

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA (GEOTECNIA)

**“DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS MEDIANTE EL
DILATÓMETRO Y PRUEBAS DE LABORATORIO”**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(GEOTECNIA)**

PRESENTA:

ING. JOSÉ RAMÓN CRUZ ÁGUILA

ASESOR

M. EN I. MIGUEL ANGEL FIGUERAS CORTE

COASESOR

M. EN I. JUAN LUIS UMAÑA ROMERO

PUEBLA, PUE., AGOSTO DE 2014



No. 0904/2014

C. RAMÓN CRUZ ÁGUILA

Pasante de la Mtría. en Ingeniería (Geotecnia)
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Determinación de propiedades mecánicas mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio.** Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Geotecnia). Asignándose como Asesor al M.I. Juan Luis Umaña Romero y Coasesor al M.I. Miguel Ángel Figueras Corte.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E
"PENSAR BIEN, PARA VIVIR MEJOR"
H. Puebla de Zaragoza, a 18 de marzo de 2014.

M.I. EDGAR IRAM VILLAGRAN ARROYO
DIRECTOR



C.c.p. M.I. Juan Luis Umaña Romero, Asesor del Tema de Tesis
C.c.p. M.I. Miguel Ángel Figueras Corte, Coasesor del Tema de Tesis
C.c.p. Archivo

GJS/sco*

ASUNTO: AUTORIZACIÓN DE IMPRESIÓN DE TESIS

M. en I. EDGAR IRAM VILLAGRÁN ARROYO
Director de la Facultad de Ingeniería
Benemérita Universidad Autónoma de Puebla
P r e s e n t e .

El suscrito Dr. Gabriel Jiménez Suárez, Director del trabajo de tesis, presentado por el Ing. José Ramón Cruz Águila, Pasante de la Maestría en Ingeniería en Geotecnia de esta Facultad de Ingeniería, le informo a usted que después de haber revisado cuidadosamente el contenido temático, la metodología, la redacción y la ortografía de la tesis correspondiente, no tengo inconveniente en autorizar la impresión de la misma.

Lo que hago de su conocimiento para los efectos legales a que haya lugar.



ATENTAMENTE
Puebla, Pue., 15 de Agosto de 2014

A handwritten signature in blue ink, which appears to read 'Gabriel', written over a horizontal line.

DR. GABRIEL JIMÉNEZ SUÁREZ
DIRECTOR DE TESIS

C.c.p. M.I. Miguel Ángel Figueras Corte.- Coordinador de la Maestría en Ingeniería Estructural.
C.c.p. El Interesado
C.c.p. Archivo.

Agradecimientos

A mi esposa, Fabiola Torres, por todo el apoyo otorgado para la realización de este trabajo, sus consejos y ayuda incondicional durante esta etapa de nuestras vidas fueron el pilar principal para la culminación de este proyecto;

A mis padres, Dolores Águila García y Armando Cruz Gutierrez, por su amor, trabajo y sacrificios durante todos estos años, gracias a ustedes, a su apoyo y sus consejos he logrado culminar esta etapa de mi vida;

A mis maestros, por sus enseñanzas, la orientación y la experiencia que me brindaron día a día para culminar mis estudios y este proyecto de tesis;

A mis compañeros de trabajo, por las herramientas facilitadas para la ejecución de este trabajo.

Índice

Lista de Figuras	I
RESUMEN	III
Introducción	1
Capítulo 1. Marco geológico y geotécnico de los sitios de prueba	4
1.1 Marco geológico del Valle de México	4
1.2 Zonificación geotécnica de acuerdo con el RCDF 2004	8
1.3 Técnicas convencionales de exploracion en suelos blandos.....	12
1.4 Pruebas de Laboratorio en suelos blandos.....	18
Capítulo 2. Exploración en campo mediante dilatómetro	19
2.1 Descripción general del equipo de dilatómetro	19
2.2 Procedimiento de la prueba.....	25
2.3 Interpretación de los datos obtenidos de campo	32
Capítulo 3 Caracterización geotécnica de los sitios de prueba	44
3.1 Sitio Oriente, Pantitlán, Delegación Iztacalco	44
3.1.1 Ubicación del sitio y descripción general	44
3.1.2 Trabajos de exploración convencional y pruebas de laboratorio realizados	46
3.1.3 Estratigrafía y propiedades obtenidas mediante exploración convencional y pruebas de laboratorio.....	47
3.1.4 Resultados obtenidos mediante sondeo de dilatómetro en Pantitlán	52
3.2 Sitio Centro, Delegación Cuauhtémoc.....	59

3.2.1 Ubicación del sitio y descripción general	59
3.2.2 Trabajos de exploración convencional y pruebas de laboratorio realizados	60
3.2.3 Estratigrafía y propiedades mediante métodos convencionales y pruebas de laboratorio.....	61
3.2.4 Resultados obtenidos mediante sondeos de dilatómetro	66
 Capítulo 4. Comparación y evaluación de resultados	73
4.1 Estratigrafía de los sitios de prueba.....	73
4.2 Clasificación y pesos volumétricos de los materiales	79
4.3 Relación de sobreconsolidación (OCR) y coeficiente de empuje en reposo (k_0) .	83
4.4 Parametros de resisitencia	89
4.5 Parámetros de deformación	94
4.6 Aplicación de resultados en revisión geotécnica de cimentaciones	95
 Conclusiones	102
 Referencias	106

Lista de figuras

- Figura 1.1.1.** Geología y morfología de la cuenca (Mooser 2005).
Figura 1.1.2. Secuencia Pleistocénica debajo de la Ciudad de México (Mooser, 2005).
Figura 1.1.3. Erupciones volcánicas en los depósitos lacustres (Mooser, 2005).
Figura 1.2.1. Zonificación geotécnica (NTC-RCDF-2004).
Figura 1.3.2.1. Cono eléctrico hincado con una perforadora convencional.
Figura 2.1.1. Componentes de equipo de Dilatómetro de Marchetti.
Figura 2.1.2. Vista esquemática del hincado del dilatómetro y equipo de perforación
Figura 2.1.3. Unidad de control de dilatómetro
Figura 2.1.4. Control de expansión de la membrana.
Figura 2.2.1. Esquema de conexión para calibración.
Figura 2.2.2. Equipo para hincado de dilatómetro.
Figura 2.2.3. Vista del anclaje del equipo de perforación al suelo
Figura 2.2.4. Vista de la instalación del cable en las barras de perforación
Figura 2.2.5. Vista del ensamble de la paleta del dilatómetro a las barras de perforación
Figura 2.2.6. Vista esquemática del equipo conectado (Tanque degas-Consola-Paleta)
Figura 2.3.1. Ábaco para determinar el tipo de suelo y peso específico relativo (Marchetti y Crapps, 1891).
Figura 2.3.2. OCR y KD (Kamey e Iwasaki, 1995).
Figura 2.3.3. Ábaco q_c , K_0 , σ de acuerdo a Durgunoglu & Mitchell (compilado por Marchetti 1985).
Figura 3.1.1. Ubicación del sitio Pantitlán dentro de la zonificación geotécnica del Valle de México.
Figura 3.1.2. Sondeo mixto SM-1 hasta los 20 m. Sitio Pantitlán.
Figura 3.1.3. Sondeo de cono eléctrico hasta los 20m. Sitio Pantitlán
Figura 3.1.4. Piezometría del sitio.
Figura 3.1.5. Valores de P_0 , P_1 y P_2 obtenidas del sondeo de dilatómetro.
Figura 3.1.6. Parámetros primarios obtenidos de la interpretación de los resultados del DMT Pantitlán.
Figura 3.1.7. Perfil de OCR y K_0 que se obtuvieron con la interpretación de los resultados del DMT. Sitio Pantitlán.
Figura 3.1.8. Perfil de resistencia al esfuerzo cortante (S_u), ángulo de fricción ($^\circ$) y Módulo M, obtenidos de la interpretación de los resultados del DMT Sitio Pantitlán
Figura 3.1.9. Gráfica para determinar el tipo de suelo y peso específico relativo (Marchetti y Crapps, 1891).
Figura 3.2.1. Ubicación del sitio Centro dentro de la zonificación geotécnica del Valle de México.
Figura 3.2.2. Sondeo mixto SM-1 hasta los 12m. Sitio Centro.
Figura 3.2.3. Sondeo de cono eléctrico hasta los 15m. Sitio Centro.
Figura 3.2.4. Valores de P_0 , P_1 y P_2 , obtenidos del sondeo de dilatómetro Sitio Centro.
Figura 3.2.5. Parámetros primarios obtenidos de la interpretación de los resultados del DMT Centro.
Figura 3.2.6. Perfil de OCR y K_0 , obtenidos de la interpretación de los resultados del DMT Centro.

- Figura 3.2.7.** Perfil de resistencia al esfuerzo cortante (S_u), ángulo de fricción ($^\circ$) y Módulo dilatométrico (M) obtenidos de la interpretación de los resultados del DMT Centro.
- Figura 3.2.8.** Gráfica para determinar el tipo de suelo y peso específico relativo (Marchetti y crapps, 1891).
- Figura 4.1.1.** Estratigrafía del sitio Pantitlán detectada con penetración estándar, cono eléctrico y Dilatómetro de Marchetti para el sitio Pantitlán.
- Figura 4.1.2.** Piezometría del sitio Pantitlán.
- Figura 4.1.3.** Estratigrafía del sitio Pantitlán detectada con penetración estándar, cono eléctrico y Dilatómetro de Marchetti para el sitio Centro.
- Figura 4.1.4.** Piezometría del sitio Centro.
- Figura 4.2.1.** Revisión de clasificación de materiales obtenidos con el Dilatómetro vs clasificación SUCS y revisión de pesos volumétricos. Sitio Pantitlán.
- Figura 4.2.2.** Revisión de clasificación de materiales obtenidos con el Dilatómetro vs clasificación SUCS y revisión de pesos volumétricos. Sitio Centro
- Figura 4.3.1.** Resultados de OCR vs Laboratorio. Sitio Pantitlán.
- Figura 4.3.2.** Resultados de OCR vs Laboratorio. Sitio Centro.
- Figura 4.3.3.** Resultados de k_0 DMT vs Laboratorio. Sitio Pantitlán
- Figura 4.3.4.** Resultados de k_0 DMT vs Laboratorio. Sitio Centro.
- Figura 4.4.1.** Perfiles de resistencia al esfuerzo cortante obtenidos mediante dilatómetro y pruebas de laboratorio. Sitio Pantitlán.
- Figura 4.4.2.** Perfiles de resistencia al esfuerzo cortante obtenidos mediante dilatómetro y pruebas de laboratorio. Sitio Centro.
- Figura 4.4.3.** Ángulos de fricción determinados mediante correlaciones con los resultados de la prueba de penetración estándar y dilatómetro.
- Figura 4.5.1.** Módulo M determinados mediante correlaciones con los resultados de la prueba de dilatómetro y pruebas de laboratorio.
- Figura 4.6.1.** Diagramas de empuje determinados con resultados de exploración convencional y con dilatómetro

Resumen

Se presenta el procedimiento de ejecución de la prueba con el dilatómetro y la metodología para la interpretación de los resultados obtenidos.

Una vez presentados los aspectos generales del dilatómetro, se evalúan los resultados obtenidos con esta prueba en dos sitios ubicados en la zona lacustre de la Ciudad de México, comparando estos resultados con los obtenidos mediante pruebas de laboratorio.

A partir de la evaluación de los resultados obtenidos tanto con los sondeos de dilatómetro como con las pruebas de laboratorio, se emiten conclusiones acerca de las ventajas y desventajas del empleo de este equipo para usos geotécnicos. Para realizar dicha comparación, se eligieron dos sitios ubicados en la zona lacustre de la Ciudad de México,

Introducción

Objetivo general de la Tesis

El objetivo general de este trabajo es realizar una evaluación de las propiedades mecánicas de dos sitios en la zona Lacustre del Valle de México obtenida mediante sondeos de dilatómetro, presentando variaciones o similitudes a los resultados obtenidos mediante otras técnicas de exploración y pruebas de laboratorio, para de esta forma establecer ventajas y desventajas del dilatómetro para la obtención de propiedades mecánicas en la Ciudad de México.

Objetivos Particulares

Los objetivos particulares de este trabajo son los siguientes:

- Presentar en forma resumida la geología de los sitios de prueba y su ubicación dentro de la zonificación geotécnica del Valle de México.
- Conocer la técnica de exploración mediante dilatómetro, principalmente la descripción del equipo, el procedimiento de la prueba y la interpretación de los resultados obtenidos de la misma.
- Presentar los resultados obtenidos tanto con sondeos de dilatómetro y pruebas de laboratorio en dos sitios ubicados en la zona lacustre del Valle de México.
- Evaluar la información obtenida de los trabajos de dilatómetro a partir de los resultados de las otras técnicas de exploración y pruebas de laboratorio en los sitios explorados. Además, mencionar los cuidados y recomendaciones para el uso de éste.

En la actualidad, al realizar trabajos de exploración geotécnica una de las técnicas más utilizadas es la prueba de penetración estándar, o mejor conocida como SPT por sus siglas en inglés, la cual permite obtener muestras alteradas del suelo, con las cuales, en campo, se identifica el tipo de material de cada estrato y se define la estratigrafía del sitio; así mismo, en el laboratorio las muestras se utilizan para determinar las propiedades índice de los materiales. Además, mediante el número de golpes N_{SPT} necesario para hincar el penetrómetro en el suelo se estima la resistencia al corte mediante correlaciones empíricas.

Sin embargo, debido a la naturaleza de los materiales del Valle de México, en especial los de la zona lacustre del valle, en la mayoría de las ocasiones la resistencia del material a la prueba de penetración estándar es muy baja o nula, lo cual no permite usar dichas correlaciones. Así mismo, la ejecución de las pruebas de laboratorio en muestras inalteradas puede tomar un largo periodo de tiempo, situación que en ocasiones el proyecto no permite. Es por esta razón que surge la necesidad de recurrir a otras técnicas de exploración del suelo tales como el cono eléctrico (CPT) para definir tanto la estratigrafía del terreno en forma más específica y la propiedades de resistencia y deformación de este tipo de suelo, también con ayuda de correlaciones empíricas ya que en esta técnica no se obtienen muestras de suelo. Desafortunadamente, la calidad de los resultados obtenidos mediante cono eléctrico está sujeta a numerosos cuidados en el procedimiento de la prueba, como lo son la velocidad de hincado del equipo, la fricción de las barras con el suelo durante la ejecución de la prueba, la calibración del cono, entre otras.

Con la finalidad de mejorar la calidad de la información recopilada en campo, se ha recurrido a técnicas de exploración utilizadas en otras partes del mundo, como lo es el Dilatómetro de Marchetti (DMT), el cual es utilizado con frecuencia en Europa para determinar la estratigrafía del suelo así como parámetros de resistencia y deformación a partir de correlaciones con los resultados de mediciones realizadas en campo, lo cual nos proporciona una herramienta adicional de exploración que nos brinda información del subsuelo en un periodo de tiempo corto y disminuye la variación de los resultados debido a

los pormenores que surgen en el procedimiento de ejecución de otras pruebas de exploración.

Es por ello que en este trabajo se presenta el uso de este equipo en la obtención de propiedades mecánicas de los materiales de dos sitios ubicados en la zona lacustre del Valle de México.

Alcance

En el capítulo 1 se presenta de forma general, la geología regional y la zonificación geotécnica del Valle de México, lugar donde se encuentran ubicados los sitios de prueba seleccionados para este trabajo, así como las principales técnicas de exploración y laboratorio utilizadas para la obtención de propiedades mecánicas de los suelos en esta zona.

En el capítulo 2 se hace una descripción del equipo de dilatómetro, el procedimiento de ejecución de la prueba y la metodología para la interpretación de los resultados obtenidos en campo.

En el capítulo 3 se muestra las principales características geotécnicas de dos sitios ubicados en la zona de Lago de la Ciudad de México, en los cuales, además de utilizar técnicas de exploración convencional se realizaron sondeos de dilatómetro, obteniendo parámetros mecánicos tanto de los métodos convencionales como de la técnica desarrollada por Marchetti.

Por último, en el capítulo 4 se comparan los resultados obtenidos mediante la técnica de dilatómetro respecto a la información determinada con pruebas de laboratorio, emitiendo conclusiones y recomendaciones para el uso del dilatómetro en la obtención de propiedades mecánicas de este tipos de materiales, todo esto, a partir de los resultados obtenidos en los dos sitios evaluados en este trabajo.

Capítulo 1. Marco geológico y geotécnico de los sitios de prueba

En este capítulo se presenta a grandes rasgos la geología del Valle de México, principalmente de la zona del lago, la cual es en donde se encuentran ubicados los dos sitios de prueba empleados en este trabajo, con la finalidad de conocer el entorno y tipo de materiales en el cual se llevaron a cabo los trabajos de exploración y pruebas de laboratorio para este trabajo.

1.1 Marco geológico del Valle de México

La geología del Valle de México ha sido descrita desde hace varios años por diversos autores, como por ejemplo, el Ing. F. Mooser, junto con el Ing. Raúl J Marsal publicaron en 1978 su trabajo en el Simposio *El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México* (SMMS, 1978).

Posterior al simposio presentado en 1978 por la SMMS, se continuaron los trabajos de investigación del Valle de México. Así, en 2005 se publicó la síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México (Santoyo, 2005) en la cual, como parte del contenido, se reúne de manera gráfica tridimensional lo esencial de la geología y morfología de la cuenca del Valle de México (Ver Figura 1.1.1). En esta imagen se puede apreciar la zona lacustre (1a), delimitada por el Chichinautzin (2) al sur, así como por la Sierra de las Cruces y la Sierra Nevada (3), al Oriente y Poniente. En la misma figura se presenta la estratigrafía condensada de la cuenca en un corte a lo largo de la Sierra del Chichinautzin.

La Figura 1.1.1 revela la complejidad tectónica de la Sierra del Chichinautzin, que además de ser una enorme cortina que cerró la cuenca en el Cuaternario, representa a la vez un extraordinario hinchamiento y hundimiento cortical, repleto de lavas fenobásalticas y basálticas (Mooser, 2005).

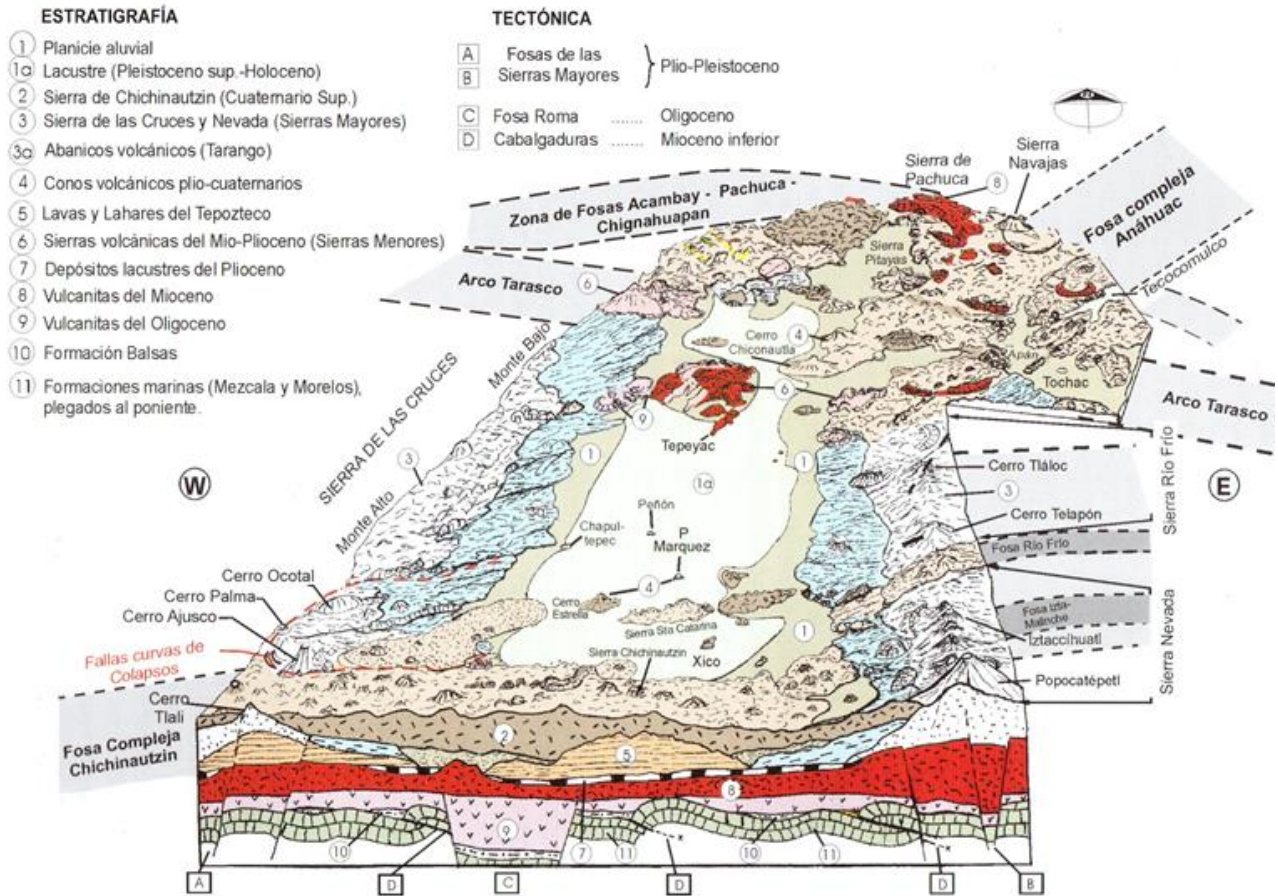


Figura 1.1.1. Geología y morfología de la cuenca (Mooser, 2005).

En la Figura 1.1.2, se muestra una sección de la secuencia estratigráfica deducida por ingenieros geotécnicos y geólogos, para las arcillas y el relleno aluvial debajo de la Ciudad de México. Resumiendo se trata de: a) Arcillas Superiores, b) Capa Dura, c) Arcillas Inferiores Consolidadas y d) Depósitos Profundos.

Por otra parte, en la Figura 1.1.3, se muestra la columna estratigráfica de mayor detalle de la ciudad, donde se observan cenizas volcánicas y capas de pómez producidas por los volcanes. En general, la secuencia está formada por depósitos lacustres arcillosos y arcillo-arenoso, originados en un lago represado por la gran presa volcánica del Chichinautzin, que se formaron en los últimos 600,000 años.

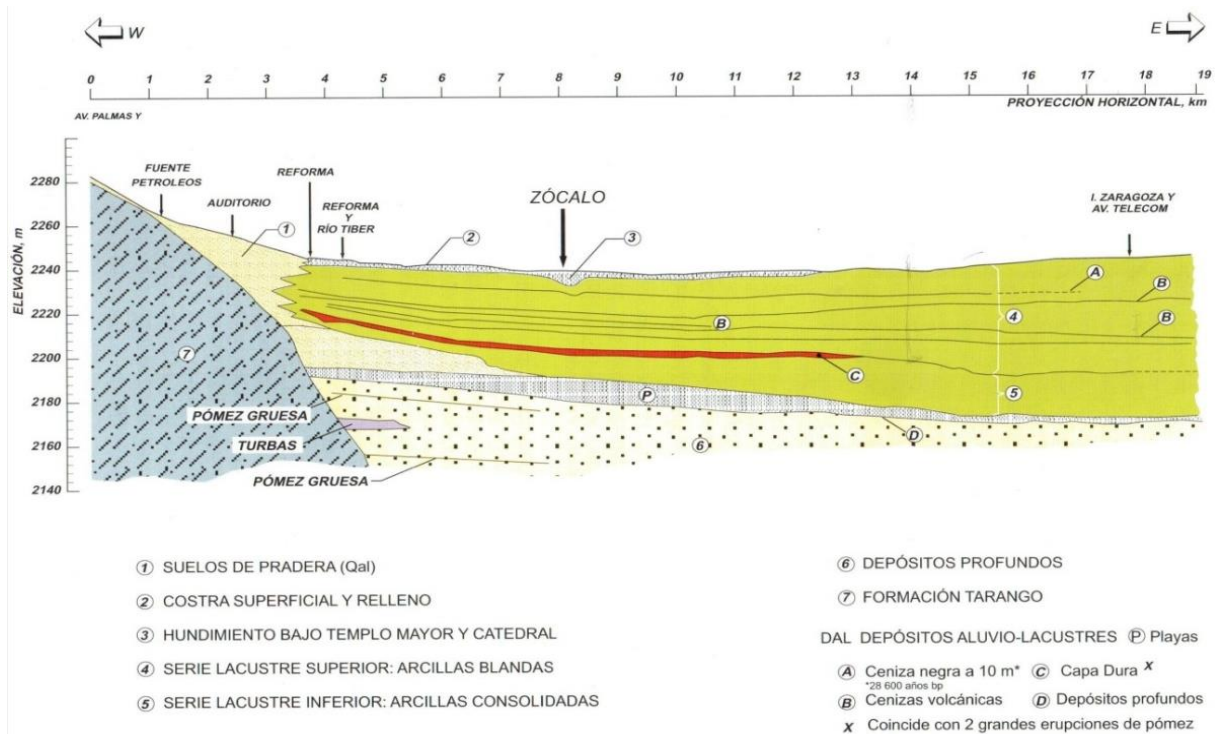


Figura 1.1.2 Secuencia Pleistocénica debajo de la Ciudad de México (Mooser, 2005)

El polvo que transportan las tolvaneras, año con año, está conformada de vidrio pumítico muy fino meteorizado. Este se deposita en el lago central, en donde se hidrata en un ambiente, a menudo alcalino, para formar arcilla compresible con elevado contenido de agua.

Cuando ocurren erupciones volcánicas violentas, se depositan en el lago sus capas de cenizas. Cuando estas no son muy delgadas, se mantiene por lo general intactas, formando horizontes índice claros. En la columna, resaltan los horizontes que han sido fechados. Con esta información se puede deducir que en la parte superior cada metro de sedimentos corresponde a un intervalo de 4,000 años.

Puede dividirse la secuencia lacustre superior en dos, con separación entre 33 y 37m de profundidad por una Capa Dura, Esta capa resulta ser el producto de 2 erupciones volcánicas pumíticas, separadas relativamente por poco tiempo.

Erupción originada en el Cerro de la Palma, su edad se estima en 120 mil años, por extrapolación de la edad de una pómez situada a 16m de profundidad en el túnel de San Javier, determinada en $60 \pm 5,000$ años.

Así se cuenta hoy, en las arcillas del Valle de México, con un registro histórico de unos 120,000 años. El hombre apareció aquí hace unos 28,000 años en Tlapacoya; cuando el Popocatepetl aún, en su juventud, generaba erupciones violentas y más frecuentes, época en la que nació el volcán de Santa Catarina (Santoyo, 2005).

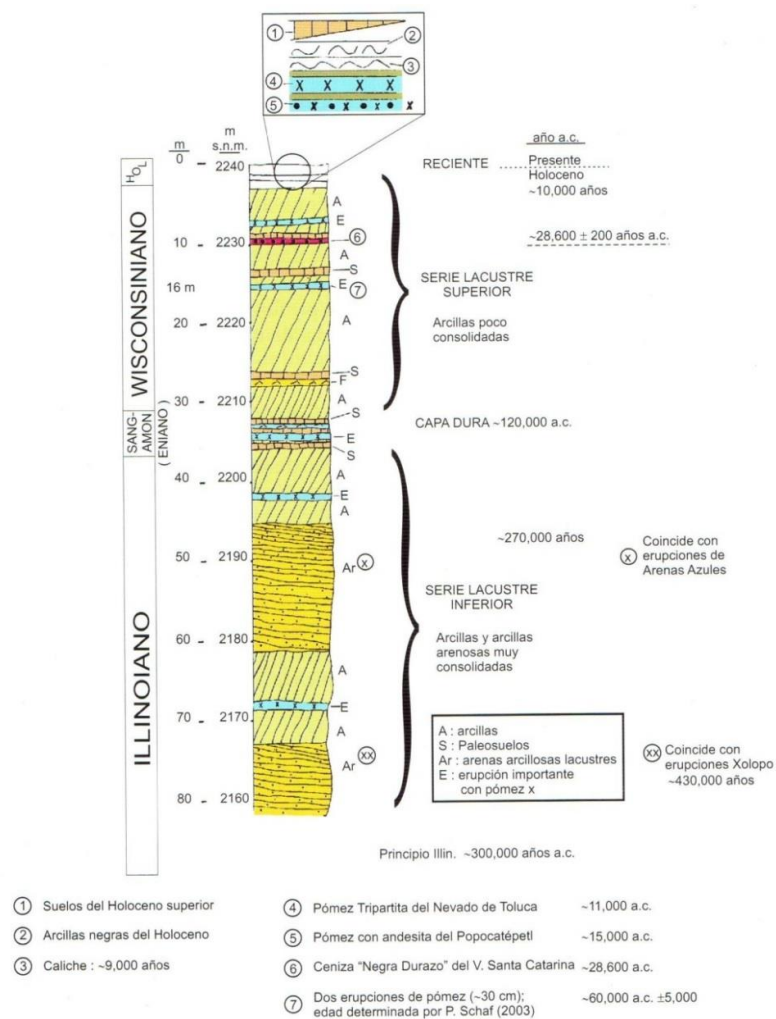


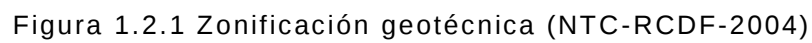
Figura 1.1.3 Erupciones volcánicas en los depósitos lacustres (Mooser, 2005)

1.2 Zonificación geotécnica de acuerdo con el RCDF 2004

En cuanto a la zonificación geotécnica del Valle de México, Marsal y Mazari presentaron en 1959 la primera zonificación de esta zona. Una década después, en la Quinta Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Reséndiz et al (1970) actualizaron la información del subsuelo. Ellos incorporaron los sondeos realizados en la práctica profesional por varias empresas geotécnicas. Posteriormente, en un simposio sobre “El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México”, se volvió a actualizar esta información (Del Castillo, 1978).

El plano de Marsal y Mazari se incorporó a las Normas Técnicas para el Diseño de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal desde hace varias décadas. Los nuevos conocimientos sobre el subsuelo se han tomado en cuenta en las versiones posteriores. Los planos de zonificación han evolucionado al abarcar áreas que en un principio no se incluían en el plano de Marsal y Mazari, en respuesta al crecimiento de la ciudad. La última versión del plano de zonas geotécnicas se incorporó a las Normas Técnicas durante el transcurso del año 2004 y entró en vigor en octubre de ese año (TGC, 2005). De acuerdo con este plano, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales (Figura 1.2.1):

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos, generalmente, firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que puede existir, en la superficie o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados



Zona II: Transición. Zona en la que los depósitos profundos se encuentran a 20m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limos arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metro.

Zona III. Lacustre. Está integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, que están separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas van de medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales. El espesor de este conjunto puede ser superior a los 50.0m.

Los sitios explorados para la ejecución de este trabajo se ubican en la zona lacustre (Zona III), tomando en cuenta esto, a continuación se mencionan las principales características de esta zona:

Los estratos o depósitos arcillosos del área urbana de México no presentan dificultad mayor para muestrearlos y determinar propiedades mecánicas. El sondeo de penetración estándar resulta valioso, no tanto por la estimación de la resistencia a partir del número de golpes; sino por la identificación de campo, del material en cuestión: húmedo y seco, y por la determinación sistemática del contenido de agua natural. Este, en los casos como el de la Ciudad de México donde existe amplia información experimental, permite estimar valores medios de la resistencia al corte y compresibilidad (SMMS, 1978).

A pesar de lo anterior, aun así existen zonas de la ciudad, en las que debido a la escasez de datos obtenidos mediante pruebas de laboratorio, se recomienda obtener muestras inalteradas con tubos de pared delgada y someterlas a los ensayos convencionales (compresión simple, consolidación, compresión triaxial UU, además de la determinación de propiedades índice).

Además, en esta zona lacustre deben esperarse problemas en las cimentaciones como pueden ser: asentamientos importantes por consolidación cuando se aplican sobrecargas que exceden la carga de preconsolidación y hundimientos regionales inducidos por el abatimiento de la presión piezométrica en los acuíferos. Por tratarse de formaciones blandas, la capacidad de carga puede ser determinante del diseño de cimentaciones superficiales. La ubicación de capas duras y la composición de la formación subyacente es vital para proyectar cimentaciones piloteadas (SMMS, 1978).

Así mismo, para la zona lacustre se identificó una secuencia de materiales a nivel general, la cual se describe a continuación:

- a. **Costra Superficial.** Está compuesta por depósitos arenoarcillosos o arenosos con abundancia de restos arqueológicos, rellenos artificiales que en algunos sitios de la ciudad llegan hasta 10 m de espesor, o bien, material que a consecuencia de un descenso del nivel del lago quedaron expuestos a los rayos solares, provocando un estrato fuertemente consolidado. Este último y también conocido como Costra Seca.
- b. **Formación Arcillosa Superior.** Son suelos que están formados por el arrastre y sedimentación de ceniza volcánica de tamaño ultrafino en el ambiente del Lago de la Ciudad de México y el Lago de Texcoco. La Formación Arcillosa Superior está constituida por arcilla de alta compresibilidad, de variados colores, de consistencia blanda a media, su espesor oscila entre 15 y 32 m y contiene lentes delgados de arena.
- c. **Capa Dura.** Esta capa se encuentra a una profundidad promedio de 30m, y se le atribuye un espesor de aproximadamente 3 m y una composición de suelos limoarenosos compactos o rígidos, cementados con carbonato de calcio.
- d. **Formación Arcillosa Inferior.** Está compuesta por arcilla volcánica semejante a la Formación Arcillosa Superior, pero más comprimida y resistente, en espesores de 4 a 14 m.
- e. **Depósitos Profundos.** Son depósitos de arena con grava separados por estratos de limo o arcilla arenosa (SMMS, 1978).

Los trabajos realizados en esta tesis se enfocan en los materiales de la costra superficial (CS) y Formación Arcillosa Superior (FAS), alcanzando profundidades de hasta 20m.

1.3 Técnicas convencionales de exploración de suelos blandos

La prueba de penetración estándar y el sondeo de cono eléctrico son las pruebas más utilizadas para la exploración en nuestro país. Existe una amplia bibliografía donde se puede consultar la información sobre las características de los equipos, los procedimientos de prueba e interpretación de resultados así como las diversas aplicaciones y usos de estas pruebas, entre los que se encuentran Foundation Analysis and Design (Bowles, 1997); Performance and Use of the Standard Penetration Test in Geotechnical Engineering Practice (Virginia Polytechnic Institute and State University, 1998); Ingeniería de Cimentaciones (Tamez, 2001), entre otros.

1.3.1. Prueba de penetración estándar (SPT)

El penetrómetro estándar se emplea para extraer muestras alteradas, con las cuales se identifica el tipo de suelo de cada estrato y se define la estratigrafía del sitio. En el laboratorio, las muestras se utilizan para determinar las propiedades índice de los suelos, el contenido natural de agua, los límites de consistencia y entre otras. Con estos datos, se precisa la estratigrafía del sitio.

Además, mediante el número de golpes N_{SPT} , necesario para hincarlo, se estima la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas. Por su utilidad, Terzaghi, en 1947, la denominó como “la prueba de penetración estándar” (SPT, por sus siglas en inglés). Esta prueba fue adoptada por la ASTM en 1958, como la Norma D1586, precisando las dimensiones del muestreador y el procedimiento de ensayo. En 1967, se actualizó y recientemente se ratificó (ASTM, 2008).

1.3.1.1 Interpretación de resultados de la prueba de penetración estándar

K. Terzaghi (1967) interpretó la prueba de penetración estándar a partir de las mediciones disponibles hasta 1948 y publicó dos tablas de las correlaciones empíricas. Para las arenas, elaboró la Tabla de Densidad Relativa de Arenas (Tabla 1.3.1) y para las arcillas, la Tabla de Relación de la Consistencia de la Arcilla (Tabla 1.3.2).

Tabla 1.3.1 Densidad Relativa de Arenas

Número de Golpes N	Densidad Relativa
0-4	Muy Suelta
4-10	Suelta
10-30	Media
30-50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Tabla 1.3.2 Relación de la Consistencia de las Arcillas

Consistencia	Muy Suave	Suave	Media	Firme	Muy Firme	Dura
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
q_u	< 0.24	0.24 - 0.48	0.48 - 0.97	0.97 - 1.95	1.95 - 3.91	> 3.91

Estas dos tablas han sido profusamente difundidas y corregidas hasta llegar a la Tabla de Correlación de N_{SPT} para estimar la cohesión y fricción de los suelos (Tabla 1.3.3). Esta tabla se encuentra en casi todos los libros actuales sobre la mecánica de suelos.

Se debe aclarar que, los valores anotados en estas tablas deben ser tomados con reserva porque, como se menciona más adelante, la energía aplicada fue menor que la que ahora se emplea. Además, la confiabilidad de las correlaciones es incierta, debido a la insensibilidad de esta prueba, en particular para limos y arcillas con número de golpes de 1 a 2. Incluso, puede ser hasta de cero, porque el penetrómetro se hince con sólo el peso de las barras y martillo (Santoyo 2010).

Tabla 1.3.3 Correlación de N_{SPT} para estimar la cohesión y fricción de los suelos

Tipo de Suelo		N (Número de Golpes)	Cohesión (Kg/cm ²)	Ángulo de Fricción
Suelos cohesivos	Muy blando	< 2	< 0.12	0
	Blando	2 - 4	0.12 - 0.25	0
	Firme	4 - 8	0.25 - 0.50	0
	Duro	8 - 15	0.50 - 1.00	0
	Muy Duro	15 - 30	1.00 - 2.00	0
	Durísimo	> 30	> 2	0
Suelos no cohesivos	Suelto	< 10	0	28
	Medio	10 - 30	0	28 - 30
	Denso	> 30	0	32
Suelos intermedios	Suelto	< 10	0.05	8
	Medio	10 - 30	0.05 - 0.50	8 - 12
	Denso	> 30	0.50	12

Es importante señalar que para las arcillas de la Ciudad de México, El profesor Enrique Tamez González aclara que la resistencia a la penetración estándar N_{SPT} aun cuando proporciona alguna información relativa de la consistencia natural de la arcilla, no debe tomársele como una medida precisa de su resistencia al corte. En forma aproximada y procediendo conservadoramente, puede utilizársele para el caso de arcillas plasticidad media a baja y en todo caso, siempre es preferible recurrir a la determinación de la resistencia al corte de las arcillas mediante ensayos de laboratorio, realizados en especímenes inalterados del suelo (Tamez, 2001).

Así mismo, cuando se tienen arcillas que ofrecen una resistencia a la penetración estándar N_{SPT} mayor de 5 golpes, puede utilizarse la siguiente expresión empírica, basada en el criterio originalmente propuesto por Terzaghi y Peck para estimar, la resistencia al corte de la arcilla y la cual debe utilizarse conservadoramente para cálculos preliminares solamente (Tamez, 2001).

$$C_u = \frac{N_{SPT}}{15} \quad (1.3.1.1)$$

Donde:

C_u Resistencia al corte no drenado, en kg/cm^2

N_{SPT} Número de golpes de la prueba de penetración estándar

1.3.2. Prueba de Cono eléctrico (CPT)

El cono eléctrico es una herramienta para exploración de suelos que fue inventada en Alemania durante la Segunda Guerra Mundial. En 1948, fue desarrollada por el holandés Ruiter, en el Delft Soil Mechanics Laboratory. Ruiter realizó un vasto trabajo experimental y, para 1971, ya había depurado la técnica que dio a conocer en varios artículos (de Ruiter, 1971 y 1981).

Este cono ha demostrado ser una excelente herramienta para determinar con precisión las características estratigráficas de un sitio y su variación con la profundidad, mediante la medición de las resistencias a la penetración de la punta y de fricción del cono. En particular, se ha utilizado para los suelos blandos y arenas poco densas. La medición de estos parámetros permite además estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

La velocidad con la que se hince el cono, según la recomendación de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos, es de $2 \pm 0.5 \text{ cm/s}$; para la norma tentativa ASTM D3441 (ASTM, 1974). La versión actualizada de la norma, en 1995, es conocida como la ASTM D5778, ésta acepta que la velocidad de hincado puede ser de 1 a 2 cm/s.



Figura 1.3.2.1. Cono eléctrico hincado con una perforadora convencional.

1.3.2.1 Interpretación de resultados de la prueba de cono eléctrico

Las celdas sensibles miden las fuerzas necesarias para el hincado del cono. La interpretación de los datos de las celdas para la determinación de las resistencias de punta y fricción se realiza con ayuda de las expresiones 1.3.2.1 y 1.3.2.2.

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (1.3.2.1)$$

Donde:

Q_c = Fuerza necesaria para hincar el cono, en kg.

A_c = Área transversal del cono, 10 cm².

q_c = Resistencia de punta, en kg/cm².

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (1.3.2.2)$$

Donde:

f_s = Resistencia de fricción, en kg/cm².

A_s = Área lateral de la funda, 150 cm².

F_s = Fuerza necesaria para hincar la funda, en kg

La resistencia al corte de los suelos cohesivos, en condiciones no drenadas, se puede obtener aproximadamente con la siguiente expresión.

$$C_u = \frac{q_c}{N_k} \quad (1.3.2.3)$$

Donde:

C_u = Resistencia al corte no drenada, en kg/cm².

q_c = Resistencia de punta de cono, en kg/cm².

N_k = Coeficiente de correlación.

Los valores del coeficiente N_k están determinados para suelos de la Ciudad de México. Estos valores aparecen en la Tabla 1.3.4 y son, hasta ahora, las únicas correlaciones que se han deducido (Santoyo, 1980).

Tabla 1.3.4. Coeficientes de correlación N_k para los suelos de la Ciudad de México

Tipo de Suelo	q_c	Tipo de Prueba	
		Triaxial	Compresión simple
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c / 14$	$q_c / 20$
Arcillas blandas	$q_c > 5$	$q_c / 13$	$q_c / 16$
Limos arcillosos duros	$q_c > 10$	$q_c / 24$	$q_c / 54$

En cuanto a parámetros de deformación, los resultados de la prueba de cono eléctrico han sido correlacionados con pruebas de consolidación en arcillas del Valle de México para la obtención de los módulos de compresibilidad a largo plazo, tanto de la rama virgen como de la rama de recompresión. En esta caso también es importante mencionar que esta correlación es una manera aproximada de estimar los módulos de compresibilidad (Tamez, 2001).

1.4. Pruebas de laboratorio en suelos blandos

Las pruebas de laboratorio que fueron utilizadas para este trabajo son las que se enlistan a continuación. El uso de estas pruebas estuvo enfocado principalmente a la determinación de la clasificación SUCS de los materiales en estudio, así como las propiedades mecánicas de los mismos.

- Contenido natural de agua
- Análisis granulométrico
- Límites de plasticidad
- Peso Volumétrico
- Prueba triaxial UU
- Prueba de consolidación

Al igual que con las pruebas convencionales de exploración, existe una amplia bibliografía acerca de los procedimientos de ejecución e interpretación de estas pruebas, como lo son las normas ASTM, las normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) o el Manual de laboratorio de Suelos de J. Bowles.

Capítulo 2. Exploración en campo mediante dilatómetro

Una vez definido el entorno geológico y geotécnico de los sitios de prueba para esta tesis, en este capítulo se procede a describir los aspectos más relevantes referentes a la exploración en campo mediante dilatómetro, presentando en primera instancia la descripción general del equipo, posteriormente el procedimiento de la prueba y por último la interpretación de la información obtenida en campo.

2.1. Descripción general del equipo de dilatómetro

El dilatómetro fue inventado por el Prof. Silvano Marchetti, en 1970, para determinar los módulos de deformación de pilotes sometidos a cargas laterales. Pronto, Marchetti demostró su utilidad como una herramienta para evaluar la deformabilidad de los suelos. Por ello, el empleo del dilatómetro se hizo intensivo en Europa; y actualmente este aparato ha sido aceptado como una herramienta bajo las normas de ASTM (ASTM D6635).

La prueba con el dilatómetro se trata de un ensayo de carga-deformación, con deformación controlada. A partir de los resultados obtenidos en campo, se pueden obtener los parámetros c y ϕ de los estratos ensayados. En los suelos cohesivos de blandos a duros corresponden a las condiciones no drenadas y en los suelos granulares de poco a muy densos, a las condiciones drenadas. La información de estas pruebas permite, de manera indirecta, definir el perfil estratigráfico del terreno.

El dilatómetro de Marchetti se asemeja a una espátula o paleta gruesa de acero inoxidable, que tiene adherida en una de sus caras una delgada membrana circular de acero inoxidable. Esta membrana se expande, de forma horizontal, mediante nitrógeno a presión. La espátula tiene 96 mm de ancho, 15 mm de grueso y 190 mm al empotramiento del cople con que se une a la tubería de perforación. La transición a la punta de la paleta se desarrolla en 50 mm, con

un ángulo de ataque de 15° . La membrana de acero tiene un diámetro total de 81 mm y diámetro libre de 60 mm, cuyo espesor es de 0.20 mm. Ésta se fija a la paleta con pernos y se apoya sobre un plástico aislante (Ver Figura 2.1.1).

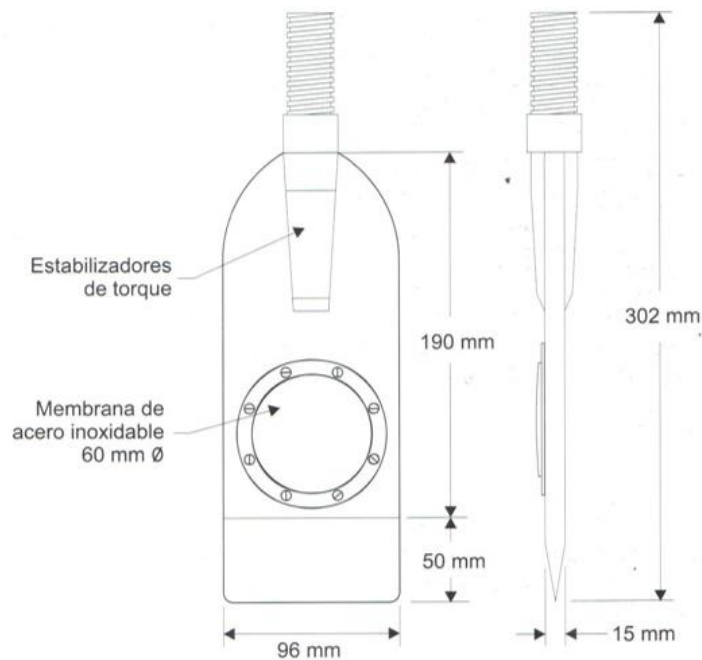


Figura 2.1.1. Componentes de equipo de Dilatómetro de Marchetti

El hincado del dilatómetro en el terreno se realiza mediante penetración continua hasta la profundidad de ensaye. Una vez alcanzada esta profundidad, el hincado se detiene y se ejecuta la prueba. Para penetrar la paleta en el terreno, se utilizan los mismos equipos que en la realización de ensayos de cono eléctrico o piezocono (Ver Figura 2.1.2), como puede ser máquinas perforadoras con una capacidad de 10 a 20 toneladas, aunque la carga máxima aplicada en las prueba está en función de varios factores, como lo son la calidad de las barras de perforación, la profundidad libre sin ademar que se tenga al momento de ejecutar la prueba, entre otras.

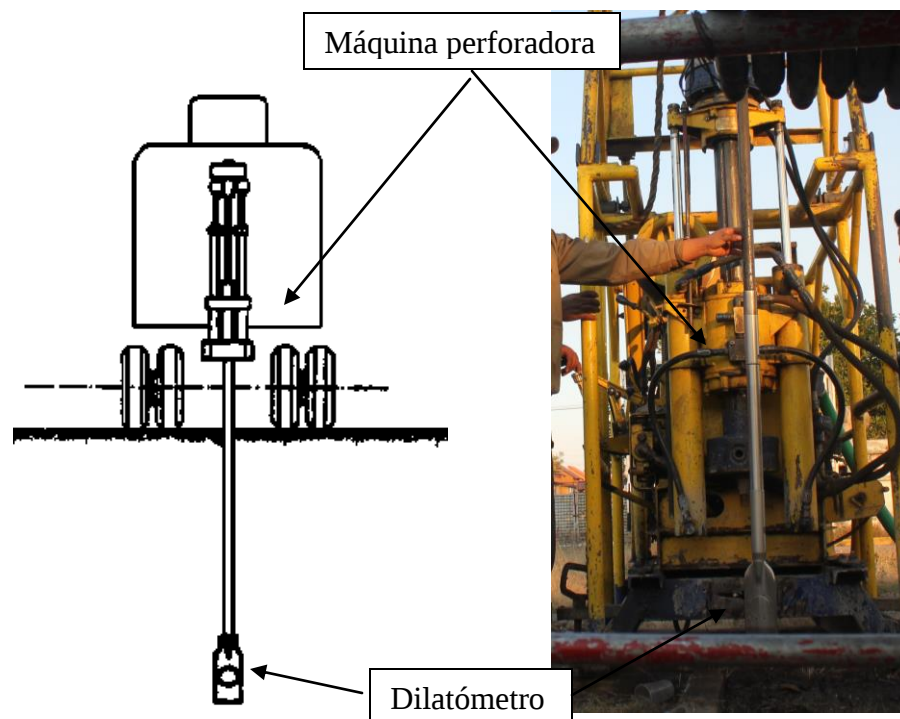


Figura 2.1.2. Vista esquemática del hincado del dilatómetro y equipo de perforación

Tomando en cuenta el procedimiento de hincado mencionado en el párrafo anterior, se puede decir que el uso del dilatómetro es adecuado en suelos de consistencia media a blanda. Además, los materiales no deben tener un tamaño de partícula mayor al diámetro de la membrana en la paleta del dilatómetro (60mm), con la finalidad de obtener mediciones confiables del entorno evaluado y no solo de las partículas de mayor tamaño.

La paleta se conecta a una unidad de control de superficie (Ver Figura 2.1.3), mediante una manguera de presión de nylon, en cuyo interior contiene un cable eléctrico que transmite las señales. La manguera y cable va por el interior de las barras de hincado, que son huecas.

La unidad de control se muestra en la Figura 2.1.3, que es una pequeña caja con los siguientes elementos:

- ✓ Dos manómetros, uno con capacidad de medición de presión de 6 bar (60 t/m^2) y el otro con capacidad para 80 bar (800 t/m^2), que se utilizan de acuerdo a la resistencia del suelo, empleando el manómetro de 6 bar para lecturas menores y de mayor precisión.
- ✓ Conector para la salida del gas a presión que llega a la paleta.
- ✓ Conector de tierra eléctrica del timbre a las barras del aparato.
- ✓ Las válvulas para el control del flujo de gas
- ✓ Conexión para la bomba de mano para ayudar a cerrar la membrana haciendo succión.

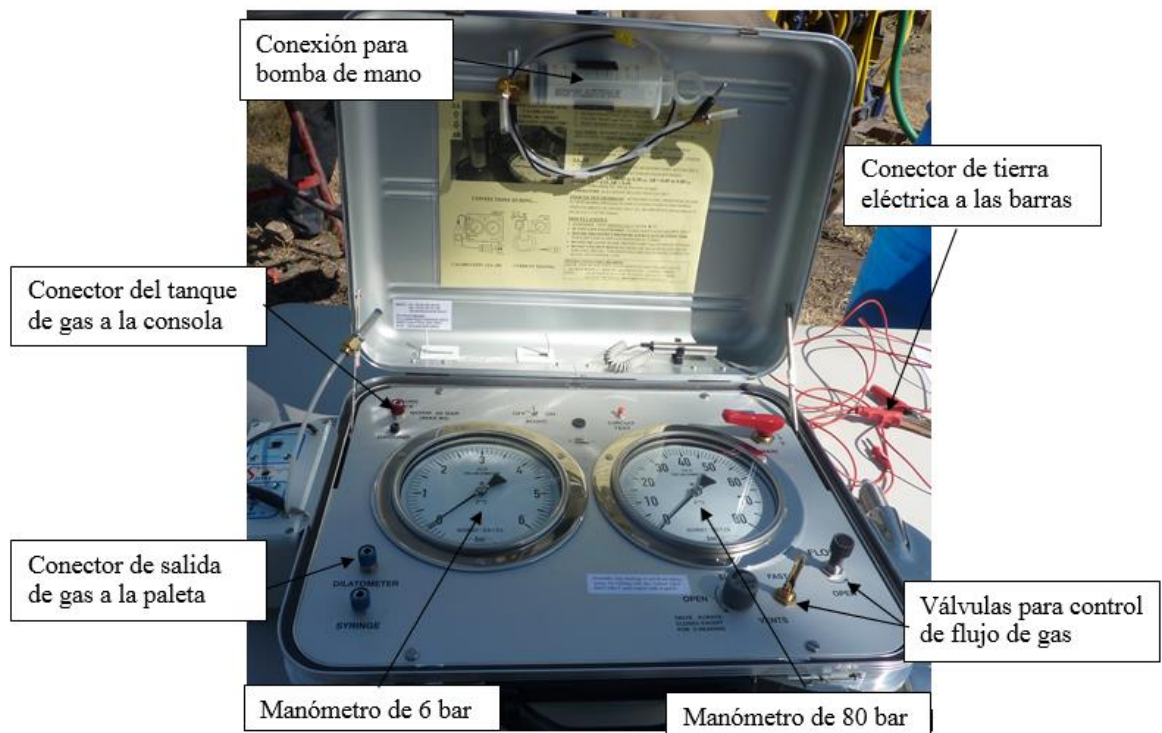


Figura 2.1.3. Unidad de control de dilatómetro

Las barras de perforación que se utilizan con el dilatómetro son las mismas del ensayo de cono eléctrico, de 36 mm de diámetro exterior y 15 mm interior, con rosca cónica y longitud de 1.5 m.

La membrana de la paleta se hincha con nitrógeno a presión para desplazar horizontalmente 1.1 ± 0.02 mm. La magnitud se controla mediante un ingenioso sistema de contacto eléctrico que funciona de la siguiente manera:

- a. Cuando la sonda se lleva a la posición para realizar una prueba, sin presión del gas, la membrana se apoya en el perno de contacto existente en el disco metálico. En esa condición, el circuito eléctrico está cerrado y, en la superficie, el operador escucha el zumbido de la bocina (Ver Figura 2.1.4.a).
- b. Cuando el operador abre la válvula del gas, se inicia la expansión o dilatación de la membrana. En esa etapa, el circuito se abre y el zumbido desaparece, porque la membrana deja de estar en contacto con el perno y con el disco. Es importante advertir que en esta etapa del perno de plexiglás y el cilindro de acero empiezan a desplazarse empujados por el resorte (Ver Figura 2.1.4.b).
- c. Una vez que la expansión de la membrana llega a la distancia especificada de 1.1 ± 0.02 mm, el perno y el disco quedan separados de la membrana, pero en ese momento el cilindro de acero entra en contacto con el disco metálico y cierra el circuito eléctrico. El zumbido se reanuda de inmediato y el operador se entera que la membrana alcanzó la dilatación especificada (Ver Figura 2.1.4.c).

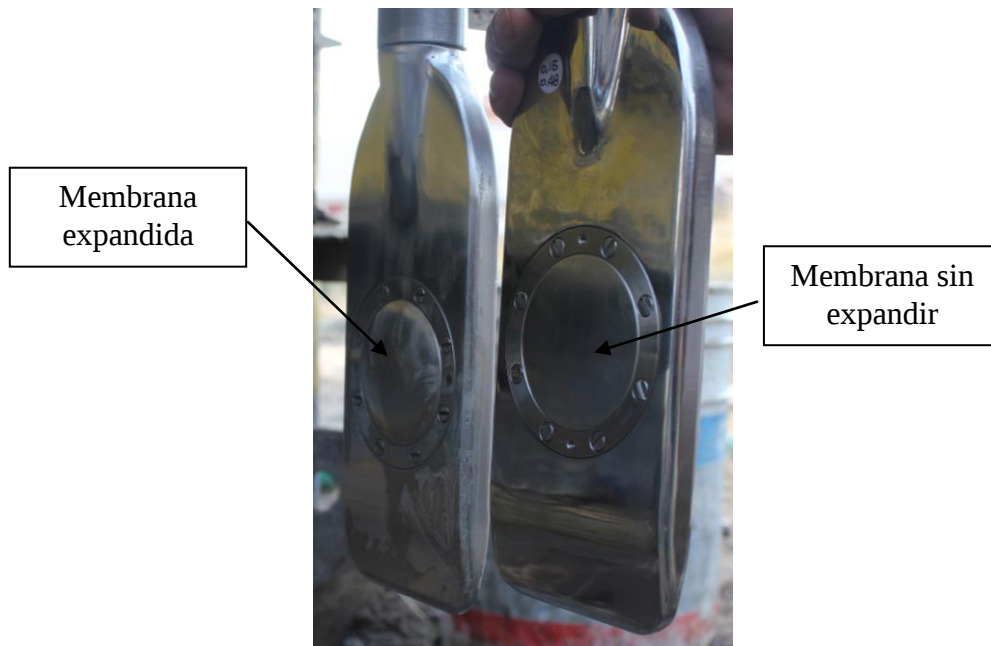
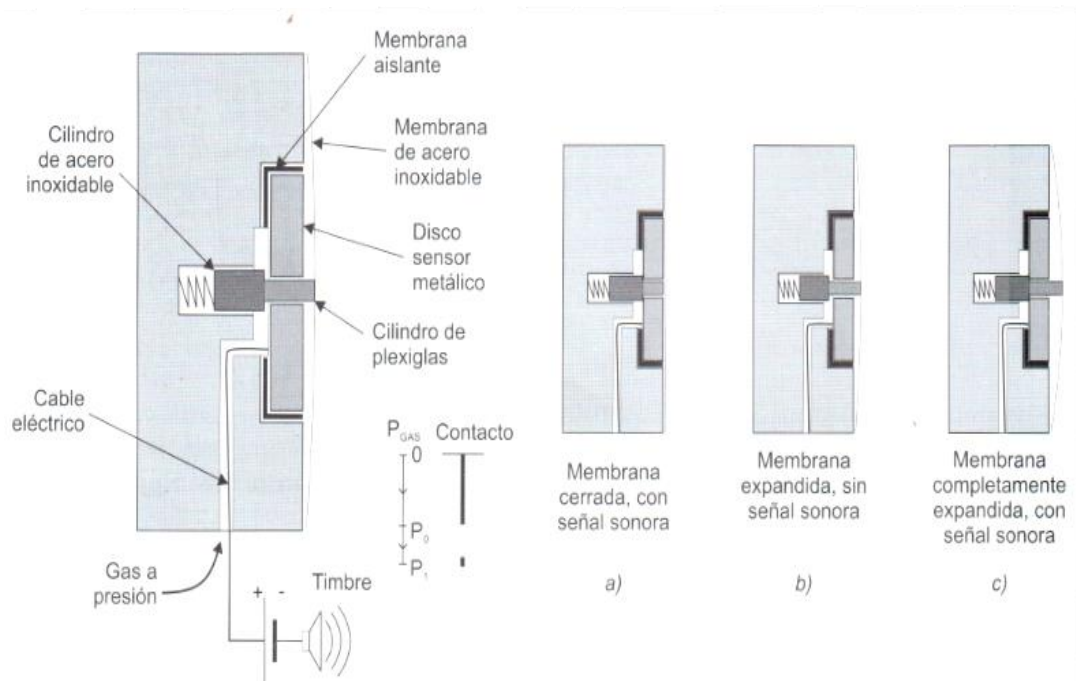


Figura 2.1.4.a, b y c. Control de expansión de la membrana.

2.2. Procedimiento de la prueba

En general, el procedimiento de la prueba consiste en hincar el equipo al suelo. A intervalos de 20 cm, se detiene la penetración y la membrana es inflada mediante gas presurizado. Se toman dos lecturas: A) la presión necesaria para comenzar a mover la membrana, y B) la presión requerida para producir una deformación de 1.1 mm en el terreno. El desplazamiento de la membrana de la paleta es de 1.1 ± 0.02 mm.

Antes de salir a campo, se necesita contar con la siguiente información:

- ✓ Cantidad de sondeos requeridos
- ✓ Profundidad de los sondeos
- ✓ Equipo de penetración a utilizar
- ✓ Tipo de suelo
- ✓ Vías de acceso
- ✓ Geología del lugar

Posteriormente, se prepara el equipo necesario para los sondeos con un “check list” rápido en la bodega del equipo:

- ✓ Consola dilatométrica (dentro, incluye: jeringa de calibración, mangueras de calibración y verificador de continuidad)
- ✓ Cuchilla con membrana flexible en buenas condiciones y funda protectora
- ✓ Manguera con conexión a cuchilla y consola (18, 29 ó 34 m)
- ✓ Tanque de nitrógeno
- ✓ Juego de manómetros con mangueras de conexión al tanque de nitrógeno
- ✓ Cable de tierra
- ✓ Membranas flexibles extra
- ✓ Kit para cambio de membrana (desarmadores, escobilla, punta para limpieza, extractor de membrana, extractor de disco interno, micrómetro con nivel y martillo de goma)
- ✓ Jeringa de excitación de membrana

Durante o en el sitio del proyecto, se busca que el lugar sea lo más nivelado posible para la ejecución de la prueba, en área de 30 a 40 m², aproximadamente, de acuerdo con el equipo de penetración que se utilice. Además, debe haber un camino de acceso, para por lo menos un vehículo pick up.

Antes de iniciar la prueba se deberá revisar cuidadosamente las condiciones de la membrana. Si no presenta daño aparente, se procede con la toma de lecturas de calibración (ΔA o ΔB), los cuales serán utilizados al procesar la información de campo. Si los valores iniciales de calibración se encuentran fuera de rango (al menos uno de ellos), inmediatamente se procederá al cambio de la membrana.

Antes de la ejecución de cada prueba de dilatómetro es necesario realizar el proceso de calibración de la paleta, el cual consiste en obtener las lecturas ΔA y ΔB , las cuales se utilizarán posteriormente para la interpretación de los resultados.

Para la calibración de la cuchilla, se utilizan los cables cortos y la jeringa que se encuentran en la unidad de control. Se conectan el cable electro-neumático a la cuchilla y a la unidad de control en la conexión "Dilatometer" y, el cable eléctrico, a la conexión "Ground". Se conecta la jeringa y, finalmente, se coloca el interruptor de la unidad de control en la posición "ON".

Para las lecturas, será necesario tener cerradas todas las válvulas, en ΔA será necesario realizar succión, por lo cual se deberá insertar el émbolo de la jeringa. En este proceso, es necesario abrir la válvula de escape rápido. Una vez en esta posición, se volverá a cerrar la válvula. Luego, se jala el émbolo hasta escuchar la señal auditiva (un "beep" continuo) y se anota la lectura en el registro de campo. Se repite la misma acción para la lectura de ΔB , pero en este caso se aplicará presión al sistema, es decir, se empuja el émbolo de la jeringa (Figura 2.2.1).

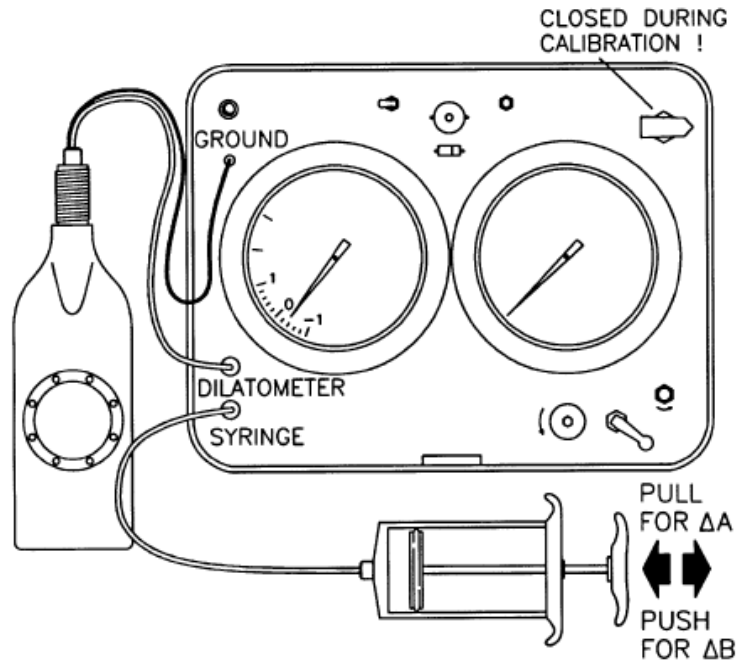


Figura 2.2.1. Esquema de conexión para calibración.

Los rangos de los parámetros ΔA y ΔB se observan en la Tabla 2.2.1:

Tabla 2.2.1 Valores iniciales de calibración

	kPa	Bares
ΔA	De 5 a 30	De 0.05 a 0.30
ΔB	De 5 a 80	De 0.05 a 0.80

Previo al inicio del sondeo, se deberá contar con el formato correspondiente para la toma de las lecturas. Además, se deberá anotar la información correspondiente al proyecto, sitio, sondeo, fecha, etc.

2.2.1 Instalación y armado del equipo

Para la ejecución de la prueba del dilatómetro, se pueden utilizar varios tipos o métodos de inserción de la cuchilla, como puede ser mediante una máquina perforadora montada en camión o en patines, o mediante penetrómetros con capacidades de 10 y 20 toneladas (Figura 2.2.2).



Figura 2.2.2. Equipo para hincado de dilatómetro

Lo primero que hay que hacer es colocar el equipo de perforación en el sitio donde se ejecutará el sondeo de dilatómetro. En ocasiones es necesario anclar la perforadora al suelo para garantizar la fuerza de reacción necesaria para el hincado del equipo (Ver Figura 2.2.3). Una vez instalado, se procede al montaje del dilatómetro, colocando el cable conductor de gas en el interior de las barras tal como se realiza para la ejecución del cono eléctrico (Ver Figura 2.2.4). Hecho lo anterior, se ensambla la paleta del dilatómetro en el extremo de las barras correspondientes (Figura 2.2.5), mientras que el extremo final del cable se conecta a la consola del equipo. Este último se conecta al tanque de suministro de gas. En la figura 2.2.6 se muestra un esquema del equipo conectado en su totalidad.



Figura 2.2.3. Vista del anclaje del equipo de perforación al suelo



Figura 2.2.4. Vista de instalación del cable en las barras de perforación



Figura 2.2.5. Vista del ensamble de la paleta del dilatómetro a las barras de perforación

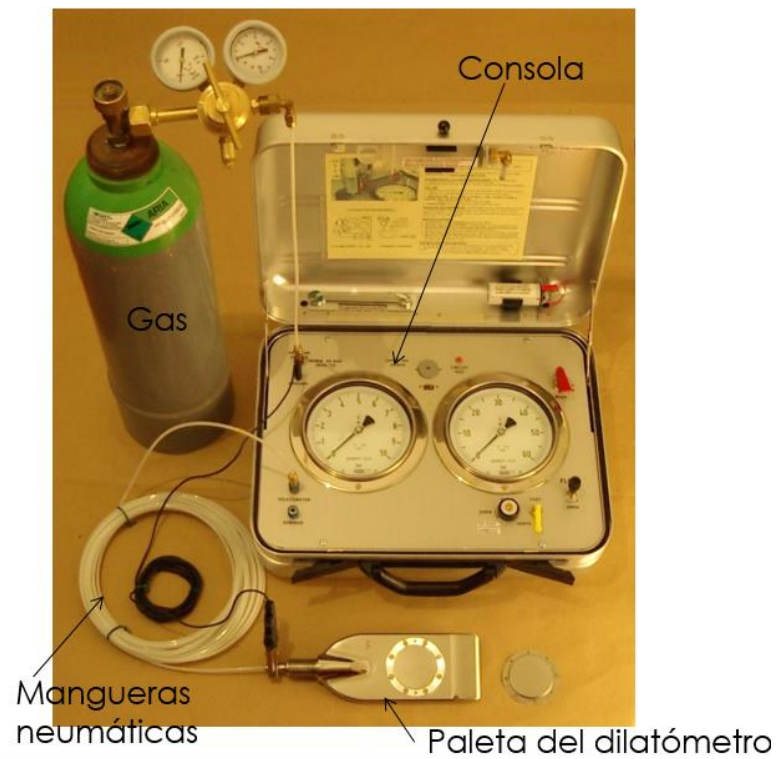


Figura 2.2.6. Vista esquemática del equipo conectado (Tanque de gas-consola-paleta)

2.2.2 Toma de lecturas

El proceso de toma de lecturas básicamente, consiste en la siguiente secuencia de operaciones:

- a. El operador de DMT se asegura que la válvula de flujo micrométrico esté cerrada y abierta la válvula de escape rápido. Entonces, da la señal de partida al operador del equipo (los dos operadores deben posicionarse de tal manera que puedan intercambiar órdenes).
- b. El operador del equipo empuja la paleta del dilatómetro verticalmente en el suelo, a la profundidad de la prueba seleccionada.
- c. En cuanto la profundidad de la prueba se alcanza, el operador del equipo detiene la penetración y le da luz verde al operador del DMT.
- d. El operador del DMT cierra la válvula de escape rápido y despacio abre la válvula de flujo de micrómetro, para presurizar la membrana. Durante este tiempo, oye una señal de audio firme o un timbre en la unidad de control. En el momento en que la señal se detiene (es decir, cuando la membrana se empieza a dilatar), el operador toma la primera lectura de presión en el medidor de presión y anota el valor obtenido.
- e. Sin detener el flujo, el operador del DMT continua inflando la membrana (señal off), hasta que la señal se reactiva (es decir, el movimiento de la membrana = 1.1 mm). El operador observa en el medidor la segunda lectura de presión y anota el valor obtenido. Posteriormente, debe realizar los siguientes pasos:
 1. Inmediatamente, abre la válvula de escape rápido para despresurizar la membrana.
 2. Cierra la válvula de flujo de micrómetro, para evitar suministrar de exceso de presión al dilatómetro (estos primeros dos funcionamientos previenen expansión extensa de la membrana que puede deformarlo permanentemente y puede cambiar sus calibraciones. Estos pasos deben realizarse rápidamente, después de la lectura B, de otra forma la membrana puede dañarse).

3. Debe decir al operador del equipo que continúe con la penetración de la cuchilla, generalmente de entre 20 a 50 cm (la válvula de escape rápido debe permanecer abierta durante la penetración para evitar empujar la cuchilla con la membrana extendida).
4. Se repite la sucesión anterior a cada profundidad hasta el final del sondeo. Al concluir el sondeo, cuando la cuchilla se extrae, se realiza la última calibración.
5. Si se forma la lectura C, hay sólo una diferencia en la sucesión anterior. Después de tomar la lectura B, se abre la válvula de apertura lenta en lugar de la válvula de escape rápido y se espera (aproximadamente 1 minuto) hasta que los valores de presión se acerquen al cero en el medidor. En el instante en que la señal auditiva regresa, se toma la lectura C.

Una vez alcanzada la profundidad del sondeo o cuando el equipo de penetración no pueda pasar un estrato competente, se deberá evaluar la posibilidad de dar por terminada la prueba o buscar la manera de avanzar en la perforación, para continuar a mayor profundidad. Esto puede realizarse mediante el sondeo de penetración estándar o mediante avance con broca tricónica.

2.3 Interpretación de los datos obtenidos de campo

Las lecturas de campo A y B deben ser corregidas por los efectos de la rigidez propia de la membrana para determinar las presiones P_0 y P_1 , mediante las siguientes expresiones:

$$P_0 = A - Z_M + \Delta A \quad (2.2.1)$$

$$P_1 = B - Z_M + \Delta B \quad (2.2.2)$$

$$P_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (2.2.3)$$

Donde:

- P_0 = Presión que se requiere aplicar para desplazar la membrana 0.05 mm en contra del suelo, en t/m^2 o kPa.
- P_1 = Presión corregida de la lectura A, en t/m^2 o kPa.
- P_2 = Presión corregida de la lectura B, en t/m^2 o kPa.
- ΔA = Presión exterior o succión que requiere la membrana al aire libre para mantenerla apoyada en el disco. El valor de ΔA oscila entre 0.05 a 0.30 bar.
- ΔB = Presión interior que requiere la membrana para expandirla 1.1 ± 0.02 mm al aire libre; los valores de ΔB están entre 0.05 y 0.80 bar.
- Z_M = Desviación del cero debida a la presión atmosférica.

El cambio de ΔA o ΔB no puede ser superior a 0.25 bar antes y después del ensayo. Si sucede, se debe cambiar la membrana, calibrar y repetir la prueba.

2.3.1 Parámetros Primarios DMT

A partir de los valores de P_0 y P_1 , se derivan los tres parámetros intermedios característicos de este ensayo:

- Índice de material (I_D): relacionado con el tipo de suelo.
- Índice de esfuerzo Horizontal (K_D), relacionado con la razón de sobreconsolidación del suelo (OCR).
- Módulo Dilatométrico (E_D).

2.3.1.1 Índice de material o tipo de suelo (I_D)

Como ya se mencionó anteriormente, está relacionado con el tipo de suelo, y está definido por la siguiente expresión:

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - U_0} = \frac{\Delta P}{P_0 - U_0} \quad (2.3.1)$$

Donde:

I_D	=	Índice de material
P_1	=	Presión corregida de la lectura A, en t/m^2 o kPa.
P_0	=	Presión que se requiere aplicar para desplazar la membrana 0.05 mm en contra del suelo, en t/m^2 o kPa.
U_0	=	Presión intersticial, en t/m^2 o kPa.
ΔP	=	Diferencia de presión entre P_1 y P_0

En general, I_D es indicativo del tipo de suelo. En el campo de los suelos cohesivos, no obstante, I_D puede clasificar a un suelo arcilloso como limoso, y viceversa. Una mezcla de arcillas y arenas también podría ser clasificada como un limo. Al utilizar este parámetro, se debe tener presente que la clasificación del suelo obtenida no es el resultado de un análisis granulométrico, sino que responde a parámetros que reflejan un comportamiento mecánico del medio, en cierto índice de rigidez. Como recalca Marchetti (1980), en cierto modo y en ciertos casos, puede resultar más relevante una descripción basada en un comportamiento mecánico que una basada en un análisis granulométrico.

Por ejemplo, si una arcilla por una razón determinada se comporta de una forma más rígida que la mayoría de las arcillas, desde el punto de vista del valor de I_D , será clasificada como un limo. Esta caracterización, si bien es incorrecta desde el punto de vista granulométrico, puede ser relevante desde el punto de vista del comportamiento mecánico. Los valores de I_D oscilan de 0.1 a 10 y su valor es constante en una capa homogénea de suelo. De acuerdo a Marchetti (1980), el tipo de suelo se identifica como:

Arcilla $0.1 < I_D < 0.6$

Limo $0.6 < I_D < 1.8$

Arena $1.8 < I_D < 10$

2.3.1.2 K_D : Índice de esfuerzo Horizontal

Está definido por la siguiente expresión:

$$K_D = \frac{P_0 - U_0}{\sigma'_{v_0}} \quad (2.3.2)$$

Donde:

K_D	=	Índice de esfuerzo horizontal
P_0	=	Presión que se requiere aplicar para desplazar la membrana 0.05 mm en contra del suelo, en t/m^2 o kPa.
U_0	=	Presión de poro
σ'_{v_0}	=	Esfuerzo efectivo vertical

K_D es la base para la interpretación de varios parámetros del suelo y es clave para el resultado del ensayo. Este parámetro depende del esfuerzo efectivo horizontal y está relacionado con la razón de sobre consolidación del suelo (OCR). Puede decirse que representa al valor de K_0 amplificado por los efectos de penetración de la paleta.

El perfil de K_D es similar en forma al perfil de O.C.R. y, por lo tanto, es sumamente útil para entender la historia de esfuerzos de un depósito (Marchetti, 1980 y Jamiolkowski, et al., 1988). De acuerdo con los sitios actualmente estudiados con el Dilatómetro, el valor de K_D en arcillas normalmente consolidadas (NC) es:

$$K_{D,NC} \cong 2 \quad (2.3.3)$$

Oscilando entre 1,8 y 2.3.

2.3.1.3 E_D : Módulo Dilatométrico

E_D se obtiene a partir de la teoría de la elasticidad y está definido a partir de la expresión para determinar asentamientos de una cimentación circular (Ec. 2.3.4):

$$S = \Delta P * D * \frac{1 - \nu^2}{E} * \frac{2}{\pi} \quad (2.3.4)$$

Donde:

S	=	Asentamiento
ΔP	=	Incremento de esfuerzo ($P_1 - P_0$)
D	=	Diámetro de la cimentación
ν	=	Relación de Poisson
E	=	Módulo de Elasticidad

Ahora bien, tomando en cuenta las características del dilatómetro, sabemos que la deformación de la membrana (S) se limita a 1 mm durante la prueba, y que su diámetro es de 6cm. Sustituyendo estos valores en la ecuación 2.3.4, obtenemos para una relación de Poisson de 0.3 la siguiente expresión:

$$E_D = 34,7 \Delta P \quad (2.3.5)$$

En la que E_D es el módulo dilatométrico y ΔP está definido por la diferencia entre P_1 y P_0 ($\Delta P = P_1 - P_0$).

Este parámetro no debe utilizarse en sí mismo como un módulo de deformación, fundamentalmente por la falta de información de la historia de esfuerzos del suelo. Sólo debe ser utilizado en combinación con K_D e I_D y, especialmente, no debe ser confundido con el módulo de Elasticidad de Young.

2.3.2 Parámetros Secundarios

De acuerdo a la literatura, de forma abreviada, a partir de los parámetros I_D , K_D , y E_D definidos anteriormente, pueden estimarse los parámetros geotécnicos clásicos de resistencia, deformabilidad e historia de esfuerzos de un suelo que a continuación se mencionan:

- Tipo de suelo (estratigrafía)
- OCR y K_0 en arcillas.
- C_u en suelos cohesivos.
- ϕ en suelos granulares.
- M_{DMT} (módulo Edométrico) en suelos cohesivos.

A continuación se presenta un resumen de las correlaciones publicadas para la obtención de estos parámetros.

2.3.2.1 Determinación de tipo de suelo y peso específico relativo

Marchetti y Crapps (1981) desarrollaron el ábaco de la Figura 2.3.1. En éste, se puede determinar el tipo de suelo y su peso específico relativo a partir de los parámetros I_D Y E_D .

Tal como se observa en la figura 2.3.1.el abanico de Marchetti y Crapps arcillas, se puede tener pesos específicos relativos de 1.6 a 2.05, mientras que para limos los pesos específicos van de 1.6 a 2.1 y, por último, para arenas, el peso específico va de 1.7 a 2.15.

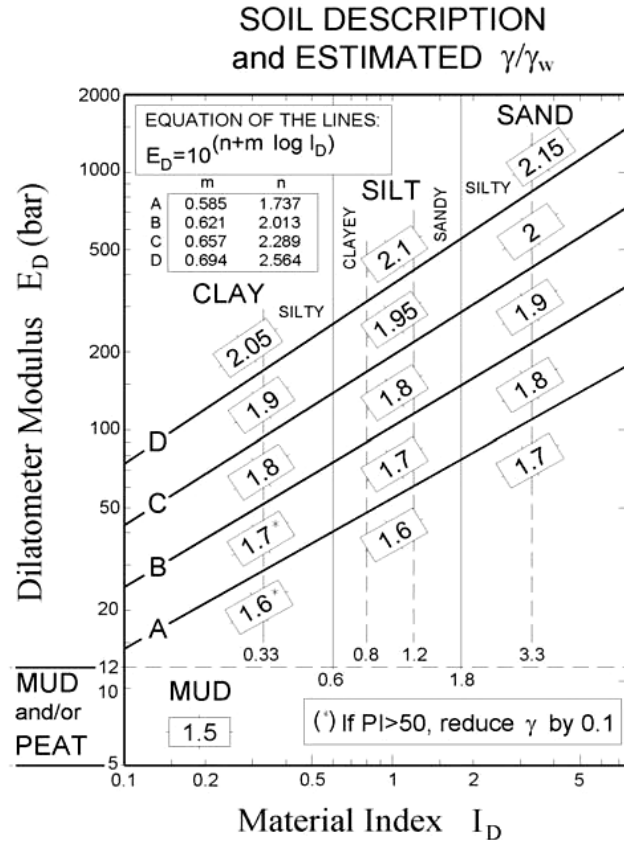


Figura 2.3.1. Ábaco para determinar el tipo de suelo y peso específico relativo (Marchetti y Crapps, 1891).

2.3.2.2 Historia de esfuerzos del suelo (OCR)

En arcillas no cementadas, la correlación empírica entre la razón de sobreconsolidación (OCR) y K_D propuesta por Marchetti (1980), y corroborada por numerosas investigaciones posteriores, se indica en la ecuación 2.3.6:

$$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56} \quad (2.3.6)$$

La ecuación 2.3.6 fue derivada en correspondencia a un valor de $K_D = 2$, para suelos arcillosos no cementados normalmente consolidados (NC), como demuestran numerosas investigaciones. Otras correlaciones similares se presentan en la Figura 2.3.2 y en las ecuaciones 2.3.7 a 2.3.10.

Lunne (1989)	$OCR_{DMT} = (0.3 K_D)^{1.56}$	(2.3.7)
Shelley et al (2000)	$OCR_{DMT} = (0.9 K_D)^{0.25}$	(2.3.8)
Mayne (1995)	$OCR_{DMT} = (0.51 K_D)$	(2.3.9)
Kamei & Iwasaki (1995)	$OCR_{DMT} = (0.47 K_D)^{1.43}$	(2.3.10)

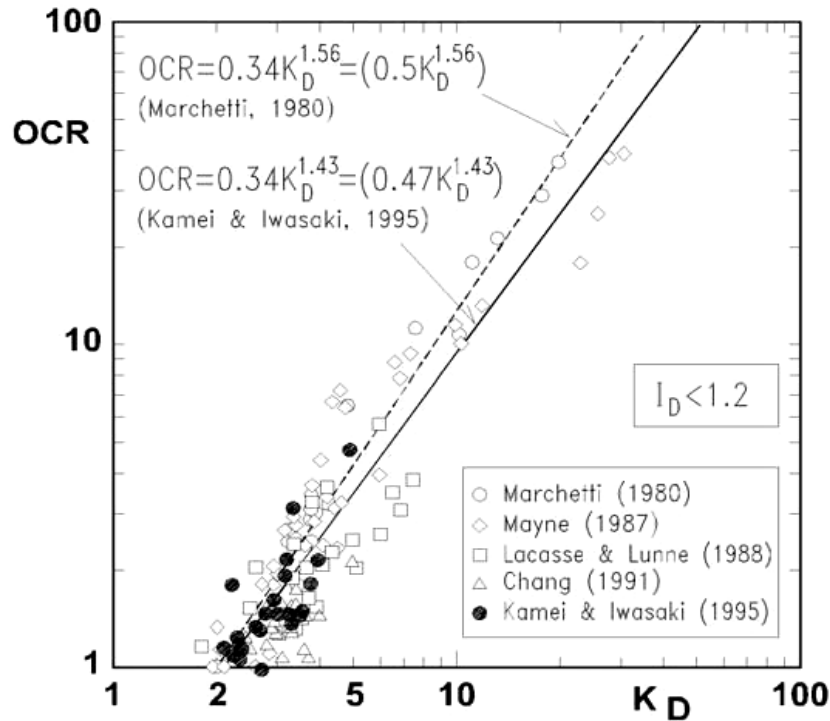


Figura 2.3.2 OCR y KD (Kamey e Iwasaki, 1995).

2.3.2.3 Coeficiente de empuje en reposo K_0

La relación empírica para arcillas no cementadas (NC) fue propuesta por Marchetti (1980):

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (2.3.11)$$

Otras correlaciones similares se muestran en las ecuaciones 2.3.12 a 2.3.14.

Lunne (1989)	$K_0 = 0.34 K_D^{0.54}$	(2.3.12)
Shelley et al (2000)	$K_0 = 0.31 K_D^{0.2}$	(2.3.13)
Mayne & Kulhawy (1990)	$K_0 = 0.27 K_D$	(2.3.14)

En arcillas cementadas, sin embargo, esta relación puede sobreestimar significativamente el valor de K_0 , ya que parte del valor de K_D es debido a los efectos de la cementación. La determinación de K_0 en arenas sólo es factible mediante la combinación del ensayo de penetración estática CPT (Schmertmann, 1982, 1983).

Baldi et al., (1986), a partir de los mencionados trabajos de Schmertmann y de las modificaciones posteriores de Marchetti (1985), propuso:

$$K_0 = 0.376 + 0.095 K_D - 0.0017 q_c / \sigma_{v_0} \quad (2.3.15)$$

$$K_0 = 0.376 + 0.095 K_D - 0.0046 q_c / \sigma_{v_0} \quad (2.3.16)$$

En la práctica actual, la ISSMGE (TC16 2001) recomienda la utilización de las anteriores ecuaciones, utilizando para el último coeficiente valores de 0.005, en depósitos arenosos antiguos (*seasoned sands*), y de 0.002, en depósitos arenosos recientes (*freshly deposited*). Dicha elección implica cierto grado de subjetividad. Este es uno de los pocos métodos para estimar el valor de K_0 en arenas (o al menos, la forma del perfil de K_0). Su fiabilidad es difícil de establecer debido a la falta de valores de referencia.

2.3.2.4 Parámetros de resistencia

C_u (arcillas): La correlación original propuesta por Marchetti (1980) es la siguiente:

$$C_u = 0,22 \sigma'_{v_0} \cdot (0,5 K_D)^{1,25} \quad (2.3.17)$$

Donde:

σ'_{v_0} = Esfuerzo vertical efectivo

K_D = Índice de esfuerzo horizontal

Correlaciones propuestas por otros autores se muestran en las siguientes ecuaciones:

$$\text{Lunne (1989)} \quad C_U = 0.0824 \sigma'_{v0} (K_D)^{1.25} \quad (2.3.18)$$

$$\text{Iwasaki y Kamei (1994)} \quad C_U = 0.018 E_D \quad (2.3.19)$$

$$\text{Kamei y Iwasaki (1995)} \quad C_U = 0.35 \sigma'_{v0} (0.47 K_D)^{1.14} \quad (2.3.20)$$

ϕ (arenas): Básicamente, existen dos métodos para determinar el ángulo de fricción en arenas a partir del ensayo DMT:

- El primer método (Schemertmann, 1982, 1983) está basado en resultados de ensayos en cámara de calibración (CC) y relaciona $K_0 - K_D - \phi$.

Una variación de este método (Marchetti, 1985) consiste en determinar K_0 , tal como se indicó en los párrafos anteriores; y utilizar el ábaco de la Figura 2.3.3, para estimar ϕ , a partir de K_0 y q_c (resistencia de punta), determinado a partir del ensayo de cono eléctrico (CPT, por sus siglas en inglés).

- El segundo método es descrito en detalle por Marchetti (1997). Se determina ϕ a partir de K_D mediante la ecuación siguiente:

$$\phi_{safesDMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D \quad (2.3.21)$$

Esta ecuación es conservadora y sólo debe aplicarse sino se dispone de información más precisa.

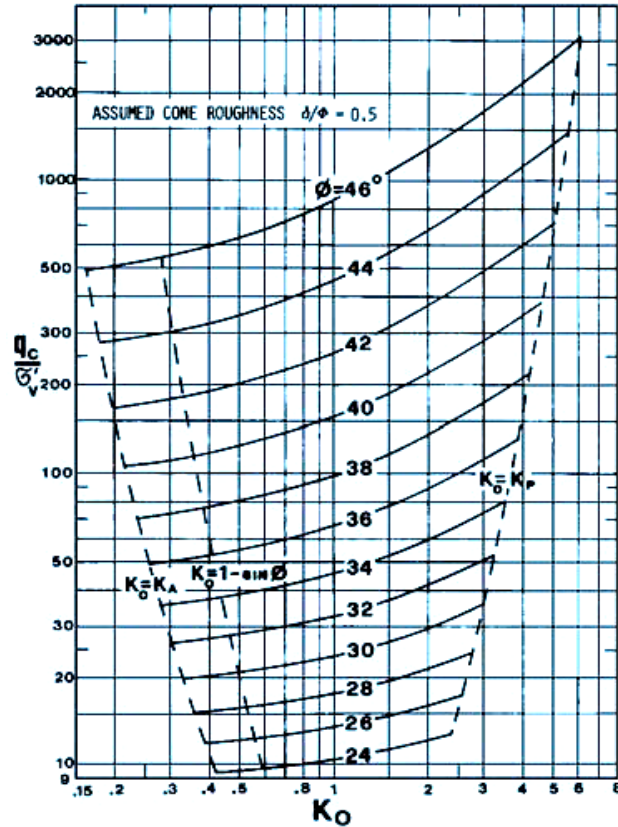


Figura 2.3.3. Ábaco q_c , K_0 , ϕ de acuerdo a Durgunoglu & Mitchell (compilado por Marchetti 1985)

2.3.2.5 Módulo M

El módulo M está determinado a partir de los ensayos DMT (designado como M_{DMT}). Éste corresponde al módulo vertical drenado (unidimensional) tangente a la presión de confinamiento σ_{v0} del ensayo y de acuerdo a la literatura, es igual al determinado en el edómetro.

La posibilidad de estimar el módulo confinado (M_{DMT}), tanto en suelos cohesivos como granulares, es una de las principales aportaciones del ensayo DMT, que se obtiene aplicando al parámetro E_D el correspondiente factor de corrección R_M , de acuerdo a:

$$M_{DMT} = R_M \cdot E_D \quad (2.3.22)$$

Determinación de propiedades mecánicas mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio

Las ecuaciones que definen R_M en función de I_D y K_D (Marchetti, 1980) se presentan en la Tabla 2.3.1. El valor de R_M se incrementa con K_D . Se debe notar que R_M dependiente de I_D y K_D no es una constante proporcional única que relaciona M y E_D . Los valores de R_M oscilan entre 1 y 3.

Tabla 2.3.1 de determinación de R_M (Marchetti, 1980)

$ID \leq 0.6$	$RM = 0,14 + 2,36 \log KD$
si $ID \geq 3$	$RM = 0,5 + 2 \log KD$
si $0,6 < ID < 3$	$RM = RM,0 + (2.5 - RM,0) \log KD$ $RM,0 = 0,14 + 0,15 (ID - 0,6)$
si $KD > 10$	$RM = 0,32 + 2,18 \log KD$
si $RM < 0,85$	$RM = 0,85$

Por último, en la Tabla 2.3.2 se muestra un resumen de las propiedades que se obtienen a partir de la interpretación de los resultados de la prueba de dilatómetro.

Tabla 2.3.2 Resumen de correlaciones (ISSMGE, 2001)

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	CORRELACIONES PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS DEL DMT	
P_0	Presión que se requiere aplicar para desplazar la membrana 0.05 mm en contra del suelo	$P_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	Si ΔA y ΔB son tomadas con el mismo equipo para obtener las lecturas A y B, $Z_M = 0$
P_1	Presión corregida de la lectura A	$P_1 = B - Z_M - \Delta B$	
P_2	Presión corregida de la lectura B	$P_2 = C - Z_M - \Delta A$	
I_D	Índice de material	$I_D = (P_1 - P_0) / (P_0 - U_0)$	U_0 = Presión de poro estimada
K_D	Índice de esfuerzo horizontal	$K_D = (P_0 - U_0) / \sigma'_{v0}$	σ'_{v0} = Esfuerzo vertical efectivo estimado
E_D	Modulo dilatometrico	$E_D = 34.7 (P_1 - P_0)$	ED no es el módulo de Young. ED debe ser utilizado solamente después de ser combinado con K_D .
k_0	Coeficiente de empuje en reposo	$k_{0, DMT} = (K_D/1.5)^{0.47} - 0.6$	Para $I_D < 1.2$
OCR	Coeficiente de sobreconsolidación	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$	Para $I_D < 1.2$
C_u	Resistencia al esfuerzo cortante	$C_{u, DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$	Para $I_D < 1.2$
ϕ	Ángulo de fricción	$\phi_{DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	Para $I_D > 1.8$
γ	Peso Volumétrico	Ver Figura 2.2.10	
M	Modulo vertical drenado	$M = R_M E_D$ Si $I_D \leq 0.6$ $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$ Si $I_D \geq 3$ $R_M = 0.50 + 2.00 \log K_D$ Si $0.6 < I_D < 3$ $R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$ Si $K_D > 10$ $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$ Si $R_M < 0.85$ $R_M = 0.85$	

Capítulo 3. Caracterización geotécnica de los sitios de Prueba

Después de definir las principales características del equipo de dilatómetro, como son sus componentes, el procedimiento de ejecución de la prueba y los resultados obtenidos de la misma, en este capítulo se presenta la descripción de los sitios de prueba utilizados en este trabajo.

En primera instancia se muestra la ubicación de los sitios desde el punto de vista del marco geológico y geotécnico del Valle de México, así como la descripción de los mismos. Posteriormente se describen los trabajos de exploración convencionales y pruebas de laboratorio realizadas en esos sitios, incluyendo los resultados obtenidos de las mismas y por último se presentan los resultados obtenidos de los sondeos de dilatómetro realizados.

3.1. Sitio Oriente, Pantitlán, Delegación Iztacalco

3.1.1. Ubicación del sitio y descripción general

El sitio denominado Pantitlán se encuentra al oriente de la Delegación Iztacalco, en el Distrito Federal. El predio actualmente es utilizado como patio de maniobras y bodega. Motivo por el cual, se tienen sobrecargas en algunas zonas, debido a la estiba de productos y el tráfico de camiones que es intenso en la zona.

De acuerdo con la zonificación geotécnica del Valle de México establecida en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción de Distrito Federal (RCDF-NTC), el sitio se encuentra en la zona de lago (Zona III), tal como se observa en la Figura 3.1.1.

La zona III se caracteriza por la presencia de potentes depósitos de arcilla y limos altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo y arcilla. La compactidad de las capas arenosas es de muy compacta a medianamente compacta y el espesor es variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos, superficialmente, por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales.

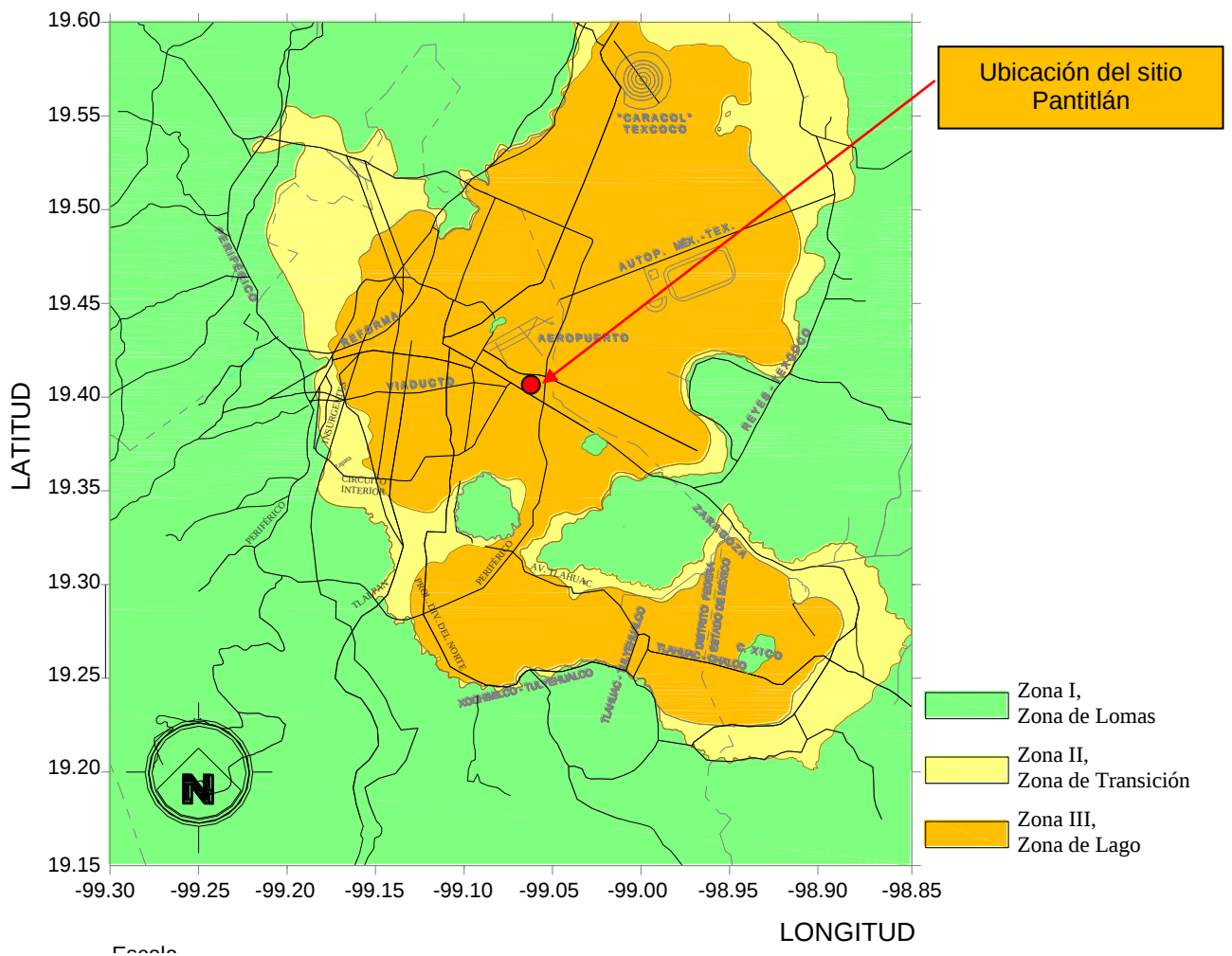


Fig.3.1.1. Ubicación del sitio Pantitlán dentro de la zonificación geotécnica del Valle de México.

3.1.2 Trabajos de exploración convencional y pruebas de laboratorio realizados

Los trabajos de exploración convencional realizados en el sitio y que se consideraron para este trabajo, consistieron en la ejecución de un sondeo mixto (SM) y un sondeo de cono eléctrico (CPT). Para la ejecución del sondeo mixto se intercaló la técnica de penetración estándar con el muestreo inalterado mediante tubos shelby de pared delgada.

Además, para determinar las condiciones piezométricas del sitio en estudio, se realizó la medición de la presión de poro a cuatro diferentes profundidades (12, 27, 40 y 57.60m) y se instaló un tubo de observación para el monitoreo del nivel de aguas freáticas, cuya profundidad fue de 6m. En la Tabla 3.1.1, se muestra un resumen de la exploración realizada.

Tabla 3.1.1 de Resumen de los trabajos de exploración del sitio Pantitlán

Sondeo	Profundidad [m]	Muestras inalteradas
SM-1	60.00	9
CPT-1	57.30	-
TO	6.00	-
Lectura U	12, 27, 40 y 57.60	-

Los trabajos de laboratorio consistieron en la ejecución de pruebas para determinar las propiedades índice de los materiales (contenido natural de agua, límites de plasticidad, granulometría simplificada, densidad de sólidos y peso volumétrico) y las propiedades mecánicas (triaxial UU y consolidación). Cabe señalar que, en este trabajo sólo se consideró la información recolectada hasta 20m de profundidad, ya que es la profundidad que corresponde a la exploración realizada con el dilatómetro de Marchetti y que más adelante se describe. En la Tabla 3.1.2, se muestra un resumen de las pruebas mecánicas realizadas.

Tabla 3.1.2 Resumen de pruebas de laboratorio del sitio Pantitlán

Muestra No.	Profundidad		Prof media	Triaxial UU	Consolidación
	de	a			
4	1.8	2	1.9	1	1
14	8.1	8.3	8.2	1	1
25	15.6	15.8	15.7	1	1
29	18.3	18.5	18.4	1	1

3.1.3 Estratigrafía y propiedades obtenidas mediante exploración convencional y pruebas de laboratorio

Con base en los trabajos de exploración geotécnica y pruebas de laboratorio, se llevó a cabo la siguiente interpretación estratigráfica hasta 20m de profundidad y en la cual se identificaron cuatro unidades estratigráficas:

1. Costra Superficial (CS): A partir de los 0.0m y hasta los 7.3m, se detectó una costra superficial compuesta por intercalaciones de arcillas arenosas y arenas arcillosas. Los contenidos de agua en este estrato muestran una dispersión que va desde el 33% hasta el 170%. El estrato se caracterizó con una cohesión de 7.2 t/m². En la prueba de penetración estándar (SPT) se presentó un número de golpes promedio de 6 y la resistencia de punta del cono eléctrico fue de 10 a 70 kg/cm².

2. Serie Arcillosa Superior 1 (SAS1): Subyacente a la costra, se identificó la serie arcillosa superior 1, la cual alcanzó los 11.2m de profundidad. La cohesión obtenida para este estrato fue de 3.0 t/m², no se registró número de golpes en la prueba de penetración estándar y la resistencia de punta del cono eléctrico fue de 3 kg/cm². El contenido de agua se encuentra del orden de 300% y se obtuvo un módulo de compresibilidad de 0.0236m²/t.

3. Lente de arena (L_1): Posteriormente, se identificó un lente de arena de 11.2m hasta 13.0m de profundidad. La cohesión característica para este estrato fue de 1.0 t/m^2 y un ángulo de fricción de 31° . Se obtuvo un número máximo de 27 golpes en la prueba SPT, resistencia de punta del cono eléctrico máxima de 85 kg/cm^2 y el contenido de agua fue de 50%.

4. Serie Arcillosa Superior 2: A partir de los 13.0m y hasta los 26.0m de profundidad, se identificó la serie arcillosa superior 2, la cohesión característica para este estrato fue de 3.8 t/m^2 y se obtuvo un módulo de compresibilidad de $0.0200 \text{ m}^2/\text{t}$. Los contenidos de agua son en promedio 250% y no se tuvo resistencia en la prueba de penetración estándar, la resistencia de punta del cono eléctrico fue de 3 kg/cm^2 .

En las Figura 3.1.2 y 3.1.3, se presenta el perfil estratigráfico obtenido tanto del sondeo mixto como del sondeo de cono eléctrico hasta 20m de profundidad.

Determinación de propiedades mecánicas mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio

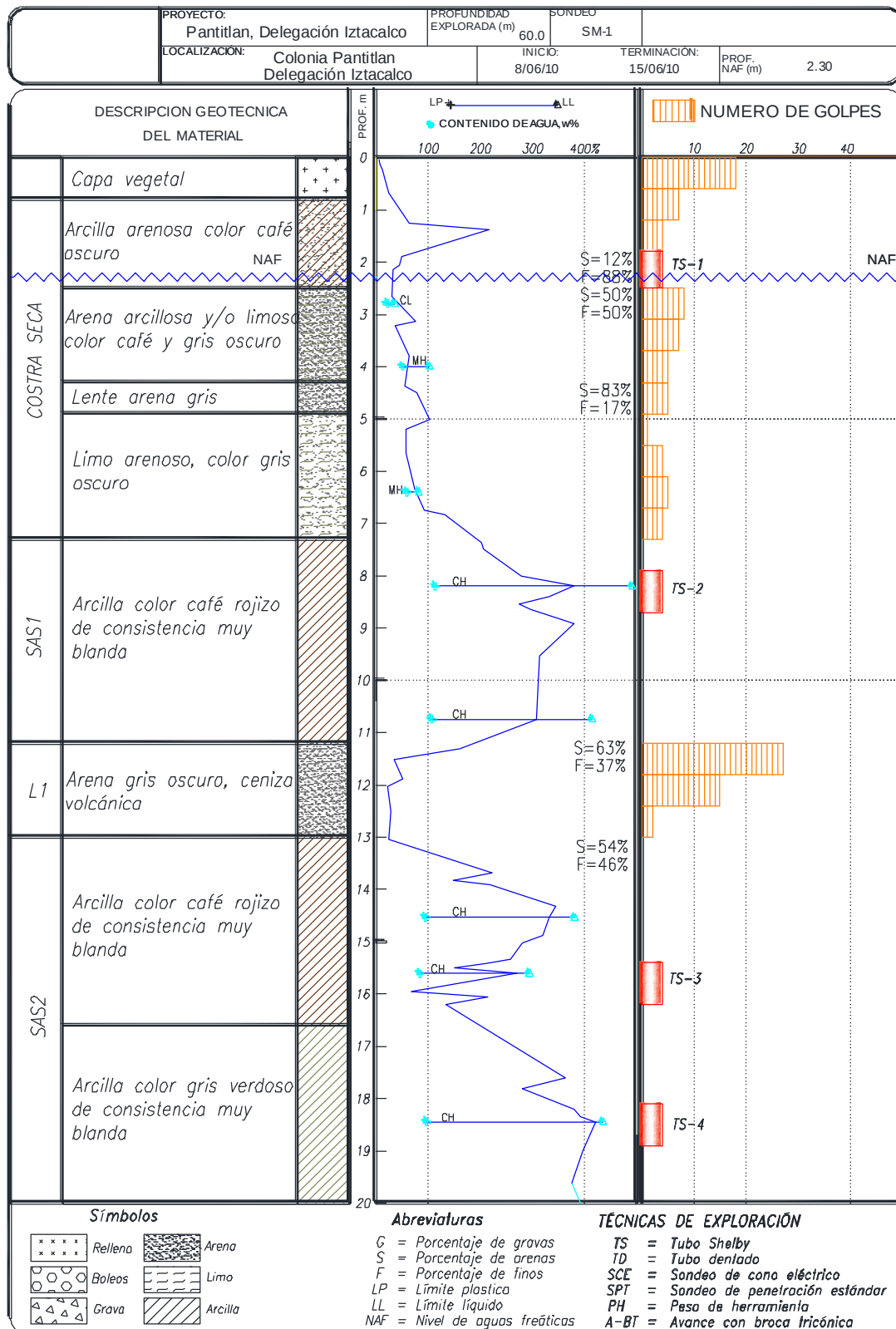


Fig. 3.1.2. Sondeo mixto SM-1 hasta los 20 m. Sitio Pantitlán

Determinación de propiedades mecánicas mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio

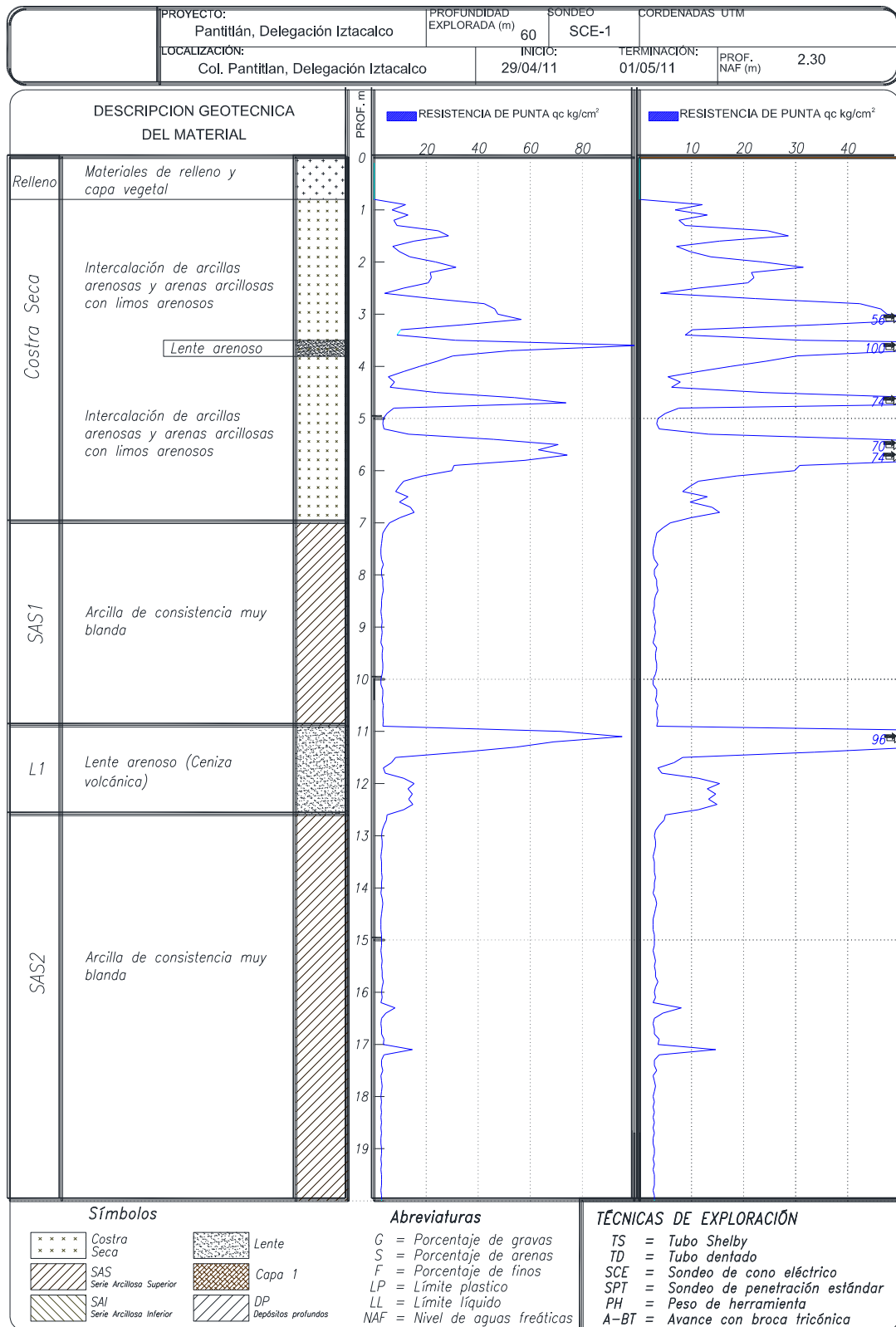


Figura 3.1.3. Sondeo de cono eléctrico hasta los 20m. Sitio Pantitlán

De la campaña de exploración se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas de los estratos identificados. Con base en los ensayos de laboratorio y correlaciones con el número de golpes de la prueba de penetración estándar y resistencia de punta del cono eléctrico, se realizó la caracterización y se obtuvieron los parámetros geomecánicos del sitio Pantitlán, los cuales se presentan en la Tabla 3.1.3.

Tabla 3.1.3 Propiedades mecánicas obtenidas con pruebas de laboratorio. Sitio Pantitlán

No	Estrato	De [m]	A [m]	Espesor [m]	γ [t/m ³]	c [t/m ²]	ϕ [°]	E [t/m ²]	ν	m_v [m ² /t]
1	Costra seca	0.0	7.3	7.3	1.7	7.2	0.0	730	0.40	-
2	SAS 1	7.3	11.2	3.9	1.1	3.0	0.0	370	0.45	0.032
3	Lente de arena	11.2	13.0	1.8	1.6	1.0*	31.0*	9000*	0.35	-
4	SAS 2	13.0	26.0	13.0	1.12	3.8	0.0	540	0.45	0.023

Los valores estimados a partir de correlaciones con el SPT se presentan con asterisco.

Donde:

γ = Peso volumétrico del material

c = Cohesión obtenida en una prueba triaxial UU

ϕ = Ángulo de fricción interna del material

E = Módulo de Elasticidad del material

ν = Relación de Poisson

m_v = Coeficiente de variación volumétrica

En cuanto a las condiciones piezométricas del sitio, en la Figura 3.1.4 se muestra la gráfica de presiones hidrostáticas obtenida a partir de la profundidad del NAF y la presión hidrostática obtenida a partir de las mediciones de presión de poro que se realizaron en el sitio.

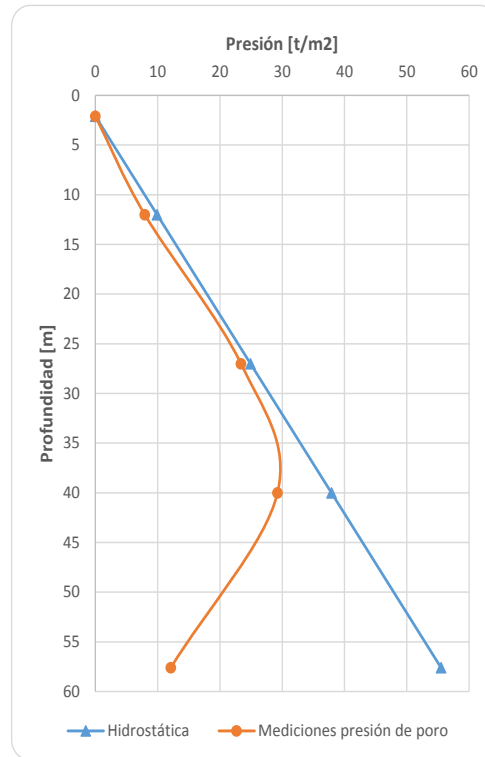


Figura 3.1.4. Piezometría del sitio Pantitlán

3.1.4 Resultados obtenidos mediante sondeo de dilatómetro en el sitio Pantitlán

Adicionalmente a los trabajos de exploración convencional y pruebas de laboratorio realizados en el sitio Pantitlán, se llevó a cabo un sondeo de dilatómetro hasta 18.50m de profundidad. En la Figura 3.1.5, se muestran los valores de P_0 , P_1 y P_2 , obtenidos a partir de la corrección de las lecturas A, B y C.

Una vez obtenidos las lecturas P_0 , P_1 y P_2 corregidas, se calcularon los tres parámetros primarios característicos de ensayo: (I_D , K_D y E_D). En la Figura 3.1.6.a.b y c, se muestran los valores obtenidos. De acuerdo con el perfil de I_D obtenido, desde 0 y hasta 3.5m de profundidad, el I_D de los materiales es mayor a 1.8, lo cual se asocia con arenas. De 3.5 a 5.9m el I_D se encuentra entre 0.6 y 1.8, lo cual se asocia a limos. Mientras que, después de los 6m, el I_D es menor a 0.6, lo cual se asocia con arcillas. También se identificó la presencia de un lente de arena de 10 a 11m de profundidad.

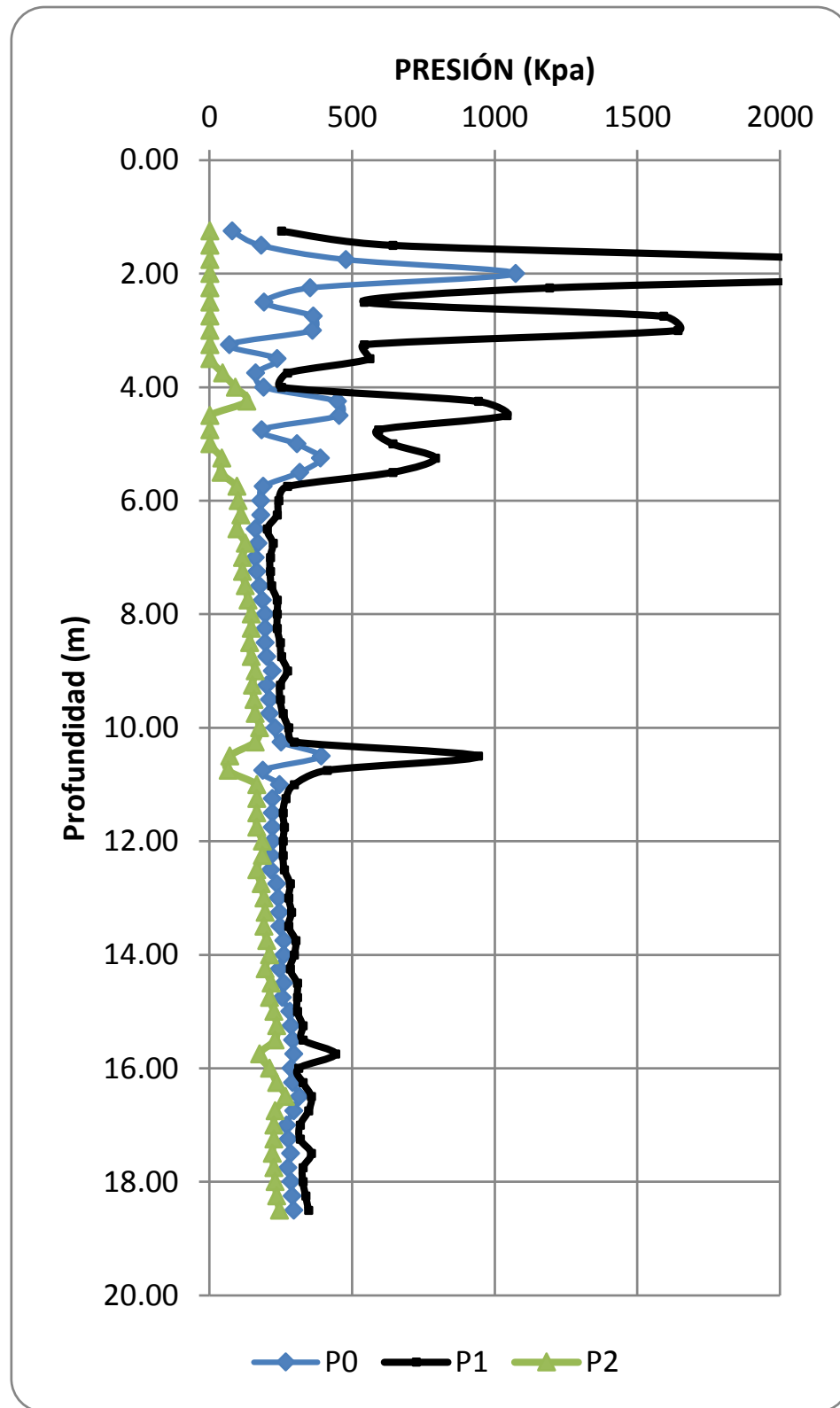


Figura 3.1.5. Valores de P_0 , P_1 y P_2 obtenidas del sondeo de dilatómetro (Pantitlán)

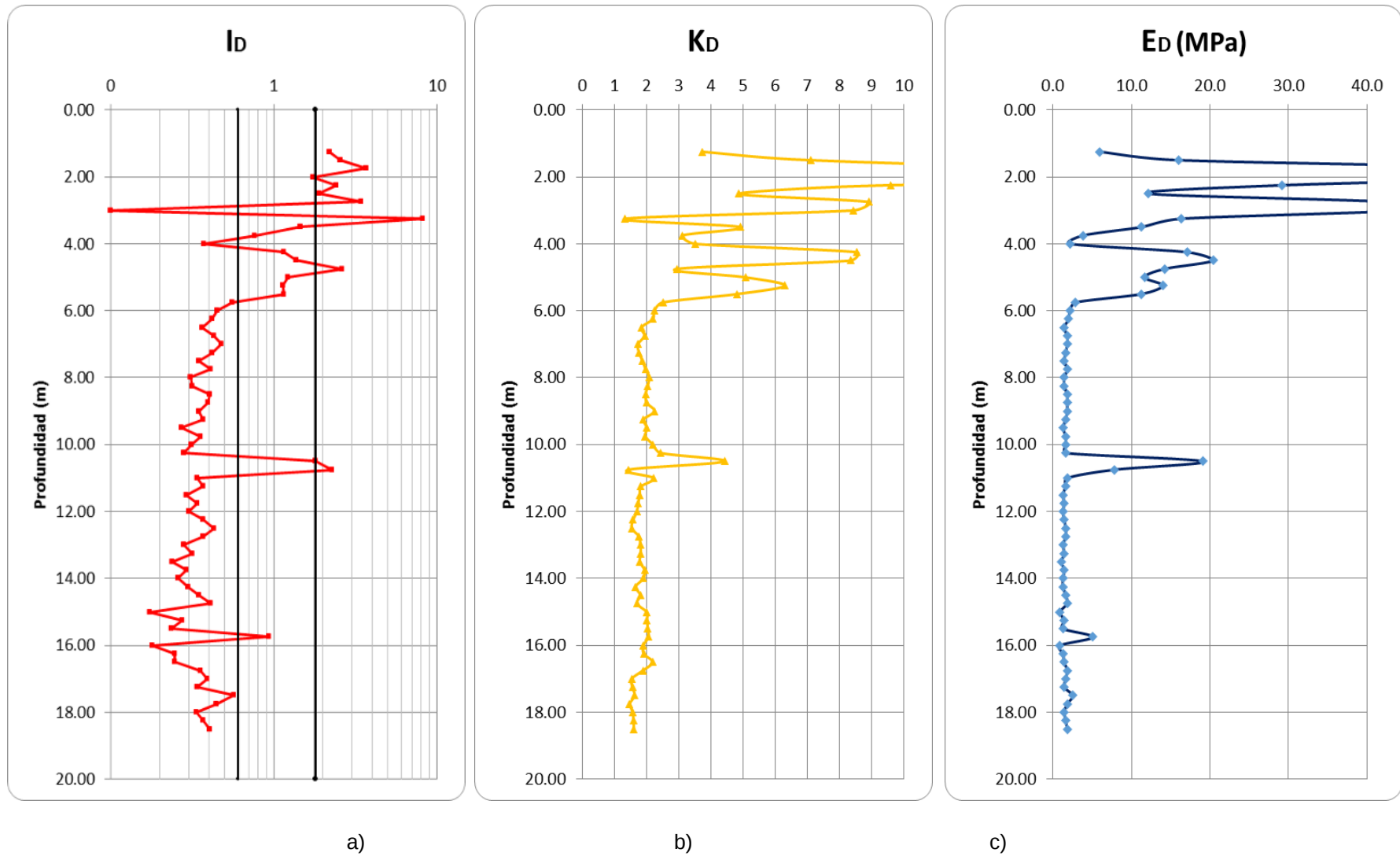


Figura 3.1.6. a.b y c. Parámetros primarios obtenidos de la interpretación de los resultados del DMT Pantitlán

En cuanto el K_D , en la Figura 3.1.6.b, se observa que de 0 a 5.9m, el K_D es mayor a 3. Mientras que a partir de los 6m, el valor de K_D es del orden de 2. Por último, en la Figura 3.1.6.c, se muestra el perfil de E_D , donde se observa que de 0 a 5.9m los valores son de 10 a 40 MPa (1,000 a 4,000 t/m²) y de 6m hasta la máxima profundidad de exploración, el valor se encuentra entre 1 y 2 MPa (100 a 200 t/m²).

A partir de los parámetros I_D , K_D y E_D , se obtuvieron los parámetros geotécnicos que se muestran en la Figura 3.1.7.a y b y 3.1.8.a, b y c.

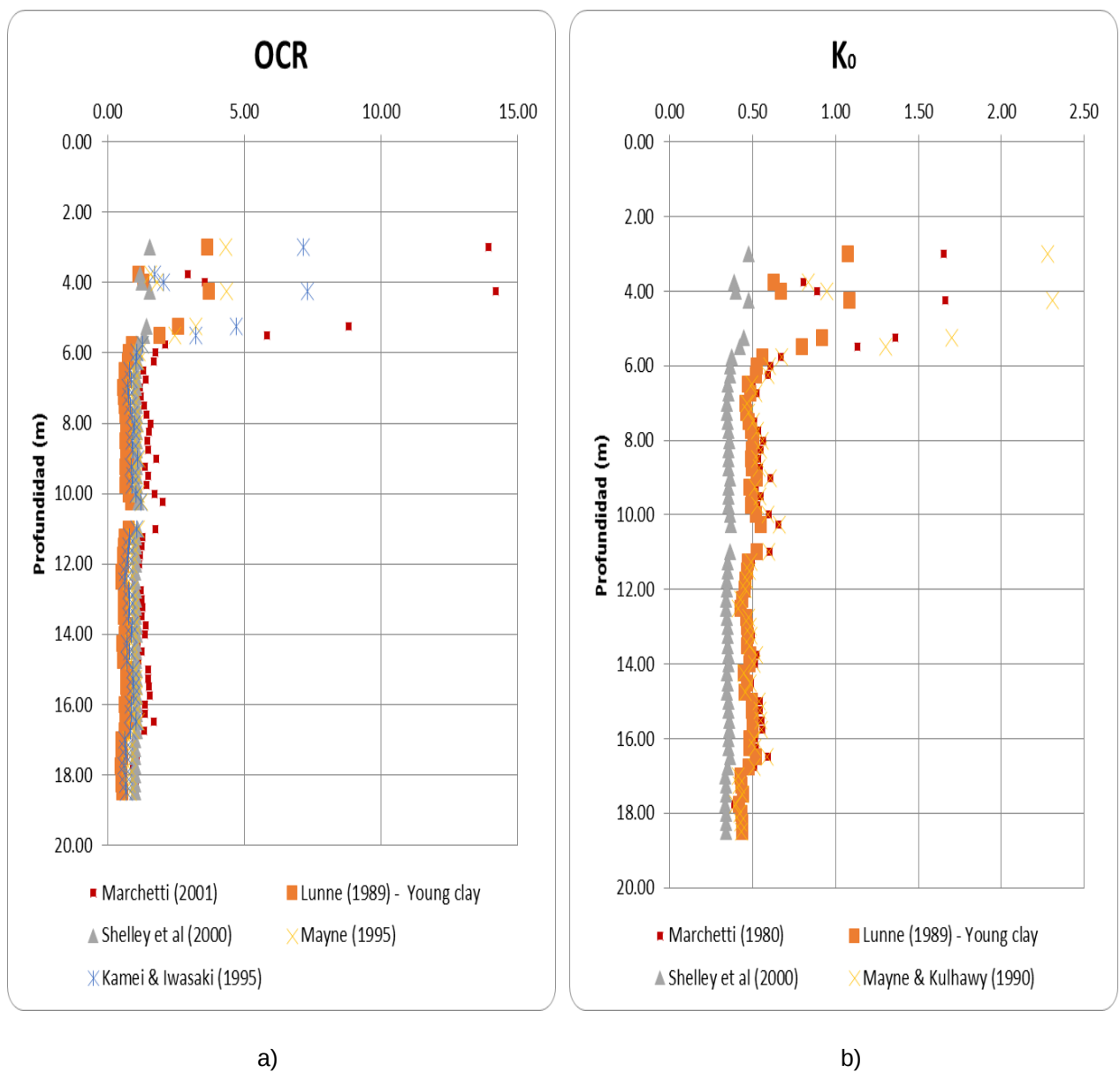


Fig. 3.1.7. a y b. Perfil de OCR y K_0 que se obtuvieron con la interpretación de los resultados del DMT Sitio Pantitlán.

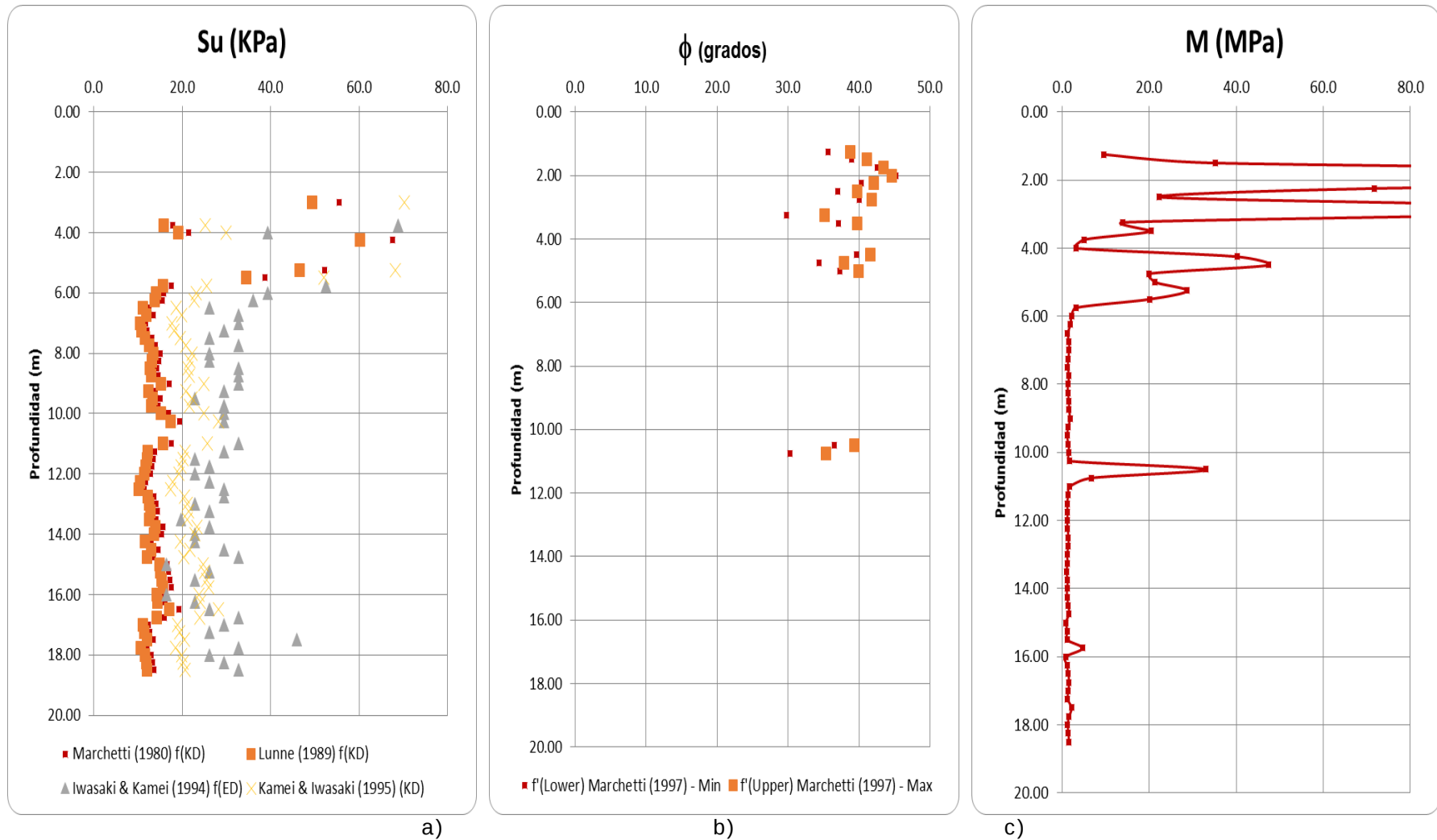


Figura 3.1.8.a, b y c. Perfil de resistencia al esfuerzo cortante (S_u), ángulo de fricción ($^\circ$) y Módulo M , obtenidos de la interpretación de los resultados del DMT Sitio Pantitlán

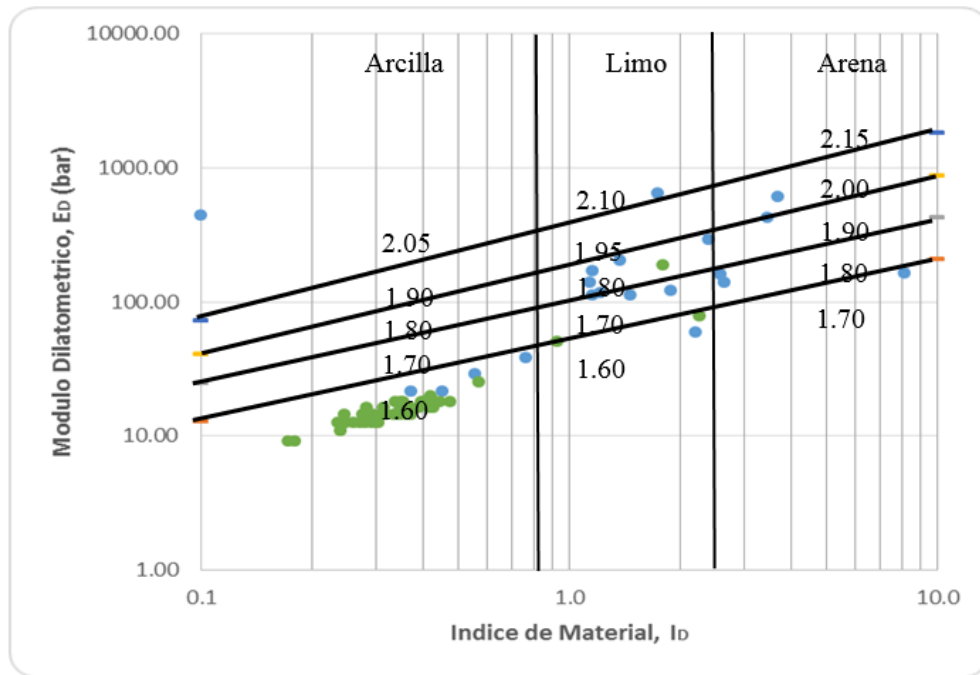
En la Figura 3.1.7.a, se muestra el perfil de OCR, donde se puede observar que de 0 a 5.9m se tienen valores de 3 a 15 y, a partir de los 6m, los valores son de 0.4 a 2.0. En la Figura 3.1.7.b, se muestra el perfil de k_0 , en el que se observa que de 0 a 5.9m los valores de k_0 son mayores a 0.5. Mientras que, por debajo de los 6m, los valores son de 0.35 a 0.6.

En la Figura 3.1.8.a, se presenta la resistencia al esfuerzo cortante obtenida, mediante las correlaciones de Marchetti (1980), Lunne (1989), Iwasaki & Kamei (1994) y Kamei & Iwasaki (1995). Se observa que con estas correlaciones los valores de resistencia al esfuerzo cortante son mayores a 40 kPa (4 t/m²) para los materiales de 0 a 5.9m de profundidad y entre 10 y 35 kPa (1 a 3.5 t/m²), para los materiales de 6 a 18m de profundidad.

En la Figura 3.1.8.b, se muestra el perfil de ángulos de fricción obtenidos a diferentes profundidades, mediante las correlaciones propuestas por Marchetti (1997). Se observa que de 0 a 5.9m el ángulo de fricción varía de 30 a 45°, mientras que en el lente arenoso existente entre 10 y 11m de profundidad, donde el valor corresponde a ángulos de 30° a 40°.

Por último, en la Figura 3.1.8.c, se muestra el perfil del Módulo “M” en Mpa. En esta imagen, se aprecia que de 0 a 5.9m se tienen Módulos de 20 a 80 MPa (2,000 a 8,000 t/m²), mientras que después de los 6m, los módulos se reducen a valores de 0.8 a 4.5 MPa (80 a 450 t/m²).

A partir de los resultados obtenidos de I_D y E_D , se utilizó la gráfica de Marchetti y Crapss (1981) para determinar el peso específico relativo del suelo. Se presentan todos los puntos que se obtuvieron del sondeo en la gráfica de la Figura 3.1.9. En esta imagen, se muestran dos grandes grupos: materiales de 0 a 6m, identificada como costra seca (azul), y materiales de 6m en adelante, identificados como serie arcillosa superior (verde).



3.1.9. Gráfica para determinar el tipo de suelo y peso específico relativo (Marchetti y Crapps, 1891), Sitio Pantitlán.

En la gráfica de la Figura 3.1.9, se observa que para los materiales de la costra seca (azul) se asigna un peso específico relativo 1.6 a 2.10. Mientras que, para los materiales de la serie arcillosa superior (verde), el peso específico predominantes es de 1.6. En la tabla 3.1.4.1 se presenta un resumen de las propiedades obtenidas a partir de la interpretación de los resultados del Dilatómetro.

Tabla 3.1.4 Propiedades mecánicas obtenidas con el dilatómetro (Sitio Pantitlán)

N	Estrato	De [m]	A [m]	Espesor [m]	γ [t/m ³]	I _D	K _D	E _D [MPa]	OCR	K ₀	S _u [KPa]	ϕ [°]	M [MPa]
1	Costra superficial	0.0	5.9	5.9	1.60 a 2.10	0.6 a 1.8	>3	10 a 40	3 a 15	>0.5	>40	30 a 45	20 a 80
2	SAS 1	5.9	10.2	4.3	1.6	<0.6	2	1 a 2	0.4 a 2.0	0.35 a 0.60	6 a 18	-	0.8 a 4.5
3	Lente de arena	10.2	11.2	1.0	1.6	1.8 a 2.3	4.5	19	-	-	-	30 a 40	33
4	SAS 2a	11.2	18.5	7.3	1.6	<0.6	2	1 a 2	0.4 a 2.0	0.45	6 a 18	-	0.8 a 4.5

3.2. Sitio Centro, Delegación Cuauhtémoc

3.2.1 Ubicación del sitio y descripción general

El segundo sitio de prueba en este trabajo se ubica en la zona centro de la Ciudad de México. Se trata de una línea de instalaciones subterráneas que tiene una longitud de 3.08km. La línea de servicios inicia en el cruce de las calles Juan Nepomuceno y Luna y concluye en el cruce de las Calles Luis Moya y Ernesto Pugibet. Para los fines de este trabajo se han considerado los sondeos ejecutados en el último tramo de la línea.

Acorde al reglamento de construcciones vigente para la ciudad de México, el sitio se localiza en la zona Lacustre (zona III), En la Figura 3.2.1, se muestra la ubicación del sitio en el marco de la zonificación geotécnica del Valle de México. En esta imagen se observa que el sitio se encuentra en la Zona III.

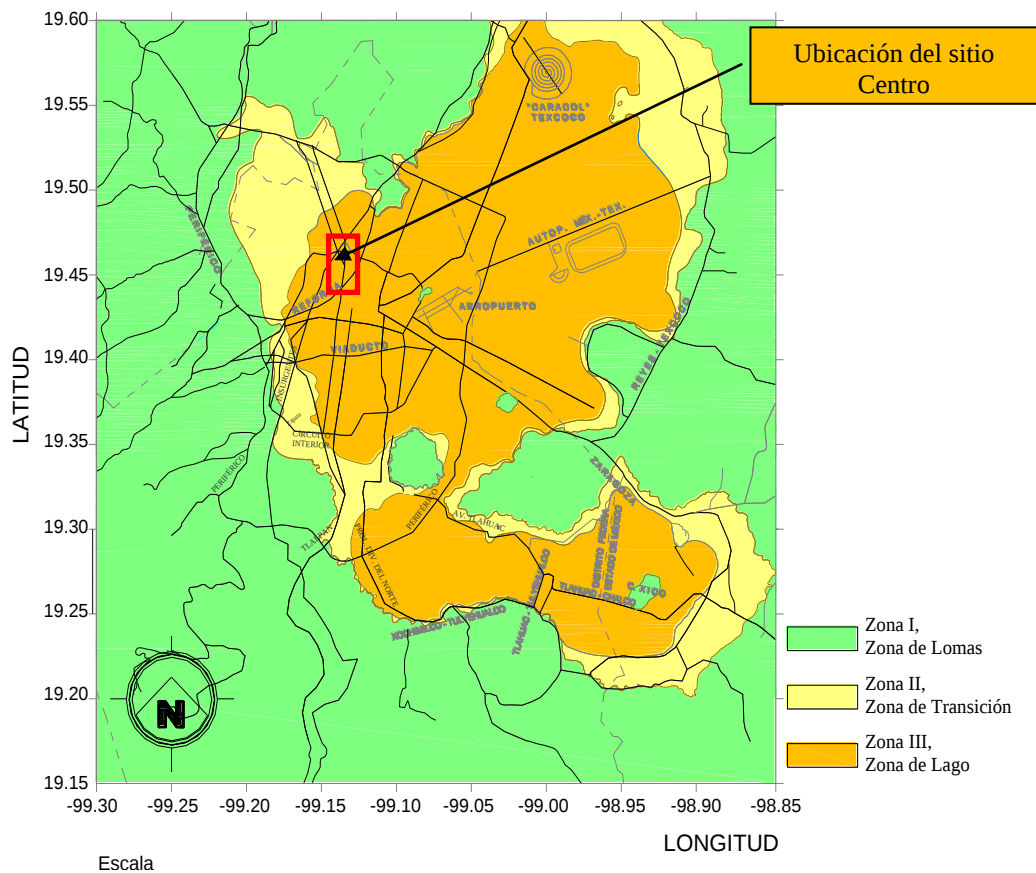


Fig. 3.2.1. Ubicación del sitio Centro dentro de la zonificación geotécnica del Valle de México

3.2.2 Trabajos de exploración convencional y pruebas de laboratorio realizados

Los trabajos de exploración convencional realizados en el sitio y que se consideraron para este trabajo, consistieron en la ejecución de un sondeo mixto. En éste, se intercaló la técnica de penetración estándar con el muestreo inalterado, mediante tubos shelby de pared delgada, y un sondeo de cono eléctrico. Con la finalidad de determinar la ubicación del NAF del sitio en estudio, se instaló un tubo de observación a 12m de profundidad. En la Tabla 3.2.1 se muestra un resumen de la exploración realizada.

Tabla 3.2.1 Resumen de los trabajos de exploración del sitio Centro

Sondeo	Profundidad [m]	Muestras inalteradas
SCE-1	15.40	1
SM-1	12.50	3
TO	6.00	-

Los trabajos de laboratorio consistieron en la ejecución de pruebas para determinar las propiedades índice de los materiales (contenido natural de agua, límites de plasticidad, granulometría simplificada, densidad de sólidos y peso volumétrico) y las propiedades mecánicas (triaxial UU y consolidación). Cabe señalar que, para este trabajo, sólo se consideró la información que se recolectó hasta 15m de profundidad, la cual corresponde a la profundidad alcanzada con el dilatómetro de Marchetti, que se describe más adelante. En la Tabla 3.2.2, se muestra un resumen de las pruebas de laboratorio realizadas.

Tabla 3.2.2 Resumen de los trabajos de laboratorio del sitio Centro

SONDEO	Muestra No.	Profundidad		Triaxial UU	Consolidación
		de	a		
SM-8	6	4.6	4.8	1	1
SM-8	10	7.6	8	1	1

3.2.3. Estratigrafía y propiedades obtenidas mediante exploración convencional y pruebas de laboratorio

A partir de los recorridos de campo, trabajos de exploración y pruebas de laboratorio, se realizó la interpretación geotécnica del sitio. Aquí, se identificaron tres unidades estratigráficas y dos lentes de interés. A continuación, se presenta la descripción geotécnica de las unidades estratigráficas identificadas:

1. Rellenos: Están conformados por carpeta asfáltica, limos arenosos con gravas, arcilla con presencia de basura y arenas finas color café claro. Esta unidad presenta un contenido de agua entre 15 y 35%, porcentaje de finos entre 15 y 65%. A partir de información obtenida de estudios en la zona, se sabe que el peso volumétrico natural se encuentra entre 1.30 y 1.65 t/m³. La profundidad que logra alcanzar este estrato es de hasta 2.60m.

2. Costra Superficial: Debajo de los materiales de relleno se identificaron los materiales correspondientes a la costra superficial, la cual está conformada por limos arenosos y limos con arena, ambos de consistencia media a firme, así como algunos lentes de arena. El número de golpes de la prueba de penetración estándar (N_{spt}) es entre los 1 y 11, mientras que la resistencia de cono (q_c) se encuentran entre 15 y 60 kg/cm². El contenido de agua de esta unidad está entre 50 y 180%, mientras que el porcentaje de finos fue de entre 70 y 96%, el peso volumétrico estuvo entre 1.40 y 1.87 t/m³. Esta unidad estratigráfica alcanza la profundidad máxima de 5.00m.

3. Serie Arcillosa Superior: Por último, debajo de la costra seca se detectó la serie arcillosa superior, conformada por arcillas de alta plasticidad de consistencia muy blanda. Esta unidad no presentó resistencia alguna en la prueba de penetración estándar, mientras que la resistencia de punta del cono eléctrico (q_c) fue de entre 2.5 y 5 kg/cm². El contenido de agua de esta unidad es de 200 a 430%, el porcentaje de finos de 80 a 100% y el peso volumétrico de 1.13 a 1.19 t/m³. Esta unidad se detectó hasta la máxima profundidad explorada, la cual fue de 16m. Sin embargo, con base a la información bibliográfica disponible, se sabe que alcanza profundidades mayores.

Lentes. También es importante mencionar que se detectaron dos lentes. El primero se trata de un lente de ceniza volcánica, ubicado entre 7 y 9m de profundidad. El segundo está conformado por arenas arcillosas y está ubicado a los 13m de profundidad.

Con base en las mediciones que se realizaron en los tubos de observación, se puede decir que el nivel de aguas freáticas (NAF) en general se encuentra en 1.90m de profundidad, excepto en la zona central de la línea, en la cual se encontró hasta 3.50m de profundidad.

En las Figuras 3.2.2 y 3.2.3 se presenta el perfil estratigráfico obtenido tanto del sondeo mixto como del sondeo de cono eléctrico hasta 16m de profundidad.

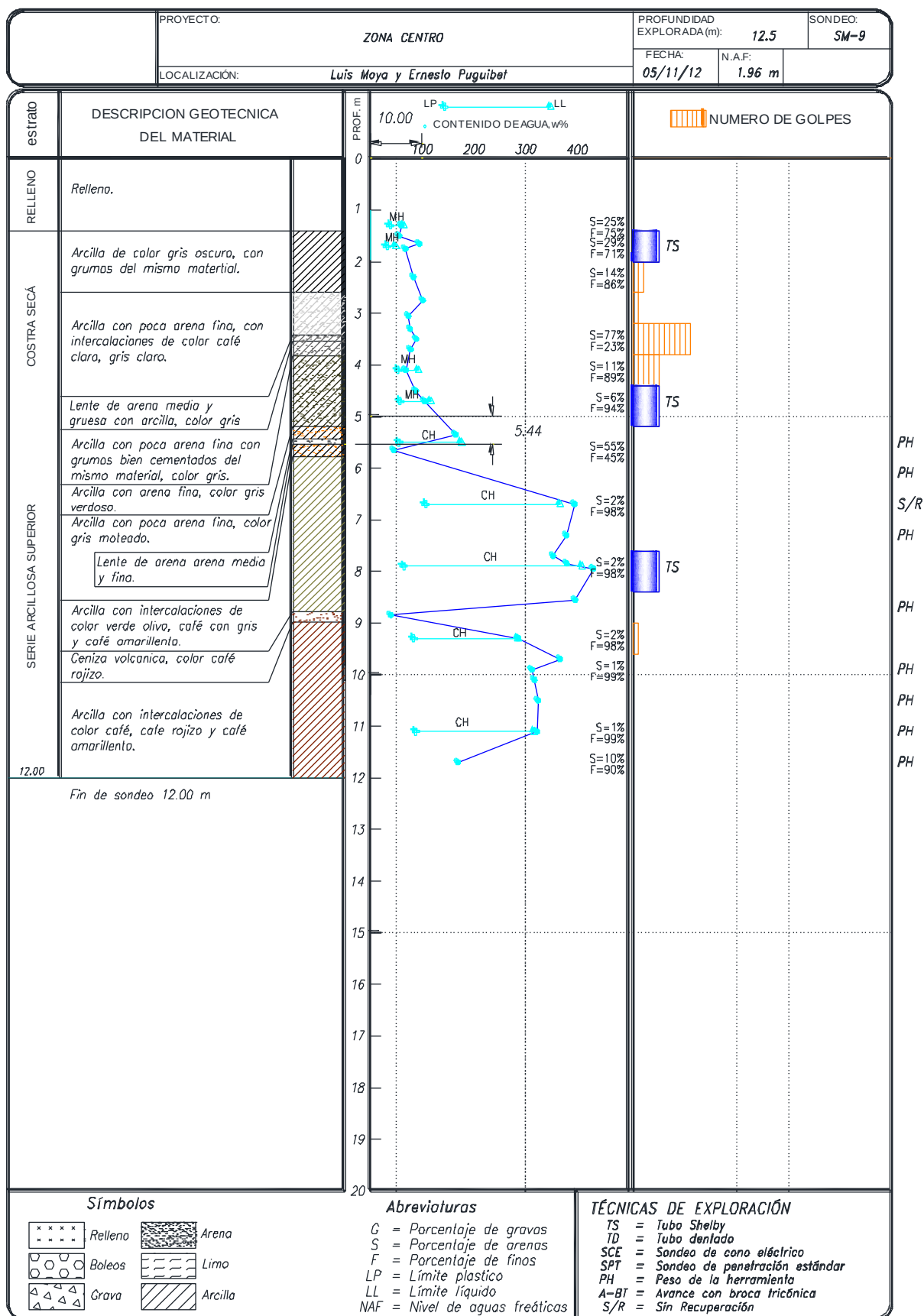


Fig. 3.2.2. Sondeo mixto SM-1 hasta los 12 m. Sitio Centro

Determinación de propiedades mecánicas mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio

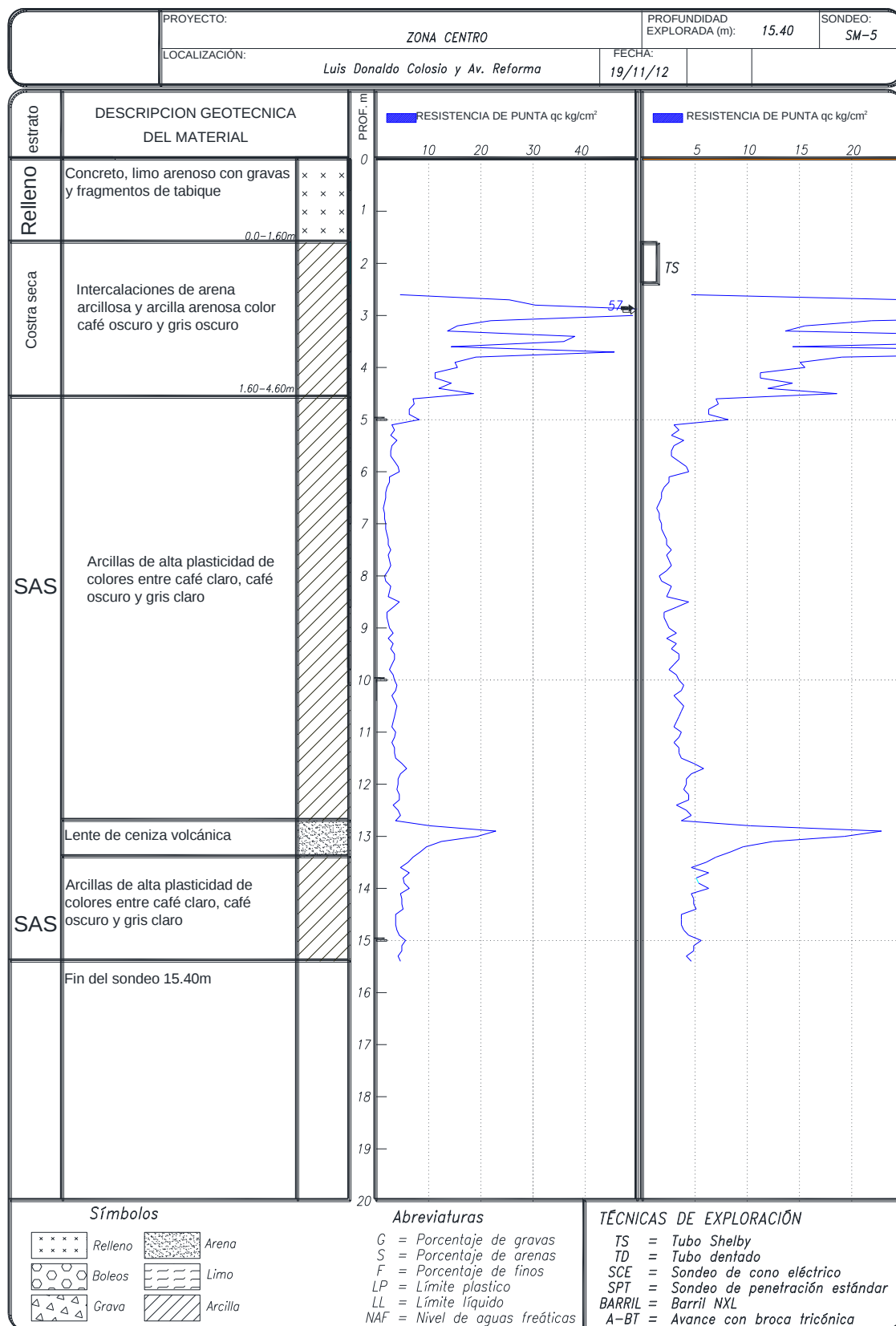


Figura 3.2.3. Sondeo de cono eléctrico hasta los 15m. Sitio Centro

De la campaña de exploración, se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas en los estratos identificados. Con base en los ensayos de laboratorio, correlaciones con los resultados de la prueba de penetración estándar (SPT) y la del cono eléctrico, se obtuvieron las propiedades mecánicas de los materiales del sitio, los cuales se presentan en la Tabla 3.2.3.

Tabla 3.2.3. Propiedades mecánicas de los estratos considerados

Estrato	De [m]	A [m]	Espesor [m]	γ [t/m ³]	c [t/m ²]	ϕ [°]	E [t/m ²]	ν	m_v [m ² /t]
Rellenos* (Re)	0.0	1.6	1.6	1.30 a 1.65	6 a 8	-	700 a 800	0.35	---
Costra Superficial (CS)	1.6	4.9	3.3	1.40 a 1.68	4.2 a 6.3	-	660 a 1,000	0.35	0.011
Serie Arcillosa Superior (SAS)	4.9	15.0**	11.1	1.12	1.9 a 3.8	-	190 a 450	0.45	0.029

Las propiedades se obtuvieron a partir de información disponible de la zona, se señalan con asterisco. El espesor en función de la máxima profundidad explorada se indica con doble asterisco.

Donde:

γ = Peso volumétrico del material

c = Cohesión obtenida en una prueba triaxial UU

ϕ = Ángulo de fricción interna del material

ν = Relación de Poisson

E = Módulo de Elasticidad del material.

m_v = Coeficiente de variación volumétrica

3.2.4. Resultados obtenidos mediante sondeo de dilatómetro

Adicionalmente a los trabajos de exploración convencional y pruebas de laboratorio realizados en el sitio, se realizó un sondeo de dilatómetro hasta 15.80m de profundidad. A continuación, se presentan los resultados de este sondeo. En la Figura 3.2.4 se muestran los valores de P_0 , P_1 y P_2 obtenidos a partir de la corrección de las lecturas A, B y C, mientras que en la Figura 3.2.5 a, b y c se muestran los valores de I_D , K_D y E_D obtenidos.

En la Figura 3.2.5.a, se muestra el perfil de I_D obtenido, donde se identifica que de 2 a 5.40m se tienen materiales con I_D mayor a 0.6 y menor a 1.8, por lo cual se asocia con limos. A partir de 5.40m y hasta la máxima profundidad de exploración (15.80m), el I_D de los materiales es menor a 0.6, lo cual se asocia con arcillas. Se identificó la presencia de un lente con una rigidez mayor a la de las arcillas (limo), a los 12.80m de profundidad.

En cuanto el K_D , en la Figura 3.2.5.b, se observa que de 0 a 5.4m, el K_D es mayor a 4, mientras que a partir de los 5.40m el valor de K_D se encuentra entre 3 y 4.

Por último, en la Figura 3.2.5.c, se muestra el perfil de E_D , donde se observa que de 0 a 5.40m, los valores son de 10 a 45 MPa (1,000 a 4,500 t/m²), no así de 5.4m y hasta la máxima profundidad de exploración, donde el valor se encuentra entre 1 y 4 Mpa (100 a 400 t/m²).

A partir de los parámetros I_D , K_D y E_D , se obtuvieron los parámetros geotécnicos que se muestran en la Figura 3.2.6a y b y 3.2.7.a, b y c.

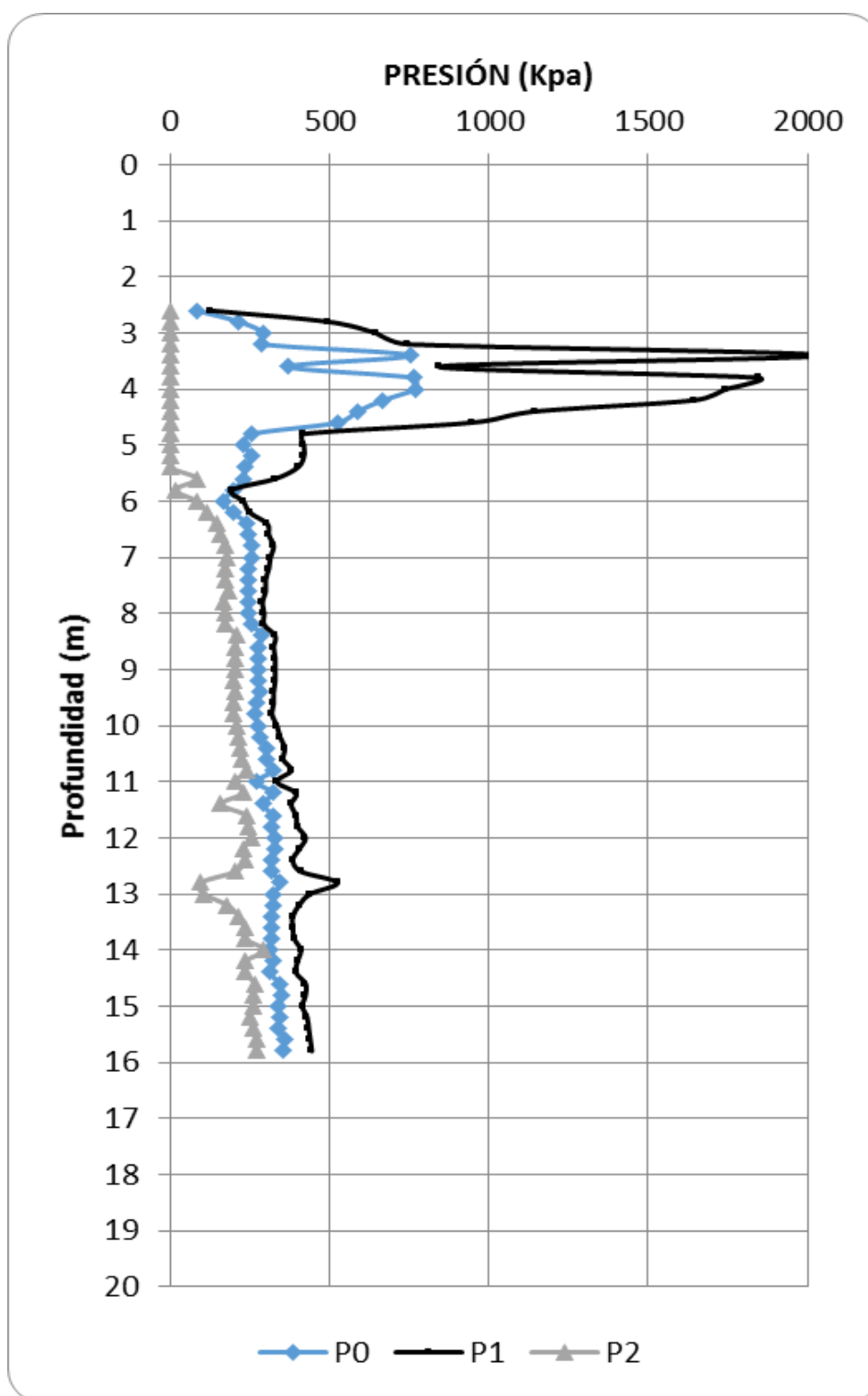


Figura 3.2.4. Valores de P_0 , P_1 y P_2 , obtenidos del sondeo de dilatómetro Sitio Centro

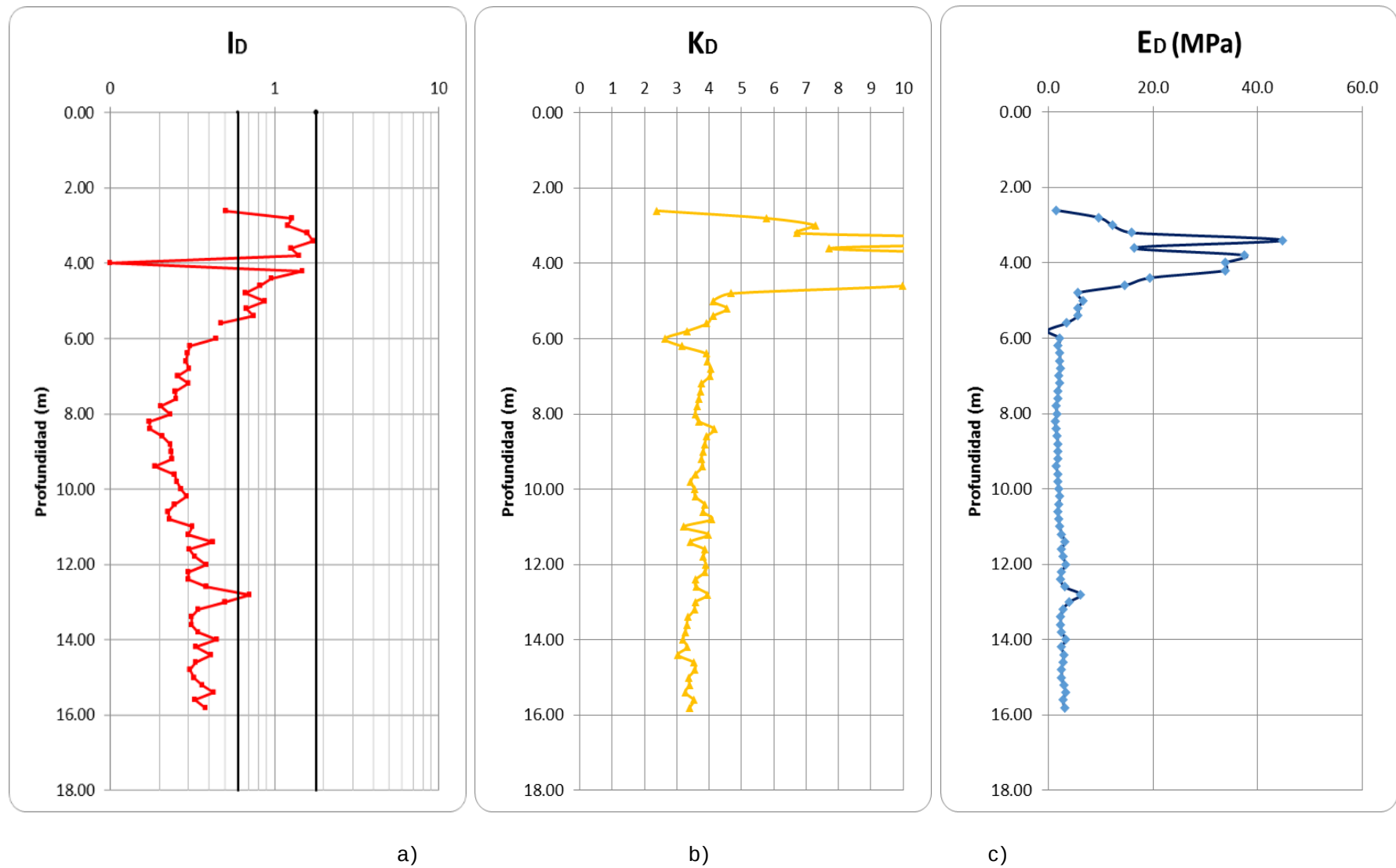


Fig. 3.2.5. a, b y c. Parámetros primarios obtenidos de la interpretación de los resultados del DMT Centro.

En la Figura 3.2.6.a, se muestra el perfil de OCR, donde se observa que de 0 a 5.40m se tienen valores de 2 a 9 y, a partir de los 5.40m, los valores son de 1 a 5. En la Figura 3.2.6b, se muestra el perfil de k_0 , en el que de 0 a 5.40m, los valores de k_0 son mayores a 0.5. Mientras que, por debajo de los 5.40m, los valores son de 0.40 a 0.98.

En la Figura 3.2.7.a, se presenta la resistencia al esfuerzo cortante obtenida mediante las correlaciones de Marchetti (1980), Lunne (1989), Iwasaki & Kamei (1994) y Kamei & Iwasaki (1995). En estas correlaciones, los valores de resistencia al esfuerzo cortante hasta los 5.40m van de 8 a 75 kPa (0.8 a 7.5 t/m²). En el caso de los materiales de 5.40m en adelante, la resistencia al esfuerzo cortante es de 20 a 60 kPa (2 a 6 t/m²).

En la Figura 3.2.7.b, se muestra el perfil de ángulos de fricción obtenidos a diferentes profundidades mediante las correlaciones propuestas por Marchetti (1997). Se observa que los materiales friccionantes son aquéllos que se encuentran entre 2 y 4m de profundidad y presentan ángulos de fricción de 38° a 44°.

Por último, en la Figura 3.2.7.c, se muestra el perfil del Módulo M en Mpa. En esta imagen se aprecia que de 0 a 5.40m se tienen Módulos de 20 a 120 Mpa (2,000 a 12,000 t/m²), no así después de los 5.40m, donde los módulos se reducen a valores de 2.5 a 10 Mpa (250 a 1,000 t/m²).

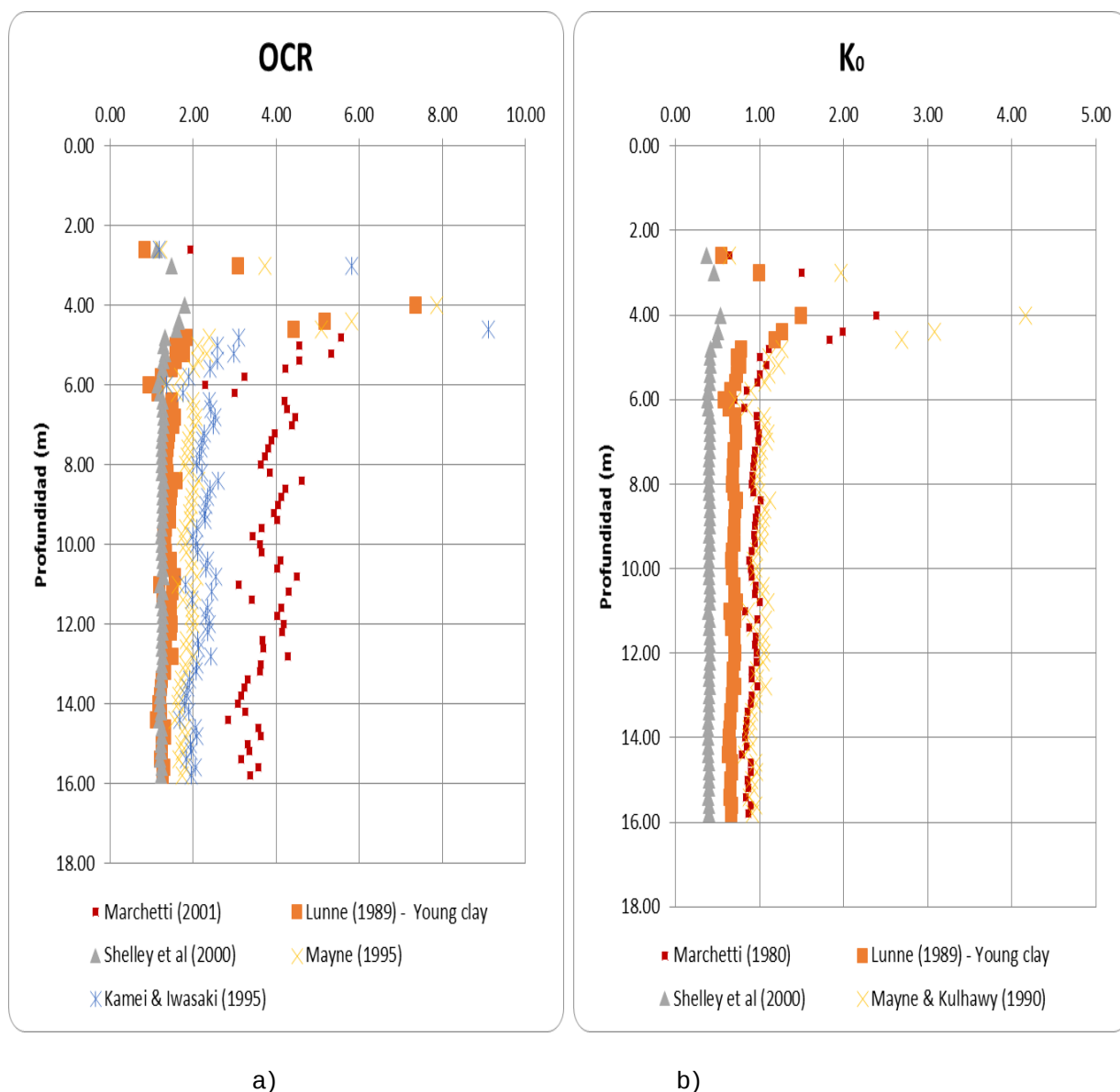


Fig. 3.2.6. a y b. Perfil de OCR y K_0 , obtenidos de la interpretación de los resultados del DMT Centro.

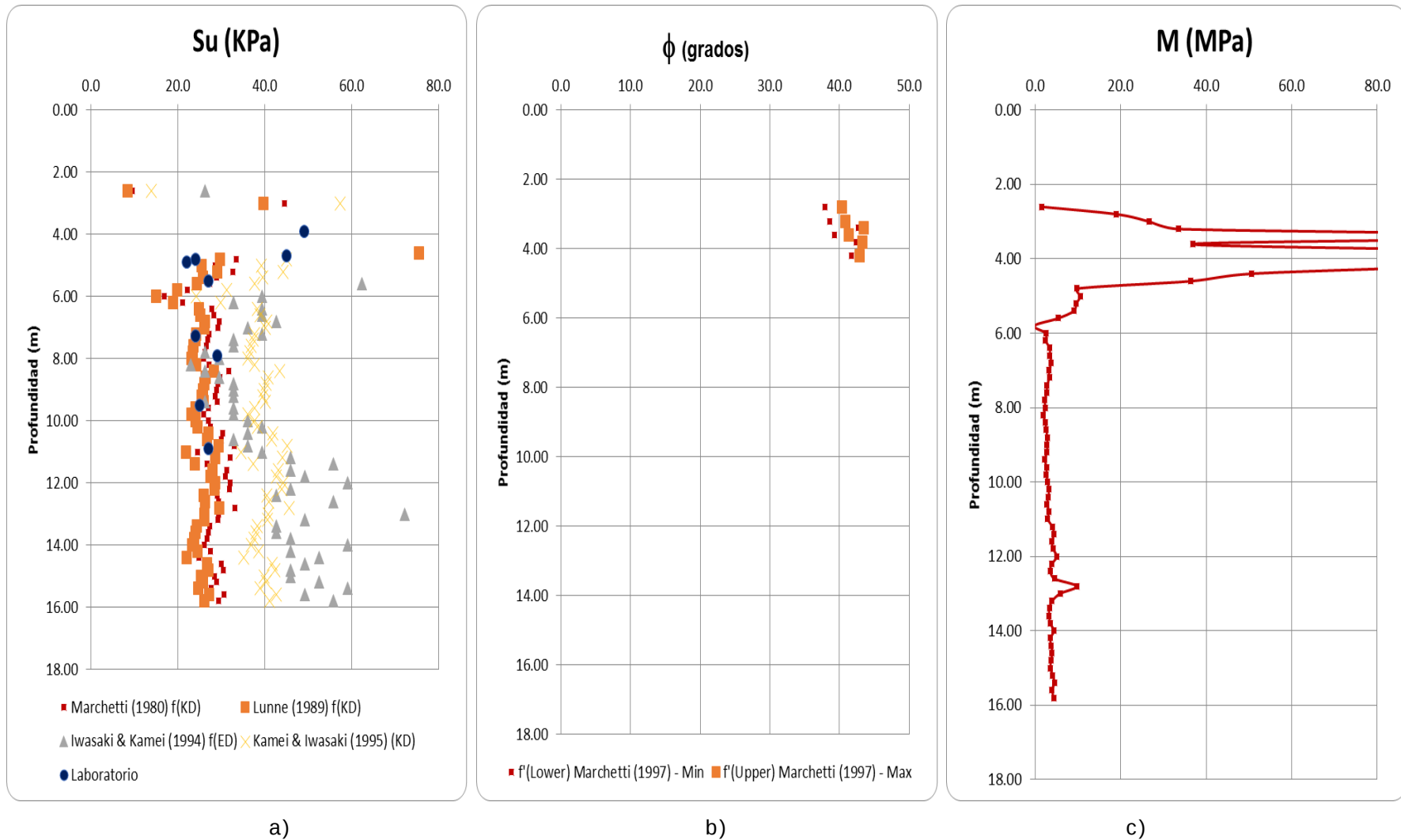


Fig. 3.2.7. a, b y c. Perfil de resistencia al esfuerzo cortante (S_u), ángulo de fricción ($^\circ$) y Módulo M obtenidos de la interpretación de los resultados del DMT Centro

A partir de los resultados obtenidos de I_D y E_D , se utilizó la gráfica de Marchetti y Crapss (1981), para determinar el peso específico relativo del suelo, graficando todos los puntos que se obtuvieron del sondeo (Ver Figura 3.2.8). En esta imagen, se muestran dos grandes grupos: materiales de 0 a 5.4m, identificada como costra seca (azul), y materiales de 5.4m en adelante, identificados como serie arcillosa superior (verde).

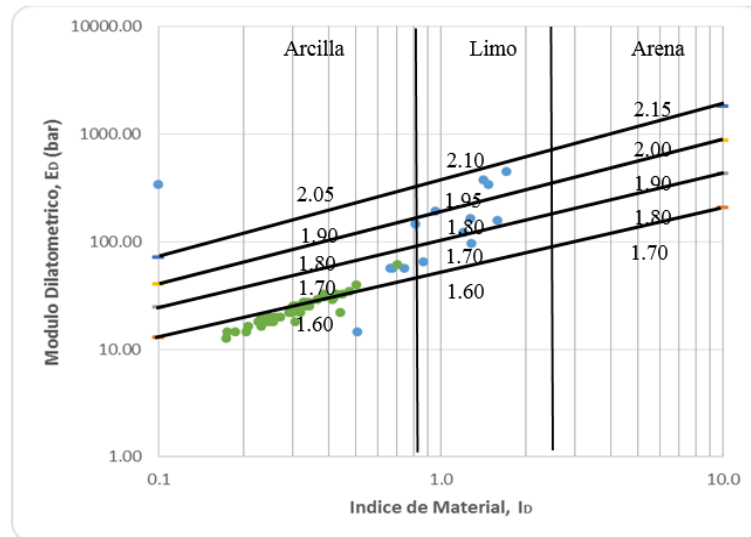


Fig. 3.2.8. Gráfica para determinar el tipo de suelo y peso específico relativo (Marchetti y crapps, 1891).

En la gráfica de la Figura 3.2.8, se observa que para los materiales de la costra seca (azul), se asigna un peso específico de 1.7 a 1.95. En los materiales de la serie arcillosa superior (verde), el peso específico predominante es de 1.6 a 1.7.

Con esto, en la tabla 3.2.4 se presenta un resumen de las propiedades obtenidas a partir de la interpretación de los resultados del Dilatómetro.

Tabla 3.2.4 Propiedades mecánicas obtenidas con el DMT

No	Estrato	De [m]	A [m]	Espesor [m]	γ [t/m ³]	I_D	K_D	E_D [MPa]	OCR	K_0	S_u [KPa]	ϕ [°]	M [MPa]
1	Relleno	0.0	1.60	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Costra Seca (CS)	1.60	4.90	3.30	1.7 a 1.95	0.6 a 1.8	>4	10 a 45	2 a 9	>0.5	8 a 75	38 a 44	20 a 120
3	SAS	4.90	15.80	11.10	1.6 a 1.7	<0.6	3 a 4	1 a 4	1 a 5	0.4 a 0.98	20 a 60	-	2.5 a 10

Capítulo 4. Comparación y evaluación de resultados

En este último capítulo, se hace una comparación y evaluación de los resultados obtenidos de pruebas de dilatómetro con los resultados de exploración convencional y pruebas de laboratorio de mecánica de suelos. Primero, se hace la revisión de la estratigrafía detectada y; después, de las propiedades mecánicas. Posteriormente se aplican los resultados de cada técnica en tres ejemplos, y se comentan las variaciones de los resultados utilizando las propiedades del dilatómetro en comparación con las obtenidas con pruebas de laboratorio.

4.1. Estratigrafía de los sitios de prueba

En la Figura 4.1.1, se muestra la estratigrafía obtenida tanto con los trabajos de sondeos mixtos (SM) y de cono eléctrico (CPT), como con los resultados de la prueba de dilatómetro (DMT) para el sitio Pantitlán. En lo concerniente a este sitio, en la siguiente Tabla, se muestra un resumen de los estratos detectados en cada uno de los sondeos así como el espesor de cada uno de ellos.

Tabla 4.1.1 Resumen de estratigrafía detectada en cada sondeo.

Sitio Pantitlán

Unidad Estratigráfica	Espesor, m					
	SM-1		CPT-1		DMT-1	
Costra Seca	0.00	7.20	0.00	6.80	0.00	5.90
Serie Arcillosa Superior	7.20	11.10	6.80	11.00	5.90	10.20
Lente 1	11.10	13.00	11.00	12.60	10.20	10.80
Serie Arcillosa Superior	13.00	20.00	12.60	20.00	10.80	20.00

SM = Sondeo Mixto
 CPT = Sondeo de cono eléctrico
 DMT = Sondeo de dilatómetro

Determinación de propiedades mecánicas mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio

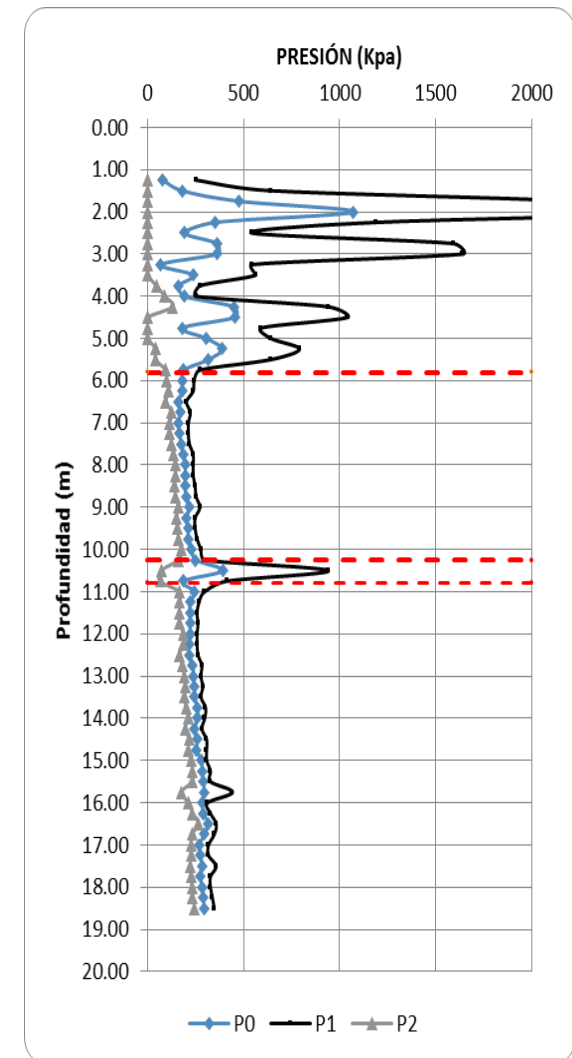
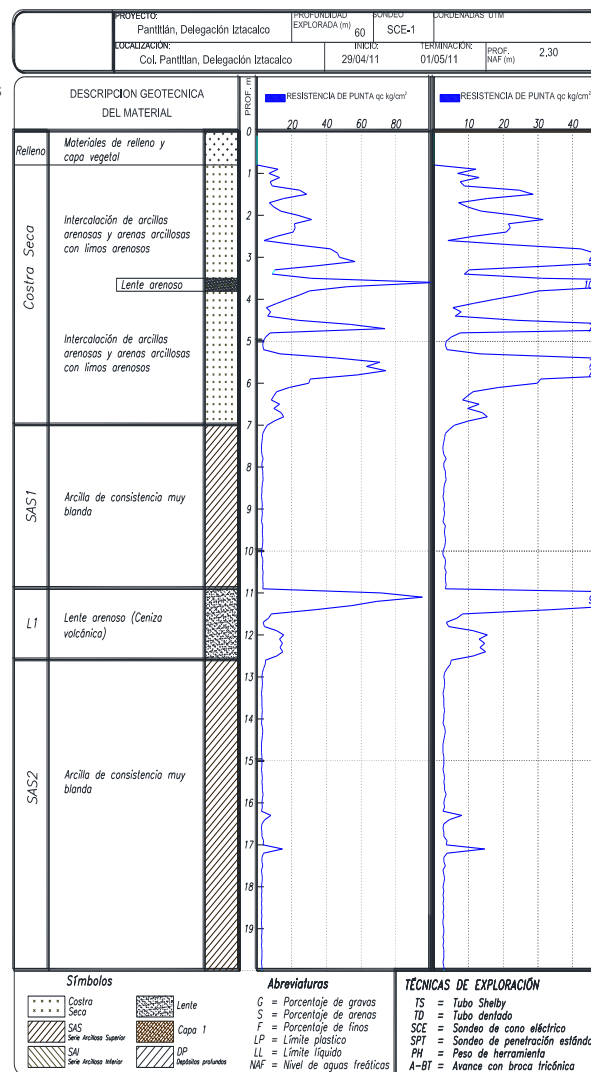
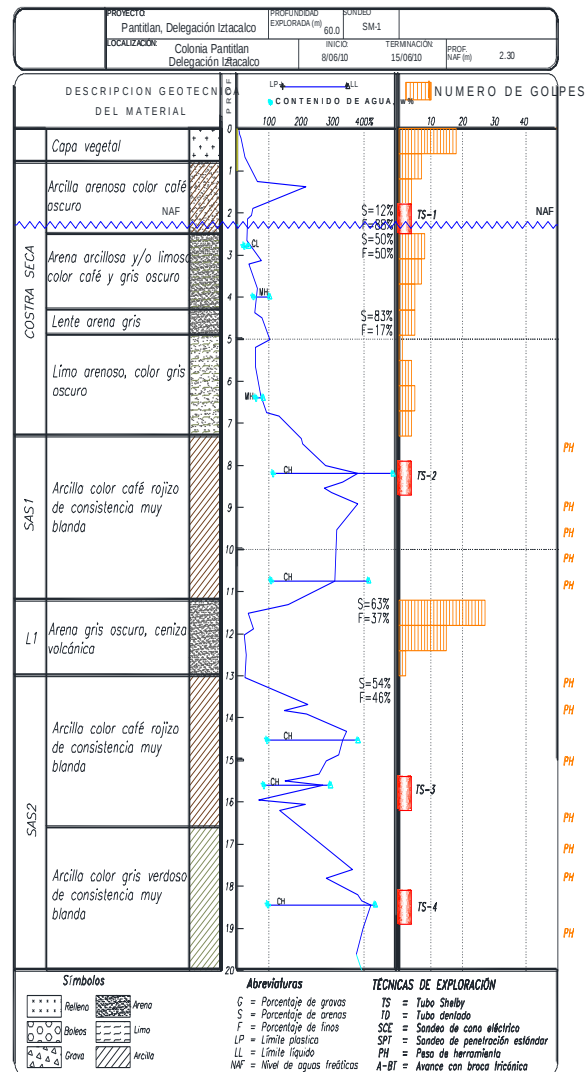


Fig. 4.1.1. Estratigrafía del sitio Pantitlán detectada con penetración estándar, cono eléctrico y Dilatómetro de Marchetti

Tal como se observa en la Figura 4.1.1 y en la Tabla anterior, para el sitio Pantitlán, la costra seca tiene un espesor de 7.20m en el SM-1, 6.80m en el CPT-1 y 5.90 en el DMT-1. Por debajo de la costra seca, en las tres técnicas de exploración, se definen materiales de baja resistencia asociados a la Serie Arcillosa Superior. En esta unidad, se identifica un lente de materiales de mayor resistencia asociados a arenas finas o ceniza volcánica. Este lente se detectó de 11.10 a 13m en el SM-1, de 11 a 12.60m en el CPT-1 y de 10.20 y 10.80m en el DMT-1.

A pesar de que la profundidad de los estratos tiene una diferencia en los tres sondeos, ésta puede ser atribuida a variaciones en el nivel del brocal de cada uno de los sondeos y al cambio en profundidad de los estratos de material, por la presencia de zonas precargadas en la zona de estudio. Debido a esto, para tener una mejor perspectiva de la variación de resultados con las tres técnicas de exploración, principalmente con el Dilatómetro, técnica causa de este trabajo, se recalca que el espesor de la costra seca es de 7.20m en el SM-1, 6.80m en el CPT-1 y de 5.90m en el DMT-1. El lente de arena, a los 11m promedio, tiene un espesor de 1.90m en el SM-1, 1.60m en el CPT-1 y de 0.60m en el DMT-1. En este sentido, el Dilatómetro de Marchetti es el que presenta la mayor variación con respecto a las otras técnicas de exploración. Esto puede ser ocasionado por la separación entre la toma de lecturas, que en el caso del sitio Pantitlán fue de 0.25m.

En cuanto a las condiciones piezométricas del sitio, en la Figura 4.1.2, se grafica la presión hidrostática inferida a partir de la profundidad del NAF (línea azul), la presión de poro medida por la instalación de piezómetros en el sitio (línea naranja) y, la lectura P_2 obtenida de la prueba de dilatómetro (línea amarilla), la cual, de acuerdo a la literatura existente del dilatómetro, se puede asociar a la presión de poro.

En la Figura 4.1.2 se identifica que, a partir de las mediciones realizadas mediante piezómetros instalados a diferentes profundidades, existe un pequeño abatimiento de la presión de poro en el sitio (línea naranja vs línea azul). La presión medida con el dilatómetro (P_2) indica, en los materiales permeables (arenas), la presión de poro actual a esa profundidad. En los materiales poco

permeables (limos y arcillas), se asocia al exceso de presión de poro, generado durante el hincado de la paleta del dilatómetro en el suelo.

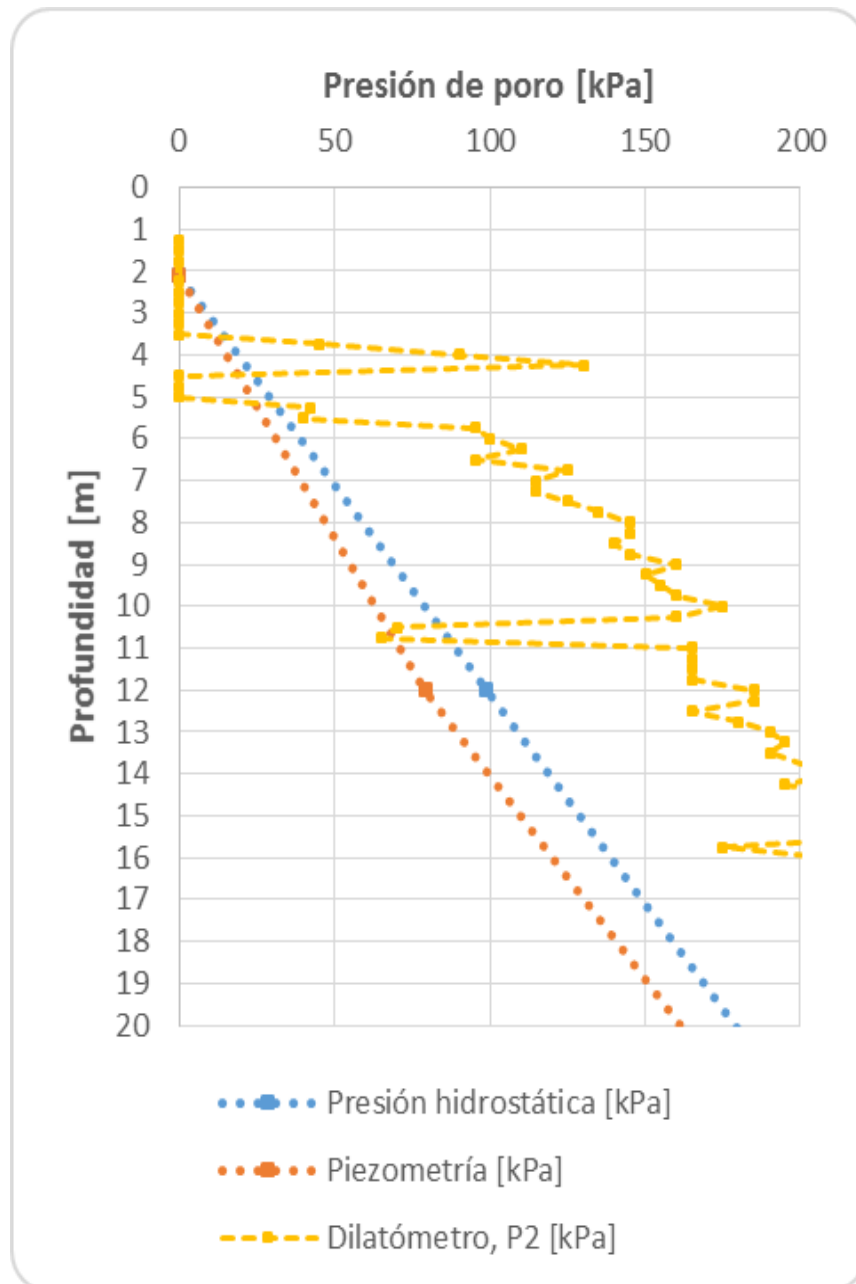


Fig. 4.1.2. Piezometría del sitio Pantitlán

Determinación de propiedades mecánicas mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio

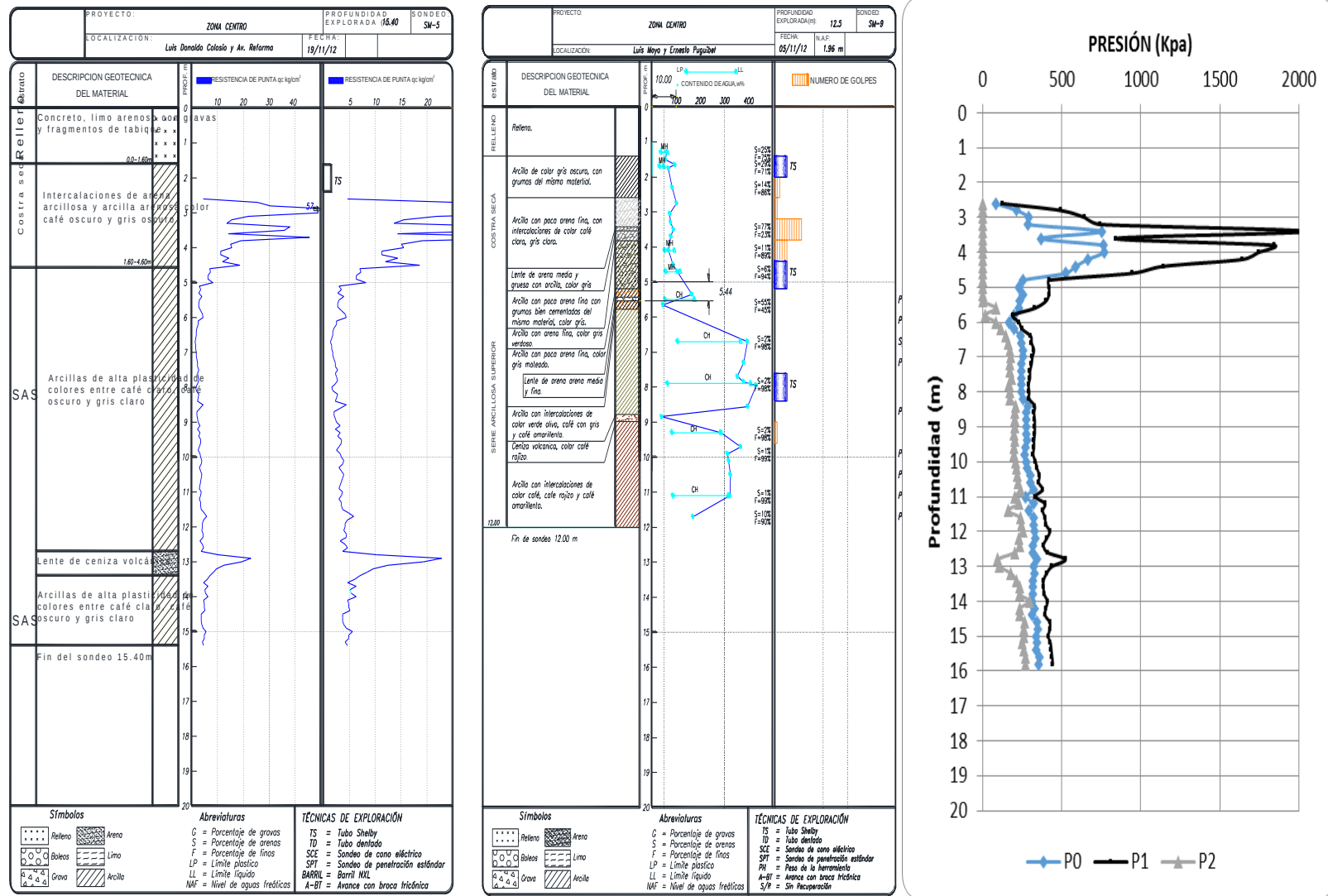


Figura 4.1.3 Estratigrafía del sitio Pantitlán detectada con penetración estándar, cono eléctrico y Dilatómetro de Marchetti

En la Tabla 4.1.2 y en la Figura 4.1.3, se presenta la estratigrafía detectada en el sitio Centro y un resumen de los espesores de cada una de las unidades estratigráficas identificadas. También, se aprecia que la costra seca tiene un espesor de 4.60m, tanto en el sondeo mixto como en el cono eléctrico. Mientras que, con el dilatómetro de Marchetti, el espesor detectado fue de 4.80.

Tabla 4.1.2 Resumen de estratigrafía detectada en cada sondeo. Sitio Centro

Unidad Estratigráfica	Espesor, m					
	SM-1		CPT-1		DMT-1	
Costra Seca	0.00	4.60	0.00	4.60	0.00	4.80
Serie Arcillosa Superior	4.60	12.50	4.60	12.70	4.80	12.60
Lente 1	-	-	12.70	13.40	12.60	13.00
Serie Arcillosa Superior	-	-	13.40	15.40	13.00	15.80

SM = Sondeo Mixto
 CPT = Sondeo de cono eléctrico
 DMT = Sondeo de dilatómetro

En este sitio, la exploración mediante sondeo mixto se llevó hasta 12.50m y la exploración con cono eléctrico y Dilatómetro alcanzó 15.40m y 15.80m, respectivamente. Por esta razón, el lente de arena, detectado a los 13m de profundidad, sólo se aprecia en el CPT y DMT. En este sentido, este lente tiene un espesor de 0.70m en el cono eléctrico y de 0.40m en el dilatómetro. Esta situación, como se mencionó en el caso anterior, puede deberse a la frecuencia de toma de lecturas, ya que la toma de lecturas con el cono eléctrico es cada 10 cm, en el dilatómetro se hizo cada 20cm en este sitio.

En la Figura 4.1.4, se muestra la piezometría del sitio, inferida a partir del nivel de aguas freáticas, que fue medida en el lugar mediante el tubo de observación instalado (línea azul). La línea amarilla representa la lectura P_2 y fue obtenida del dilatómetro, a partir de la cual se infirió la piezometría mostrada con la línea amarilla. Se observa que el NAF se midió a 3.60m en el tubo de observación. La lectura P_2 del dilatómetro muestra un ligero abatimiento, medido en el lente de arena que se encuentra a 13m de profundidad.

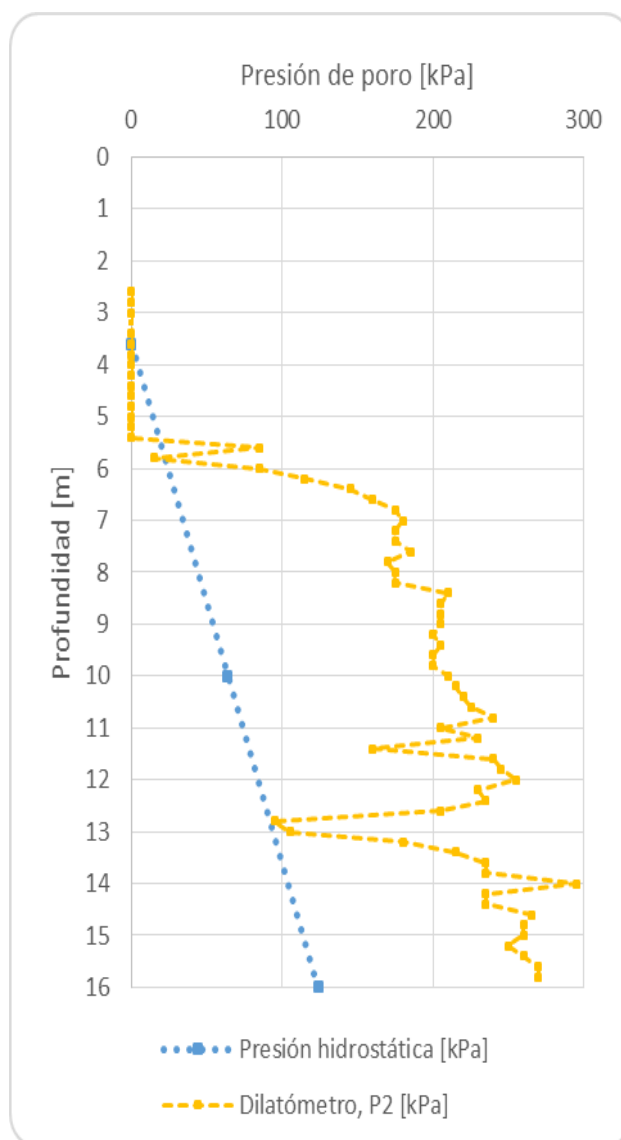


Figura 4.1.4. Piezometría del sitio Centro.

4.2 Clasificación y pesos volumétricos de los materiales

Como parte de la evaluación de los resultados obtenidos de las pruebas de dilatómetro, se revisó la clasificación de los materiales mediante el Índice de Material (I_D) con la clasificación SUCS, obtenida mediante pruebas de laboratorio (granulometría y límites de plasticidad). Adicionalmente, se compararon las densidades relativas obtenidas mediante el Abaco de Marchetti y Crapps (sección 2.3, Figura 2.3.1) con pesos volumétricos y resultados de las pruebas de laboratorio (Ver Figura 4.2.1).

En los resultados de la Figura 4.2.1, se aprecia, con base en la clasificación SUCS de los materiales y pruebas de laboratorio, que la costra seca del sitio Pantitlán está conformada, principalmente, por limos de alta plasticidad (MH), con un peso volumétrico del orden de 1.2 t/m^3 . Los materiales de la SAS están conformados, en su mayoría, por arcillas de alta plasticidad, con un peso volumétrico entre 1.12 y 1.16 t/m^3 .

En los resultados obtenidos con el dilatómetro, la costra seca está conformada por limos con algunos lentes de arcilla; tiene una densidad relativa de 1.60 a 2.10 . Mientras que, la SAS está conformada por arcillas, con una densidad relativa de 1.60 .

La clasificación de los materiales, pruebas de laboratorio y resultados del dilatómetro, coinciden en que la costra seca está conformada principalmente por limos y la SAS por arcillas. Sin embargo, las densidades relativas, para ambos estratos con el dilatómetro, se encuentran por arriba de los pesos volumétricos obtenidos mediante pruebas de laboratorio. Por lo que, la relación entre el I_D y el E_D no es del todo aplicable al suelo del Valle de México.

En la Figura 4.2.2, se presenta la revisión de la clasificación de los materiales y pesos volumétricos para el sitio Centro. Se puede apreciar que al igual que en la revisión del sitio Pantitlán, en la zona centro los materiales de la costra seca están conformados, predominantemente, por limos; mientras que, la serie arcillosa superior está conformada sobre todo por arcillas.

La densidad relativa obtenida mediante la interpretación de los resultados del dilatómetro para la costra seca es de 1.60 a 1.95 , y para la serie arcillosa superior es de 1.60 . Valores que se encuentran por arriba de los obtenidos en pruebas de laboratorio, que son de 1.39 t/m^3 a 1.69 t/m^3 para la costra seca, y de 1.12 t/m^3 para la SAS. Con esta información, se corrobora que la relación entre I_D y E_D no es del todo aplicable para los materiales de la zona del Valle de México.

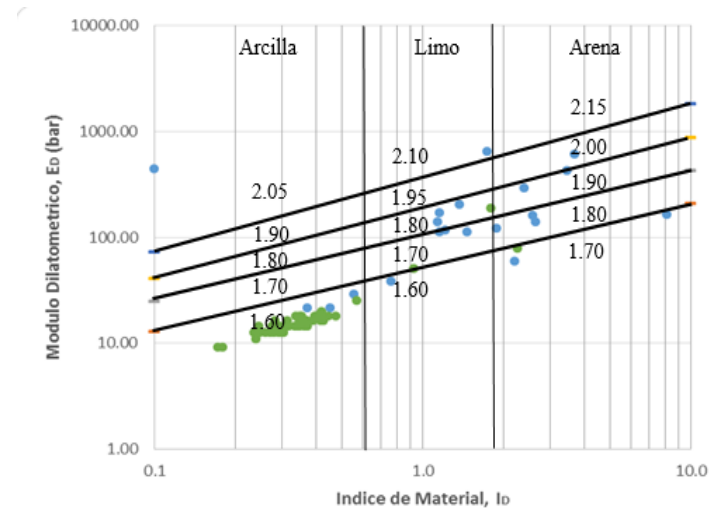
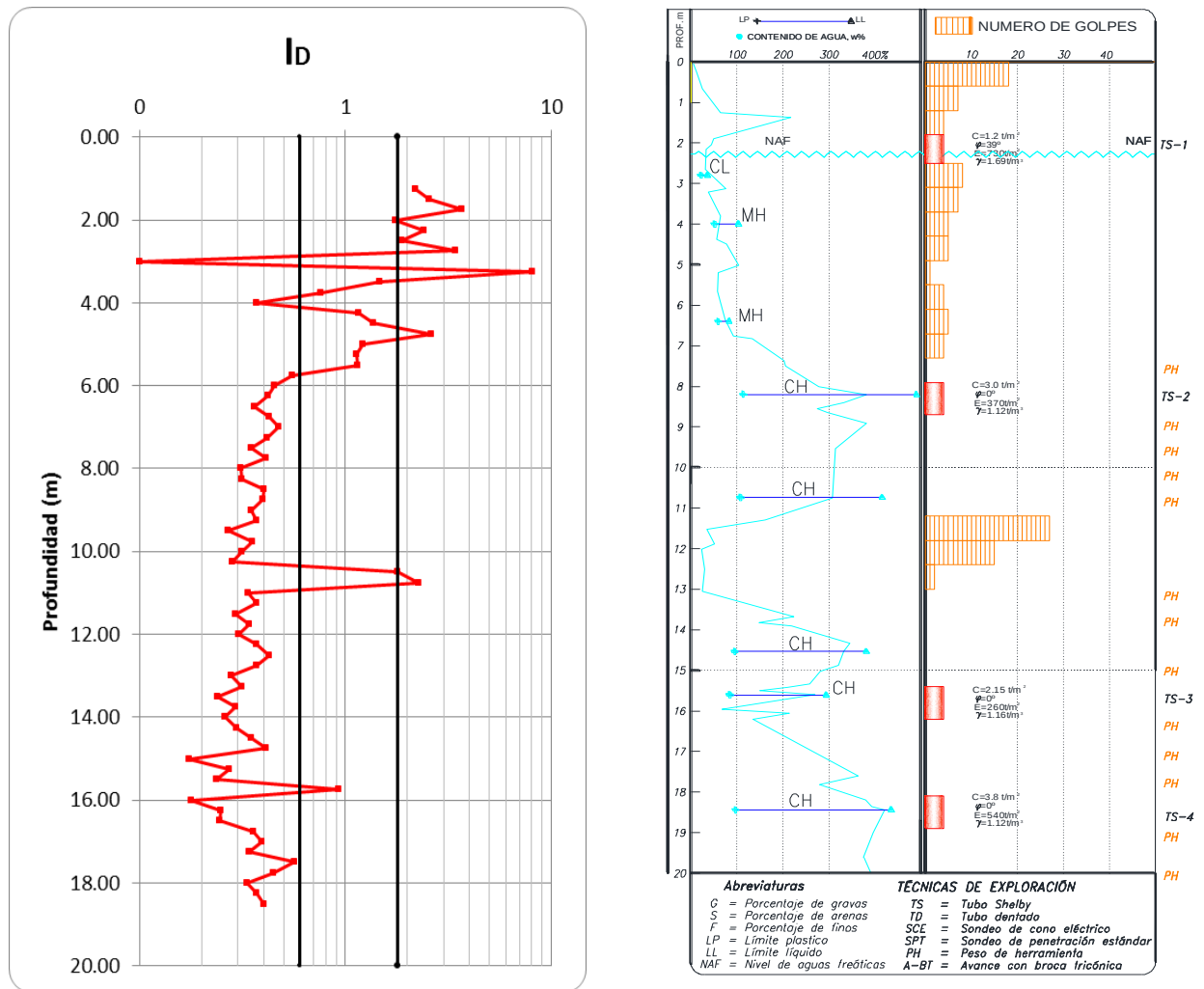


Figura 4.2.1 Revisión de clasificación de materiales obtenidos con el Dilatómetro vs clasificación SUCS y revisión de pesos volumétricos. Sitio Pantitlán

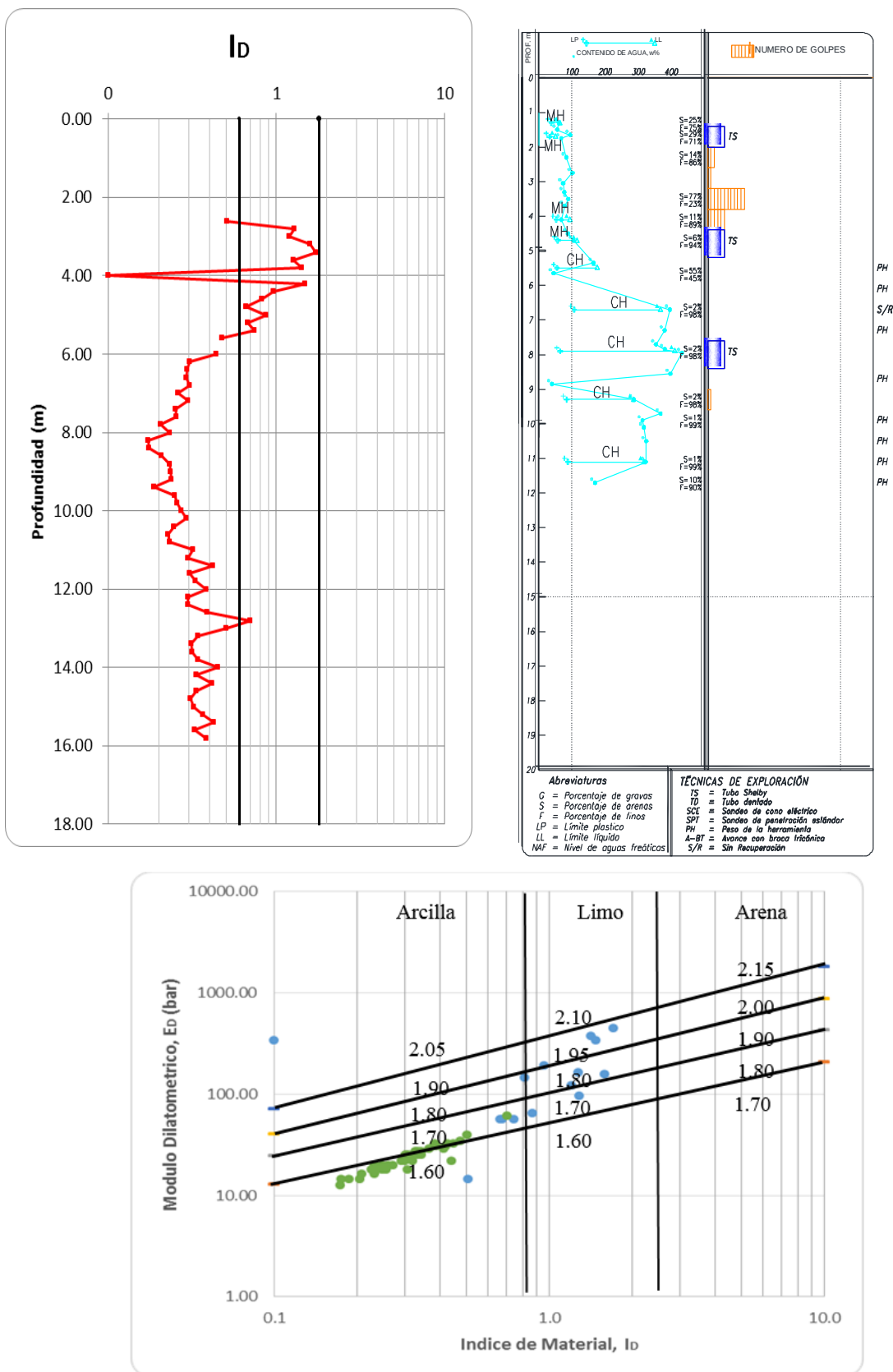


Figura 4.2.2. Revisión de clasificación de materiales obtenida con el Dilatómetro vs clasificación SUCS y revisión de pesos volumétricos. Sitio Centro

4.3 Relación de sobreconsolidación (OCR) y Coeficiente de empuje en reposo (K_0)

Tal como se describió en la sección 2.3, a partir de los valores de K_D obtenidos con el dilatometro, Marchetti y otros autores han propuesto algunas correlaciones para determinar la relación de sobreconsolidación del suelo y el coeficiente de empuje en reposo. En la Figura 4.3.1, se señala la comparativa de los valores de sobreconsolidación determinados mediante pruebas de laboratorio, con los valores obtenidos mediante diferentes correlaciones de los resultados de la prueba de dilatómetro para el sitio Pantitlán. Mientras que, en la Figura 4.3.2, se presenta la comparativa de los resultados de DMT, con pruebas de laboratorio para el sitio Centro.

Los valores de OCR se calcularon a partir de los pesos volumétricos de laboratorio para el cálculo del esfuerzo vertical efectivo y del esfuerzo de preconsolidación obtenidos de pruebas de consolidación. En cuanto a los resultados de OCR obtenidos de la interpretación del dilatometro, se utilizaron las correlaciones de Lunne (1989), Mayne (1995), Kamei & Iwasaki (1995), Shelley et al (2000) y Marchetti (2001),

Para los resultados con la correlación de Marchetti, los valores de OCR, para la costra seca, se encuentran entre 3 y 9; mientras que los valores de laboratorio son de 3 a 5. Para los valores de la Serie Arcillosa Superior, los valores de laboratorio son de 1 a 1.07; no así, los valores obtenidos con la correlación que llegan hasta 2.

Con la correlación de Lunne (1989), se obtienen valores de 1 a 3.70 para la costra seca y de 0.50 a 0.85 para la serie arcillosa superior. Con la correlación de Shelley et al (2000), se alcanzan valores de 1.19 a 1.54 para la costra seca y de 1 a 1.10 para la serie arcillosa superior. La correlación propuesta por Mayne (1995) presenta valores de 1.6 a 4.4. Para la Serie Arcillosa Superior, los valores fueron de 0.80 a 1.25. Por último, la correlación de Kamei & Iwasaki (1995) arroja valores de 1.7 a 7.3 para la costra seca y de 0.7 a 1.20.

Para el caso del sitio Centro, se utilizaron las mismas correlaciones que para el sitio Pantitlán. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 4.3.2 y se describen a continuación:

- Si se usa la correlación de Marchetti, los valores de OCR van de 2 a 5.3 para la costra seca y, en la serie arcillosa superior, los valores de OCR van de 2.8 a 4.6.
- Los valores con la correlación de Lunne van de 0.8 a 7 para la costra seca y, para la serie arcillosa superior, los valores van de 1.10 a 1.80
- Con la correlación de Shelley et al se obtienen valores de 1.1 a 1.8 para la costra seca y de 1.15 a 1.30 para la serie arcillosa superior.
- La correlación de Mayne muestra valores de 1.20 a 7.8 para la costra seca y de 1.7 a 2.0 para la serie arcillosa superior.
- Por último, con la correlación de Kamei & Iwasaki se obtienen valores de 1.2 a 5.8 para la costra seca y de 1.3 a 2.8 para la serie arcillosa superior.

En este sentido, se aprecia que en el sitio Pantitlan, las correlaciones de Shelley (2000) son las que se aproximan más a los resultados de las pruebas de laboratorio en materiales de la serie arcillosa superior. Para los materiales de la costra seca, la correlación de Kamei & Iwasaki es la que brinda mejores resultados.

En cuanto al sitio Centro, la correlación que arroja mejores resultados para los materiales de la costra seca es la de Kamei & Iwasaki. En la serie arcillosa superior, los valores de OCR incrementan con la profundidad y la correlación que refleja de mejor forma este comportamiento es la de Kamei & Iwasaki.

En lo que concierne al k_0 , se observa que las correlaciones establecidas por Mayne y Kulhawy (1990) y Lunne (1989) son las que proporcionan mejores resultados con respecto a los valores obtenidos a partir de las propiedades índice de arcillas, en particular el índice plástico (ver figura 4.3.3 y 4.3.4).

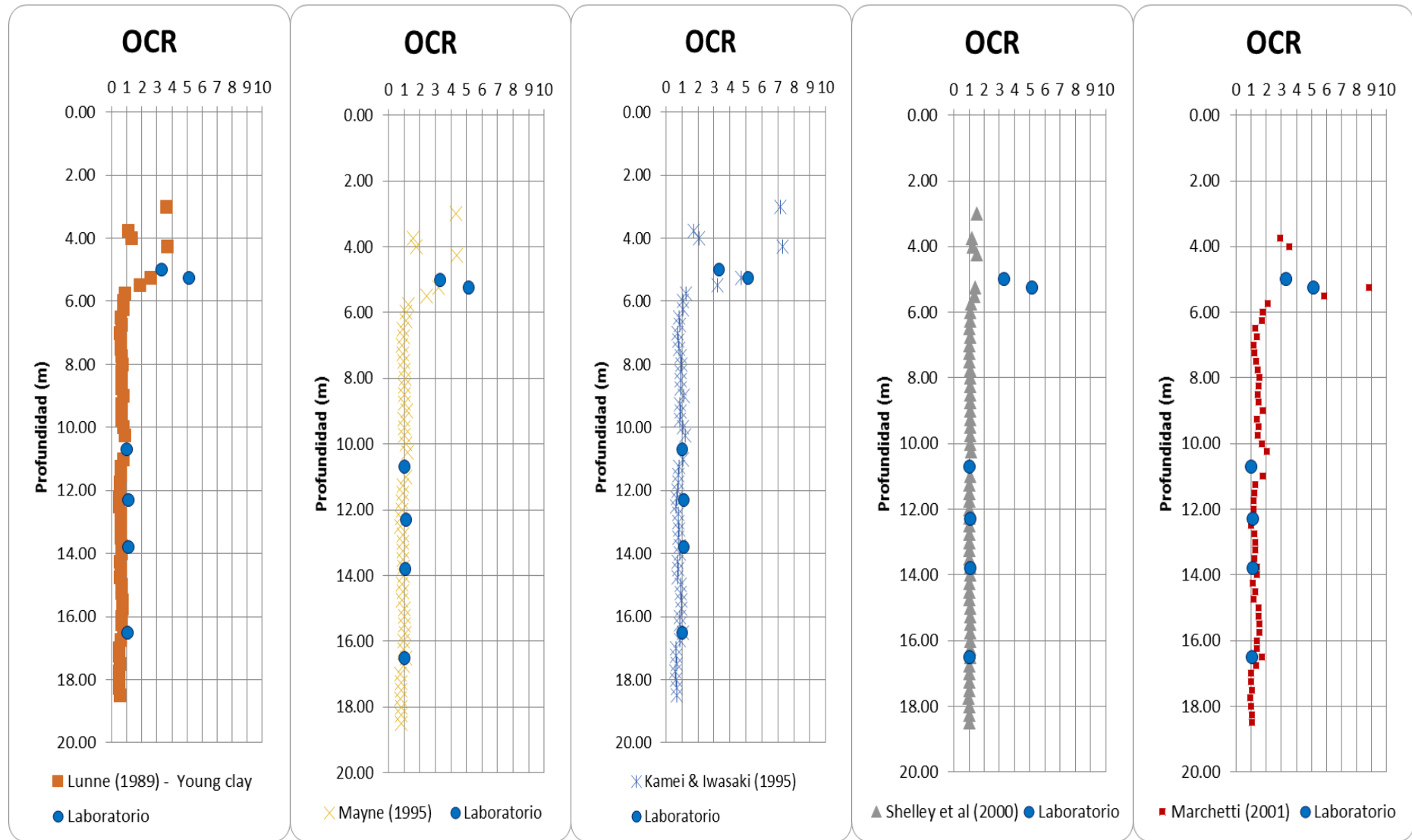


Figura 4.3.1 Resultados de OCR vs Laboratorio. Sitio Pantitlán

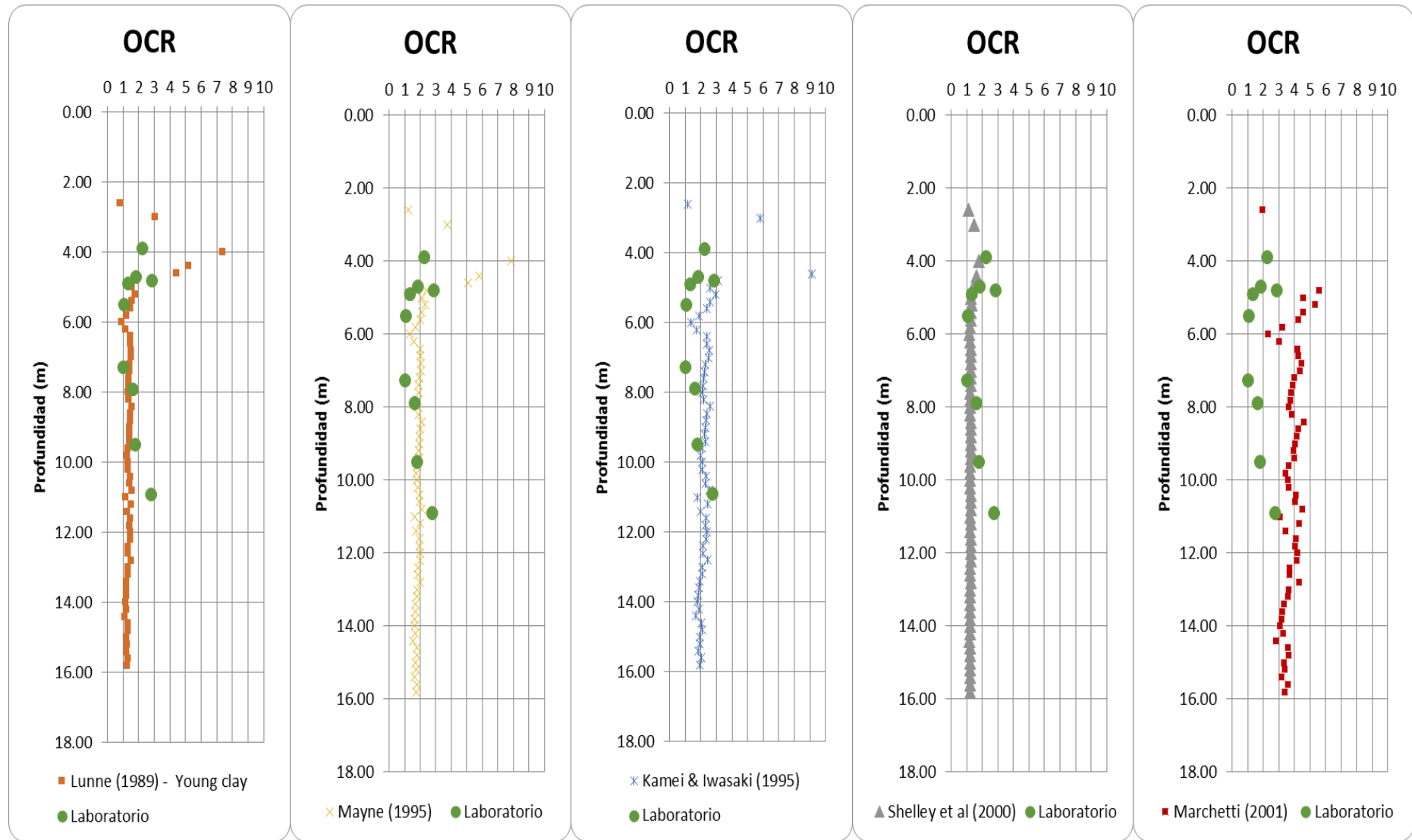


Figura 4.3.2 Resultados de OCR vs Laboratorio. Sitio Centro

Determinación de propiedades mecánicas mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio

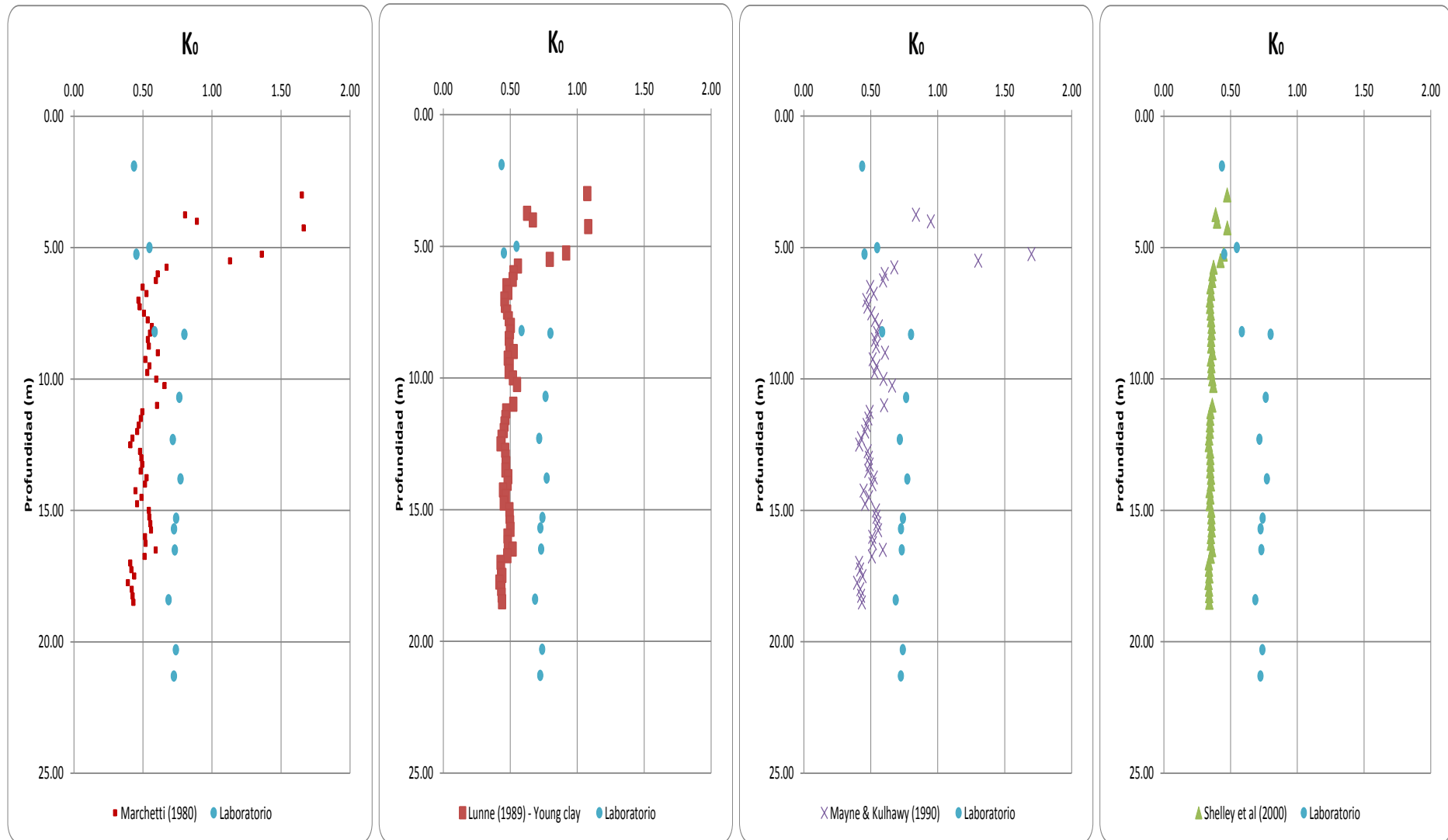


Figura 4.3.3 Resultados de k_0 DMT vs Laboratorio. Sitio Pantitlán

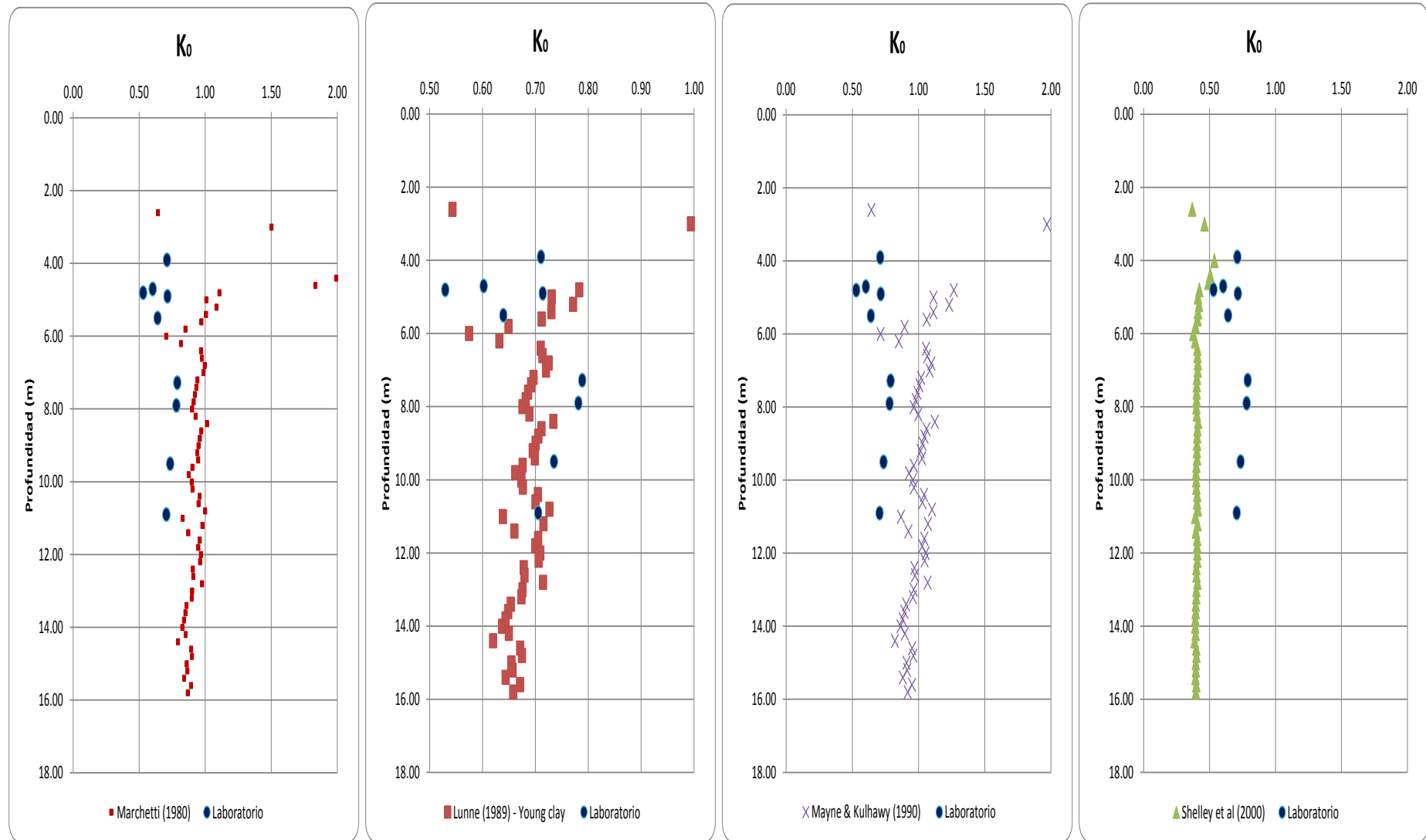


Figura 4.3.4 Resultados de k_0 DMT vs Laboratorio. Sitio Centro

4.4. Parámetro de resistencia

Los parámetros de resistencia obtenidos a partir de la interpretación de los resultados de las pruebas de dilatómetro son, principalmente, la resistencia al esfuerzo cortante (S_u) en materiales finos (arcillas y limos) y el ángulo de fricción en materiales granulares (arenas).

Para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante a partir de los resultados de la prueba de dilatómetro, se utilizaron las correlaciones de Marchetti (1980), Lunne (1989), Iwasaki & Kamei (1994) y Kamei & Iwasaki (1995). Para la resistencia al esfuerzo cortante en laboratorio se ejecutaron pruebas triaxiales, no consolidadas no drenadas (UU).

En las Figuras 4.4.1 y 4.4.2, se indican los resultados tanto con las correlaciones de dilatómetro, como con las pruebas de laboratorio que se realizaron para ambos sitios. Para el sitio Pantitlán, la resistencia al esfuerzo cortante obtenida de pruebas de laboratorio es de 12 a 70 kPa (1.2 a 7 t/m²) en la Costra Seca, mientras que en la Serie Arcillosa Superior, se obtuvieron valores de 15 a 36 kPa (1.5 a 3.6 t/m²).

Con la correlación de Marchetti, la resistencia al esfuerzo cortante es de 17 a 68 kPa (1.7 a 6.8 t/m²) en la Costra seca y de 13 a 20 kPa (1.3 a 2 t/m²) en la SAS. Si se usa la correlación de Lunne, resultan valores de 19 a 60 kPa (1.9 a 6 t/m²) en la Costra Seca y de 12 a 18 kPa (1.2 a 1.8 t/m²) en la Serie Arcillosa Superior. Con la correlación de Iwasaki & Kamei (1994), los valores son de 40 a 70 kPa (4 a 7 t/m²) en la Costra Seca y de 16 a 45 kPa (1.6 a 4.5 t/m²) en la Serie Arcillosa Superior.

En cuanto al sitio Centro, la resistencia al esfuerzo cortante obtenida mediante pruebas de laboratorio para la costra seca es de 45 a 50 kPa (4.5 a 5 t/m²), mientras que para la Serie Arcillosa Superior es de 20 a 30 kPa (2 a 3 t/m²).

Con las correlaciones de Marchetti se obtiene una resistencia de 9 a 140 kPa (0.9 a 14 t/m²) para la costra seca y de 25 a 35 kPa (2.5 a 3.5 t/m²) para la Serie Arcillosa Superior. La correlación de Lunne arroja valores de 8 a 125 kPa (0.8 a 12.5 t/m²) para la costra seca y de 15 a 30 kPa (1.5 a 3 t/m²) para la SAS. Con la correlación de Iwasaki & Kamei (1994), se obtienen valores de 25 a 260 kPa (2.5 a 26 t/m²) para la costra seca y de 25 a 110 kPa (2.5 a 11 t/m²) para la Serie Arcillosa. Por último, mediante la correlación de Kamei & Iwasaki (1995), se consiguieron resistencias de 15 a 165 kPa (1.5 a 16.5 t/m²) en la Costra seca y de 25 a 40 kPa (2.5 a 4 t/m²) en la SAS.

A partir de la evaluación de los datos obtenidos de pruebas de laboratorio con los resultados obtenidos mediante diferentes correlaciones de la prueba de dilatómetro, se observa que la correlación que presenta mejores resultados con respecto a las pruebas de laboratorio para los materiales evaluados es la presentada por Iwasaki y Kamei, en 1994.

Determinación de propiedades mecánicas mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio

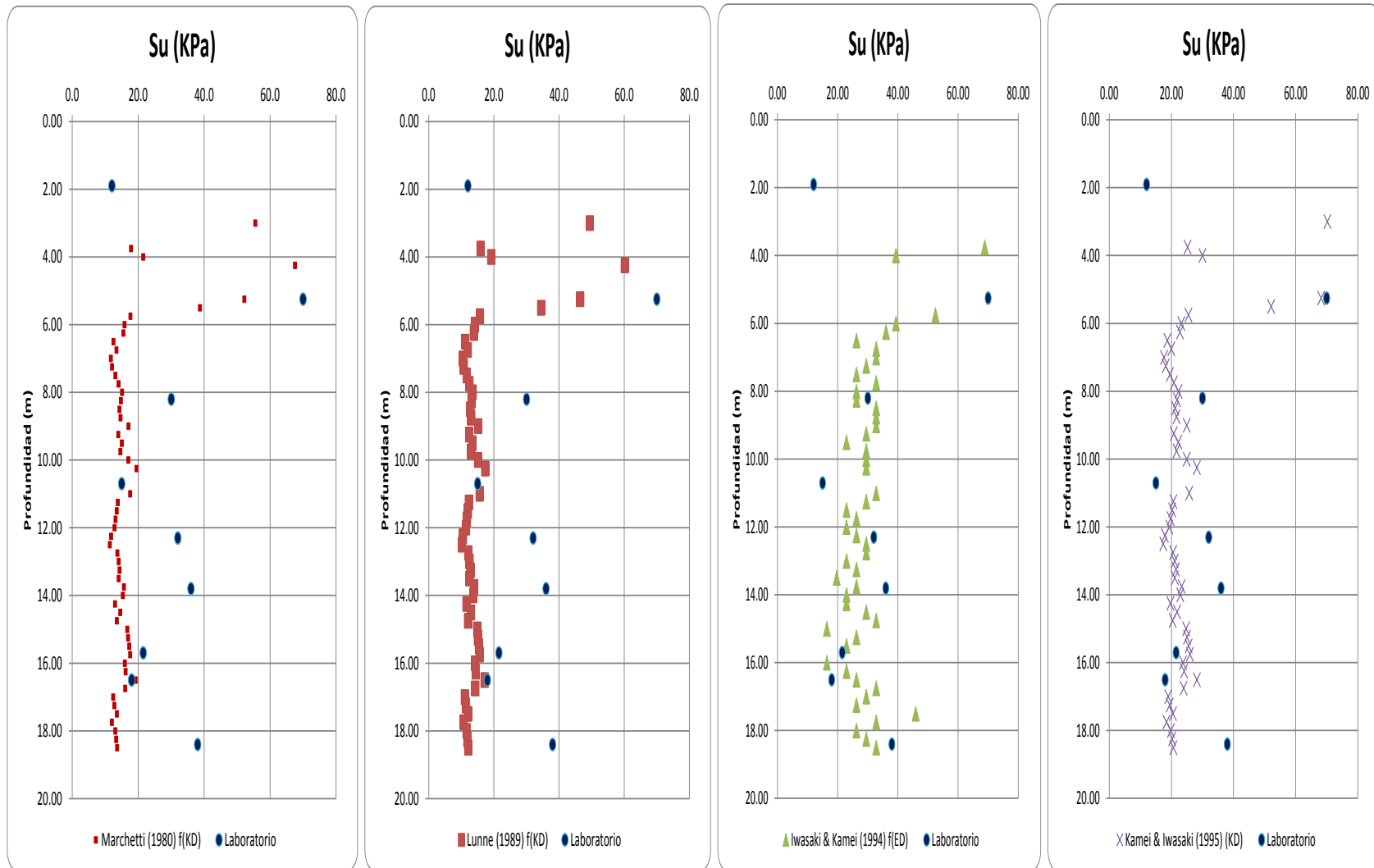


Fig. 4.4.1. Perfiles de resistencia al esfuerzo cortante obtenidos mediante dilatómetro y pruebas de laboratorio. Sitio Pantitlán

Determinación de propiedades mecánicas mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio

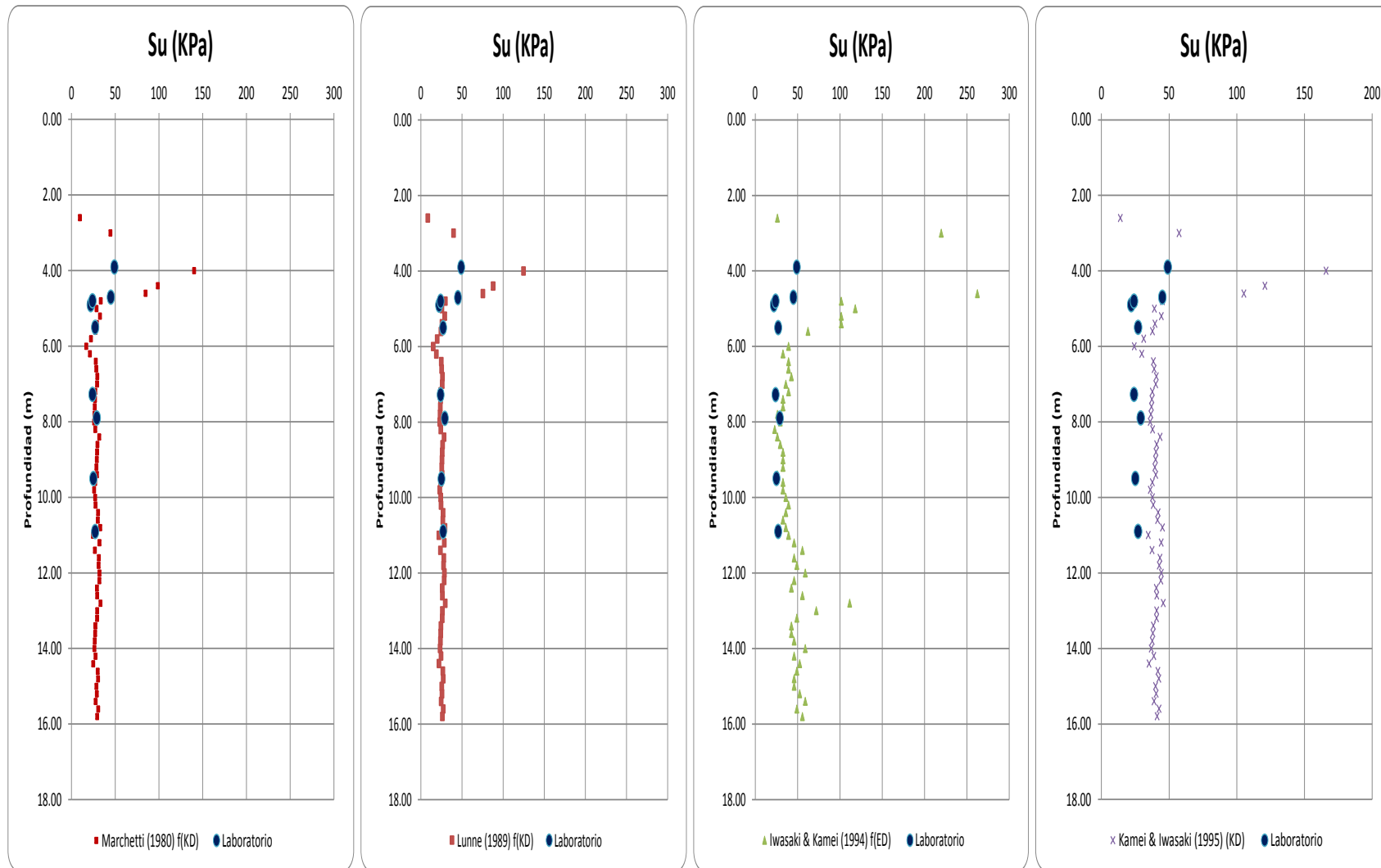


Fig. 4.4.2. Perfiles de resistencia al esfuerzo cortante obtenidos mediante dilatómetro y pruebas de laboratorio. Sitio Centro.

Por otra parte, se utilizó la correlación de Marchetti para estimar el ángulo de fricción en los materiales granulares existentes en ambos sitios (Lentes arenosos). Se compararon con valores obtenidos mediante correlaciones con la prueba de penetración estándar, realizadas en cada uno de los sitios de estudio. En la Figura 4.4.3, se muestran los ángulos de fricción obtenidos mediante las metodologías descritas.

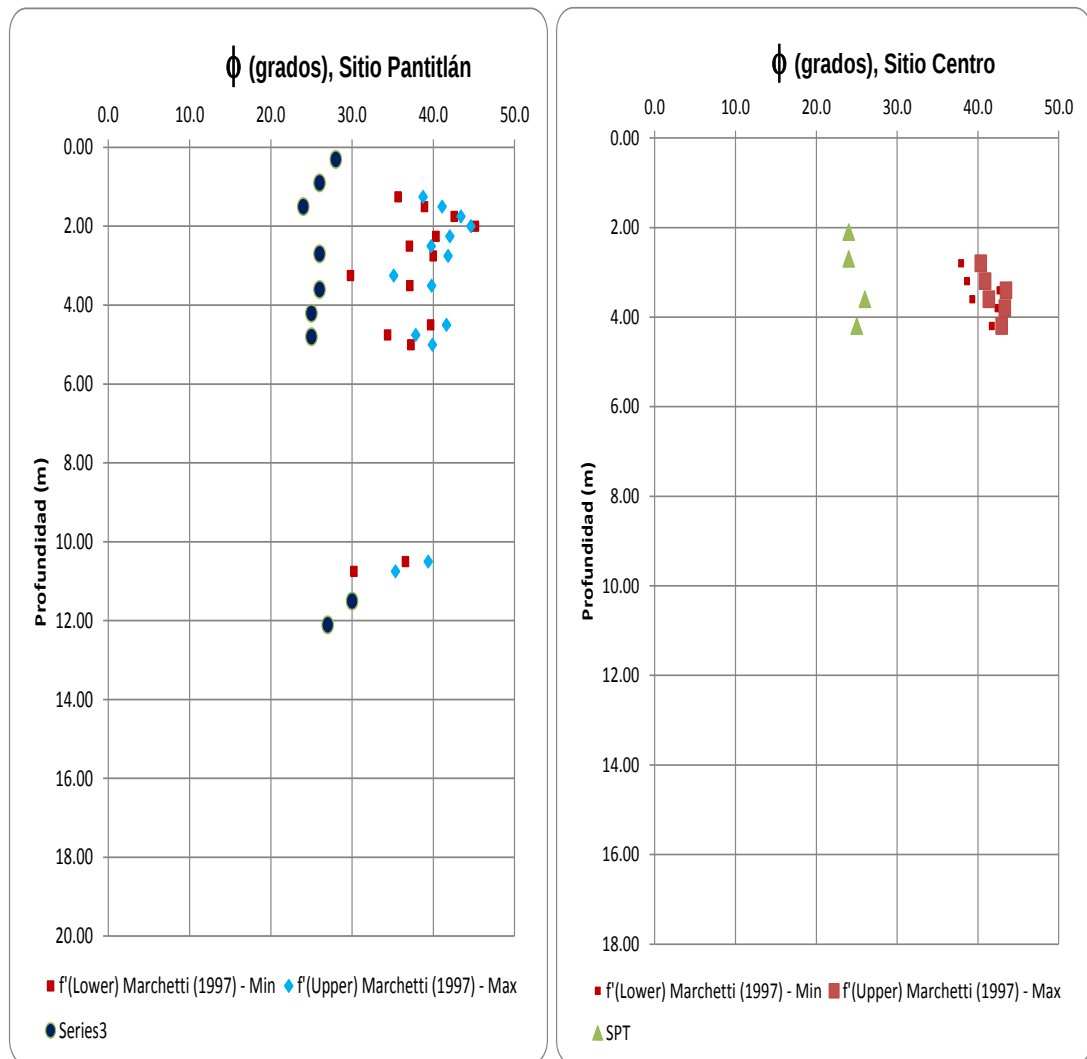


Fig. 4.4.3. Ángulos de fricción determinados mediante correlaciones con los resultados de la prueba de penetración estándar y dilatómetro.

La correlación aplicada para la determinación de los ángulos de fricción fue publicada por Marchetti en 1997. Ésta proporciona un valor de ángulo de fricción mínimo y máximo. Para la determinación de ángulos de fricción, a partir de los

resultados de la prueba de penetración estándar, se utilizó la correlación publicada por Tamez, en su libro Ingeniería de Cimentaciones (Tamez, 2001).

En la Figura 4.4.3, se observa que los ángulos de fricción obtenidos mediante las correlaciones de Marchetti, son mayores a las correlaciones publicadas por Tamez. Esto implica que en los materiales de la costra seca, las correlaciones de Marchetti, para estimar un ángulo de fricción, sobreestiman la resistencia de los materiales. En los suelos puramente friccionante, como lo es el lente de arena encontrado en el sitio Pantitlán entre 10 y 12m, los valores se asemejan al valor mínimo determinado por Marchetti.

4.5 Parámetros de deformación

Por último, se hizo una revisión de los parámetros de deformación, en particular con el Módulo M, que en este caso, de acuerdo a la literatura corresponde al módulo de elasticidad obtenido en odómetros en laboratorio

En las Figura 4.5.1, se muestran los resultados obtenidos tanto con las correlaciones de los resultados de la prueba de dilatómetro como con pruebas de laboratorio. En esta Figura, se observa que en ambos sitios, en los materiales superficiales que corresponden a la costra superficial, los módulos M, obtenidos con el dilatómetro, presentan valores de hasta 50 MPa (5,000 t/m²). A partir de 5m, los valores obtenidos con el dilatómetro son menores a 10 MPa (1,000 t/m²). En ambos sitios, los módulos obtenidos con pruebas de consolidación presentan valores menores a 5 MPa (500 t/m²); por lo que, la correlación entre resultados de laboratorio y dilatómetro es mejor en los materiales de la serie arcillosa superior, lo cual nos indica que la sensibilidad del dilatómetro es buena, incluso en materiales de consistencia muy blanda, como lo son las arcillas del Valle de México.

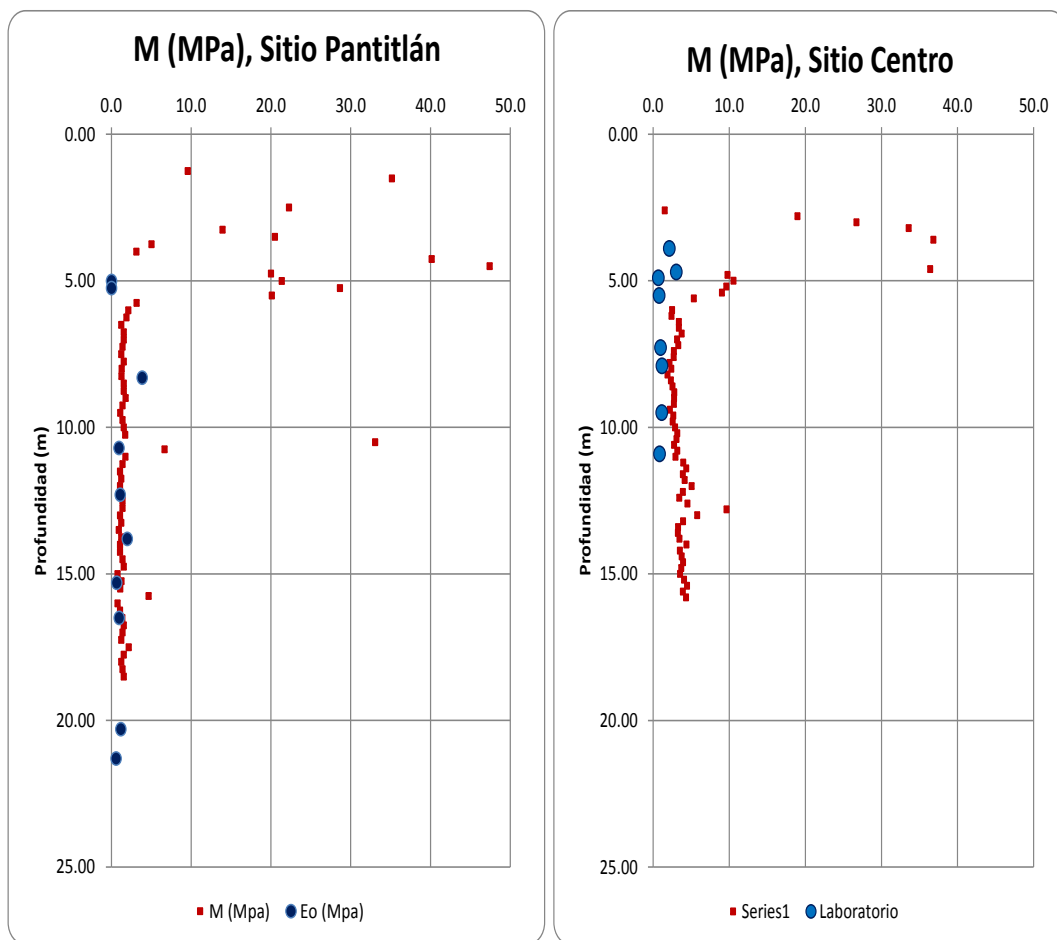


Fig. 4.5.1. Módulo M determinados mediante correlaciones con los resultados de la prueba de dilatómetro y pruebas de laboratorio.

4.6 Aplicación de resultados en revisión geotécnica de cimentaciones

A partir de la revisión de los resultados obtenidos mediante correlaciones de los resultados de la prueba de dilatómetro con los resultados de pruebas de laboratorio, se determinaron los parámetros de resistencia y deformación de ambos sitios estudiados, los cuales se presentan en las tablas 4.5.1 y 4.5.2.

Tabla 4.6.1 Parámetros mecánicos obtenidos mediante dilatómetro. Sitio Pantitlán

No	Estrato	De [m]	A [m]	Espesor [m]	γ [t/m ³]	I _D	K _D	E _D [MPa]	OCR	K ₀	S _u [KPa]	ϕ [°]	M [MPa]
1	Costra seca	0.0	4.8	5.9	1.80	1.15	5	30	3	0.95	70	-	55
2	SAS 1	4.8	10.2	4.3	1.60	0.4	2	1.8	1.2	0.55	31	-	1.6
3	Lente de arena	10.2	11.2	1.0	1.60	2.3	4.5	19	-	-	-	35	20
4	SAS 2a	11.2	18.5	7.3	1.60	0.3	2	1.5	0.8	0.50	29	-	1.4

Tabla 4.6.2 Parámetros mecánicos obtenidos mediante dilatómetro. Sitio Centro

No	Estrato	De [m]	A [m]	Espesor [m]	γ [t/m ³]	I _D	K _D	E _D [MPa]	OCR	K ₀	S _u [KPa]	ϕ [°]	M [MPa]
1	Relleno	0.0	1.60	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Costra Seca (CS)	1.60	4.90	3.30	1.8	1.5	10	22	8	0.8	60	-	60
3	SAS	4.90	15.80	11.10	1.6	0.35	3.6	3	2	0.65	40	-	4

Con la finalidad de evaluar la variación que se pudiera presentar en la revisión geotécnica de cimentaciones utilizando los parámetros obtenidos mediante sondeos de dilatómetro con respecto a parámetros obtenidos mediante exploración convencional, se realizó el cálculo de capacidad de carga y asentamiento de tres ejemplos de aplicación en geotecnia: cimentación a base de zapatas cuadradas, una cimentación a base de cajón y determinación del diagrama de empujes para un muro de contención, utilizando tanto las propiedades obtenidas mediante pruebas de laboratorio como las propiedades obtenidas con el dilatómetro. A continuación se describen los casos de aplicación.

Zapata cuadrada

El primer caso de aplicación consiste en una zapata cuadrada para ambos sitios en estudio (sitio Pantitlán y sitio Centro) con las siguientes características:

- La cimentación consiste en una zapata cuadrada desplantada a 2.0m de profundidad y 2.0m de ancho.

- La capacidad de carga se estimó a través de la aplicación de la ecuación de Terzaghi (1943), ecuación 4.5.1.
- Los asentamientos se determinaron mediante la aplicación de las ecuaciones 4.5.2 a 4.5.4.
- Para la estimación de asentamiento se consideró que la cimentación es flexible, y el valor reportado corresponde al centro de la misma.
- La presión de contacto para el cálculo de asentamiento es de 4 t/m².

$$q_{adm} = \frac{1}{FS} \left(c * N_c + q(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right) + q \quad (4.5.1)$$

$$S_t = S_e + S_c \quad (4.5.2)$$

$$S_e = \Delta\sigma * B * \frac{1-\mu_s^2}{E_s} \quad (4.5.3)$$

$$S_c = \Delta\sigma * B * m_v \quad (4.5.4)$$

Donde:

Q_{adm}	=	Capacidad de carga admisible
FS	=	Factor de seguridad
c	=	Cohesión del material de desplante, en t/m ²
N_c, N_q, N_γ	=	Factores de capacidad de carga
q	=	Esfuerzo vertical originado por el suelo a la profundidad de desplante, en t/m ²
γ	=	Peso volumétrico del suelo
B	=	Ancho de la cimentación, en metros
S_t	=	Asentamiento total
S_e	=	Asentamiento elástico
S_c	=	Asentamiento por consolidación
$\Delta\sigma$	=	Incremento de esfuerzo en el suelo
μ_s	=	Relación de Poisson
E_s	=	Módulo de elasticidad del suelo
m_v	=	Módulo de deformación volumétrica del suelo

Los resultados de la estimación de capacidad de carga y asentamientos se muestran en las tablas 4.5.3 y 4.5.4. En estas tablas se puede observar que en cuanto a la capacidad de carga, el valor obtenido con propiedades del dilatómetro varía hasta en un 12.2% con respecto al obtenido con las propiedades obtenidas mediante pruebas de laboratorio, mientras que en el cálculo de asentamientos, se obtienen variaciones de hasta un 65%.

Tabla 4.6.3 Capacidades de carga calculadas con parámetros de laboratorio y DMT.

Sitio Centro

Sitio	Cimentación	$q_{adm, Lab}$ [t/m ²]	$q_{adm, DMT}$ [t/m ²]	Variación [%]
Pantitlán	Zapata cuadrada	21.2	20.93	1.3
Centro	Zapata cuadrada	16.2	18.45	12.2

Tabla 4.6.4 Asentamientos obtenidos con parámetros de laboratorio y DMT. Sitio

Centro

Sitio	Cimentación	Asentamiento Elastico, Lab [cm]	Asentamiento Consolidación, Lab [cm]	Asentamiento Total, Lab [cm]	Asentamiento Total, DMT [cm]	Variación [%]
Pantitlán	Zapata cuadrada	1.01	1.93	2.93	0.61	65.3
Centro	Zapata cuadrada	0.90	14.85	15.75	0.51	43.3

Cajón de cimentación

El segundo caso de aplicación consiste en un cajón de cimentación para ambos sitios en estudio (Pantitlán y Centro) con las siguientes características:

- La cimentación consiste en un cajón desplantado a 4.0m de profundidad y 15.0m de ancho y 15.0m de largo.
- La capacidad de carga se estimó a través de la aplicación de la ecuación de Terzaghi (1943), ecuación 4.1, mientras que los asentamientos se determinaron mediante el empleo de las ecuaciones 4.2 a 4.4.
- Para la estimación de asentamiento se consideró que la cimentación es flexible, y el valor reportado corresponde al centro de la misma.
- La presión de contacto para el cálculo de asentamiento es de 7 t/m².

En las tablas de las Figuras 4.5.5 se muestran las capacidades de carga obtenidas tanto con las propiedades de laboratorio como con las propiedades de dilatómetro. Se observa que la variación entre estos resultados llega a ser de 11.9%.

Tabla 4.6.5 Capacidades de carga obtenidas con parámetros de laboratorio y DMT,
Cajón de cimentación, Zona Centro

Sitio	Cimentación	$q_{adm, Lab}$ [t/m ²]	$q_{adm, DMT}$ [t/m ²]	Variación [%]
Pantitlán	Losa	24.6	24.5	0.4
Centro	LOsa	19.4	22.02	11.9

Por otra parte, en las tablas 4.5.6 a 4.5.8 se muestran los asentamientos estimados con las propiedades de laboratorio y de dilatómetro. Se observa, en primer lugar, que debido a la diferencia de los pesos volumetricos estimados por ambas metodologias, la carga neta varia al utilizar los parámetros obtenidos con el dilatometro, y en efecto, se obtienen valores negativos ya que el esfuerzo de descarga supera la presión de contacto considerada en este ejemplo, mientras que al utilizar los pesos volumetricos obtenidos de laboratorio, la carga neta es positiva en ambos casos en estudio.

Tabla 4.6.6 Tabla de asentamientos obtenidos con parámetros de laboratorio, Cajón de cimentación

Sitio	Cimentación	$Q_{edificación}$ t/m ²	$Q_{descarga, lab}$ t/m ²	$Q_{neta, lab}$ t/m ²	Asentamiento Elastico, Lab [cm]	Asentamiento Consolidación, Lab [cm]	Asentamiento Total, Lab [cm]
Pantitlán	Cajón	7	6.8	0.2	0.34	2.78	3.12
Centro	Cajón	7	5.2	1.8	3.21	58.17	61.38

Tabla 4.6.7 Asentamientos obtenidos con parámetros de DMT, Cajón de cimentación

Sitio	Cimentación	$Q_{edificación}$ t/m ²	$Q_{descarga, DMT}$ t/m ²	$Q_{neta, DMT}$ t/m ²	Asentamiento, DMT [cm]	Variacion con Asentamiento Lab [%]
Pantitlán	Cajón	7	7.2	-0.2	-0.06	117.6
Centro	Cajón	7	7.2	-0.2	-0.05	101.6

Tabla 4.6.8 Asentamientos obtenidos con pesos volumétricos de laboratorio y parámetros de deformación de DMT, Cajón de cimentación

Sitio	Cimentación	$Q_{edificación}$ t/m ²	$Q_{descarga, lab}$ t/m ²	$Q_{neta, lab}$ t/m ²	Asentamiento, DMT [cm]	Variación con Asentamiento Lab [%]
Pantitlán	Cajón	7	7.2	0.2	0.06	82.4
Centro	Cajón	7	7.2	1.8	0.44	86.3

Al considerar las cargas netas obtenidas con parámetros del dilatómetro, se obtiene una diferencia en los asentamientos del orden de 100 a 108% con respecto a las deformaciones estimadas con parámetros obtenidos de pruebas de laboratorio; mientras que, si se utiliza la carga neta obtenida a partir de pesos volumétricos de laboratorio, la diferencia entre asentamientos calculados por ambas metodologías es del orden de 80%. En ambos casos, la diferencia de los valores obtenidos mediante dilatómetro es amplia respecto a los obtenidos con resultados de pruebas de laboratorio. Además, se tiene que tomar en cuenta que el dilatómetro no considera los efectos de la consolidación, por lo que los valores de deformación calculados no consideran este proceso de deformación del suelo.

Diagrama de empujes

El último caso de aplicación consiste en determinar el diagrama de empujes a considerar para el diseño de un sistema de retención. Para este ejemplo, se utilizan los valores de k_0 estimados a partir de correlaciones con los resultados de laboratorio realizados (Bowles, 1996). Posteriormente se determinó este diagrama considerando tanto los pesos volumétricos como el coeficiente de tierras en reposo (k_0) estimado con el dilatómetro y por último se realizó el diagrama considerando los pesos volumétricos obtenidos de laboratorio y los k_0 obtenidos del dilatómetro. Los resultados se muestran en la gráfica de la figura 4.5.1.

En los resultados mostrados en las gráficas de la Figura 4.5.1 se observa en ambos casos estudiados, que los empujes determinados con la información de dilatómetro son mayores a los obtenidos con resultados de pruebas de laboratorio. Así mismo se observa un incremento al utilizar los pesos

volumétricos arrojados por el dilatómetro, los cuales como ya se ha visto, son mayores a los que se obtienen por mediciones en laboratorio.

En este sentido, al calcular los empujes con los pesos volumétricos de laboratorio y los k_0 del dilatómetro se obtuvieron empujes menores y en el caso del sitio centro llegaron a ser muy similares a los obtenidos con trabajos de exploración y laboratorio convencionales.

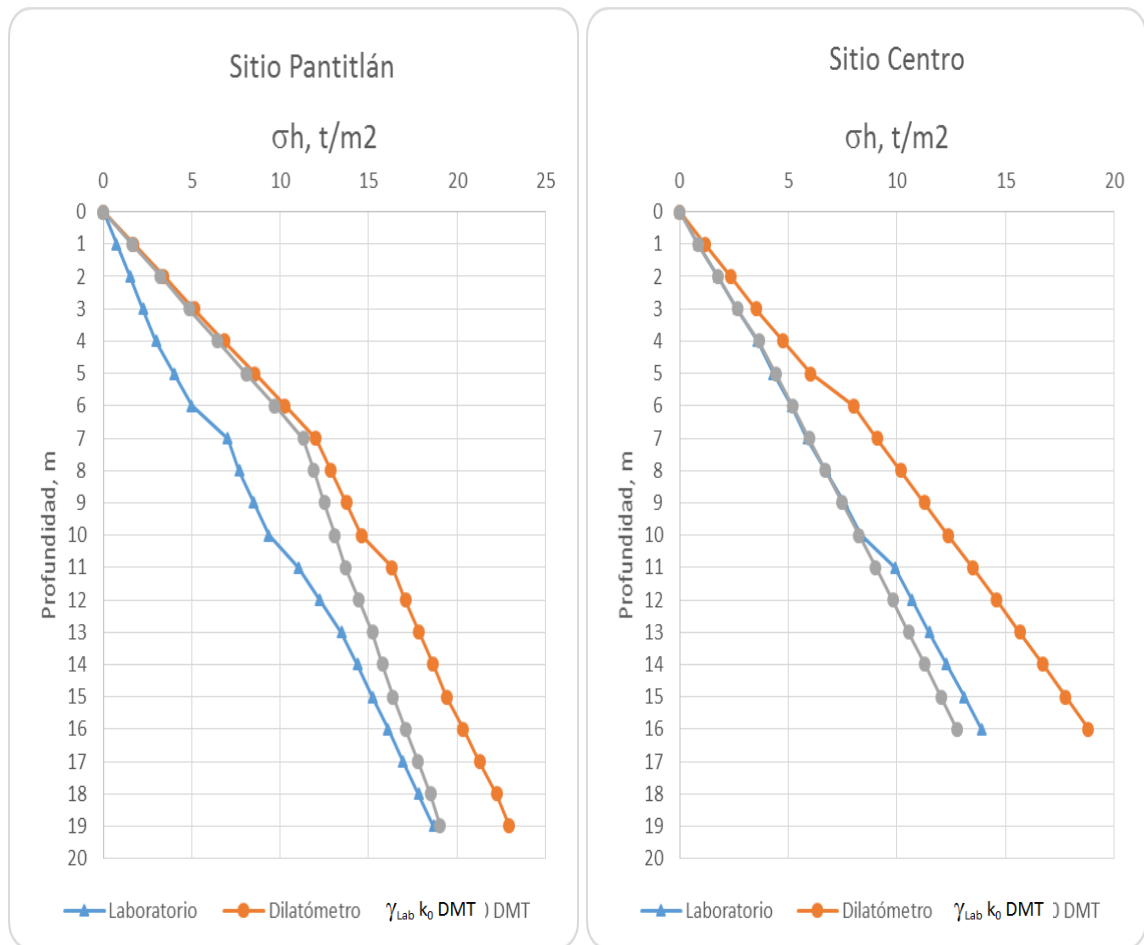


Figura 4.6.1 Diagramas de empuje determinados con resultados de exploración convencional y con dilatómetro.

Conclusiones

El principal objetivo de este trabajo fue determinar las propiedades mecánicas del suelo mediante el dilatómetro y pruebas de laboratorio en dos sitios ubicados en la zona de lacustre de la Ciudad de México, comparando los resultados obtenidos por ambos métodos y emitiendo conclusiones derivadas de esta comparación.

Dentro de los aspectos evaluados con las técnicas empleadas en este trabajo se encuentran la estratigrafía del lugar, la presión de poro a diferentes profundidades, el peso volumétrico, la resistencia al esfuerzo cortante y módulos de deformación del suelo.

En cuanto a la estratigrafía, existe una buena concordancia entre los resultados obtenidos con el dilatómetro con los resultados de sondeos de penetración estándar y cono eléctrico, considerando que si bien el dilatómetro no proporciona información para obtener una clasificación SUCS de los materiales, nos indica de manera certera el tipo de suelo que se está explorando a través de su rigidez interpretada con el índice de material (I_D).

Al igual que con los sondeos de penetración estándar, el dilatómetro no proporciona con detalle el espesor de algunos lentes de materiales arenosos o limo arenosos con la precisión que brinda el cono eléctrico, por lo que al momento de realizar exploración geotécnica con esta herramienta se deberá tomar en cuenta sus ventajas y limitantes.

En cuanto a las condiciones piezométricas de los sitios en exploración, la lectura P_2 obtenida de la prueba de dilatómetro en materiales permeables (arenas), nos proporciona un panorama de la presión de poro en el sitio, mientras que la lectura P_2 obtenida en materiales de baja permeabilidad (limos y arcillas) nos indica el exceso de presión de poro generado durante el hincado del dilatómetro en el suelo. A partir de esta información se puede determinar las condiciones piezométricas de los sitios a explorados.

En cuanto a las propiedades mecánicas de los materiales, se observó que las correlaciones propuestas en la bibliografía para determinar el peso volumétrico del suelo no es aplicable a los materiales de la Ciudad de México, ya que los resultados obtenidos en los sitios evaluados arrojaron pesos volumétricos mayores a los determinados mediante pruebas de laboratorio hasta en un 30%, principalmente en los materiales de la serie arcillosa superior.

Para la determinación de propiedades mecánicas de los materiales, se utilizaron las correlaciones de Marchetti (1980), Lunne (1989) Shelley et al (2000) Mayne (1995) y Kamei & Iwasaki (1995), obteniéndose que para la relación de sobreconsolidación (OCR) y la resistencia al esfuerzo cortante (S_u), en general, la correlación que presenta mejores resultados con respecto a las pruebas de laboratorio realizadas es la presentada por Iwasaki y Kamei (Figuras 4.1.9, 4.1.10, 4.2.1 y 4.2.2).

En cuanto al ángulo de fricción de materiales granulares, las correlaciones con el número de golpes de la prueba de penetración estándar presentan resultados cercanos a los de la frontera inferior determinada por Marchetti, con un porcentaje de error de hasta 15%.

En lo que se refiere al coeficiente de empuje de tierras en reposo (k_0), de acuerdo a lo mostrado en la sección 4.1, las correlaciones de Mayne & Kulhawy (1990) y Lunne (1989) proporcionan una mejor aproximación con respecto a los valores obtenidos mediante ecuaciones empíricas existentes en la literatura.

A partir de la revisión de los resultados obtenidos de las pruebas de dilatómetro se determinó un modelo geotécnico basado únicamente en los resultados de esta prueba para cada sitio estudiado en este proyecto. El modelo geotécnico obtenido fue utilizado en tres ejemplos de aplicación que comúnmente se presentan en el ámbito de la mecánica de suelos: una zapata cuadrada, un cajón de cimentación y la determinación de diagramas de empuje para sistemas de retención.

Los resultados muestran que en la estimación de capacidades de carga tanto de la zapata como del cajón de cimentación, la variación con respecto a los cálculos realizados con parámetros obtenidos de pruebas de laboratorio es del orden del 11.9% mayor, por lo que se puede considerar que con los resultados de la prueba de dilatómetro se puede obtener una buena aproximación en cuanto a la capacidad de carga de este tipo de cimentaciones, sin sustituir aun la ejecución de pruebas de laboratorio por este tipo de sondeos.

En el caso de la determinación de asentamientos, la variación fue mayor, llegando a ser de hasta el 60% con respecto a los valores estimados con propiedades determinadas en laboratorio. Es por esto, que en el caso de estimación de asentamientos se debe tomar con reserva las magnitudes de deformación obtenida con los parámetros del dilatómetro y en todo caso, considerar que solamente se podrá reflejar una aproximación de los asentamientos elásticos o inmediatos de la estructura, más no los generados por un efecto de consolidación en el suelo.

Por último, en la determinación de los diagramas de empuje los resultados determinados con la información de dilatómetro son mayores a los obtenidos con resultados de pruebas de laboratorio, lo cual puede ser ocasionado por que al realizar las mediciones con el dilatómetro en campo, se toma en cuenta el efecto de las sobrecargas existentes en la zona, ya sea por construcciones cercanas o por tránsito de vehículos cercanos al lugar. Así mismo se observa un incremento al utilizar los pesos volumétricos arrojados por el dilatómetro, los cuales como ya se ha visto, son mayores a los que se obtienen por mediciones en laboratorio. En este sentido, al calcular los empujes con los pesos volumétricos de laboratorio y los k_0 del dilatómetro se obtuvieron empujes menores y en el caso del sitio Centro llegaron a ser muy similares a los obtenidos con trabajos de exploración y laboratorio convencionales.

En resumen, a partir de la evaluación de los resultados obtenidos en los sitios en estudio, se puede decir que el dilatómetro es una herramienta que nos proporciona información adecuada en cuanto a estratigrafía y condiciones hidrostáticas del suelo, así mismo, con las propiedades mecánicas obtenidas a partir de los resultados de esta prueba, se pueden realizar diseños preliminares

de cimentaciones obteniendo aproximaciones de la capacidad de carga de la cimentación e información muy general de los asentamientos elásticos. Sin embargo, para la determinación de asentamientos por efecto de consolidación se deberá recurrir a pruebas de laboratorio que brinden información mas certera en este sentido.

Por último, el uso del dilatómetro provee información confiable para la estimación del coeficiente de empuje de tierras en reposo, a partir del cual se puede llevar a cabo diseño de sistemas de retención.

Es importante mencionar que estas conclusiones se basan en la información obtenida de los sitios estudiados para este trabajo, por lo que será valioso continuar con la revisión de información generada en sondeos de este tipo con la finalidad de ampliar las revisiones realizadas a los resultados obtenidos con esta técnica en los materiales lacustres de la zona del valle de México.

Referencias

- Álvaro J. González G. (1999) *X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana* – SCI-SCG-.
- ASTM D6635-01 (2002) “Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer”. Book of Standards Vol. 04.09.
- ASTM SUBCOMMITTEE 8.02, (1986) “J.H. Schmertmann, Chairman, “Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test”. ASTM Geotechn. Testing Journal, Vol. 9,2, June, 93-101.
- Enrique Tamez González (2001). *Ingeniería de Cimentaciones*. TGC Geotecnia, S.A. DE C.V.
- First International Conference on the Flat Dilatometer, Mobile Augers and Research Ltd., Edmonton, Alberta (1983)
- Industrial de Sondeos, S.A. (ISSA) (2004). *Curso Técnico de Perforación* Madrid España.
- International Society for soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) (2001). *The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations*. Conf. On In Situ Measurement of soil Properties, Bali, Indonesia. 41p.
- Joseph E. Bowles, P.E., S.E. (1996). *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition. McGraw-Hill Companies.
- Lacasse & Lunne (1986) “Dilatometer Test in Sand”. Proc. In situ '86 ASCE Spec. Conf. Virginio Tech, Blacksburg, VA.
- Marcelo Devincenzi y Silvano Marchetti. *El Ensayo Dilatométrico de Marchetti*. IgeoTest, S.L. Universidad de L'Aquila, Italia.
- Marchetti S. (1975) “A New in Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability”, Proc. Conf. on “In Situ Measurement of Soil Properties”, ASCE Spec. Conf., Raleigh.

- Marchetti, S. (1980) "In Situ Tests by Flat Dilatometer". Journal of the Geotechn. Engineering Division ASCE, Vol. 106, No. GT3, Proc. Paper 15290, p. 299-321.
- Octavio Hernández Zaragoza (2012). *Ejecución e Interpretación de Pruebas In Situ con el Equipo del Dilatómetro (DTM)*. Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil. Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F. 58p.
- Santoyo, E. (2010). *Exploración de Suelos*. México, D.F.: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
- Schmertmann, J.H. (1982) "A Method for Determining the Friction Angle in Snads from the Marchetti Dilatometer Test (DMT)", Proc. 2nd European Symp. On Penetration Testing, Amsterdam, Vol. 2.
- Schnaid F. (2009). In Situ Testing in Geomechanics-the main tests. Taylor & Francis Group, London: 327p. Chapter 6. *Flat Dilatometer Testing (DMT)* 242-272.
- Silvano Marchetti (1980). Journal of the Geotechnical Engineering Division. In Situ Test By Flat Dilatometer. 837p.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. A.C. (1978). *El subsuelo y la Ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México*. México, D.F.: SMMS.
- TGC. (2005). *Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México*. México, D.F.: TGC.