Comparación entre varios índices de resistencia que pueden usarse en sub-bases de pavimentos rígidos. Editorial LIMUSA. México, D.F. 1978

<sup>13</sup> Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. Subsecretaría de Obras Públicas. Dirección General de Servicios Técnicos. Instructivo para el diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras. México, D.F. 1980

espesor compacto, construida en tres capas de 20 cm de espesor cada una, sobre la cual se apoyará la nueva base hidráulica.



Se presentan ahora nuevamente los cortes estratigráficos A-A' y B-B', referidos en el croquis de la página 4 de este reporte. En dichos cortes se muestran las estructuras de pavimento del estacionamiento de automóviles y de la zona de circulación de trailers y camiones de carga y su relación con el subsuelo.

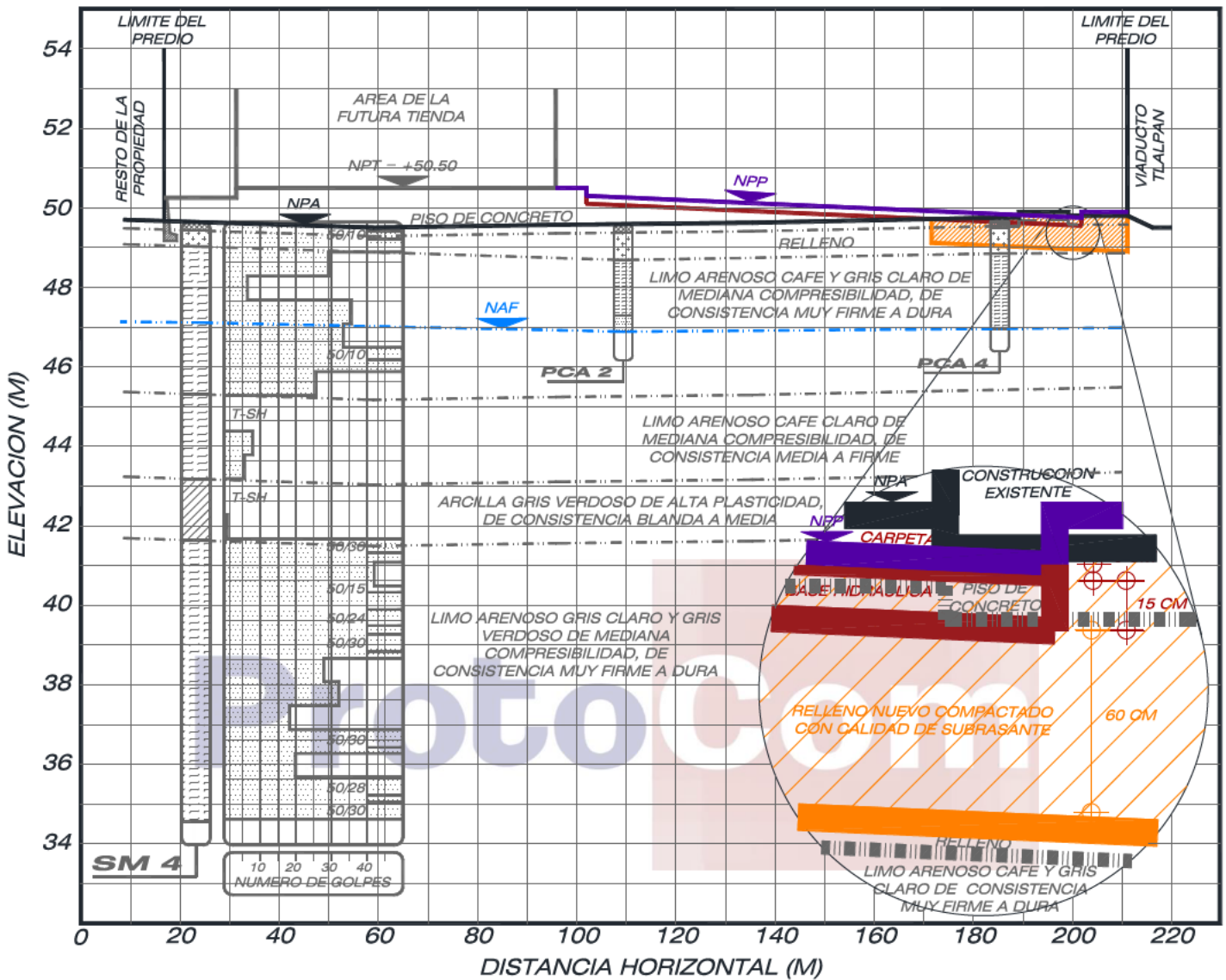
## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

**Trabajos preliminares.** Antes de efectuar cualquier trabajo de limpieza o de terracerías es sumamente recomendable llevar a cabo un levantamiento notariado del estado actual de las construcciones vecinas, el cual incluirá fotografías y croquis de fisuras, grietas, asentamientos, emersiones o expansiones e inclinaciones o desplomes de las mismas.

Primeramente serán retirados todos los montículos de roca, suelo, escombros, basura y fragmentos de roca, así como los árboles con sus raíces. Después se demolerán todas las construcciones existentes excluyendo los firmes, pisos, banquetas y pavimentos de concreto y se barrerá lo mejor posible la superficie actual; solo se demolerán estos elementos en el tramo donde la nueva estructura de pavimento (carpeta y base hidráulica o losa de concreto y base hidráulica) no pueda quedar apoyada arriba de los pisos, banquetas y pavimentos actuales.

**Despalme.** En las áreas jardinadas se llevará a cabo un despalme de 30 cm de espesor.

# CORTE A-A'

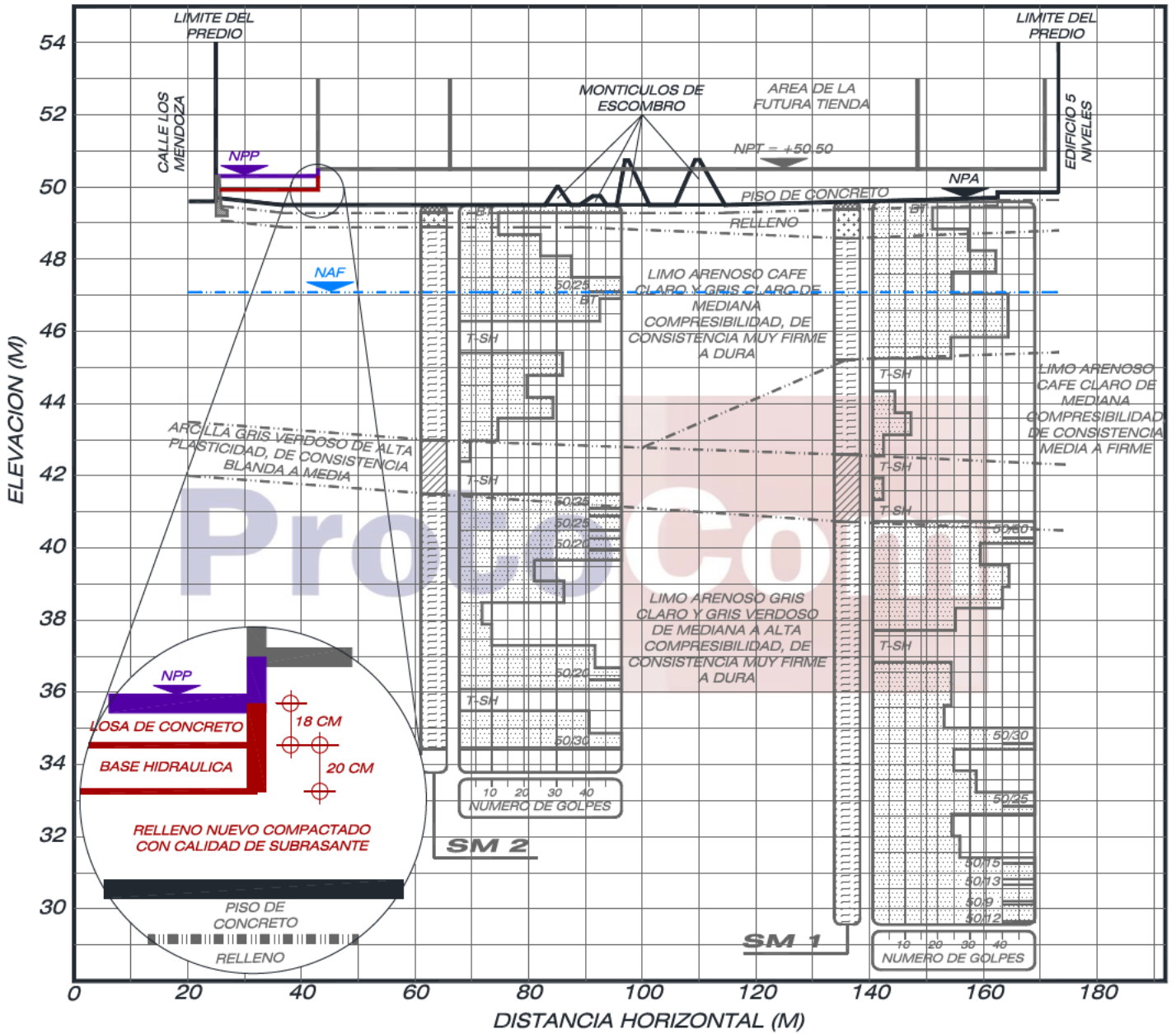


**Cortes adicionales del terreno natural.** En las áreas de pavimento cercanas a la Avenida Viaducto Tlalpan se anticipa la necesidad de efectuar un corte adicional por debajo de la superficie actual de los pisos, banquetas y pavimentos, para alojar un material con calidad de subrasante de 60 cm de espesor compacto, sobre el que se apoyará la capa con calidad de base hidráulica de los nuevos pavimentos.

Las paredes de cualquier excavación temporal se deberán hacer con una inclinación de 1/4 horizontal por 1 vertical, ya que el corte será de menos de 1 m de profundidad y se desarrollará dentro del relleno actual de limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas, o del limo arenoso café y gris claro

de mediana compresibilidad, con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compactación densa a muy densa.

### CORTE B-B'



En cualquier corte próximo a las colindancias deberán respetarse con absoluto rigor los siguientes lineamientos:

- ✓ Cortes temporales junto a terreno baldíos pueden efectuarse en una sola etapa con la inclinación de taludes que señale el ingeniero geotecnista, siempre y cuando no existan o no se coloquen camellones de material junto a la cresta del corte. Quedan excluidos de esta categoría los cortes que se requieren junto a: pisos, banquetas, pavimentos, bardas, viviendas, edificios, naves industriales, cisternas, tanques de almacenamiento o cualquier tipo de construcción.

La excepción en excavaciones junto a terrenos baldíos lo constituyen también los cortes en rellenos sueltos, así como cualquier suelo granular (gravas, arenas y limos o mezclas de ellos) de compacidad muy suelta a suelta, sin cementación y rocas muy fracturadas y/o fuertemente intemperizadas, en donde el corte se hará como se indica en el siguiente párrafo.

- ✓ Con excepción de los cortes junto a terrenos baldíos, ningún otro corte temporal debe hacerse en una sola etapa junto a los linderos o colindancias del predio en cuestión, independientemente de que se trate de una excavación para alguna instalación subterránea, para el mejoramiento del terreno o para la construcción de cualquier tipo de estructura o muro de retención.
- ✓ Si el ingeniero geotecnista no indica específicamente las características de los cortes en los linderos de la propiedad, se adoptarán los siguientes criterios:
  - Las excavaciones se harán por tramos alternados, excavando un tramo y dejando sin excavar los dos tramos adyacentes a cada lado del tramo excavado. La longitud de cada uno de estos tramos será de 5 m como máximo si junto al tramo en cuestión solo existen pisos, banquetas o pavimentos y de 3 m en cualquier otro caso donde existan construcciones colindantes como casas, edificios, naves industriales, tanques de almacenamiento, etc., aunque en tal caso es necesario que el tramo por excavar no cubra más del 40% de la longitud total de cada construcción vecina.
  - En cada etapa los tramos no excavados deberán contar con una berma de 2 m de ancho mínimo y tendrán un talud con inclinación mínima de 1 horizontal por 1 vertical salvo en el caso de suelos granulares limpios o rellenos sueltos en donde la berma será de 3 m de ancho y la inclinación del talud de 2 horizontal mínimo por 1 vertical.

Se entiende como berma a una superficie sensiblemente plana y horizontal que se localiza a la misma elevación que la superficie del terreno colindante o del nivel de piso terminado de la planta baja o de las vialidades adyacentes al terreno en cuestión.

- Cuando se haya construido la estructura de retención correspondiente o se haya rellenado la zanja en los tramos abiertos en la primera etapa de excavación, hasta llegar cuando menos a la misma superficie que tenía el terreno antes de iniciar las excavaciones, se podrán entonces excavar los tramos de la siguiente etapa, utilizando nuevamente el proceso de tramos alternados.
  - Ninguna excavación debe efectuarse por debajo del nivel de desplante de cualquier cimentación colindante si ésta no es apuntalada como lo indique un ingeniero especialista en Estructuras y también si no se cuenta con la asesoría de un ingeniero especialista en Geotecnia.
- ✓ Si al momento de realizar la excavación se detectan unidades de suelo no consignadas en el reporte geotécnico, la excavación deberá suspenderse de inmediato y consultar lo más pronto posible al ingeniero geotecnista para determinar las acciones a seguir. De particular importancia resulta la presencia de: rellenos sueltos, rellenos con basura y/o escombros, suelos arcillosos, arenas limpias o poco limosas sin cementar y depósitos de grava-arena limpios.
- ✓ Si al abrir cualquier excavación también se detectan flujos subterráneos de agua o de cualquier tipo de fluido no indicados en el reporte geotécnico, la excavación también deberá suspenderse de inmediato y se debe proceder de inmediato al relleno de la misma con el mismo material producto de excavación, para evitar que las fuerzas de filtración del agua erosionen la pared de la excavación y produzcan inestabilidad de la misma. También en este caso se deberá consultar a la brevedad al ingeniero geotecnista.
- ✓ Una vez que se detecte la necesidad de una asesoría geotécnica se deberá enviar una planta topográfica del sitio, indicando el nivel de fondo del corte y señalando allí el tramo problemático. También deberán enviarse fotografías desde diversos ángulos y con

distintos grados de acercamiento, de los materiales que conforman el talud del corte, tanto en su estado natural como del producto del material ya excavado.

**Clasificación de suelos para presupuesto.** La capa vegetal de las zonas jardinadas se clasifica 100% como tipo "A". Todos los suelos detectados debajo de la capa vegetal o de los pisos, banquetas y pavimentos existentes y hasta 3.50 m de profundidad se clasifican 100% como tipo "B", ya que se trata del relleno actual de limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad, de consistencia muy firme, con gravas, o del limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad, de consistencia firme a muy firme, con intercalaciones de arena fina a media limosa gris claro, de compacidad densa a muy densa.

Esta clasificación se basa en el criterio de las Normas Generales de Construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a saber:

Material tipo **A**. Es el depósito blando o suelto que puede ser eficientemente excavado con escrepa jalada por un tractor de orugas de 90 a 110 caballos de potencia. Aquí se comprenden los suelos poco o nada cementados, con partículas sólidas hasta de 3 pulgadas tales como: los suelos agrícolas, los limos sueltos, las arcillas blandas y las arenas sueltas.

Material tipo **B**. Es aquél que por su consistencia o cementación sólo puede ser eficientemente excavado por un tractor de orugas con cuchilla, de 140 a 160 caballos de potencia en la barra. En este grupo se consideran los suelos cementados o con gravas o boleos; éstos últimos con tamaño comprendido entre 3 pulgadas y 75 cm. Como ejemplo se tienen: rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y suelos duros (*tepetates*).

Material tipo **C**. Sólo puede ser excavado con explosivos o con pistolas neumáticas ya que está constituido por fragmentos de roca con tamaño superior a los 75 cm. Como ejemplo pueden citarse a: los basaltos, las calizas, las areniscas fuertemente cementadas y los conglomerados fuertemente cementados.

**Tratamiento del terreno natural.** En la mayor parte de las vialidades y áreas de estacionamiento y de carga y descarga no quedarán expuestos los suelos del sitio ya que los nuevos rellenos compactados se colocarán directamente sobre la superficie ya barrida de los pisos, banquetas y pavimentos.

La excepción es el tramo cercano a la Avenida Viaducto Tlalpan en donde se demolerán los pisos, banquetas y pavimentos existentes y en donde además se efectuará una excavación de 60 cm de profundidad por debajo de la futura base hidráulica del pavimento, para alojar un material con calidad de subrasante. En este tramo la superficie del terreno natural será sensiblemente plana y paralela a la futura superficie de rodamiento.

**Uso de productos de corte.** Ninguno de los materiales producto de corte se puede emplear como relleno nuevo compactado.

**Nuevos rellenos compactados.** El relleno compactado que aún se requiera para alcanzar el nivel de desplante de la capa con calidad de base hidráulica en todos los pavimentos, se construirá exclusivamente con un producto inerte de banco que cumpla estrictamente con las normas de calidad que se detallan en el capítulo de especificaciones geotécnicas.

Todos los nuevos rellenos se tenderán por capas de 25 a 27 cm de espesor suelto máximo las cuales se compactarán con un rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso estático mínimo al 97% de su PVSM Proctor ASTM standard D-698-12e2 variante A.

**Subrasante.** En el tramo cercano a la Avenida Viaducto Tlalpan, donde se haya abierto una caja para alojar la nueva subrasante del pavimento, se colocarán tres capas con calidad de subrasante de 20 cm de espesor compacto cada una.

Dicha subrasante se construirá con un material inerte de banco que cumpla estrictamente con las normas de calidad que se detallan en el capítulo de especificaciones geotécnicas. Tal material se deberá compactar con un rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso estático mínimo al 97% de su PVSM Proctor ASTM standard D-698-12e2 variante A por capas de 30 cm de espesor suelto máximo.

**Base hidráulica.** Será de 15 cm de espesor en el estacionamiento de automóviles y de 20 cm en la zona de circulación y maniobras de los camiones de carga y trailers. Se construirá con un material inerte de alguna trituradora, con una mezcla de materiales inertes de banco y de trituradora o con un material inerte de banco, que en cualquier caso cumpla estrictamente con las normas de calidad que se detallan en el capítulo de especificaciones geotécnicas. Este material se deberá compactar con un rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso estático mínimo al 100% de su PVSM Proctor ASTM modificada D-1557-12e1 variante C en una sola capa.

**Riego de impregnación.** Para proteger contra el intemperismo y el humedecimiento a la base hidráulica ya compactada, se barrerá y se impregnará la superficie de la misma con una emulsión asfáltica catiónica de rompimiento medio RM-2K, en proporción de 1.40 a 1.70 litros por metro cuadrado. La proporción adecuada será determinada con mosaicos de prueba y/o con la experiencia de la empresa encargada de la construcción de las terracerías, ya que depende de la textura de la capa sobre la que se aplicará el riego. Se consultará con el proveedor la conveniencia de diluir la emulsión en agua.

Esta protección se debe aplicar inmediatamente después de terminar la compactación de cualquier tramo, sobre todo en los días con amenaza de lluvia y puede diferirse al final del día cuando no exista dicha amenaza. El supervisor debe constatar que el material térreo no tiene una humedad en exceso, antes de aplicar el riego de impregnación.

Para que la emulsión no pierda rápidamente el agua que contiene, fenómeno conocido como rompimiento, la emulsión debe aplicarse en las primeras horas del día o en las últimas de la tarde. El personal de laboratorio verificará que la emulsión se adhiere a la base hidráulica; para lograr este objetivo es estrictamente indispensable evitar el tráfico de personas o equipo sobre la capa impregnada, por un período de al menos 48 horas. También es recomendable colocar una capa de arena fina sobre el riego, justamente antes de que se abra al tránsito de personas y equipo ligero, con el fin de atenuar la remoción del producto asfáltico.

Sobre una capa impregnada quedan prohibidas las maniobras de vehículos tanto ligeros como pesados, puesto que destruyen la impregnación. Si fuese necesario el ingreso de éstos, la base se debe construir al concluir tal circulación.

Todas las emulsiones asfálticas deberán cumplir con los requisitos generales de calidad que se señalan en las Normas Generales de Construcción de la SCT.

**Riego de liga.** Cuarenta y ocho horas después del riego de impregnación y 30 minutos antes del tendido de la carpeta asfáltica se aplicará el riego de liga con emulsión asfáltica catiónica de rompimiento rápido RR-2K, en una proporción de 0.70 litros por metro cuadrado, lo cual será revisado por el personal de laboratorio. Esta proporción se ajustará a las condiciones de la superficie. No se deberá aplicar éste riego ni tender la carpeta si existe amenaza de lluvia, si ésta lloviendo o si la superficie de la base está muy húmeda. La emulsión se debe colocar durante las primeras horas de la mañana o durante las últimas de la tarde.

**Carpeta asfáltica.** La carpeta se fabricará con la técnica de mezcla en caliente, preparada en una planta estacionaria. El producto se cargará en camiones que serán cubiertos por una lona para reducir la pérdida de temperatura durante el transporte. Los camiones descargarán el producto en un equipo *Finisher* o similar, con el que se realizará el tendido. Una brigada de peones eliminará con rastrillos las partículas sueltas que queden en la superficie.

| CONCEPTO            | TEMPERATURA MINIMA °C |
|---------------------|-----------------------|
| SALIDA DE LA PLANTA | 150                   |
| LLEGADA A LA OBRA   | 130                   |
| DE TENDIDO          | 110                   |
| DE ARMADO           | 100                   |
| DE COMPACTACION     | 85                    |
| DE CERRADO          | 70                    |

Se procederá entonces al armado de la carpeta mediante el paso de un rodillo liso estático ligero, de menos de 6 toneladas de peso. Inmediatamente después se iniciará la compactación, mediante un rodillo neumático con suspensión independiente en cada llanta, hasta que se alcance el 95% del PVSM de la mezcla. Finalmente se cerrará la textura

de la carpeta, mediante el paso de un rodillo liso estático pesado de más de 8 toneladas. La temperatura de la mezcla asfáltica es vital para cada una de las operaciones descritas y no deberá ser inferior a la que se señala en la tabla anterior.

A large, semi-transparent watermark of the ProtoCom logo is centered on the page. The word "Proto" is in a light blue color, and "Com" is in white, set against a reddish-brown square background.

## 5. ESPECIFICACIONES GEOTECNICAS

**Características de los nuevos materiales térreos.** El material para relleno o para capa con calidad de subrasante, deberá cumplir con los siguientes requisitos: tamaño máximo de partículas sólidas de 3 pulgadas, porcentaje de grava inferior al 15%, porcentaje de finos de menos del 30%, límite líquido menor de 40%, índice plástico de 12% como máximo, contracción lineal menor de 3% y valor soporte de California (CBR) de cuando menos 20%. En este proyecto no se deben utilizar materiales para conformación de terraplén, capa subyacente ni capa de transición, según las especificaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

La capa con calidad de sub-base deberá tener las propiedades que se señalan en la siguiente tabla, teniendo presente que en este proyecto se utilizarán siempre las especificaciones correspondientes a vialidades de bajo volumen de tráfico pesado ( $\Sigma L < 10^6$ ):

| Característica   | Valor %                  |                       |
|--|--------------------------|-----------------------|
|  | $\Sigma L \leq 10^6$ [1] | $\Sigma L > 10^6$ [1] |
| Límite líquido <sup>[2]</sup> , máximo                       | 30                       | 25                    |
| Índice plástico <sup>[2]</sup> , máximo <sup>1</sup>         | 10                       | 6                     |
| Valor Soporte de California (CBR) <sup>[2, 3]</sup> , mínimo | 50                       | 60                    |
| Equivalente de arena <sup>[2]</sup> , mínimo                 | 30                       | 40                    |
| Desgaste Los Ángeles <sup>[2]</sup> , máximo                 | 50                       | 40                    |
| Grado de compactación <sup>[2, 4]</sup> , mínimo             | 100                      | 100                   |

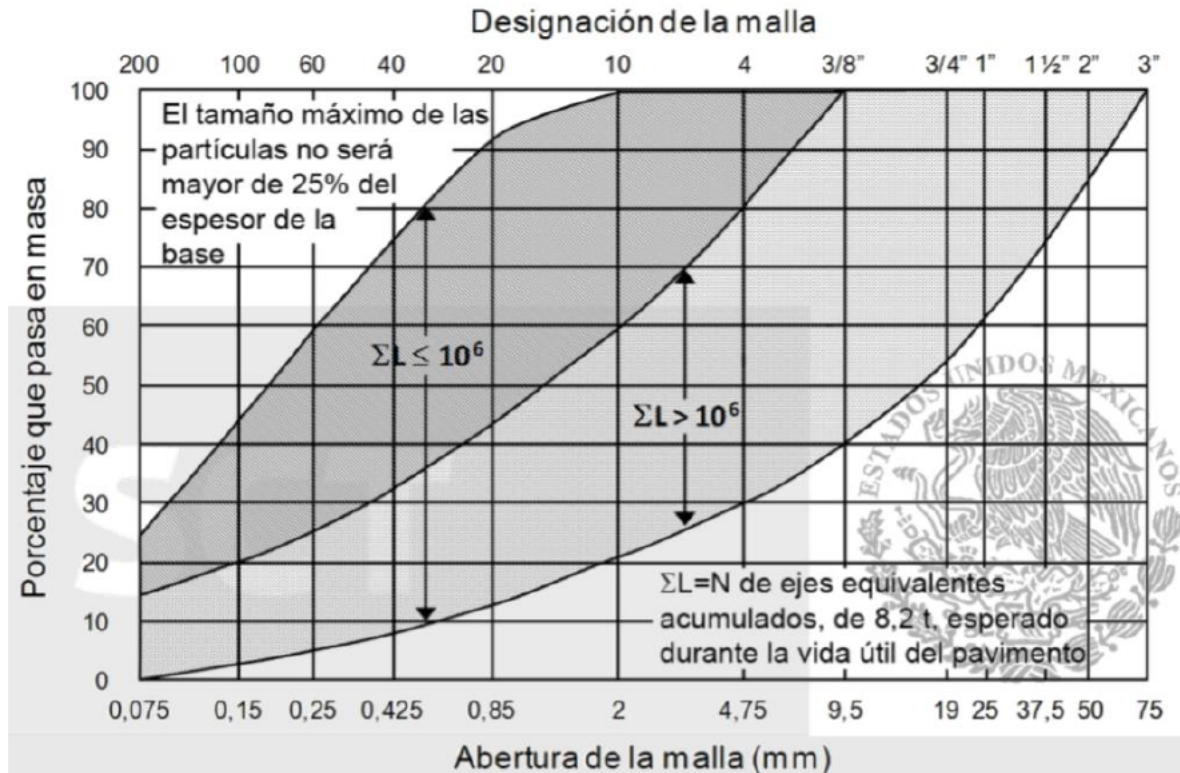
[1]  $\Sigma L$  = Número de ejes equivalentes acumulados, de 8,2 t, esperado durante la vida útil del pavimento.

[2] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[3] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[4] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

La curva granulométrica del material deberá ubicarse en la zona que se indica en la siguiente figura:



La capa con calidad de base hidráulica en los pavimentos de concreto hidráulico deberá tener las siguientes propiedades:

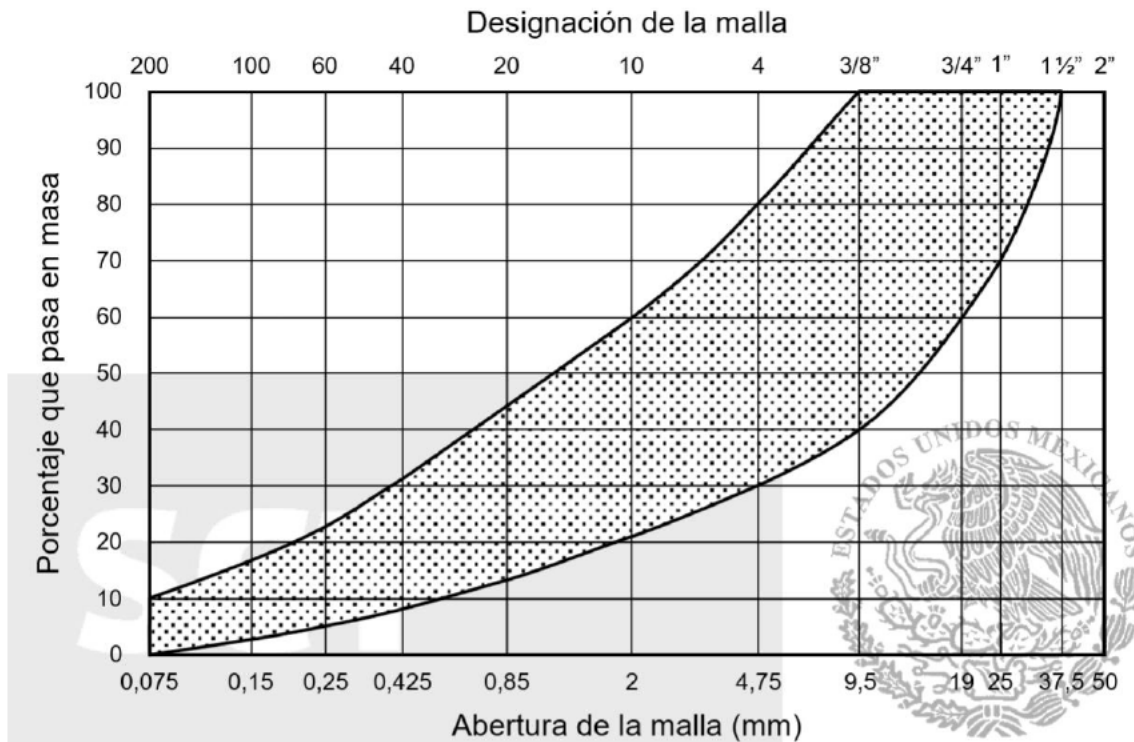
| Característica  | Valor % |
|---|---------|
| Límite líquido <sup>[1]</sup> , máximo                      | 25      |
| Índice plástico <sup>[1]</sup> , máximo                     | 6       |
| Equivalente de arena, mínimo <sup>[1]</sup>                 | 40      |
| Valor Soporte de California (CBR), mínimo <sup>[1, 2]</sup> | 80      |
| Desgaste Los Ángeles, máximo <sup>[1]</sup>                 | 35      |
| Partículas alargadas y lajeadas, máximo                     | 40      |
| Grado de compactación <sup>[1, 3]</sup> , mínimo            | 100     |

[1] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[2] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[3] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

Mientras que su curva granulométrica deberá ubicarse en la zona que se indica en la siguiente figura:



Pero si la base hidráulica corresponde a una estructura de pavimento flexible (carpeta asfáltica, *adocreto*, adoquín o similar), el material deberá cumplir entonces con los siguientes requisitos:

| Característica   | Valor %                  |                       |
|--|--------------------------|-----------------------|
|  | $\Sigma L \leq 10^6$ [1] | $\Sigma L > 10^6$ [1] |
| Límite líquido <sup>[2]</sup> , máximo                       | 25                       | 25                    |
| Índice plástico <sup>[2]</sup> , máximo                      | 6                        | 6                     |
| Equivalente de arena <sup>[2]</sup> , mínimo                 | 40                       | 50                    |
| Valor Soporte de California (CBR) <sup>[2, 3]</sup> , mínimo | 80                       | 100                   |
| Desgaste Los Ángeles <sup>[2]</sup> , máximo                 | 35                       | 30                    |
| Partículas alargadas y lajeadas <sup>[2]</sup> , máximo      | 40                       | 35                    |
| Grado de compactación <sup>[2, 4]</sup> , mínimo             | 100                      | 100                   |

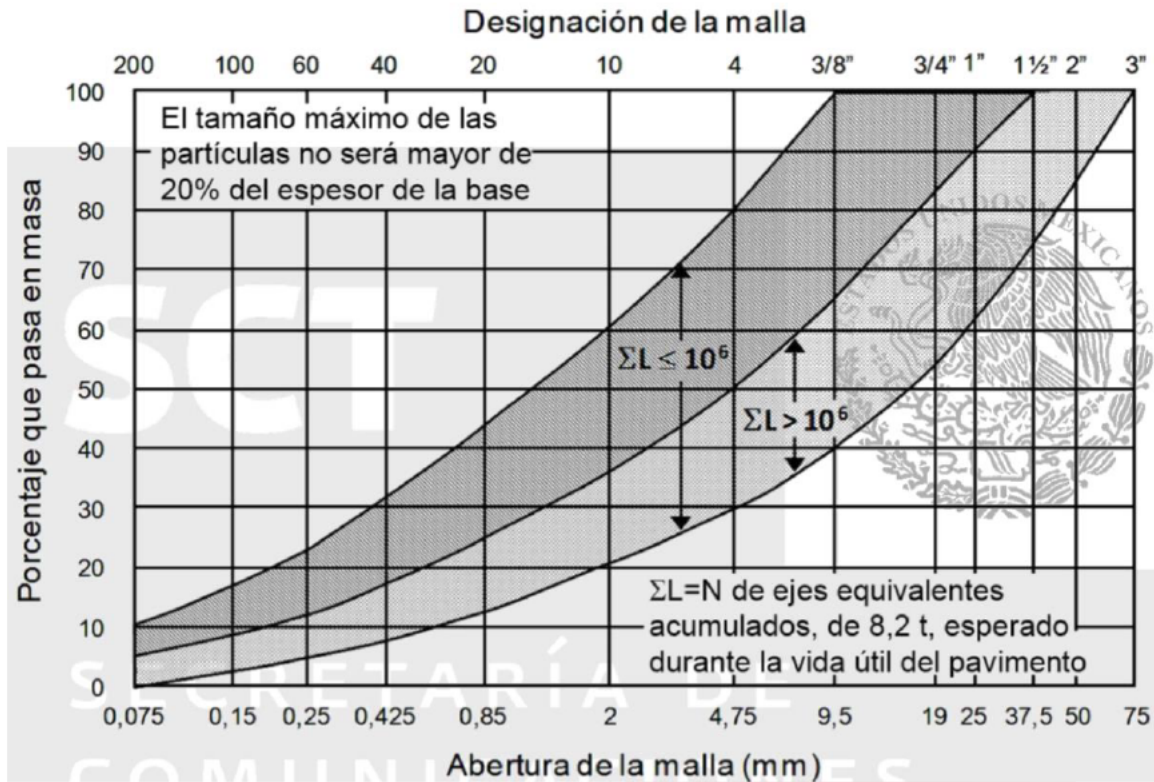
[1]  $\Sigma L$  = Número de ejes equivalentes acumulados, de 8,2 t, esperado durante la vida útil del pavimento.

[2] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[3] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[4] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

Y su distribución granulométrica será la que se señala en la siguiente figura:



En cualquier caso (sub-base o base hidráulica) la curva del material en estudio no deberá presentar cambios bruscos de pendiente como tramos horizontales, verticales o escalones, ni atravesar de una zona a otra, además de que la relación de material que pasa la malla # 200 con respecto al que pasa la malla # 40, ambos medidos en peso, no debe exceder de 0.65.

**Protección de las terracerías contra la lluvia.** Se deberá tener especial cuidado con las lluvias, ya que ello modifica significativamente los procedimientos constructivos. Nunca se deben extender ni compactar capas de suelo cuando esté lloviendo o cuando exista una amenaza inminente de lluvia.

En época de lluvia se deberán tomar precauciones especiales para evitar que los materiales térreos se saturen. Cuando los suelos granulares quedan expuestos a saturación absorben tal cantidad de agua que es necesario escarificarlos y extenderlos en capas delgadas para que se sequen al sol, o bien sustituirlos por completo con materiales menos húmedos y alternativamente mezclarlos con materiales granulares secos.

Los camellones de material arenoso y las capas que se construyan con productos predominantemente arenosos deberán ser cubiertos con hojas de polietileno, para evitar su humedecimiento por lluvia. En las capas ya colocadas, la superficie tendrá una pendiente de cuando menos 5 al millar para que no se produzcan encharcamientos prolongados sobre ella; el agua de lluvia se captará en canales recolectores que la conducirán hacia cárcamos de bombeo que deben estar listos para operar durante las 24 horas; se deberá garantizar la operación de las bombas al momento en que los cárcamos empiecen a llenarse. Es absolutamente imprescindible evitar la inundación de cualquier excavación.

La empresa de terracerías debe contar con la experiencia, el personal, los equipos y los procedimientos, para solventar los problemas que surgen durante la temporada de lluvia, en particular con las condiciones de la región en cuestión. En el presupuesto se deben incluir todos los trabajos que sean necesarios en caso de lluvias, para eliminar costos adicionales. Entre estos trabajos se incluyen los de: excavación de canales y cárcamos de bombeo, construcción de pendientes en las capas compactadas, bombeo de agua, corte y retiro de suelos blandos, colocación de pedraplenes, instalación de sistemas de geosintéticos, oreo de suelos, adición de materiales de banco, cambio de materiales de relleno propuestos, etc. Si dichos trabajos no han sido consignados en los párrafos anteriores, las empresas participantes en el concurso de obra deberán notificar a THE HOME DEPOT sobre cualquier trabajo no incluido para que todos los concursantes lo tomen en cuenta en su presupuesto. El no hacer esta consideración en el presupuesto implicará que la empresa que construya la obra se compromete a efectuar los trabajos que sean necesarios sin costo adicional alguno para THE HOME DEPOT.

**Losa de concreto hidráulico en pavimento.** En la rampa de acceso de los camiones de carga, carriles de acceso a la zona de descarga, patio de maniobras y en la zona del dock, se construirá un pavimento rígido con una losa de concreto hidráulico simple cuyo módulo de ruptura ( $M_R$ ) será de 40 kg/cm<sup>2</sup>. Esta losa se construirá por franjas o carriles de 3.50 m de ancho máximo, las cuales serán cortadas después del colado para que queden tableros cuadrados de 3.50 m por lado.

Se deberán proyectar juntas en el concreto para evitar que éste se fisure. Las juntas longitudinales serán a tope con barras redondas de acero liso de 1 pulgada de diámetro y

46 cm de longitud separadas a cada 30 cm. Las juntas transversales serán aserradas de 6 mm de ancho y de 4 cm de profundidad, las cuales se rellenarán con productos termoplásticos. En la unión entre la losa y los muros o guarniciones que rodean al área pavimentada se harán juntas de expansión que consisten en separaciones de 2 a 3 cm rellenas con un producto FEXPAN, CELOTEX o similar.

**Carpeta asfáltica.** Los agregados pétreos que se utilicen para la fabricación de la carpeta asfáltica tendrán la granulometría y las propiedades estipuladas en las siguientes tablas:

| Malla               |                 | Tamaño nominal del material pétreo<br>mm (in) |                           |                         |           |                            |
|---------------------|-----------------|---|---------------------------|-------------------------|-----------|----------------------------|
| Abertura<br>mm      | Designación     | 9,5<br>( $\frac{3}{8}$ )                      | 12,5<br>( $\frac{1}{2}$ ) | 19<br>( $\frac{3}{4}$ ) | 25<br>(1) | 37,5<br>( $1\frac{1}{2}$ ) |
| Porcentaje que pasa |                 |   |                           |                         |           |                            |
| 50                  | 2"              | ---   | ---                       | ---                     | ---       | 100                        |
| 37,5                | 1½"             | ---   | ---                       | ---                     | 100       | 90 - 100                   |
| 25                  | 1"              | ---   | ---                       | 100                     | 90 - 100  | 74 - 90                    |
| 19                  | $\frac{3}{4}$ " | ---   | 100                       | 90 - 100                | 79 - 90   | 62 - 79                    |
| 12,5                | $\frac{1}{2}$ " | 100   | 90 - 100                  | 72 - 90                 | 58 - 71   | 46 - 60                    |
| 9,5                 | $\frac{3}{8}$ " | 90 - 100                                      | 76 - 90                   | 60 - 76                 | 47 - 60   | 39 - 50                    |
| 6,3                 | $\frac{1}{4}$ " | 70 - 81                                       | 56 - 69                   | 44 - 57                 | 36 - 46   | 30 - 39                    |
| 4,75                | Nº4             | 56 - 69                                       | 45 - 59                   | 37 - 48                 | 30 - 39   | 25 - 34                    |
| 2                   | Nº10            | 28 - 42                                       | 25 - 35                   | 20 - 29                 | 17 - 24   | 13 - 21                    |
| 0,85                | Nº20            | 18 - 27                                       | 15 - 22                   | 12 - 19                 | 9 - 16    | 6 - 13                     |
| 0,425               | Nº40            | 13 - 20                                       | 11 - 16                   | 8 - 14                  | 5 - 11    | 3 - 9                      |
| 0,25                | Nº60            | 10 - 15                                       | 8 - 13                    | 6 - 11                  | 4 - 9     | 2 - 7                      |
| 0,15                | Nº100           | 6 - 12  | 5 - 10                    | 4 - 8                   | 2 - 7     | 1 - 5                      |
| 0,075               | Nº200           | 2 - 7   | 2 - 6                     | 2 - 5                   | 1 - 4     | 0 - 3                      |

| Característica  | Valor |
|---|-------|
| Densidad relativa, mínimo                               | 2,4   |
| Desgaste de Los Ángeles; %, máximo                      | 30    |
| Partículas alargadas y lajeadas; %, máximo              | 35    |
| Equivalente de arena; %, mínimo                         | 50    |
| Pérdida de estabilidad por inmersión en agua; %, máximo | 25    |

A su vez la mezcla asfáltica se diseñará con el método Marshall y deberá cumplir con los requisitos de estabilidad, flujo, vacíos en la mezcla asfáltica, vacíos ocupados por el asfalto y vacíos en el agregado mineral, que se describen en las siguientes tablas:

| Características   | Número de ejes equivalentes de diseño<br>$\Sigma L$ [1] |                                 |
|---|---|---------------------------------|
|   | $\Sigma L \leq 10^6$                                    | $10^6 < \Sigma L \leq 10^7$ [2] |
| Compactación; número de golpes en cada cara de la probeta | 50  | 75                              |
| Estabilidad; N (lb <sub>f</sub> ), mínimo                 | 5 340 (1 200)   | 8 000 (1 800)                   |
| Flujo; mm (10 <sup>-2</sup> in)                           | 2 - 4 (8 - 16)  | 2 - 3,5 (8 - 14)                |
| Vacíos en la mezcla asfáltica (VMC); %                    | 3 - 5   | 3 - 5                           |
| Vacíos ocupados por el asfalto (VFA); %                   | 65 - 78   | 65 - 75                         |

[1]  $\Sigma L$  = Número de ejes equivalentes de 8,2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento.

[2] Para tránsitos mayores de  $10^7$  ejes equivalentes de 8,2 t, se requiere un diseño especial de la mezcla.

| Tamaño nominal del material pétreo utilizado en la mezcla [1] |             | Vacíos en la mezcla asfáltica (VMC) de diseño<br>% |    |    |
|---|-------------|--|----|----|
|   |             | 3  | 4  | 5  |
| mm  | Designación | Vacíos en el agregado mineral (VAM)<br>%, mínimo   |    |    |
| 9,5   | 3/8"        | 14   | 15 | 16 |
| 12,5  | 1/2"        | 13   | 14 | 15 |
| 19  | 3/4"        | 12   | 13 | 14 |
| 25  | 1"          | 11   | 12 | 13 |
| 37,5  | 1 1/2"      | 10   | 11 | 12 |

[1] El tamaño nominal corresponde al indicado en la Cláusula D. de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*, para el tipo y granulometría del material pétreo utilizado en la mezcla.

Mediante pruebas de campo y extracción de corazones de la carpeta compactada, se verificará que el espesor, el grado de compactación y la permeabilidad de la misma cumplen con los requisitos de la siguiente tabla.

| CONCEPTO                  | ESPESOR  | COMPACTACION | PERMEABILIDAD |
|---------------------------|----------|--------------|---------------|
| VALOR DE PROYECTO         | 5 CM     | 95%          | < 10%         |
| PROMEDIO DE CAMPO         | > 5 CM   | > 95%        | < 5%          |
| VALOR EXTREMO DE CAMPO    | MIN 4 CM | MIN 90%      | MAX 10%       |
| MEDIDAS INFERIORES A PROY | MAX 10%  | MAX 20%      | MIN 80%       |

EL GRADO DE COMPACTACION ESTARA REFERIDO AL DE LA PRUEBA MARSHALL CON 75 GOLPES POR CARA EN PROYECTOS DONDE EL ESPESOR DE LA CARPETA ASFALTICA SEA DIFERENTE DE 5 CM, EL PROMEDIO DE CAMPO SERA SUPERIOR AL VALOR DE PROYECTO, MIENTRAS QUE EL VALOR EXTREMO DE CAMPO SERA IGUAL AL DE PROYECTO MENOS 1 CM.


 The image shows the 'ProtoCom' logo. The word 'Proto' is in a light blue, sans-serif font, and 'Com' is in a white, bold, sans-serif font. The 'Com' is set against a semi-transparent, reddish-pink square background.

# ANEXO

## ANTECEDENTES

**Información previa disponible.** Para la preparación de este reporte se consideró la siguiente información:

- a) El plano topográfico del sitio TOPOGRAFIA FINAL (THD INSURGENTES SUR TLALPAN).dwg.
- b) El site y los niveles de proyecto consignados en el plano SP13 66k MXC-Insurgentes Sur Tlalpan Rev 2.dwg.

**Ubicación del terreno.** Se trata de un lote de forma irregular en planta que se encuentra en la calle Avenida Acoxta # 69 esquina con el Viaducto Tlalpan, colonia Pueblo de San Lorenzo Huipulco, CP 14370, Alcaldía de Tlalpan, al Sur de la Ciudad de México. El sitio estaba ocupado por las instalaciones de la Embotelladora Metropól de la empresa PEPSI.

De acuerdo con el plano topográfico, el lote en estudio colinda: al Norte con la calle Avenida Acoxta, al Sur con la calle Los Mendoza y con construcciones particulares, al Oriente con el Viaducto Tlalpan y al Poniente con edificios, terrenos y construcciones particulares.

**Condiciones topográficas.** La mayor parte del predio se encuentra cubierto por pisos y pavimentos de concreto y solo en pequeñas áreas se observan jardines. También existen en el interior del terreno naves tipo industrial con columnas de acero y techos de lámina y edificaciones de uno y dos niveles estructuradas con muros de carga de block o de tabique y losas planas de concreto reforzado en el techo. En zonas aisladas se observan apilamientos de escombros y de madera, de 1 a 1.50 m de altura.

La superficie actual se encuentra entre las cotas +49.50 y +50.00, por lo que el desnivel máximo es de 50 cm.

# INVESTIGACION GEOTECNICA

**Exploración realizada.** Se excavaron 7 (siete) pozos a cielo abierto de 2.35 a 2.90 m de profundidad cada uno, con herramienta manual y en todos ellos el avance se suspendió justamente al encontrar el nivel de agua freática.

También se llevaron a cabo 4 (cuatro) sondeos profundos mixtos (fotos 1 a 34), el primero de ellos de 37.75 m de profundidad y los tres restantes de 15 a 15.15 m de profundidad cada uno.



**FOTO 1.** Máquina de exploración ubicada en el sitio del sondeo SM1.

En ellos se utilizó alternadamente la técnica de avance, muestreo alterado y registro de resistencia conocida como *prueba de penetración standard* y el muestreo inalterado de los suelos blandos con tubos de pared delgada (*Shelby*) de 4 pulgadas de diámetro. En los tramos en donde se encontraba una resistencia superior a 50 golpes, se extraía la herramienta y se continuaba con avance por lavado con broca *tricónica* de  $2^{15}/_{16}$  pulgadas de diámetro hasta completar un avance conjunto de 60 cm, momento en el cual se intentaba una nueva *prueba de penetración*. Estos cuatro sondeos se suspendieron debido a que a partir de 8 o 9 m de profundidad se detectaron suelos en los que predominaba una resistencia a la penetración de más de 50 golpes.



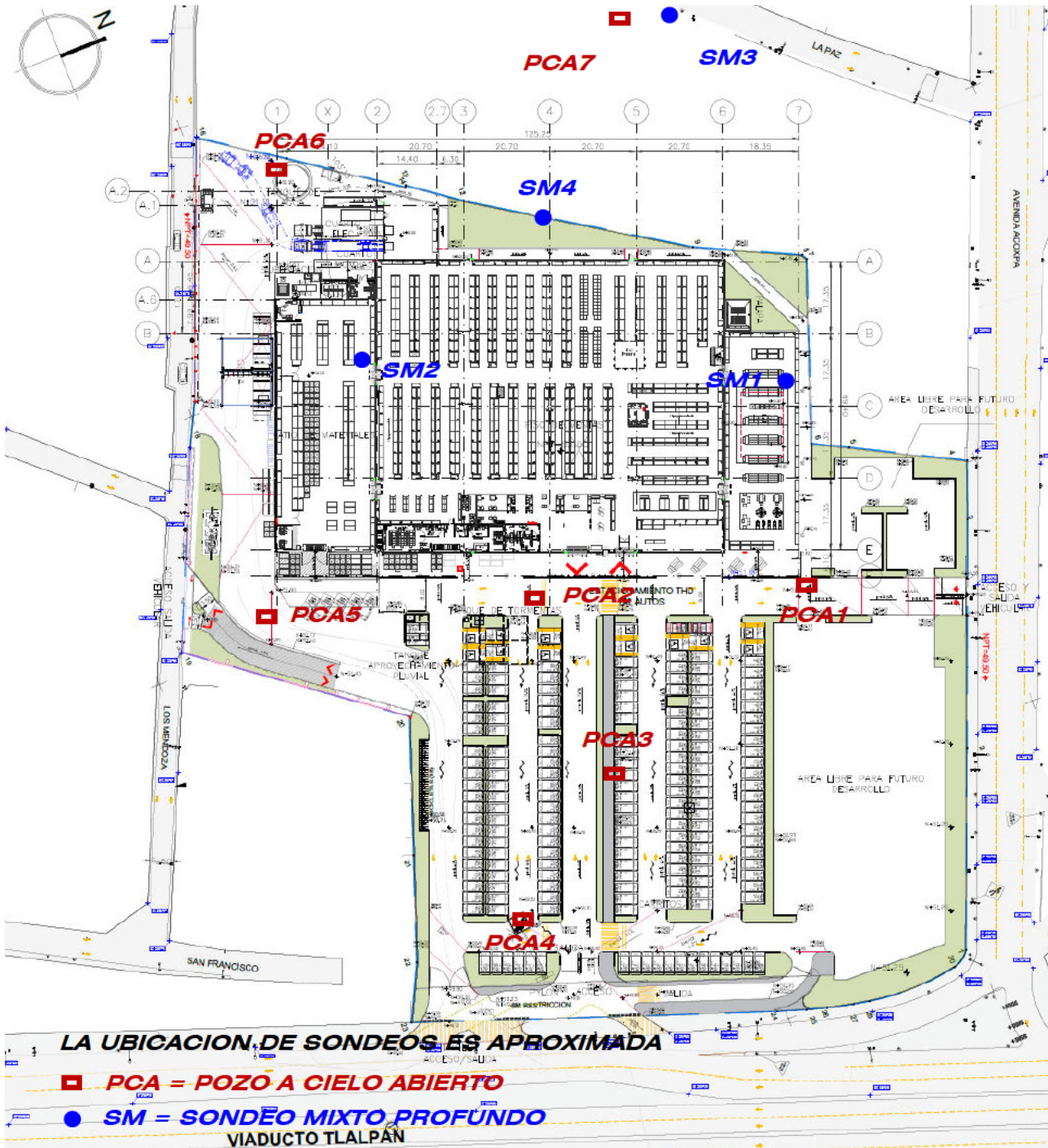
**FOTO 2.** Máquina de perforación ubicándose en el lugar donde se realizó el sondeo SM3.



**FOTO 3.** Equipo de exploración en el punto del sondeo SM4.

En la siguiente figura se indica la ubicación de los sondeos y su relación con las estructuras que se construirán, mientras que en las figuras 1 a 7 se describe gráficamente la columna estratigráfica de cada pozo a cielo abierto y en las figuras 8 a 11 la de los sondeos

profundos. Dichas columnas han sido preparadas por el ingeniero geotecnista, con base en la información de campo y de laboratorio.



**Muestreo de suelos.** En cada uno de los pozos, el ingeniero determinó la secuencia, el espesor y la naturaleza de cada uno de los estratos de suelo. Posteriormente un técnico

laboratorista obtuvo muestras alteradas representativas de cada uno de los estratos observados, así como tres muestras cúbicas inalteradas: a 2.20 m de profundidad del sondeo PCA4, a 1.60 m del sondeo PCA5 y a 1.40 m del sondeo PCA7. También recuperó dos muestras integrales de 25 a 30 kg cada una: a 1.30 m de profundidad del sondeo PCA4 y a 1 m de profundidad del sondeo PCA7.

De los sondeos profundos se obtuvieron muestras alteradas representativas de las *pruebas de penetración standard* y también se extrajeron 10 (diez) muestras inalteradas en los siguientes tramos: 4.40 a 5.20 m, 8.20 a 8.90 m y 11.90 a 12.80 m del sondeo SM1; 3.20 a 4.10 m, 7.10 a 8 m y 13.40 a 14 m del sondeo SM2; 3.15 a 4.05 m y 7.05 a 7.95 m del sondeo SM3 y; 4.35 a 5.25 m y 6.45 a 7.35 m del sondeo SM4.

**Pruebas de laboratorio.** En el laboratorio, todas las muestras se sometieron a las pruebas de clasificación visual y al tacto de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y de humedad natural. En muestras alteradas seleccionadas se practicaron los ensayos de: límites de plasticidad, contracción lineal y análisis granulométrico por mallas. En las muestras cúbicas inalteradas y en las muestras inalteradas recuperadas con los tubos *Shelby* se labraron probetas para realizar la prueba de resistencia a la compresión simple y en tres de los especímenes provenientes de una capa de arcilla de consistencia muy blanda se efectuaron también pruebas de compresión *triaxial* rápida (*no consolidada-no drenada*). En las muestras integrales se llevaron a cabo ensayos de compactación Proctor ASTM standard D-698-12e2 variante A para determinar el peso volumétrico seco máximo (PVSM) y la prueba de valor relativo de soporte (CBR) standard.

Los resultados de estas pruebas y los datos relevantes de ellas se muestran de forma gráfica o tabular en la columna estratigráfica de cada sondeo (figuras 1 a 11).

## SUELO DEL SITIO

**Secuencia estratigráfica.** La secuencia puede describirse como un depósito de origen volcánico-aluvial conformado por las siguientes unidades:

- ✓ Superficialmente se encuentra una losa de concreto hidráulico simple o reforzado (en este caso con varillas de  $\frac{3}{8}$  de pulgada), de 15 a 20 cm de espesor. En un sitio (PCA4) se encontró una losa de concreto hidráulico de 10 cm de peralte, apoyada sobre una carpeta asfáltica de 15 cm de espesor y en otro lugar (PCA5) una capa de adoquín de 10 cm de peralte apoyada sobre una plantilla de arena fina limpia de 10 cm de espesor.
  
- ✓ A continuación hasta 60 cm o 1.20 m de profundidad y ocasionalmente a tan solo 25 o 40 cm de profundidad (sondeos PCA5 y PCA6) se detectó un relleno compactado compuesto por limo arenoso café claro de mediana a alta compresibilidad (ML, MH de acuerdo con la terminología del SUCS), de consistencia muy firme, con gravas, aunque en ocasiones dicho relleno está constituido por grava limosa (GM) gris claro e incluso por *tezontle*. Su resistencia a la penetración es de 9 a 18 golpes y excepcionalmente de más de 50 golpes.
  
- ✓ Subyace con un espesor de 5.85 a 6 m, es decir hasta 6.45 o 7 m de profundidad un limo arenoso café y gris claro de mediana compresibilidad (ML), con intercalaciones de arena fina a media limosa (SM) gris claro, de compacidad densa a muy densa, de 20 cm a 1.80 m de espesor. El mencionado limo arenoso tiene dos zonas claramente definidas:
  - La parte superior con una resistencia a la penetración de 24 a 43 golpes con zonas de más de 50 golpes, en la cual se midió una resistencia a la compresión simple de 2.21 a 2.28 kg/cm<sup>2</sup> y excepcionalmente de 4 kg/cm<sup>2</sup>, con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 166 a 240 kg/cm<sup>2</sup> y extraordinariamente de 700 kg/cm<sup>2</sup>. En dos muestras integrales de este limo arenoso también se determinó que su CBR es de 1.10% a 1.50%, con un PVSM de 964 a 1 062 kg/m<sup>3</sup> y una humedad óptima de 51.9% a 59.7%.
  
  - La parte inferior con una resistencia a la penetración de 3 a 8 golpes como mínimo y de 11 a 16 golpes e incluso hasta 24 golpes como máximo, en donde se midió una resistencia a la compresión simple de 0.85 a 1.61 kg/cm<sup>2</sup> con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 33 a 70 y ocasionalmente de 167 a 200 kg/cm<sup>2</sup>.

- ✓ Posteriormente se detecta una capa de arcilla inorgánica o de arcilla orgánica gris verdoso de alta plasticidad, de consistencia muy blanda, cuyo espesor es de 1.50 a 1.85 m y que se ubica entre 6.45 y 8.85 m de profundidad. La humedad de este suelo es de 200% a 300%, notablemente superior a los 25% o 50% que tienen los suelos que se encuentran por arriba y por debajo de ella. La resistencia a la penetración es desde nula (la herramienta penetra por peso propio) hasta de 3 golpes, mientras que su resistencia a la compresión simple es de 0.51 a 0.75 kg/cm<sup>2</sup> con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 29 a 50 kg/cm<sup>2</sup>; en pruebas de compresión *triaxial rápida* (U-U) se determinó una *cohesión aparente* de 0.24 a 0.37 kg/cm<sup>2</sup> con un *ángulo de fricción interna* de 2.9° a 6.7°.
  
- ✓ Desde 7.95 u 8.85 m de profundidad y hasta el fondo de los tres sondeos profundos más cortos (15 a 15.15 m) o hasta 20.55 m en el sondeo más largo, subyace un limo arenoso gris claro y gris verdoso de mediana a alta compresibilidad (ML, MH), de consistencia muy firme a dura, cuya resistencia a la penetración es errática variando en el rango de 18 a 42 golpes con tramos en donde aumenta a valores de más de 50 golpes con avances de 15 a 30 cm y en el que la resistencia a la compresión simple resultó en un caso de 4.25 kg/cm<sup>2</sup> con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 180 kg/cm<sup>2</sup>; dentro de esta unidad se distingue una capa menos consistente situada entre 11 y 12.50 m de profundidad, en donde la resistencia a la penetración es de tan solo 7 a 11 golpes y en la que la resistencia a la compresión simple resultó de 1.13 kg/cm<sup>2</sup> con un *módulo elástico* al 50% de la carga de falla de 40 kg/cm<sup>2</sup>.
  
- ✓ Finalmente en el sondeo más profundo, desde 20.55 hasta 37.75 m se detectó una arena fina a media limosa (SM) gris claro y gris verdoso, de compacidad densa a muy densa, con gravillas, cuya resistencia a la penetración también es irregular, con tramos de más de 50 golpes y avances de 4 a 15 cm en la parte superior de este manto y con valores de 28 a 42 golpes en la parte inferior con valores extremos de 23 y de 46 golpes, todos los cuales sugieren que el estrato tiende a ser de compacidad densa a muy densa.

**Agua subterránea.** En todos los sondeos efectuados se detectó el nivel de agua subterránea entre 2.35 y 2.90 m de profundidad.

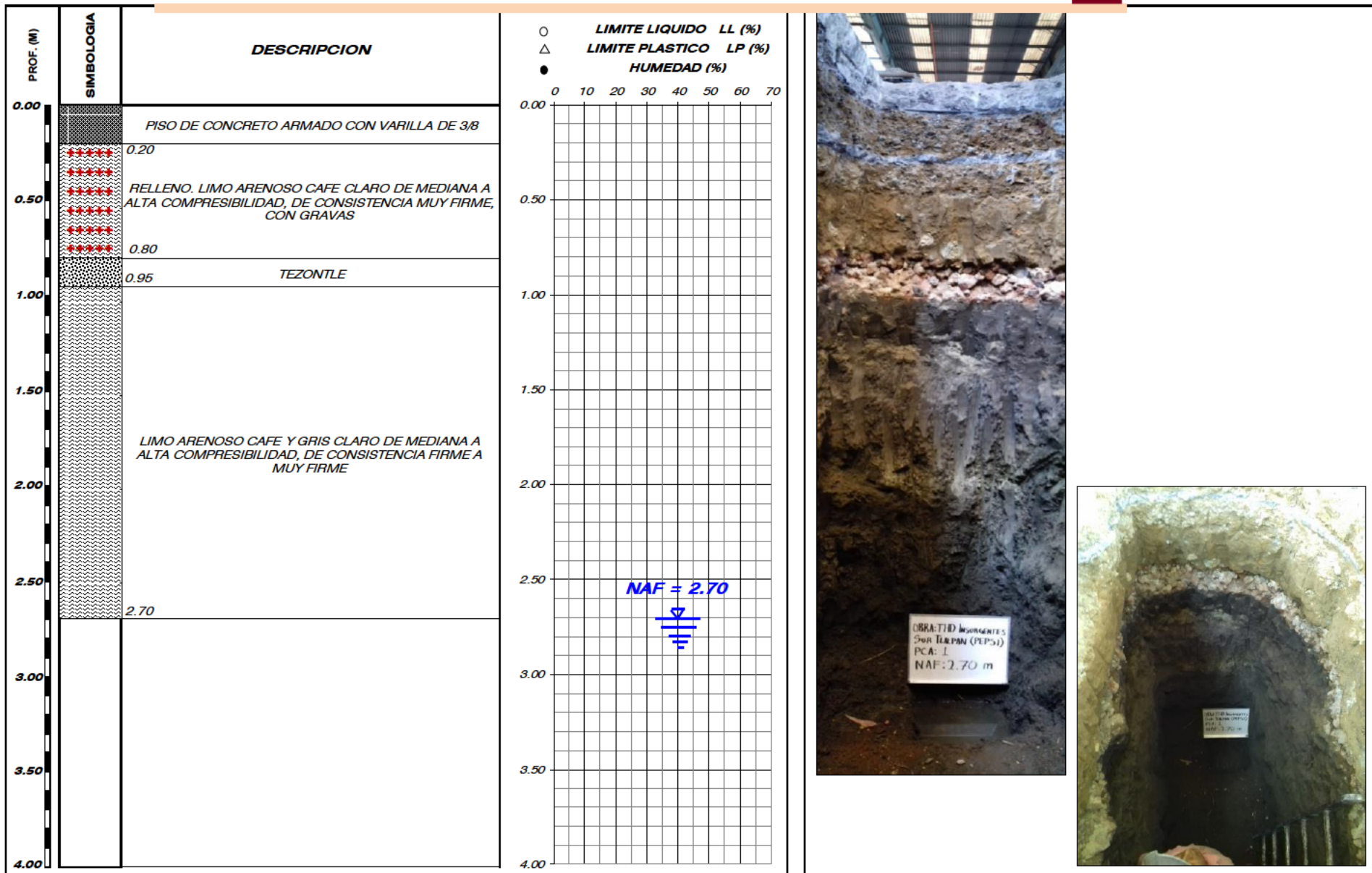
Dado que el período de observación fue de tan solo 7 (siete) días, es posible que durante la temporada de lluvias dicho nivel pueda ascender temporalmente y encontrarse a menor profundidad.

No se cuenta con información que permita definir la altura máxima a la que asciende el nivel de agua por lo que la empresa constructora deberá tener presente esta posibilidad en su presupuesto, es decir la necesidad de un bombeo de achique, particularmente cuando un eventual flujo subterráneo pueda afectar a sus excavaciones o a la construcción de estructuras subterráneas.



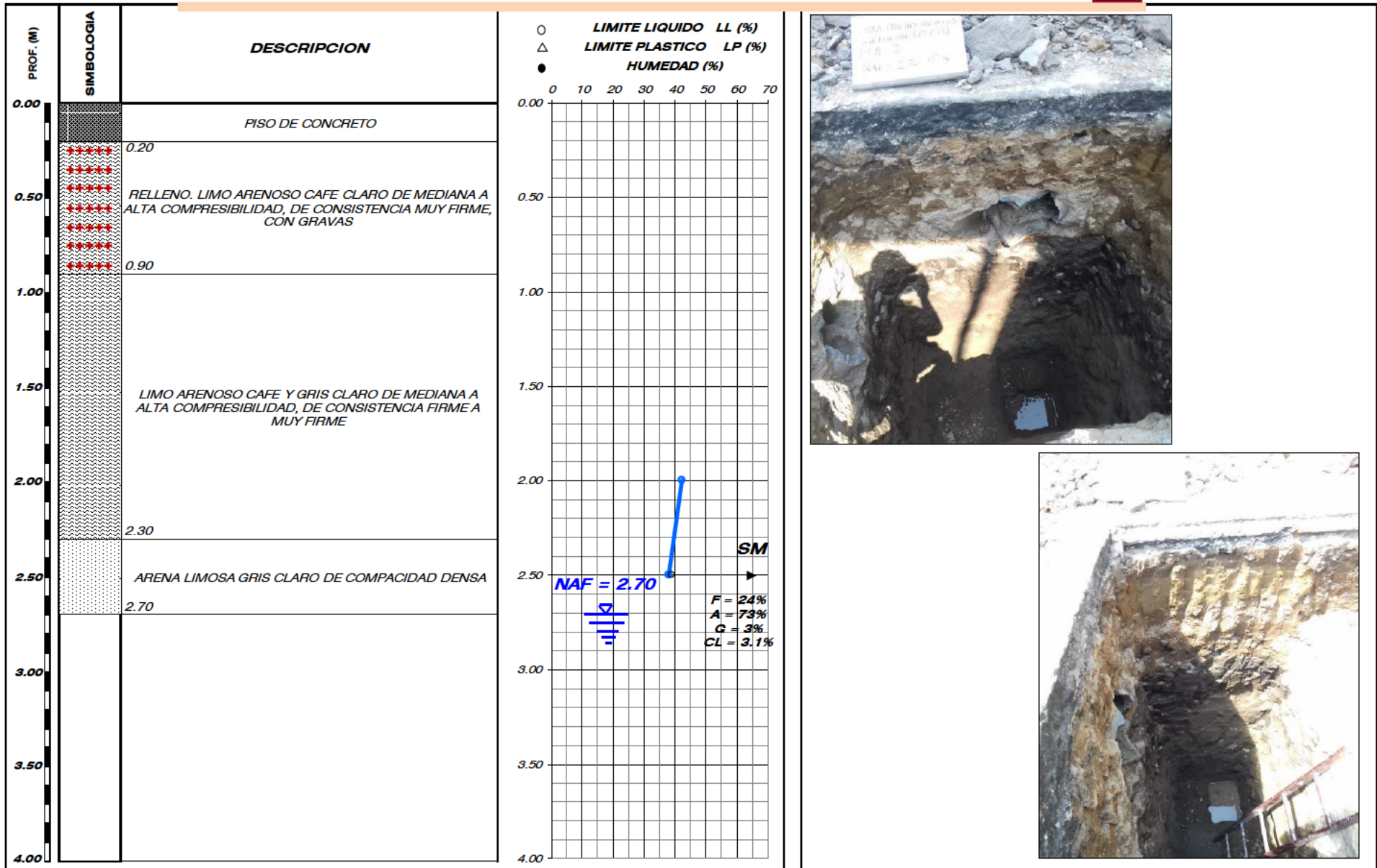
Ing. Enrique Hernández García  
Cédula Profesional 854160





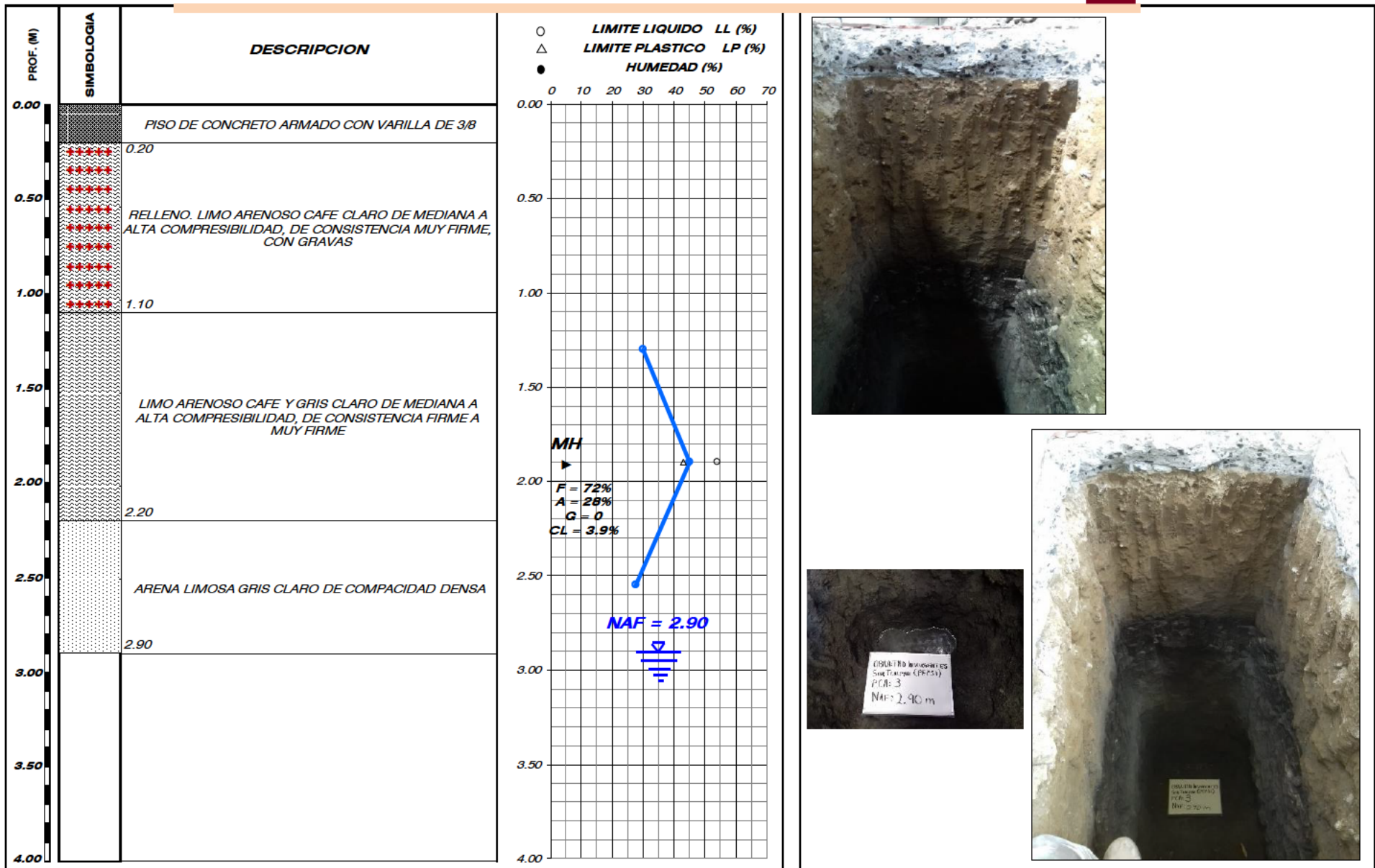
G = PORCENTAJE DE GRAVA    A = PORCENTAJE DE ARENA    F = PORCENTAJE DE FINOS    CL = CONTRACCION LINEAL (%)  
 ► = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA    CBR = VALOR RELATIVO DE SOPORTE STANDARD (%)    EXP = EXPANSION EN PRUEBA DE CBR (%)  
 PVSM = PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (KG/M<sup>3</sup>)    HO = HUMEDAD OPTIMA (%)  
 ● MUESTRA CUBICA INALTERADA    Qu = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)    DEF = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE  
 E = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)

**FIGURA 1 SONDEO PCA 1**  
**PROTocom THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN**  
**TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**



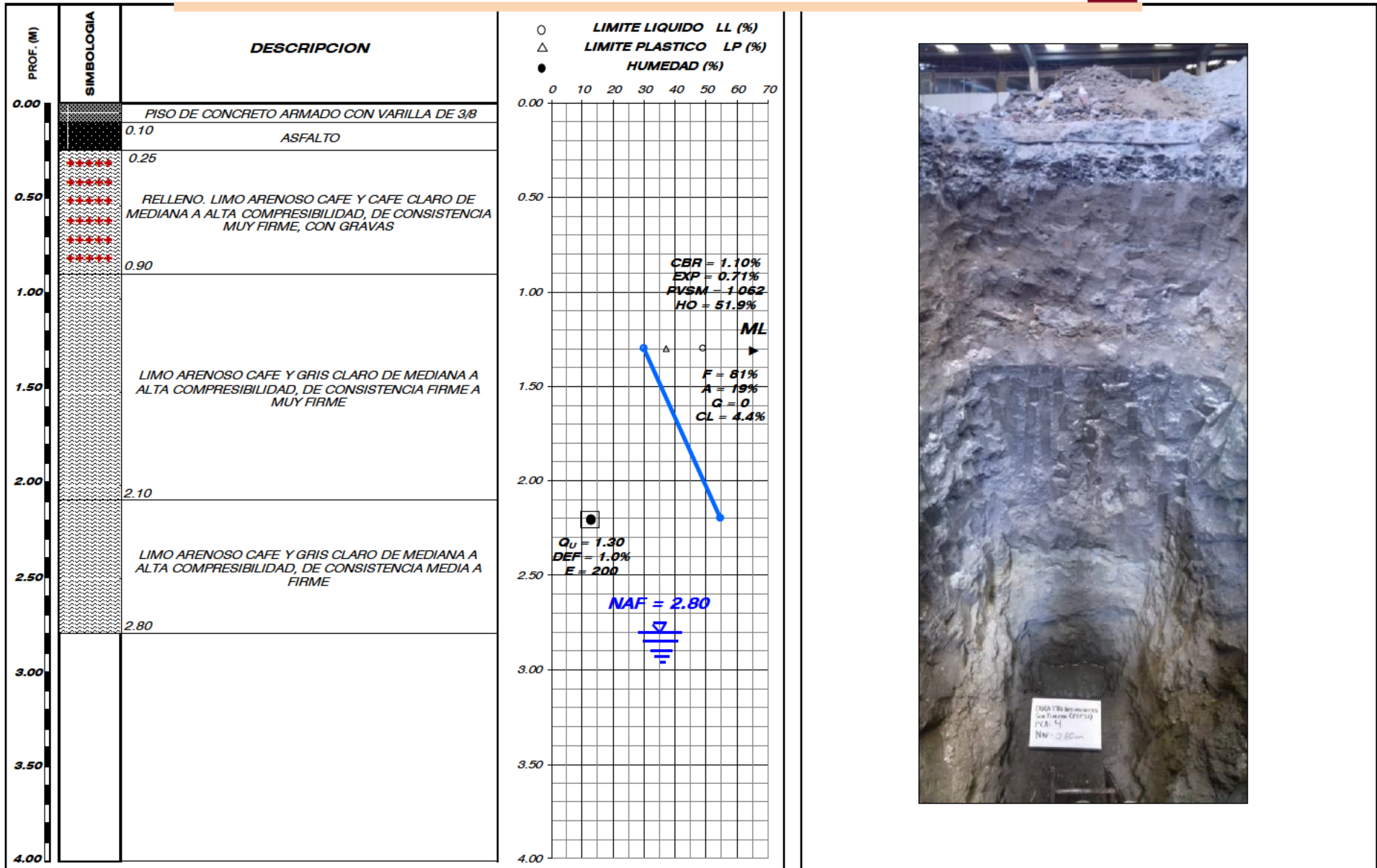
G = PORCENTAJE DE GRAVA    A = PORCENTAJE DE ARENA    F = PORCENTAJE DE FINOS    CL = CONTRACCION LINEAL (%)  
 ► = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA    CBR = VALOR RELATIVO DE SOPORTE STANDARD (%)    EXP = EXPANSION EN PRUEBA DE CBR (%)  
 PVSM = PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (KG/M<sup>3</sup>)    HO = HUMEDAD OPTIMA (%)  
 ● MUESTRA CUBICA INALTERADA    Qu = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)    DEF = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE  
 E = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)

**FIGURA 2 SONDEO PCA 2**  
**PROTocom THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN**  
**TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**



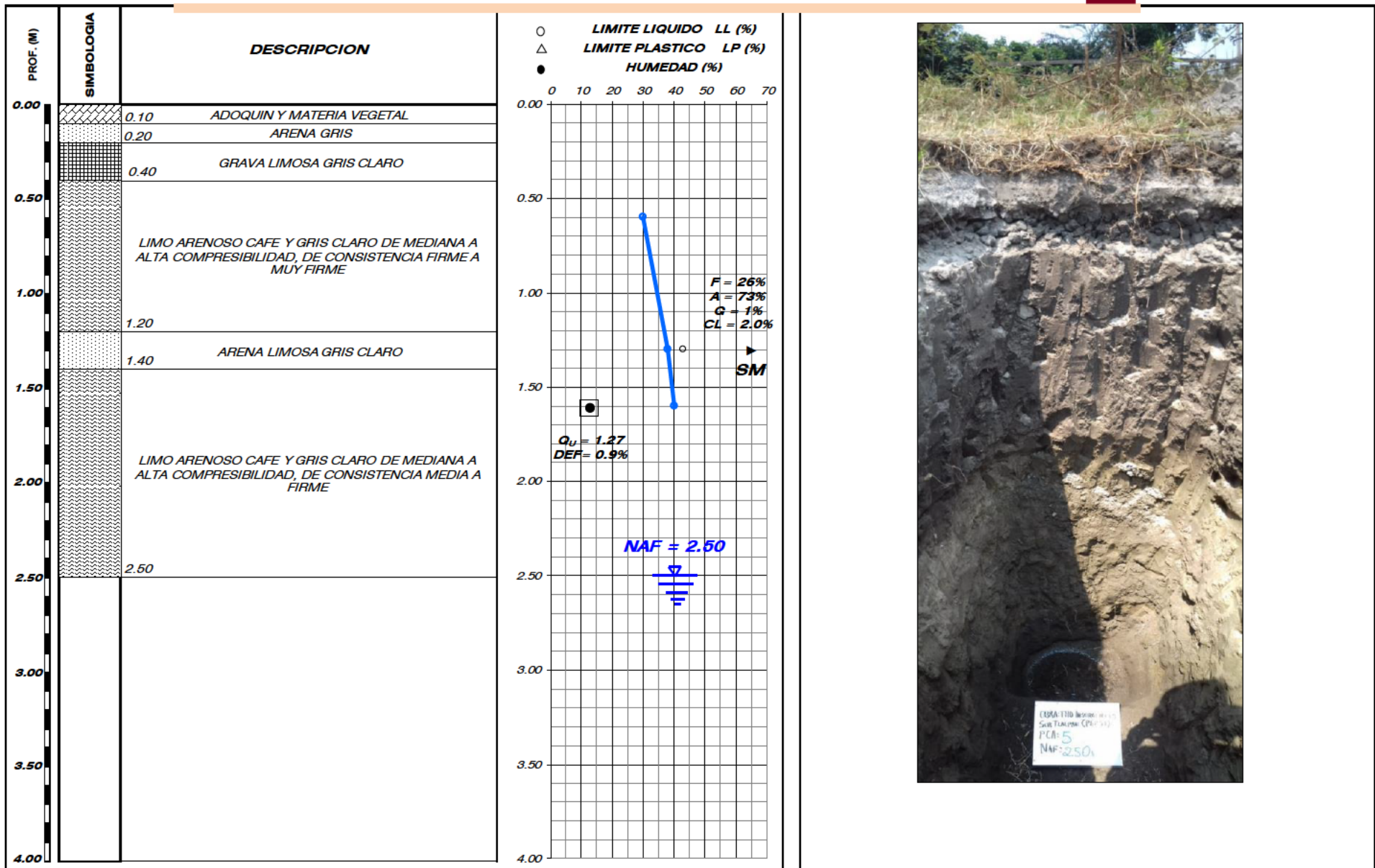
G = PORCENTAJE DE GRAVA    A = PORCENTAJE DE ARENA    F = PORCENTAJE DE FINOS    CL = CONTRACCION LINEAL (%)  
 ► = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA    CBR = VALOR RELATIVO DE SOPORTE STANDARD (%)    EXP = EXPANSION EN PRUEBA DE CBR (%)  
 PVSM = PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (KG/M<sup>3</sup>)    HO = HUMEDAD OPTIMA (%)  
 ● MUESTRA CUBICA INALTERADA    Qu = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)    DEF = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE  
 E = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)

**FIGURA 3 SONDEO PCA 3**  
**PROTocom THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN**  
**TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**



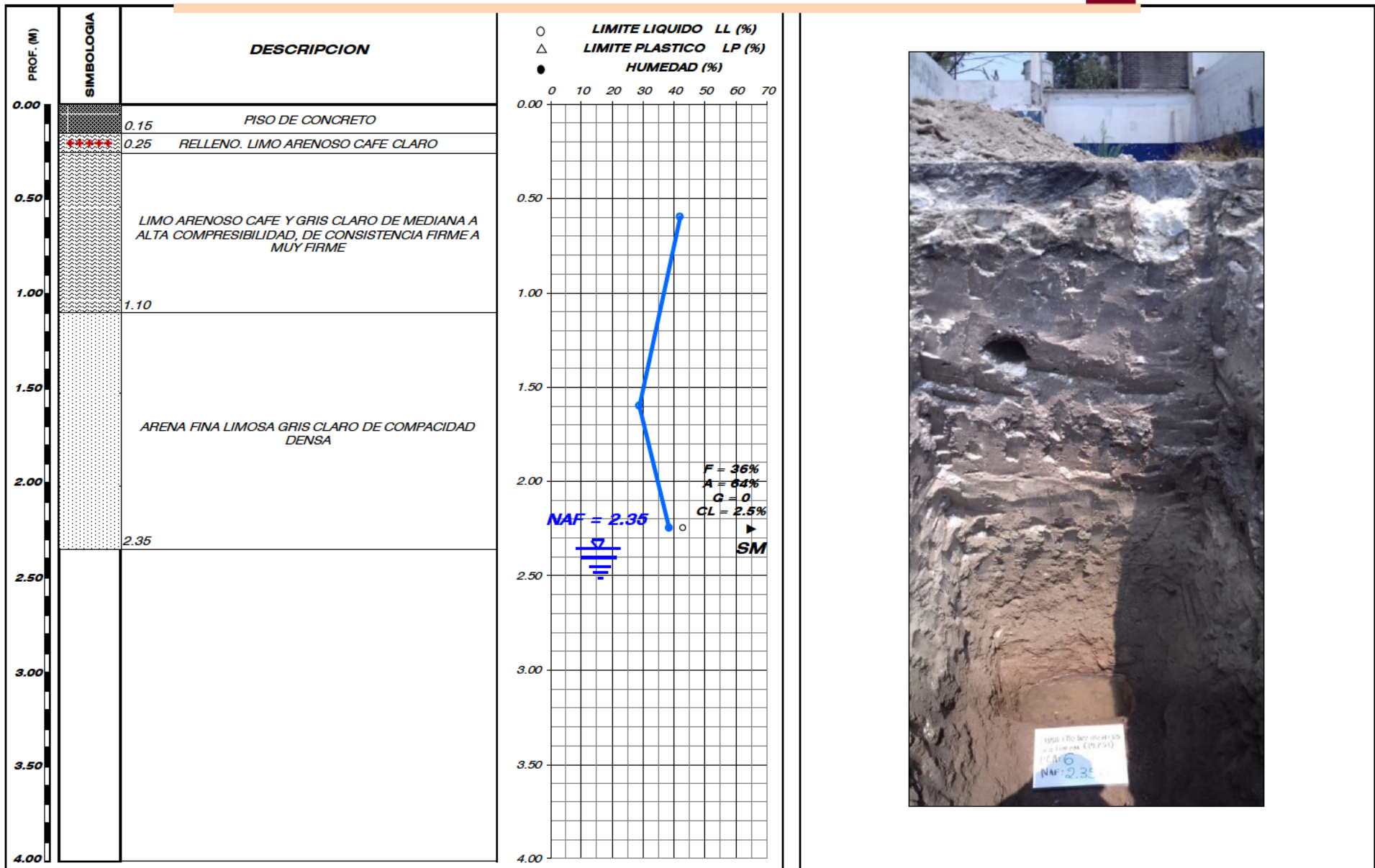
**G = PORCENTAJE DE GRAVA    A = PORCENTAJE DE ARENA    F = PORCENTAJE DE FINOS    CL = CONTRACCION LINEAL (%)**  
**▶ = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA    CBR = VALOR RELATIVO DE SOPORTE STANDARD (%)    EXP = EXPANSION EN PRUEBA DE CBR (%)**  
**PVSM = PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (KG/M<sup>3</sup>)    HO = HUMEDAD OPTIMA (%)**  
**● MUESTRA CUBICA INALTERADA    Qu = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)    DEF = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE**  
**E = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)**

**FIGURA 4 SONDEO PCA 4  
 PROTOCOM THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN  
 TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**



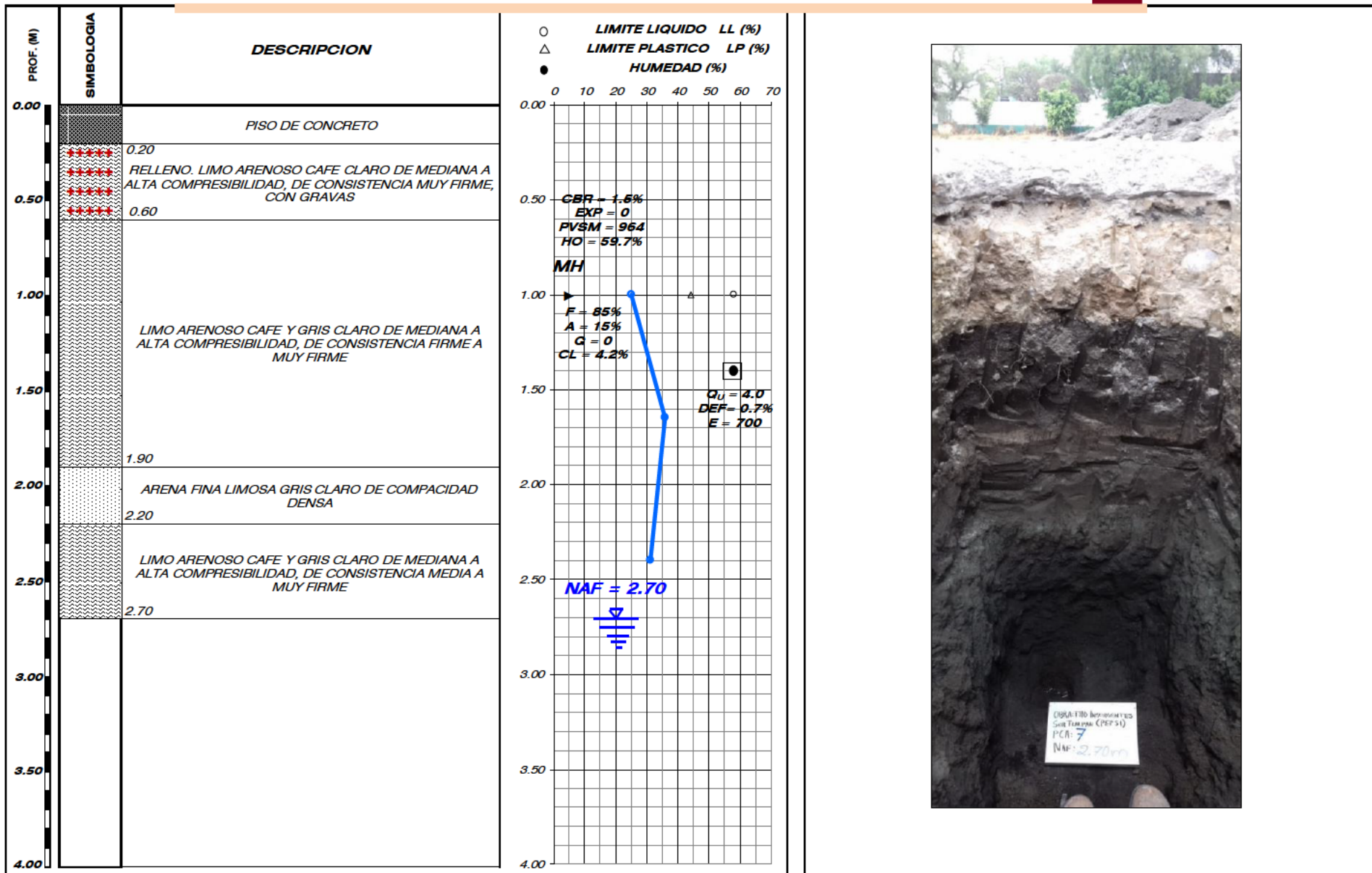
G = PORCENTAJE DE GRAVA    A = PORCENTAJE DE ARENA    F = PORCENTAJE DE FINOS    CL = CONTRACCION LINEAL (%)  
 ► = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA    CBR = VALOR RELATIVO DE SOPORTE STANDARD (%)    EXP = EXPANSION EN PRUEBA DE CBR (%)  
 PVSM = PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (KG/M<sup>3</sup>)    HO = HUMEDAD OPTIMA (%)  
 ● MUESTRA CUBICA INALTERADA    Qu = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)    DEF = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE  
 E = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)

**FIGURA 5 SONDEO PCA 5**  
**PROTocom THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN**  
**TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**



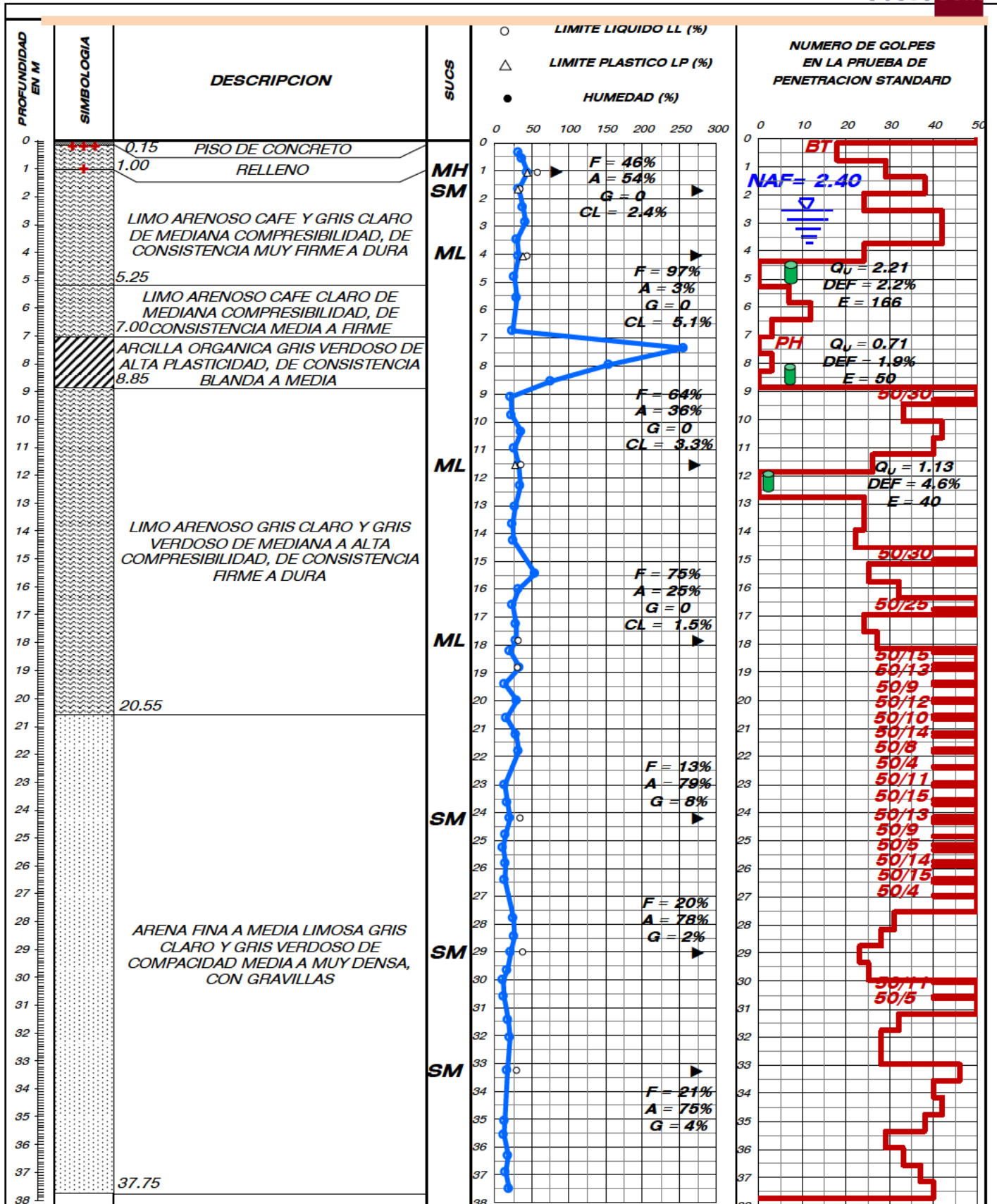
**G = PORCENTAJE DE GRAVA    A = PORCENTAJE DE ARENA    F = PORCENTAJE DE FINOS    CL = CONTRACCION LINEAL (%)**  
**▶ = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA    CBR = VALOR RELATIVO DE SOPORTE STANDARD (%)    EXP = EXPANSION EN PRUEBA DE CBR (%)**  
**PVSM = PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (KG/M<sup>3</sup>)    HO = HUMEDAD OPTIMA (%)**  
**● MUESTRA CUBICA INALTERADA    Qu = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)    DEF = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE**  
**E = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)**

**FIGURA 6 SONDEO PCA 6**  
**PROTocom THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN**  
**TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**



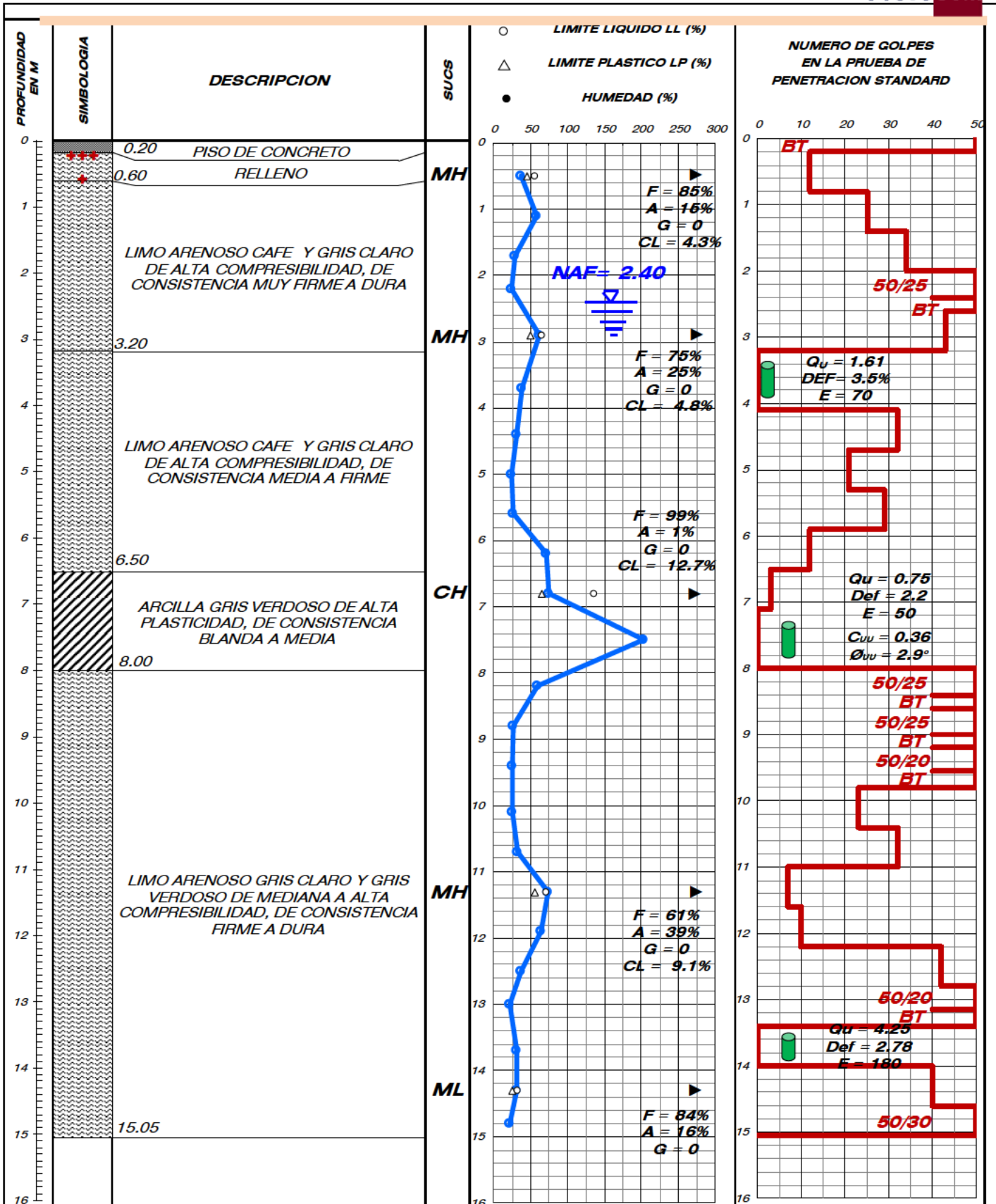
**G = PORCENTAJE DE GRAVA    A = PORCENTAJE DE ARENA    F = PORCENTAJE DE FINOS    CL = CONTRACCION LINEAL (%)**  
**▶ = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA    CBR = VALOR RELATIVO DE SOPORTE STANDARD (%)    EXP = EXPANSION EN PRUEBA DE CBR (%)**  
**PVSM = PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (KG/M<sup>3</sup>)    HO = HUMEDAD OPTIMA (%)**  
**● MUESTRA CUBICA INALTERADA    Qu = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)    DEF = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE**  
**E = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)**

**FIGURA 7 SONDEO PCA 7  
 PROTOCOM THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN  
 TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**



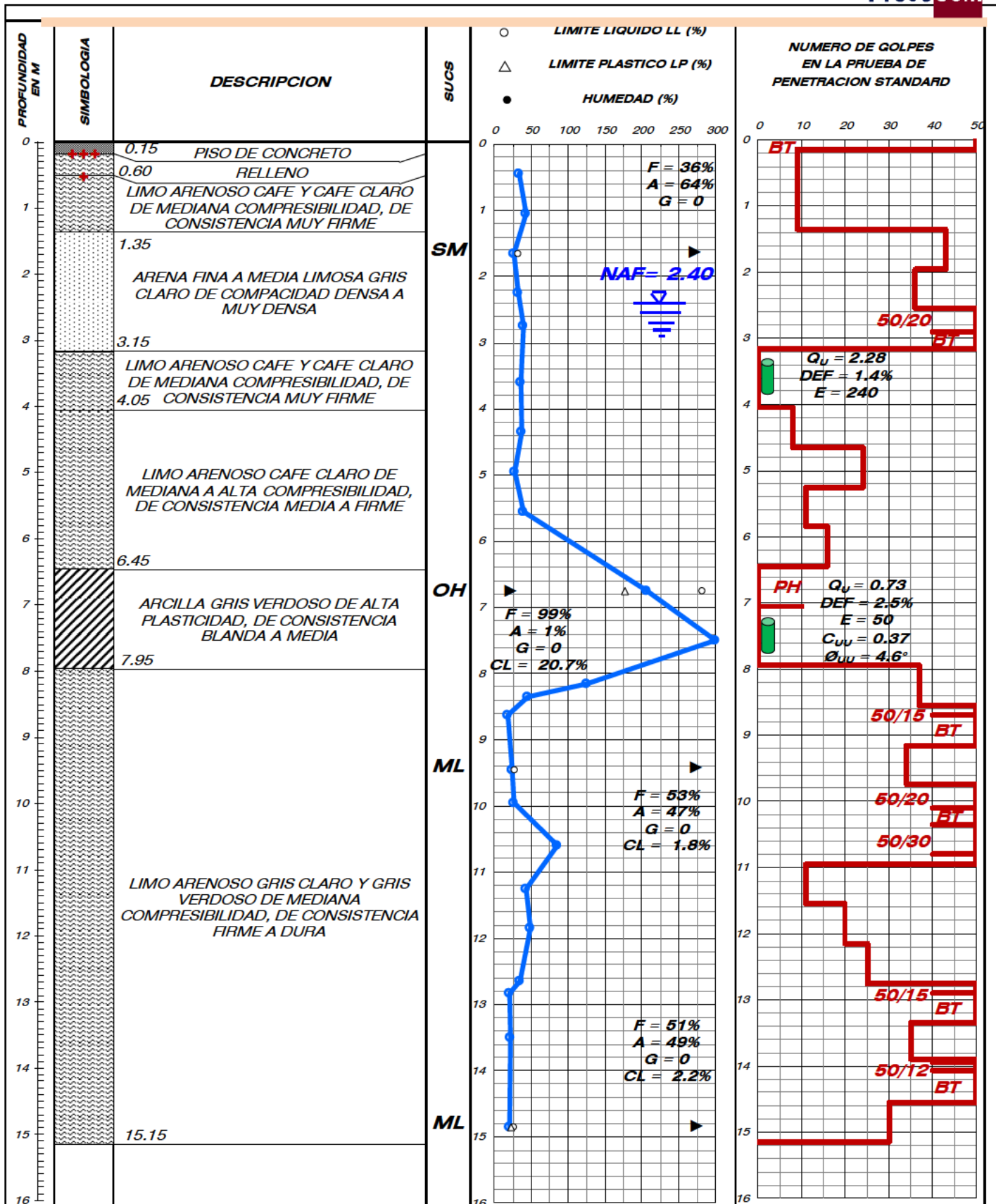
G = PORCENTAJE DE GRAVA A = PORCENTAJE DE ARENA F = PORCENTAJE DE FINOS CL = CONTRACCION LINEAL (%)  
 ▶ = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA 50/25 = NUMERO DE GOLPES / PENETRACION EN CM RQD = INDICE DE CALIDAD DE ROCA  
 BT = AVANCE POR LAVADO CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16 PULGADAS DE DIAMETRO  
 TUBO SHELBY Qu = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM²) DEF = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMP. SIMPLE  
 E = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE (KG/CM²)  
 CUU = COHESION EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA (KG/CM²) φUU = ANGULO DE FRICCION INTERNA EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA  
 EUU = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA (KG/CM²)

**FIGURA 8 SONDEO SM1**  
**PROTocom THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN**  
**TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**



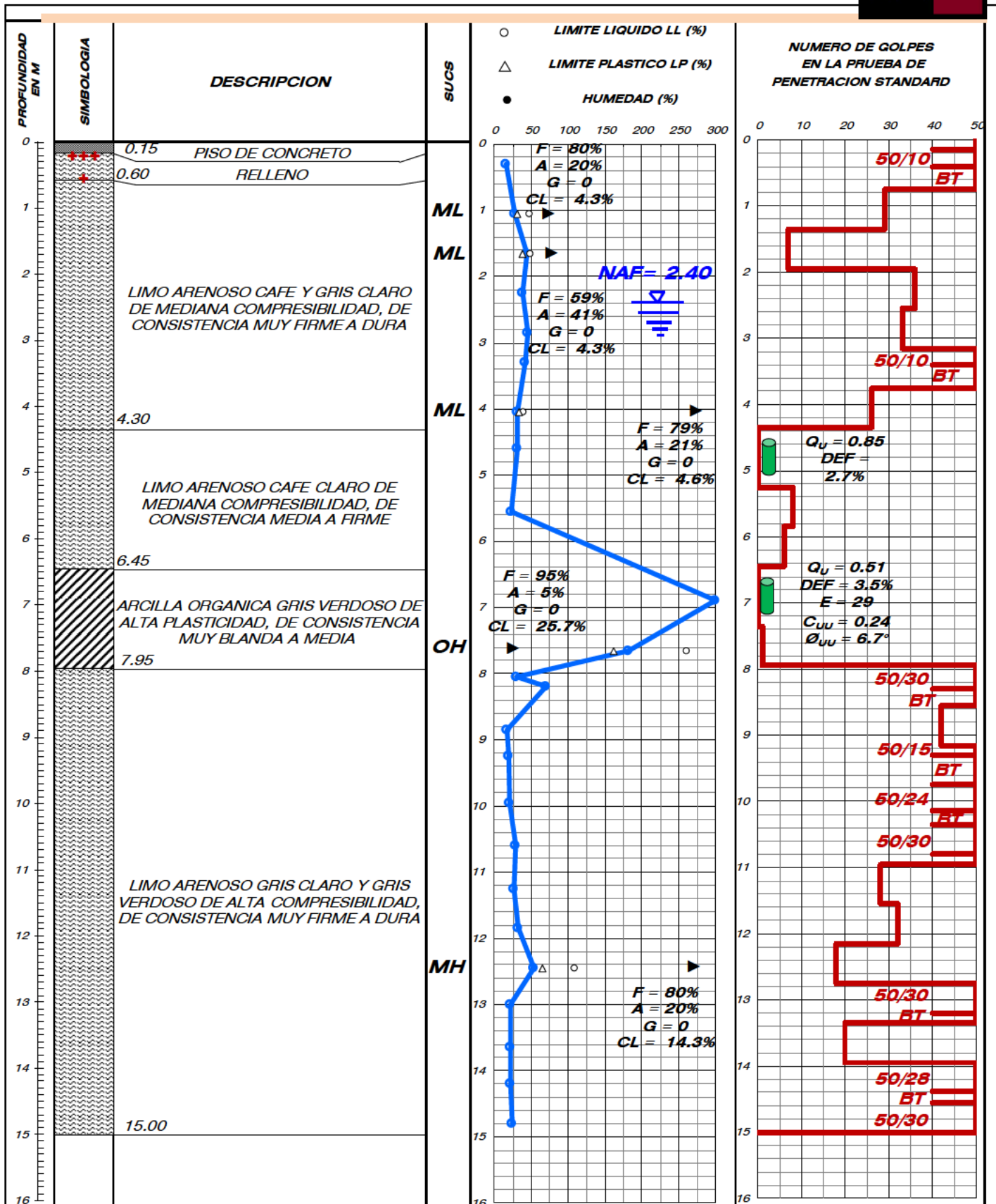
**G** = PORCENTAJE DE GRAVA    **A** = PORCENTAJE DE ARENA    **F** = PORCENTAJE DE FINOS    **CL** = CONTRACCION LINEAL (%)  
**▶** = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA    50/25 = NUMERO DE GOLPES / PENETRACION EN CM    RQD = INDICE DE CALIDAD DE ROCA  
**BT** = AVANCE POR LAVADO CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16 PULGADAS DE DIAMETRO  
**TUBO SHELBY**    **Qu** = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)    **DEF** = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMP. SIMPLE  
**E** = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)  
**C<sub>uv</sub>** = COHESION EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA (KG/CM<sup>2</sup>)    **φ<sub>uv</sub>** = ANGULO DE FRICCION INTERNA EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA  
**E<sub>uv</sub>** = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA (KG/CM<sup>2</sup>)

**FIGURA 9 SONDEO SM2**  
**PROTocom THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN**  
**TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**



G = PORCENTAJE DE GRAVA A = PORCENTAJE DE ARENA F = PORCENTAJE DE FINOS CL = CONTRACCION LINEAL (%)  
 ▶ = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA 50/25 = NUMERO DE GOLPES / PENETRACION EN CM RQD = INDICE DE CALIDAD DE ROCA  
 BT = AVANCE POR LAVADO CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16 PULGADAS DE DIAMETRO  
 TUBO SHELBY Qu = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM²) DEF = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMP. SIMPLE  
 E = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE (KG/CM²)  
 Cuu = COHESION EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA (KG/CM²) φuu = ANGULO DE FRICCION INTERNA EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA  
 Euu = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA (KG/CM²)

**FIGURA 10 SONDEO SM3**  
**PROTocom THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN**  
**TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**



**G** = PORCENTAJE DE GRAVA    **A** = PORCENTAJE DE ARENA    **F** = PORCENTAJE DE FINOS    **CL** = CONTRACCION LINEAL (%)  
**▶** = MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA    50/25 = NUMERO DE GOLPES / PENETRACION EN CM    RQD = INDICE DE CALIDAD DE ROCA  
**BT** = AVANCE POR LAVADO CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16 PULGADAS DE DIAMETRO  
**TUBO SHELBY**    **Qu** = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)    **DEF** = DEFORMACION UNITARIA A LA FALLA EN COMP. SIMPLE  
**E** = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE (KG/CM<sup>2</sup>)  
**C<sub>UU</sub>** = COHESION EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA (KG/CM<sup>2</sup>)    **φ<sub>UU</sub>** = ANGULO DE FRICCION INTERNA EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA  
**E<sub>UU</sub>** = MODULO DE ELASTICIDAD AL 50% DE LA CARGA DE FALLA, EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA (KG/CM<sup>2</sup>)

**FIGURA 11 SONDEO SM4**  
**PROTocom THE HOME DEPOT ACOXPA-TLALPAN**  
**TLALPAN, CIUDAD DE MEXICO**