



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

CARACTERIZACIÓN DE LAS ARCILLAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO CON
ENSAYES PRESIOMÉTRICOS.

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
DAVID EDUARDO SALGADO MENDOZA.

DIRECTOR DE TESIS:
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA - FACULTAD DE INGENIERÍA,
UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, MAYO 2019.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. MORENO PECERO GABRIEL

Secretario: M.I. LÓPEZ RINCÓN GERMÁN

Vocal: DR. RIVERA CONSTANTINO RIGOBERTO

1^{er.} Suplente: DR. FLORES CASTRELLÓN OSVALDO

2^{do.} Suplente: M.I. ZEA CONSTANTINO CARMELINO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

EDIFICIO DE POSGRADO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

FIRMA

DEDICATORIA

A mis padres, Mayra Mendoza Vega y Eduardo Salgado Cano, bellos seres incansables y de valores inquebrantables.

A Laura Vargas Preciado, la mujer que creyó en mí en los momentos de duda y me dio aliento para continuar.

A mis sobrinas Dinora, Samanta y Valeria, increíbles mujeres, quienes con su esfuerzo y dedicación diaria me dan motivos para dar este ejemplo de vida.

AGRADECIMIENTOS

Al gran poder del universo, por permitirme concluir este trabajo.

A mi segunda alma máter, nuestra máxima casa de estudios, la Universidad Autónoma de México y al Posgrado de Ingeniería, por darme la oportunidad de realizar mis estudios de posgrado y de presentar este trabajo de investigación.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino, a quien admiro y respeto, por su respaldo incondicional en mi desarrollo académico y profesional, y por todo su apoyo durante la generación del presente trabajo de investigación.

Al M.I. Gabriel Moreno Pecero, quien en el momento más difícil, con sus palabras y experiencia me dio la fortaleza para concluir.

Al mi excelente jurado, conformado por el Dr. Osvaldo Flores Castrellón, el M.I Germán López Rincón y al M.I. Carmelino Zea Constantino, por su apoyo y oportunas observaciones.

A la empresa HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., especialmente a mis colegas y amigos el M.I. Raziel Saúl Ponce Navarrete y a la M.I. Ana Ponce Navarrete, por todo el apoyo emocional y técnico para la realización de este trabajo.

A la empresa MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V., en especial al Ing. Raúl Verduzco y al M.I. Oscar Herrera Coria por todo el apoyo técnico para la realización de este trabajo.

Al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería, en donde encontré gente con gran experiencia técnica y profesional, siempre dispuesta a enseñarme, pero sobre todo donde hice muy buenos amigos.

A mi amigo entrañable y colega, M.I Juan Carlos Ayes Zamudio, quien ha influido en mi formación académica y profesional, por sus consejos, apoyo y asesoría técnica durante el desarrollo del presente trabajo de investigación.

A mi amigo el M.I. Armando Juárez Orta, siempre dispuesto a ayudarme, y por compartir su conocimiento de manera incondicional.

La conclusión es que sabemos muy poco y sin embargo es mucho lo que sabemos. Y más asombroso todavía que un conocimiento tan pequeño pueda dar tanto poder.

B. Russel.

ÍNDICE

Resumen	1
Abstract	2
1. Introducción	3
1.1. Definición	6
1.2. Antecedentes	7
1.2.1. Aplicación del presiómetro en México.	11
1.3. Alcance	14
1.4. Objetivo	15
2. Ensayo presiométrico (esfuerzo – deformación in situ)	15
2.1. La sonda	17
2.2. Curva presiométrica	21
3. Sonda presiométrica y equipo de prueba	23
3.1. Características principales	23
3.1.1. La sonda.....	23
3.1.2. Equipo de prueba para ensayos presiométricos.....	27
3.1.2.1. Consola de medición o Controlador de Presión – Volumen (C.P.V) para ensayos presiométricos con sonda Ménard.....	29
3.1.2.1.1. Sistema GeoSPAD y unidad central de control GeoBox.....	31
3.1.2.2. Unidad de control para ensayos presiométricos con sonda Oyometro o Elastómetro HQ.....	31
3.1.2.2.1. Lector de presión/ deformación radial para presiómetro Elastometro HQ 4180	32
3.2. Presiómetros de perforación previa (PBP)	34
3.2.1. Presiómetro de Ménard.....	35
3.2.2. Oyometro o Elastómetro HQ.....	37
3.3. Presiómetros autoperforantes (SBP)	39
4. Calibración	41
4.1. Presiómetro de Ménard	42
4.1.1. Calibración por volumen	42
4.1.2. Calibración por presión	44
4.2. Oyometro o Elastómetro HQ	46
4.2.1. Calibración por fuerza de reacción de la membrana (camisa libre).....	46
4.2.2. Verificación de calibración de sonda OYO Elastómetro HQ – Mod. 4180	48

4.2.2.1 Verificación de calibración de medida de Radio.	48
4.2.2.2. Obtención del radio inicial R_0	50
4.2.3. Calibración por disminución de espesor de la membrana debido a la presión sobre la goma.	51
4.2.4. Calibración por disminución de espesor de la membrana debido a la expansión dimensional de la membrana.	53
5. Preparación del sondeo e instalación de las sonda.	55
5.1. Perforación a rotación con inyección axial de lodo de perforación preparado.	56
5.2. Influencia de la técnica de instalación en los resultados.	58
6. Procedimiento de prueba.	59
6.1. Presiómetro Ménard.	59
6.1.1. Inflado de la sonda: inicio de la prueba.	59
6.1.2. Pruebas especiales.	61
7. Análisis de expansión de cavidades.	63
7.1. Distribución de esfuerzos y deformaciones.	64
7.2. Fase elástica.	66
7.3. Expansión no drenada de una cavidad cilíndrica (prueba rápida en arcilla).	68
7.3.1. Suelo perfectamente elástico plástico lineal.	70
8. Aplicación del presiómetro en la caracterización de las arcillas de la Ciudad de México.	73
8.1. Introducción.	73
8.2. Localización del sitio de estudio.	74
8.3. Zonificación geotécnica correspondiente al sitio de estudio.	74
8.3.1. Manual de Diseño Geotécnico de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR, 1987).	74
8.3.1.1. Zona de Lago (III).	75
8.3.1.2. Zona de Transición.	79
8.3.2. Zonificación geotécnica respecto a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2017).	80
8.4. Reconocimiento general de la zona de estudio.	81
8.5. Piezometría general de la zona de estudio.	82
8.5.1. Piezometría realizada cerca del área de estudio.	83
8.6. Programa de exploración y laboratorio.	88
8.6.1. Trabajos de exploración y muestreo.	88

8.6.2. Trabajos de laboratorio:	89
8.7. Muestreo inalterado con tubo de pared delgada (Shelby) – COVITUR (1987) y N.T.C.D.C.C. (2017).	89
8.7.1. Características del muestreador y condiciones de la técnica de muestreo.....	89
8.8. Ensayos en términos de resistencia	91
8.8.1. Pruebas in situ.	91
8.8.1.1. Piezocono (CPTU).	91
8.8.1.1.1. Características del dispositivo utilizado.....	91
8.8.1.1.2. Condiciones de la prueba.	92
8.8.1.1.3. Análisis e Interpretación de los resultados de la prueba CPTU, correspondiente al área de estudio.....	94
8.8.1.1.3.1. Clasificación del subsuelo a partir de la prueba de piezocono.....	94
8.8.1.1.3.2. Resistencia al corte no drenada (s_u) a partir de las lecturas de resistencia en punta del Piezocono.....	97
8.8.1.1.3.3. Estimación de la relación de sobreconsolidación o grado de preconsolidación (OCR).	99
8.8.1.1.3.4. Determinación del módulo odométrico (E_{odm}), a partir de la resistencia en punta (q_c) del Piezocono.....	101
8.8.2. Pruebas de laboratorio.....	103
8.8.2.1. Compresión simple (q_u).	103
8.8.2.1.1. Interpretación de los resultados.....	103
8.8.2.2. Compresión triaxial no consolidada - no drenada ($TXUU$).....	107
8.8.2.2.1. Interpretación de los resultados.....	107
8.8.2.3. Compresión triaxial consolidada – no drenada ($TXCU$).....	113
8.8.2.3.1. Interpretación de los resultados.....	113
8.9. Ensayos en términos de deformación.	118
8.9.1. Pruebas de laboratorio.....	118
8.9.1.1. Consolidación unidimensional o ensayo odométrico.	119
8.9.1.1.1. Interpretación de los resultados.....	119
8.9.2. Pruebas in situ.	133
8.9.2.1. Ensayo esfuerzo – deformación con presiómetros Ménard y Elastómetro HQ.....	133
8.9.2.1.1. Características de los dispositivos utilizados.....	134
8.9.2.1.1.1. Presiómetro Ménard, con sonda tricelular BX de diámetro nominal de 60 mm, marca APAGEO (2012).....	134

8.9.2.1.1.2. Presiómetro Oyometer – sonda HQ, modelo 4180.....	136
8.9.2.1.1.3. Consideraciones sobre los dispositivos utilizados.....	138
8.9.2.1.2. Condiciones de la prueba.....	139
8.9.2.1.3. Ejecución de las pruebas dentro del área de estudio.....	140
8.9.2.1.4. Interpretación de las curvas esfuerzo – deformación presiométricas correspondientes al área de estudio.....	145
8.9.2.1.5 Análisis e interpretación del ensayo presiométrico.....	147
8.9.2.1.5.1. Módulo presiométrico E_m	147
8.9.2.1.5.2. Presión límite p_L y presión límite neta p_L^*	149
8.9.2.1.5.3. Presión de fluencia p_y o límite elástico.....	150
8.9.2.1.5.4. Relación E_m y p_L	151
8.9.2.1.5.5. Discusión sobre los resultados presiométricos típicos E_m , p_L y p_y , correspondientes al área de estudio (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).....	152
8.9.2.1.5.6. Ensayos presiométricos realizados cerca del área de estudio.....	157
8.9.2.1.5.7. Otros parámetros del suelo.....	163
8.9.2.1.5.7.1. Estimación del esfuerzo horizontal in situ, σ_{oh} , a partir de la curva presiométrica.....	163
8.9.2.1.5.7.2. Determinación del Módulo de rigidez al corte G y módulo elástico o de Young E , a partir de la curva presiométrica.....	172
8.9.2.1.5.7.3. Determinación de la resistencia al corte no drenada, s_u , a partir del ensayo presiométrico.....	182
8.9.2.1.5.7.4. Esfuerzo de preconsolidación, p_c	189
8.9.2.1.5.7.5. Cálculo del módulo odométrico E_{odm} a partir del módulo presiométrico E_m	196
8.9.2.1.5.7.6. Cálculo del módulo odométrico, E_{odm} , a partir del módulo E_m , considerando que el ensayo presiométrico se realiza en condiciones no drenadas.....	203
8.9.2.1.5.7.7. Correlación entre los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_L^*) y la resistencia al corte no drenada (s_u) obtenida a partir de los ensayos de compresión triaxial no drenado (UU y CU).....	206
8.9.2.1.5.8 Correlación de los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_L^*) con los resultados de la prueba del piezocono, obtenidos en la serie arcillosa (S.A.S), correspondientes a la zona de Lago Centro I (CI) de la Ciudad de México.....	210
9. Comentarios generales sobre el uso del presiómetro en nuestro país.....	214
10. Conclusiones sobre la caracterización de las arcillas de la Ciudad de México a partir del ensayo presiométrico.....	219
Bibliografía.....	223
Anexos.....	227

I. Ensayo presiométrico realizado a 30.5 m de profundidad, en la Zona de Lago Centro II de la Ciudad de México.	227
II. Pruebas índice.	228
III. Pruebas de compresión simple (<i>qu</i>), de resistencia a la compresión triaxial no consolidada – no drenada (<i>UU</i>) y consolidada – no drenada (<i>CU</i>).....	245
IV. Prueba de consolidación unidimensional o ensayo odométrico.	260

Resumen

El ensayo presiométrico es un ensayo esfuerzo-deformación *in situ* que permite determinar y/u obtener las características geotécnicas del suelo o roca referidas a su deformabilidad y resistencia (módulo presiométrico, presión de fluencia y presión límite).

En muchos países, incluyendo México, la aplicación de este tipo de ensaye ha sido limitada para el caso de suelos firmes a duros o de compacidad suelta a densa, incluso en rocas blandas y duras, en los cuales se dificulta o es imposible la toma de muestras inalteradas competentes para pruebas de laboratorio.

Por ejemplo, como parte de los ensayos *in situ* recomendados para la exploración del subsuelo de la Ciudad de México, las Normas Técnicas Complementarias (N.T.C.D.C.C., 2017) sugieren la aplicación del presiómetro en el caso de los suelos y/o estratos duros de difícil muestreo, como es el caso de la Costra Superficial (C.S.), la Primera Capa Dura (C.D.) y en los Depósitos Profundos (D.P.), así como el subsuelo de la zona poniente de la Ciudad (compuesto por lahares, tobas, conglomerados aluviales, rellenos de materiales granulares, etc.). No obstante, de acuerdo con la literatura especializada (Ménard, 1975; Baguelin, Jezequel, & Shields, 1978; Gambin & Rosseau, 1975) este tipo de ensaye también es adecuado para la determinación de los parámetros esfuerzo-deformación *in situ* de los suelos de consistencia blanda a media; incluso existen correlaciones (Briaud J. L., 1992; Clarke B. , 1995) entre los resultados experimentales de laboratorio y la resistencia por punta del cono eléctrico con los parámetros presiométricos.

Considerando lo anterior, en el presente trabajo de investigación se analiza el lugar que ocupa el ensayo presiométrico entre los diferentes ensayos geotécnicos *in situ*; así como su utilidad y/o aplicación en la determinación de los parámetros mecánicos de la arcilla blanda a media (CH) de la Ciudad de México.

Además incluye una breve explicación sobre los principios básicos de la presiometría, y se describen las partes que componen los equipos utilizados y el procedimiento de ensaye correspondiente. Finalmente se muestran los resultados obtenidos en la arcilla típica de la Ciudad de México, y se comparan con los obtenidos mediante las pruebas de laboratorio y el ensayo de resistencia en punta del piezocono (CPTU), efectuados a la misma profundidad del ensayo presiométrico.

Abstract

The pressuremeter test is an *in situ* strain-deformation test that allows to determine the geotechnical characteristics of the soil or rock referring to its deformability and resistance (pressuremeter modulus, creep pressure and limit pressure).

In many countries, including Mexico, the application of this type of test has been limited for the case of firm to hard or loose to dense soils, including soft and hard rocks, in which it is difficult or impossible to take undisturbed samples for laboratory tests. For example, as part of the recommended *in situ* tests for the exploration of the subsoil of Mexico City, the N.T.C.D.C.C. (Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, 2017) suggest the application of pressuremeter in the case of difficult hard soils and/or hard layers, such as: Superficial layers, First Hard Layer and Deep Deposits, as well as the subsoil of the western area of México City (composed of lahars, tuffs, alluvial conglomerates, fillings of granular materials, etc.). However, according to the specialized literature (Ménard, 1975; Baguelin, Jezequel, & Shields, 1978; Gambin & Rosseau, 1975) this type of test is also suitable for the determination of the stress-strain parameters of soft to medium soils; there are even correlations between the results obtained from the laboratory tests and the cone tip resistance test with the pressuremeter parameters. (Briaud J. L., 1992; Clarke B. , 1995).

Considering the above, in this research work the place occupied by the pressuremeter test between the different geotechnical *in situ* tests is analyzed, as well as its usefulness and application in the determination of the mechanical parameters of the soft to medium clay from Mexico City.

It also includes a brief explanation on the basic principles of the pressuremeter, and the parts that make up the equipment used and the corresponding test procedure are described. Finally, the results obtained in the typical clay of Mexico City are shown, and are compared with those obtained by laboratory tests and the piezocone penetration tests (CPTU), performed at the same depth of the pressuremeter test.

1. Introducción

Actualmente la geotecnia dispone de diferentes modelos para predecir el comportamiento de los suelos. Sin embargo independientemente del modelo seleccionado, el problema más importante que enfrenta el ingeniero especialista durante el análisis de cimentaciones, elementos de retención, taludes etc., consiste en determinar adecuadamente los parámetros representativos del suelo, de tal forma que el modelo permita estimar correctamente la respuesta del sistema analizado (García R. & Auvinet G., 1991).

Las diferentes técnicas para evaluar las condiciones naturales del suelo y los cambios en su estructura; van desde la simple prueba de penetración estándar (SPT) hasta la más sofisticada prueba triaxial controlada en laboratorio. Las pruebas se dividen en dos tipos: a) pruebas de laboratorio y b) pruebas de campo o in situ; que a su vez pueden subdividirse tal como se muestra en la Figura 1.

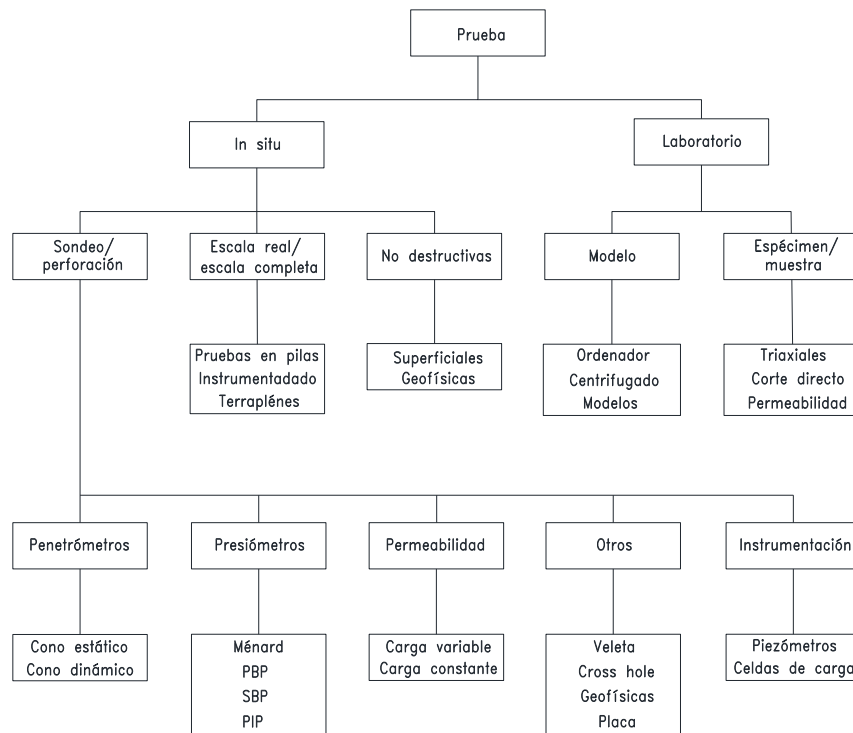


Figura 1 Tipos de ensayos in situ y de laboratorio.

a) Pruebas de laboratorio: Tradicionalmente, los parámetros mecánicos del suelo son obtenidos mediante ensayos de laboratorio a muestras inalteradas (es decir

especímenes cuya estructura no ha sido modificada en forma significativa durante su extracción del subsuelo).

No obstante, es bien sabido que, salvo en el caso de suelos finos cohesivos de consistencia blanda a media, la extracción de dicho tipo de muestras es difícil y en muchos casos imposible por lo que es necesario recurrir a pruebas de campo (también llamadas pruebas *in situ*), para la obtención de parámetros mecánicos que permitan caracterizar al subsuelo.

- b) Pruebas de campo o *in situ*: incluyen las pruebas en sondeos (*in situ*), pruebas a gran escala tales como las pruebas de precarga, y pruebas no destructivas como son los estudios geofísicos desde la superficie. Las pruebas en un sondeo incluyen aquellas que penetran el subsuelo (ej. el SPT), las que ensayan estáticamente el suelo (ej. Presiómetro), y las que ensayan dinámicamente el suelo (ej. crosshole).

De acuerdo con García R. y Auvinet G. (1991) las pruebas de campo pueden clasificarse en dos tipos:

- i. Aquellas que miden las propiedades mecánicas del terreno, en condiciones de falla; en las cuales se incluyen por ejemplo la técnica de penetración estándar (SPT), el cono estático (CPT), el cono dinámico y la veleta.
- ii. Las pruebas que miden las propiedades mecánicas de terreno, tanto en condiciones de falla como antes de ésta, representadas principalmente por los ensayos de carga. El ensayo presiométrico pertenece también a este tipo de pruebas. En efecto, su modo de operación permite aprovechar la ejecución de una perforación para ensayar el terreno hasta la falla a diferentes profundidades. Lo anterior es muy importante, puesto que confiere una gran eficiencia técnica y económica al ensayo presiométrico, comparada con aquella obtenida en otras pruebas de carga (como la prueba de placa y la de cimentaciones a escala natural, como el caso de las pruebas de carga en pilas, etc.). Además, Ménard L. (1962 y 1975) y Clarke B. (1995) coincide en que este ensayo puede realizarse prácticamente en cualquier tipo de material.

En este sentido, Robertson (1986) propuso una lista de aplicabilidad y utilidad de las pruebas *in situ* en suelo y roca (Tabla 1), en la cual destaca que la mayoría de las pruebas *in situ* son utilizadas en arenas, limos y arcillas, y concluyó que la mejor prueba *in situ* para

suelos son el piezocono eléctrico y el presiómetro autoperforante (SBP). Las pruebas *in situ*, comúnmente utilizadas en roca, incluye la prueba de SPT (en roca blanda, débil y/o Intemperizada principalmente) dilatómetro o ensaye presiométrico, pruebas de placa y geofísicas.

Tabla 1 Aplicabilidad y utilidad de las pruebas *in situ* (Robertson, 1986; Wroth, 194).

Grupo	Dispositivo	Parámetros														Tipo de suelo					
		Suelo	Perfil	u	ϕ'	s_{11}	D_r	m_v	c_v	k	G	σ_h	OCR	$\sigma - \varepsilon$	Roca dura	Suelo duro	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Turba
Penetrómetros	Dinámico	C	A	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	C	-	C	B	A	B	B	B
	Mecánico	B	A	-	C	C	B	C	-	-	B	C	C	-	-	C	-	A	A	A	A
	Eslástico (CPT)	B	A	-	C	C	B	C	-	-	B	C	C	-	-	C	-	A	A	A	A
	Piezocono (CPTU)	A	A	A	B	B	A	B	A	B	B	C	A	B	-	C	-	A	A	A	A
	Sísmico (SCPTU)	A	A	A	B	B	A	B	A	B	A	B	A	B	-	C	-	A	A	A	A
	Dilatómetro Plano o de Marchetti (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	B	-	C	-	A	A	A	A
	Sonda Acústica	C	B	-	C	C	B	C	-	-	C	-	C	-	-	C	-	A	A	A	A
Presiómetros	SPT	B	B	-	C	C	B	-	-	-	-	-	-	-	C	B	A	A	A	A	
	Sonda de resistividad	B	B	-	B	C	A	C	-	-	C	-	-	-	-	C	-	A	A	A	A
	PBP	B	B	-	C	B	B	B	C	-	B	C	C	C	A	A	B	B	B	A	B
	SBP	B	B	A	A	A	A	A	A	B	A	A	A	A	-	A	-	B	A	A	A
Otros	PIP	A	B	B	C	B	C	C	A	B	A	C	C	C	-	-	-	B	A	A	B
	Cone PIP	C	B	B	C	B	C	C	A	B	A	C	C	C	-	-	-	A	A	A	A
	Veleta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	B	A	B
	Placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B	B	A	B	B	A	A	A
	Permeabilidad del sondeo	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-	A	A	A	A	A	A	B
Fractura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-	B	B	C	C	B	A	C	
Crosshole/downhole/sísmica	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	-	B	A	A	A	A	A	B	A	

Aplicabilidad: A - Alta; B - Moderada; C - Baja; - Ninguna

Los resultados obtenidos de la pruebas de campo varían en calidad, cantidad y aplicabilidad, pues los parámetros son dependientes del tipo de prueba; esto significa que los parámetros obtenidos de una prueba pueden no tener el mismo valor que los obtenidos por otra, esto a pesar de que se realicen al mismo tiempo y profundidad. Atkinson y Salfors (1991) en su reporte general para la décima Conferencia Europea, discuten los métodos utilizados para determinar las características esfuerzo-deformación-tiempo del suelo y concluyen que los parámetros obtenidos de las pruebas *in situ* se clasifican en:

- a) Correlaciones primarias.- Fundamento teórico sólido para analizar una prueba con algunas hipótesis
- b) Correlaciones secundarias.- Fundamento teórico junto con mayores hipótesis y aproximaciones.
- c) Correlaciones empíricas.- Sin principio y/o fundamento teórico.

Las pruebas *in situ* se llevan a cabo como parte de un ejercicio de diseño por lo que los resultados obtenidos pueden utilizarse ya sea directamente o indirectamente en el diseño. Los parámetros obtenidos de una prueba *in situ* pueden convertirse a propiedades del suelo utilizando las correlaciones primarias, secundarias o empíricas. Así mismo, las propiedades son utilizadas en métodos de diseño, cuya elección depende principalmente

de los parámetros utilizados, el método de ensaye por el cual fueron obtenidas y del modelo de suelo seleccionado. Jamiolkowsky (et al., 1985) en su artículo para la 11va Conferencia Internacional en Mecánica de suelos e Ingeniería de Cimentaciones (ISSMFE) describe las ventajas y desventajas de los ensayes *in situ* y sugiere su aplicación para el modelado de los suelos. Como conclusión, Jamiolkowski et al. Sugiere que el presiómetro autoperforante (SBP) tiene el mayor potencial de todos los dispositivos *in situ*, pues las propiedades del suelo se obtienen a partir de correlaciones primarias.

Alternativamente, los resultados de las pruebas *in situ* pueden utilizarse directamente en métodos de diseño desarrollados específicamente para cada tipo de prueba. Ejemplos de esto son los métodos de diseño que utilizan los parámetros obtenidos directamente de las pruebas de penetración estándar (SPT), como eléctrico y del presiómetro. Baguelin (1989), en su publicación para la 12va ISSMFE, consideró que la interpretación teórica de las pruebas *in situ* para deducir los parámetros básicos del suelo podría justificarse únicamente si la aplicación de tales parámetros en las teorías de diseño clásicas pudiera calibrarse y/o validarse contra una extensa base de datos del comportamiento de estructuras de tamaño real. Finalmente, Baguelin (1989) concluyó que los métodos de diseño directos son más eficientes en muchos casos.

En la Tabla 1 se puede apreciar que el único ensaye *in situ* que puede ser utilizado en cualquier condición del suelo es el ensaye presiométrico. Otra ventaja del ensaye es que la expansión del presiómetro puede compararse con la expansión de una cavidad cilíndrica, la cual puede ser simplemente modelada usando soluciones de forma cerrada. El presiómetro ha sido utilizado para: 1) Obtener las propiedades fundamentales y parámetros de diseño, 2) Como una herramienta en la caracterización y/o elaboración de perfiles del suelo, 3) una prueba de control para el mejoramiento de los suelos y 4) Para la calibración de otros dispositivos.

1.1. Definición.

El termino presiómetro fue utilizado por primera vez por Ménard para describir el equipo de prueba que desarrolló en 1955. Baguelin et al. (1978) se refiere a la sonda presiométrica como un dispositivo con el cual es posible aplicar una presión hidráulica a través de una membrana flexible a las paredes del barreno o sondeo. Mair y Wood (1987) acotan la definición del presiómetro solamente a un dispositivo cilíndrico, cuya definición es reconocida internacionalmente por ISSMFE (Amar, Clarke, & Gambin, 1991).

La definición utilizada por Clarke B. G. (1995), y representada gráficamente en la Figura 2. es:

El presiómetro es una sonda cilíndrica que cuenta con una membrana flexible expansible diseñada para aplicar presión de manera uniforme a las paredes de una cavidad o sondeo.

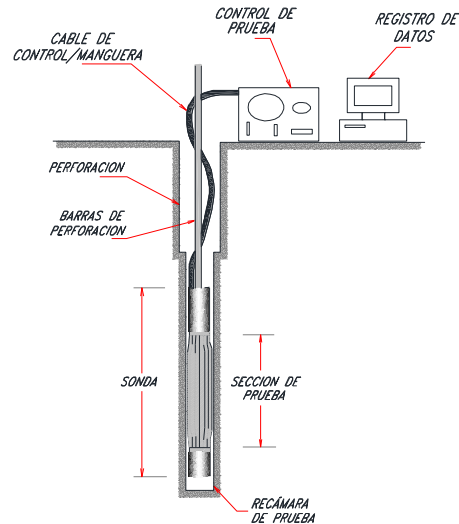


Figura 2 Definición de un presiómetro, Clarke B. (1995)

El presiómetro puede referirse a la sonda en la recámara de prueba o al conjunto sonda, barras de perforación, y equipo de prueba.

De acuerdo con Clarke B. (1995) varios han utilizado el término dilatómetro para describir el presiómetro. Devincenzi M. y Norberto F. (2004) también reportan que los presiómetros suelen ser conocidos en España como dilatómetros o presiodilatómetros cuando se trata de ensayos que alcanzan elevadas presiones, hasta 20 MPa, (utilizados en roca) para diferenciarlos de los clásicos presiómetros de Ménard, que alcanzan menores presiones de trabajo (8 MPa) y cuya aplicación es en suelos o, a lo sumo, rocas blandas. Sin embargo, el termino presiómetro o presiometría es más adecuado, pues estrictamente es la terminología que hace referencia a la aplicación de una presión mientras que dilatómetro es un término más adecuado para describir la expansión debido al efecto de la temperatura.

1.2. Antecedentes.

En Alemania, es Kogler (1933) a quien se le atribuye el desarrollo del primer presiómetro de perforación previa, sin embargo Kogler no dio seguimiento a su idea. En 1954, Fang en

la Universidad de Indiana y Louis Ménard en la Universidad de Illinois, comienzan el desarrollo del primer presiómetro moderno. Posteriormente, En Francia, 1955, Louis Ménard desarrolla el presiómetro de perforación previa para poder medir las propiedades de deformaciones in situ del suelo; ese mismo año se patenta como actualmente se le conoce, “El Presiómetro de Ménard”. Este fue el primer dispositivo utilizado en Chicago (Ménard, 1957) para obtener las propiedades in situ del subsuelo para el diseño de las estructuras y desde entonces se ha convertido en uno de los presiómetros más utilizados. A Louis Ménard se le conoce en Francia como el padre del presiómetro ya que no solo desarrolló el dispositivo, sino que también generó un método de diseño basado en el presiómetro, pues en 1963, en base a su experiencia, Ménard publica las primeras ecuaciones y gráficas relacionadas con la aplicación directa de los resultados presiométricos en el análisis de capacidad de carga y asentamientos, tanto para cimentaciones superficiales como profundas.

De manera independiente, durante la década de los 50's, Fukuoka de Japón desarrolló un ensayador de carga lateral conocido como “K –Value Tester”, un presiómetro de perforación previa, capaz de obtener los valores del módulo lateral del suelo, para asistir en el diseño de pilas y/o pilotes por carga horizontal. En 1966, Sumaya, Imai y Ohya, de la *Corporación OYO* desarrollan el ensayador de carga lateral y después el Elastemeter 100; ambos de perforación previa y de los más utilizados actualmente.

En 1968, Jézequel *et al* desarrolló el primer presiómetro autoperforante (SBPMT, por sus siglas en inglés) en *Laboratoire des Pons et Chaussées*, sobre el argumento de que era posible instalar un presiómetro en el suelo sin cambiar las propiedades del mismo, a fin de obtener aquellas propiedades fundamentales utilizando simplemente la teoría de expansión de cavidades. Teóricamente el *SBP* no genera alteración en el suelo circundante ya que puede perforarse en el suelo hasta la profundidad deseada. Por lo tanto, los parámetros obtenidos deben ser propiedades del suelo y no del procedimiento de instalación, por lo que pueden usarse en cualquier análisis que modele correctamente el suelo. Estos instrumentos fueron desarrollados principalmente para la investigación, pero actualmente tiene una aplicación y/o uso más comercial, especialmente en el Reino Unido.

Es muy probable que en la práctica exista algún grado de alteración en el suelo durante la instalación de un presiómetro *SBP*, aunque también debería ser posible mantenerlo al mínimo. Los dispositivos de perforación previa requieren de cuidado en la instalación para

disminuir el grado de alteración. Por ejemplo, los presiómetros que son empujados y/o hincados en el suelo (PIP) fueron desarrollados en la década de los 80's para superar la necesidad en el cuidado en la instalación. Este tipo de presiómetros (PIP) generan alteraciones constantes y/o repetibles, así como un aumento en la velocidad de las pruebas, por lo que la interpretación no se basa en la simple teoría de expansión de cavidades, ya que el suelo ha sido alterado durante la instalación del dispositivo.

En 1971, en Inglaterra, Wroth y Hughes desarrollaron un presiómetro de perforación previa en la Universidad de Cambridge, conocido como el Camkometer; actualmente este dispositivo es distribuido por la *Cambridge Insitu*. En 1975 el "*Building Research Establishment*" en el Reino Unido, construyó el Tubo Shelby presiométrico de empuje (PSPMT) para su aplicación en proyectos de costa afuera "*Offshore*"; actualmente este dispositivo es distribuido por *Stressprobe*. En 1978, Briaud y Shields de Canadá, desarrollan un pequeño presiómetro para el diseño de pavimentos conocido como el "*Pencil*" (pues su tamaño es el de un bolígrafo) y vendido actualmente por la empresa Rocktest. También en 1978, el Instituto de Investigaciones Ruso para Cimentaciones y Bases Enterradas (NIIOSP, por sus siglas en ruso) desarrollan un presiómetro automático conocido como *PA-108*. Ese mismo año, el Instituto del Petróleo Francés (IFP, por sus siglas en francés) desarrolló un presiómetro autoperforante para la investigación de proyectos costa afuera (*Offshore*), nombrado como el *PAM*. El primer libro presentado por Baguelin, Jézequel y Shields sobre el Presiómetro y la Ingeniería de Cimentaciones fue publicado en 1978.

Los avances en el análisis e interpretación del ensaye presiométrico han tenido lugar en paralelo con el desarrollo del equipo. Lamé (1852) fue el primero en generar un análisis para la expansión de una cavidad pero no llegó más allá, los desarrollos sustanciales tuvieron lugar hasta la década de los 60's siguiendo el desarrollo del MPM. Desde entonces ha ido en aumento el uso del presiómetro tanto en el diseño como en la investigación.

La teoría de expansión de cavidades no siempre aplica para ensayos tipo PBP y PIP debido a la alteración del material durante la instalación. Los resultados de la prueba SBP no pueden usarse en los métodos de diseño Ménard, ya que las técnicas de instalación y ensaye son diferentes. Esto no es diferente de otras pruebas, ya que muchos parámetros del suelo están en función del muestreo, la técnica de instalación y de ensayo. La interpretación del ensaye presiométrico depende de los parámetros requeridos, el tipo de

presiómetro, de los procedimientos de instalación y de ensayo. Por esta razón, cuando se realiza una prueba de este tipo, es necesario especificar claramente el propósito de la misma y el tipo de presiómetro utilizado.

Los métodos de diseño del presiómetro para el análisis de capacidad de carga y asentamientos de cimentaciones superficiales, cimentaciones a base de pilas, cajones de cimentación, ataguías y anclas inyectadas fueron desarrollados en la década de los 60's por la empresa Ménard Techniques. En 1971, el Laboratorio Central de Puentes y Pavimentos (LCPC, por sus siglas en francés) generó una norma para el ensaye presiométrico y en 1972 las recomendaciones para los métodos de diseño.

Diferentes países, entre ellos Francia, Rusia y Estados Unidos, han desarrollado especificaciones de carácter nacional; además se han publicado procedimientos recomendados, como por ejemplo, el de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM). Asimismo, diferentes Instituciones de investigación y empresas han desarrollado especificaciones que actualmente son reconocidas dentro de las buenas prácticas geotécnicas.

Las primeras normas de referencia y/o consulta sobre la operación y uso del presiómetro, así como la interpretación y aplicación de los resultados del ensayes presiométrico fueron la norma Francesa NF P94-110-1 y la ASTM D4719 (1987, 2000 y 2007).

En México pasaron muchos años para que el ensaye presiométrico fuera reconocido en las normas de diseño de mayor referencia en el país, pues entre 2006 y 2010 se elaboró el Capítulo B.2.3.1.6 (Pruebas de Campo Para Determinar Propiedades de los Suelos y Enrocamientos) del Manual de Diseño Obras Civiles de la Comisión de Federal de Electricidad, aunque en realidad es un extracto de las normas ASTM D4719-00 (2008) y de los trabajos presentados por Ménard (1975) y Devincenzi, M. Frank (2004). Recientemente las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (N.T.C.D.C.C., 2017) sugieren la aplicación del presiómetro para determinar las características de los suelos de la Zona I o de los estratos duros (suelos finos) o densos (arenas) de las zonas II y III.

Actualmente se estima en varios millones el número de ensayes presiométricos que han sido realizados hasta la fecha en Europa. Por ejemplo, de acuerdo con García R., Auvinet G. (1991), en Francia el 85% de todas las estructuras (puentes, edificios, estadios, etc.) se

han diseñado sobre la base del solo ensaye presiométrico (Amar, 1991). Incluso varias universidades de Europa imparten algunas clases o destinan asignaturas completas sobre la operación, aplicación e interpretación del ensaye.

1.2.1. Aplicación del presiómetro en México.

En el continente americano, y en particular en México, este dispositivo se conoce desde hace más de tres décadas (Rangel, 1975), y se utiliza cada vez más con mayor frecuencia, principalmente en materiales difíciles de muestrear como los de la zona poniente de la Ciudad de México (García R. & Auvinet G., 1991), los suelos de algunos municipios del estado de Aguascalientes (Salgado M., Ponce R., et al., 2017) o como los reportados por Ayes Z. y Salgado M. (2013) en Cadereyta, N.L.

Sin embargo, la cantidad de información sobre el uso del presiómetro en nuestro país es insuficiente, pues a pesar del auge que ha tenido en los últimos años, algunas empresas e investigadores muestran cierta incredulidad y/o desconocimiento sobre los alcances y potencial del dispositivo; consideran que el costo del ensaye es elevado e innecesario, o que simplemente los resultados obtenidos son insuficientes, pues se tiene una idea equívoca de que el dispositivo sólo sirve para obtener el módulo de deformación o módulo de Young E , por lo que prefieren continuar con los métodos tradicionales de laboratorio o consultar las correlaciones documentadas para la determinación de los parámetros esfuerzo-deformación y de resistencia del suelo. Por lo tanto, se desconoce que, a partir del ensaye presiométrico, es posible determinar otros parámetros del suelo, tales como la resistencia al corte no drenada (c_u), para el caso de arcillas y limos, los ángulos de fricción y dilatación (\emptyset y φ , respectivamente) en arenas, y en general, el esfuerzo de preconsolidación (σ_b), la relación de sobreconsolidación (OCR) y el módulo odométrico (E_{odm}) en función del tipo de suelo.

En la Tabla 2 a 4 se presentan los resultados de ensayos presiométricos realizados por empresas e investigadores mexicanos en diferentes zonas del país, a fin de proporcionar al lector una referencia o puntos de comparación con los resultados correspondientes al presente trabajo de investigación.

Tabla 2 Resultados de ensayos presiométricos realizados en diferentes zonas de la República Mexicana.

Proyecto	Ubicación	Sonda	Camisa	Sondeo	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	p_L (MPa)	p_y (MPa)	Tipo de suelo o roca*	Referencia
Diseño de un sistema de recimentación de un edificio.	Zona de Transición (Zona II) de la Ciudad de México	Ménard	-	SM-1	6.0	19.02	-	1.96	>1.078	Arcilla gris oscuro con poca arena fina y materia orgánica	
					6.8	25.20	-	1.96	> 0.981		
					8.8	18.34	-	3.92	> 1.57	Arena fina, media y gruesa, café grisáceo, poco arcillosa, con presencia de gravas	
					10.0	10.79	-	1.08	0.49		
					11.3	8.73	-	0.98	0.49		
				11.9	21.08	-	2.94	> 1.47	Arcilla gris oscuro con poca arena fina y materia orgánica		
				4.0	8.14	-	1.08	0.39			
				6.0	13.83	-	1.47	0.88			
				6.9	41.87	-	2.94	1.27			
				8.1	25.20	-	1.96	0.78			
Diseño de la Cimentación profunda de un edificio.	Zona de Lomas (Zona I)	Ménard	-	SM-1	8.8	42.27	-	2.45	0.98	Arcilla limosa con grava y arcilla con poca arena fina y algunas gravas aisladas	(García R. & Auvinet G., 1991)
					10.0	19.42	-	1.96	1.18	Arena fina y gruesa	
					12.0	16.67	-	1.86	0.98	Arena media y gruesa, poco limosa con gravas finas	
					1.0	3.43	-	0.62	0.25	Grava bien graduada con arena	
					2.0	6.37	-	0.56	0.29	Arena bien graduada, arenas con grava	
					3.0	3.43	-	0.67	0.20		
					4.0	2.84	-	0.42	0.20	Gravas bien graduadas, mezcla de grava y arena, con poco o nada de finos	
					5.0	23.54	-	1.01	0.47		
					6.0	16.67	-	0.82	0.42		
					7.0	9.41	-	1.02	0.41	Gravas bien graduadas, mezcla de grava y arena	
8.0	5.20	-	0.52	0.23							
9.0	3.24	-	0.52	0.37	Arena bien graduada, arenas con grava						
10.0	15.10	-	0.98	0.43							
11.0	18.24	-	1.47	0.55							
12.0	9.32	-	4.51	0.49							
13.0	41.97	-	> 4.51	1.54							
14.0	139.06	-	> 4.51	> 2.35							
15.0	82.28	-	> 4.51	> 2.35							
16.0	101.30	-	> 4.51	> 2.35							
17.0	72.08	-	> 4.51	2.06							
18.0	66.69	-	> 4.51	2.35							
Edificio Calle Lieja, México D.F.	Zona de Lago (Zona III), muy cerca de los límites con la Zona de Transición (Zona II)	Ménard	-	SP-1	19.0	67.67	-	> 4.51	> 2.26	Depósitos Profundos: Arenas Limosas (SM) muy compactas, con intercalaciones de limos arenosos (ML) y arcillas arenosas, de consistencia dura. Su contenido natural de agua es de 19 a 27%. En los suelos predominantemente granulares el ángulo de fricción varía entre 37 y 44°. Schmitter Martín del Campo, 2016	(Ingeniería Geotécnica y Construcción S.A. de C.V., 2009)
					20.0	66.69	-	> 4.51	> 2.26		
					21.0	66.69	-	> 4.51	> 2.26		
					22.0	68.65	-	> 4.51	> 2.26		
					23.8	73.55	-	> 4.51	2.16		
					32.0	141.80	-	7.39	2.16		
					33.0	147.39	-	6.40	1.57		
					34.0	148.18	-	6.12	1.77		
					36.0	89.53	-	4.81	1.96		
					38.0	82.28	-	3.73	1.42		
40.0	6.47	-	1.24	0.74							
41.0	72.77	-	4.08	1.47							
42.0	90.52	-	4.28	1.37							
43.0	106.70	-	4.40	1.78							
44.0	26.28	-	2.75	1.13							
45.0	75.90	-	5.85	2.35							
46.0	95.52	-	7.46	2.30							

_ No se realizaron ensayos de descarga - recarga
* La clasificación del tipo de suelo y/o roca presentada corresponde a la reportada en los artículos y/o informes referenciados, por lo que puede ser la clasificación de campo o de laboratorio.

Tabla 3 Resultados de ensayos presiométricos realizados en diferentes zonas de la República Mexicana (continuación)

Proyecto	Ubicación	Sonda	Camisa	Sondeo	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	p_L (MPa)	p_y (MPa)	Tipo de suelo o roca*	Referencia	
Edificio Calle Lieja, México D.F.	Zona de Lago (Zona III), muy cerca de los límites con la Zona de Transición (Zona II)	Ménard	-	SP-1	47.0	130.72	-	7.68	2.06	Depósitos Profundos: Arenas Limosas (SM) muy compactas, con intercalaciones de limos arenosos (ML) y arcillas arenosas, de consistencia dura. Su contenido natural de agua es de 19 a 27%. En los suelos predominantemente granulares el ángulo de fricción varía entre 37 y 44°. Schmitter Martín del Campo, 2016	(Ingeniería Geotécnica y Construcción S.A. de C.V., 2009)	
					48.0	156.32	-	11.03	1.57			
					49.0	82.96	-	8.96	2.75			
					50.0	36.48	-	5.33	1.77			
					52.0	89.63	-	10.00	2.06			
					54.0	24.03	-	3.14	1.13			
					55.0	34.72	-	3.59	1.47			
					56.0	99.34	-	3.91	1.86			
					57.0	134.65	-	6.49	2.21			
					58.0	70.51	-	4.09	1.72			
Félix Cuevas, entre las avenidas Cadis y Adolfo Prieto, en la Colonia del Valle.	Zona de Transición (Zona II) de la Ciudad de México	Ménard	-	SM-1A	5.5	6.50	-	0.71	0.49	Arena arcillosa (SC)	(González, Ibarra, Rangel, & Ovando, 2012)	
					8.5	46.10	-	2.46	2.28			
					13.5	35.70	-	2.49	2.03			
				SM-4A	5.5	11.50	-	1.14	0.68			Arcilla de baja plasticidad (CL)
					8.5	6.60	-	1.12	0.73			Arcilla de alta plasticidad (CH)
					11.5	48.0	-	2.35	2.35			Arcilla de baja plasticidad (CL)
					15.5	73.40	-	1.55	1.51	Arena arcillosa (SC)		
					Exploración con Presiómetro Ménard y Piezocono para un edificio ubicado sobre Av. Juárez, México D.F.	Zona de Lago (Zona I) de la Ciudad de México	Ménard	-	SM-1	30.2	5.40	-
Proyecto de Túnel Profundo	Entre los límites del Estado de México y el Estado de Hidalgo	TRI-MOD-S de ROCTEST	-	PMT-L14	73.3	352.0	-	**	***	Limos arenosos muy cementados de origen aluvial	(Obregón, 2013)	
					87.3	952.0	-	**	***	Conglomerado		
					90.8	243.0	-	**	***	Limos arenosos muy cementados de origen aluvial		
					94.3	500.0	-	**	***			
				PMT-L15	77.4	75.0	-	**	***	Limos arenosos de consistencia dura de origen lacustre, color gris oscuro y gris claro		
					91.4	103.0	-	**	***			
					94.9	343.0	-	**	***	Limos arenosos muy cementado de origen aluvial, color café claro.		
				PMT-L17	98.4	290.0	-	**	***			
					92.6	435.0	-	**	***	Conglomerado poco cementado color café y gris oscuro		
					106.6	100.0	-	**	***			
				PMT-L20	110.1	87.0	-	**	***	Limo arenoso cementado de origen piroclástico, color café claro a rosado		
					113.6	68.0	-	**	***			
					128.0	146.0	-	**	***			
				PMT-L23	142.0	115.0	-	**	***	Depósitos lacustres a base de arcillas de media a alta plasticidad, de consistencia dura a muy dura color gris verdoso.		
					145.5	109.0	-	**	***			
					151.0	66.0	-	**	***			
				PMT-I20-21	134.0	1361.0	-	**	***			
					149.5	1315.0	-	**	***	Boleos poligenéticos empacados en un limo cementado color café claro (Conglomerado).		
					152.0	1106.0	-	**	***			
				PMT-L23	155.5	1047.0	-	**	***			
61.9	187.0	-	**		***							
75.5	108.0	-	**		***	Limo arenoso muy cementado color café claro, de origen aluvial						
79.0	281.0	-	**		***	Depósitos lacustres a base de arcillas de media a alta plasticidad, de consistencia dura a muy dura color gris verdoso.						
Planta catalítica, dentro de una Refinería	Municipio de Cadereyta Jiménez, Nuevo León, México.	Ménard	-	SM-01	1.5	79.46	-	2.92	N/R	Limos arenosos con gravas, color café claro	(Ayes Z. & Salgado M., 2013)	
					6.0	157.9	-	1.99	N/R	Gravas angulosas con arena media a gruesa en matriz limosa de color café claro (Toba)		
					8.0	115.8	-	4.12	N/R	Toba arcillosa de consistencia dura con gravas, color café claro		
					9.5	162.4	-	2.89	N/R	Boleos de Caliza y Lutita en matriz arcillosa con poca arena.		
					10.5	175.5	-	3.55	N/R			

_ No se realizaron ensayos de descarga - recarga
* La clasificación del tipo de suelo y/o roca presentada corresponde a la reportada en los artículos y/o informes referenciados, por lo que puede ser la clasificación de campo o de laboratorio.
** Debido a las condiciones de los materiales encontrados y las características del equipo presiométrico, la presión límite de falla no pudo ser evaluada, porque la magnitud de la deformación que sufre el material es mayor que la elongación máxima de los sensores internos del presiómetro haciendo imposible medir este parámetro.
*** No puede ser evaluada la presión de fluencia debido a que la forma de las curvas no permite distinguir donde termina la fase elástica y donde empieza la fase plástica.
N/R= No se registro

Tabla 4 Resultados de ensayos presiométricos realizados en diferentes zonas de la República Mexicana (continuación).

Proyecto	Ubicación	Sonda	Camisa	Sondeo	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	p_L (MPa)	p_y (MPa)	Tipo de suelo o roca*	Referencia
Planta catalítica, dentro de una Refinería	Municipio de Cadereyta Jiménez, Nuevo León, México.	Ménard	-	SM-02	3.0	210.9	-	3.97	N/R	Gravas angulosas con arena media a gruesa en matriz limosa de color café claro (Toba)	(Ayes Z. & Salgado M., 2013)
					5.0	108.6	-	2.29	N/R		
				SM-03	7.0	103.0	-	2.02	N/R		
					2.0	27.5	-	3.53	N/R		
Proyecto Interurbano México-Toluca	La Marquesa	OYO Elatometer HQ	Dura	SM-23-1	51.50	438.21	1342.49	> 12	7.10	Andesita	(Ponce Navarrete & Ponce Navarrete , 2015 - 2016) (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018)
				SM-23-2	60.10	1515.85	7143.49	>14.71	>14.71	Andesita	
				SM-23-3	64.60	459.24	-	> 13.749	> 13.749	Andesita	
				SM-15-1	74.10	318.16	222.23	7.72	3.10	Andesita	
				SM-15-2	80.25	478.84	2431.18	12.76	5.19	Andesita	
				SM-15-3	86.95	234.61	676.35	16.96	13.50	-	
				S-16	85.30	3874.16	-	> 13.533	> 13.533	Andesita	
S-16-3	89.68	2313.11	14566.61	> 14.131	> 14.131	Andesita					
Planta de Combustión Interna	Aguascalientes	OYO Elatometer HQ	Dura	BH-1	2.6	348.0	838.51	15.02	6.08	Limo arenoso (ML) color café claro, de consistencia dura (Toba).	(Salgado M., Ponce, & Ponce, 2017) (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018)
				BH-2	3.8	459.8	508.22	23.25	1.06	Arena limosa, color café rojiza, de compacidad densa a muy densa (Toba)	
				BH-3	2.8	319.8	479.99	8.13	7.50	Limo arenoso (ML), de consistencia dura, color café rojizo (Toba)	
				BH-4	5.6	469.5	711.18	24.79	9.60	Limo arenoso (ML), de consistencia dura, color café rojizo (Toba)	
				BH-5	6.5	472.9	1270.77	> 11.82	8.10	Conglomerado	
				BH-6	5.6	501.9	781.34	26.73	7.77	Limo arenoso (ML), de consistencia dura a muy dura (Toba)	
Observatorio Ciudad de México	Zona de Lomas (Zona I)	OYO Elatometer HQ	Dura	SC-09	4.0	41.08	28.85	5.30	3.90	Arena de color café claro	(Salgado M., Ponce, & Ponce, 2017) (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018)
					8.00	52.35	28.91	5.49	3.93	Arena poco limosa café claro	
					12.00	45.95	70.76	4.08	3.90	Arena poco limosa café claro	
					16.0	46.39	60.37	6.38	4.86	Arena limosa café claro	
					20.0	69.5	69.4	6.5	4.7	Arena gruesa café claro	
					24.0	59.62	34.16	5.67	4.70	Arena limosa café claro	
					28.0	52.91	56.77	6.80	4.20	Arena limosa café claro	
					32.0	91.63	92.74	7.15	5.20	Arena limosa café claro	
					36.0	88.08	54.27	8.42	6.40	Arena limosa café claro	
	40.0	81.34	54.08	9.49	7.20	Arena limosa café claro					
	OYO Elatometer HQ	Dura	SC-11	4.0	4.28	3.31	0.98	0.75	Arcilla limosa café oscuro		
				8.0	4.02	3.25	0.95	0.73	Arena poco limosa café claro		
				12.0	50.39	18.26	2.83	2.50	Arena limosa café claro		
				16.0	43.62	57.30	5.39	3.93	Limo arenoso café claro		
				20.0	7.90	14.54	2.11	1.37	Limo arenoso café claro		
				24.0	75.27	96.61	3.96	3.83	Arena café claro		
				28.0	81.30	92.69	7.56	4.80	Arena limosa café claro		
				32.0	75.14	28.40	6.24	5.20	Arena limosa café claro		
36.0				136.83	87.34	4.49	4.06	Arena limosa café claro			
40.0	162.24	68.62	8.88	6.20	Arena limosa café claro						

_ No se realizaron ensayos de descarga - recarga
 * La clasificación del tipo de suelo y/o roca presentada corresponde a la reportada en los artículos y/o informes referenciados, por lo que puede ser la clasificación de campo o de laboratorio.

A esta base de datos se unen los resultados presentados en este documento.

1.3. Alcance.

El presente trabajo de investigación se limita a la ejecución, aplicación e interpretación del ensaye presiométrico en las arcillas de consistencia blanda a media de la Ciudad de México, pues de acuerdo con diferentes autores (Ménard, 1975; Baguelin, Jezequel, &

Shields, 1978; Gambin & Rosseau, 1975) el ensaye también es adecuado para determinar las características esfuerzo-deformación y de resistencia de este tipo de materiales. Los ensayos se realizaron en la unidad geotécnica (UG) conocida como *Serie Arcillosa Superior* (S.A.S), en dos proyectos ubicados dentro de la Zona de Lago Centro I (COVITUR, 1987).

Aunque actualmente existe evidencia y/o información sobre ensayos presiométricos realizados en diferentes tipos de arcilla (Mair & Wood, 1987; Briaud J. L., 1992; Clarke B. , 1995) en el mundo, en el caso de las arcillas de nuestro país, y en particular de las arcillas Ciudad de México, no se cuenta con suficientes resultados y/o investigaciones que documenten este tipo de experiencia, por lo que el presente trabajo de investigación se podría considerar como uno de los primeros desarrollados en México.

1.4. Objetivo.

Demostrar la aplicabilidad del ensaye presiométrico en las arcillas de la Ciudad de México - específicamente las correspondientes a la Serie Arcillosa Superior (S.A.S) de la Zona de Lago Centro I (Zona III – CI) - así como su utilidad en la determinación de los parámetros mecánicos de este tipo de arcillas; además de presentar las comparaciones y/o correlaciones experimentales entre los resultados del ensaye presiométrico con los de las pruebas de laboratorio (Triaxiales UU, CU y de consolidación) y de resistencia en punta del piezocono, esto de acuerdo con las teorías establecidas o presentadas por diferentes autores (Ménard, 1975; Baguelin, Jezequel, & Shields, 1978; Mair & Wood, 1987; Briaud J. L., 1992).

2. Ensayo presiométrico (esfuerzo – deformación in situ).

B.G. Clarke (1995) define el ensaye como la expansión de una membrana después de la instalación de la sonda en la recámara de prueba. La presión y desplazamiento son monitoreados durante la ejecución de la prueba; los datos obtenidos son utilizados para construir la curva esfuerzo - deformación, con la cual se determinan los parámetros y/o propiedades del suelo.

Para Briaud J. L. (1992), el ensaye presiométrico consiste en la colocación de una sonda cilíndrica en el suelo y la expansión de ésta, a fin de aplicar una presión horizontal en el suelo (Figura 3). Durante el ensayo se obtiene la presión, p , en el suelo (esfuerzo radial,

σ_{rr} , en las paredes de la cavidad) y el incremento relativo en el radio de la cavidad, $\frac{\Delta R_C}{R_C}$, (deformación circunferencial, $\varepsilon_{\theta\theta}$, en las paredes de la cavidad); por lo tanto, la prueba proporciona una curva esfuerzo - deformación del suelo. El ensayo puede realizarse a diferentes profundidades, con el objetivo de obtener un perfil completo sobre el comportamiento mecánico de suelo.

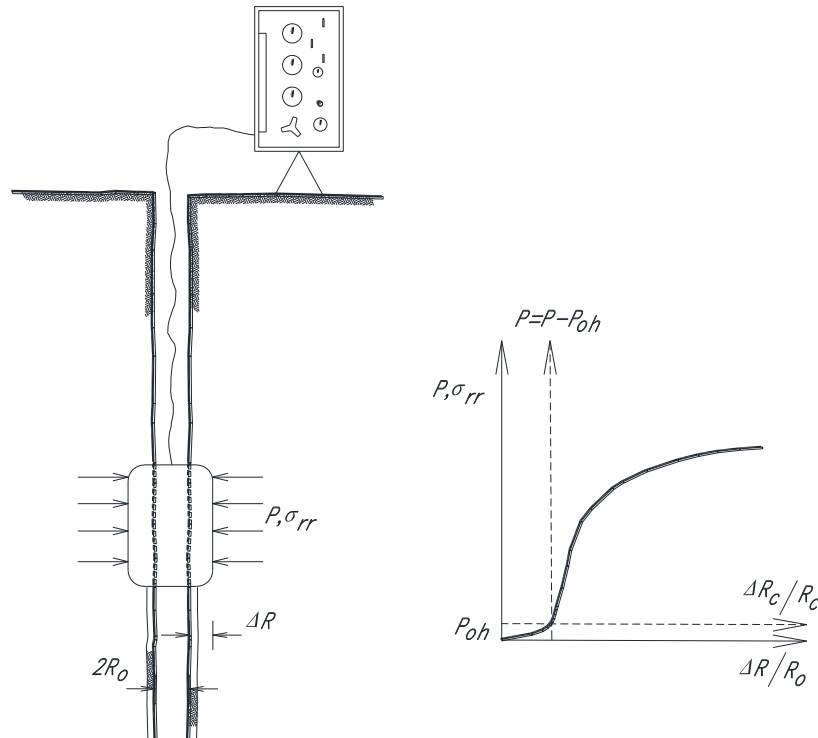


Figura 3 Ensayo presiométrico de perforación previa (PBPMT) y curva de expansión presiométrica (Briaud J. L., 1992).

El ensayo se analiza a partir de la teoría elastoplástica de la expansión de una cavidad cilíndrica en un medio indefinido, permitiendo determinar los cuatro parámetros básicos de la prueba, Módulo presiométrico E_m y módulo de corte G , presión de fluencia p_y y presión límite p_L , con los cuales se pueden deducir los parámetros geotécnicos fundamentales.

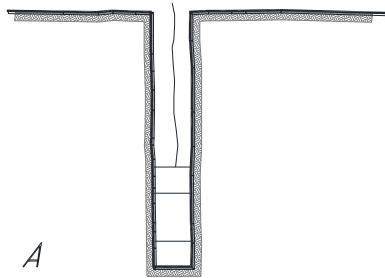
También es posible calcular la capacidad de carga admisible por medio de la presión límite (o presión a la cual el terreno rompe cuando se somete a una presión radial en horizontal) y el asentamiento a partir del módulo presiométrico. Además el ensayo permite conocer la presión a la cual un suelo pasa de tener un comportamiento elástico a plástico, mediante la presión de fluencia.

2.1. La sonda.

Las diferentes técnicas de instalación dan origen a los tres grupos principales de presiómetros (Figura 4): de perforación previa (PBP, por sus siglas en inglés), de empuje y/o hincado (PIP y PSMPMT) y autopercorante (SBP).

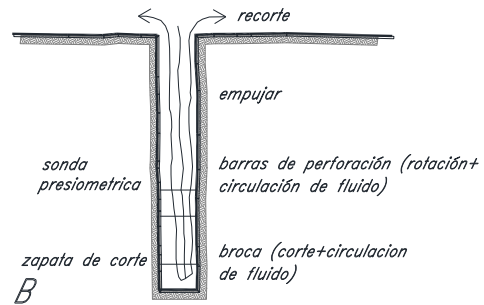
PBPMT

- 1.- Perforación de diámetro adecuado
- 2.- Retirar equipo de perforación
- 3.- Colocar sonda a la profundidad de prueba



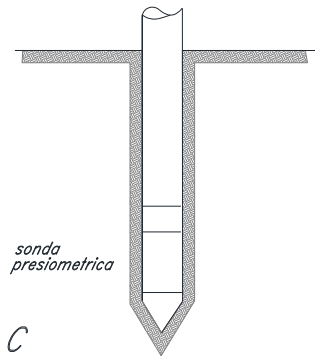
SBPMT

- 1.- La sonda autopercora hasta la profundidad de prueba, iniciando en la superficie o desde el fondo de una perforación previa.



PCPMT DCPMT

- 1.- Empuje o hincado la sonda en su lugar desde la superficie



PSPMT

- 1.- Empuje el presiometro en forma de tubo Shelby desde el fondo de una perforación previa

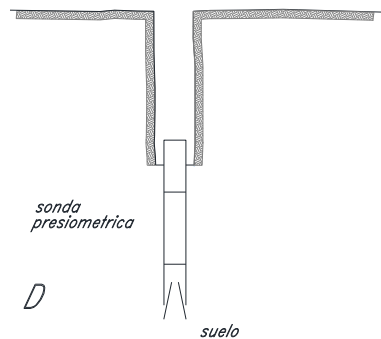


Figura 4 Diferentes tipos de presiómetros y procedimientos de instalación (Briaud J. L., 1992).

El presiómetro de Ménard es del tipo de perforación previa (PBMPT). Los presiómetros de perforación previa se colocan en una recámara previamente perforada, mientras que los presiómetros de empuje son introducidos y desplazados en el suelo. La sondas PIP incluyen las sondas de desplazamiento total que desplazan completamente el suelo durante la instalación, así como las sondas de pared gruesa, las cuales permite el paso de

un poco de material a través de la sonda. Los presiómetros de autoperforantes remueven el suelo utilizando un sistema de perforación dentro de la sonda, lo que permite a la sonda ser perforada hasta la profundidad de la prueba.

El presiómetro de Ménard cuenta con tres secciones de expansión, o celdas, por lo que se le conoce como una sondas tricelulares (Figura 5a). La celda central o sección de prueba se conecta a un dispositivo de medición de volumen. Las otras dos celdas se conocen como celdas de guarda, y están diseñadas para asegurar, en medida de lo posible, que la celda de medición o sección de prueba de expanda solo radialmente.

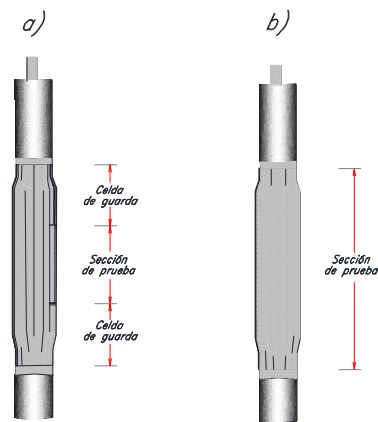
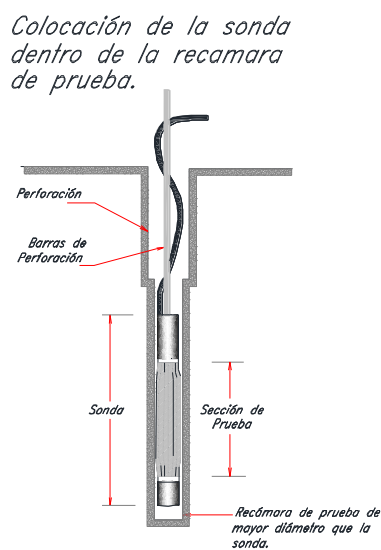


Figura 5 Tipos de presiómetros de perforación previa: a) Sonda Tricelda y b) Sonda Monocelda. (Clarke B. , 1995)

En los años 50's, la corporación OYO de Japón desarrolló una sonda de una sola celda o monocelda (Figura 5b), en la cual la expansión de la membrana se mide usando transductores. Muchos presiómetros modernos, independientemente de la técnica de instalación, incluyen algún tipo de transductor, tanto de presión como de desplazamiento.

A finales de la década de los 60's y principios de los 70's se desarrollaron las sondas autoperforantes en Francia (Jezéquel et al, 1968) y en el Reino Unido (Wroth and Huges, 1973). La principal diferencia entre estas sondas de celda sencilla es el sistema de medición. La sonda francesa tiene un sistema de medición de volúmen como el del presiómetro de Ménard, mientras que la sonda inglesa cuenta con trasductores de desplazamiento. En la Figura 6 se muestra el principio de este instrumento.

Sonda perforante en recámara de prueba

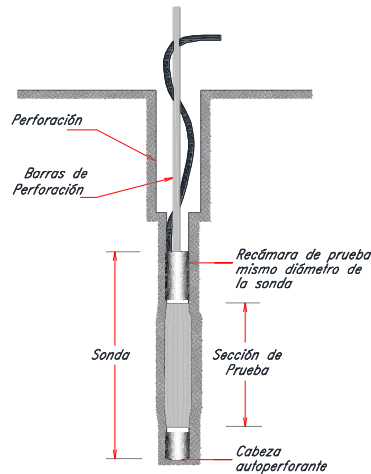


Figura 6 Presiómetro autopercutor (Clarke B. , 1995).

Los presiómetros de empuje (PIP) fueron desarrollados a inicios de los años 70's, con el objetivo de superar los problemas a) de colapso de las paredes de la cavidad debido a la instalación del presiómetro de perforación previa y b) de perforación del presiómetro autopercutor en condiciones difíciles. Los primeros PIPs se desarrollaron a partir del fundamento del SBP y el cono estático para uso de proyectos costa fuera y/o marinos. Estos instrumentos son de sondas monocelda o de una sola celda, como se muestra en la Figura 7.

Sonda empujada dentro de la recámara de prueba

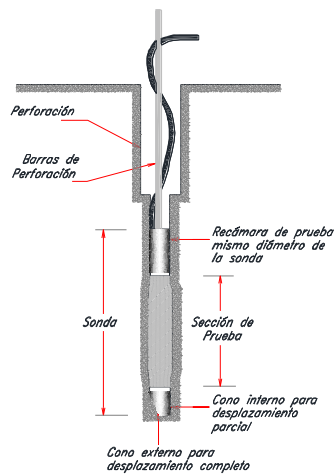


Figura 7 Presiómetro de empuje, a la izquierda se muestra un cono externo para desplazamiento completo de la sonda, y a la derecha un cono interno para desplazamiento parcial de la sonda (Clarke B. , 1995)

Referente al sistema de medición de desplazamiento, el presiómetro de Ménard cuenta con un sistema de medición de desplazamiento de volumen, mientras que otros, como el presiómetro Oyometro o Elastometro, pueden incluir ya sea un sistema de medición de volumen o uno radial. Así, dentro de cada categoría hay subdivisiones dependiendo del sistema de medición, como se muestran en la Figura 8.

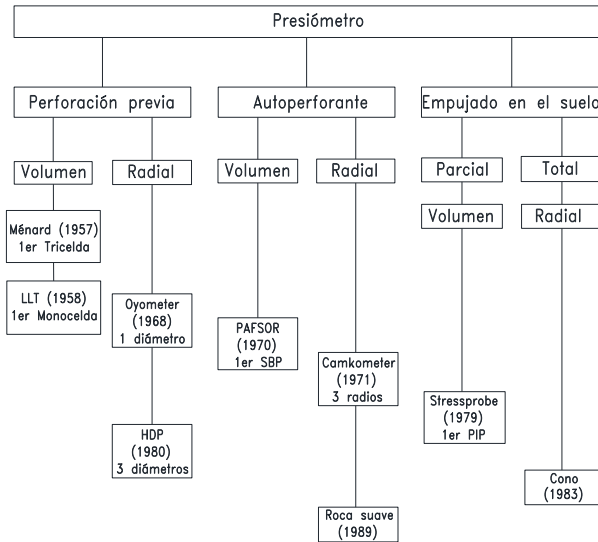


Figura 8 Historia del desarrollo del presiómetro, se muestran las categorías de presiómetros de acuerdo con el método de instalación y el método de medición de la deformación (Clarke B. , 1995).

Actualmente existen una gran variedad de presiómetros (Tabla 5); algunos de éstos han sido desarrollados únicamente con propósitos de investigación, mientras que otros han sido desarrollados para uso comercial. En la tabla 5 se describen únicamente los utilizados en campañas de exploración.

Tabla 5 Especificaciones de diferentes tipos de presiómetros (Clarke B. , 1995).

Grupo	Nombre	Símbolo	Fabricación	Capacidad de presión MPa	Capacidad de deformación MPa	Diámetro (mm)	Longitud total (m)	Longitud de expansión (mm)	L/D	Sistema de medición de desplazamiento	
Perforación previa	Presiómetro de Ménard	GC	Apageo (Fr), Bonne Esperance (Fr), Geomatec (Fr), Rocstest (USA)	4	53	74			6.5	Volumen	
	Presiómetro de Ménard	GB	Apageo (Fr), Bonne Esperance (Fr), Geomatec (Fr), Rocstest (USA)	20	55	74			6.5	Volumen	
	Oyometro	LLT			2.5		80				Volumen
		Elastometro 100		Oyo Corporation	10	12	66		520	7.4	Diámetro
		Elastometro 200			20		66		520	7.4	Diámetro
	Dilatómetro de alta presión	HPD	Cambridge Insitu	20	25	73	1.5	455	6.1	Seis transductores de desplazamiento	
		PA-108		NII Osnovanií	10		108		460		Volumen
		D-76		NII Osnovanií			76				Volumen
		CSM		Colorado School of Mines	100		37				
		LNEC			15		74	0.75	540	7.2	Cuatro transductores de desplazamiento
	Mazier 60		Mazier	10	55	60			6.6	Tres transductores de desplazamiento	
	Mazier 95		Mazier	20	53	95			10.5	Tres transductores de desplazamiento	

Especificaciones de diferentes tipos de presiómetros, continuación (Clarke B. , 1995).

Grupo	Nombre	Símbolo	Fabricación	Capacidad de presión MPa	Capacidad de deformación MPa	Diámetro (mm)	Longitud total (m)	Longitud de expansión (mm)	L/D	Sistema de medición de desplazamiento
Autooperante	Presiómetro autooperante Cambridge	CSBP	Cambridge Insitu	4.5	15	84	1	500		Tres transductores de desplazamiento
	Presiómetro autooperante para rocas blandas	RSBP	PM Insitu Techniques	20	10		1	400		Tres transductores de desplazamiento
	Presiómetro autooperante	PAF-76	Mazier			132	2		2	Volumen
Empuje	Sonda esfuerzo			3.5		78	> 3		4.2	Volumen
	Cono presiométrico	FDCP	Cambridge Insitu				1			Tres transductores de desplazamiento
	Expansiómetro cableado	WILE	Symitex	3		66	2.75		5	
	Presio-penetrómetro LPC-TLM		LCPC	2.5		89			4	Volumen

2.2. Curva presiométrica.

Una vez que la membrana se expande contra las paredes del suelo circundante a la sonda se toman las lecturas de la presión aplicada y el desplazamiento de la membrana; las lecturas y/o medidas se grafican como en la Figura 9, con la presión en el eje vertical y el desplazamiento en el eje de las abscisas. La curva presiométrica se utiliza para derivar y/u obtener el estado de esfuerzos in situ, la deformación y los parámetros de resistencia. La interpretación de la prueba y los parámetros obtenidos a partir de la misma (Tabla 6) dependen de las condiciones y tipo de suelo, tipo de instrumento o sonda, del método de instalación, el tipo de prueba y método de interpretación.

Tabla 6 Parámetros obtenidos a partir de los ensayos presiométricos (Clarke B. , 1995).

Parámetro	Arcilla						Arena						Grava			Roca								
	Blanda			Dura			Suelta			Densa						Blanda			Dura					
	PBP	SBP	PIP	PBP	SBP	PIP	PBP	SBP	PIP	PBP	SBP	PIP	PBP	SBP	PIP	PBP	SBP	PIP	PBP	SBP	PIP			
σ_h		A	CE	C	A	CE		B			C							CE	C	N		N	N	
c_u	BE	A	BE	BE	A	BE												CE	B	N	CE	N	N	
c'																			B	N		N	N	
ϕ'		B			B		CE	A	CE	CE	A	CE	CE	N	N				B	N		N	N	
G_i		A			A			A			A			N	N				B	N		N	N	
G_{ur}	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	C	N	N	A	A	N	A	A	N	A	N	N
p_l	BE	A	BE	BE	A	CE	CE	A	CE	CE	A	CE	CE	N	N	CE	B	N	CE	N	CE	N	N	
c_h	B	A	A	B	A	A																		

A, excelente; B, buena; C, posible; N, no posible; E, empírico
 σ_h , esfuerzo horizontal total; s_u , resistencia al corte no drenada; c' , cohesión; ϕ' , ángulo resistente al corte; G_i , módulo de corte inicial;
 G_{ur} , módulo de corte secante de un ciclo de descarga/ recarga; p_l , presión límite; c_h , coeficiente de consolidación horizontal.

Como se puede apreciar (Figura 9), de los tres principales grupos de presiómetros se obtienen tres diferentes tipos de curvas de expansión, como se muestra en la Figura 9. La curva típica de la prueba PBP tiene forma de "S". La primera fase, OA en la Figura 9a, es la expansión de la membrana dentro de la perforación. La segunda fase, AB, es la deformación de una zona reblandecida durante la perforación. La tercera fase de la curva,

BC, representa el comportamiento elástico (fase elástica). El punto C marca el inicio de la fluencia del suelo adyacente a la membrana.

En la curva de expansión SBP solo se distinguen dos fases. B (Figura 9b), es el punto en el cual la membrana comienza a moverse, es igual al esfuerzo horizontal. C es el inicio de la fluencia del suelo. En una curva de expansión PIP también se distinguen dos partes. Teóricamente, durante la instalación ocurre una expansión infinita, por lo que se requeriría muy poco aumento de la presión para expandir la membrana. Este no es el caso, pues como la sonda se empuja en el suelo este se descarga a medida que fluye sobre el hombro del cono de un presiómetro de desplazamiento completo. Por lo tanto el punto C, Figura 9c, representa el punto de fluencia. Un presiómetro PIP que desplaza parcialmente el suelo proporciona una curva entre la de un presiómetro SBP y uno de desplazamiento total.

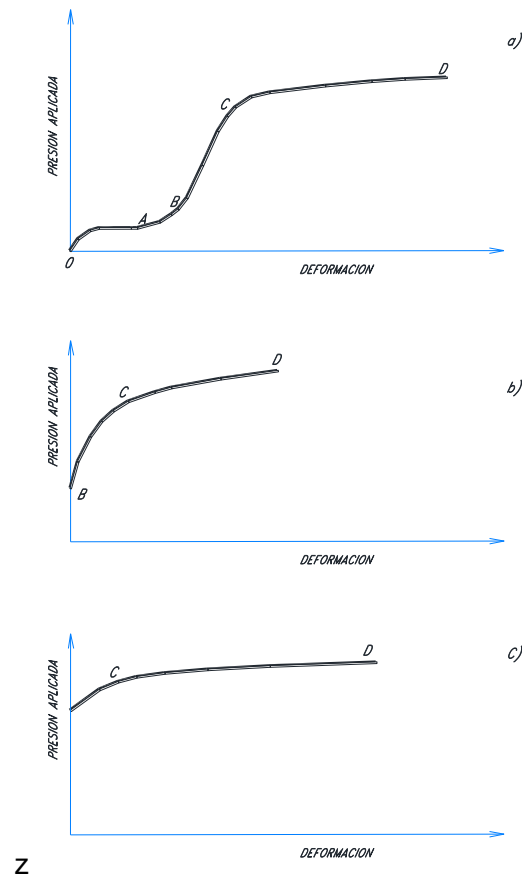


Figura 9 Curvas típicas de expansión para los tres tipos de presiómetros: (a) presiómetro de perforación previa; (b) presiómetro autoperforante; (c) presiómetro de empuje de desplazamiento total. (Clarke B. , 1995).

3. Sonda presiométrica y equipo de prueba.

Tanto las sondas presiométricas como el equipo de prueba varían entre fabricantes y operadores, por lo que es necesario comprender y/o entender el procedimiento de operación del equipo, incluyendo su mantenimiento y limitaciones. Esto garantiza el uso correcto y completo del equipo, además reduce los problemas operativos debido a las condiciones del subsuelo.

Considerando lo anterior, a continuación se describen solo las características y componentes principales de los presiómetros de perforación previa Ménard y Oyometro, pues además de ser los dos equipos utilizados para este trabajo de investigación, son los únicos tipos de presiómetros con los que se cuentan en nuestro país; también se incluye una breve descripción del presiómetro autoperforante (SBPMT), pues como se verá en el sección 11.3.2.3.4, se intentó emular o reproducir la técnica de instalación del presiómetro SBP en tres de los ensayos realizados en los sitios de estudio, a fin de reducir el grado de alteración y/o remoldeo de las paredes de la cavidad.

3.1. Características principales

3.1.1. La sonda.

Los componentes principales de un presiómetro son (Figura 10): la sonda (A); unidad de control, consola de medición o controlador presión-volumen (B); y conexión de la sonda a la superficie y/o tubería de conexión C.P.V.- sonda o unidad de control - sonda (C). Asimismo, la sonda se divide en tres módulos, conectados por un tubo central (1) de acero, estos son: sección de instalación (D), sección de prueba (E) y una sección (F) la cual puede estar vacía, alojar un sistema instrumentado o un módulo de perforación, dependiendo del dispositivo. La sonda se conecta a la superficie por medio de la tubería de perforación y un cable de control (tubería de conexión CPV – sonda o unidad de control – sonda).

El tipo del módulo de instalación (D) en la base de la sonda, depende si la sonda es introducida en un barreno previamente perforado (PBPM), autoperfora (SBP), o es empujada y/o hincada (CPMT) hasta la profundidad de la prueba. Esta sección puede tener la forma de una zapata biselada (como la del tubo shelby), sin bicel o de cono

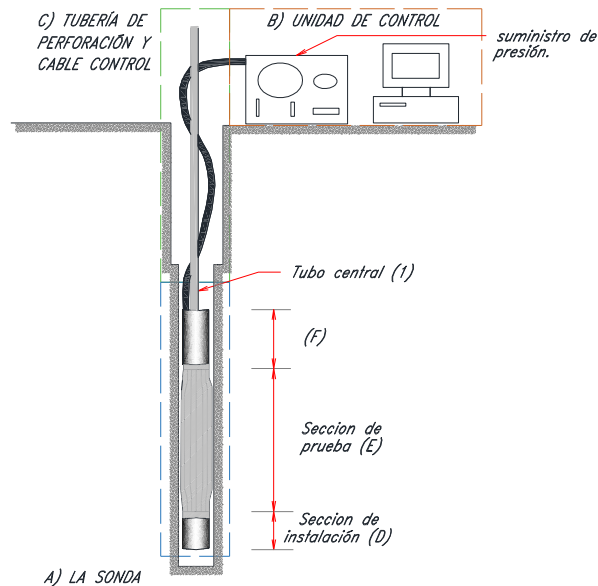


Figura 10 Componentes principales de un presiómetro

En la Figura 11 se muestra a detalle la fisonomía de una sonda. Como se puede apreciar, la sección de prueba o sección de expansión, puede ser una monocelda o una tricelda y puede o no incluir un sistema de transductores. Comprende una membrana de expansión (2) compuesta por caucho natural, adipreno, neopreno o metal. La membrana se mantiene en su lugar mediante anillos de sujeción (3), posiblemente anillos tipo “o-rings” de goma, que sellan la membrana sobre el tubo central (1) evitando que se desprenda, y a la vez permiten la presurización y/o expansión de la membrana. Los anillos de sujeción se mantiene en su lugar mediante tuercas de sujeción (4) atornilladas en el tubo central. La membrana se apoya en las fundas del cuerpo de la sonda (5) durante la instalación. En una prueba típica la membrana se expande inyectando aceite, agua o gas (dependiendo del tipo de dispositivo) dentro de la sonda, y se registran las lecturas y/o mediciones de la presión aplicada y el desplazamiento de la membrana.

La membrana puede reventarse o dañarse durante la instalación si la sonda queda atrapada en la parte inferior del tubo de ademe. No obstante, el motivo principal por el cual una membrana falla es debido a la presencia de fisuras o huecos, suelo de rigidez variable (intercalación de estratos de bajo espesor y rigidez variable) y desarrollo de grietas durante la prueba. En este caso, parte de la membrana es forzada hacia la fisura o vacío, provocando que esta se estire hasta un punto en el cual se rasga. En Clarke B. (1995) se

presentan gráficamente los efectos físicos que tienen estos eventos sobre la membrana. Por tal lo tanto, la membrana debe protegerse durante la intalación y expansión, a fin de reducir el potencial de riesgo. Lo anterior ha motivado el uso de diferentes tecnicas a fin de proporcionar fundas y/o camisas de protección (6) para la membrana; las cuales incluyen las mebranas gruesas, reforzadas, bandas de metal que cubren la membrana y las membranas de metal. A medida que aumenta la rigidez combinada de la membrana y la funda y/o camisa, la sensibilidad a la presión de la sonda se reduce ya que se requiere una presión mayor que la necesaria para inflar unicamente la sonda; por lo tanto, esto implica aplicar las correcciones para este efecto.

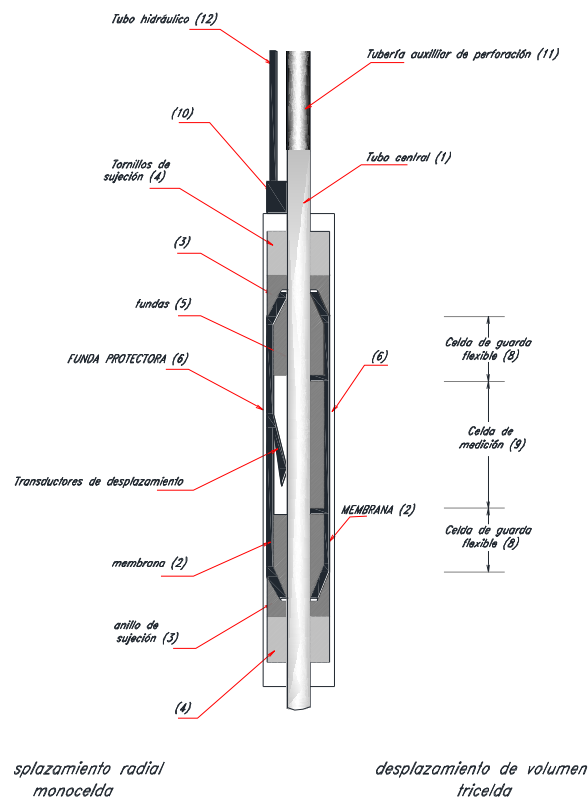


Figura 11 Detalles de la sección de prueba de una sonda presiométrica, muestra las diferencias entre una sonda de una sola celda (monocelda) y una de tres celdas (Clarke B. , 1995).

El desplazamiento de la membrana puede ser monitoreado utilizando transductores de desplazamiento en la sonda o mediante la observación de la cantidad de agua inyectada en la sonda. Las primeras se conocen como sondas de desplazamiento radial y las segundas como sondas de desplazamiento de volumen. Los sistemas de desplazamiento de volumen son utilizados casi exclusivamente para el presiómetro de Ménard.

Se supone que el volumen de la membrana permanece constante a medida que se expande, por lo que el cambio en el volumen del fluido inyectado es igual al cambio en el volumen de la recámara de prueba. En este caso, las sondas de desplazamiento de volumen proporcionan lecturas directas del desplazamiento promedio de las paredes de la cavidad de prueba (recámara).

Las sondas de desplazamiento radial generalmente proporcionan el desplazamiento de la superficie interna de la membrana en un punto o puntos. Los transductores de desplazamiento (7) incluyen transformadores diferenciales lineales, medidores de efecto Hall y medidores de deformación (Figura 12). El espesor de la membrana se reduce a medida que la membrana se expande, por lo que debe realizarse una corrección por desplazamiento.

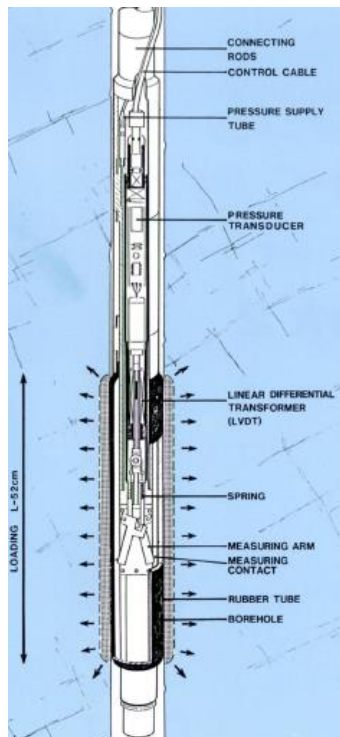


Figura 12 Presiómetro Elastómetro-2 Modelo 4180

La sección de prueba tiene una longitud finita, la cual se expande como un cilindro circular recto. No obstante, en la práctica solo es cilíndrico un tercio de la sección de prueba, pues sus extremos están restringidos. Las sondas de desplazamiento de volumen generalmente incluyen celdas de guarda flexibles (8), las cuales se inflan con la celda de medición (9) a fin de garantizar la forma cilíndrica de esta durante la prueba. Este tipo de

sondas se conocen como sondas tricelulares o de tres celdas. Las sondas de desplazamiento radial sólo incluyen una sección de expansión, la sección de prueba, y se conocen como sondas monocelulares. Generalmente la sección de prueba de una sonda monocelular es más larga que la celda de medición de una sonda tricelular, aunque la longitud total de la sección de expansión es similar.

La sonda se conecta a la superficie por medio de la tubería auxiliar de perforación (11) y de una manguera hidráulica (12). La tubería se utiliza para bajar y/o colocar la sonda en la recámara de prueba. Las mangueras hidráulicas (tubos plásticos concéntricos) se emplean para transmitir el fluido presionado a la membrana. Si la sonda contiene transductores, también incluye un cable eléctrico que conecta la sonda a la superficie, el cual puede o no pasar por la manguera hidráulica.

3.1.2. Equipo de prueba para ensayos presiométricos.

La forma típica del equipo de prueba (Figura 13) consiste en una fuente de presión (13), que puede ser un tanque de gas (de preferencia nitrógeno) o una bomba hidráulica; una unidad de medición de presión y desplazamiento (14); un sistema de control de presión o desplazamiento (15), que puede ser automatizado u operado de forma manual (reguladores de presión-volumen). Actualmente es posible monitorear y/o visualizar los ensayos presiométricos mediante unidades de adquisiciones de datos (data logger) y ordenadores (16).

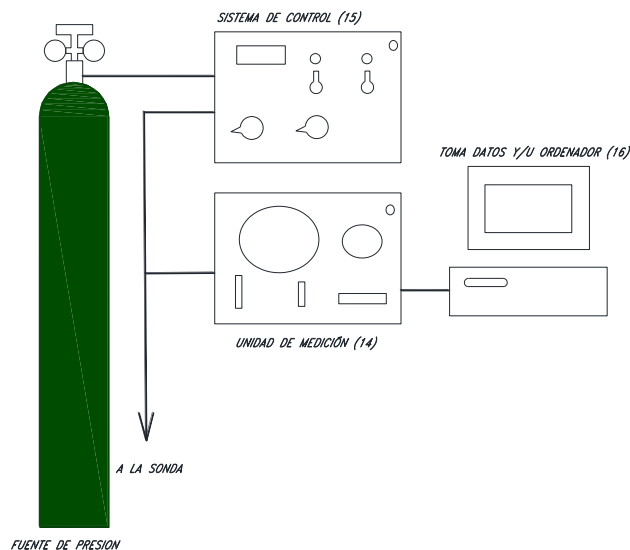


Figura 13 Equipo de prueba típico (Clarke B. , 1995).

Los ensayos pueden ser por esfuerzos o deformación controlada, o una combinación de ambos – la elección depende del diseño de la sonda y el procedimiento de prueba requerido. En una prueba de esfuerzos controlados se mide el volumen o desplazamiento de la membrana; mientras que en una prueba de deformación controlada se mide la presión aplicada.

En su forma más simple, el ensayo presiométrico es una prueba de esfuerzos controlados operada manualmente, utilizando pantallas visuales para tomar lecturas de presión y desplazamiento. La presión del fluido se incrementa ya sea ajustando un regulador de precisión si se usa gas como fuente de presión o mediante una bomba manual si se usa un suministro de aceite. El cambio en el volumen de la sección de prueba se monitorea utilizando una unidad de cambio de volumen la cual comprende cilindros de medición o bien mediante el uso de una probeta.

En algunas sondas la presión se mantiene manualmente, y se utilizan transductores montados en la sección de prueba para registrar la presión y el desplazamiento. La prueba aun es de esfuerzos controlados, pero ya no es necesario controlar el cambio de volumen, pues el desplazamiento de la membrana se mide directamente. Los transductores requieren de una unidad electrónica, ya sea montada en superficie o dentro de la sonda. Esta unidad contiene la fuente de energía para alimentar los transductores y un módulo para amplificar las señales y convertirlas en forma digital para que puedan ingresarse en una computadora. Se sugiere contar con una pantalla visual de la presión y el desplazamiento para garantizar que la prueba se está realizando satisfactoriamente.

Los equipos de prueba mas avanzados utilizan sistemas de retroalimentación para controlar la velocidad de desplazamiento o la velocidad de incremento de la presión. El sistema de retroalimentación puede ser un hardware o software especialmente diseñados.

El uso de ordenadores y/o computadoras para monitorear la ejecución de los ensayos presiométricos cada vez es mas común. En la Figura 14 se muestra un diseño y/o esquema típico, que comprende basicamente una unidad central de procesamiento (computadora y/u ordenador), un convertidor analógico digital (A/D) y puede o no incluir una impresora. El convertidor A/D se utiliza para convertir las señales analógicas de los transductores a señales digitales. Este puede ser una tarjeta de expansión dentro de la computadora, un toma datos (data logger) independiente o un hardware especialmente diseñado dentro de la sonda. Los datos se almacenan en el disco para poder realizar el procesamiento

posteriormente. Dado que las condiciones del sitio pueden ser complicadas, es prudente contar con una impresora para hacer una copia impresa de los datos durante una prueba como copia de seguridad. El conjunto teclado - pantalla permiten al operador controlar el proceso de registro y monitorear la prueba.

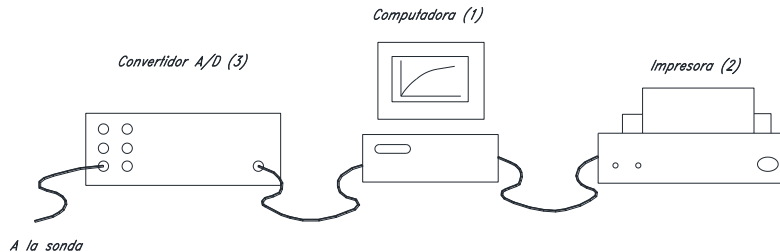


Figura 14 Componentes de un sistema de registro automático (Clarke B. , 1995).

La configuración y/o forma del equipo de prueba depende del tipo de sonda, así como del sistema de medición de desplazamiento de la membrana, si este utiliza transductores de desplazamiento en la sonda o solo es mediante la observación de la cantidad de agua inyectada en la sonda (desplazamiento radial y de volumen, respectivamente).

Considerando lo anterior, a continuación se describen brevemente las características de los equipos de prueba para la ejecución de los ensayos presiométricos con las sondas Ménard y Oyometro.

3.1.2.1. Consola de medición o Controlador de Presión – Volumen (C.P.V) para ensayos presiométricos con sonda Ménard.

Es el sistema de control y medición (Figura 15) diseñado exclusivamente para el presiómetro de Ménard. Permite regular la presión en la sonda con el fin de realizar la carga estática del suelo y seguir la evolución de los escalones de presión. Alimentando por una bomba de gas y alojado en una caja de aluminio con trípode (3 patas movibles), se compone principalmente de un volúmetro de 800 cm³ con visor graduado, un regulador de presión, una válvula diferencial, manómetros 0x25, 0x60 bar y 0x100 bar que permiten conocer la presión de alimentación de la celda central (sección de prueba) y de las células de guarda de la sonda.

Tanto el control de la presión aplicada como la medición de la deformación radial o cambio de volumen se realizan mediante la Unidad de Control (UC) o Controlador de Presión – Volumen (C.P.V). Está contenido en una caja portátil, provista de un trípode desmontable

y de una tapa. El panel delantero, que incorpora las válvulas y los manómetros, es móvil para permitir el acceso a los tubos de unión interna (Figura 16).

Las válvulas y manómetros que conforman el C.P.V. se presentan en la Figura 15. El procedimiento de uso se verá en la sección 6.1. En la Tabla 7 se indica el nombre de cada pieza.

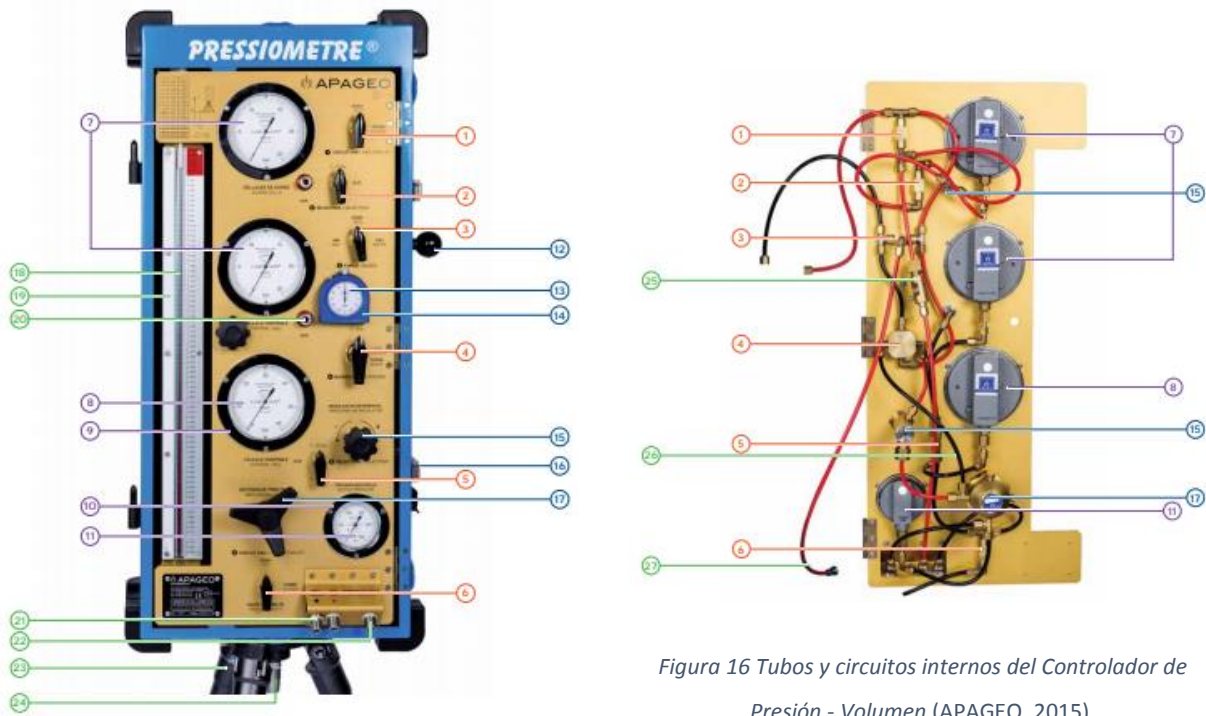


Figura 16 Tubos y circuitos internos del Controlador de Presión - Volumen (APAGEO, 2015).

Figura 15 Controlador de presión volumen (CPV); se aprecian los componentes típicos tales como válvulas, manómetros, bureta y cronómetro (APAGEO, 2015)

Tabla 7 Componentes de un Controlador de Presión Volumen típico, (APAGEO, 2015).

Índice	Descripción	Referencia
1	Válvula de cierre del circuito de gas (completa)	A1 1902206
2	Válvula de selección de gas de 25/100 bar (completa)	A1 1902207
3	Válvula de purga para gas y agua (completa)	A1 1902208
4	Válvula de inversión 0 a 10 m (completa)	A1 1902209
5	Válvula de selección de agua de 25/100/60 bar (completa)	A1 1902210
6	Válvula de cierre del circuito de agua (completa)	A1 1902211
7	Manómetro 0-25 bar (salida vertical)	A1 8501310
8	Manómetro 0-60 bar (salida vertical)	A1 8501312
9	Anillo o collarín de manómetro de Ø 100	A1 8500301
10	Anillo o collarín de manómetro de Ø 60	A1 8500302
11	Manómetro 0-250 bar (salida vertical)	A1 8501324
12	Palanca para fijar el sistema GeoBox	N7 5900222
13	Temporalizador de 1 minuto	A1 8900301

Índice	Descripción	Referencia
14	Protector del temporalizador	A1 8900303
15	Regulador diferencia de presión (completo)	A1 8320301
16	Fijador de la tapa	A1 8200101
17	Rgulador de presión principal	A1 9310403
18	Tubo de observación o volúmetro	A1 8902203
19	Tapa de policarbonato para tubo de observación o volúmetro	A1 9801603
20	Toma hembra rápida para manómetro extra	A1 8701802
21	Toma hembra rápida para salida de la manguera (agua y gas)	A1 8701804
22	Toma hembra rápida para entrada de gas (tanque de nitrógeno)	A1 8701801
23	Tripe	A2 8202001
24	Eje de tripe de acero inoxidable	A2 8202003
25	Caja del filtro	A1 8901602
26	Tubo interior de Rissan, 3x6, color negro	A1 8602011
27	Tubo interior de Rissan, 3x6, color rojo	A1 8602018

3.1.2.1.1. Sistema GeoSPAD y unidad central de control GeoBox.

GeoSPAD 2 (Figura 17) permite la adquisición de datos presiométricos a través de la unidad central de control geotécnica GeoBox (Figura 18). Este sistema permite controlar la realización de ensayos presiométricos y registra automáticamente las condiciones y los resultados de estos ensayos.

Se compone de una caja estanca la cual incluye 2 sensores de presión 0-100 bar y por un sensor ultrasónico para la medida de volúmenes (Figura 17). GeoSPAD 2 es un sistema único totalmente integrado al presiómetro de Ménard, mandando directamente los datos a su GeoBox.



Figura 17 Sistema GeoSPAD 2, para adquisición de datos presiométricos (APAGEO, 2015).



Figura 18 Seguimiento del ensayo en tiempo real con GeoBox (APAGEO, 2015).

Conforme a las normas europeas, los registros se ejecutan automáticamente después de 1, 15, 30 y 60 segundos con una precisión optimizada: 0.1 cm³ en los volúmenes y 10 kPa en las presiones.

GeoBOX (Figura 18) muestra la curva bruta, permitiendo una visualización instantánea del ensayo. La presión de la celda central (sección de expansión) y la presión diferencial, el volumen, el $\Delta V_{60/60}$, el número de escalón y el tiempo aparecen también durante la ejecución del ensayo.

3.1.2.2. Unidad de control para ensayos presiométricos con sonda Oyometro o Elastómetro HQ.

Al igual que el conjunto C.P.V. + sistema GeoBOX para presiómetros tipo Ménard, la unidad de control (CU, por sus siglas en inglés) también permite controlar y monitorear un ensayo presiométrico, pero es más característica de las sondas monocelulares, como el Oyometro

o Elastómetro HQ (Figura 19). Este tipo de unidad incluye una fuente de presión (tanque de nitrógeno), un lector de presión/deformación MOD. EL4 HP (convertidor tipo A/D para convertir las señales analógicas de los transductores a señales digitales) y una unidad de procesamiento (computadora) para visualizar los ensayos presiométricos.



Figura 19 Unidad de Control para ensayos presiométricos con sonda presiométrica Elastómetro HQ.

Aunque aparentemente la forma de esta unidad es más sencilla y/o menos complicada que el C.P.V. + el sistema GeoBOX, la función y/o principio es el mismo, por lo que también se requiere de un amplio conocimiento de la prueba.

El Oyometro o Elastómetro corresponde al tipo de sondas en el que la presión se mantiene manualmente, y se utilizan transductores montados en la sección de prueba para registrar la presión y el desplazamiento. Los ensayos presiométricos con este tipo de sondas son de esfuerzos controlados y no es necesario controlar el cambio de volumen, pues el desplazamiento de la membrana se mide directamente. Los transductores utilizan una unidad electrónica compuesta por una fuente de energía para alimentar los transductores y un módulo para amplificar las señales y convertirlas en forma digital (Lector de presión/deformación radial para presiómetro Elastómetro HQ 4180).

Las señales convertidas se ingresan a una unidad central de procesamiento (computadora) para visualizar y registrar los datos obtenidos durante el ensayo.

3.1.2.2.1. Lector de presión/ deformación radial para presiómetro Elastómetro HQ 4180

Este instrumento (Figura 20) está diseñado exclusivamente para acondicionar las señales eléctricas de la sonda presiométricas Elastómetro HQ modelo 4180, marca OYO.

Mediante lectores digitales, visualiza los valores instantáneos de presión aplicada y expansión de radio (Figura 20).

Asímismo suministra una salida con puerto USB para visualizar y registrar los datos obtenidos en los ensayos desde un ordenador PC.



Figura 20 Instrumento acondicionador o Lector de presión/ deformación radial para presiómetro Elastometro HQ 4180

Los datos que se muestran en los lectores LCD reflejan una medida aproximada con respecto a la medida real, la cual se obtiene mediante los programas de adquisición. Los valores de desviación de los lectores LCD con respecto a los programas de 'Calibración de Camisas' y 'Toma de Datos en Campo' pueden variar en 0,2 Kg/cm² y 0,02 mm (recién adquirida la sonda).

Con el tiempo la sonda puede sufrir pequeñas desviaciones en la medida de radio. Los programas de adquisición de PC podrán adaptarse a estas desviaciones mediante un factor de calibración que se obtiene en el apartado de configuración del programa para así obtener una medida exacta (autocalibración de medida de radio)

El porcentaje de desviación de la sonda se refleja mediante la diferencia de valores que hay entre los displays LCD y los valores entregados por los programas de adquisición.

El error máximo de los datos obtenidos en los programas de adquisición es de 0,1 Kg/cm² y 0,01 mm respecto a la medida real (siempre y cuando se haya realizado el proceso de calibración en dichos programas)

3.2. Presiómetros de perforación previa (PBP)

El presiómetro PBP está diseñado para ser colocado en una perforación previa o una recámara de prueba. Existen muchas versiones de este tipo de instrumento y son los más utilizados en la investigación y/o exploración de los suelos. Se desarrollaron por primera vez en Francia y Japón, pero ahora se encuentran en una gran variedad de formas en todo el mundo (por ejemplo, Ruppeneit and Bronshtein, 1972; Hughes and Ervin, 1980; Rocha et al, 1966; Briaud and Shields, 1980).

Las principales características de una sonda de perforación previa de desplazamiento radial se muestran en la Figura 21. La sonda consta de una sección de prueba y una sección de instalación que puede ser una zapata biselada internamente o un cilindro cerrado en el extremo. Las dimensiones de las sondas varían según el fabricante. El diámetro de una sonda a menudo se elige de modo que se pueda bajar dentro de una recámara de diámetro estándar. Por ejemplo, la sonda NX tiene un diámetro de aproximadamente 73 mm, de modo que se puede utilizar en una recámara generada con un barril NX (diámetro interior).

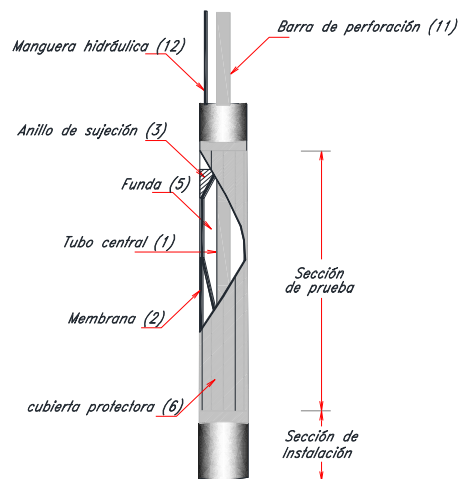


Figura 21 Detalle de un presiómetro de perforación previa (Clarke B. , 1995)

Existen dos grupos de presiómetros PBP: los que miden el desplazamiento de volumen y aquellos que miden el desplazamiento de radial. El primer grupo está caracterizado por el presiómetro de Ménard; el segundo grupo incluye el Elastómetro y el dilatómetro de alta presión. A continuación se describen a detalle las sondas Ménard y Elastómetro HQ, pues

además de que presentan características similares con otras sondas tipo PBP, son las que se utilizaron para el desarrollo del presente trabajo de investigación.

3.2.1. Presiómetro de Ménard.

El presiómetro de Ménard, conocido como MPM, fue desarrollado por el Centro de Estudios Ménard (Ménard, 1957). Al inicio existían tres tipos de sondas Ménard: La sonda “E”, la cual ya no está disponible comercialmente; sonda “GC”, la mas utilizada, y la GB. La sonda GC se utiliza en suelos, mientras que la GB se utiliza para ensayos en roca. El Centro de Estudios Ménard dejó de comercializar a finales de la década de los 80’s, por lo que que ya no es posible comprar estos dispositivos. Actualmente existen varias compañías que fabrican dispositivos MPM que son muy similares a los que se describen en la Tabla 5.

El presiómetro MPM ha evolucionado como parte de un procedimiento estándar para obtener directamente los parámetros de diseño. Este procedimiento, conocido como método de Ménard, incluye la sonda y su instalación, así como la ejecución e interpretación de la prueba. Las propiedades del suelo tambien pueden determinarse utilizando métodos de interpretación desarrollados para sondas PBP.

La sección de prueba de un MPM se compone de tres celdas: una celda de medición central y dos celdas de guarda (Figura 22). La finalidad de las celdas de guarda es asegurar la expansión horizontal de la celda de medición central, como un cilindro circular recto. Tambien previenen que la celda de medición se expanda verticalmente, como el efecto de un globo. Las membranas están hechas de caucho natural, y en ciertas condiciones están protegidas en el exterior con una delgada malla de acero sobre la sección de prueba.

La sonda G (Figura 22) – una de las dos sondas tipo PBP utilizada para el desarrollo del presente trabajo de investigación - es una sonda tricelular de 60 mm de diámetro nominal, con una capacidad de presión que oscila entre 5 y 8 MPa. Según la codificación DCDMA se denomina sonda BX. La funda protectora forma las celdas de guarda, además cubre toda la longitud de la sección de expansión. La celda central de medición se infla y/o expande con agua y las celdas de guarda con gas. El agua se utiliza para permitir la medición de los cambios de volumen.

Durante el esaye el gas debe estar a la misma presión que el agua para que la celda central se expanda como un cilindro circular recto. Sin embargo, para demostrar que la expansión de la celda central es la expansión del suelo - es decir, no hay gas entre la funda protectora

y la membrana - la presión del gas se mantiene a una presión ligeramente más baja que la presión del agua.

La membrana que forma la celda central de medición se sujeta al lugar mediante la acción de “acuñamiento” de dos anillos metálicos (a), sobre los hombros (b) del tubo central. La funda de caucho (6) cubre la celda central de medición y forma las dos celdas de guarda, y se mantiene en su lugar mediante anillos de sujeción (3) que se aprietan en los hombros (c) con tuercas de sujeción (4). Las dos membranas truncadas unidas a los tubos de acero (d) se mantienen en su lugar mediante los anillos de sujeción en cada extremo de la funda. Estos (anillos de sujeción) ayudan a prevenir que la funda se reviente dentro del barreno durante una prueba, pues proporcionan resistencia adicional a la expansión en la parte superior e inferior de las celdas de guarda.

En algunos tipos de sonda Ménard es posible atornillar una zapata con bicel interno (e) a la parte inferior de la sonda. Esto asegura que cualquier exceso de suelo (producto de la perforación y/o remolde) se introduzca en la zapata a medida que la sonda se introduce en la recámara de prueba. Lo anterior es necesario si el diámetro de la recámara es menor que el diámetro de la sonda o en caso de que se generen residuos y/o material de asolve en la recámara de prueba.

La sonda puede conectarse por medio de tubos gemelos o tubería coaxial (12), en las cuales el principio es el mismo. La tubería coaxial se utiliza para limitar los cambios de volumen de la línea de agua y asegurar que los cambios de volumen medidos en la superficie sean iguales a los cambios de volumen en la sonda.

El Controlador de Presión – Volumen (C.P.V) o Unidad de Control se utiliza para presurizar las celdas de guarda y la celda central de medición, así como para medir los cambios de volumen de esta última. En la Figura 15 se muestra la unidad de control típica de la sonda BX en la cual el gas en las celdas de guarda se mantiene a una presión ligeramente menor que la del agua en la celda de medición. La celuda central se conecta a los manómetros de 0-25 y 0-60 bares, que incluyen un depósito de agua una probeta graduada (Figura 15 y 16). El deposito de agua tiene una capacidad de 800 cm³, pero como su diámetro es demasiado grande para proporcionar lecturas sencibles del cambio de volumen, se conecta un tubo de diámetro pequeño conocido como volumetro o probeta. Un cambio en el nivel de agua representa un cambio de volumen en la tubería (coaxial o gemela) y, por lo tanto, en la celda de medición. El volumen se puede leer al cm³ más cercano, es decir,

aproximadamente equivalente a un aumento en el diámetro de la membrana de 0.018 mm (0.02% de deformación de la cavidad). La presión en el depósito de agua se ajusta manualmente por medio de un regulador y se mide con un manómetro tipo Bourdon. Por lo regular el controlador de presión – volumen (C.P.V.) incluye dos manómetros, de los cuales el más sensible se utiliza para presiones más bajas. La presión del gas en las celdas de guarda se regula de manera independiente. Esta presión se mantiene ligeramente menor que la del agua en la celda de medición midiendo la diferencia entre las dos presiones, lo cual puede realizarse de forma manual o por medio de un transductor de presión diferencial.

3.2.2. Oyometro o Elastómetro HQ.

El Oyometro es el termino que alude a aquellos instrumentos desarrollados por la corporación OYO de Japón. Las sondas LLT, Elastómetro 100 y Elastómetro 200 son sondas monocelulares. Las LLT fueron desarrolladas a finales de la década de las 50's específicamente para el diseño horizontal de pilas (Suyama et al, 1966). Es una sonda tipo de desplazamiento de volumen monocelular y está disponible en diámetros de 60, 70 y 80 mm. La longitud de la sonda es de 900 mm, pero su sección de prueba mide 600 mm. La capacidad de presión máxima es de 20 MPa.

Los Elastómetros 100 y 200 fueron las primeras sondas comerciales con traductores de desplazamiento. Rocha et al (1966) describió una sonda de alta presión con transductores de desplazamiento, la cual fue utilizada para ensayos de investigación en roca. Ambos Elastómetros (100 y 200) están diseñados para ensayos en roca y pueden operarse a presiones de 10 y 20 MN/m² respectivamente. Los traductores de desplazamiento se utilizan debido a los problemas de obtener información precisa de la expansión de la cavidad. Esto es importante particularmente para ensayos en roca, en las cuales se presentan desplazamientos pequeños.

Las sondas pueden ser de 62 o 72 mm de diámetro. La membrana tiene una relación longitud/diámetro de entre 7.2 y 8.4. Las membranas utilizadas varían en espesor y tipo, pueden ser blandas o duras, lo cual depende del tipo de suelo y/o roca a ensayar.

En la Figura 23 se muestran a detalle los componentes de este tipo de sondas. La membrana tiene forma de empaque alargado, con extremos metálicos unidos al caucho. Esta se desliza sobre el tubo central (1) y se sujeta con un tornillo de fijación (a) que se

encuentra en la parte inferior del tubo central. La membrana no puede girar debido al tapón (b) ubicado en las llaves del tubo central. El desplazamiento de la superficie interna de la membrana es monitoreado con el LVDT (c) montado coaxialmente dentro del tubo central. Dos brazos con resortes (7) se conectan al LVDT para registrar el movimiento promedio de la membrana. El transductor de presión (d) y componentes electrónicos se montan arriba de sección de prueba. Dos cables conectan la sonda a la superficie, el cable hidráulico y un cable control de cuatro núcleos (12).

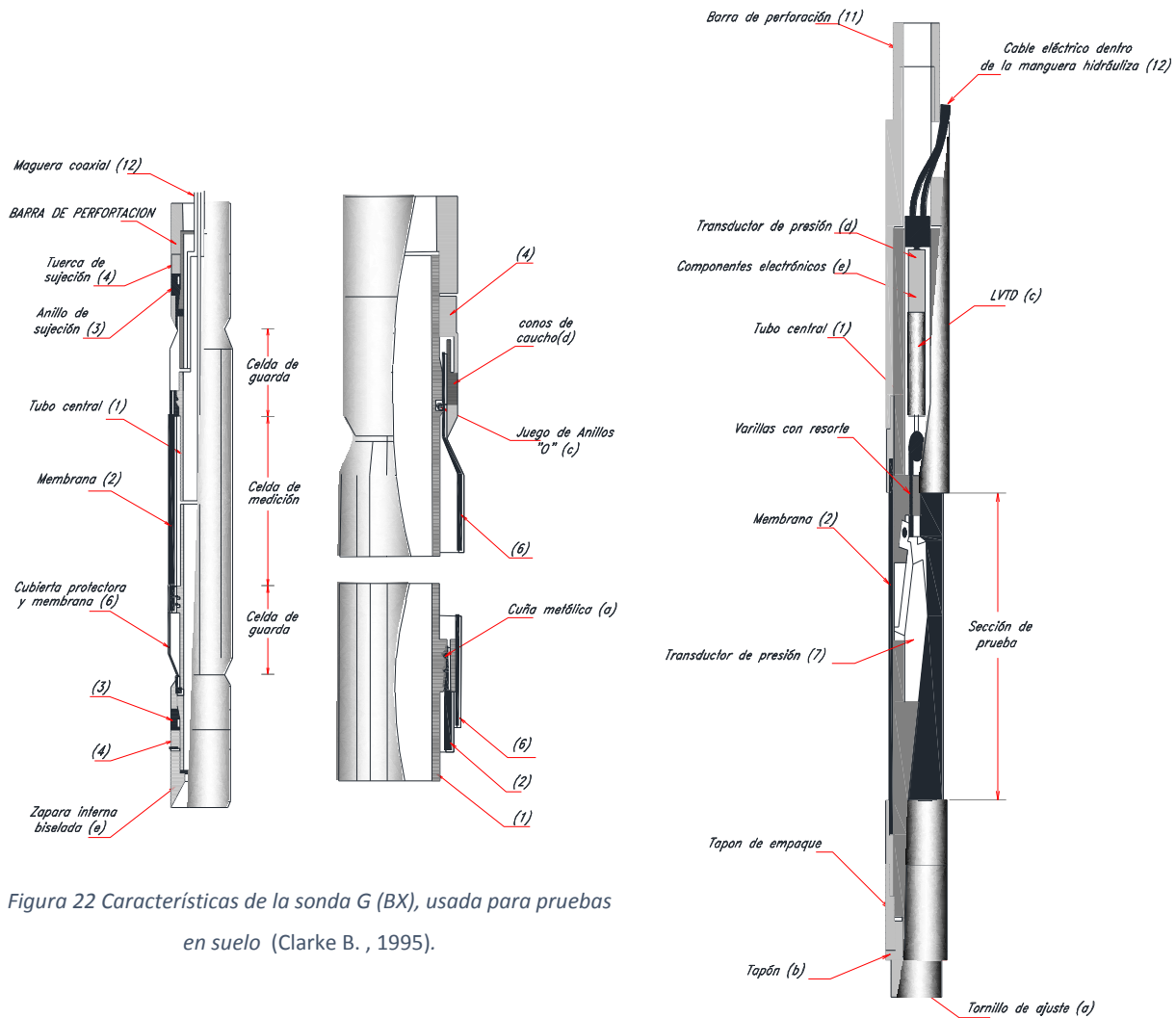


Figura 22 Características de la sonda G (BX), usada para pruebas en suelo (Clarke B. , 1995).

Figura 23 Elastómetro 100 (Clarke B. , 1995).

El eje de la sonda puede moverse durante la expansión de la membrana y por lo tanto, no sería posible medir directamente el cambio en el radio de la recámara de prueba. Un transductor mide el cambio en el radio tomado como referencia el eje de la sonda. Es por

esta razón que los transductores de desplazamiento siempre se montan en pares en las sondas PBP, pues de esta forma detectan cualquier cambio en el diámetro.

3.3. Presiómetros autoperforantes (SBP).

En 1957, Ménard utilizó la teoría de expansión de cavidades para determinar los parámetros del ensayo PBP. Ménard apreció rápidamente que el proceso de instalación modifica la respuesta y/o comportamiento del suelo y, por lo tanto, no es posible obtener la la respuesta real esfuerzo-deformación del suelo utilizando la sonda PBP.

Jézéquel et al. (1968) fueron los que propusieron utilizar una sonda auto perforante para obtener la curva real o que mejor represente las condiciones in situ del suelo. Desarrollaron el pressiométre autofoeur (PAF). Wroth (1973) expuso la necesidad de medir el esfuerzo in situ, ya que el comportamiento del suelo depende de este esfuerzo. Esto condujo a la desarrollo del Camkometer, una celda de carga autoperforante, que mas tarde se convirtió en el presiómetro autoperforante Cambridge (CSBP).

El principio del auto perforado, utilizado para instalar la sonda, está diseñado para minimizar la alteración del suelo circundante. La Figura 24a muestra como el tubo de pared delgada se coloca a la profundidad de prueba mientras se retira el suelo dentro del tubo a medida que este avanza. Esto genera un cambio en los esfuerzos totales dentro del suelo, por lo que habrá una deformación vertical del suelo delante del tubo. Esto será acompañado por una deformación horizontal y, por lo tanto, una reducción del esfuerzo horizontal, lo que podría resultar en un cambio de las propiedades del suelo.

De acuerdo con la Figura 24b la tubería sólida se empuja en el suelo. Esto genera un incremento en los esfuerzos verticales totales dentro del suelo, lo que conduce a la compresión del suelo frente a la tubería. Por lo tanto, también se genera un cambio en los esfuerzos horizontales y en las propiedades del suelo. Habrá un punto entre los dos extremos en el que ya no se desarrollen o generen cambios de esfuerzos en la cara frontal de la sonda (Figura 24c). Este es el principio del presiómetro autoperforante (SBP).

Las principales características de un presiómetro SBP se muestran en la Figura 25. La

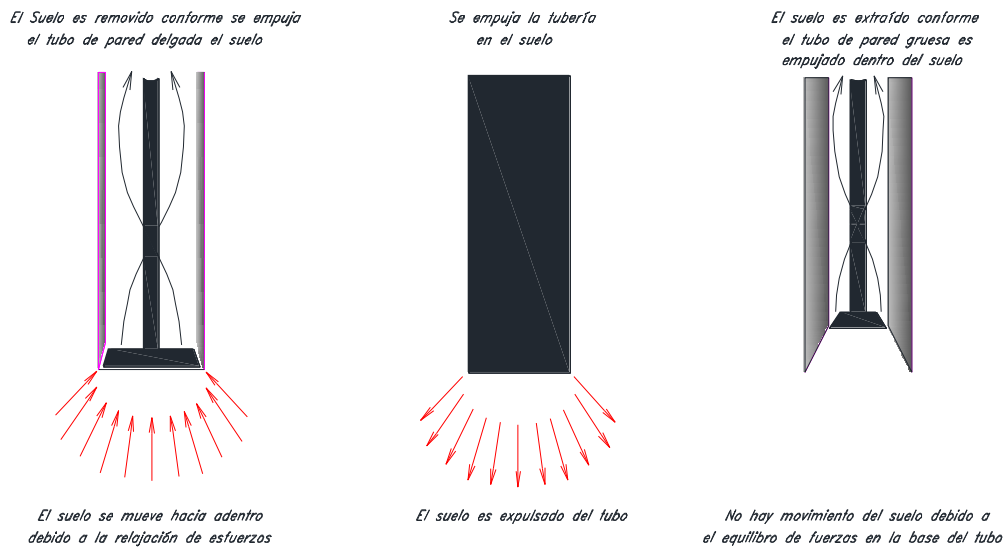


Figura 24 Principio del método de auto perforación y justificación para reducir la alteración del material (Clarke B. , 1995).

sección de prueba (B) puede ser de desplazamiento de volumen o radial. Por ejemplo, en la Figura 24 se presenta la sección transversal de una presiómetro SBP de desplazamiento radial.

El tubo central (1) es hueco para permitir el paso del fluido de perforación y de la tubería interna de perforación. El tubo central también transmite la fuerza vertical a través de la sonda para superar la fricción entre la sonda y el suelo, a fin de proporcionar el empuje para perforar el suelo. La membrana (2), sistema de sujeción, (3) y (4), y la funda de protección (6) son similares a las descritas en la sección 3.2.

La cabeza de perforación (C) es una zapata biselada internamente (15) que contiene un cortador giratorio. El cortador (13) es accionado por la tubería (14), la cual pueden ser girada con un motor en el cabezal de perforación o con un motor detrás de la sección de prueba (módulo autoperforante (A)) o un motor en la superficie, dependiendo el tipo de sonda.

La sonda se conecta a la superficie por medio de la tubería de perforación, misma que sirve para bajar y subir la sonda, y empujarla dentro del terreno conforme el suelo es removido. El fluido de perforación se bombea hacia el cortador por el interior de la tubería de rotación

o la manguera hidráulica. Esto ayuda a retirar el material de recorte a medida que la sonda avanza.

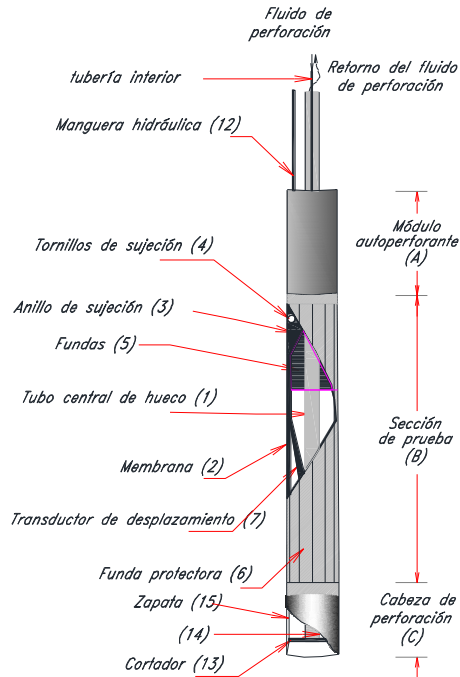


Figura 25 Principio del método de auto perforación y justificación
para reducir la alteración del material (Clarke B. , 1995).

La instalación del tubo de pared delgada del presiómetro auto-perforante se asemeja a la técnica de muestreo con tubo Shelby en suelos blandos, incluso el objetivo es prácticamente el mismo: evitar la alteración del material a ensayar. Este planteamiento se consideró para la ejecución de tres de los ensayos presiométricos realizados en el sitio de estudio; retirando previamente el material a la profundidad de prueba con Tubo Shelby para posteriormente realizar el ensayo presiometrico con la sonda Elastómetro 100 HQ, esto con el objetivo de reducir la alteración en las paredes de la perforación.

4. Calibración.

Para cualquier tipo de presiómetro (PBP, SBP o PBP) a utilizar, se deberá realizar una calibración antes de su uso. Para determinar la verdadera respuesta del suelo y/o roca a partir de la prueba es importante realizar adecuadamente la calibración de los equipos. Bacciarelli (1986), da ejemplos sobre los efectos que tiene la ejecución de procedimientos inadecuados de calibración en la determinación de parámetros a partir de ensayos presio-

métricos en roca. Una calibración incorrecta podría, en casos extremos, resultar en una rigidez negativa aparente.

Considerando lo anterior, a continuación se describe el procedimiento de calibración de los dos presiómetros PBP utilizados para la realización de este trabajo.

4.1. Presiómetro de Ménard.

En el caso del presiómetro de Ménard, existen dos calibraciones que deben realizarse previo a la ejecución de la prueba: calibración por volumen (compresibilidad del sistema) y calibración por presión (rigidez de la membrana).

En este sentido, el sistema GeoSPAD 2 (Figura 17) no solo permite la adquisición y almacenamiento de los datos del ensaye presiométrico a través de la unidad central de control geotécnica GeoBox (Figura 18), sino también los datos de las calibraciones, por lo que es posible controlar y monitorear su realización (Figura 27 y 28).

4.1.1. Calibración por volumen

Las pérdidas de volumen (V_c) ocurren debido a la compresibilidad del sistema, incluyendo la del propio fluido. La calibración se realiza presurizando el equipo e inflando la sonda dentro de un tubo rígido de calibración, determinando el volumen de fluido inyectado para incrementos de presión de 100 o 500 kPa. Cada incremento de presión debe alcanzarse dentro de los 20 segundos y, una vez en contacto la sonda con el tubo de calibración, debe mantenerse constante durante un minuto. La curva de calibración por volumen (Figura 27) se obtiene graficando el volumen inyectado (V_i) al final de cada incremento de presión (P_i). La calibración de volumen cero se obtiene ajustando a una línea horizontal la curva de calibración por volumen a la presión cero, tal como se muestra en la Figura 26.

La intersección V_0 que resulta del cruce de la línea horizontal con el eje de presiones igual a cero, se utiliza para estimar el volumen desinflado de la celda central de medición de la sonda V_0 , mediante la expresión:

$$V_0 = \left(\frac{\pi}{4}\right)LD_i^2 - V_i \quad (1)$$

Siendo D_i el diámetro interior del cilindro o tubo de calibración y L es la longitud de la celda de medición.

De acuerdo con las norma ASTM D4719-07 (2008), la pérdida de volumen (V_c) para una presión particular se obtiene utilizando el coeficiente de dilatación, $a = \frac{\Delta V}{\Delta P}$, correspondiente a la pendiente de la curva de calibración volumen contra presión (Figura 26 y 27), utilizando la expresión:

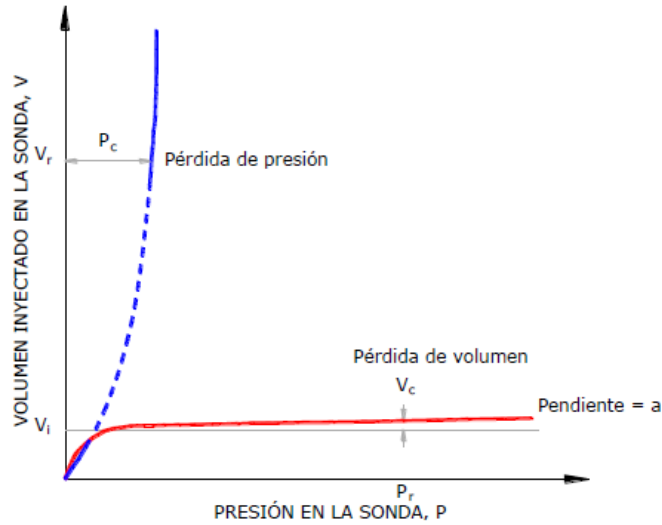


Figura 26 Calibración por pérdida de volumen y presión (CFE, 2010).

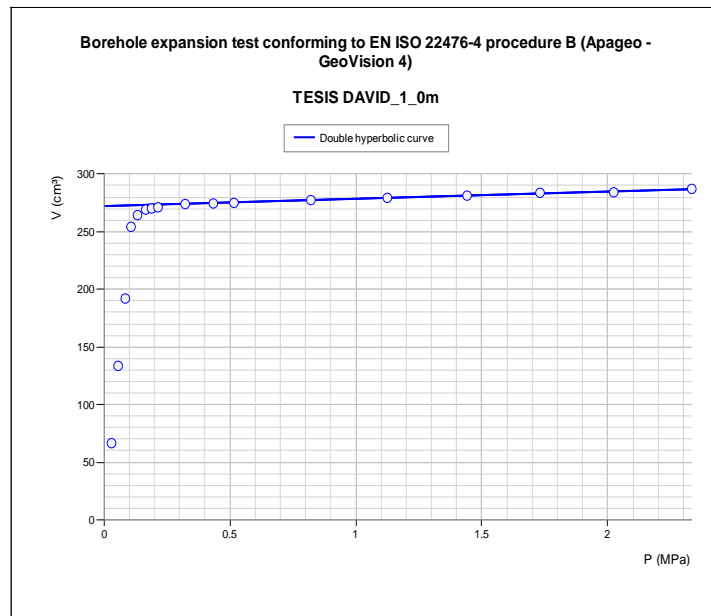


Figura 27 Curva de calibración por pérdida de volumen (MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V., 2015.).

$$V_c = V_r - aP_r \quad (2)$$

La corrección por pérdida de volumen (V_c) debe restarse de los volúmenes medidos durante la ejecución de la prueba. Cabe destacar que esta corrección es relativamente significativa en el caso de suelos y puede menospreciarse si la corrección es menor que 0.1% del volumen nominal de la sección de medición de la sonda desinflada (V_o) para 100 kPa (1 tsf) de presión. En suelos muy duros o roca, la corrección es significativa por lo que debe aplicarse. En ningún caso, esta corrección debe exceder el 0.5% del volumen nominal de la sección de medición de la sonda desinflada (V_o) para 100 kPa (1 tsf) de presión.

4.1.2. Calibración por presión

Para expandir la sonda y llevarla al contacto con las paredes, se requiere de cierta presión que será tanto mayor conforme más rígida sea la membrana de la sonda. Las lecturas de presión obtenidas durante la prueba en la unidad de control (CPV) incluyen la presión requerida para expandir las paredes de la sonda; esta resistencia y/o rigidez de la membrana se debe deducir para obtener la presión real aplicada al suelo. La calibración por presión o rigidez de la membrana se realiza inflando la membrana en superficie, colocando la sonda al nivel del manómetro de la unidad de control (CPV).

Si el ensaye se realiza con incrementos constantes de presión (Método A), la calibración se efectúa aplicando incrementos de presión de 10 kPa, manteniendo un minuto cada incremento. Si el ensaye se realiza con incrementos constantes de volumen (Método B), para la calibración se aplican incrementos equivalentes al 5% del volumen nominal de la sonda desinflada (V_o); cada incremento de volumen se aplica en 10 s y se mantienen durante un minuto. En ambos casos se continúa el proceso hasta alcanzar el volumen máximo de la sonda o el doble del volumen nominal de la sonda desinflada V_o . Se grafican los resultados de presión y volumen y se obtiene la curva de calibración por presión (Figura 28)

La corrección de presión (P_c) debe deducirse de las lecturas de presión obtenidas durante la prueba. El valor máximo de P_c debe ser inferior al 50% de la presión límite p_L estimada.

En el cálculo de la presión corregida, debe considerarse también la cantidad de presión hidrostática (P_δ) ejercida en la sonda por la columna de fluido en el equipo, que va desde la unidad de control hasta la profundidad de la prueba.

$$P_{\delta} = H - \delta_r \quad (3)$$

Donde H es la profundidad a la que se encuentra la sonda por debajo de la unidad de control en metros (m), y δ_r es el peso volumétrico del líquido de prueba en el equipo, en KN/m^3 . La profundidad de prueba (H) es la distancia entre el centro del manómetro de presión y el centro de la sonda.

La presión hidrostática obtenida se ejerce sobre la sonda, pero no es registrada por los manómetros de presión. Por consiguiente, esta presión debe añadirse a las lecturas de presión obtenidas en la unidad de control.

Para los presiómetros de tres celdas, la presión en las celdas de guarda (P_G) debe establecerse por debajo de la presión real generada en la sonda. Lo anterior se obtiene restando esta presión (P_G) de las presiones de prueba de la siguiente manera:

$$P_G = P_R + P_{\delta} - P_d \quad (4)$$

P_G es la presión en las celdas de guarda, KPa; P_R es la presión leída en la unidad de control, KPa; P_{δ} es la presión hidrostática entre la unidad de control y la sonda, KPa, y P_d es la diferencia de presión entre las celdas de guarda y la celda de medición, KPa (Usualmente el doble de la presión límite de la membrana).

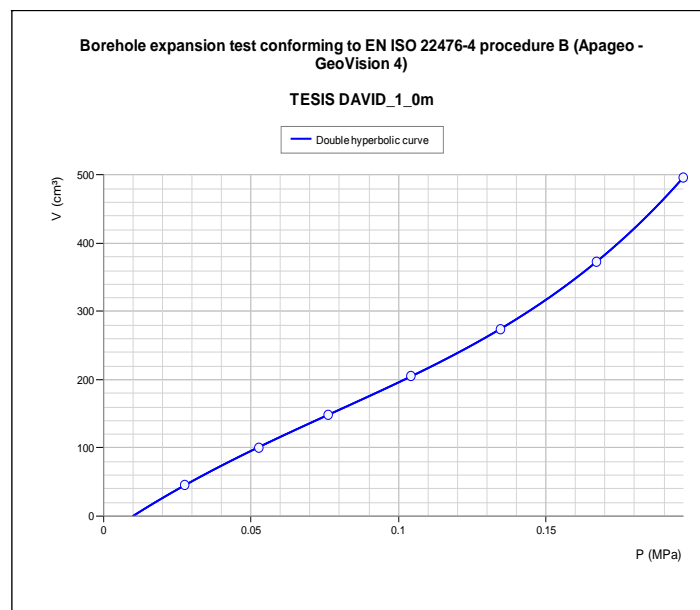


Figura 28 Curva de calibración por pérdida de presión (MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V., 2015.).

4.2. Oyometro o Elastómetro HQ

Para el caso del Oyometro u Elastómetro HQ, existen tres calibraciones de la membrana que deben efectuarse previo a la ejecución de la prueba: Calibración por fuerza de reacción de la goma o camisa libre, calibración por disminución de espesor de la goma de la camisa debido a la presión sobre la goma y la calibración por disminución de espesor de la goma de la camisa debido a la expansión dimensional de la camisa.

De manera similar al sistema GeoSPAD 2 (Figura 17) y la unidad central de control geotécnica GeoBox (Figura 18) del presiómetro de Ménard, también es posible controlar, y visualizar la calibración de las membranas del Oyometro mediante el Lector de presión/ deformación radial (Figura 20) conectado a una unidad central de procesamiento u ordenador (Figura 19).

El Lector de presión/ deformación utilizado para el desarrollo de este trabajo de investigación cuenta con los programas de calibración de camisas (macros en Excel), que requieren ser instalados previamente en el ordenador.

Tanto las hojas de cálculo o “programas”, como el manual de operación de las mismas fueron diseñados por la empresa NDT ingenieros.

4.2.1. Calibración por fuerza de reacción de la membrana (camisa libre).

Las camisas nuevas requieren ser plastificadas antes de su uso para asegurar una respuesta uniforme. Esto se consigue después de haber inflado 3 a 4 veces la membrana al aire libre. Para esta calibración se debe utilizar la hoja de calibración “cam lib” (Figura 29).

Las presiones reales aplicadas a las paredes del sondeo para cada valor de R , serán las medidas por el Lector de presión/ deformación menos las de reacción de la calibración.

$$PresiónReal (R) = PresiónMedida(R) - PresiónReacción(R) \quad (5)$$

Procedimiento:

- i. Inflar la membrana hasta aproximadamente 3 mm. Mantener la presión y hacer “click” en el primer recuadro ADQUISICIÓN MEDIA RADIO 1 para mostrar y almacenar los datos adquiridos.

- ii. Inflar unos 2 mm (leído en el instrumento) y proceder con en el punto anterior pero dando “click” en el siguiente recuadro “ADQUISICIÓN MEDIA RADIO 2”.
- iii. Se continua inflando la membrana a intervalos de 2 mm hasta aproximadamente 18 mm procediendo de modo similar a lo anterior tras una razonable estabilización en los lectores del instrumento (“ADQUISICIÓN MEDIA RADIO 3”, “ADQUISICIÓN MEDIA RADIO 4”, etc.). Alcanzada la medida de 18 mm de radio, dejar estabilizar esta lectura hasta que el radio no derive.
- iv. En el cuadro de gráficos se mostrará la curva presión – curva en color negro (inactiva) cuando aun no ha sido guardada. Se deberá dar click en el boton “COPIAR 1ª DATOS DE PRESURIZACIÓN” para poder guardar los datos del primer par de valores, en cuyo caso la curva se tornará a un color azul cyan, como una confirmación que el par de valores ha sido guardado.
- v. A continuación liberar totalmente la presión en la camisa.
- vi. Borrar los datos del primer para de valores (correspondientes a ADQUISICIÓN MEDIA RADIO 1) y se inicia otra presurización siguiendo las mismas instrucciones del punto i al iii. A continuación se visualizará una segunda curva en negro que normalmente se presentará debajo de la curva anterior (primer para de valores). Una vez completado, se guarda el segundo par de valores presión – radio dando click en el recuadro “COPIAR DATOS 2ª PRESURIZACIÓN y comprobar que se han guardado y/o copiado los datos en la tabla color verde “Media 2”, así como la curva presión – radio correspondiente.
- vii. Liberar de nuevo totalmente la presión en la camisa.
- viii. Se continua con la misma rutina de procesamiento hasta que la última curva sea aproximadamente coincidente con la anterior. Una vez que se cumpla esta condición esta sección se concluye. Liberar la presión en la membrana o camisa.
- ix. Obtención de los parámetros de corrección:
 - a) Seleccionar la curva sobre la cual se desea basar la calibración (generalmente Media Actual).
 - b) Se obtiene la “Linea de Tendencia”. Aparecerán dos líneas de tendencia unida y dos polinomios de corrección. El primero (esquina sup. Izq. De la gráfica) de grado tres,

correspondiente al primer tramo no lineal, y el segundo de grado 1 al segundo tramo lineal. La línea de tendencia queda fija aun si cambian los valores de la tabla, por lo que se deberá calcular la línea de tendencia cada vez que cambien estos valores.

- x. Finalmente se copian los datos y se transfieren al programa “Toma datos”
- xi. Se salva la hoja y se pasa a la siguiente hoja “Efec pre”.

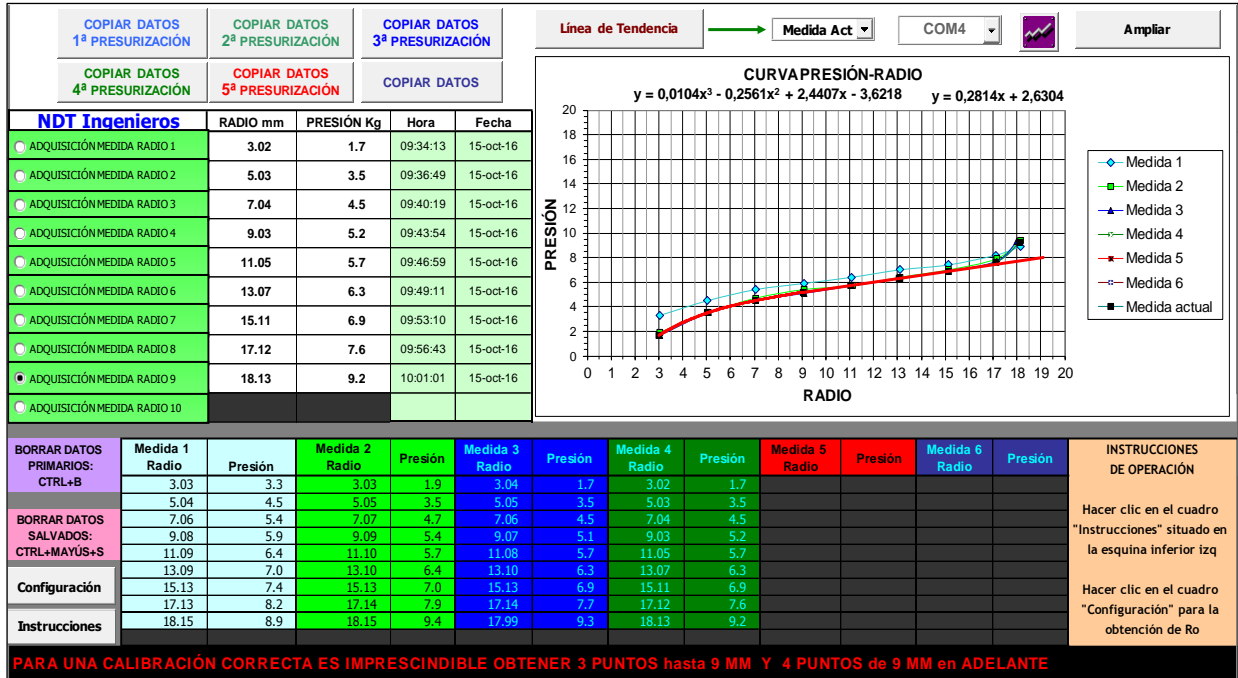


Figura 29 Vista del programa de calibración “cam lib” y curva de calibración de la membrana por “fuerza de reacción de la membrana” (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018).

4.2.2. Verificación de calibración de sonda OYO Elastómetro HQ – Mod. 4180

Una vez realizada la calibración por fuerza de reacción de la membrana se procede a la verificación de calibración de los radios.

4.2.2.1. Verificación de calibración de medida de Radio.

Procedimiento:

- i. Se retira la membrana de la sonda.
- ii. Introducir la pieza de protección/ calibración o anillo de calibración, de acuerdo con la Figura 30.

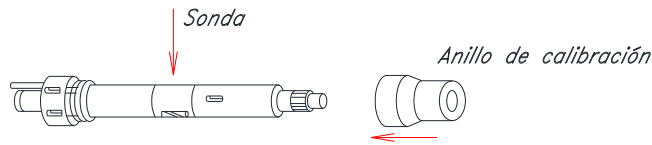


Figura 30 Colocación del anillo de calibración en la sonda (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018; NDT ingenieros).

- iii. De la hoja “cam lib” se pasa a la hoja de “Calibración radio de la sonda”, (Figura 31) seleccionando la opción “Configuración”

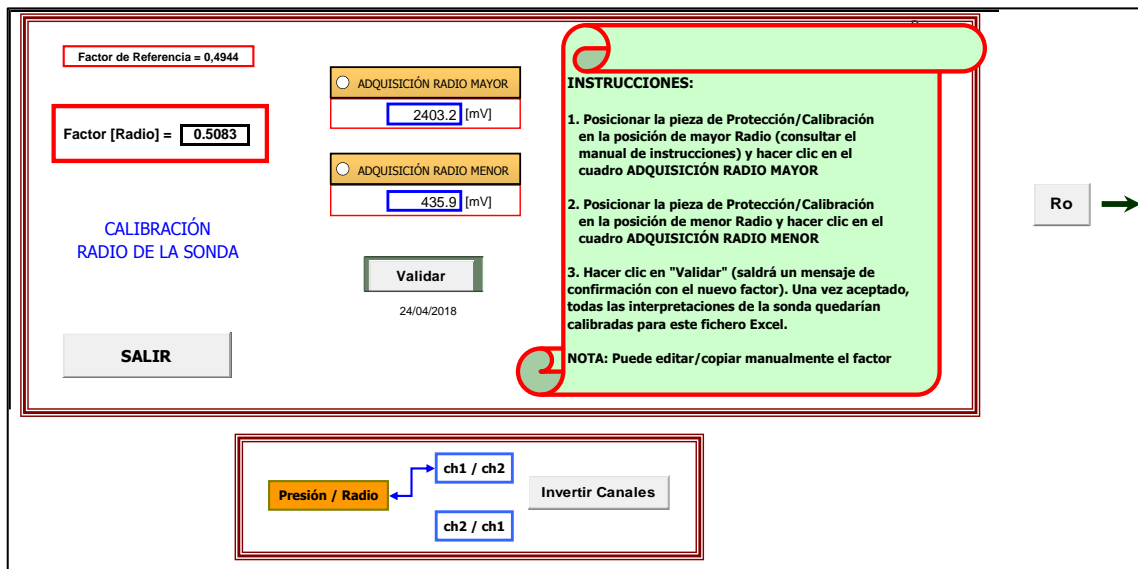


Figura 31 Hoja de “Calibración radio de la sonda” (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018; NDT ingenieros).

- iv. Posicionar el anillo de calibración de tal forma que el compás de medida de radio o brazos de medición queden en la zona A (Figura 32) y girar la pieza 360° sobre el eje de la sonda midiendo sobre la marcha en el Lector de presión/ deformación las lecturas máxima y mínima para verificar que son coincidentes en +/- 0.01 mm. Se registra el radio menor la herramienta “ADQUISICIÓN RADIO MENOR” (Figura 31).
- v. Desplazar la pieza o anillo de calibración a la zona B (Figura 33) y proceder como en el punto anterior. Se registra el radio mayor con la herramienta “ADQUISICIÓN RADIO MAYOR” (Figura 31).

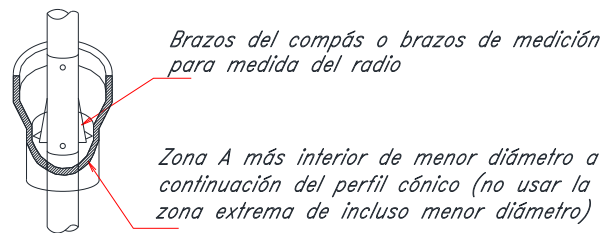


Figura 32 Colocación de los brazos del compás en la Zona A del anillo de calibración (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018; NDT ingenieros).

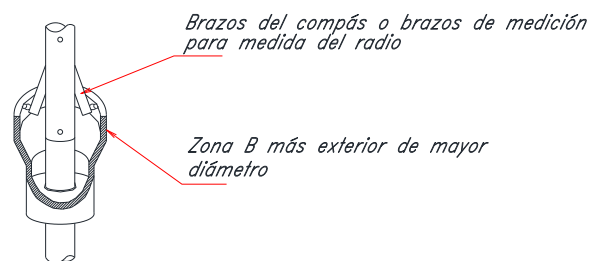


Figura 33 Colocación de los brazos del compás en la Zona B del anillo de calibración (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018; NDT ingenieros).

- vi. Se verifica que el valor diferencial medido ($RadioB@EL - RadioA@EL = 10 \text{ mm}$, $\pm 0.05 \text{ mm}$ (incertidumbre = 0.5%)
- vii. Se validan los valores registrados para obtener el nuevo Factor [Radio] (Figura 31). Una vez obtenido el Factor, todas las interpretaciones de la sonda quedarán calibradas para este valor.
- viii. Finalmente se copia o edita este valor en el programa u hoja "Toma datos"
- ix. Continuar con la obtención del radio inicial de R_0

4.2.2.2. Obtención del radio inicial R_0

Procedimiento:

- i. Colocar en el presiómetro Elastómetro HQ la membrana original OYO que se desea calibrar; tras unos minutos de calentamiento del lector presión/ deformación se registra R_0 con la herramienta "ADQUISICIÓN MEDIDA R_0 " (Figura 34)

- ii. Se transfiere el valor R_o al programa “Toma datos” ya sea de manera directa, o al momento de la transferencia de los coeficientes de cualquiera de los programas “camisa lib” “efecto pre” o “efecto vol” (el sistema pregunta al usuario si desea transferir también R_o).

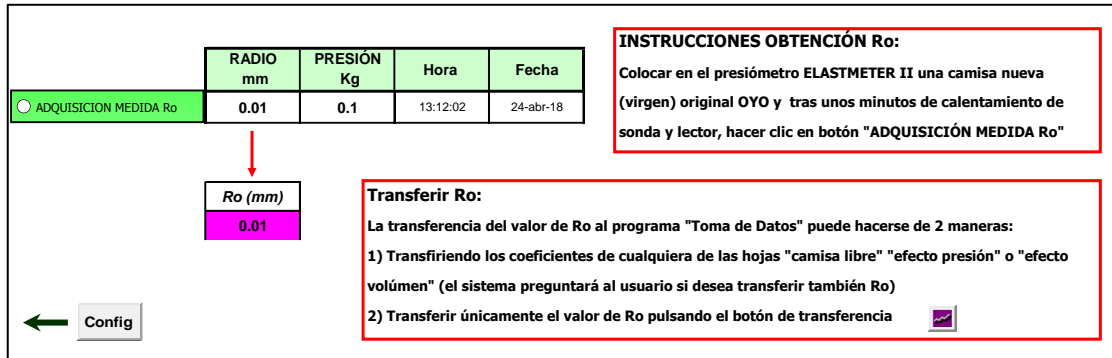


Figura 34 Determinación del radio inicial R_o (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018; NDT ingenieros).

4.2.3. Calibración por disminución de espesor de la membrana debido a la presión sobre la goma.

Para esta calibración se debe utilizar la hoja de calibración “efec pre” (Figura 35), la cual considera la obtención de coeficientes para la corrección de respuesta de la membrana debido a la disminución de espesor que sufre ésta por la presión aplicada. Esta operación requiere de un tubo de calibración de acero de alta resistencia, de 76 mm de diámetro y 5 mm de espesor.

Procedimiento:

- i. Introducir la sonda Elastómetro HQ con membrana montada en el interior del tubo de calibración de 76 mm de diámetro y 5 mm de espesor, hecho de acero de alta resistencia. Se borran los resultados anteriores (solo si los hubiera) de la hoja de calibración mediante el botón “BORRAR DATOS” (esquina superior izquierda).
- ii. Se aplica presión hasta aproximadamente 10 kg/cm^2 para camisas duras y 3.5 kg/cm^2 para camisas blandas; próximo a estas presiones se detiene la aplicación de presión y se toman datos dando click en el recuadro “ADQUISICIÓN MEDIDA P_n ” (dependiendo del no. de escalon o incremento de presión que se este efectuando).

- iii. Aumentar la presión en escalones de 10 kg/cm² hasta alcanzar los 80 a 90 kg/cm² para camisas duras, y para camisas blandas, escalones de 2.5 kg/cm² hasta los 25 kg/cm², tomando datos en cada unos de ellos en los cuadros inmediatamente inferiores “ADQUISICIÓN MEDIDA P1”, “ADQUISICIÓN MEDIDA P2”, “ADQUISICIÓN MEDIDA P3”, etc.
- iv. Una vez alcanzadas las presiones máximas de calibración se descarga totalmente la presión.
- v. Se obtiene la línea de tendencia dando click en el recuadro “Línea de Tendencia”. Cada nuevo click borra/ genera dicha línea.
- vi. Se transfieren los coeficientes al programa “Toma de datos” pulsando el recuadro de transferencia de coeficientes.
- vii. Se guardan los cambios y se pasa a la hoja “efec vol” para continuar con la siguiente calibración.

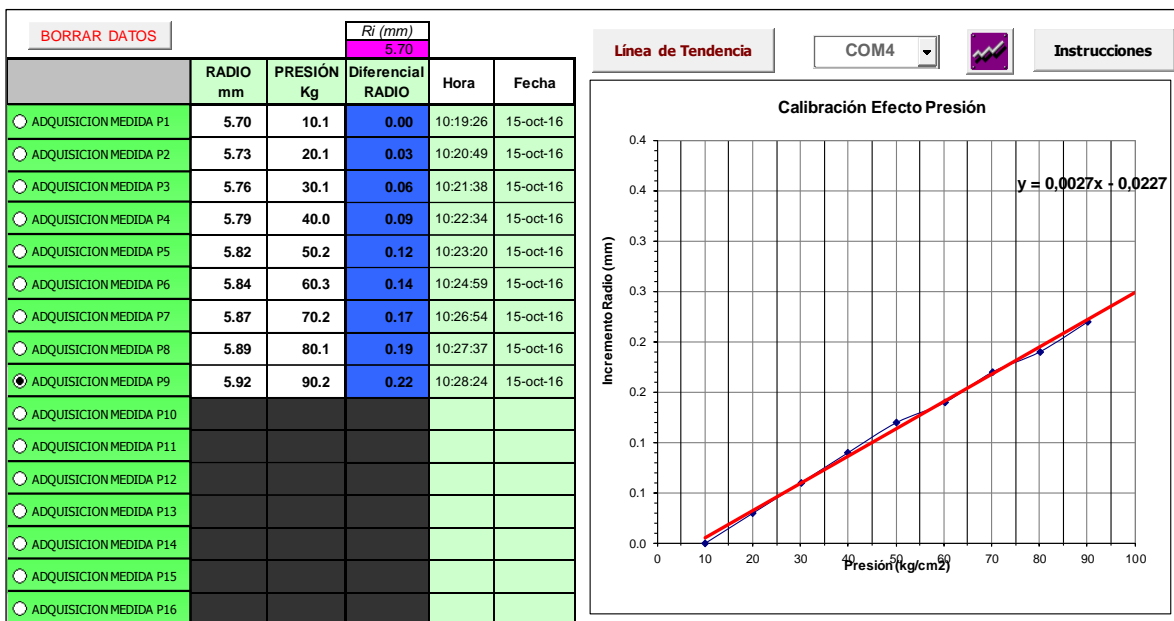


Figura 35 Vista del programa de calibración “efecto presión” y curva de calibración de la membrana por “Disminución de espesor de sufre ésta por la presión aplicada” (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018).

Los Radios reales de expansión para cada valor de presión serán los radios medidos con el equipo menos los diferenciales resultantes de esta calibración; es decir:

$$\text{Radioreal}(P) = \text{RadioMedido}(P) - \text{DiferencialRadio}(P) \quad (6)$$

4.2.4. Calibración por disminución de espesor de la membrana debido a la expansión dimensional de la membrana.

Para esta calibración se utiliza la hoja de calibración “*efec vol*” (Figura 36), que contempla la obtención de coeficientes para la corrección de respuesta (calibración) de la camisa debido a la disminución de espesor que sufre esta por su expansión volumétrica. En las celdas BC6 a BC8 se introducen los valores exactos de los radios internos de los tubos de calibración. Para esta corrección se requieren los tubos de calibración de 76 mm (38 mm de radio interno) de diámetro, 80 mm (40 mm de radio interno), 85 mm (42.5 mm de radio) y 90 mm (45 mm de radio), o valores similares con tolerancias de +/- 0.1 mm.

Procedimiento:

- i. Borrar todos los datos anteriores pulsando CTRL-MAYÚS+E. A continuación se introducen los datos exactos (en milímetros) del “RADIO” real cada tubo de calibración, en la columna BC.
- ii. Posteriormente se introduce la sonda Elastómetro HQ con membrana montada en el tubo de calibración de aproximadamente 76 mm de diámetro.
- iii. Presurizar hasta 10 kg/cm₂ para membranas duras y 3.5 kg/cm₂ para membranas blandas, fijar la presión y se toman datos dando click en el recuadro “ADQUISICIÓN MEDIDA TUBO 76 mm”
- iv. Despresurizar la sonda; posteriormente se saca del tubo de 76 mm y se introduce en el tubo de aproximadamente 80 mm.
- v. Nuevamente se presuriza la sonda hasta los valores anteriores, fijar presión y tomar datos dando click en el recuadro “ADQUISICIÓN MEDIDA TUBO 80 mm”.
- vi. Se descarga totalmente la presión; se saca la sonda del tubo de 80 mm y se introduce en el tubo de aproximadamente 85 mm. Se procede como anteriormente pero dando click en el recuadro “ADQUISICIÓN MEDIDA TUBO 85 mm”.
- vii. Se realiza la misma operación con el tubo de 90 mm.

- viii. Descargar definitivamente y se obtiene la línea de tendencia dado en el recuadro “Línea de Tendencia”. Cada nuevo click borra/ genera dicha línea.
- ix. Transferir los coeficientes al programa “Toma de Datos” pulsando el botón de transferencia de coeficientes.

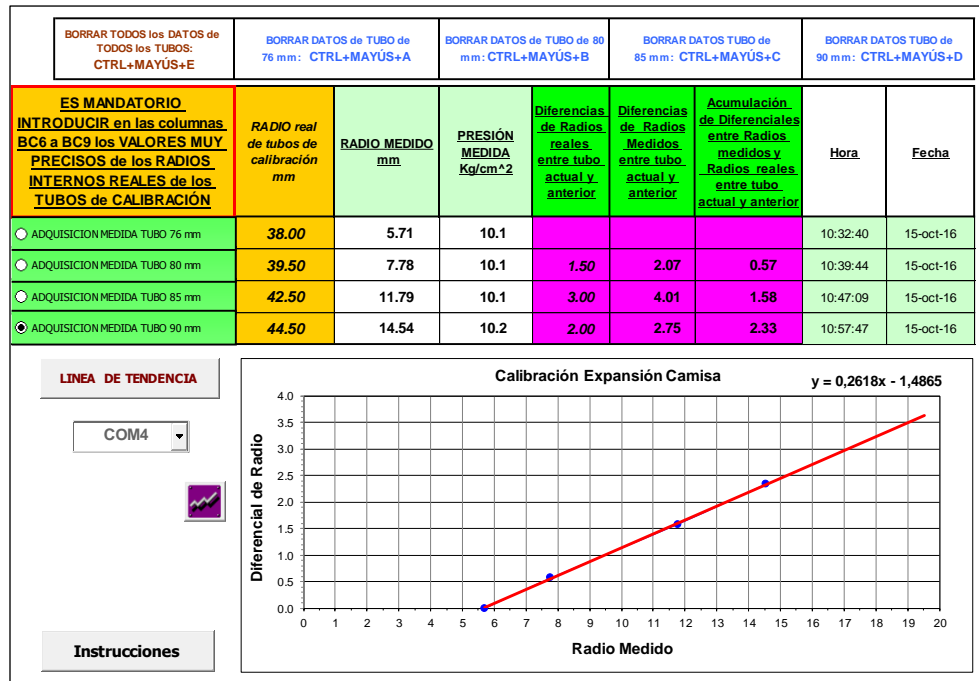


Figura 36 Vista del programa de calibración “efecto volumen” y curva de calibración de la membrana por “Disminución de espesor que sufre ésta por su expansión volumétrica (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018).

Además es importante considerar lo siguiente:

$$Dif_1 = RadioMedio(Tub80mm) - RadioMedio(Tub76 mm) - DiferenciaReal de radios de tuberías(2 mm) \tag{7}$$

$$Dif_2 = RadioMedio(Tub85mm) - RadioMedio(Tub80 mm) - DiferenciaReal de radios de tuberías (2 mm) \tag{8}$$

etc...

Los radios reales de expansión para cada valor de Radio, serán los medidos con el equipo menos los diferenciales resultantes de esta calibración.

$$RadioReal (R) = RadioMedido(R) - Dif_n(R) \tag{9}$$

El programa PC “Toma datos” considera los efectos de presión y volumen corrigiendo automáticamente estos errores siempre y cuando hayan ejecutado las consiguientes calibraciones de las membrana.

5. Preparación del sondeo e instalación de las sonda.

De acuerdo con Briaud J. L. (1992), la preparación de un barreno o sondeo de buena de calidad es el paso más importante para poder llevar a cabo un ensaye presiométrico satisfactorio. Basicamente se requieren dos condiciones para obtener un sondeo de buena calidad: 1) el diámetro del sondeo debe cumplir con las tolerancias especificadas, 2) el equipo de perforación así como el método utilizado para preparar el sondeo deben generar la menor alteración posible en las paredes del sondeo. Cuando se realizan pruebas en suelos, los ensayos presiométricos se deben realizar inmediatamente después de que se forma la recámara de prueba.

El diámetro de la herramienta de perforación (ya sean brocas tipo tricónicas o barril de perforación, dependiendo del tipo y diámetro de la sonda) es D_1 , el diámetro de la sonda desinflada es D_2 y el diámetro inicial del sondeo es D_3 . Las tolerancias de los diámetros son:

$$D_2 \leq D_1 \leq 1.03D_2 \quad (10)$$

$$1.03D_2 \leq D_3 \leq 1.20D_2 \quad (11)$$

El uso y/o consideración de estas tolerancias ayuda a garantizar que el barreno no sea demasiado pequeño ni demasiado grande. Si el sondeo es demasiado pequeño será difícil bajar la sonda por el sondeo hasta la profundidad de prueba, obteniendo una curva como la Curva A mostrada en la Figura 37, por lo que el resultado de la prueba solo será parcialmente útil. Por el contrario, si el sondeo es demasiado grande se obtendrá una curva como la Curva B (Figura 37); ya que la sonda infla a un máximo de dos veces su volumen cero, el diámetro máximo de la sonda D_4 a inflado total es igual $1.41D_2$ por lo que podrían presentarse los siguientes escenarios:

- a) No podría alcanzar la presión límite del suelo, cuando mucho alcanzaría a definirse el comportamiento elástico del material, por lo que la información sería limitada.

- b) La sonda se infla sin hacer contacto con las paredes de la perforación, ya sea por que se acabó la capacidad del tanque o se alcanzó primero la presión límite de la membrana mucho antes de hacer contacto. En cualquiera de estos caso la información es nula.

Briaud J. L. (1992) y Clarke B. (1995) recomiendan los equipos de perforación y métodos ha utilizar para generar sondeos de buena calidad. Estos métodos fueron seleccionados en función del tipo de suelo y/o roca a partir de una amplia gama de experiencias en campo, con el objetivo de recomendar los que generan la menor alteración posible del material y las paredes del barreno.

5.1. Perforación a rotación con inyección axial de lodo de perforación preparado.

Esta técnica de perforación es por mucho, el método mas común y versátil. Para la preparación adecuada de un sondeo de ensayos presiométricos con este método se recomienda lo siguiente. La experiencia local indica que una broca de aletas es óptima para arcillas blandas y arenas finas, mientras que una broca tricónica debe emplearse en suelos arenosos y en suelos duros. La perforación debe realizarse en una sola etapa; es decir, evitando subir y bajar la herramienta, y debe alcanzar mínimo 0.5 m por debajo de la profundidad de la prueba, a fin de contener el material producto de azolves en el fondo de la recámara de prueba. La broca debe permitir que el lodo de perforación se descargue axialmente contra el fondo de la perforación. Cualquier descarga lateral conducirá a barrenos de mala calidad, principalmente en suelos susceptibles a la eroción.

El diámetro de la tubería de perforación debe ser lo suficientemente pequeño en comparación con el diámetro de la broca para permitir un buen flujo del material de corte hacia la superficie (por ejemplo, tubería AW para broca de 76.2 mm o 3"). Para el caso de arenas, gravas, limos es necesario que el lodo de perforación tenga una consistencia espesa. Para arcillas blandas a medias, la circulación del agua suele ser suficiente, pues con la interacción agua-arcilla se obtiene un lodo de buenas características. Para el caso más difícil, que consiste en arena suelta por debajo del nivel freático, es necesario un lodo muy espeso.

En todo caso, la rotación de la broca debe ser muy lenta (menos de 60 rpm), así como también la circulación del lodo de perforación (sin burbujas ni grandes ondulaciones en el carcamo). Debido a este flujo lento del lodo, algunos de los recortes no regresarán hasta

carcamo y se asentarán en el fondo de la perforación una vez que se detenga el flujo de lodo. Este es el motivo por el cual se recomienda perforar hasta 1 m por debajo de la profundidad de prueba; esto permite que el material de recorte se asiente en el fondo de la perforación sin rellenar la parte donde se realizará la prueba.

La perforación debe prepararse en una sola etapa, evitando subir y bajar la broca por la perforación mientras circula el lodo a gran caudal, ya que esto conduce a sondeos de gran tamaño. Bajo estos lineamientos, la velocidad de penetración varía enormemente, desde bajas velocidades para arcillas duras a muy duras (0.3 m en varios minutos) hasta altas velocidades en arenas limpias (0.3 m en 10 segundos).

El sondeo debe ser avanzado a la profundidad suficiente para poder realizar una prueba de presiómetro a la vez. Un ejemplo de secuencia podría ser: perforar a 3.0 m, y realizar la prueba a 2.0 m (centro de la sonda a esa profundidad), luego perforar a 6.0 m, para realizar la siguiente prueba a 5.0 m, y así sucesivamente. Aparentemente la técnica más eficiente sería perforar hasta el fondo del sondeo (profundidad de exploración) y posteriormente realizar todas las pruebas presiométricas; no obstante, esto conduce a pruebas de mala calidad y finalmente a una pérdida de eficiencia.

Considerando lo anterior, para el desarrollo del presente trabajo de investigación se utilizaron diferentes métodos y/o técnicas de preparación de los sondeos e instalación de las sondas, los cuales se describen a continuación:

- i. Para recámara de prueba del presiómetro de Ménard (60 mm) se utilizó una broca tricónica de 2 1/2", inyectando lodo de perforación para estabilizar las paredes de la perforación hasta la parte superior de la recámara. Se aplicó una velocidad de rotación muy baja para evitar el remoldeo y/o alteración de las paredes de la recámara.
- ii. En el caso del Elastómetro HQ (71 mm), primero (enero 2017) se utilizó una broca tricónica de 2 15/16" para generar la recámara de prueba, aplicando presión y velocidad de rotación muy bajas e inyectando lodo de perforación para estabilizar las paredes de la perforación hasta la parte superior de la recámara; para la segunda etapa del estudio (enero 2018) se empleó un tubo muestreador tipo Shelby de 3" para retirar el material a la profundidad del ensayo, con la finalidad de reducir la alteración y/o remoldeo de las paredes de la recámara. Asimismo esta técnica representa una gran oportunidad para

comparar los resultados de laboratorio de una muestra obtenida en el mismo sondeo y profundidad donde se realiza el ensaye presiométrico.

5.2. Influencia de la técnica de instalación en los resultados.

La técnica de instalación o colocación de la sonda del presiómetro en el suelo influye en la forma de la curva presiométrica. Si el sondeo es muy pequeño y la sonda se empuja suavemente en su lugar, se obtiene una curva tipo A, como se muestra en la Figura 37. En este caso, la información correspondiente al comportamiento elástico del material (módulo presiométrico) se afecta drásticamente y no se puede utilizar en relación con los métodos de diseño (Briaud J. L., 1992), pues se requieren un bajo grado de alteración en las paredes del sondeo. No obstante, la presión límite generalmente no se ve afectada, pues el material si puede llevarse a la falla.

Si el sondeo es demasiado grande, se obtiene una curva tipo B (Figura 37). En este caso no se alcanza el comportamiento plástico y falla del material (presión límite), es posible que primero se alcance el límite de la membrana, sin embargo, la información del comportamiento elástico puede ser utilizada para fines de diseño. Si el sondeo ha sido altamente remodelado y/o alterado durante la perforación, se obtiene una curva tipo C. En este último caso la curva presiométrica es inútil.

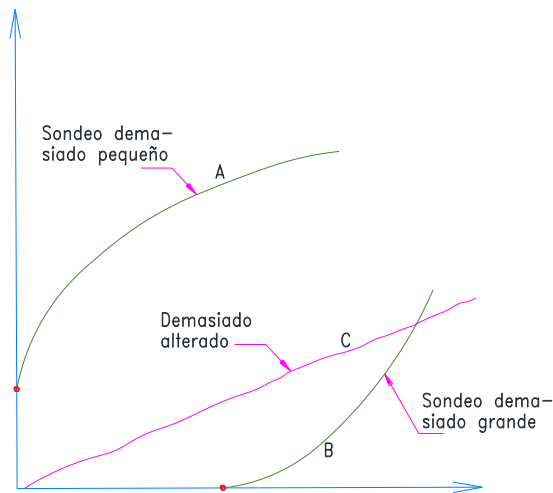


Figura 37 Influencia del diámetro del sondeo o perforación en la forma y calidad de las curvas presiométricas (Briaud J. L., 1992).

6. Procedimiento de prueba.

6.1. Presiómetro Ménard.

La sonda se ha calibrado, se ha inflado tres veces para trabajar el caucho y su volumen es cero. Con la sonda a la altura del manómetro de presión, se toma un primer conjunto de lecturas de cero (presión p_5 , volumen v_5). Inmediatamente después de retirar la broca de perforación, la sonda se conecta al conjunto de tuberías de perforación y se baja en el sondeo hasta la recámara de prueba. La sonda es hueca para permitir que el lodo de perforación fluya libremente por la sonda cuando esta se baja. Las sondas de suelo tienen una tendencia a desarrollar un efecto de pistón indeseable cuando se bajan en un sondeo ajustado y que está lleno de lodo de perforación.

Para una instalación adecuada de la sonda es menester seguir las siguientes recomendaciones. Se deberá garantizar que haya suficiente espacio entre el conjunto sonda - barras de perforación y las paredes del sondeo. Se deberá mantener tensa la tubería durante el descenso de la sonda y debe pegarse con cinta a las varillas cada 3 m. Si la sonda encuentra un lugar estrecho en el sondeo hasta el punto en el que ya no baja con el peso de las varillas, dos hombres con dos llaves en las varillas pueden mover la sonda hacia arriba y hacia abajo hasta que despeje el punto estrecho y/o ajustado. Bajo ninguna circunstancia se debe empujar la sonda con el cabezal hidráulica del equipo de perforación. La profundidad de prueba es la profundidad a la mitad de la sección de inflado de la sonda. Una vez alcanzada la profundidad de prueba, se toma una nueva lectura de presión p_6 y volumen v_6 .

6.1.1. Inflado de la sonda: inicio de la prueba.

Como en la calibración de la membrana, la sonda puede ser inflada en una serie de incrementos de presión iguales (Método A) o en una serie de incrementos de volúmenes iguales (Método B). De acuerdo con Briaud J. L. (1992), para la prueba por incrementos de presión (Método A) se deberá estimar la presión límite anticipada, utilizando la Tabla 8. El incremento de presión se elige como una décima parte de la presión límite anticipada. Cada escalón de presión Δp dura un minuto incluyendo el tiempo necesario para aumentar la presión en Δp . Para cada incremento de presión se toma una lectura del volumen inyectado después de 30 segundos, V_{30} , y 60 segundos, V_{60} . Idealmente una prueba se lleva hasta la presión límite del suelo en 10 incrementos de presión para una prueba de diez minutos. Una buena prueba se lleva a la presión límite del suelo después de entre 7 y 14 incrementos

de presión. En la Figura 38a se muestra una curva presiométrica típica de campo (Sin corregir). Es la gráfica de la lectura de presión p contra las lecturas de volumen a los 60 segundos V_{60} . La Figura 38b muestra la evolución de $V_{60}-V_{30}$, una medida de la fluencia del suelo, en función del nivel de presión. El suelo comienza a fluir cuando el valor de $V_{60}-V_{30}$ comienza a incrementar significativamente (Point A en la Figura 38a y 38b).

Tabla 8 Guía para estimar la presión límite del suelo (Briaud J. L., 1992)

Tipo de suelo		Presión límite p_L (kPa)	SPT blow count N (blow/30 cm)	Resistencia al corte no drenado s_u (kPa)
Arena	Suelta	0 - 500	0 - 10	
	Media	500 - 1500	10 - 30	
	Densa	1500 - 2500	30 - 50	
	Muydensa	> 2500	> 50	
Arcilla	Blanda	0 - 200		0 - 25
	Media	200 - 400		25 - 50
	Firme	400 - 800		50 - 100
	Muy firme	800 - 1600		100 - 200
	Dura	> 1600		> 200

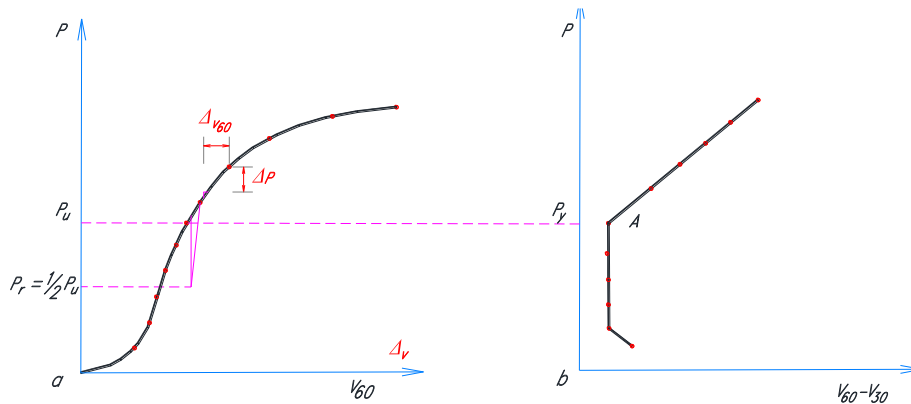


Figura 38 Procedimiento de incremento de presión (Briaud J. L., 1992)

Para la prueba de incremento de volumen (Método B), el volumen de la sección de inflado de la sonda aumenta en incrementos iguales a $V_0/40$. Cada escalon de volumen dura 15 segundos, incluido el tiempo necesario para aumentar el volumen en ΔV . Para cada incremento de volumen se toma una una lectura de presión p_{15} al final del incremento de 15 segundos. La sonda alcanza el doble de su volumen inicial V_0 después de 40 incrementos de volumen durante 10 minutos. En la Figura 39 se muestra una curva presiométrica típica de campo (sin corregir). Esta es la gráfica lecturas de presión a los 15 segundos - el incremento de volumen. El suelo comienza a fluir al final de la porción recta de la curva (Punto B en la Figura 39).

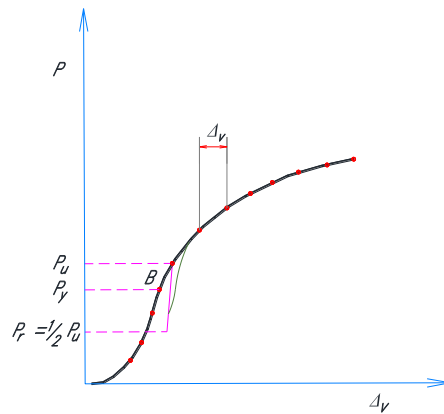


Figura 39 Procedimiento de incremento de volumen
(Briaud J. L., 1992)

En este punto es importante recordar que el sistema GeoSPAD 2 (Figura 17) permite controlar la realización de los ensayos presiométricos y registra automáticamente la condiciones y los resultados de estos ensayos a través de la unidad central de control geotécnica GeoBOX (Figura 18). Esta unidad de control muestra la curva bruta, permitiendo una visualización instantánea del ensayo. Asimismo, una de las ventajas principales de este sistema es que no se requiere llevar un registro de forma manual, por lo que la atención del operador está totalmente en la ejecución del ensayo.

El final del tramo recto de la curva se encuentra durante la prueba, al realizar un seguimiento de los aumentos sucesivos en el volumen ΔV_{60} . (Figura 38a) para el caso de la prueba de incrementos de presión, y del incremento sucesivo en la presión Δp_{15} (Figura 39) para la prueba de incremento de volumen. El valor ΔV_{60} o Δp_{15} será relativamente constante durante la porción o tramo lineal de la curva y luego aumentará o disminuirá, respectivamente, a medida que el suelo comience a fluir (Etapa de fluencia). En ese momento, la presión se reduce a la mitad de su valor en un incremento y luego se aumenta de nuevo en un incremento como se muestra en las Figuras 38a y 39.

6.1.2. Pruebas especiales.

A partir de la prueba estándar, descrita en la sección 6.1.1 es posible obtener los parámetros presiométricos convencionales: módulo presiométrico de carga inicial E_m , módulo presiométrico de descarga – recarga E_R y la presión límite p_L , los cuales se describen en la sección 8.3.2.3.5. Además se pueden utilizar procedimientos de prueba especiales para determinar otros parámetros.

El coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 puede estimarse de la primera parte de la curva presiométrica. Esto requiere de utilizar incrementos de volumen pequeños ($\Delta V = \Delta V_0/40$ o suficientes incrementos pequeños de presión, por ejemplo, $\Delta p = p_L/40$) para acumular suficientes puntos al inicio de la curva. Cada escalon debe durar lo suficiente como para obtener una lectura estable. Algunos de los procedimientos para determinar K_0 se describen en la sección 8.3.2.3.6. Este caso se ilustra en la Figura 40.

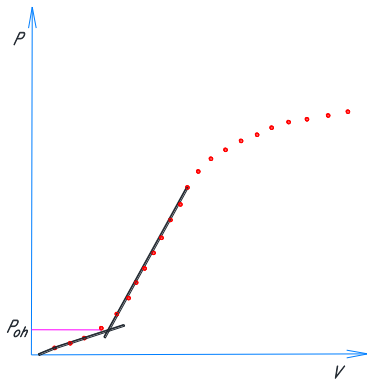


Figura 40 Prueba para determinar K_0 (Briaud J. L., 1992)

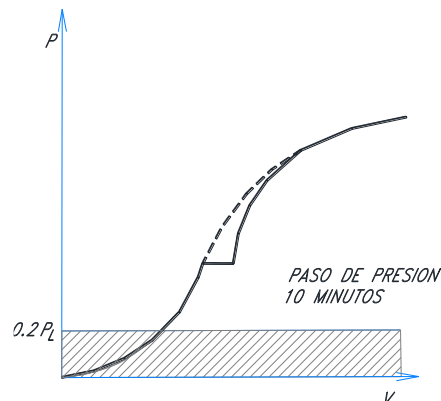


Figura 41 Prueba de fluencia (creep) y consolidación (Briaud J. L., 1992)

Las propiedades de fluencia (creep) y consolidación pueden estudiarse mediante el uso de un procedimiento de prueba especial. En este caso, a una presión p elegida durante la prueba, la presión p se mantiene mientras se toman lecturas de incremento de volumen en función del tiempo (por ejemplo, 0.25, 0.5, 1, 1.5, 2, 3, 5, 10 minutos). Se pueden realizar varios escalones de presión de este tipo a diferentes niveles de presión para estudiar las propiedades dependientes del tiempo del suelo en función del nivel de esfuerzos. Alternativamente si el volumen de la sonda se mantiene constante por 10 minutos, las propiedades de relajación del suelo pueden ser estudiadas. Además, los escalones de presión o los escalones de volumen, de una duración mucho más corta que la prueba estándar, permiten, al mismo tiempo que la prueba estándar, estudiar el efecto de la velocidad de carga en la respuesta del suelo. Estas pruebas se ilustran en las Figuras 41 y 42.

Las propiedades cíclicas del suelo se pueden investigar realizando una serie de ciclos durante una prueba. Una vez que se alcanza cierta presión, la presión se cicla entre dos presiones elegidas. Alternativamente, los ciclos pueden realizarse entre dos volúmenes elegidos. Se puede llevar a cabo una serie de 10 a 20 ciclos en un tiempo razonable y

permite registrar o documentar la disminución del módulo secante del suelo en función del número de ciclos. Los resultados gráficos de esta prueba se muestran en la Figura 43.

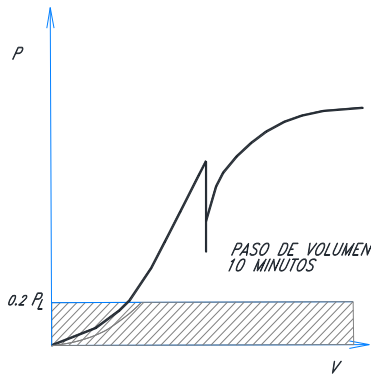


Figura 42 Prueba de relajación (Briaud J. L., 1992)

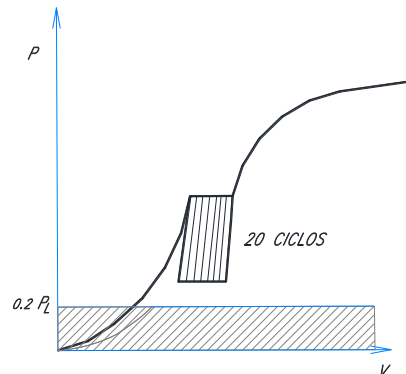


Figura 43 Prueba cíclica (Briaud J. L., 1992).

7. Análisis de expansión de cavidades.

El ensayo presiómetro se analiza a partir de la teoría de expansión de cavidades, de la cual existen numerosas referencias. Una ensayo presiométrico ideal a menudo se modela como una cavidad en expansión en un medio continuo elástico - plástico, cuya teoría está bien documentada. La interpretación práctica de un ensayo presiométrico es complicada debido a la naturaleza multifase de los suelos y rocas y al método de instalación de la sonda.

Tabla 9 Ejemplos de la interpretación teórica de un ensayo presiométrico (Clarke B. , 1995).

Lambé (1852)	Material elástico lineal
Bishop et al. (1945)	Material cohesivo
Ménard (1957d)	Material cohesivo - friccionante
Vesic (1972)	
Gibson and Anderson (1961)	Material perfectamente elástico plástico lineal sin cambios de volumen
Windle y Wroth (1977a)	
Jefferies (1988)	
Houlsby y Withers (1988)	
Denby (1978)	Material perfectamente elástico plástico no lineal sin cambios de volumen
Ferreira y Robertson (1992)	
Prévost y Hoeg (1975)	Elasto-plástico con endurecimiento o ablandamiento por deformación sin cambios de volumen
Ladanyi (1963a)	Material perfectamente elástico plástico lineal con cambios de volumen
Vesic (1972)	
Hughes et al. (1977)	
Robertson and Hughes (1986)	
Houlsby et al. (1986)	Material cohesivo sin cambios de volumen
Palmer (1972)	
Manassero (1989)	Material sin cohesión con cambios de volumen

Existen dos enfoques para la interpretación de un ensayo presiométrico. El primero es asumir un modelo constitutivo para el suelo y derivar una ecuación que proporcionará un

ajuste aproximado a la curva. El segundo consiste en ajustar una función matemática a esa curva y luego derivar parámetros de esa función utilizando un modelo constitutivo. La Tabla 9 muestra las referencias de algunos de los métodos.

Al analizar una prueba usualmente se supone o asume que no existe drenaje (sin cambios de volumen en el suelo) o drenaje completo (cambios de volumen dentro del suelo). En algunos análisis se permiten el drenaje parcial, por ejemplo, los análisis para la prueba de consolidación en arcilla. Es habitual aplicar un análisis a un tipo de terreno en particular. Por ejemplo, el análisis desarrollado por Windle y Wroth (1977a) es una excelente referencia sobre la interpretación de la prueba SBP no drena en arcilla.

El análisis aquí presentado se basa en la teoría de pequeñas deformaciones, es decir, la deformación se define en términos del radio original o inicial. El ensayo presiométrico puede generar deformaciones de hasta el 50% en las paredes de la recámara de prueba. Diferentes autores han investigado la expansión de las cavidades en materiales compresibles y dilatantes, considerando las grandes deformaciones involucradas; estos incluyen Houlsby y Yu (1990), Carter et al. (1986), Sousa Countinho (1990) y Selvadurai (1984). Ellos encontraron que la solución para materiales incompresibles (es decir, pruebas no drenadas en arcilla) es similar para la teorías de deformaciones grandes y pequeñas. Para efectos prácticos la teoría de pequeñas deformaciones se considera adecuada.

7.1. Distribución de esfuerzos y deformaciones.

Considerar la situación ideal en la que una sonda se instala en el suelo sin alterar el material circundante. Se asume que el suelo es homogéneo e isotrópico. Además se supone que la sonda es vertical, y que la relación longitud/ diámetro de la sección en expansión es lo suficientemente grande como para que el ensayo presiométrico pueda modelarse como la expansión de un cilindro circular recto y longitud infinita. Al comienzo de una prueba, el radio de la sonda o cavidad es a_0 y la presión interna, p_0 , es igual al esfuerzo horizontal total in situ, σ_h . A medida que p , la presión aplicada, aumenta a p_i , la cavidad se expande en una dirección radial a a_i (Figura 44). La cavidad es infinitamente larga (la longitud es mucho mayor que el radio) por lo que los desplazamientos solo se producen en la dirección radial. La simetría axial se aplica ya que se supone que el suelo es homogéneo e isotrópico.

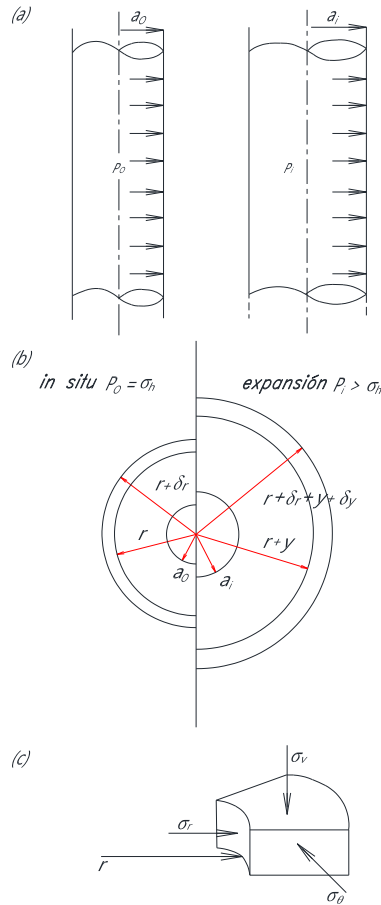


Figura 44 Variables utilizadas en el análisis de expansión de una cavidad cilíndrica. (a) Expansión de una cavidad cilíndrica; (b) Expansión de un elemento de radio "r"; (c) Distribución de esfuerzos en un elemento de radio "r". (Clarke B. , 1995)

El material circundante a las paredes de la perforación está sometido a deformación plana. No existe deformación en la dirección paralela al eje de la cavidad. Si el esfuerzo vertical antes de una prueba es un esfuerzo principal, los esfuerzos radial, circunferencial y axial son los esfuerzos principales in situ.

Se considera un elemento de suelo, de espesor δr , en radio r , medido desde el centro de la cavidad, sujeto a los esfuerzos principales $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_v$. Timoshenko y Goodier (1934) demostraron que la ecuación de equilibrio es:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = - \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} \quad (12)$$

El radio interior del elemento se expande a $r + y$ y el espesor a $\delta r + \delta y$, así como la presión en la membrana se incrementa de p_0 a p_i . Así, la deformación circunferencial es:

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{y}{r} \quad (13)$$

Pues la circunferencia aumenta de $2\pi r$ a $2\pi(r + y)$.

El espesor del elemento cambia a δy , por lo tanto la deformación radial, ε_r es

$$\varepsilon_r = \frac{\delta y}{\delta r} \quad (14)$$

Las variables medidas durante una prueba con presiómetro tipo Elastómetro son la presión aplicada, p , y el radio de la membrana, a . La deformación circunferencial en las paredes de la cavidad se conoce como deformación de la cavidad, ε_c , y se define como:

$$\varepsilon_c = \frac{a - a_0}{a_0} \quad (15)$$

En el caso de los presiómetros tipo Ménard, se mide el volumen de la cavidad. El cambio en el volumen, ΔV , se relaciona simplemente con la deformación de la cavidad por medio de la expresión:

$$\frac{\Delta V}{V} = 1 - \frac{1}{(1 - \varepsilon_c)^2} \quad (16)$$

Donde V es el volumen actual ($= V_0 + \Delta V$).

Se supone que a cierta distancia de la sonda, la deformación y el cambio en el esfuerzo radial son cero; es decir, $\sigma_r = \sigma_{\theta} = \sigma_h$ y $\delta y = 0$. Esta información no es suficiente para determinar las propiedades del subsuelo. Es necesario considerar la relación esfuerzo - deformación, tanto antes como después de la fluencia.

7.2. Fase elástica.

Considerar la expansión de una cavidad en un suelo isotrópico elástico lineal ideal, es decir, que obedece a la ley de Hooke. Las deformaciones radiales, circunferenciales y axiales, principales, ε_r , ε_{θ} y ε_z están relacionadas con los cambios de esfuerzos principales por

$$E\varepsilon_r = \Delta\sigma_r - \nu(\Delta\sigma_{\theta} + \Delta\sigma_z) \quad (17)$$

$$E\varepsilon_{\theta} = \Delta\sigma_{\theta} - \nu(\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_r) \quad (18)$$

$$E\varepsilon_z = \Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_{\theta} + \Delta\sigma_r) \quad (19)$$

Donde E es el módulo de elasticidad y ν es la relación de Poisson. La deformación vertical es cero, por lo tanto:

$$\Delta\sigma_z = \nu(\Delta\sigma_{\theta} + \Delta\sigma_r) \quad (20)$$

Combinando las ecuaciones 12 a 15 y 17 a 20, tenemos una ecuación diferencial

$$r^2 \frac{d^2y}{dr^2} + r \frac{dy}{dr} - y = 0 \quad (21)$$

Los límites de frontera son:

$$\begin{aligned} y &= 0 && \text{para } r = \text{infinito} \\ y &= (a - a_0) && \text{para } r = a \end{aligned} \quad (22)$$

Los desplazamientos y esfuerzos dentro del suelo están dado por:

$$y = \varepsilon_c \frac{a_0 a}{r} \quad (23)$$

$$\Delta\sigma_r = \sigma_r - \sigma_h = 2G\varepsilon_c \frac{a_0 a}{r^2} \quad (24)$$

y

$$\Delta\sigma_{\theta} = \sigma_{\theta} - \sigma_h = -2G\varepsilon_c \frac{a_0 a}{r^2} \quad (25)$$

Donde G es el módulo de rigidez al corte y σ_h es el esfuerzo horizontal total.

Las deformaciones radial y circunferencial en “ r ” son iguales y opuestas y, dado que no hay deformación vertical, no habrá cambios de volumen en el suelo, es decir, la deformación tiene lugar a volumen constante durante la fase elástica.

En la pared de la cavidad, $r = a$, y $\sigma_r = p$. Como $(a - a_0)$ es pequeño durante la expansión inicial, la ecuación 24 puede escribirse como:

$$p - \sigma_h = 2G\varepsilon_c \quad (26)$$

Para un material isotrópico elástico lineal, el módulo de rigidez al corte al inicio de la prueba puede determinarse simplemente midiendo el desplazamiento de las paredes de la cavidad y el cambio de presión de implica ese desplazamiento. La rigidez del suelo se expresa en términos de la deformación de la cavidad, como:

$$G = \frac{0.5 (p - \sigma_h)}{\varepsilon_c} \quad (27)$$

Esto también puede expresarse en términos de defromación volumétrica, como:

$$G = (p - \sigma_h) \frac{V_0}{\Delta V} \quad (28)$$

Donde V_0 es el volumen inicial de la cavidad, equivalente al radio a_0 .

Las formas generales de las ecuaciones 27 y 28, utilizadas, por ejemplo, para determinar la rigidez de un ciclo de descarga/ recarga que pueden ser más representativas de las condiciones *in situ* que la carga inicial, son:

$$G = 0.5 \frac{a}{a_0} \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad (29)$$

$$G = V \frac{dp}{dV} \quad (30)$$

Puesto que el cambio de esfuerzo radial es igual y opuesto al cambio de esfuerzo circunferencial, y como no hay cambio en el esfuerzo vertical, el esfuerzo medio permanece constante. Por lo tanto, no se desarrolla presión de poro durante la expansión de la cavidad de un material elástico. Además, la expansión de la cavidad es un proceso de corte aunque el esfuerzo de compresión es el que cambia. Esto es muy relevante, ya que el módulo derivado será independiente de las condiciones de drenaje.

7.3. Expansión no drenada de una cavidad cilíndrica (prueba rápida en arcilla).

El análisis descrito en la sección 7.2 solo aplica para un material elástico. Al inicio de la fluencia en la pared de la cavidad hay un cambio en el comportamiento del suelo, que puede resultar en el desarrollo de un exceso de la presión de poro (expansión sin drenaje) o cambios de volumen dentro del suelo (expansión drenada). En la práctica, la mayoría de

las pruebas son parcial o totalmente drenadas, aunque para efectos de análisis una prueba puede considerarse en condiciones completamente no drenadas o totalmente drenas.

Se supone que no se producen cambios de volumen en el suelo durante una la expansión no drenada de una cavidad, y que la velocidad de deformación no afecta la respuesta del suelo. Por lo tanto, todos los elementos del suelo en todos los radios están sujetos al mismo modo de deformación, aunque la magnitud de la deformación difiere entre cada elemento en cualquier momento, como se muestra en la Figura 45 La deformación de cada elemento variará con el cuadrado del radio.

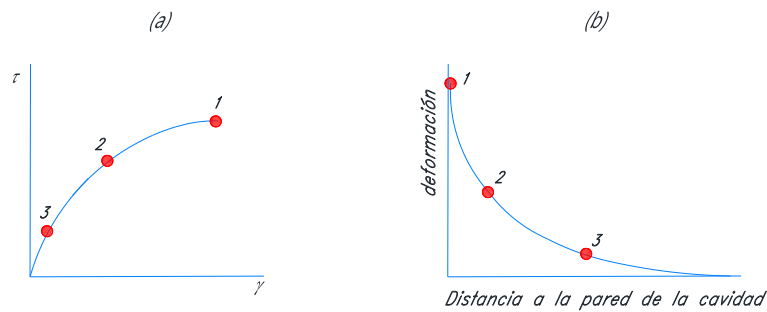


Figura 45 La variación en la magnitud de la deformación en lo largo del suelo que rodea la cavidad en expansión: a) curva esfuerzo-deformación; b) variación en deformación dentro de la masa de suelo (Clarke B. , 1995).

Palmer (1972), Ladanyi (1972) y Baguelin et al. (1972^a) demostraron de manera independiente que el esfuerzo cortante, τ , está dado por la siguiente expresión:

$$\tau = 0.5 \varepsilon_c (1 + \varepsilon_c) (2 + \varepsilon_c) \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad (31)$$

Esta ecuación describe la respuesta completa esfuerzo – deformación cortante en las paredes de la cavidad, y se conoce como Análisis de Palmer. Para deformaciones pequeñas la ecuación 31, puede ser aproximadamente igual a:

$$\tau = \varepsilon_c \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad (32)$$

Esto es que, para cualquier deformación, el esfuerzo cortante es igual a la pendiente curva presión – deformación de la cavidad multiplicada por la deformación de la cavidad o, de manera mas simple, la diferencia de presión (a - b, como se muestra en la Figura 46 a) entre la intersección de la pendiente de la curva esfuerzo - deformación y el eje vertical y

la presión en esa deformación. Esta es la del método subtangente y puede utilizarse para determinar una curva la curva esfuerzo deformación cortante (Wroth y Hughes, 1973).

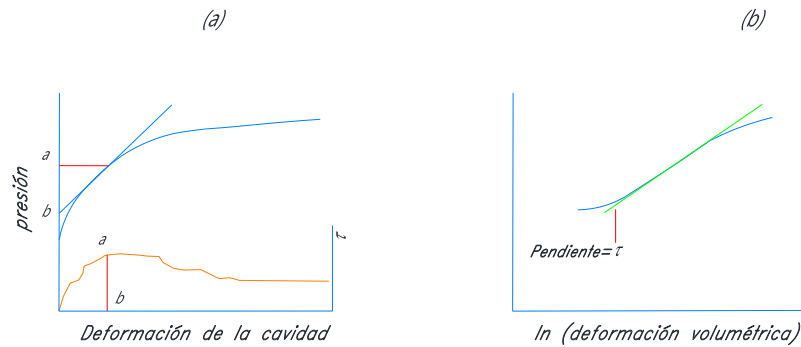


Figura 46 Determinación del esfuerzo cortante a partir de las curvas presión contra (a) deformación de la cavidad y (b) deformación volumétrica (Clarke B. , 1995).

Asimismo, la ecuación anterior puede expresarse en términos de deformación volumétrica, como:

$$\tau = \frac{dp}{d(\ln(\Delta V/V))} \quad (33)$$

El esfuerzo cortante es igual a la pendiente de la curva presión – deformación volumétrica, como se muestra en la Figura 46 b.

7.3.1. Suelo perfectamente elástico plástico lineal.

Si el suelo es perfectamente plástico, Figura 47, entonces τ será constante una vez que se la fluencia ocurre e igual a la resistencia al corte no drenado, s_u . El suelo responderá como un material elástico hasta:

$$p - \sigma_h = s_u \quad (34)$$

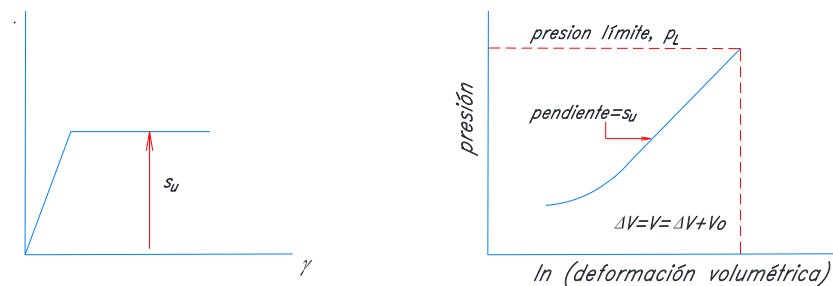


Figura 47 Determinación de la resistencia al corte no drenada a partir de la curva presión – deformación volumétrica (Clarke B. , 1995).

La deformación volumétrica al inicio de la fluencia está dada por:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{s_u}{G} \quad (35)$$

El cambio en la presión durante la expansión de una cavidad en un material perfectamente elásto-plástico puede obtenerse mediante la integración de la ecuación 33 con respecto a $\ln(\Delta V/V)$, esto da la siguiente expresión:

$$p - \sigma_h = s_u \left[1 + \ln\left(\frac{G}{s_u}\right) + \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right) \right] \quad (36)$$

Hay una condición límite para la ecuación anterior, pues el valor máximo de $\Delta V/V$ es 1; es decir, cuando el cambio en el volumen es igual al volumen actual, como se muestra en la Figura 47. La presión en ese punto se conoce como presión límite, p_L , tal que

$$p_L - \sigma_h = s_u \left[1 + \ln\left(\frac{G}{s_u}\right) \right] \quad (37)$$

De acuerdo con Clarke B. (1995), está es la ecuación propuesta por Ménard (1957b), quien posteriormente la utilizó para generar las correlaciones entre la presión límite y la resistencia al corte.

Por lo tanto, las ecuaciones 26 y 37 describen la curva de carga completa para una prueba en material perfectamente elástico plástico lineal e incompresible. La ecuación 26 se aplica entre los límites.

$$\sigma_h < p < s_u + \sigma_h \quad (38)$$

Mientras que la ecuación 37 aplica entre los límites

$$s_u + \sigma_h < p < p_L \quad (39)$$

Lo anterior se extendió (Clarke B. , 1995) para considerar la etapa de descarga de la curva. Esto fue desarrollado para generar un método que pudiera utilizarse para seleccionar un valor de σ_h que no sea subjetivo. La etapa o porción de carga está dada por la ecuación 36, la cual puede expresar en términos de desplazamiento como

$$p - \sigma_h = s_u \left\{ 1 + \ln \left[\left(\frac{G}{s_u} \right) \left(1 - \frac{a_0}{a} \right)^2 \right] \right\} \quad (40)$$

Durante la etapa de descarga la arcilla se descargará elásticamente tal que,

$$p - p_{m\acute{a}x} = 2G \left(\frac{a - a_{m\acute{a}x}}{a_{m\acute{a}x}} \right) \quad (41)$$

Donde $p_{m\acute{a}x}$ es la presión máxima alcanzada al final de la carga (Figura 48) y $a_{m\acute{a}x}$ es el máximo desplazamiento alcanzado al final del etapa de carga.

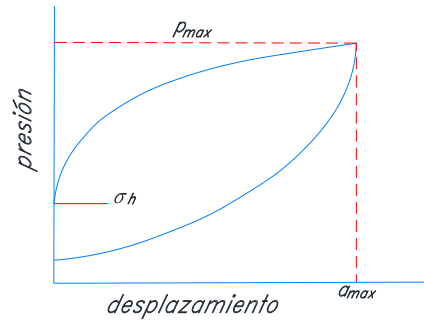


Figura 48 Puntos principales es una curva presiométrica ideal tipo PBP y SBP (Clarke B. , 1995).

La falla del material ocurre cuando

$$p - p_{m\acute{a}x} = (1 + \beta)s_u \quad (42)$$

Donde β es la relación de la resistencia no drenada en la etapa descarga y la de la etapa de carga.

La curva de descarga plástica se expresa como

$$p - p_{m\acute{a}x} = -s_u \left[(1 + \beta) - \ln \left\{ \left[1 - \left(\frac{a}{a_{m\acute{a}x}} \right)^2 \right] \left[\frac{G}{(1 + \beta)s_u} \right] \right\} - \beta \ln \left\{ \left[\left(\frac{a}{a_{m\acute{a}x}} \right)^2 - 1 \right] \left[\frac{G}{(1 + \beta)s_u} \right] \right\} \right] \quad (43)$$

De acuerdo con Clarke B. (1995), en 1988, Jefferies demostró que partir de la prueba triaxial de esfuerzo total promedio constante en muestras de arcilla, la resistencia no drenada en la descarga después de alcanzar la resistencia máxima durante la carga dio un valor de $\beta = 0,83$. No obstante, para efectos prácticos puede considerarse $\beta = 1$, lo que da una curva de descarga plástica de la forma

$$p - p_{m\acute{a}x} = -2s_u \left\{ 1 + \ln \left[\left(\frac{G}{2s_u} \right) \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{a} - \frac{a}{a_{m\acute{a}x}} \right) \right] \right\} \quad (44)$$

8. Aplicación del presiómetro en la caracterización de las arcillas de la Ciudad de México.

8.1. Introducción.

Como parte de los ensayos *in situ* recomendados para la exploración del subsuelo de la Ciudad de México, las Normas Técnicas Complementarias (N.T.C.D.C.C., 2017) sugieren la aplicación del presiómetro en el caso de los suelos y/o estratos duros de difícil muestreo, tales como:

- Costra Superficial (C.S): Conformada por limos arenosos (ML) preconsolidados, de consistencia firme, con un contenido natural de agua del orden de 50% y de resistencia no drenada promedio de 6.4 t/m². (MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V., 2015.); así como también en los rellenos superficiales (R.S.) de la zona II de transición (García R. & Auvinet G., 1991).
- Primera Capa Dura (P.C.D.): La cual consiste en Limos arenosos (ML) preconsolidados de consistencia dura, cuyo contenido de humedad varía entre 28 y 50% y resistencia no drenada del orden de 17.5 t/m². (MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V., 2015.)
- Depósitos profundos (D.P.): Compuestos principalmente por Arenas limosas (SM) muy compactas, con intercalaciones de limos arenosos (ML) y arcillas arenosas, de consistencia dura. Su contenido natural de agua es del 19 al 27%. En los suelos predominantemente granulares el ángulo de fricción varía entre 37 y 44° (Ingeniería Geotécnica y Construcción S.A. de C.V., 2009)
- Subsuelo de la zona poniente de la Ciudad de México (compuesto por lahares, tobas, conglomerados aluviales, rellenos de materiales granulares, etc.) los cuales presentan dificultades considerables en el muestreo, aun en pozos a cielo abierto (García R. & Auvinet G., 1991).

Sin embargo la literatura especializada, indica que este tipo de dispositivo también puede ser utilizado para determinar los parámetros esfuerzo-deformación *in situ* de los suelos de consistencia blanda a media, como es el caso de las arcillas de la Ciudad de México; además existen correlaciones (Briaud J. L., 1992; Clarke B. , 1995) entre los resultados experimentales de laboratorio y la resistencia en punta del cono eléctrico con los parámetros presiométricos.

Considerando lo anterior, a continuación se presenta la discusión sobre los resultados obtenidos de ensayos presiométricos efectuados en la serie arcillosa superior (S.A.S) de la Ciudad de México, con respecto a los resultados de la resistencia por punta del piezocono y pruebas de laboratorio, con el fin de establecer una comparativa y/o posible correlación.

8.2. Localización del sitio de estudio.

La zona de estudio se localiza en calle 23 #232, colonia Pro-hogar en la Delegación Azcapotzalco, al norte de la Ciudad de México (Figura 49); está limitada por las coordenadas geográficas 19°28'36.38" latitud Norte y 99°09'15.99" longitud Oeste. El área total de estudio consta de 198 m²; en la cual se pretende llevar a cabo la construcción de departamentos nivel medio residencial y 2 PH de nivel residencial, se contará con 1 cajón de estacionamiento, un área de acceso peatonal con vestíbulo, elevador y recepción; actualmente no se conoce la ubicación puntual ni magnitud de las descargas estructurales preliminares y/o definitivas del sistema, ni la geometría estructural a detalle.

El acceso al predio, puede ser por Av. Cuitláhuac o Av. Jardín, así como también por Calzada Vallejo (Figura 50), la cual, al entroncar con la Av. Cuitláhuac, representa los límites entre la Delegación Azcapotzalco y Gustavo A Madero (Figura 51).

8.3. Zonificación geotécnica correspondiente al sitio de estudio.

El área de estudio se localiza entre los límites de la zona geotecnia II y III, a continuación se describen las características geotécnicas generales y específicas de ambas zonas, según lo establecido en el Manual de Diseño Geotécnico de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR, 1987) y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, del Distrito Federal (2017).

8.3.1. Manual de Diseño Geotécnico de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR, 1987).

De acuerdo a la zonificación establecida en el Manual de Diseño Geotécnico (COVITUR, 1987) y a la actualizada de Santoyo E. (2005), el área de estudio se localiza dentro de la zona de Transición Baja (*TB*), muy cerca de los límites de esta con la zona de Lago Centro I (*CI*) (Figura 52); sin embargo, considerando que la zonificación geotécnica representa una estimación gráfica de la distribución espacial de los materiales, el sitio de estudio podría encontrarse en cualquiera de las dos zonas o incluso justo en los límites.

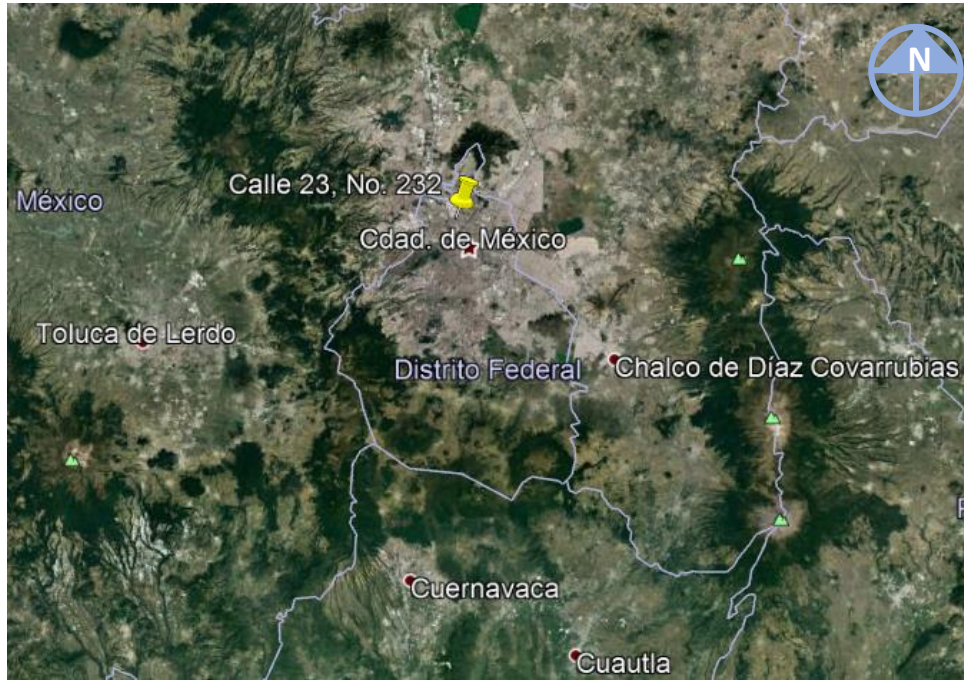


Figura 49 Ubicación de la zona de estudio, al norte de la Ciudad de México, por Google Earth 2005.



Figura 50. Ubicación de la zona de estudio, con respecto al entronque entre Av. Cuitláhuac y Calz. Vallejo, que representa el límite entre la delegación Azcapotzalco y Gustavo A. Madero, por Google Earth 2005.

8.3.1.1. Zona de Lago (III).

Zona caracterizada por grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad; subyace a la costra endurecida superficial, cuyo espesor varía en cada sitio en función del historial de cargas.

Atendiendo a la importancia relativa del espesor y las propiedades de la costra superficial, así como de la consolidación inducida en cada sitio, la zona de lago se subdivide de la siguiente forma:

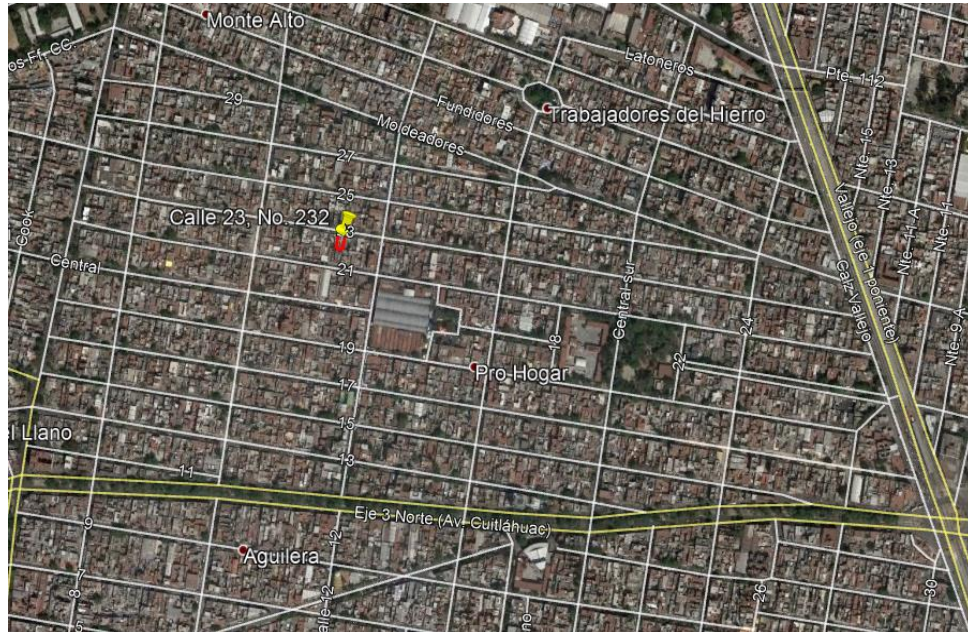


Figura 51. Acceso a la zona de proyecto por Av. Cuitláhuac o Calzada Vallejo, por Google Earth 2005.

- a) Lago virgen
- b) Lago Centro I
- c) Lago Centro II

De acuerdo con el manual del COVITUR, el sitio de estudio se localiza dentro de la zona de transición Baja (*TB*, Figura 52), muy cerca de los límites con la zona de Lago Centro I (*CI*), por lo que es necesario considerar las características generales de esta última, a fin de establecer una correlación adecuada entre los resultados de las pruebas de resistencia in situ (*piezocono*) y de laboratorio (*UU*, *CU*, *consolidación unidimensional*), con los parámetros obtenidos del ensaye presiométrico realizado dentro del sitio de estudio.

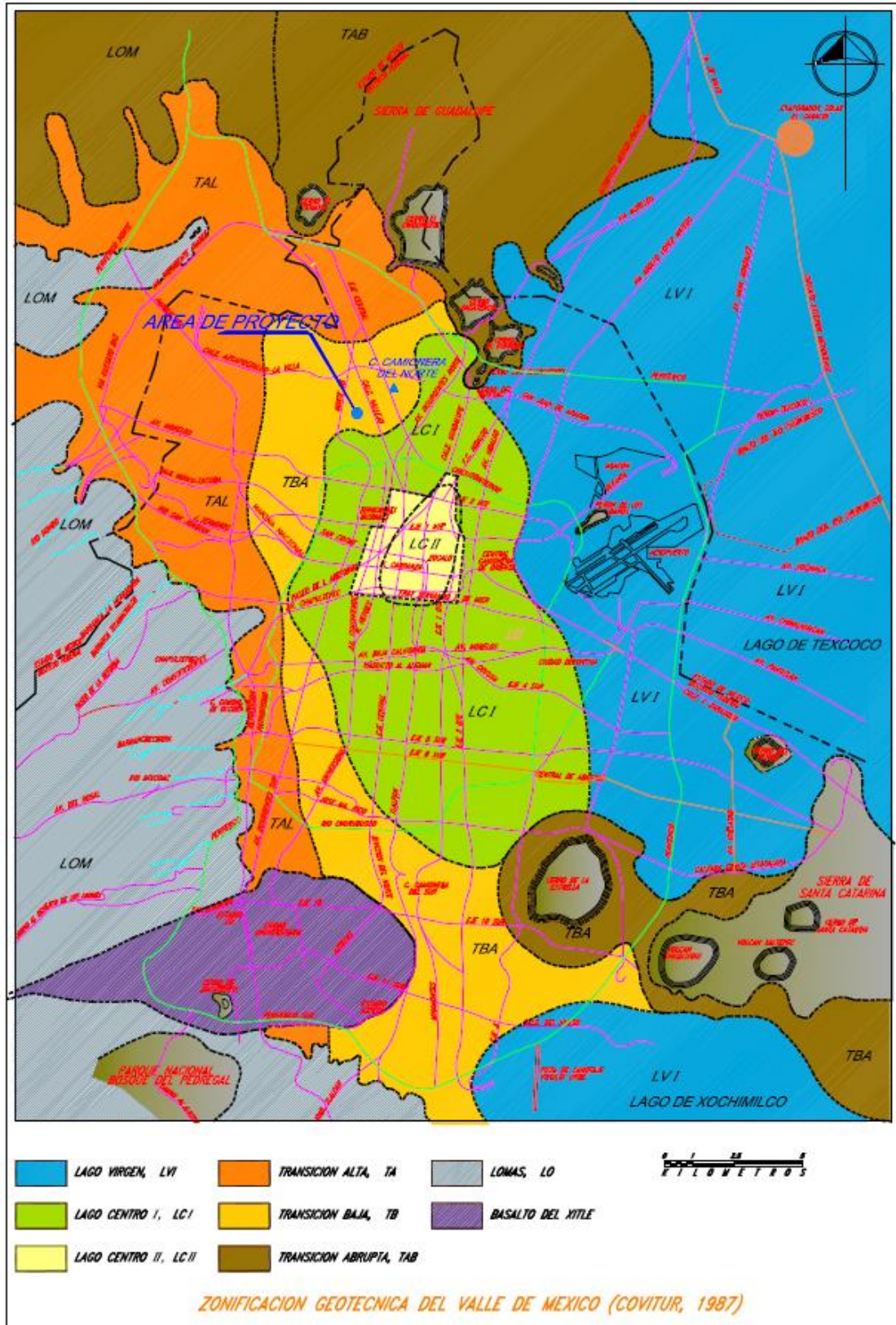


Figura 52. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México, Manual de Diseño Geotécnico (COVITUR, 1987).

i. Lago Centro I (C1).

Sub-zona asociada al sector no colonial de la ciudad, el cual se desarrolló a principios del siglo XX y ha estado sujeta a las sobrecargas generadas de construcciones pequeñas a medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta sub-zona corresponden a un comportamiento intermedio entre el Lago Virgen y Lago Centro II. La estratigrafía y propiedades mecánicas de la sub-zona C1, de acuerdo al manual de (COVITUR, 1987), se presenta en la Tabla 10 y la variación de la resistencia de punta del cono de la serie arcillosa se muestra en la Figura 53.

Tabla 10 Estratigrafía y propiedades de la zona de Lago Centro I, (COVITUR, 1987).

Estrato	Espesor (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ °
Costra Superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa Dura*	3 a 5	1.5 - 1.6	1.5 - 1.6	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 - 1.35	1.3 - 1.35	-

*La información disponible (COVITUR, 1987), todavía era limitada en el año de la publicación de este manual; los parámetros corresponden a pruebas triaxiales (CU).

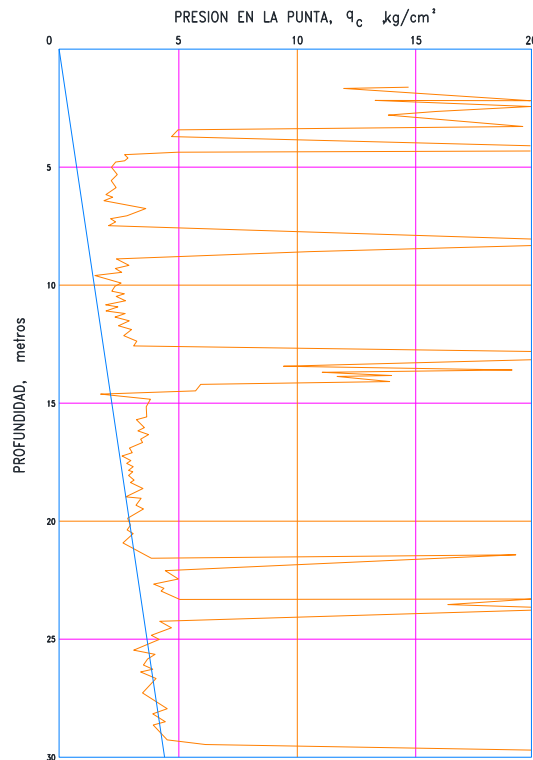


Figura 53. Sondeo con cono eléctrico, en la sub-zona de Lago Centro I, (COVITUR, 1987).

8.3.1.2. Zona de Transición

i. Interestratificada del poniente.

Corresponde a la franja comprendida entre las zonas del lago y las lomas; en la cual se encuentran depositados de forma alterna estratos de arcilla lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, cuyo espesor depende de las trasgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

Actualmente es conveniente subdividir la transición en sub-zonas, dependiendo de la cercanía a las lomas, así como del espesor de los suelos blandos, tal como se indica a continuación:

- 1) Transición baja (*T_B*).
- 2) Transición alta (*T_A*).

Como ya se mencionó anteriormente, la zona de estudio se encuentra dentro de la zona de Transición Baja (*T_B*), por lo que también es importante conocer la estratigrafía general de esta sub-zona, a fin de establecer una posible correlación con los resultados obtenidos de las pruebas in situ y laboratorio realizados en el área de estudio.

ii. Transición baja (*T_B*).

Sub-zona de transición vecina a la zona de Lago Centro I (*C_I*), en la cual se encuentra la serie arcillosa superior intercalada con estratos limo arenosos de origen aluvial, depositados durante las regresiones del antiguo lago. Dicho proceso dio origen a una estratigrafía compleja, en la que tanto los espesores como las propiedades de los materiales presentan variaciones importantes en cortas distancias, esto dependiendo de la ubicación del sitio de estudio con respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

La Figura 54 corresponde a un sondeo efectuado en la sub-zona de Transición Baja (*T_B*) a base de cono eléctrico, en la cual se puede apreciar la variación de la resistencia por punta con respecto a la profundidad y al tipo de material.

En base a lo anterior, es posible establecer que las propiedades y/o características estratigráficas de la parte superior de la sub-zona de Transición Baja (*T_B*) son similares a las de Lago Centro I (*C_I*) e incluso a las de Centro II (*C_{II}*), teniendo en cuenta lo siguiente:

- La Costra Superficial se compone por depósitos de origen aluvial de capacidad de carga no uniforme.

- Los materiales compresibles se encuentran máximo hasta los 20 m.
- Fuerte presencia de arcillas y suelos limo arenosos interestratificados.
- Se presentan mantos colgados.

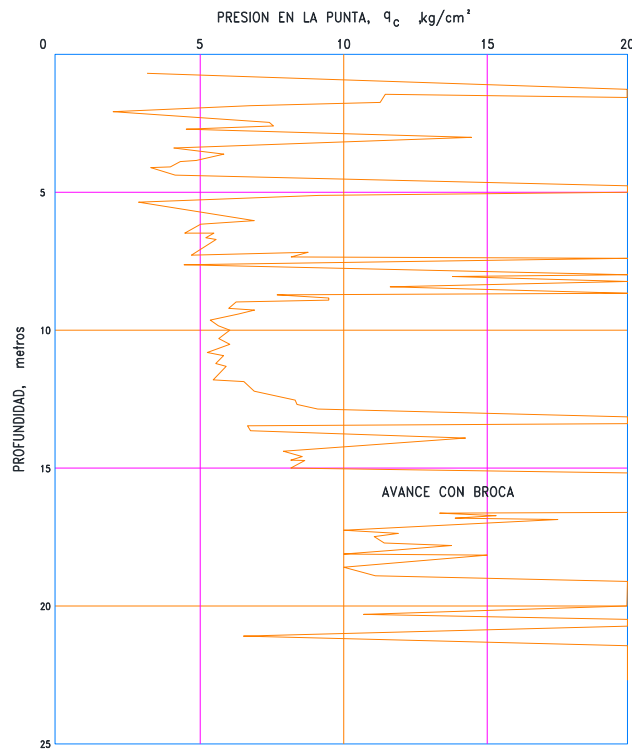


Figura 54. Sondeo con cono eléctrico en la sub-zona de Transición Baja, (COVITUR, 1987).

8.3.2. Zonificación geotécnica respecto a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2017).

Considerando la zonificación geotécnica legal imperante en la Ciudad de México (N.T.C.D.C.C., 2017), el predio se localiza en la denominada zona III (lacustre), (Figura 55), cuya principal característica es que está constituida por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla; los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales.

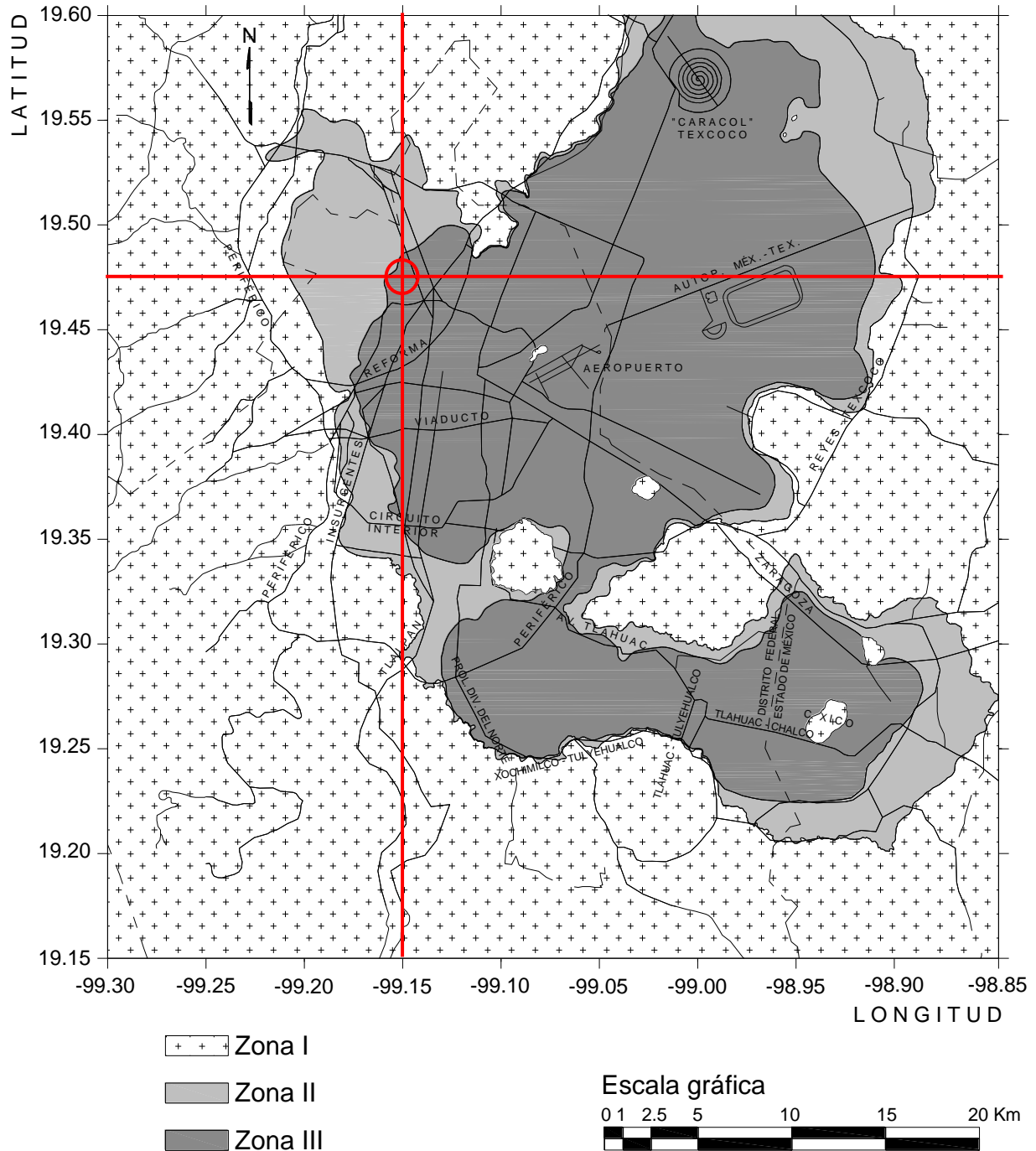


Figura 55. Zonificación geotécnica de la ciudad de México, conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (N.T.C.D.C.C., 2017).

8.4. Reconocimiento general de la zona de estudio.

La información recopilada del área de estudio está integrada por:

- Zonificación del subsuelo.- De acuerdo con el punto 8.2.2.2, el sitio de estudio corresponde a la Zona de lago III – Centro I.
- Recopilación de sondeos de exploración preexistentes cerca del sitio de estudio.- Los cuales fueron proporcionados por MKE, Ingeniería en Suelos (2016).
- Características de las colindancias.- Las estructuras y/u obras públicas próximas al sitio de estudio, corresponden a:
 - En su mayoría casas habitación
 - 3 Edificios de apartamentos de 5 pisos, cada uno.
 - La iglesia de la zona (Iglesia de Fátima).
 - Mercado Popular de la colonia.
- Historial de abatimiento piezométrico de la zona de estudio y/o piezometría realizada cerca del área de interés.- Esta fue realizada y proporcionada por la empresa MKE, Ingeniería en Suelos S.A. de C.V. (2016).

8.5. Piezometría general de la zona de estudio.

Los trabajos de instrumentación del subsuelo de la Ciudad de México a partir de la instalación de piezómetros y pozos de observación, permite conocer y/o determinar la presión de poro de un lugar a una cierta profundidad, al medir el nivel de agua. Contar con dicha información es necesario para alguno de los siguientes propósitos:

- a) Determinar el estado de esfuerzos inicial in situ.
- b) Definir las condiciones de flujo del agua.
- c) Anticipar la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

Cabe mencionar que, para efectos del presente trabajo de investigación, es importante conocer el estado de esfuerzos iniciales del área de estudio, para establecer una correlación entre los resultados del ensaye presiométrico con los de laboratorio, en función del esfuerzo vertical real de campo.

Desde la mitad del siglo pasado, la evolución del abatimiento piezométrico ha podido ser evaluada en distintos puntos de la zona lacustre, incluso en diferentes periodos (Juárez et al., 2009; Pérez, 2009). Cabe destacar que recientemente se ha realizado la captura digital de los registros de presiones de cada estación piezométrica, obtenidos en diferentes épocas (Auvinet et al. 2016; Méndez, 2016), con el fin de obtener perfiles verticales de abatimiento piezométrico con respecto a la profundidad; tal es el caso de la Estación

piezométrica P-440-1, correspondiente a la Delegación Azcapotzalco (Figura 56), dentro de la cual se localiza el sitio de estudio.

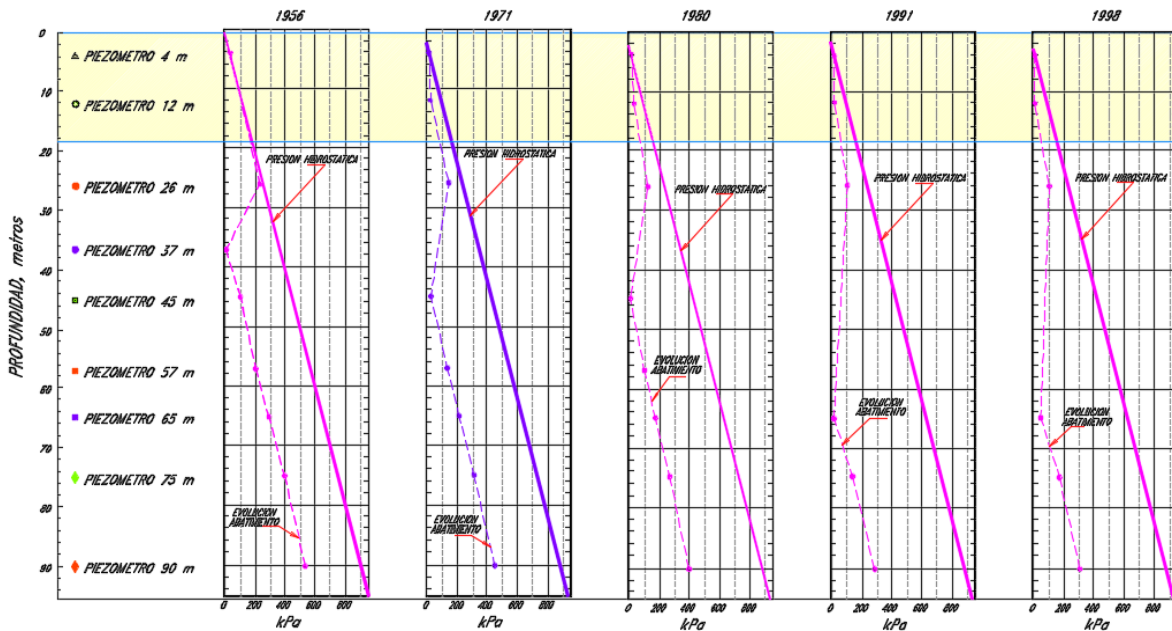


Figura 56. Estación piezométrica: P-440-1, Instalación: May-1956, Ubicación: Delegación Azcapotzalco, Ciudad de México, (Auvinet et al., 2016; Méndez, 2016; Juárez, 2016). Nota: La línea continua representa la hidrostática, mientras que la línea punteada es la evolución del abatimiento.

Con respecto a la evolución del abatimiento piezométrico presentado en la figura anterior, podemos considerar lo siguiente:

- Desde 1956 hasta 1998, el N.A.F se reporta a los 3.0 m de profundidad (aproximadamente).
- Para el año de 1998, el valor máximo de abatimiento piezométrico es 15 kPa a los 3.0 m de profundidad.
- El valor máximo de abatimiento piezométrico es de 100 kPa (aproximadamente) a la profundidad de 24.50 m.

8.5.1. Piezometría realizada cerca del área de estudio.

Dentro del área de interés no se realizaron trabajos de instrumentación, debido a las limitaciones del estudio, sin embargo se cuenta con información de Piezometría y pozos de observación muy cerca del área de estudio (0.80 km).

Como parte del estudio integral geotécnico para el proyecto de un Centro Comercial y Edificios de apartamentos, ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco, en 2015, la empresa MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V. realizó la

instalación de 3 piezómetros abiertos de perforación previa tipo Casagrande (*PZ*) y 2 pozos de observación del nivel freático (*PO*), con el fin de determinar el estado de esfuerzos in situ y la posición del nivel freático.

- a) Piezómetro abierto de perforación previa tipo Casagrande: El dispositivo utilizado consta de un tubo vertical de PVC, de ½ plg. de diámetro, con coples cementados, y una celda permeable en su parte inferior, La celda también es un tubo PVC, de ½ plg. de diámetro y 30 cm de altura con ranuras horizontales de 1mm, las cuales permiten el paso de agua.

Con dicho dispositivo fue posible determinar la presión de poro del sitio a cierta profundidad, midiendo el nivel de agua que se estableció en el interior del tubo.

- b) Tubo de observación del Nivel Freático: Consiste en un tubo vertical PVC de 1 plg. de diámetro y ranuras horizontales de 1mm, instalado en la perforación, el cual profundiza al menos 1.0 m por debajo del nivel freático; su parte inferior también es permeable para permitir la entrada del agua freática y la superior fue sellada con bentonita para evitar que el agua superficial penetre en al tubo

Con esta técnica fue posible determinar la posición del nivel freático en sitio, así como su variación estacional en los periodos de lluvias y sequía; Esta medición, al igual que la del piezómetro sirvió para definir el estado de esfuerzos de la masa de suelo del sitio, así como su evolución en el tiempo.

A continuación se muestra la ubicación del proyecto en Av. Jardín con respecto al sitio de estudio, y los puntos donde se instalaron los piezómetros y pozos de observación (Figura 57 y 58), así como las lecturas obtenidas (Tabla 11).

En base a las lecturas piezométricas y pozos de observación, correspondiente al proyecto ubicado en Av. Jardín, podemos concluir lo siguiente:

- a) De acuerdo con los dos tubos de observación (*PO-1* y *PO-2*), la lectura del N.A.F se detectó entre los 4.00 y 4.90 m de profundidad, lo cual es congruente con el registro de la Estación piezométrica P-440-1 (Figura 56), en donde se indica gráficamente que este se ubica a los 3.0 m de profundidad (aproximadamente).

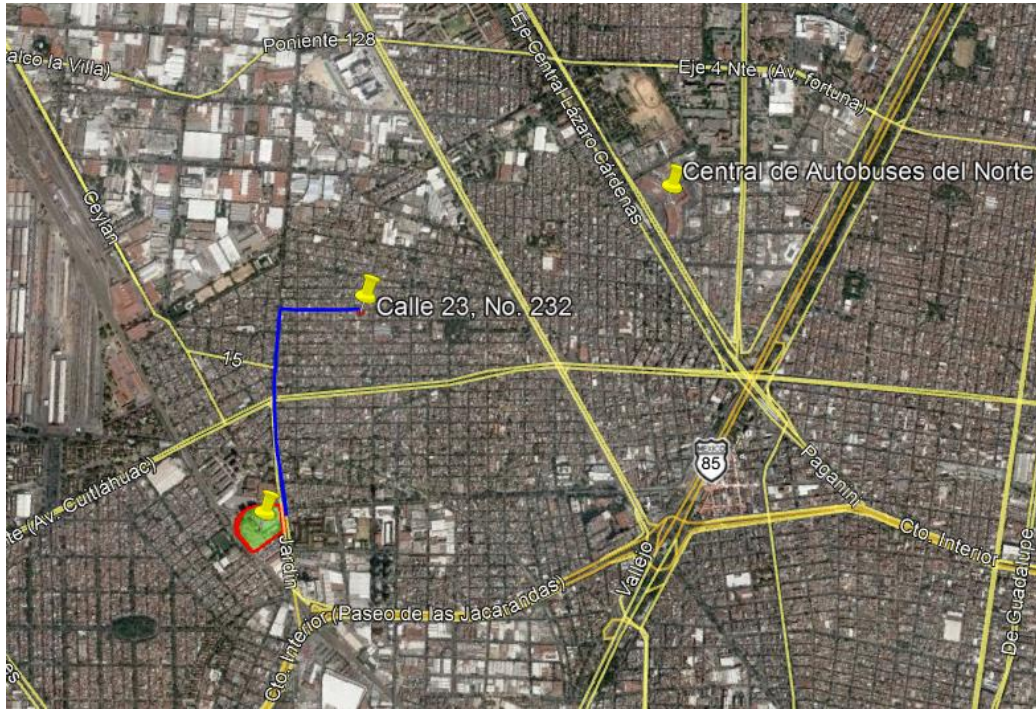


Figura 57. Localización del proyecto en Av. Jardín (colonia del Gas), con respecto al sitio de estudio, ubicado en Calle 23 No. 232 Colonia Pro-hogar; ambos sitios corresponden a la Delegación Azcapotzalco, por Google Earth (2005).



Figura 58. Localización de piezómetros (PZ) y pozos de observación (PO) dentro del proyecto en Av. Jardín, Delegación Azcapotzalco. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016; Google Earth (2005).

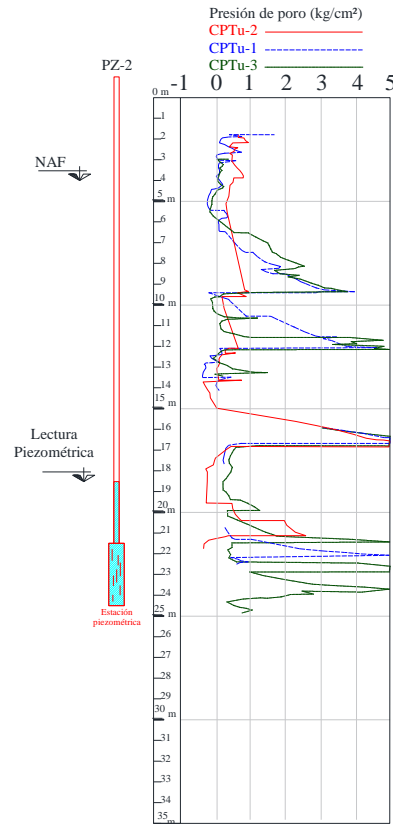


Figura 59. Piezómetro PZ-2 instalado los 24.50 m de profundidad en un marcador de arena, con respecto a la variación de la presión de poro. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2016).

Tabla 11. Lecturas piezométricas y tubos de observación. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2016).

Estación	Lectura (m)		
	22/02/2016	25/02/2016	01/03/2016
PZ-1	19.50	20.50	21.50
PZ-2	18.90	18.90	18.90
PZ-3	19.90	19.90	19.90
PO-1	4.00	4.00	4.00
PO-2	4.95	4.90	4.90

- b) Sabiendo que el N.A.F. se localiza a los 4.0 y 4.9 m de profundidad (Tabla 12), a partir de este se podría considerar una distribución hidrostática; esto en caso de no contar con piezometría; sin embargo para el caso de este proyecto se cuenta con la información del piezómetro PZ-2, que indica la presión de poro a la profundidad de 24.5 m, por lo cual se puede utilizar este punto y el otro conocido que es la posición del nivel freático (4.0 m) para obtener la presión de poro hidrodinámica.

- c) Considerando los pesos volumétricos reportados a diferentes profundidades, así como la posición del N.A.F. a los 3.0 m y la distribución de la presión de poro como hidrostática dentro del sitio de estudio, se obtuvo el diagrama de esfuerzos presentados en la Figura 60, a partir del cual fue posible determinar el esfuerzo real efectivo hidrostático σ_v' a las profundidades donde se realizó el muestreo inalterado, así como los ensayos presiométricos
- d) Para efectos de cualquier tipo de análisis, diseño y/o correlación de los resultados de las pruebas de campo con las de laboratorio, el planteamiento sería entre elegir una distribución de esfuerzos efectivos en condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas, aunque que para esta última condición solo se cuenta con un punto, por lo que no se recomienda su uso.

Considerando lo anterior, a continuación se presentan los esfuerzos efectivos en condiciones hidrostáticas a la profundidad donde se llevaron a cabo los ensayos de resistencia y esfuerzo-deformación *in situ* y de laboratorio (Tabla 12 y 13).

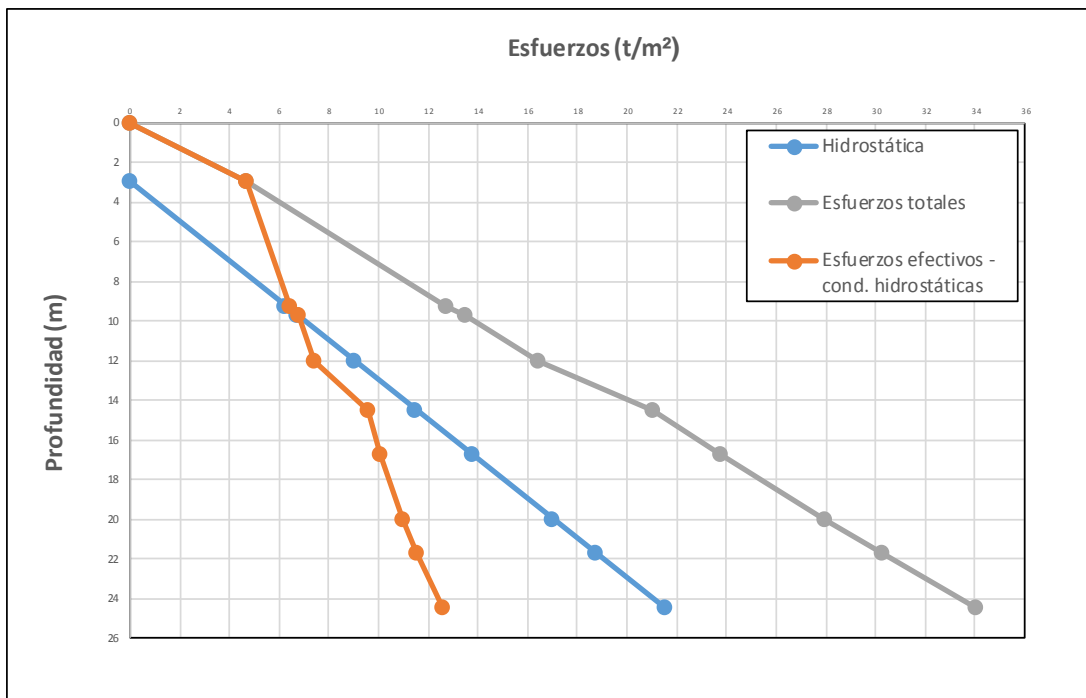


Figura 60. Diagrama de esfuerzos correspondiente al proyecto ubicado en Av. Jardín, considerando el N.A.F a los 3.00 m.

Tabla 12. Esfuerzos efectivos hidrostáticos considerados a la profundidad de los ensayos presiométricos y de consolidación en laboratorio, correspondientes al sitio de estudio (Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

Sondeo	Profundidad (m)	Tipo de prueba	Esfuerzo vertical efectivo (hidrostático) (t/m ²)
SP-4	4.00	Presiometro	5.00
SP-3	6.00	Presiometro	5.20
SS-3	6.15	Consolidación	5.20
SP-1	6.40	Presiometro	5.70
SP-2	6.50	Presiometro	5.70
SP-2	8.00	Presiometro	6.25
SP-4	8.00	Presiometro	6.25
SS-3	8.14	Consolidación	6.25
SS-3	8.14	Consolidación	6.25

Tabla 13. Esfuerzos efectivos hidrostáticos considerados a la profundidad de los ensayos presiométricos y de consolidación en laboratorio, correspondientes al proyecto Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco).

Sondeo	Profundidad (m)	Tipo de prueba	Esfuerzo vertical efectivo (hidrostático) (t/m ²)
SMI-2	5.50	Consolidación	5.50
SMI-2	6.00	Presiometro	5.20
SMI-1	11.00	Consolidación	7.18
SMI-1	15.50	Consolidación	9.75
SMI-2	16.50	Presiometro	10.00

8.6. Programa de exploración y laboratorio.

8.6.1. Trabajos de exploración y muestreo.

La empresa HP ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. desarrolló el programa de exploración y muestreo para el sitio de estudio, congruente con la información obtenida del reconocimiento general de la zona. Los trabajos de exploración y muestreo consistieron en:

- Un (1) Sondeo Selectivo (SS-3), con recuperación de muestras inalteradas con tubo de pared delgada tipo Shelby, de 5.40 a 6.40 y de 7.5 a 8.4 m (Figura 62 y 63).
- Una (1) prueba de resistencia en punta con Piezocono (CPTU-1), hasta la profundidad de 8.00 m (Figura 65, 66 y 67).
- Seis (6) pruebas esfuerzo – deformación in situ con presiómetro; cuatro (4) en arcilla de alta plasticidad color verde olivo (CH), a la profundidad de 4.0, 6.0, 6.4, 6.5 m con presiómetro tipo Ménard (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V.) y OYO Elastometer

(HP, ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V.); dos (2) ensayos probablemente en limo de alta plasticidad (*MH*) color café oscuro, a una profundidad de 8.0 m, una con presiómetro tipo Ménard y otra con el Oyo Elastómetro HQ.

8.6.2. Trabajos de laboratorio:

Las pruebas de laboratorio se realizaron en las muestras inalteradas obtenidas en el sitio de estudio.

Estos trabajos consistieron en:

- Pruebas índice: nueve (9) determinaciones del contenido de agua y nueve (9) límites de consistencia; dieciséis (16) determinaciones del peso volumétrico y cinco (5) de la densidad de sólidos.
- Resistencia: siete (7) pruebas de resistencia a la compresión simple (q_u) no confinada: ocho (8) ensayos (8) pruebas de compresión triaxial no consolidada – no drenada (TXUU) y solo dos (2) pruebas de compresión triaxial consolidada – no drenada (TXCU).
- Deformación: seis (6) pruebas de consolidación unidimensional u odométricas.

8.7. Muestreo inalterado con tubo de pared delgada (Shelby) – COVITUR (1987) y N.T.C.D.C.C. (2017).

Utilizar tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby) en suelos blandos como la arcilla del Valle de México, permite obtener muestras relativamente inalteradas con un mínimo de distorsión en el acomodo estructural de sus partículas, para realizar posteriormente pruebas confiables de resistencia y deformabilidad en el laboratorio.

8.7.1. Características del muestreador y condiciones de la técnica de muestreo.

Dentro del predio de estudio se realizó un (1) sondeo selectivo (SS-3), con obtención de muestras inalteradas, a las profundidades de 5.50 a 6.40 m y de 7.5 a 8.40 m; para lo cual se empleó un muestreador tipo Shelby de 10 cm de diámetro (suficiente para labrar probetas de 8 cm de diámetro para pruebas de consolidación) y de unión con cuerda reforzada (Figura 61). Ambos muestreadores fueron hincados a la profundidad requerida, con una velocidad constante de 20 cm/s (aprox.) para una longitud de 0.90 m; una vez hincados, se dejaron en reposo entre 3 y 5 minutos, para permitir que la muestra se expendiera en el interior y aumentará su adherencia contra las paredes; en seguida se

cortaron las bases de los especímenes girando dos vueltas el muestreador, ya en el exterior se limpiaron sus extremos y se identificaron ambos tubos (Figura 62 y 63).

Respecto a la profundidad de muestreo en las zonas geotécnicas II y III, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (N.T.C.D.C.C., 2017; sección 2.3.2), sugiere lo siguiente:

- Solo las muestras inalteradas serán aceptables para determinar propiedades mecánicas, cuyas profundidades de muestreo inalterado sean definidas a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

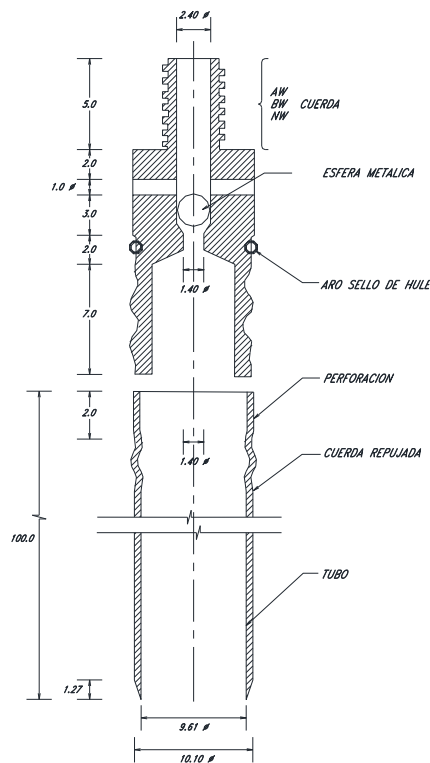


Figura 61. Muestreador de pared delgada con unión de cuerda repujada, COVITUR (1987).



Figura 62. Obtención de muestra inalterada con muestreador tipo Shelby, en el área de estudio. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).



Figura 63. Muestras debidamente protegidas con cinta canela y cera, para su traslado a laboratorio. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

Sin embargo, en el sitio de estudio, la profundidad de muestreo se determinó a partir de la clasificación previa del subsuelo utilizando la prueba de resistencia in situ con piezocono (CPTU), la cual se basa en la propuesta de clasificación de Robertson (1986, 1990). La aplicación previa de esta técnica (CPTU), permitió definir la profundidad adecuada para la recuperación de muestras inalteradas, así como la profundidad de los ensayos presiométricos en las arcillas blandas ligeramente preconsolidadas del sitio de estudio.

La finalidad de llevar a cabo el muestreo inalterado en el sitio de estudio, fue la de obtener muestras no alteradas de arcilla y poder realizar en estas pruebas de resistencia y deformación en laboratorio; y poder comparar los resultados de laboratorio con los obtenidos a partir de las pruebas con presiómetro.

8.8. Ensayos en términos de resistencia

8.8.1. Pruebas in situ.

8.8.1.1. Piezocono (CPTU).

La prueba de *CPTU* o Piezocono consiste en el hincado por presión de una punta cónica a una velocidad constante hasta cierta profundidad, midiendo la resistencia a la penetración por la punta (q_c), la resistencia por fricción (f_s) y la presión de poros (u) hasta alcanzar la presión de equilibrio del suelo. La prueba de *CPTU* tiene como principales aplicaciones: caracterizar el suelo (perfil estratigráfico), predecir propiedades del suelo, calcular capacidad de carga y asentamientos, estimar el potencial de licuación de un suelo arenoso, desarrollo de investigación geo ambiental e investigación sísmica.

El tiempo necesario de la prueba dependerá del tiempo de respuesta del transductor y de la permeabilidad del suelo en cuestión (en el caso de la arcilla de la Ciudad de México esto puede llevar varios minutos, debido a la baja permeabilidad de este tipo de material). Las mediciones de la presión de poro generalmente se realizan en estratos permeables cuya profundidad puede definirse indirectamente con los resultados de un sondeo de cono eléctrico complementado con un sondeo de muestreo selectivo previamente ejecutado.

8.8.1.1.1. Características del dispositivo utilizado.

El piezocono utilizado es modelo *FLP-PCE-001* (Figura 64), fabricado e instrumentado por la empresa *FLOPAC S.A. de C.V.*, cuyas características se describen a continuación:

- Capacidad.
 - Punta: 49.0 kN (5 t) máxima.
 - Fuste: 29.4 kN (3 t) máxima.
- Presión de poro
 - 1.0 MPa – 10 kg/cm².
- Dimensiones del dispositivo
 - Ápice del cono: 60°

- Diámetro: 0.036 m (36 mm).
- Área de contacto: 10.17 cm² (1017.9 mm²).
- Longitud de fuste: 0.13 m (130 mm).
- Peso del aparato: 0.01 kN (1.4 kg) sin cable.
- Material: Acero inoxidable austenítico
- Interface: Serie (RS-232) o USB
- Adquisición de datos: Módulo autónomo de campo (stand alone).
 - Alimentación eléctrica: 12 V DC
 - Convertidor A/D: 24bits
 - Ajuste de cero: Automático
 - Baterías: Tecnología MNH (Tipo AA) con duración máxima de 6 hrs.
 - Software: En ambiente Windows, para la descarga de las pruebas realizadas

El módulo de adquisición de datos autónomo RS-232 o USB, con interface a computadora, permite registrar la resistencia por punta, fuste y poro de la prueba, en unidades ingenieriles, con almacenamiento de datos en el módulo de hasta 3 pruebas con 600 datos cada una y, constantes de operación del equipo en memoria no volátil, el cual está equipado con baterías para operación autónoma de hasta 6 horas.

8.8.1.1.2. Condiciones de la prueba.

Correspondiente al área de estudio, se realizó un (1) sondeo (*CPTU-1*) con Piezocono (Figura 65, 66 y 67), con la finalidad de determinar las características estratigráficas del sitio y su variación con la profundidad (previo al muestreo inalterado), esto a partir de la medición de la resistencia a la penetración de la punta y de la fricción del piezocono; así como también la obtención de la resistencia al corte no drenada (s_u) y una estimación del grado de preconsolidación o relación de sobreconsolidación (*OCR*) del subsuelo y del módulo odométrico (E_{odm}).

La prueba se llevó a cabo sin la determinación de la de presión de poro, debido a las limitantes de tiempo de los trabajos de campo; sin embargo se respetó el procedimiento aceptado (N.T.C.D.C.C., 2017) con respecto a la velocidad de penetración, la cual se realizó entre 1 y 2 cm/s.

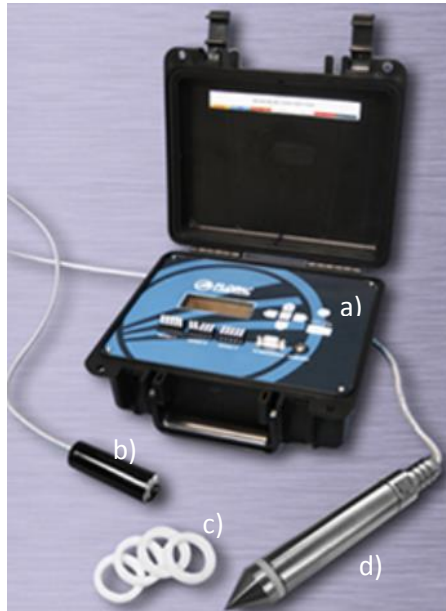


Figura 64 Piezocono, modelo FLP-PCE-001, incluye a) módulo autónomo para adquisición de datos, b) Cable blindado multipolos, c) piedras porosas justo arriba del cono y d) cono metálico de acero inoxidable; ángulo de 60°; 36 mm de diámetro; área de contacto= 1017.9 mm² y longitud de fuste= 130 mm. FLOPAC Ingeniería S.A. de C.V. (2014).



Figura 65. Preparación del Piezocono, cable blindado múltiple y tubería auxiliar de perforación, para ejecución de la prueba. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).



Figura 66. Módulo autónomo para adquisición de datos. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).



Figura 67. Inicio de la prueba, hincado del Piezocono hasta la profundidad de 8.00 m. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

8.8.1.1.3. Análisis e Interpretación de los resultados de la prueba CPTU, correspondiente al área de estudio.

Es importante considerar que la interpretación de los resultados de la prueba se realizó únicamente en base al comportamiento que presenta el suelo durante la prueba, lo cual está ampliamente correlacionado con pruebas de campo y laboratorio durante más de 25 años.

Respecto a las correlaciones para Piezocono que se encuentran en la literatura especializada, la mayoría se ha desarrollado para depósitos de suelos transportados, normalmente consolidados a ligeramente preconsolidados (Robertson, 2012), como es caso de los suelos de consistencia blanda de la Ciudad de México.

En la siguiente tabla, se muestra el rango de aplicación del Cono eléctrico (CPT) en función del tipo de suelo, lo cual también aplica para el caso del Piezocono (CPTU).

Tabla 14. Aplicación percibida para estimar parámetros del subsuelo, a partir de la prueba de resistencia con Cono Eléctrico (CPT).

Tipo de suelo	Parámetros de estado inicial del suelo			Parámetros de resistencia		Parámetros deformación			Características flujo	
	ψ	K_0	OCR	S_t	s_u	E, G	M	G_s	k	C_h
Suelo fino	-	2 - 3	1	2 - 3	1 - 2	2 - 3	2 - 3	2 - 3	2 - 3	2 - 3
Suelo granular	2	4 - 5	4 - 5	-	-	2 - 3	2 - 3	2 - 3	3	3 - 4

Rango de confiabilidad: 1.- Alto; 2.- Alto a moderado; 3.- Moderado, 4.- Moderado a bajo; 5.- Bajo. Robertson, 2013.

La clasificación del suelo, se basa principalmente en el comportamiento del suelo durante la ejecución de la prueba, por lo tanto, la prueba no arroja resultados en cuanto a las proporciones de los diferentes tamaños del suelo, o del comportamiento de la fracción fina. De forma general se puede afirmar que los suelos arcillosos como el de la Ciudad de México, presentan una baja resistencia por la punta y alta fricción en el fuste; con respecto a la disipación de la presión de poros, las arcillas disipan más lentamente la presión de poros que las arenas, por lo que sería de esperar excesos de presión de poros más altos en suelos finos que gruesos.

8.8.1.1.3.1. Clasificación del subsuelo a partir de la prueba de piezocono.

En Robertson (2010) se presenta la primera carta basada en resultados del CPTU, a partir de la resistencia en punta corregida por la presión en el hombro (u_2). La carta identifica el suelo en 12 diferentes zonas, cada una asignada con un número. Como refinamiento de

su propuesta de 1986, Robertson propuso normalizar los parámetros medidos en la prueba (resistencia en la punta, resistencia por fricción y presión de poros), en función del esfuerzo vertical efectivo, introduciendo nuevos parámetros (Q_t y F_f) simplificando a 9 grupos (Tabla 15).

Correspondiente a la clasificación del subsuelo de la zona de estudio, esta se realizó a partir de los datos de la prueba *CPTU* y el uso del software *CPeT-IT* (Geologismiki, 2014). El método de clasificación incorporado en este software corresponde al propuesto por Robertson (2010), cuyos resultados se presentan en las Figuras 68 y 69:

Tabla 15. Unificación entre clasificación de Robertson (1986) y Robertson (1990).

Zonas SBT - Robertson et. al (1986)	Zonas SBT - Robertson et. al (1990)	Propuesta común de descripción SBT
1	1	Suelos finos sensitivos
2	2	Arcillas - suelos orgánicos
3	3	Arcillas - Arcillas a arcillas limosas
4 & 5	4	Mezclas de limos: Arcillas limosas y limos arcillosos
6 & 7	5	Meszclas de arenas: Arenas limosasa a limos arenosos
8	6	Arenas: Arenas limpias a arenas limosas
9 & 10	7	Arenas densa a arena gravosa
12	8	Arenas firme a arena arcillosa (sobreconsolidado o cemen)
11	9	Suelos finos firmes (sobreconsolidado o cementado)

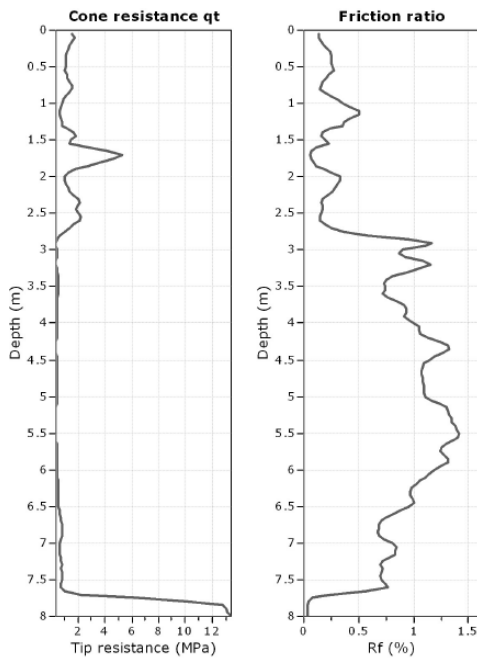


Figura 68. Variación de la resistencia por punta (q_t) y fuste (f_r) del Piezocono obtenida en el área de estudio, hasta la profundidad de 8.00 m. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

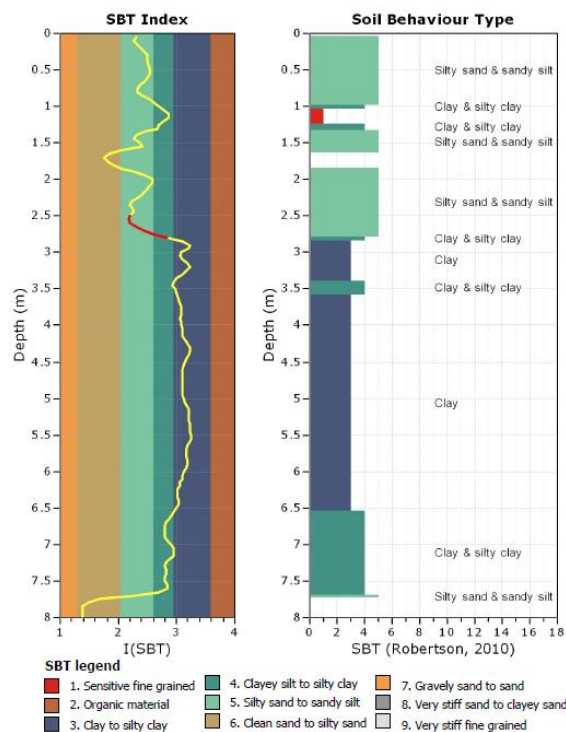


Figura 69. Tipo de comportamiento del suelo (SBT) dentro del área de estudio, obtenido a partir de las lecturas de resistencia por punta y fuste del Piezocono. Robertson, 2010. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

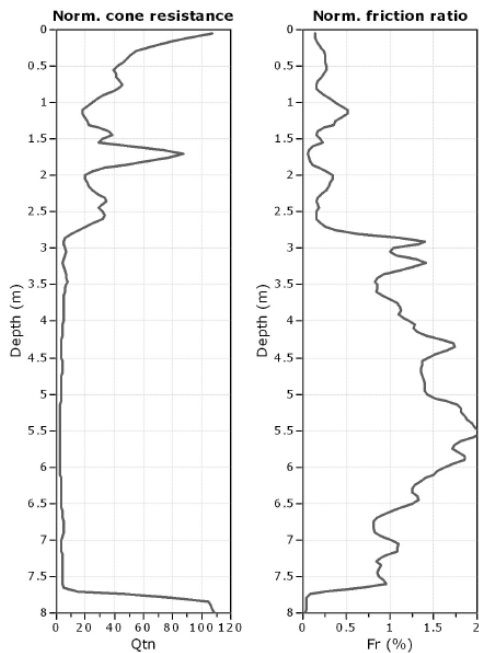


Figura 70. Variación de la resistencia por punta (Q_t) y fuste (Fr) normalizada del Piezocono en el área de estudio, hasta la profundidad de 8.00 m. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

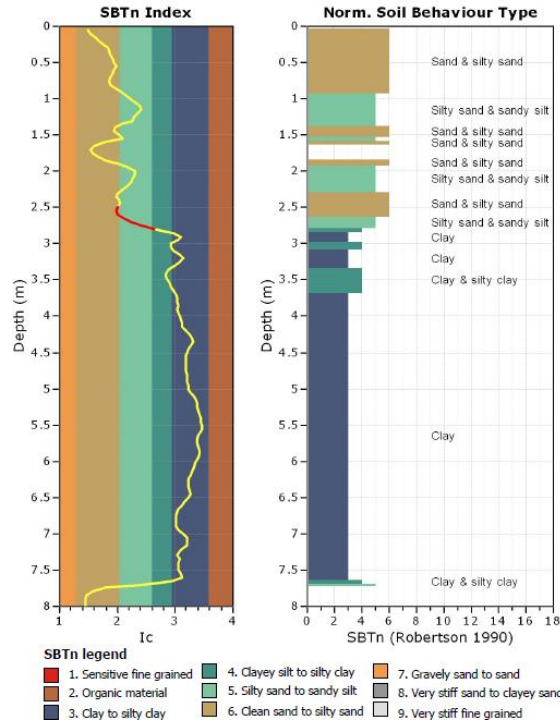


Figura 71. Tipo de comportamiento del suelo normalizado (NSBT) dentro del área de estudio, obtenido a partir de las lecturas de resistencia por punta y fuste del Piezocono. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

- Como se puede apreciar, la masa de suelo comprendida entre 3.5 y 7.5 m de profundidad, corresponde a un estrato de arcilla de alta plasticidad (CH), le subyace un estrato de limo de alta plasticidad (MH) con poca arena a partir de los 7.5 m de profundidad. Como se puede apreciar en el Apéndice II, la clasificación del suelo a partir de la prueba con piezocono es congruente con la obtenida a partir de los límites de plasticidad, así como con la clasificación del suelo a partir del ensayo presiométrico (sección 8.9.2.1.5.4). Fue en este estrato (entre los 3.5 m y 7.5 m de profundidad) donde se obtuvieron las muestras inalteradas de arcilla M-1 (5.40 a 6.40 m) y M-2 (7.50 a 8.40 m) - sobre las cuales se realizaron las pruebas de resistencia y deformación en laboratorio - y donde además se llevaron a cabo los ensayos esfuerzo - deformación in situ con los presiómetros Ménard y Oyo Elastómetro HQ.

A continuación se presentan los resultados de la resistencia al corte no drenada (s_u), la relación de sobreconsolidación (OCR) y el módulo odométrico (E_{odom}) determinados a partir de las lecturas de la resistencia en punta (q_t) con piezocono, específicamente a las profundidades donde se llevó a cabo el muestreo inalterado (sondeo SS-3) - para realizar

posteriormente pruebas de laboratorio – y se realizaron los ensayos esfuerzo- deformación *in situ* con los presiómetros Ménard y Oyo Elastómetro HQ (SP-1, SP-2, SP-3 y SP-4).

8.8.1.1.3.2. Resistencia al corte no drenada (s_u) a partir de las lecturas de resistencia en punta del Piezocono.

Según Powell y Lunne (2005) la penetración del cono es un fenómeno complejo y las soluciones teóricas tienen varias simplificaciones con respecto al comportamiento del suelo, los mecanismos de falla y las condiciones de frontera. Las soluciones teóricas igualmente tienen limitaciones al modelar el suelo en sus condiciones reales por la variación de la historia de esfuerzos, anisotropía, el relajamiento de esfuerzos, sensibilidad, envejecimiento y la micro-fábrica. Por lo anterior se prefiere utilizar las correlaciones empíricas, aunque las soluciones teóricas dan un marco de referencia para comprender el fenómeno, como son:

- s_u basado en la resistencia total del cono.
- s_u basado en el exceso de presión de poros.
- s_u basado en la resistencia efectiva del cono.

Correspondiente a la zona de estudio, se realizó una primera estimación de la resistencia al corte no drenado (s_u) a partir de los datos de la prueba CPTU y con el uso del software CPeT-IT (Geologismiki, 2014), el cual emplea la correlación de s_u basado en la resistencia total del cono, esto de acuerdo con la siguiente expresión:

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (45)$$

Siendo N_{kt} un factor empírico, que para el caso de arcillas es igual a 14; y σ_{vo} es el esfuerzo vertical efectivo.

La Figuras 73 presenta la variación gráfica de la resistencia no drenada (s_u) hasta los 7.65 m de profundidad. Esta información sirve como punto de comparación con los resultados de la resistencia s_u obtenidos a partir del ensayo presiométrico, teniendo como referencia la resistencia no drenada (s_u) obtenida a partir de la prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada ($TXUU$).

Como se puede apreciar (Figuras 72 y 73), a partir de los 4.0 m (aprox.) y hasta los 7.5 m de profundidad, el subsuelo del área de estudio corresponde a una arcilla de consistencia muy blanda a blanda (Bowles, 1997), con una resistencia al corte no drenada (c_u o s_u) de

0.21 y 0.29 kg/cm² entre los 6.0 y 6.5 m y de 0.40 a 0.55 kg/cm² entre los 7.5 y hasta 8.0 m de profundidad (Tabla 16).

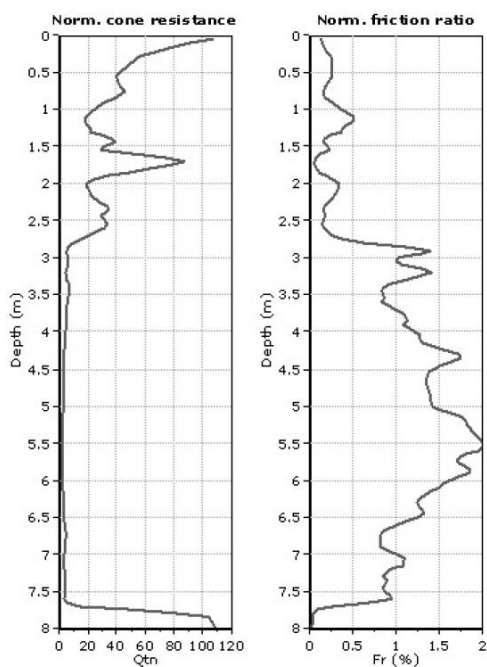


Figura 72. Variación de la resistencia por punta (Q_t) y fricción (F_r) normalizada del Piezocono en el suelo de área de estudio, hasta la profundidad de 7.50 m. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

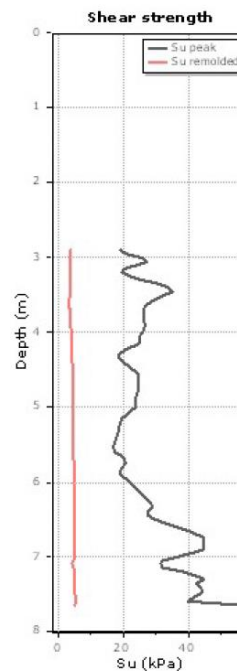


Figura 73. Variación de la resistencia no drenada (s_u) en el suelo del área de estudio, hasta la profundidad de 7.50 m, obtenida a partir de la correlación de la resistencia total del cono. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

Tabla 16. Variación cuantitativa de la resistencia al corte no drenada (s_u) correspondiente a la profundidad donde se obtuvo la muestra M-1(6.0 a 6.5 m) para pruebas de laboratorio (q_u , UU y CU); así como a las profundidades donde se realizaron los ensayos presiométricos.

Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	SBTn	SPT N1(60) (blows/30cm)	Su (kPa)
4	0.42	4.55	3	3	25.97
4.05	0.43	4.5	3	3	25.11
4.1	0.44	4.47	3	3	25.16
4.15	0.42	4.54	3	2	24.58
4.2	0.41	4.51	3	2	22.77
6	0.43	4.98	3	2	21.95
6.05	0.43	5.03	3	2	23.11
6.1	0.45	5.03	3	2	23.99
6.15	0.47	5.03	3	2	25.36
6.2	0.49	5.02	3	2	26.4
6.25	0.5	5.02	3	2	27.93
6.5	0.53	5.14	3	2	29.38
7.55	0.73	5.4	3	2	41.57
7.6	0.69	5.43	3	2	40.1
7.65	0.69	5.39	4	3	57.1

Los valores de la resistencia al corte no drenada (s_u) determinadas a partir del piezocono, corresponden con los valores típicos de la resistencia al corte de la arcilla ligeramente preconsolidada (OC) y normalmente consolidada (NC) de la Ciudad de México; además, son congruentes con la resistencia, s_u , obtenida a partir de las pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada (sección 8.8.2.2). Lo más importante es que los valores de resistencia no drenada, s_u , obtenidos con el piezocono, presentan cierta similitud con la resistencia no drenada (s_u) determinada a partir de la presión límite (p_L) y el esfuerzo horizontal (σ_{ho}) del ensayo presiométrico, tal como se presenta en la sección 8.9.2.1.5.7.3

8.8.1.1.3.3. Estimación de la relación de sobreconsolidación o grado de preconsolidación (OCR).

La relación de sobreconsolidación o grado de preconsolidación (OCR) de un suelo depende de las condiciones de cómo se formó el depósito, por lo que si este es preconsolidado o ligeramente preconsolidado dependerá del proceso de consolidación del suelo (deseccación, cementación, abatimiento o descenso del nivel freático).

La estimación del OCR (Overconsolidation Ratio) con base en los resultados del *CPTU* se basa en correlaciones experimentales y algunos métodos analíticos, las cuales se citan a continuación:

- OCR con base en la forma del perfil *CPTU*.
- OCR medido directamente de los datos de *CPTU*.

Correspondiente a la zona de estudio, la estimación de la relación de sobreconsolidación (OCR) se llevó a cabo a partir de los datos de la prueba *CPTU* y el uso del software *CPeT-IT* (Geologismiki-2014), el cual emplea la expresión propuesta por Robertson (2012), para estimar la relación de sobreconsolidación directamente de los datos obtenidos del piezocono.

$$k = \left[\frac{Q_{tl}^{0.2}}{0.25 * (10.5 + 7 \log F_r)} \right]^{1.25} \quad (46)$$

$$OCR = k Q_{tl} \quad (47)$$

Siendo k un factor empírico, que para el caso de arcillas es igual a 0.33; y Q_{tl} corresponde a la resistencia por punta normalizada del Piezocono.

En la Figura 75 se presenta la variación gráfica del grado de preconsolidación o relación de sobreconsolidación (*OCR*) hasta los 7.65 m de profundidad. Esta información sirve como punto de comparación con los resultados de *OCR* obtenidos a partir del ensayo presiométrico, teniendo como referencia los resultados del grado de preconsolidación (*OCR*) de la prueba de consolidación en laboratorio.

Como se puede apreciar (Figuras 74 y 75), a partir de los 4.0 m (aprox.) y hasta los 7.5 m de profundidad, el subsuelo del área de estudio corresponde a una arcilla de consistencia muy blanda a blanda (Bowles, 1997), con un *OCR* de 1.0 a 1.2 entre los 6.0 y 6.5 m y de 1.3 a 1.8 entre los 7.5 y hasta 8.0 m de profundidad (Tabla 17).

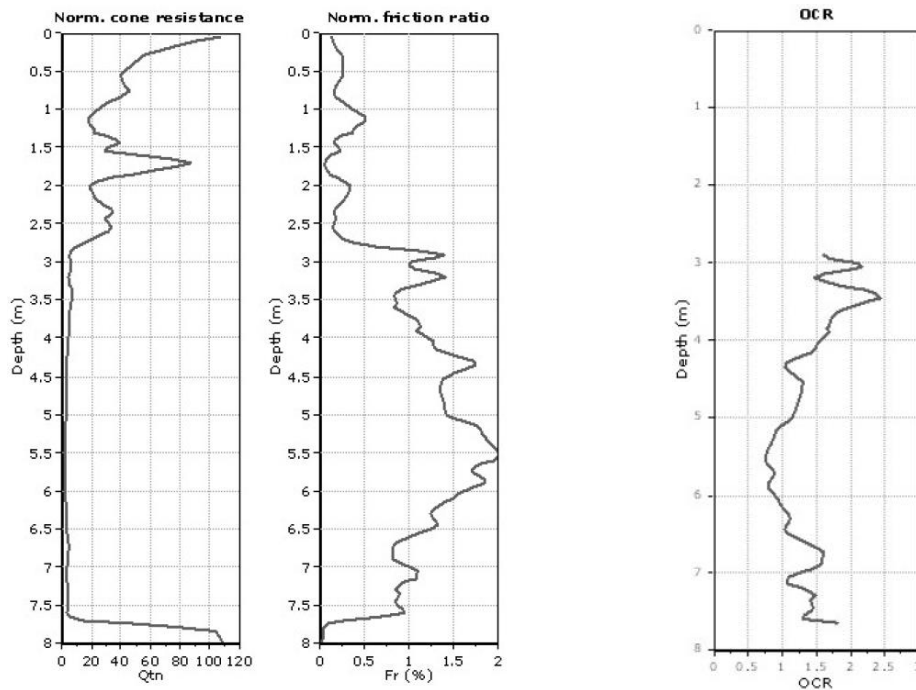


Figura 74. Variación de la resistencia por punta (*Qt*) y fuste (*Fr*) normalizada del Piezocono en el suelo de área de estudio, hasta la profundidad de 7.50 m. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

Figura 75. Variación de la relación de sobreconsolidación en el suelo del área de estudio, hasta la profundidad de 7.50 m. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

De acuerdo con Bowles (1997), un $OCR=1$ es característico de un suelo normalmente consolidado; y un suelo preconsolidado tiene un $OCR>1$. Valores de *OCR* entre 1 y 3 corresponden a un suelo ligeramente preconsolidado.

Por lo tanto, el suelo en el área de estudio, entre los 4.00 y 7.65 m de profundidad, corresponde a la serie arcillosa superior (S.A.S) de la Ciudad de México, formada por arcillas y/o limos de alta plasticidad (CH y MH), de consistencia blanda a media, normalmente consolidada y ligeramente preconsolidada.

Conocer el grado de preconsolidación de la arcilla es de gran utilidad, pues como se verá en la sección 8.9.2.1.5.7.5, la determinación del módulo odométrico (E_{odm}) a partir del módulo presiométrico (E_m) está en función del tipo de material y el grado de preconsolidación (OCR) que presenta.

Tabla 17. Variación cuantitativa de la relación de sobreconsolidación (OCR) del suelo dentro a la profundidad donde se obtuvieron las muestras M-1 y M-2, a las y que su vez corresponden con las profundidades de los sondeos SP-1, SP-2, SP-3 y SP-4, donde se llevaron a cabo los seis (6) ensayos presiométricos.

Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	SPT N1(60) (blows/30cm)	OCR
4	0.42	4.55	3	1.58
4.05	0.43	4.5	3	1.51
4.1	0.44	4.47	3	1.49
4.15	0.42	4.54	2	1.44
4.2	0.41	4.51	2	1.32
6	0.43	4.98	2	1
6.05	0.43	5.03	2	0.93
6.1	0.45	5.03	2	0.96
6.15	0.47	5.03	2	1
6.2	0.49	5.02	2	1.04
6.25	0.5	5.02	2	1.09
6.5	0.53	5.14	2	1.1
7.55	0.73	5.4	2	1.34
7.6	0.69	5.43	2	1.28
7.65	0.69	5.39	3	1.81

8.8.1.1.3.4. Determinación del módulo odométrico (E_{odm}), a partir de la resistencia en punta (q_c) del Piezocono.

Según Campanella y Hoewie (2005) no existe una solución analítica que relacione la resistencia por la punta del cono con la rigidez del suelo. Lo que se ha desarrollado son correlaciones donde se multiplica la resistencia del cono por un factor α ,

$$E_{odm} = \frac{1}{m_v} = \alpha q_c \quad (48)$$

Donde el valor de α se obtiene en función del valor de la resistencia en punta del piezocono, de acuerdo con la Tabla 18.

En la Tabla 19 se presentan los resultados de la variación cuantitativa del Módulo odométrico (E_{odm}) de los 4.00 hasta los 7.65 m. Esta información sirve como punto de comparación con los resultados del módulo E_{odm} obtenidos a partir del ensayo presiométrico, teniendo como referencia los resultados del módulo odométrico (E_{odm}) en la prueba de consolidación en laboratorio.

Tabla 18. Valores de α en función del tipo de suelo para estimación del Módulo odométrico (E_{odm}). (Duran G. & López Ramírez, 2013)

$q_t < 0.7 \text{ MPa}$ $0.7 < q_t < 2.0 \text{ MPa}$ $q_t > 2.0 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 8$ $2 < \alpha < 5$ $1 < \alpha < 2.5$	Arcillas de baja plasticidad (CL)
$q_t > 2.0 \text{ MPa}$ $q_t < 2.0 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 6$ $1 < \alpha < 3$	Limos de baja plasticidad (ML)
$q_t < 2.0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 6$	Arcillas y limos de alta plasticidad (MH, CH)
$q_t < 2.2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 8$	Limos orgánicos (OL)

Tabla 19. Variación cuantitativa de la relación del Módulo Odométrico (E_{odm}) del suelo dentro de la zona de estudio, a la profundidad donde se obtuvieron las muestras M-1 y M-2, a las cuales se les realizaron pruebas de consolidación unidimensional para obtención del Módulo odométrico (E_{odm}) y que su vez corresponden con las profundidades del sondeo SP-1 y SP-2, donde se llevaron a cabo los seis (6) ensayos presiométricos.

Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	SPT N1(60) (blows/30cm)	Su (kPa)	OCR	Eodm (MPa)			
						$\alpha = 2$	$\alpha = 3$	$\alpha = 4$	$\alpha = 6$
4	0.42	4.55	3	25.97	1.58	0.84	1.26	1.68	2.52
4.05	0.43	4.5	3	25.11	1.51	0.86	1.29	1.72	2.58
4.1	0.44	4.47	3	25.16	1.49	0.88	1.32	1.76	2.64
4.15	0.42	4.54	2	24.58	1.44	0.84	1.26	1.68	2.52
4.2	0.41	4.51	2	22.77	1.32	0.82	1.23	1.64	2.46
6	0.43	4.98	2	21.95	1	0.86	1.29	1.72	2.58
6.05	0.43	5.03	2	23.11	0.93	0.86	1.29	1.72	2.58
6.1	0.45	5.03	2	23.99	0.96	0.90	1.35	1.80	2.70
6.15	0.47	5.03	2	25.36	1	0.94	1.41	1.88	2.82
6.2	0.49	5.02	2	26.4	1.04	0.98	1.47	1.96	2.94
6.25	0.5	5.02	2	27.93	1.09	1.00	1.50	2.00	3.00
6.4	0.5	5.1	2	27.72	1.05	1.00	1.50	2.00	3.00
6.5	0.53	5.14	2	29.38	1.1	1.06	1.59	2.12	3.18
7.55	0.73	5.4	2	41.57	1.34	1.46	2.19	2.92	4.38
7.6	0.69	5.43	2	40.1	1.28	1.38	2.07	2.76	4.14
7.65	0.69	5.39	3	57.1	1.81	1.38	2.07	2.76	4.14

Como se puede apreciar (Tabla 19), a partir de los 4.0 m (aprox.) y hasta los 7.5 m de profundidad, el subsuelo del área de estudio corresponde a una arcilla ligeramente preconsolidada, con un módulo E_{odm} igual 1.3 a 1.6 MPa entre los 6.0 y 6.5 m y de 2.0 a 2.2 MPa entre los 7.5 y hasta 8.0 m de profundidad, para un valor de α igual a 3.

El módulo odométrico (E_{odm}) como el grado de preconsolidación (OCR) determinados a partir del piezocono corresponden con los valores típicos de la arcilla ligeramente preconsolidada (OC) y normalmente consolidada (NC) de la Ciudad de México; además, son congruentes con los valores de OCR y E_{odm} obtenidos a partir de las pruebas de consolidación unidimensional (sección 8.9.1.1). Lo más importante es que los valores de OCR y el módulo E_{odm} , obtenidos con el piezocono, presentan cierta similitud con el OCR y módulo E_{odm} determinados a partir del ensayo presiométrico (sección 8.9.2.1.5.7.5).

8.8.2. Pruebas de laboratorio.

Correspondiente a las muestras de acilla y limos de alta plasticidad (CH y MH) obtenidas en el sitio de estudio (Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) y en el proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco), se realizaron pruebas de resistencia a la compresión simple (q_u), compresión triaxial no consolidada - no drenada (TXUU) y triaxial consolidada – no drenada (TXCU), con el objetivo de establecer una comparación experimental entre los parámetros medidos en laboratorio y los obtenidos a partir de los ensayos presiométricos; utilizando como equipo principal, las cámaras triaxiales del Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (Universidad Autónoma de México, 2017) y del laboratorio de la empresa MKE Ingeniería suelos y cimentaciones, S.A. de C.V.

A continuación se presentan la interpretación y resultados obtenidos de cada prueba. El procedimiento de ensayo y equipo utilizado se incluye en el Apéndice III.

8.8.2.1. Compresión simple (q_u).

El ensayo de compresión no confinada, también conocido con el nombre de ensayo de compresión simple o ensayo de compresión uniaxial, es muy importante en Mecánica de Suelos, pues permite obtener un valor de carga última del suelo, el cual se relaciona con la resistencia al corte del suelo y entrega un valor de carga que puede utilizarse en proyectos que no requieran de un valor más preciso, pues proporciona un resultado conservador. Aun cuando se utilizan otros métodos más representativos, como el triaxial, el ensayo de compresión simple cumple el objetivo buscado, sin tener que hacer un método tan complejo ni usar un equipo que a veces puede ser inaccesible, lo que significa menor costo. Este método de ensayo es aplicable solo a materiales cohesivos, que no expulsan agua durante la etapa de carga del ensayo y que mantienen su resistencia intrínseca después de remover las presiones de confinamiento, como las arcillas o los suelos cementados. Los suelos secos friables, los materiales fisurados, laminados, los limos, las turbas y las arenas no pueden ser analizados por este método para obtener valores significativos de la resistencia a la compresión no confinada.

8.8.2.1.1. Interpretación de los resultados.

De las muestras inalteradas recuperadas en los sitios de estudio, se realizaron en total siete (7) ensayos de compresión simple en arcilla y limo de alta plasticidad (CH y MH) de

consistencia blanda a media, correspondientes a la serie arcillosa superior (S.A.S), zona de lago Cetro I (C) de la Ciudad de México.

Con los datos obtenidos de cada prueba se grafican la curva esfuerzo – deformación y el círculo de Mohr. A partir de la curva esfuerzo-deformación (Figuras 76 y 78) se determina la resistencia máxima o pico q_u , y es posible obtener una aproximación del módulo de elasticidad y rigidez al corte (E y G, respectivamente) del material ensayado. Con el círculo de Mohr (Figura 77 y 79) se puede estimar la resistencia al corte no drenada ($c_u = q_u/2$).

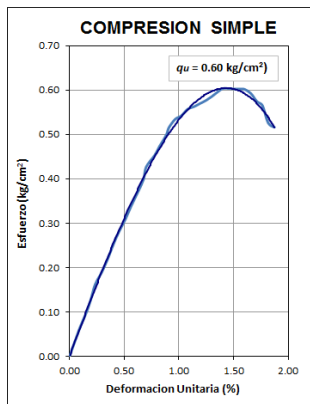


Figura 76 Curva esfuerzo-deformación de la prueba de compresión simple realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.50 m de profundidad (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016).

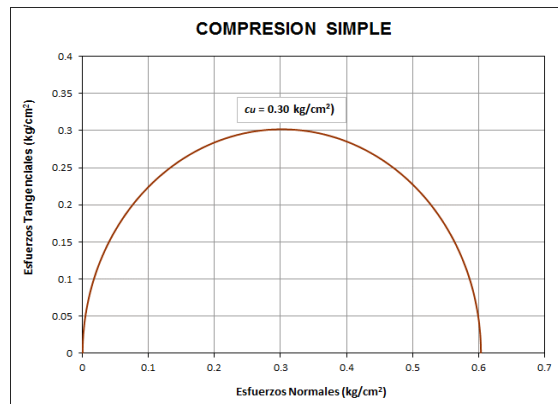


Figura 77 Círculo de Mohr de la prueba de compresión simple realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), obtenida a los 5.50 m de profundidad, localizada dentro de la serie arcillosa superior (S.A.S.) de la Ciudad de México; corresponde al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016).

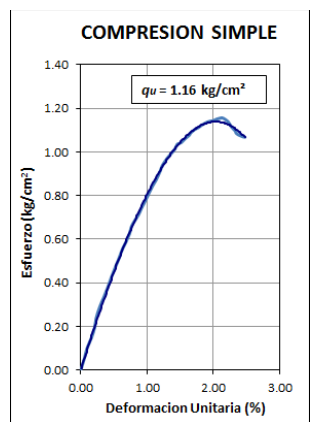


Figura 78 Curva esfuerzo-deformación de la prueba de compresión simple realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 15.50 m de profundidad (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016).

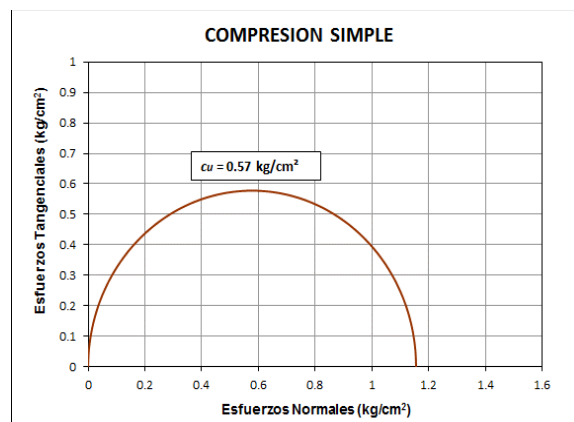


Figura 79 Círculo de Mohr de la prueba de compresión simple realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 15.50 m de profundidad, localizada dentro de la serie arcillosa superior (S.A.S.) de la Ciudad de México; corresponde al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016).

Tabla 20 Resultados de la prueba de compresión simple, correspondiente al sitio de estudio, ubicado en Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco. Laboratorio de Mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería (Universidad Nacional Autónoma de México, 2017).

Sondeo	Muestra	SUCS	Profundidad (m)		Esfuerzo efectivo de campo σ_v'	Compresión simple		
						q_u	c_u	E_{50}
			de	a	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
SS-1	-	CH (Serie arcillosa superior)	-	-	0.51	-	-	-
	M-1-3		6.06	6.23	0.53	0.35	0.18	16.66
	M-1-3		6.06	6.23		-	-	-
	M-1-4		6.23	6.40	0.58	-	-	-

Tabla 21 Resultados de las pruebas de compresión simple, correspondiente al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco. Laboratorio de Mecánica de suelos, MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V. (2016).

Sondeo	SUCS	Profundidad	Esfuerzo efectivo de campo σ_v'	Compresión simple					
				q_u	c_u	E	E_{50}	G	G_{50}
		m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
SMI-1	CH (Serie arcillosa superior)	3.90	0.46	0.65	0.33	71.43	49.25	26.45	18.24
SMI-2		5.0 a 6.0	0.53	-	-	-	-	-	-
SMI-2				5.50	0.61	0.30	63.04	41.72	23.35
SMI-2	MH (Serie arcillosa superior)	8.75	0.64	0.72	0.36	107.69	65.22	39.89	24.15
SMI-1	CH (Serie arcillosa superior)	9.25	0.65	0.73	0.37	226.67	57.96	83.95	21.47
SMI-1		10.50 a 11.50	0.73	-	-	-	-	-	-
SMI-1				11.00	0.79	0.40	64.91	42.67	24.04
SMI-2	MH (Serie arcillosa superior)	11.50	0.74	0.81	0.41	131.25	73.18	48.61	27.10
SMI-2	CH (Serie arcillosa superior - Primer capa blanda)	15.50	0.99	0.70	0.35	91.43	52.90	33.86	19.59
SMI-1		15.0 a 16.0		-	-	-	-	-	-
SMI-1		15.50		1.18	0.59	87.87	56.15	32.55	20.80
-		16.50		1.02	-	-	-	-	-

En las Tablas 20 y 21 se presentan los resultados de las pruebas de compresión simple correspondiente al sitio de estudio (*Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco*) y al proyecto ubicado en Av. Jardín (*Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco*).

De acuerdo con el manual del COVITUR (1987) esta prueba proporciona valores que subestiman la resistencia no drenada de las arcillas blandas de la ciudad de México, debido principalmente al microfisuramiento que estos suelos presentan en su estado natural; por lo tanto los ensayos de compresión simple siempre deben aplicarse con reservas. No obstante, los resultados obtenidos (Tabla 20 y 21) son congruentes con la resistencia a la compresión simple de los suelos de consistencia blanda a media de la Ciudad de México (Tabla 22).

Tabla 22 Correlación entre N, q_u y consistencia relativa del suelo cohesivo (COVITUR, 1987).

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
q _u	< 0.25	0.25 - 0.50	0.50 - 1.0	1.0 - 2.0	2.0 - 4.0	> 4.0

Asimismo, tanto la resistencia al corte, $c_u \left(c_u = \frac{q_u}{2} \right)$, como el módulo de elasticidad no drenado, E_u , obtenidos a partir de esta prueba, coinciden con el rango de valores de c_u y E_u para arcillas de consistencia blanda - media reportados en la literatura especializada (Tabla 23 y 24).

Tabla 23 Correlación del número de golpes NSPT y la resistencia al corte no drenado c_u , para cualquier tipo de arcilla (Bowles, 1997).

Resistencia a la penetración estándar N70, Golpes	Resistencia al corte kPa	Consistencia
0-2	<25	Muy blanda
3-5	25-50	Blanda
6-9	50-100	Media
10-16	100-200	Firme
17-30	200-400	Dura
>30	>400	Muy dura

Tabla 24. Rango de valores del módulo esfuerzo deformación estático E, para arcillas de diferente consistencia (Bowles, 1997)

Suelo	Módulo de Elasticidad, E MPa
Arcilla muy blanda	2.0 - 15.0
Arcilla blanda	5.0 - 25.0
Arcilla media	15.0 - 50.0
Arcilla dura	50.0 - 100.0

En la sección 8.9.2.1.5.7, se comparan los valores de la resistencia no drenada, s_u , y el módulo de elasticidad, E o E_u , obtenidos a partir de las pruebas de compresión *simple* (q_u), con los resultados de la resistencia s_u y módulos de elasticidad determinados a partir del ensayo presiométrico; asimismo se analiza su posible relación y/o correlación.

8.8.2.2. Compresión triaxial no consolidada - no drenada (**TXUU**).

El objetivo del ensayo no consolidado – no drenado es medir la resistencia no drenada s_u de un espécimen de suelo saturado, como es el caso de las arcillas encontradas en los sitios de estudio (arcillas y limos de alta plasticidad de la serie arcillosa superior de la Ciudad de México), sin permitir el drenaje en ninguna de las etapas de prueba. El ensayo **TXUU** consiste en colocar un espécimen de suelo dentro de la cámara triaxial, aplicar una presión confinante σ_c sin permitir drenaje, es decir, sin cambio de volumen, y a continuación llevar a la falla el espécimen de suelo sin permitir drenaje. Si se realizan más de dos ensayos *UU*, se obtienen círculos del mismo diámetro, únicamente desplazados de manera horizontal por la diferencia de la presión confinante (Figuras 84 y 85). La envolvente de falla o ley de resistencia es una línea horizontal y representa la resistencia no drenada, s_u .

8.8.2.2.1. Interpretación de los resultados.

De las muestras de arcilla y limos de alta plasticidad (*CH* y *MH*) recuperadas en los sitios de estudio, se realizaron en total ocho (8) ensayos de compresión triaxial no consolidados – no drenados (*UU*), de acuerdo con la norma ASTM-D 2850-95. La prueba consiste básicamente en ensayar tres especímenes sometidos a las presiones de confinamiento de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 kg/cm², cuya magnitud está en función de las presiones esperadas en el campo.

Para cada incremento de esfuerzo desviador de un ensayo, se graficó el desarrollo de deformaciones axiales con el tiempo en diagramas de escalas naturales. Asimismo, de cada ensayo se graficaron las curvas esfuerzo - deformación de la siguiente manera: para cada nivel de esfuerzos se dibuja la deformación final registrada en cada incremento de esfuerzos.

De las curvas esfuerzo - deformación obtenidas se calcularon los módulos de elasticidad no drenados, E_u , los módulos al 50% del esfuerzo de falla, E_{U50} , y los módulos de descarga - recarga E_{UUR} (si se trata de una prueba triaxial *UU* con ciclo de carga-descarga), como se presenta en las Figuras 80 y 82.

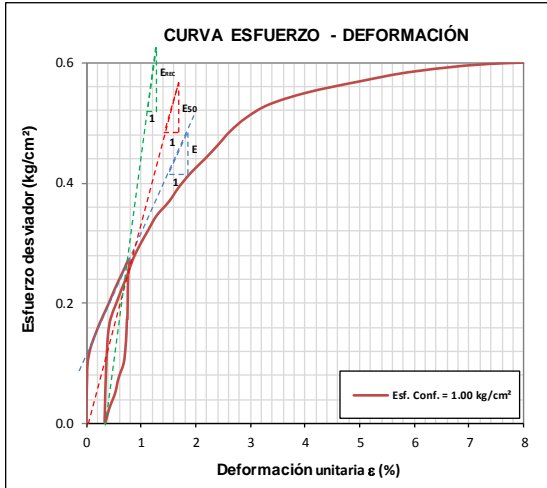


Figura 80 Curva esfuerzo-deformación de una prueba de compresión triaxial UU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.9 m de profundidad; esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.00 \text{ kg/cm}^2$. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

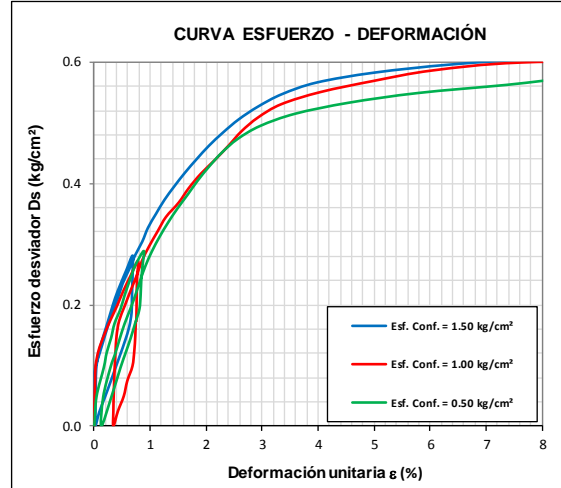


Figura 81 Curvas esfuerzo-deformación de la serie (3 probetas) de compresión triaxial UU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.9 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.5, 1.0 \text{ y } 1.5 \text{ kg/cm}^2$. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

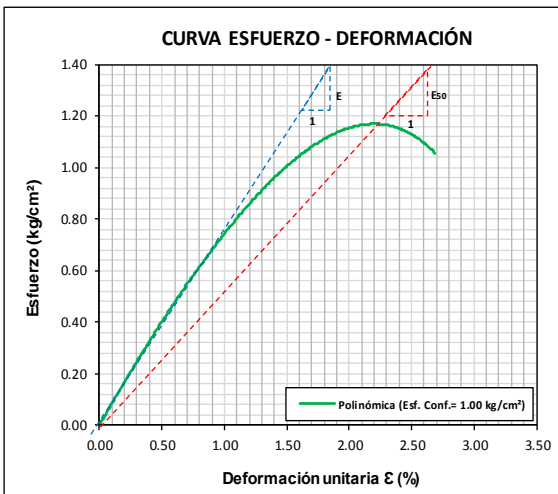


Figura 82 Curva esfuerzo-deformación de una prueba de compresión triaxial UU, realizada a las muestras de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.5 m de profundidad; esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2015-2016).

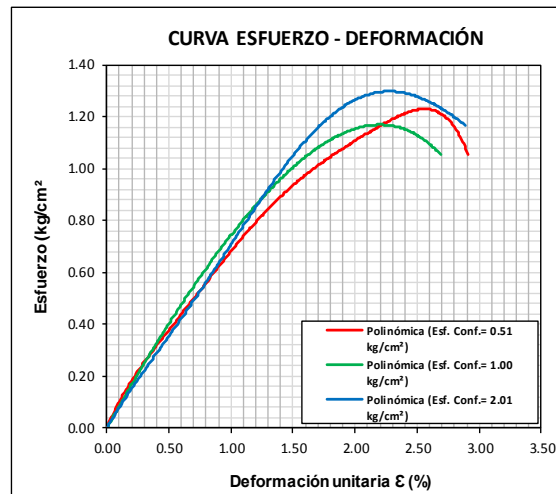


Figura 83 Curva esfuerzo-deformación de la serie (3 probetas) de compresión triaxial UU, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.5 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.51, 1.0 \text{ y } 2.01 \text{ kg/cm}^2$ (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016).

Con los datos del esfuerzo confinante σ_3 , y del esfuerzo desviador máximo ($\sigma_1 - \sigma_3$) se determinaron los esfuerzos principales de falla, σ_{1f} y σ_{3f} , con los que se trazaron los círculos de Mohr en un diagrama Mohr-Coulomb, en términos de esfuerzos totales. A partir de la envolvente se determinó la resistencia al corte no drenada, c_u (Figuras 84 y 85). En el caso de suelos parcialmente saturados, la envolvente lleva una pendiente la cual

determina el ángulo, ϕ_u , con la horizontal que resulta ser el ángulo de fricción; para el caso de las arcillas de la ciudad de México este ángulo debe ser muy bajo y/o nulo.

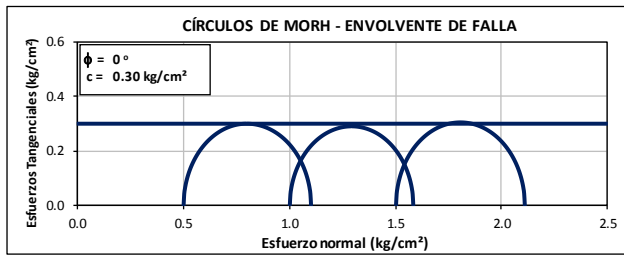


Figura 84 Círculos de Mohr de una serie (3 probetas) de compresión triaxial UU, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.9 m de profundidad. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

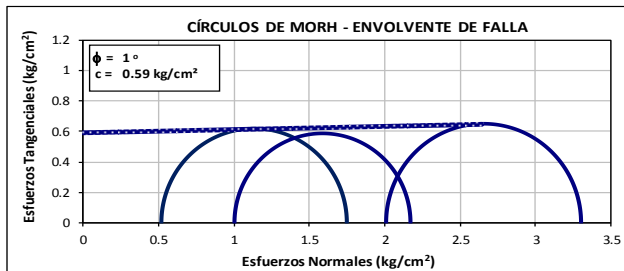


Figura 85 Círculos de Mohr de una serie (3 probetas) de compresión triaxial UU, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.5 m de profundidad (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016-2017).

A continuación se presentan los resultados de las pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada (Tablas 25 y 26) correspondientes al sitio de estudio (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) y al proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco).

Tabla 25 Resultados de los ensayos de compresión triaxial no consolidada – no drenada, correspondiente al sitio de estudio, ubicado en Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco. Laboratorio de Mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería (Universidad Nacional Autónoma de México, 2017).

Sondeo	Muestra	SUCS	Profundidad (m)		Esfuerzo efectivo de campo σ_v'	Triaxial UU									
						ϕ_u	c_u	Esfuerzo confinante σ_c	E	E ₅₀	E _{ur}	G	G ₅₀	G _{ur}	
															kg/cm ²
SS-1	-	CH (Serie arcillosa superior)	-	-	0.51	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	M-1-3		6.06	6.23	0.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	M-1-3		6.06	6.23		0.00	0.30	0.50	19.12	33.75	61.36	7.09	12.50	22.73	
	M-1-3		6.06	6.23	0.58	-	-	1.00	32.35	32.40	37.60	11.98	11.99	13.94	
	M-1-4	6.23	6.40	0.58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	M-2-3	7.90	8.05	MH (Serie arcillosa superior)	0.64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
M-2-5	8.22	8.40	7.85			0.29	0.50	36.75	39.04	53.81	13.61	12.61	19.93		
								1.00	37.72	37.58	65.34	12.86	13.92	24.20	

Tabla 26 Resultados de los ensayos de compresión triaxial no consolidada – no drenada correspondiente al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco. Laboratorio de Mecánica de suelos, MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V. (2016).

Sondeo	SUCS	Profundidad	Esfuerzo efectivo de campo σ_v'	Triaxial UU						
				ϕ_u	c_u	Esfuerzo confinante σ_c	E	E_{50}	G	G_{50}
				°	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
SM-1	CH (Serie arcillosa superior)	3.90	0.46	5	0.47	0.50	53.38	40.30	19.77	14.93
						1.00	66.36	50.64	24.58	18.76
SM-2	CH (Serie arcillosa superior)	5.0 a 6.0	0.53	-	-	-	-	-	-	-
SM-2		5.50		1	0.60	0.50	59.38	48.06	21.99	17.80
						1.00	78.79	53.18	29.18	19.70
SM-2	MH (Serie arcillosa superior)	8.75	0.64	33	0.34	0.50	80.0	41.70	29.63	15.44
						1.00	300.0	104.23	111.11	38.60
SM-1	CH (Serie arcillosa superior)	9.25	0.65	2	0.81	0.50	92.26	72.39	34.17	26.81
							1.00	114.23	85.64	42.31
SM-1	CH (Serie arcillosa superior)	10.50 a 11.50	0.73	-	-	-	-	-	-	-
SM-1		11.00		10	0.42	0.50	49.23	32.39	18.23	12.00
						1.00	83.75	49.12	31.03	18.19
SM-2	MH (Serie arcillosa superior)	11.50	0.74	29	0.29	0.50	101.05	62.33	37.43	23.09
						1.00	270.00	76.47	100.00	28.32
SM-2	CH (Serie arcillosa superior - Primer capa blanda)	15.50	0.99	4	0.66	0.50	92.40	67.59	34.22	25.03
								1.00	96.00	77.53
SM-1	CH (Serie arcillosa superior - Primer capa blanda)	15.0 a 16.0	0.99	-	-	-	-	-	-	-
SM-1		15.50		2	0.89	0.50	108.47	60.59	40.18	22.44
						1.00	109.09	77.89	40.40	28.85
-		16.50	1.02	-	-	-	-	-	-	-

Los valores de la resistencia al corte no drenada, c_u (Tablas 25 y 26), son característicos de arcillas y limos de consistencia blanda a media (Tabla 23). Asimismo, los módulos de elasticidad (E , E_{50} y E_{ur}) obtenidos a partir de la curva esfuerzo – deformación de la prueba *Triaxial UU*, corresponden con los valores indicativos de arcillas y limos de alta plasticidad de consistencia muy blanda a blanda (Tablas 24 y 27).

Tanto la resistencia al corte, s_u , como los módulos de elasticidad (E , E_{50} y E_{ur}) obtenidos a partir de la prueba de compresión *Triaxial UU*, sirven como puntos de comparación con los de la resistencia al corte no drenada (s_u) y los módulos de elasticidad (E y E_{ur}) determinados a partir del ensayo presiométrico.

En la sección 8.9.2.1.5.7.3, se analizan y comparan los valores de la resistencia no drenada, s_u , obtenida a partir de las pruebas de compresión *Triaxial UU*, con la resistencia no drenada determinada a partir de la presión límite (p_L) y el esfuerzo horizontal (σ_h) del ensayo presiométrico, teniendo como referencia las determinaciones de la resistencia s_u , con la prueba de piezocono.

Así también, en la sección 8.9.2.1.5.7.2, se presenta el análisis y comparación de los módulos de elasticidad obtenidos a partir de la prueba de compresión *Triaxial UU*, con los módulos determinados a partir del ensayo presiométrico.

Tabla 27. Valores indicativos del módulo de elasticidad para diferentes tipos de arcilla, M. González (2012).

Consistencia	Módulo de Elasticidad, E MPa
Muy blanda	< 2.5
Blanda	2.5 - 5.0
Media	5.0 a 10.0
Firme	10.0 a 20.0
Muy firme	20.0 a 40.0
Dura	> 40.0

Es importante considerar que los módulos de elasticidad obtenidos (E , E_{50} y E_{ur}) a partir de la prueba de compresión *Triaxial UU*, están en condiciones no drenadas (E_u , E_{u50} y E_{uur}).

De acuerdo con la Teoría de Elasticidad, existe una relación entre el módulo de elasticidad no drenado, E_u , y el drenado, E' ,

$$E' = E_u \frac{2(1 + \nu')}{3} = E_u * (1 + \nu') * \left(\frac{1}{1.5}\right) \quad (49)$$

Para la mayoría de los suelos, es posible adoptar un valor aproximado de $\nu' = 0.30$.

Además, de acuerdo con la ley de Hooke, la relación entre el módulo de elasticidad drenado, E' , y el módulo odométrico, E_{odm} , está dada por la siguiente expresión:

$$E_{odm} = E' \frac{(1 + \nu')}{(1 - 2\nu')(1 + \nu')} \quad (50)$$

Considerando lo anterior, en las Tablas 28 y 29 se presentan los módulos drenados obtenidos a partir de los módulos no drenados de la prueba de compresión *Triaxial UU*; asimismo, también se muestran los módulos odométricos, E_{odm} , determinados a partir de los módulos drenados, E' .

Tabla 28 Determinación de los módulos E' a partir de los módulos E_u de la prueba triaxial no consolidada – no drenada, y módulos E_{odm} a partir del módulo E' , correspondientes al sitio de estudio, ubicado en Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco.

Sondeo	Muestra	SUCS	Profundidad (m)		Esfuerzo efectivo de campo σ_v'	Triaxial UU								
						Esfuerzo confinante σ_c	E'	E_{50}'	E_{ur}'	E_{odm}	G'	G_{50}'	G_{ur}'	
			de	a			kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
SS-1	-	CH (Serie arcillosa superior)	-	-	0.51	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	M-1-3		6.06	6.23	0.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	M-1-3		6.06	6.23	0.53	0.50	16.57	29.25	53.18	22.21	6.37	11.25	20.45	-
						1.00	28.04	28.08	32.59	37.57	10.78	10.80	12.53	-
	M-1-4	6.23	6.40	0.58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	M-2-3	MH (Serie arcillosa superior)	7.90	8.05	0.64	-	-	-	-	-	-	-	-	-
						0.50	31.85	33.83	46.64	42.68	12.25	13.01	17.94	-
						1.00	32.69	32.57	56.63	43.81	12.57	12.53	21.78	-

Tabla 29 Determinación de los módulos E' a partir de los módulos E_u de la prueba triaxial no consolidada – no drenada, y módulos E_{odm} a partir del módulo E' , correspondientes al proyecto ubicado en Av. Jardín, colonia del Gas, delegación Azcapotzalco.

Sondeo	SUCS	Profundidad	Esfuerzo efectivo de campo σ_v'	Triaxial UU									
				Esfuerzo confinante σ_c	E	E_{50}	G	G_{50}	E'	E_{50}'	E_{odm}	G'	G_{50}'
					kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
SMI-1	CH (Serie arcillosa superior)	3.90	0.46	0.50	53.38	40.30	19.77	14.93	46.26	34.93	61.99	17.79	13.43
1.00				66.36	50.64	24.58	18.76	57.51	43.89	77.07	22.12	16.88	
SMI-2		5.0 a 6.0	0.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SMI-2				5.50	0.50	59.38	48.06	21.99	17.80	51.46	41.65	68.96	19.79
SMI-2	MH (Serie arcillosa superior)	8.75	0.64	0.50	80.0	41.70	29.63	15.44	69.33	36.14	92.91	26.67	13.90
				1.00	300.0	104.23	111.11	38.60	260.00	90.33	348.40	100.00	34.74
SMI-1	CH (Serie arcillosa superior)	9.25	0.65	0.50	92.26	72.39	34.17	26.81	79.96	62.74	107.14	30.75	24.13
1.00				114.23	85.64	42.31	31.72	99.00	74.22	132.66	38.08	28.55	
SMI-1		10.50 a 11.50	0.73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SMI-1				11.00	0.50	49.23	32.39	18.23	12.00	42.67	28.07	57.17	16.41
SMI-2	MH (Serie arcillosa superior)	11.50	0.74	0.50	101.05	62.33	37.43	23.09	87.58	54.02	117.35	33.68	20.78
				1.00	270.00	76.47	100.00	28.32	234.00	66.27	313.56	90.00	25.49
SMI-2	CH (Serie arcillosa superior - Primer capa blanda)	15.50	0.99	0.50	92.40	67.59	34.22	25.03	80.08	58.58	107.31	30.80	22.53
1.00				96.00	77.53	35.56	28.72	83.20	67.19	111.49	32.00	25.84	
SMI-1		15.0 a 16.0	0.99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SMI-1				15.50	0.50	108.47	60.59	40.18	22.44	94.01	52.51	125.97	36.16
-	-	16.50	1.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Los valores del módulo drenado E' y odométrico E_{odm} , obtenidos a partir de la Teoría de Elasticidad (Ecs 49 y 50, respectivamente), también representan un punto de comparación y/o referencia con los módulos de elasticidad y odométrico (E y E_{odm}) determinados a partir del módulo presiométrico.

En la sección 8.9.2.1.5.7.6, se analizan y comparan los valores del módulo odométrico, E_{odm} , determinados a partir del módulo drenado E' , con los módulos odométricos determinados a partir del módulo presiométrico (E_m), teniendo como referencia los módulos E_{odm} obtenidos a partir de las pruebas de piezocono y de consolidación en laboratorio.

8.8.2.3. Compresión triaxial consolidada – no drenada (**TXCU**).

La finalidad de estas pruebas consiste en determinar las curvas esfuerzo deformación y los parámetros de resistencia al corte de especímenes arcillosos y/o limosos inalterados, mediante ensayos triaxiales consolidados no drenados, denominados **CU**.

Al igual que las pruebas de compresión *Triaxial UU*, el procedimiento de ensaye de los especímenes en el laboratorio debe reproducir de la mejor manera posible, el estado de esfuerzos a que se someterá la masa de suelo del proyecto, así como las condiciones de drenaje que prevalezcan en las diferentes etapas de su vida útil. En esencia, el procedimiento experimental consiste en ensayar una serie de tres especímenes, sometidos a diferentes presiones de confinamiento, cuya magnitud depende de las presiones esperadas en el campo (COVITUR, 1987).

8.8.2.3.1. Interpretación de los resultados.

De las muestras de arcilla y limos de alta plasticidad (*CH* y *MH*) recuperadas en los sitios de estudio, se realizaron solo (2) ensayos de compresión triaxial consolidada – no drenada (**CU**), de acuerdo con la norma ASTM-D 2850-95. Ensayando tres especímenes, sometidos a diferentes presiones de confinamiento, cuyas magnitudes dependieron de las presiones esperadas en el campo.

Para la etapa de consolidación se obtuvieron las gráficas semilogarítmicas de tiempo – lecturas del deformímetro o del medidor de cambios volumétricos, mediante el método de Cassagrande ΔV vs $\log t$, donde ΔV es el cambio volumétrico. Alcanzado el 100% de consolidación primaria se inició la etapa de falla del material, aumentando gradualmente el esfuerzo axial, y midiendo la presión de poro durante la prueba.

Durante la etapa de falla se registraron las lecturas de la presión de poro para los diferentes niveles de deformación. Se realizaron los cálculos correspondientes para trazar las curvas esfuerzo - deformación (Figuras 86 y 88) en un solo plano para comprobar los resultados, así como la evolución de la presión de poro con el esfuerzo desviador (Figuras 87 y 89).

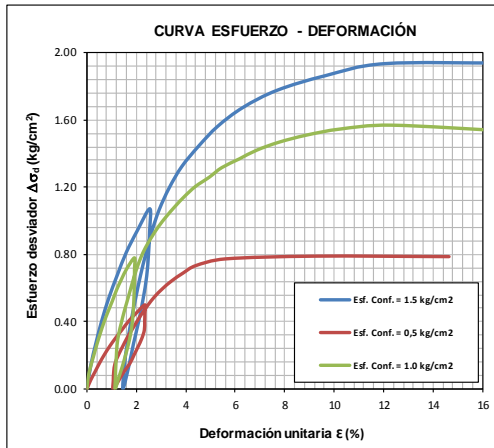


Figura 86 Curvas esfuerzo-deformación unitaria de la serie de compresión triaxial CU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 6.3 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.5, 1.0$ y 1.5 kg/cm². Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

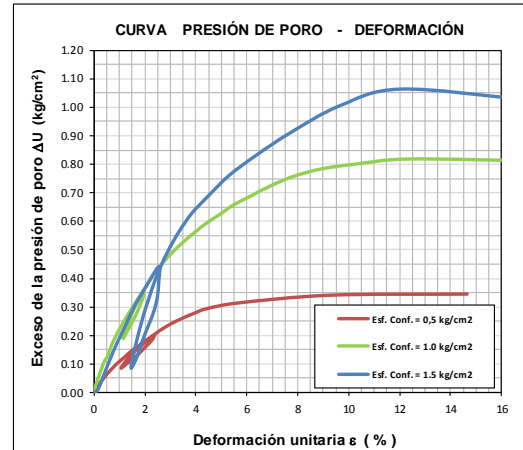


Figura 87 Curvas presión de poro - deformación unitaria de la serie de compresión triaxial CU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 6.3 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.5, 1.0$ y 1.5 kg/cm². Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

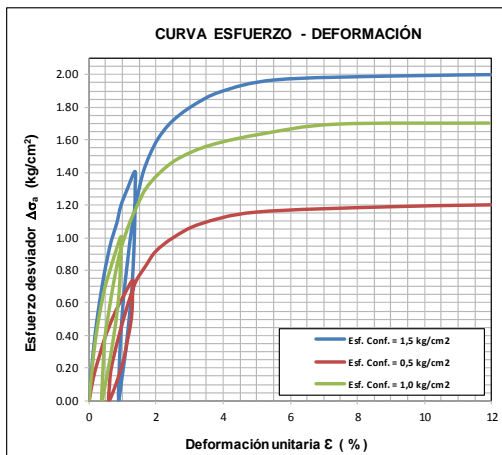


Figura 88 Curvas esfuerzo-deformación unitaria de la serie (3 probetas) de compresión triaxial CU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 7.9 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.5, 1.0$ y 1.5 kg/cm². Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

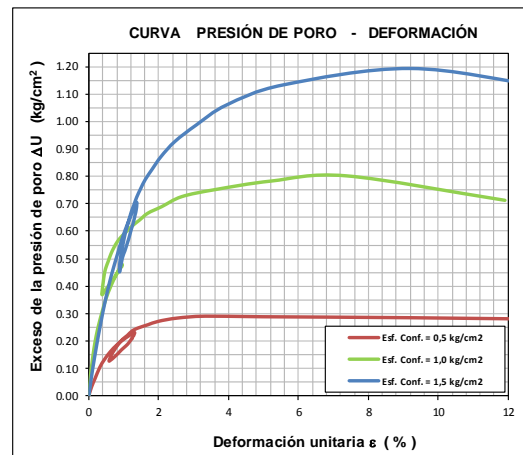


Figura 89 Curvas presión de poro - deformación unitaria de la serie (3 probetas) de compresión triaxial CU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 7.9 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.5, 1.0$ y 1.5 kg/cm². Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

Al igual que el caso de los ensayos *UU*, también es posible calcular el módulo no drenado de deformación inicial, E_U , el módulo al 50% del esfuerzo de falla, E_{U50} , así como el de

módulo de recarga E_{UR} (si se trata de una prueba triaxial CU con ciclo de descarga-recarga), a partir de las curvas esfuerzo deformación. Los resultados se presentan en la Tabla 30.

Con los resultados de cada ensaye se obtuvieron los círculos de Mohr a partir de la presión confinante, σ_3 , y el esfuerzo máximo desviador o de falla ($\sigma_1 - \sigma_3$). Trazando la envolvente o ley de resistencia a los círculos, se definieron los parámetros de resistencia en términos de esfuerzos totales, estos son: cohesión no drenada (c_{cu}) y el ángulo de fricción interna, de tal envolvente (Figuras 90 y 91). Ya que durante la etapa de falla se midió la presión de poro, fue posible obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en término de esfuerzos efectivos (Figuras 90 y 91).

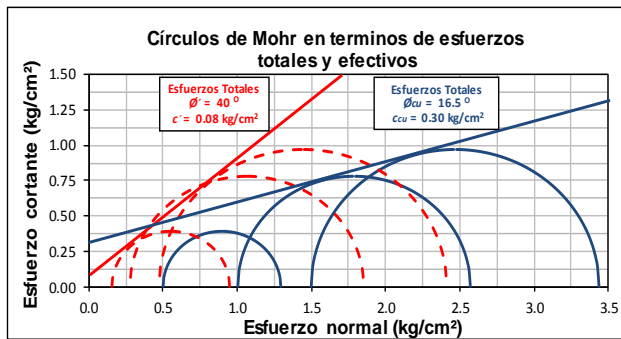


Figura 90 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales y efectivos de la serie (3 probetas) de compresión triaxial CU , realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 6.3 m de profundidad. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

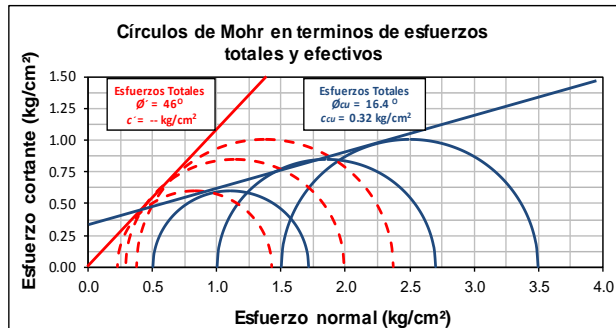


Figura 91 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales y efectivos de la serie (3 probetas) de compresión triaxial CU , realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 7.9 m de profundidad. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

A continuación se presentan los resultados de las pruebas de compresión triaxial consolidada - no drenada (Tabla 30) correspondientes al sitio de estudio (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

Tabla 30 Resultados de los ensayos de compresión triaxial consolidada – no drenada, correspondiente al sitio de estudio, ubicado en Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco. Laboratorio de Mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería (Universidad Nacional Autónoma de México, 2017).

Sondeo	Muestra	SUCS	Profundidad (m)		Esfuerzo efectivo de campo σ_v' kg/cm ²	Triaxial CU										
						ϕ'	c'	ϕ	c_u	Esfuerzo confinante σ_c	E	E ₅₀	E _{ur}	G	G ₅₀	G _{ur}
						°	kg/cm ²	°	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
SS-1	-	CH (Serie arcillosa superior)	-	-	0.51	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	M-1-3		6.06	6.23	0.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	M-1-3		6.06	6.23	0.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	M-1-4	6.23	6.40	0.58	40	0.08	16.5	0.30	0.50 1.00	29.82 50.79	21.0 40.0	37.59 97.50	11.04 18.81	7.78 14.81	13.92 36.11	
	M-2-3	7.90	8.05	0.64	46	0.00	16.4	0.32	0.50 1.00	66.18 182.35	56.48 113.40	102.77 186.44	24.51 67.54	20.92 42.0	38.06 69.05	
	M-2-5	8.22	8.40		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Con respecto a los resultados obtenidos, podemos apreciar que la resistencia al corte no drenada (c_{cu}) obtenida en términos de esfuerzos totales (Tabla 30), es característica de las arcillas y limos de alta plasticidad y consistencia blanda a media que componen la serie arcillosa superior (S.A.S) de la zona de Lago Centro I y II (Tablas 31 y 32). La ley de resistencia o envolvente de falla exhibe un ángulo de fricción ϕ (también en termino de esfuerzos totales) que podría considerarse relativamente bajo ($\phi < 20^\circ$).

Asimismo, los módulos de elasticidad (E_U , E_{U50} y E_{UUR}) obtenidos a partir de la curva esfuerzo – deformación de la prueba *Triaxial CU*, también corresponden con los valores indicativos de arcillas y limos de alta plasticidad de consistencia muy blanda a blanda (Tablas 24 y 27).

Tabla 31 Estratigrafía y propiedades, zona de Lago Centro I, Ciudad de México (COVITUR, 1987).

Estrato	Espesor (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ °
Costra Superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa Dura*	3 a 5	1.5 - 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 - 1.35	5 a 8	-

*La información disponible (COVITUR, 1987) todavía era limitada en el año de la publicación de este manual; los parámetros corresponden a pruebas triaxiales (CU).

Tabla 32 Estratigrafía y propiedades, zona de Lago Centro II, Ciudad de México (COVITUR, 1987).

Estrato	Espesor (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ °
Costra Superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	-
Capa Dura*	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.5	6 a 12	-

*La información disponible (COVITUR, 1987) todavía era limitada en el año de la publicación de este manual; los parámetros corresponden a pruebas triaxiales (CU).

Tanto la resistencia al corte, s_u , como los módulos de elasticidad (E , E_{50} y E_{UR}) obtenidos a partir de la prueba de compresión *Triaxial CU*, sirven como punto de comparación con los de la resistencia al corte no drenada (s_u) y los módulos de elasticidad (E y E_{UR}) determinados a partir del ensayo presiométrico.

En la sección 8.9.2.1.5.7.3, se analizan y comparan los valores de la resistencia no drenada, s_u , obtenida a partir de las pruebas de compresión *Triaxial CU*, con la resistencia no drenada determinada a partir de la presión límite (p_L) y el esfuerzo horizontal (σ_h) del ensayo presiométrico, teniendo como referencia las determinaciones de la resistencia s_u , con la prueba del piezocono.

Así también, en la sección 8.9.2.1.5.7.2, se presenta el análisis y comparación de los módulos de elasticidad obtenidos a partir de la prueba de compresión *Triaxial CU*, con los módulos determinados a partir del ensayo presiométrico.

Al igual que la prueba de compresión *Triaxial UU*, los módulos de elasticidad obtenidos a partir de la prueba de compresión *Triaxial CU*, están en condiciones no drenadas (E_U , E_{U50} y E_{UUR}). Para obtener los módulos drenados (E'), a partir de los módulos no drenados (E_U) de la prueba de compresión *Triaxial CU*, fue necesario considerar la relación que existe entre el módulo E' y el módulo E_U , esto de acuerdo con la Teoría de Elasticidad (Ec. 49).

Asimismo, para estimar los módulos odométricos (E_{odm}) a partir de los módulos drenados (E'), se consideró la relación que existe entre el módulo de elasticidad, E' , y el módulo odométrico, E_{odm} , de acuerdo con la Ley de Hooke (Ec 50).

A continuación se presentan los módulos drenados obtenidos a partir de los módulos no drenados de la prueba de compresión *Triaxial CU*; también se muestran los módulos odométricos, E_{odm} , determinados a partir de los módulos drenados, E' .

Sondeo	Muestra	SUCS	Profundidad (m)		Esfuerzo efectivo de campo σ_v' kg/cm ²	Triaxial CU								
			de	a		Esfuerzo confinante σ_c kg/cm ²	E' kg/cm ²	E_{50}' kg/cm ²	E_{ur}' kg/cm ²	E_{odm} kg/cm ²	G' kg/cm ²	G_{50}' kg/cm ²	G_{ur}' kg/cm ²	
														kg/cm ²
SS-1	-	CH (Serie arcillosa superior)	-	-	0.51	-								
	M-1-3		6.06	6.23	0.53									
	M-1-3		6.06	6.23		-								
	M-1-4		6.23	6.40	0.58	0.50	25.84	18.20	32.58	34.63	9.94	7.00	12.53	
						1.00	44.02	34.67	84.50	58.98	16.93	13.33	32.50	
	M-2-3	MH (Serie arcillosa superior)	7.90	8.05	0.64	0.50	57.36	48.95	89.07	76.86	22.06	18.83	34.26	
	M-2-5		8.22	8.40		-	1.00	158.04	98.28	161.58	211.77	60.78	37.80	62.15

Los valores del módulo drenado E' y odométrico E_{odm} , obtenidos a partir de la Teoría de Elasticidad (Ec. 49 y 50, respectivamente) también representan un punto de comparación con los módulos de elasticidad y odométrico (E y E_{odm}) determinados a partir del módulo presiométrico.

En la sección 8.9.2.1.5.7.5, se analizan y comparan los valores del módulo odométrico, E_{odm} , determinado a partir del módulo drenado, E' , con los módulos odométricos determinados a partir a partir del módulo presiométrico (E_m), teniendo como referencia los módulos E_{odm} obtenidos a partir de las pruebas de piezocono y de consolidación en laboratorio.

8.9. Ensayos en términos de deformación.

8.9.1. Pruebas de laboratorio.

Correspondiente a las muestras de acilla y limos de alta plasticidad (CH y MH) obtenidas en el sitio de estudio (Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) y en el proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco), se realizaron ensayos de consolidación unidimensional a fin de establecer una relación experimental y/o comparación entre los parámetros medidos en laboratorio y los obtenidos a partir de los ensayos presiométricos; utilizando como equipo principal los consolidómetros u odómetros de la Facultad de ingeniería (Universidad Nacional Autónoma de México, 2017) y los de la empresa MKE, Ingeniería suelos y cimentaciones, S.A. de C.V.(2015 – 2016).

A continuación se presentan la interpretación y resultados obtenidos de cada prueba. El procedimiento de ensayo y equipo utilizado se incluye en el Apéndice IV.

8.9.1.1. Consolidación unidimensional o ensayo odométrico.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en aplicar una secuela establecida de cargas verticales a una muestra de suelo confinado en un anillo (flotante o fijo) rígido, y medir la deformación progresiva que sufre. En cada una de las etapas incrementales de carga, el espécimen experimenta una primera fase de compresión que se atribuye al proceso de expulsión de agua y aire, el cual se conoce como consolidación primaria; ocurre también una compresión adicional, ocasionada por fenómenos de flujo plástico del suelo, conocida como consolidación secundaria o fenómeno de viscosidad intergranular, la que se hace más visible cuando la consolidación primaria ha concluido.

Usualmente este tipo de pruebas se realiza con el fin de obtener la curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos vs relación de vacíos o deformación unitaria y las curvas de consolidación deformación vs tiempo, para los incrementos de carga que se apliquen. A partir de esta información es posible estimar la magnitud de los asentamientos y el tiempo para que ocurran.

8.9.1.1.1. Interpretación de los resultados.

De las muestras inalteradas recuperadas en los sitios de estudio, se realizaron en total seis (6) ensayos de consolidación unidimensional en arcilla y limo de alta plasticidad (*CH* y *MH*) de consistencia blanda a media, correspondientes a la serie arcillosa superior (*S.A.S*), zona de lago Cetro I (*C/*) de la Ciudad de México.

El procedimiento convencional para cargar axialmente un espécimen de suelo consiste en aplicar durante 24 horas un cierto incremento que al día siguiente se duplica y así sucesivamente. Generalmente se aplican 0.125, 0.250, 0.5, 1.0, 2.0 y 4.0 kg/cm²; por su parte la descarga se hace en tres o 4 incrementos. Este procedimiento frecuentemente dificulta la determinación de la carga de preconsolidación en los suelos blandos de la Ciudad de México, por lo que en el caso de las muestras obtenidas en los sitios de estudio se optó por un procedimiento similar al sugerido por el manual del COVITUR (Figura 151), pues permite definir mejor la curva de compresibilidad y la carga de pre consolidación (Figura 92). Considerando que los suelos blandos de la Ciudad de México están

normalmente consolidados o ligeramente sobreconsolidados, fue conveniente seguir el siguiente criterio:

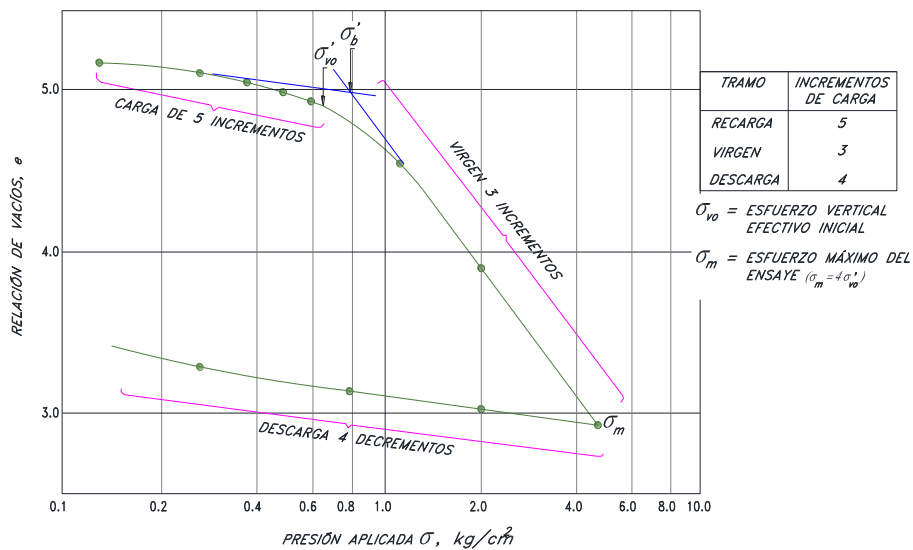


Figura 92 Procedimiento incremental de la carga vertical para arcillas blandas de acuerdo con el manual del COVITUR (1987).

En cada incremento de carga se registraron las lecturas en el micrómetro, con el fin de conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujaron en una gráfica que tiene por abscisas los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas de las ordenadas, a escala natural. Este tipo de gráficas se conocen como curvas de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado (Figuras 93 a 100). En rigor, la prueba de consolidación, tal como se realiza en un consolidómetro, hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial, el cual se determina a partir de los datos iniciales y finales de la muestra y las lecturas del micrómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se obtiene un valor de la relación de vacíos y del esfuerzo actuante sobre el espécimen.

Con la información anterior es posible graficar la curva de compresibilidad (e vs σ'), en cuyas abscisas se colocan los valores del esfuerzo actuante, en escala natural o logarítmica y en las ordenadas se anotan los correspondientes de e (relación de vacíos) en escala natural (Figuras 101 a 106).

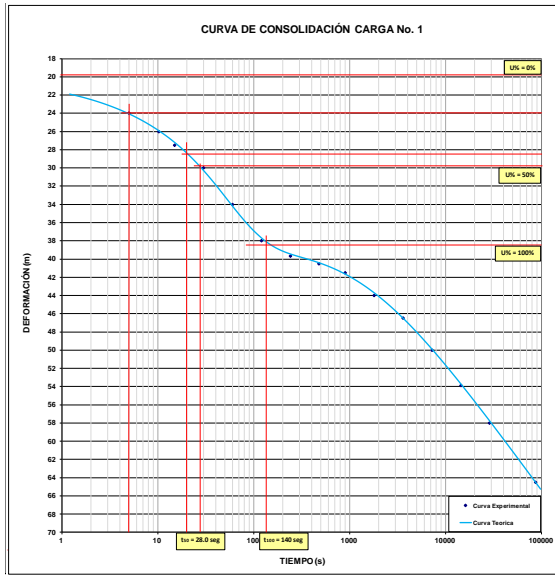


Figura 93 Curva de consolidación tipo III - carga No. 1, correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

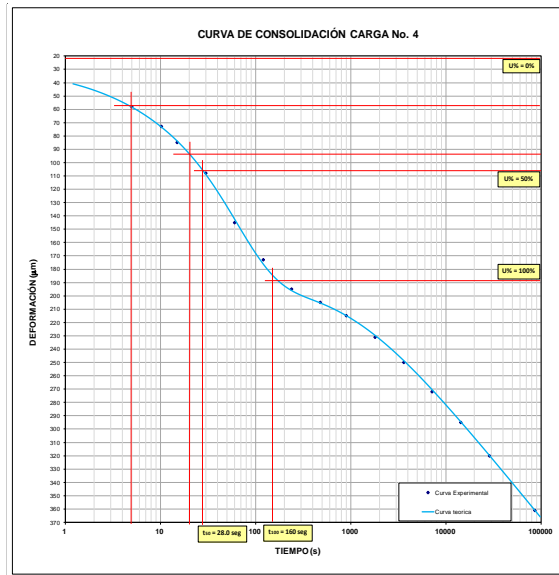


Figura 94 Curva de consolidación tipo III - carga No. 4, correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

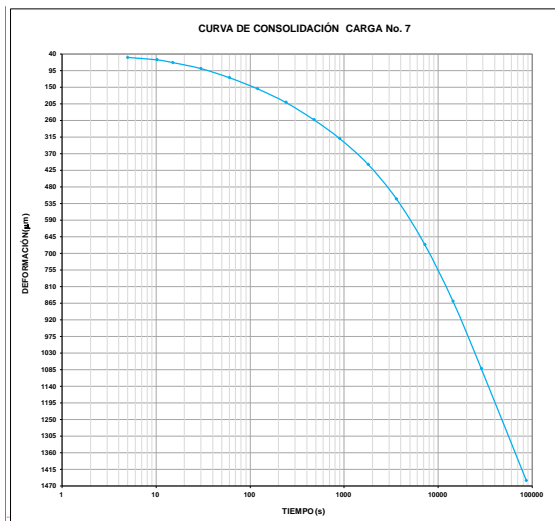


Figura 95 Curva de consolidación tipo III - carga No. 7, correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

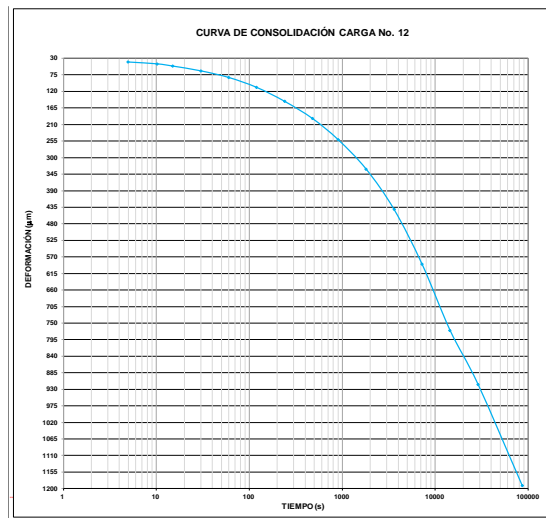


Figura 96 Curva de consolidación tipo III - carga No. 12, correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

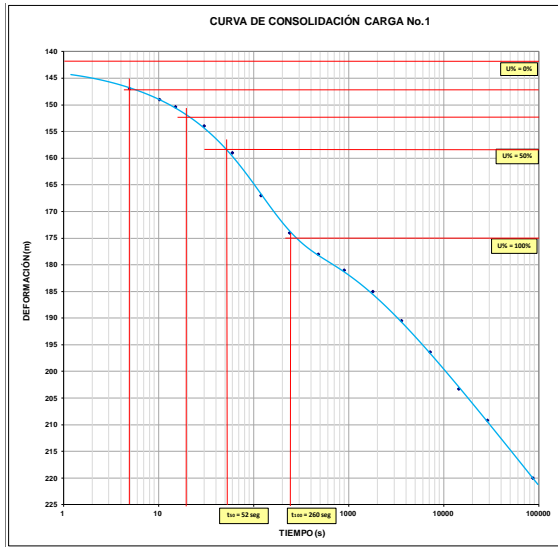


Figura 97 Curva de consolidación tipo III - carga No. 1, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

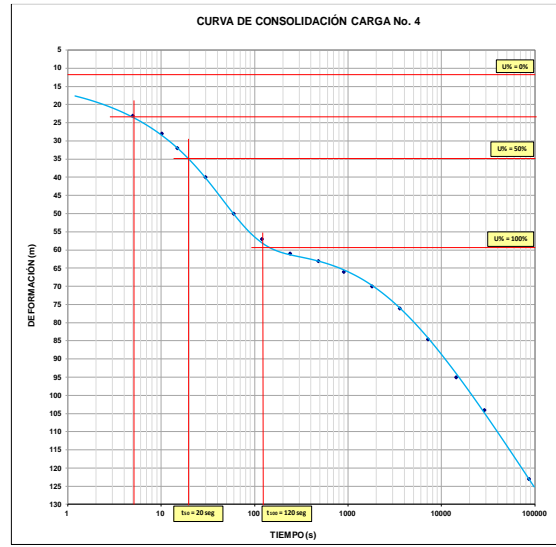


Figura 98 Curva de consolidación tipo III - carga No. 4, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

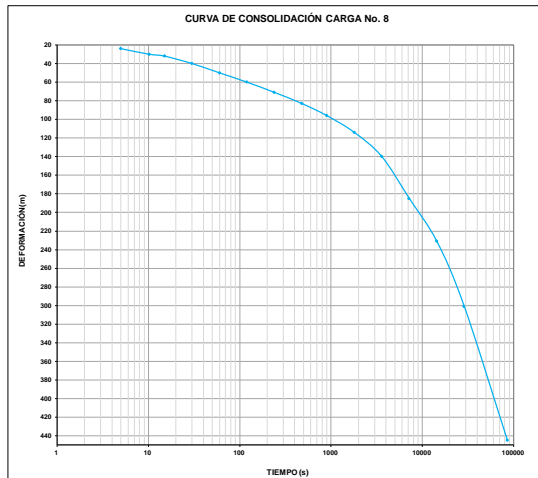


Figura 99 Curva de consolidación tipo III - carga No. 8, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

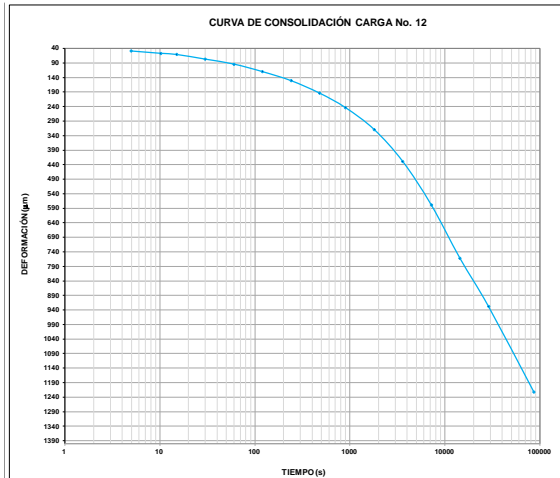
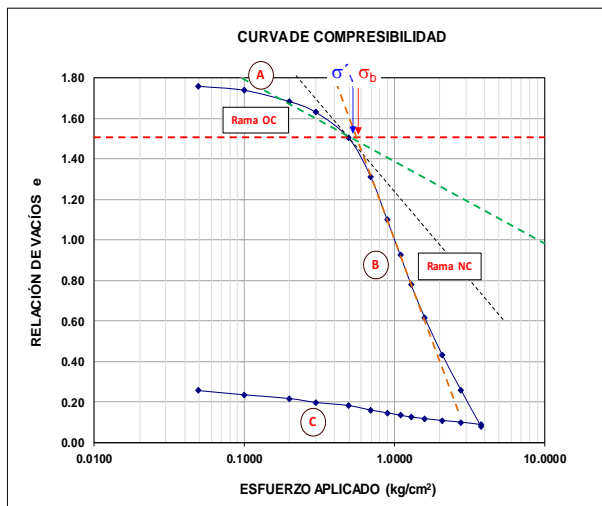


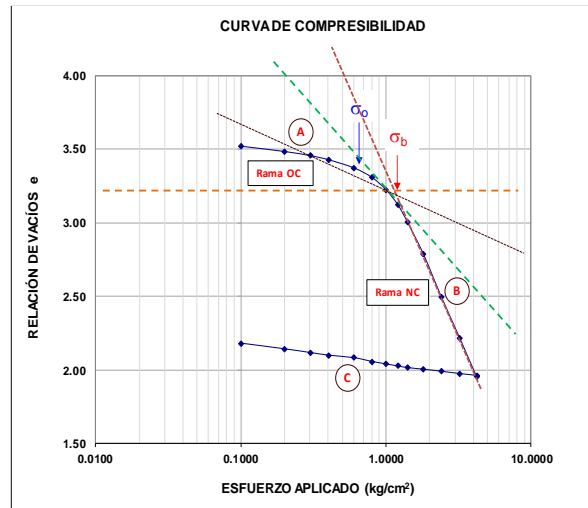
Figura 100 Curva de consolidación tipo III - carga No. 12, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a una de las muestra de arcilla obtenidas a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

Generalmente en la curva de compresibilidad se distinguen tres tramos diferentes (Figuras 101 a 106): 1.- El tramo de recompresión (A), es una sección curva que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. 2.- El tramo virgen es generalmente un tramo recto (aproximadamente) y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga. 3.- A partir de este punto de la prueba el espécimen se somete a cargas decrecientes (descargas), permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, sin embargo no regresa a su relación de vacíos inicial; el tramo de descarga (C) corresponde a esta etapa.



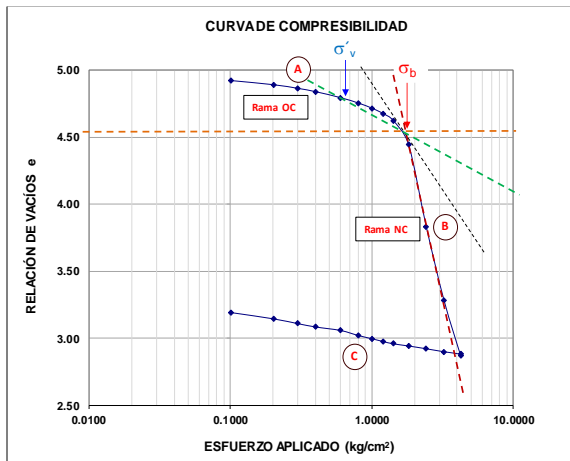
Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_0 = 0.57 \text{ kg/cm}^2$
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 0.59 \text{ kg/cm}^2$

Figura 101 Curva de compresibilidad correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).



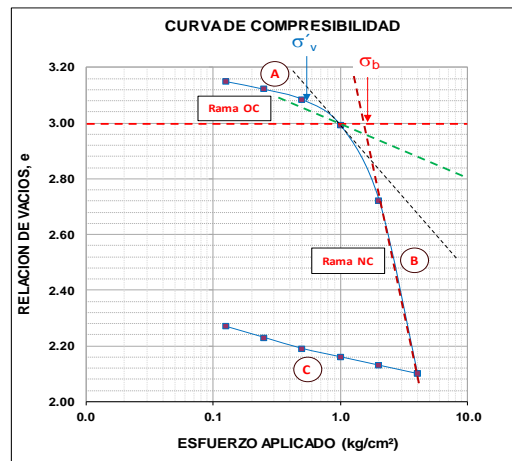
Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_0 = 0.63 \text{ kg/cm}^2$
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 1.16 \text{ kg/cm}^2$

Figura 102 Curva de compresibilidad correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).



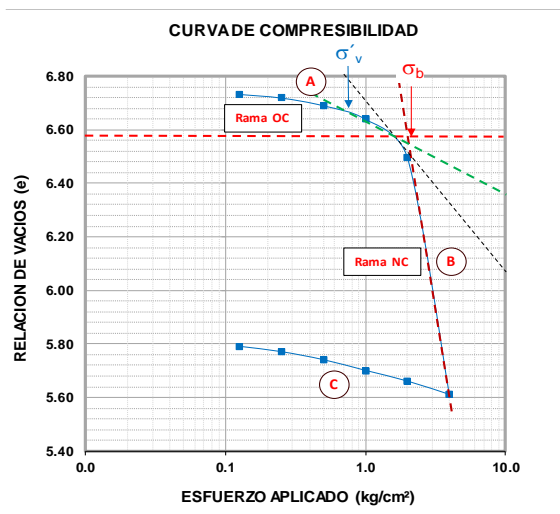
Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_o = 0.63$ kg/cm ²
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 1.75$ kg/cm ²

Figura 103 Curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).



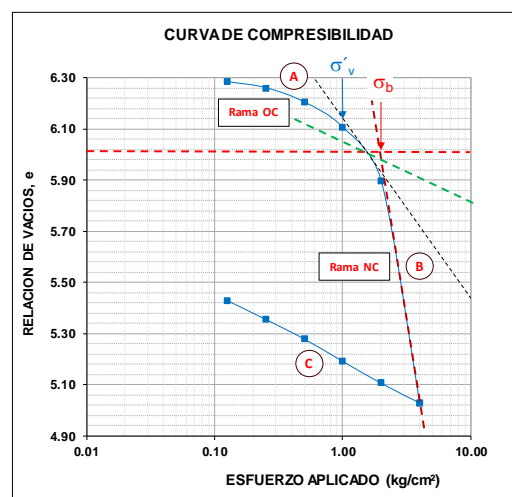
Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_o = 0.52$ kg/cm ²
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 1.80$ kg/cm ²

Figura 104 Curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.0 m de profundidad, en el proyecto Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco).



Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_o = 0.73$ kg/cm ²
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 2.06$ kg/cm ²

Figura 105 Curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 11.0 m de profundidad, en el proyecto Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco).



Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_o = 1.00$ kg/cm ²
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 2.00$ kg/cm ²

Figura 106 Curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 16.5 m de profundidad, en el proyecto Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco).

A partir de las curvas de compresibilidad (Figuras 101 a 106) se obtuvieron los coeficientes de compresibilidad (a_v) y variación volumétrica (m_v), así como la relación de sobreconsolidación o grado de preconsolidación, OCR.

a) Se define como coeficiente de compresibilidad, a_v , a la relación:

$$a_v = \frac{de}{d\sigma'} \quad (51)$$

El coeficiente de compresibilidad representa la pendiente de la curva de compresibilidad en escala natural, en el punto que se trate. El valor de a_v de la presión actuante en el suelo y no es una constante del mismo. Físicamente representa la variación de la relación de vacíos con la presión, por lo que un a_v alto corresponde a un suelo muy comprensible y un a_v bajo a un suelo no susceptible de grandes cambios de volumen cuando aumenta la presión.

b) El coeficiente de variación volumétrica, m_v , físicamente representa la compresibilidad del suelo, relacionándola con su volumen inicial, el cual se expresa como;

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad (52)$$

Existen algunos valores representativos de este coeficiente, en función del tipo de suelo (Tabla 33).

Tabla 33 Compresibilidad, coeficiente de compresibilidad (m_v), relación de Poisson (ν) y coeficiente de empujes en reposo (K_0), en función del tipo de suelo (Bowles, 1997).

Penetración estándar N (golpes)	Compresibilidad	m_v cm ² /kg	Relación de Poisson ν	Coficiente de empujes en reposo K_0	Sedimento
< 2	muy alta	> 0.1	0.43 - 0.35	0.75 - 0.60	Limos y arcillas de origen lacustres
2 - 10	alta	0.1 - 0.02	0.35 - 0.30	0.60 - 0.45	Limos y arcillas lacustres. Suelos residuales, polvo volcánico suelto
10 - 30	media	0.02 - 0.005	0.30 - 0.25	0.45 - 0.33	Arcillas y limos duros. Sedimentos eólicos finos de consistencia dura. Sedimentos compactos residuales y volcánicos
30 - 50	baja	0.005 - 0.002	0.25	0.33	Suelos aluviales, arenas compactos y limos duros. Sedimentos granulares compactos y bien graduados
> 50	muy baja	0.002 - 0.001	0.25	0.33	Arena y grava muy compacta
> 51	nula	< 0.001	0.25	0.33	Sedimentos aluviales compactos, cementados y bien graduados

El inverso del coeficiente de variación volumétrica es igual al módulo odométrico.

$$E_{odm} = \frac{1}{m_v} \quad (53)$$

De acuerdo con el portal geotecnia.ONLINE (2017), el módulo odométrico en suelos arcillosos varía entre 1 a 30 MPa.

c) Relación de sobre consolidación (*OCR*).

En las gráficas anteriores (Figura 101 a 106) es posible apreciar los dos tipos de comportamiento: el lado izquierdo con una pequeña pendiente (denominada rama de preconsolidación, *OC*, o rama estructurada) y el lado derecho caracterizado por una línea recta con un pendiente grande (denominada rama normalmente consolidada, *NC*, o rama desestructurada).

La curva que une la rama *OC* con la *NC* representa la transición entre la condición *NC* y la *OC*. En esta transición se localiza el esfuerzo de preconsolidación, σ_b , que representa el máximo esfuerzo que ha soportado el suelo de estudio en toda su historia geológica (Díaz-Rodríguez, 2014).

De acuerdo con Díaz-Rodríguez (2014), un suelo está normalmente consolidado (*NC*) cuando $\sigma_v' = \sigma_b$, es decir, que nunca ha soportado esfuerzos efectivos superiores a los que tiene en el momento del estudio. En caso contrario $\sigma_v' < \sigma_b$, cuando se dice que esta sobreconsolidado o preconsolidado (*OC*)

Se conoce como relación de sobreconsolidación o grado de preconsolidación (*OCR*, *por sus en inglés*) a la relación existente entre el esfuerzo de preconsolidación y el esfuerzo efectivo actual, y se expresa como:

$$OCR = \frac{\sigma_b}{\sigma_v'} \quad (54)$$

Considerando lo anterior, a continuación se presentan los resultados correspondientes al sitio de estudio (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) y al proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco).

Tabla 34 Resultados obtenidos de la curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación a la muestra de arcilla (CH), obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

Resultados de la curva de compresibilidad																
Sondeo	Profundidad (m)	SUCS	Esfuerzo efectivo de campo σ_v' kg/cm ²	Esfuerzo preconsolidación σ_b kg/cm ²	OCR	Relación de vacíos inicial e_i	Relación de vacíos final e_f	Incremento de la relación de vacíos por etapa Δe	Esfuerzo inicial σ_i kg/cm ²	Esfuerzo inicial σ_f kg/cm ²	$\Delta\sigma$ kg/cm ²	Esfuerzo medio σ_m kg/cm ²	a_v cm ² /kg	m_v cm ² /kg	E_{odm} kg/cm ²	E_{odm} kPa
SS-1	6.06 a 6.23	CH (Serie arcillosa superior)	0.570	0.590	1.035	1.766	1.766	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
						1.766	1.757	0.009	0.000	0.050	0.050	0.025	0.190	0.069	14.581	1429.946
						1.757	1.738	0.019	0.050	0.099	0.050	0.074	0.390	0.141	7.076	693.908
						1.738	1.682	0.055	0.099	0.199	0.100	0.149	0.555	0.203	4.936	484.083
						1.682	1.630	0.053	0.199	0.299	0.100	0.249	0.527	0.196	5.093	499.478
						1.630	1.502	0.128	0.299	0.497	0.199	0.398	0.643	0.244	4.090	401.124
						1.502	1.312	0.190	0.497	0.697	0.200	0.597	0.950	0.379	2.635	258.416
						1.312	1.101	0.211	0.697	0.896	0.199	0.797	1.063	0.460	2.175	213.263
						1.101	0.926	0.175	0.896	1.096	0.201	0.996	0.872	0.415	2.409	236.235
						0.926	0.780	0.146	1.096	1.297	0.200	1.197	0.729	0.378	2.643	259.196
						0.780	0.618	0.162	1.297	1.597	0.300	1.447	0.541	0.304	3.291	322.759
						0.618	0.433	0.185	1.597	2.094	0.498	1.846	0.372	0.230	4.350	426.607
						0.433	0.259	0.174	2.094	2.792	0.698	2.443	0.249	0.174	5.758	564.684
						0.259	0.082	0.177	2.792	3.785	0.994	3.289	0.178	0.142	7.054	691.802

Tabla 35 Resultados obtenidos de la curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación a la muestra de limo (MH), obtenida a los 8.0 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

Resultados de la curva de compresibilidad															
Sondeo	Profundidad (m)	SUCS	Esfuerzo efectivo de campo σ_v' kg/cm ²	Esfuerzo preconsolidación σ_b kg/cm ²	OCR	Relación de vacíos inicial e_i	Relación de vacíos final e_f	Incremento de la relación de vacíos por etapa Δe	Esfuerzo inicial σ_i kg/cm ²	Esfuerzo inicial σ_f kg/cm ²	$\Delta\sigma$ kg/cm ²	Esfuerzo medio σ_m kg/cm ²	a_v cm ² /kg	m_v cm ² /kg	E_{odm} kg/cm ²
SS-1	8.05 a 8.23	MH (Serie arcillosa superior)	0.625	1.160	1.856	3.571	3.571	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
						3.571	3.522	0.050	0.000	0.101	0.101	0.050	0.494	0.108	9.251
						3.522	3.485	0.036	0.101	0.201	0.101	0.151	0.359	0.079	12.606
						3.485	3.458	0.028	0.201	0.301	0.099	0.251	0.279	0.062	16.058
						3.458	3.430	0.028	0.301	0.401	0.101	0.351	0.275	0.062	16.183
						3.430	3.374	0.056	0.401	0.603	0.202	0.502	0.277	0.062	16.009
						3.374	3.309	0.065	0.603	0.804	0.201	0.703	0.326	0.074	13.430
						3.309	3.224	0.084	0.804	1.005	0.201	0.905	0.418	0.097	10.306
						3.224	3.124	0.100	1.005	1.208	0.202	1.107	0.496	0.117	8.512
						3.124	3.005	0.119	1.208	1.409	0.202	1.309	0.588	0.143	7.015
						3.005	2.789	0.217	1.409	1.814	0.404	1.611	0.536	0.134	7.473
						2.789	2.495	0.294	1.814	2.420	0.607	2.117	0.485	0.128	7.812
						2.495	2.219	0.276	2.420	3.227	0.807	2.824	0.342	0.098	10.226
						2.219	1.953	0.266	3.227	4.231	1.004	3.729	0.265	0.082	12.147

Tabla 36 Resultados obtenidos de la curva de compresibilidad correspondiente al ensaye de consolidación a la muestra de limo (MH), obtenida a los 8.0 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

Resultados de la curva de compresibilidad															
Sondeo	Profundidad (m)	SUCS	Esfuerzo efectivo de campo σ_v' kg/cm ²	Esfuerzo preconsolidación σ_b kg/cm ²	OCR	Relación de vacíos inicial e_i	Relación de vacíos final e_f	Incremento de la relación de vacíos por etapa Δe	Esfuerzo inicial σ_i kg/cm ²	Esfuerzo final σ_f kg/cm ²	$\Delta\sigma$ kg/cm ²	Esfuerzo medio σ_m kg/cm ²	a_v cm ² /kg	m_v cm ² /kg	E_{odm} kg/cm ²
SS-1	8.05 a 8.23	MH (Serie arcillosa superior)	0.625	1.750	2.800	4.951	4.951	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
						4.951	4.920	0.031	0.000	0.101	0.101	0.050	0.310	0.052	19.188
						4.920	4.889	0.031	0.101	0.202	0.101	0.151	0.308	0.052	19.214
						4.889	4.862	0.027	0.202	0.299	0.098	0.250	0.277	0.047	21.254
						4.862	4.837	0.025	0.299	0.400	0.101	0.350	0.247	0.042	23.754
						4.837	4.793	0.045	0.400	0.601	0.201	0.501	0.222	0.038	26.305
						4.793	4.752	0.040	0.601	0.804	0.203	0.702	0.199	0.034	29.042
						4.752	4.713	0.039	0.804	1.005	0.201	0.904	0.193	0.033	29.870
						4.713	4.672	0.041	1.005	1.208	0.203	1.107	0.201	0.035	28.368
						4.672	4.623	0.050	1.208	1.412	0.203	1.310	0.245	0.043	23.179
						4.623	4.442	0.181	1.412	1.816	0.404	1.614	0.447	0.080	12.578
						4.442	3.830	0.613	1.816	2.423	0.607	2.119	1.009	0.185	5.393
						3.830	3.284	0.546	2.423	3.230	0.807	2.826	0.676	0.140	7.139
3.284	2.872	0.412	3.230	4.237	1.008	3.733	0.409	0.096	10.471						

Tabla 37 Resultados obtenidos de la curva de compresibilidad correspondiente al ensaye de consolidación a la muestra de arcilla (CH), obtenida entre los 5.0 y 6.0 m de profundidad dentro del proyecto Av. Jardín (Colonia del gas, Delegación Azcapotzalco).

Resultados de la curva de compresibilidad															
Sondeo	Profundidad (m)	SUCS	Esfuerzo efectivo de campo σ_v' kg/cm ²	Esfuerzo preconsolidación σ_b kg/cm ²	OCR	Esfuerzo inicial σ_i kg/cm ²	Micrometro mm	D. Corr. A mm	δ_{vol} %	σ_m kg/cm ²	Relación de vacíos inicial e_i	Volumen final V_f cm ³	a_v cm ² /kg	m_v cm ² /kg	E_{odm} kg/cm ²
SMI #2	5.0 a 6.0	CH (Serie arcillosa superior)	0.52	1.80	3.46	Lec.=	18.31	0.00	0.00	0.00	3.20	100.52	-	-	-
						0.13	18.10	0.22	1.08	0.06	3.16	99.44	0.36	0.09	11.50
						0.25	17.92	0.39	1.95	0.19	3.12	98.56	0.29	0.07	14.01
						0.50	17.61	0.70	3.50	0.38	3.06	97.00	0.26	0.06	15.56
						1.00	17.30	1.01	5.05	0.75	2.99	95.44	0.13	0.03	30.63
						2.00	16.02	2.29	11.45	1.50	2.72	89.01	0.27	0.07	13.84
						4.00	13.72	4.59	22.95	3.00	2.24	77.45	0.24	0.07	13.40

Tabla 38 Resultados obtenidos de la curva de compresibilidad correspondiente al ensaye de consolidación a la muestra de arcilla (CH), obtenida entre los 10.5 y 11.5 m de profundidad dentro del proyecto Av. Jardín (Colonia del gas, Delegación Azcapotzalco).

Resultados de la curva de compresibilidad															
Sondeo	Profundidad (m)	SUCS	Esfuerzo efectivo de campo σ_v' kg/cm ²	Esfuerzo preconsolidación σ_b kg/cm ²	OCR	Esfuerzo inicial σ_i kg/cm ²	Micrometro mm	D. Corr. A mm	δ_{vol} %	σ_m kg/cm ²	Relación de vacíos inicial e_i	Volumen final V_f cm ³	a_v cm ² /kg	m_v cm ² /kg	E_{odm} kg/cm ²
SMI #1	10.5 a 11.5	CH (Serie arcillosa superior)	0.73	2.06	2.82	Lec.=	11.05	0.00	0.00	0.00	6.75	80.76	-	-	-
						0.13	11.12	0.06	0.25	0.06	6.73	80.55	0.16	0.02	48.91
						0.25	11.16	0.11	0.43	0.19	6.72	80.41	0.11	0.01	70.53
						0.50	11.26	0.21	0.80	0.38	6.69	80.11	0.12	0.02	66.57
						1.00	11.45	0.40	1.57	0.75	6.63	79.49	0.12	0.02	64.36
						2.00	11.89	0.84	3.29	1.50	6.50	78.10	0.13	0.02	56.05
						4.00	15.07	4.02	15.76	3.00	5.53	68.03	0.48	0.07	13.51

Los valores de a_v y m_v se grafican contra el esfuerzo medio, σ_m (Figuras 107 a 114). A partir de estas gráficas (a_v vs σ_m y m_v vs σ_m) es posible determinar los coeficientes de a_v y m_v

asociados al esfuerzo efectivo en campo (σ_v') y, por lo tanto, el módulo odométrico (E_{odm}) *in situ*, el cual es comparado en la sección 8.9.2.1.5.7.5 (Cálculo del módulo odométrico E_{odm} a partir del módulo presiométrico E_m) con su homólogo, obtenido a partir del ensaye presiométrico.

Tabla 39 Resultados obtenidos de la curva de compresibilidad correspondiente al ensaye de consolidación a la muestra de arcilla (CH), obtenida entre los 15.0 y 16.0 m de profundidad dentro del proyecto Av. Jardín (Colonia del gas, Delegación Azcapotzalco).

Resultados de la curva de compresibilidad															
Sondeo	Profundidad (m)	SUCS	Esfuerzo efectivo de campo σ_v' kg/cm ²	Esfuerzo preconsolidación σ_b kg/cm ²	OCR	Esfuerzo inicial σ_i kg/cm ²	Micrometro mm	D. Corr. A mm	δ_{vol} %	σ_m kg/cm ²	Relación de vacíos inicial e_i	Volumen final V_f cm ³	a_v cm ² /kg	m_v cm ² /kg	E_{odm} kg/cm ²
SMI #1	15.0 a 16.0	CH (Serie arcillosa superior - Primer capa blanda)	1.00	2.00	2.00	Lec.l=	21.38	0.00	0.00	0.00	6.31	145.75	-	-	-
						0.13	21.29	0.09	0.33	0.06	6.29	145.28	0.19	0.026	38.03
						0.25	21.19	0.19	0.66	0.19	6.26	144.80	0.19	0.026	37.91
						0.50	20.97	0.41	1.41	0.38	6.21	143.69	0.22	0.031	32.49
						1.00	20.58	0.80	2.76	0.75	6.11	141.73	0.20	0.028	36.15
						2.00	19.75	1.63	5.62	1.50	5.90	137.56	0.21	0.030	32.98
					4.00	16.45	4.93	17.00	3.00	5.07	120.98	0.42	0.069	14.59	

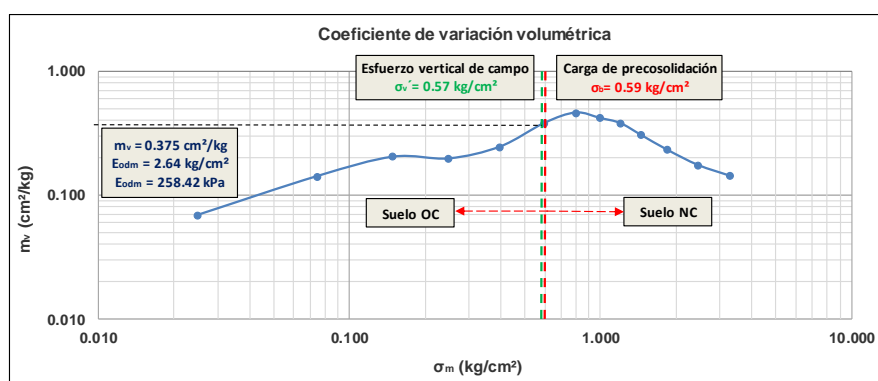
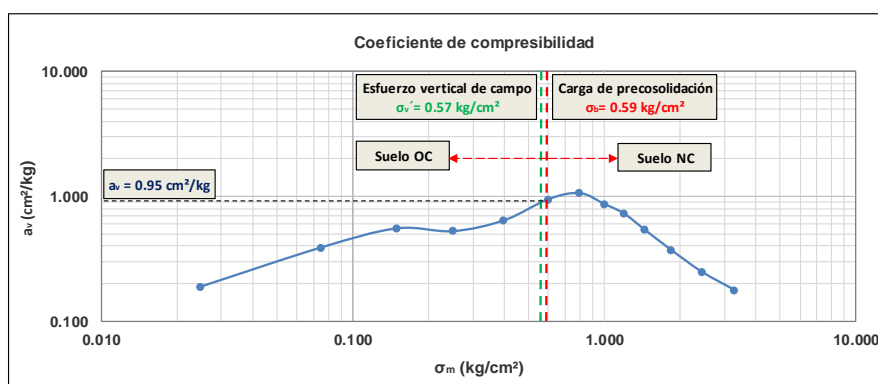


Figura 107 Gráficas a_v vs σ_m y m_v vs σ_m , correspondientes al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla (CH) obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco). Determinación de los coeficientes a_v , m_v y del módulo odométrico (E_{odm}) asociados al esfuerzo efectivo de campo (σ_v').

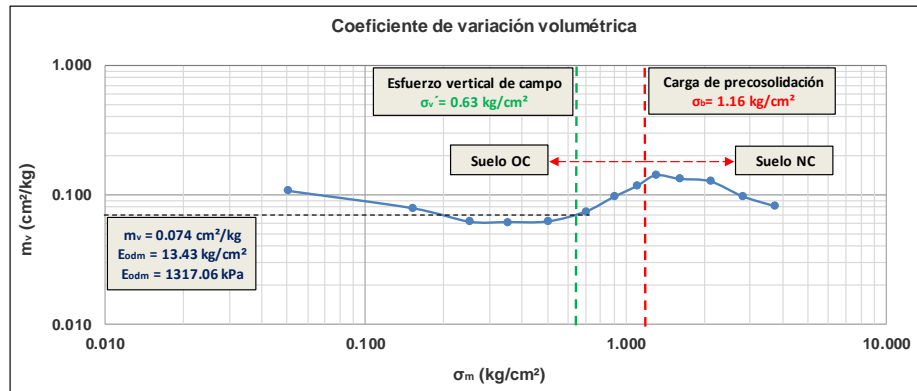
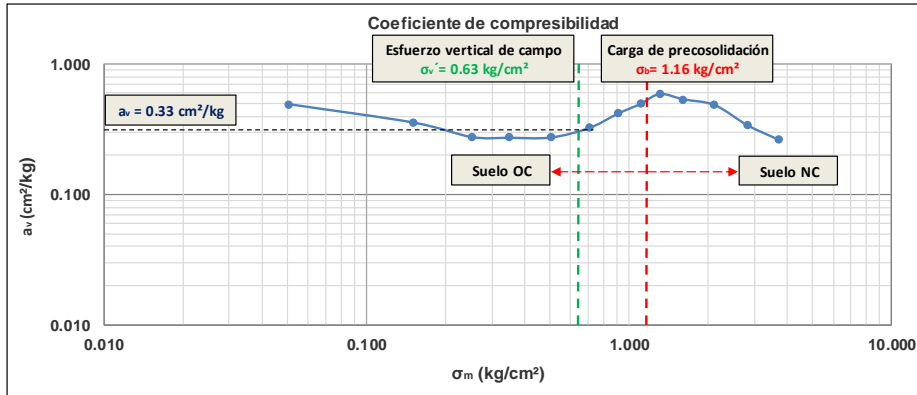


Figura 108 Gráficas a_v vs σ_m y m_v vs σ_m , correspondientes al ensaye de consolidación realizado a la muestra (M-2-1) de arcilla (CH) obtenida a los 8.0 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco). Determinación de los coeficientes a_v , m_v y del módulo odométrico (E_{odm}) asociados al esfuerzo efectivo de campo (σ'_v).

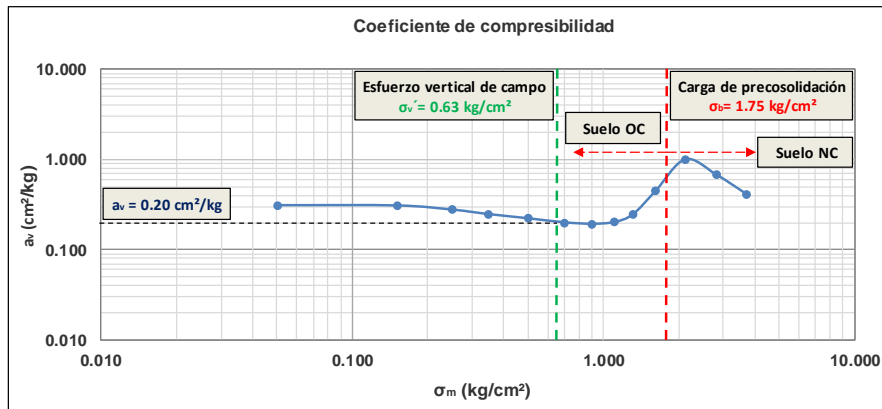


Figura 109 Gráficas a_v vs σ_m correspondientes al ensaye de consolidación realizado a la muestra (M-2-2) de arcilla (CH) obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco). Determinación del coeficiente a_v , asociado al esfuerzo efectivo de campo (σ'_v).

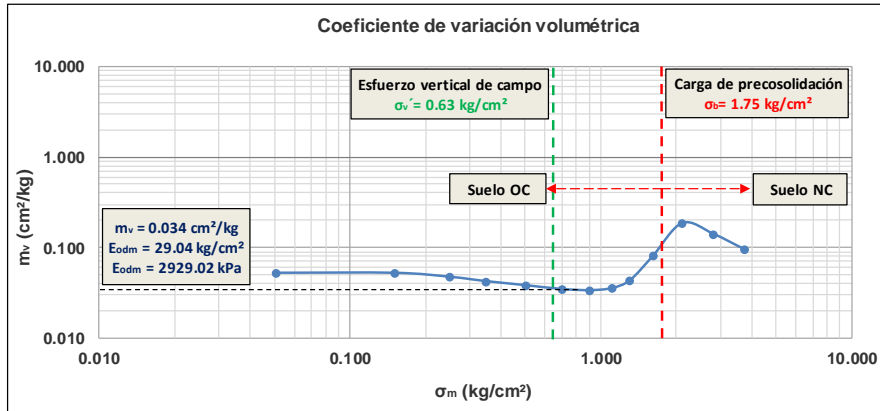


Figura 110 Gráfica m_v vs σ_m , correspondientes al ensayo de consolidación realizado a la muestra (M-2-2) de arcilla (CH) obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco). Determinación del coeficiente m_v y del módulo odométrico (E_{odm}) asociados al esfuerzo efectivo de campo (σ_v').

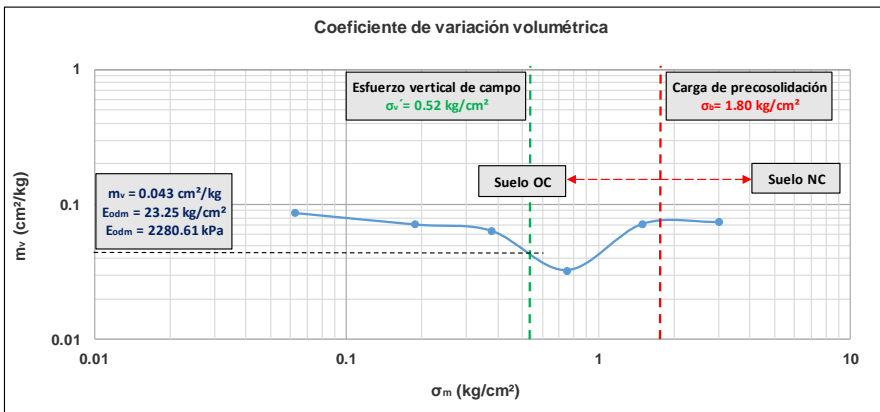
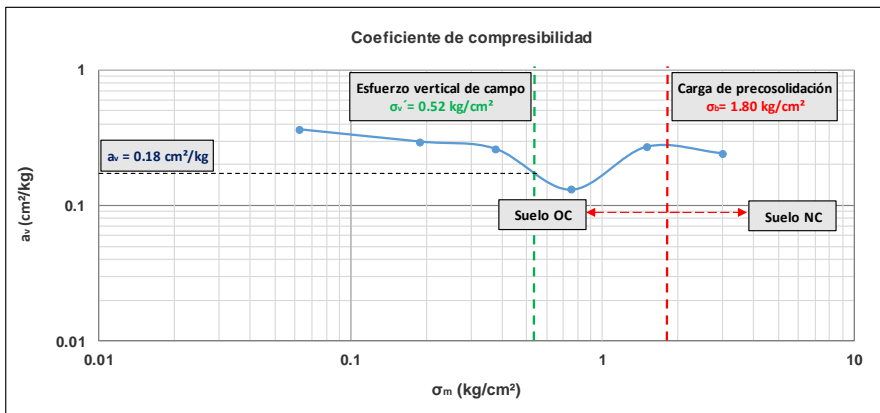


Figura 111 Gráficas a_v vs σ_m y m_v vs σ_m , correspondientes al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla (CH) obtenida entre los 5.0 y 6.0 m de profundidad dentro del proyecto Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco). Determinación de los coeficientes a_v , m_v y del módulo odométrico (E_{odm}) asociados al esfuerzo efectivo de campo (σ_v').

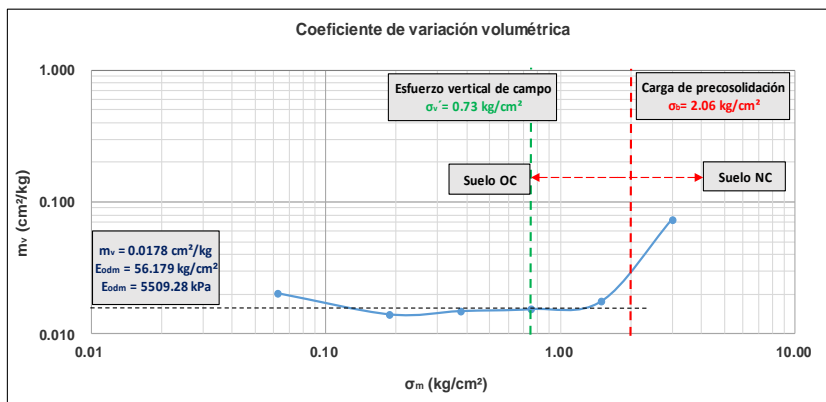
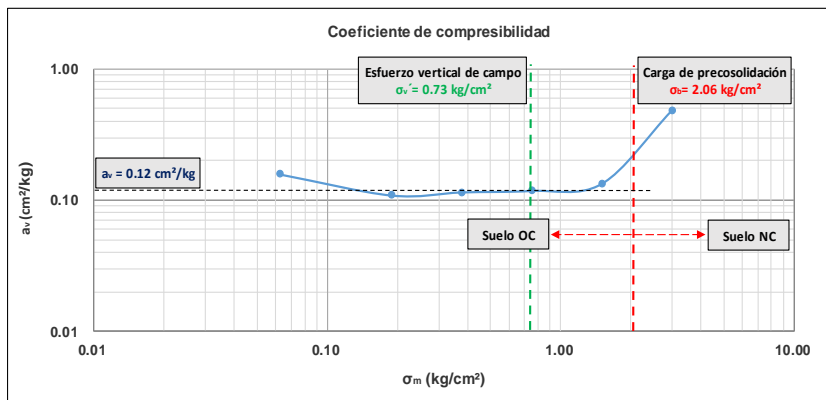


Figura 112 Gráficas a_v vs σ_m y m_v vs σ_m , correspondientes al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla (CH) obtenida entre los 10.50 y 11.50 m de profundidad dentro del proyecto Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco). Determinación de los coeficientes a_v , m_v y del módulo odométrico (E_{odm}) asociados al esfuerzo efectivo de campo (σ_v').

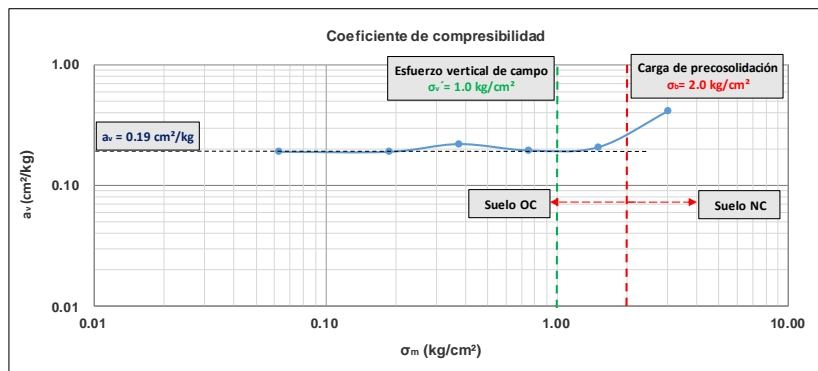


Figura 113 Gráficas a_v vs σ_m , correspondientes al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla (CH) obtenida entre los 15.0 y 16.0 m de profundidad dentro del proyecto Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco). Determinación del coeficiente a_v asociado al esfuerzo efectivo de campo (σ_v').

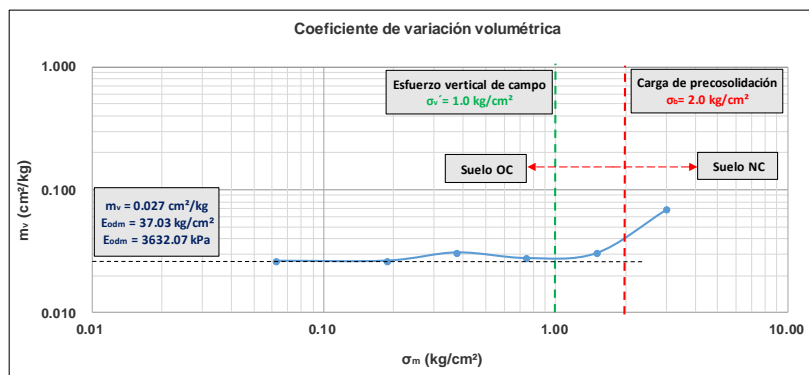


Figura 114 Gráficas m_v vs σ_m , correspondientes al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla (CH) obtenida entre los 15.0 y 16.0 m de profundidad dentro del proyecto Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco). Determinación del coeficiente m_v y del módulo odométrico (E_{odm}) asociados al esfuerzo efectivo de campo (σ'_v).

Los valores del coeficiente de variación volumétrica, m_v (Figuras 107, 108, 110 a 112 y 114), son característicos de arcillas y limos de alta compresibilidad y consistencia muy blanda a blanda (Tabla 33). Asimismo, de acuerdo con el portal geotecnia.ONLINE (2017), los módulos E_{odm} obtenidos a partir de las curva de compresibilidad (Figuras 107, 108, 110 a 112 y 114), corresponden con los valores indicativos del módulo odométrico para suelos arcillosos (entre 1 a 30 MPa.)

En la sección 8.9.2.1.5.7.5 se analizan y comparan los valores del módulo odométrico, E_{odm} , obtenidos a partir de las pruebas de consolidación unidimensional u odométricas, con los módulos E_{odm} determinados a partir de los módulo E_m obtenidos del ensayo presiométrico, teniendo como referencia las determinaciones del módulo odométrico, E_{odm} , con la prueba de piezocono.

8.9.2. Pruebas in situ.

8.9.2.1. Ensayo esfuerzo – deformación con presiómetros Ménard y Elastómetro HQ.

De acuerdo con el Capítulo 2, el ensayo presiométrico es un prueba esfuerzo-deformación in situ, que permite obtener las características geotécnicas del suelo referidas a su deformabilidad y resistencia (módulo presiométrico, presión de fluencia y presión límite).

Por lo tanto, es posible calcular la capacidad de carga admisible a partir de la presión límite, p_L , (presión a la cual el terreno rompe cuando se somete a una presión radial en horizontal) y el asentamiento por medio del módulo presiométrico E_m o E_o , ya que este tipo de dispositivo maneja su propia teoría de capacidad de carga y asentamiento, la cual involucra solo los parámetros obtenidos directamente de la prueba.

Además nos permite conocer la presión a la cual un suelo pasa de tener un comportamiento elástico a plástico, mediante la presión de fluencia p_f .

8.9.2.1.1. Características de los dispositivos utilizados.

Para el caso del sitio de estudio, las pruebas esfuerzo – deformación in situ se realizaron con los presiómetros Ménard y Oyo Elastómetro HQ, con el objetivo de realizar lo siguiente:

- a) Comparación experimental entre los resultados obtenidos con cada dispositivo.
- b) Comparación experimental entre los parámetros de resistencia y esfuerzo-deformación determinados a partir del ensayo presiométrico, con los parámetros obtenidos en laboratorio y con los de la prueba de resistencia in situ con piezocono.

8.9.2.1.1.1. Presiómetro Ménard, con sonda tricelular BX de diámetro nominal de 60 mm, marca APAGEO (2012).

El conjunto presiométrico tipo Ménard se compone por:

- Caja de monitoreo Ménard, conocida como unidad de control (CU) y/o Controlador presión volumen (CPV), para control de la presión aplicada y la medición de la deformación radial; provisto por un trípode desmontable. El panel delantero, que incorpora las válvulas y manómetros es móvil para permitir el acceso a los tubos de unión interna (Figura 118 y 119).
- Sonda tricelular tipo G con la cual es posible generar la expansión radial de la cavidad de suelo (Figura 115 y 116); esta se conforma por:
 - Cuerpo metálico cilíndrico que lleva dos almohadillas simétricas que limitan la cédula central y dos juntas tóricas que limitan la cédula de guarda.
 - Membrana flexible de caucho que forma la célula central y que esta apretada con dos anillos que se apoyan en las dos almohadillas; con una resistencia de 25 kPa, ideal para suelos blandos.
 - Dos orificios independientes en la parte superior: uno para la circulación del agua de alimentación de la cédula central y otro para el gas de las cédulas de guarda.
 - Un orificio de purga del circuito de agua en la parte inferior.
 - Una rosca superior para conectar la sonda a los tubos de perforación auxiliares y/o varillas de bajada.

Esta sonda tiene un diámetro nominal de 60 mm. Se denomina según la codificación DCMA sonda BX.

- Tubulares y/o tubos de plástico, uno para el agua y otro para el gas, emparejados, de Rilsan, diámetro de 3-6 mm. El tubo de la célula central es más rígido: su dilatación media es de 5 cm³ para un tubular de 50 m y una variación de presión de 5 MPa.
- GeoBox, dispositivo para la adquisición de los datos presiométricos y registrar automáticamente las condiciones y los resultados de estos ensayos. Asimismo, muestra la curva esfuerzo-deformación bruta, permitiendo una visualización del ensayo.

La presión de la cédula central y la presión diferencial, el volumen, el $\Delta V_{60/30}$ y $\Delta V_{60/30}$, así como el número de escalón de presión y el tiempo aparecen durante la ejecución de la prueba (Figura 118 y 119).



Figura 115. Sonda presiométrica tricelular BX, diámetro nominal de 60 mm, marca APAGEO; celdas central y de guarda. MKE Ingeniería de suelos, S.A. de C.V. (2017).



Figura 116. Sonda presiométrica tricelular BX, diámetro nominal de 60 mm, marca APAGEO; colocación de la membrana flexible, para pruebas en suelos blandos. MKE Ingeniería de suelos, S.A. de C.V. (2017).



Figura 117. GeoBox, para la adquisición de los datos presiométricos, marca APAGEO. MKE Ingeniería de suelos, S.A. de C.V. (2017).



Figura 118. Controlador de presión-volumen (CPV) con reguladores de presión, válvula diferencial y manómetros; GeoBox, marca APAGEO; tanque de gas comprimido. MKE Ingeniería de suelos, S.A. de C.V. (2017).



Figura 119. Controlador de presión-volumen (CPV) marca APAGEO, con reguladores de presión, válvula diferencial y manómetros; tanque de gas comprimido. MKE Ingeniería de suelos, S.A. de C.V. (2017).

8.9.2.1.1.2. Presiómetro Oyometer – sonda HQ, modelo 4180.

En el caso del presiómetro *Elastómetro– HQ* utilizado en la zona de estudio, se compone por 5 elementos principales:

- Lector de presión/deformación MOD. EL4. (NDT Ingenieros, s.l.) diseñado exclusivamente para acondicionar las señales eléctricas de la sonda *Elastómetro HQ*, marca OYO; dispone de lectores digitales, con los cuales es posible visualizar los valores inmediatos de presión aplicada y expansión de radio (deformación). Las características del lector de presión/deformación (Figura 124 y 125) se indican a continuación:
 - Alimentación: interna por baterías recargables de Ion-Litio de 18.5 Voltios nominales y capacidad de 2.8 A/hora.
 - Cargador de baterías: Interno incorporado (alimentación 220 Vac / 12 Vcc).
 - Lector de presión: Digital de 0 a 199.9 kg/cm² - Resolución = 0.1 kg/cm²
 - Lector de radio: Digital de 0 a 19.99 milímetros – Resolución = 0.01 mm.

- Lectura de estado de carga de la batería: Mediante pulsador, en Voltios en lector de presión – Resolución = 0.1 V.
 - Conector de conexión a sonda: Tipo Cannon color plateado de 8 patillas.
 - Conector de conexión a PC: USB tipo B ‘Self - Powered’.
 - Fusibles: Electrónicos. En panel frontal, señal luminosa que indica sobretensión y/o cortocircuito.
 - Fusible Alimentación 220 V de carga de baterías: 1 Fusible retardado de 500 mA
 - Peso (batería incluida): 3.5 kg.
 - Dimensiones: 13.5 cm de alto, 23 cm de ancho y 26 cm de largo
- Sonda monocelular Elastómetro-HQ, Modelo-4180 (Figura 122 y 123), utilizada para la prueba de carga lateral en las paredes de la perforación. Mediante su uso, es posible la determinación de los parámetros esfuerzo deformación in situ, ya sea en suelos blando y duros, así como rocas blandas y/o intemperizadas. El sensor en forma de pinzas o brazos captorees alojados en la sonda (Figura 120), permite detectar fácilmente la presión de carga de la sonda Elastómetro-HQ y la deformación del diámetro del sondeo.

Las características de este tipo de sonda son:

- Diámetro exterior de la sonda: 70 mm, para membranas de 76 mm de diámetro.
 - Presión Máxima: 20 MPa.
 - Longitud de medición: 520 mm.
 - Membranas Blanda: Caucho de 76 mm de diámetro externo, con capacidad para 5 MPa máximo, ideal para suelos blandos (Figura 121).
 - Método de detección de deformación: Sensores en forma de pinzas, brazos captorees y/o transductores.
- Cable control (Modelo -04181-2001)
 - Cubierta exterior: Poliuretano, color negro.
 - Diámetro exterior: 5 mm.
 - Longitud: 100 m
 - Resistencia a la tensión: 15 kN.
 - Tanque con gas nitrógeno (Figura 125), para suministro de presión a la sonda, e inflado de la membrana.

- Data logger o Computadora portátil (previa instalación de la macros realizada y/o diseñada por el fabricante del equipo), para monitoreo de la ejecución de la prueba (Figura 125 y 124).



Figura 120. Sonda presiométrica monocelular HQ, 70 mm de diámetro, con sensor en forma de pinza, marca OYO Elastómetro, modelo 4180. HP ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).



Figura 121. Camisa dura NX (200 bar) y camisa blanda NX (50 bar), ambas de 74 mm de diámetro. HP ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).



Figura 122. Colocación de la membrana blanda de 76 mm de diámetro en la sonda monocelular Elastómetro HQ. HP ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).



Figura 123. Sonda presiométrica monocelular Elastómetro HQ, con membrana blanda de 76 mm de diámetro. HP ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).

8.9.2.1.1.3. Consideraciones sobre los dispositivos utilizados.

Aunque ambos presiómetros (Ménard y Oyo Elastómetro HQ) son de perforación previa (Prebored Pressuremeter, PBPM, por sus siglas en inglés), presentan diferencias muy marcadas, como el hecho de que la sonda Elastómetro HQ es de una sola celda (monocelular), mientras que la tipo Ménard incluye tres celdas (Dos celdas de guarda y una central).



Figura 124. Lector de presión/deformación MOD. EL4 y Data logger (Computadora portátil). HP ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).



Figura 125. Tanque de nitrógeno para suministro de presión con conexión al lector de presión/deformación MOD. EL4 HQ y este a su vez, al Data Logger. HP ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).

Otra característica entre ambos dispositivos es la forma en que cada uno registra las lecturas de la deformación, ya que estas pueden realizarse mediante variaciones de volumen o con transductores de desplazamiento ubicados en la zona central de la zona (Devincenzi & Norberto , 2004).

El presiómetro tipo Ménard (*MPM*) es de tipo volumétrico y las lecturas de los cambios de volumen (deformaciones del suelo) corresponden a la cédula central de la sonda; las cédulas extremas, denominadas de guarda, están destinadas para garantizar la expansión cilíndrica de esta, el cual es el principio teórico de la prueba; mientras que el presiómetro Elastómetro HQ, realiza las lecturas de las deformaciones por desplazamiento (transductores).

8.9.2.1.2. Condiciones de la prueba.

Correspondiente al alcance y/o aplicación del presiómetro en el suelo de la Ciudad de México las Normas Técnicas Complementarias (N.T.C.D.C.C., 2017) sugieren lo siguiente:

- *La respuesta esfuerzo–deformación del suelo y la presión límite registradas al provocar en el sondeo la expansión de una cavidad cilíndrica (prueba presiométrica). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.*

No obstante, el objetivo principal de este trabajo de investigación consiste en demostrar la aplicación del presiómetro en la determinación de los parámetros esfuerzo-deformación de la serie arcillosa superior (S.A.S.), correspondiente a la Zona de Lago Centro I (C1); obteniendo resultados confiables y/o congruentes con los de obtenidos en laboratorio

(específicamente con los resultados de la prueba de consolidación unidimensional) y con otro tipo de pruebas in situ, como es el caso del Piezocono.

Con base a lo anterior, se llevaron a cabo seis (6) ensayos presiométricos, realizados en dos etapas (enero 2017 y enero 2018):

- Tres (3) ensayos a las profundidades de 6.4, 6.50 y 8.00 m (HP ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE ingeniería en suelos, S.A. de C.V., 2017);
- Un año después se efectuaron tres (3) ensayos presiométricos (HP-Ingeniería, 2018), a las profundidades de 4.0, 6.0 y 8.0 m, con el objetivo de verificar y/o corroborar los primeros resultados.

Las profundidades de prueba o ensayo se determinaron a partir de la clasificación del tipo de suelo obtenida del ensayo de resistencia con piezocono (Sección 8.8.1.1.3.1).

8.9.2.1.3. Ejecución de las pruebas dentro del área de estudio.

Previo a la ejecución de los ensayos presiométricos se llevó a cabo la calibración de las membranas utilizadas (Ménard y Elastómetro) dentro de la zona de estudio (Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco), tal y como se describe los subcapítulos 4.1 y 4.2. Las calibraciones de ambos dispositivos se realizaron el mismo día de la ejecución de las pruebas.



Figura 126. Purga del sistema. Presiómetro Ménard, marca APAGEO. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2017).



Figura 127. Calibración de la membrana por pérdida de presión. Sonda tipo Ménard, marca APAGEO. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2017).



Figura 128. Sonda tipo Ménard dentro de tubo de acero para calibración de la membrana por pérdida de volumen. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2017).



Figura 129. Verificación de medida de Radio, Sonda Elastómetro HQ en anillo de calibración, maca OYO Model-4180. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).



Figura 130. Verificación de medida de Radio, Sonda Elastómetro HQ en anillo de calibración, maca OYO Model-4180. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).



Figura 131. Adecuación de la sonda Elastometer HQ, para calibración de la membrana por la goma y 2.-Disminución de espesor de la goma de la camisa. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).

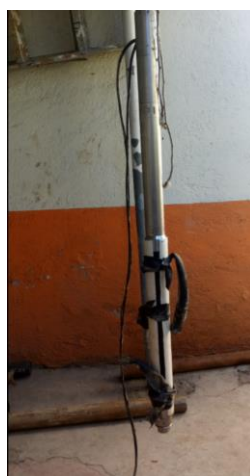


Figura 132. Calibración de la membrana por "Fuerza de reacción de la goma", "camisa libre". Sonda Elastometer HQ, maca OYO Modelo 418. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).



Figura 133. Calibración de la membrana por "Disminución de espesor de la goma de la camisa – Por la presión sobre la goma". Sonda Elastometer HQ en tubo de calibración de 76 mm. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V.



Figura 134. Tubos de calibración de 76 mm, 80, 85 y 90 mm para la calibración de la membrana por "Disminución de espesor de la goma de la camisa – Por la expansión dimensional de la camisa". Sonda Elastometer HQ. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).

A partir de la calibración de las membranas (camisas blandas) de cada dispositivo (Figuras 126 a 134) se obtuvieron las correspondientes curvas de calibración (Figuras 135 a 139), las cuales se utilizaron posteriormente para la obtención de las curvas presiométricas finales o corregidas.

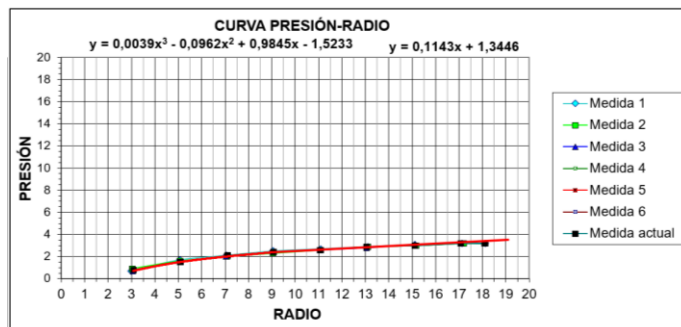


Figura 135. Curva de calibración de la membrana blanda por "Fuerza de reacción de la goma" o "camisa libre", obtenida del programa NDTI Calibración de camisas V8.2. Sonda Elastómetro HQ, marca OYO Modelo 4180. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).

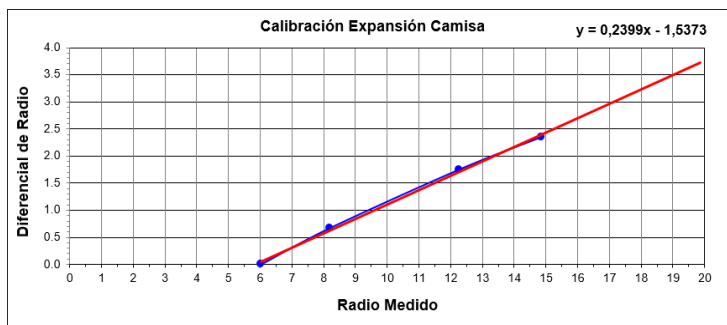


Figura 136. Curva de calibración de la membrana blanda por "Disminución de espesor de la goma de la camisa - efecto volumen", obtenida del programa NDTI Calibración de camisas V8.2. Sonda Elastómetro HQ, marca OYO Modelo 4180. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).

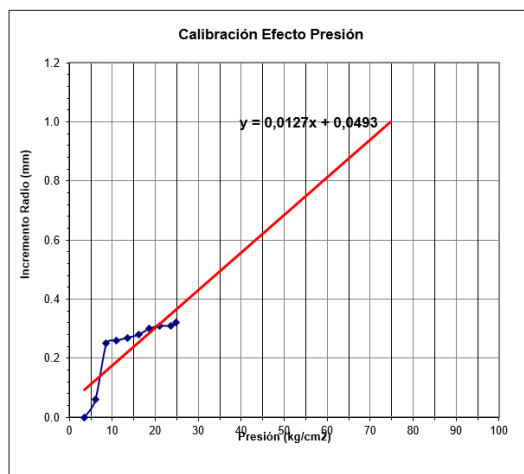


Figura 137. Curva de calibración de la membrana blanda por "Disminución de espesor de la goma de la camisa - efecto presión", obtenida del programa NDTI Calibración de camisas V8.2. Sonda Elastómetro HQ, marca OYO Modelo 4180. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).

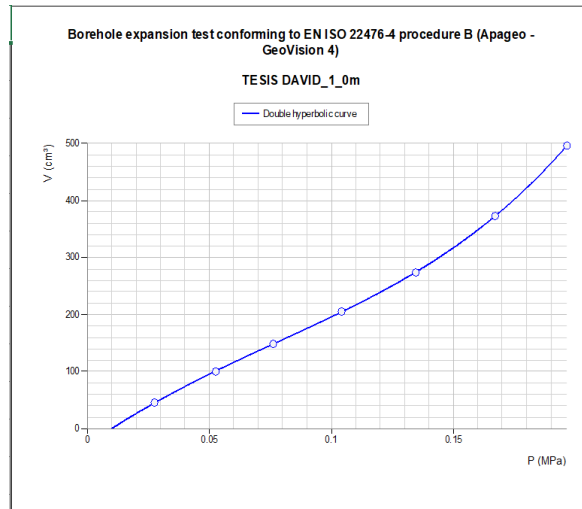


Figura 138. Curva de calibración de la membrana por pérdida de presión; doble curva hiperbólica obtenida del programa APAGEO GeoVisión 4. Sonda tipo Ménard, marca APAGEO. MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V. (2017).

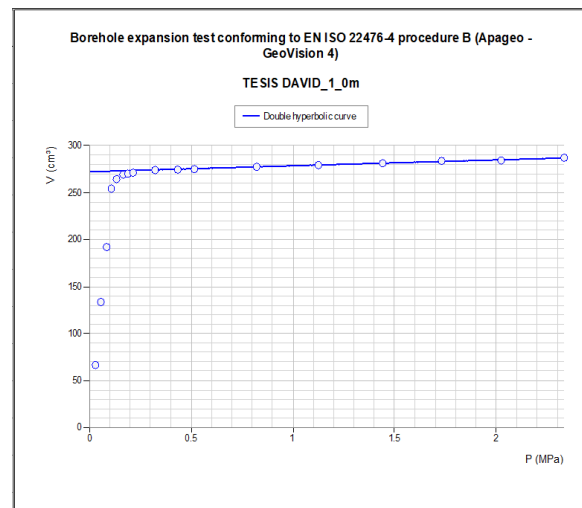


Figura 139. Curva de calibración de la membrana por pérdida de volumen; doble curva hiperbólica obtenida del programa APAGEO GeoVisión 4. Sonda tipo Ménard, marca APAGEO. MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V. (2017).

Como actividad paralela a la calibración de las membranas, se llevó acabo la adecuación de los sondeos (SP-1, SP-2, SP-3 y SP-4) y/o generación de la recámara de prueba a la profundidad deseada, cuyos diámetros fueron ligeramente mayor al diámetro de las sondas utilizadas, pues como se indica en literatura especializada (ASTM Standard D4719-07, 2008; Ménard, 1975; Briaud J. L., 1992) un diámetro muy grande o muy pequeño conduce a resultados poco confiables y/o erráticos.

Una vez preparada la perforación y calibrados los dispositivos, se realizaron los ensayos presiométricos, que consistieron básicamente en introducir ambas sondas (*Ménard* y *Elastómetro HQ*) en el interior de cada sondeo (*SP-1*, *SP-2*, *SP-3* y *SP-4*) hasta la profundidad de prueba deseada (recámara); posteriormente se aplicó el campo radial de esfuerzos contra las paredes del barreno por medio de la sonda, midiendo la deformación volumétrica y/o radial del terreno en sentido horizontal para las presiones aplicadas, llevando hasta la falla el material ensayado. En las Figuras 140 a 146 se ilustran los pasos más representativos del ensaye presiométrico, para cada tipo de sonda.

Con el objetivo de obtener resultados confiables, cada sonda se introdujo inmediatamente después de adecuada la perforación (recámara de prueba) hasta la profundidad de prueba, reduciendo de esta forma la influencia por efecto del reacomodo y/o alteración del material circundante en las paredes de la perforación sobre los resultados obtenidos.

Puesto que los presiómetros utilizados dentro del área de estudio cuentan con aditamentos y/o dispositivos como el *Geobox* (para ensayos con sonda tipo *Ménard*, marca *APAGEO*) o el *Lector de presión/deformación MOD. EL4* conectado a un ordenador (ensayos realizados con presiómetro *Elastómetro HQ*, marca *OYO*), fue posible visualizar el desarrollo de la curva esfuerzo-deformación bruta durante la prueba y, por lo tanto, el monitoreo de la misma.



Figura 140. Colocación de los tubulares y/o tubos de plástico (de agua y gas), emparejados, de la sonda *Ménard*, a las barras de perforación. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2017).



Figura 141. Instalación de la sonda tipo *Ménard* en el interior de perforación (Sondeo *SP-1*). MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2017).



Figura 142. Aplicación de los escalones de presión desde la superficie, así como el control y seguimiento de la prueba con el sistema Geobox (para la adquisición de los datos presiométricos), marca APAGEO. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2017).



Figura 143. Adquisición de los datos presiométricos y registro automático de las condiciones y los resultados del ensaye; visualización de la curva esfuerzo-deformación bruta y seguimiento de la prueba con el sistema Geobox, marca APAGEO. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2017).



Figura 144. Instalación de la sonda Oyometro en el interior de la perforación (Sondeo SP-2). HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).



Figura 145. Control y monitoreo de la ejecución de la prueba, a partir de la conexión "Lector de presión/deformación MOD. EL4 HP - Data Logger o Laptop". HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).

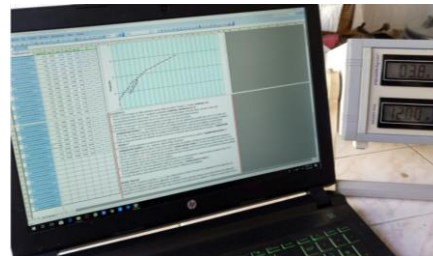


Figura 146. Visualización de los valores inmediatos de presión aplicada y expansión de radio (curva esfuerzo-deformación bruta). HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).

8.9.2.1.4. Interpretación de las curvas esfuerzo – deformación presiométricas correspondientes al área de estudio

A partir del ajuste de las curvas presiométricas brutas se obtuvieron las curvas corregidas correspondientes al área de estudio (Figura 147 a 149), en las cuales es posible distinguir

las tres etapas de cada ensayo (contacto, elástica y plástica). Estas curvas corregidas o finales fueron utilizadas para determinar los parámetros presiométricos típicos E_m , p_L y p_y .

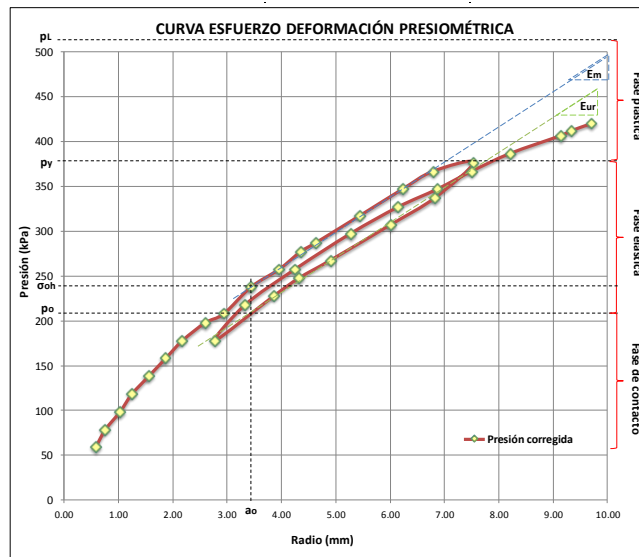


Figura 147. Curva presiométrica corregida correspondiente a la prueba realizada en arcilla de alta plasticidad (CH), consistencia blanda a media, a la profundidad de 6.40 m. Identificación de las etapas de la prueba (contacto, elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_y . Sonda Elastometer, marca OYO Modelo 4180. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2017).

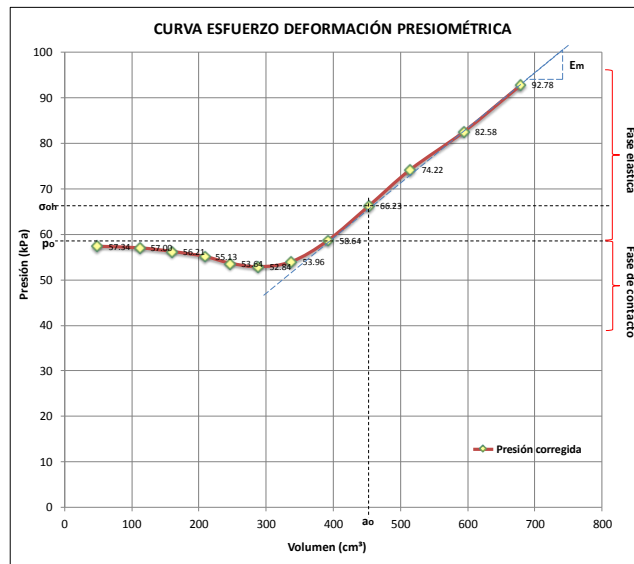


Figura 148. Curva presiométrica corregida correspondiente a la prueba realizada en arcilla de alta plasticidad (CH), consistencia blanda a media, a la profundidad de 6.50 m. Identificación de las etapas de la prueba (contacto, elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_y . Sonda tipo Ménard, marca APAGEO. MKE ingeniería de suelos S.A. de C.V. (2017).

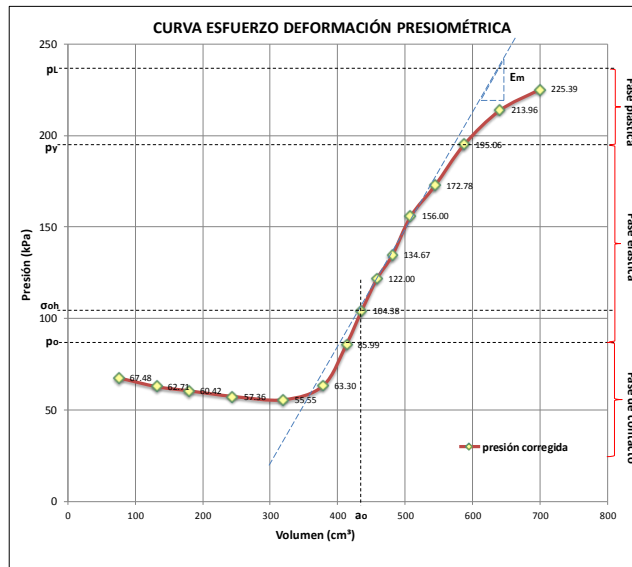


Figura 149. Curva presiométrica corregida correspondiente a la prueba realizada en limo arcilloso y/o arcilla de alta plasticidad (MH o CH), consistencia blanda a media, a la profundidad de 8.0 m. Identificación de las etapas de la prueba (contacto, elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_y . Sonda tipo Ménard, marca APAGEO. MKE ingeniería de suelos S.A. de C.V. (2017).

En la siguiente sección se presentan los parámetros presiométricos, correspondientes a la primera y segunda etapa del estudio (enero 2017 y 2018, respectivamente).

8.9.2.1.5. Análisis e interpretación del ensayo presiométrico.

8.9.2.1.5.1. Módulo presiométrico E_m .

De acuerdo con Gambin M. et al. (1988) el módulo presiométrico E_m o E_o es un módulo distorsionado del suelo medido en un campo de esfuerzo de desviación. Se caracteriza por la fase pseudo-elástica de la prueba. Este módulo no debe confundirse con el módulo odométrico (medido en condiciones de esfuerzos isotrópicos o esféricos), aunque existe una relación experimental entre ellos, tal como se presenta en la sección 8.9.2.1.5.7.5 Según Gambin M. et al. (1988), el módulo distorsionado juega un papel importante en el cálculo y análisis de asentamientos y es, generalmente, más importante que el módulo odométrico.

El cálculo del módulo presiométrico depende del tipo de dispositivo utilizado, pues influye la forma en cómo se registran las lecturas de deformación.

Por ejemplo, para ensayos realizados con el presiómetro de Ménard - el cual es de tipo volumétrico - la norma ASTM-D 4719-07 (2008) indica que el módulo presiométrico está dado por la ecuación:

$$E_m = 2(1 + \mu)(V_0 + V_m) \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (55)$$

Donde:

E_m = Módulo presiométrico, MPa.

μ = Relación de Poisson.

V_0 = Volumen de la sonda desinflada o volumen "0", correspondiente a la porción de medición de la prueba, cm³.

V_m = Volumen corregido correspondiente a la mitad del intervalo ΔV , cm³.

ΔP = Incremento de la presión corregida correspondiente al tramo recto de la curva presión-volumen, MPa.

ΔV = Incremento del volumen corregido en la parte central de la porción de línea recta de la curva presión-volumen, correspondiente al incremento de presión ΔP , cm³.

A su vez, la misma norma sugiere que en el caso de ensayos realizados con sonda tipo Elastómetro (la cual realiza las lecturas de deformaciones por desplazamiento o transductores), el módulo presiométrico E_m se obtiene mediante la ecuación:

$$E_m = (1 + \mu)(R_p + \Delta R_m) \frac{\Delta P}{d\Delta R} \quad (56)$$

Donde:

R_p = Radio de la sonda en condición desinflada, mm.

ΔR_m = Incremento del radio de la sonda hasta el punto correspondiente a la presión donde E_m es medido, mm.

$d\Delta R$ = Incremento del radio de la sonda correspondiente al incremento de presión ΔP en la porción de línea recta de la curva esfuerzo – deformación, mm.

ΔP = Incremento de la presión correspondiente al tramo recto de la curva presión-volumen, MPa.

En las Tablas 41 y 45 se presentan de manera cuantitativa los módulos presiométricos asociados al área de estudio y correspondientes a cada etapa del estudio (enero 2017 y enero 2018, respectivamente).

8.9.2.1.5.2. Presión límite p_L y presión límite neta p_L^*

La presión límite corresponde al estado límite de falla de un suelo sujeto a un incremento de presión uniforme en la pared de una cavidad cilíndrica. Dicha presión es teóricamente la asíntota paralela al eje de las deformaciones volumétricas o radiales es decir, la presión máxima a partir de la cual la cavidad continúa expandiéndose indefinidamente.

Lo anterior se traduciría en un volumen infinito, por lo que Ménard redefinió este parámetro como aquella presión donde el volumen de la sonda alcanza el doble del volumen de la cavidad del suelo inicial, definir como $V_o + V_i$, donde V_i es la lectura de volumen corregido correspondiente a la presión donde la sonda hace contacto con las paredes del sondeo. La lectura de volumen al doble del volumen inicial de la cavidad del suelo es $V_o + 2V_i$. La presión límite usualmente no se obtiene mediante mediciones directas durante la prueba, esto debido a la limitación en la expansión de la sonda o a una presión excesivamente alta.

Sin embargo, correspondiente al área de estudio, los ensayos presiométricos se realizaron con suficientes puntos y/o lecturas dentro de la deformación plástica, por lo que la presión límite se obtuvo graficando la inversa del volumen corregido $1/V$ contra la presión corregida P ; esto consiste básicamente en alinear los puntos leídos en la zona plástica dentro de la gráfica $1/V - P$ (Figura 150). Al proyectar esta línea hasta el volumen correspondiente a $V_o + 2V_i$ se puede deducir la presión límite, p_L .

A su vez, Gambin & Rosseau (1975) sugieren que la presión límite también puede ser obtenida a partir de la presión de fluencia, esto es:

- La presión de fluencia p_y al final de la fase elástica es igual a la mitad o dos terceras partes de la presión límite:

$$p_y = \frac{2}{3} p_L \quad (57)$$

Despejando la presión límite de la Ecuación 57, tenemos:

$$p_L = \frac{3}{2} p_y \quad (58)$$

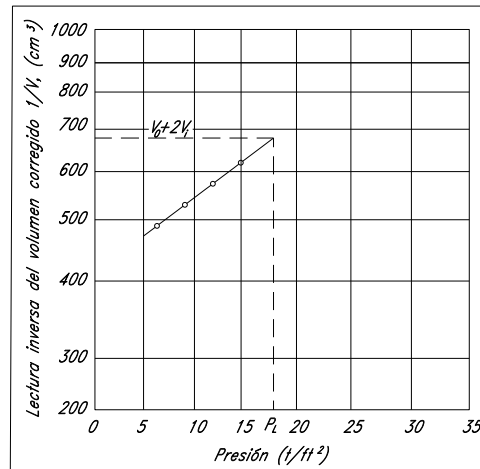


Figura 150. Determinación de la presión límite a partir de la gráfica inversa del volumen $1/V$ contra presión P .

De acuerdo con Briaud J. L. (1992), la presión límite neta p_L^* se define como:

$$p_L^* = p_L - \sigma_{oh} \quad (59)$$

Donde σ_{oh} es el esfuerzo horizontal en reposo obtenido a partir de la curva presiométrica, tal como se indica en el inciso b. El parámetro p_L^* es una medida de la resistencia del subsuelo.

Los criterios presentados se consideraron para la determinación de las presiones límite y límite neta asociadas al área de estudio; en la Tablas 41 y 45 se incluyen los resultados obtenidos correspondientes a cada etapa del estudio (enero 2017 y enero 2018).

8.9.2.1.5.3. Presión de fluencia p_y o límite elástico.

De acuerdo con Briaud J. L. (1992), esta presión se encuentra al final de la línea recta de la curva presiométrica (Figuras 147 a 149 y de 151 a 153). Dicha presión puede ser determinada por simple inspección de la curva o haciendo uso de la curva de fluencia. Asimismo, la presión de fluencia es útil para saber a partir de qué presión se producirá una fluencia significativa del suelo a largo plazo.

Como tal, p_y no se utiliza como un parámetro de diseño, sin embargo se calcula para verificar la calidad de la prueba o simplemente para estimar la presión límite cuando este valor no pueda ser obtenido directamente; por ejemplo, de acuerdo con el sección anterior, la presión límite puede ser estimada a partir de la Ecuación 60.

$$p_L = \frac{3}{2} p_y \quad (60)$$

Con base en lo anterior, en la Tabla 41 y 45 se muestran las presiones de fluencia asociadas al área de estudio.

8.9.2.1.5.4. Relación E_m y p_L .

Diferentes autores (Gambin M. , 1995; Briaud J. L., 1992; Devincenzi & Norberto , 2004) sostienen que las relaciones E_m/p_L o E_m/p_L^* sirven como una indicador y/o guía para la identificación del tipo de suelo.

Por su parte, Ménard observó que el cociente E_m/p_L^* guarda una estrecha relación con el grado de preconsolidación del suelo y se mantiene aproximadamente constante dentro de una misma formación geológica; además estableció una clasificación de los suelos de acuerdo con este criterio, la cual permite además apreciar la calidad del ensayo, pues en una perforación donde el terreno ha sido fuertemente alterado el cociente de E_m/p_L^* suele ser menor a 5. Por el contrario, la posible compactación de los materiales al introducir la sonda puede verse reflejada en valores anormalmente altos de esta relación, tal como sugiere Devincenzi & Norberto (2004).

En la Tabla 40 se presentan los diferentes criterios para la evaluación de la relación E_m/p_L y E_m/p_L^* .

Tabla 40. Clasificación del tipo de suelo a partir de la relación E_m/p_L , diferentes autores: Gambin & Rosseau (1975); Briaud J. L. (1992); Ménard (1975) y Devincenzi & Norberto (2004).

Autor	Relación de E_m/p_L propuesta	Tipo de suelo
M. Gambin (1988)	$12 \leq E_m/p_L \leq 30$	Suelos sobreconsolidados.
	$5 \leq E_m/p_L \leq 8$	Suelos aluviales (arenas y gravas, arenas limosas bajo N.A.F).
	decremento del 20 al 30% de E_m/p_L	Remoldeo accidental durante la operación de perforación.
J. L. Briaud (1992)	$E_m/p_L^* > 12$	Arcillas.
	$7 < E_m/p_L^* < 12$	Arenas.
L. Menard (1962 y 1975); M. Devincenzi (2004)	$E_m/p_L^* < 5$	Arcilla alterada o fracturada.
	$5 < E_m/p_L^* \leq 8$	Arcilla subconsolidada o ligeramente alterada.
	$8 < E_m/p_L^* \leq 12$	Arcilla normalmente consolidada.
	$12 < E_m/p_L^* \leq 15$	Arcilla sobreconsolidada.
	$E_m/p_L^* > 15$	Arcilla fuertemente sobreconsolidada.
	$E_m/p_L^* < 5$	Arenas alteradas.
	$6 < E_m/p_L^* \leq 8$	Arenas y gravas sueltas (Bajo N.A.F).
$E_m/p_L^* > 10$	Arenas o gravas secas y densas.	

En las Tablas 41 y 45 se presentan los cocientes de la relación E_m/p_L y E_m/p_L^* asociado a cada ensayo presiométrico realizado dentro del área de estudio.

8.9.2.1.5.5. Discusión sobre los resultados presiométricos típicos E_m , p_L y p_y , correspondientes al área de estudio (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

Estableciendo una comparación entre los resultados obtenidos (Tablas 41 y 45) y los valores propuestos por Devincenzi & Norberto (2004) y Briaud J. L. (1992) en función del tipo de material (Tablas 42 y 43), es posible apreciar que los parámetros obtenidos (E_m , p_L y p_y) dentro del área de estudio corresponden a una arcilla muy blanda a blanda entre los 6.0 a 6.5 m de profundidad, y a una arcilla o posiblemente un limo arcilloso de consistencia blanda a media entre los 7.5 y 8.0 m de profundidad. Lo anterior es consistente con la clasificación obtenida a partir de la prueba de resistencia con piezocono (sección 8.8.1.1.3.1) y con los resultados de las pruebas índice (Apéndice II).

Tabla 41 Resumen de resultados presiométricos, sondeo SP-01 y SP-02 (primera etapa, enero 2017); correspondiente al Proyecto de investigación – Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco.

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (Mpa)	E_{ur} (Mpa)	σ_{ho}^1 (Mpa)	p_y (Mpa)	p_L^2 (Mpa)	p_L^{*3} (Mpa)	E_m/p_L^*	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-01	OYO	6.40	2.11	2.19	0.24	0.35	0.55	0.32	6.66	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-02	Menard	6.50	0.50	-	0.07	-	-	-	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	Menard	8.00	1.50	-	0.10	0.20	0.25	0.15	10.30	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

- 1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica;
- 2.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión;
- 3.-De acuerdo con Briaud (1992), $p_L^* = p_L - \sigma_{ho}$

Tabla 42 Valores indicativos de E_m Y p_L para distintos tipos de suelos, Devincenzi & Norberto (2004).

Tipo de suelo	E_m MPa	p_L MPa
Rellenos recientes	0.5 to 5.0	0.05 to 0.30
Rellenos antiguos	4.0 to 15.0	0.40 to 1.00
Turbas	0.2 to 1.5	0.02 to 0.15
Arcilla blanda	0.5 to 3.0	0.05 to 0.30
Arcilla media	3.0 to 8.0	0.30 to 0.80
Arcilla dura	8.0 to 40	0.60 to 2.00
Arena limosa suelta	0.5 to 2.0	0.10 to 5.00
Limo	2.0 to 10.0	0.20 to 1.50
Arenas	7.5 to 40.0	1.00 to 5.00
Arenas y gravas	8.0 to 40.0	1.20 to 5.00
Margas	5.0 to 60.0	0.60 to 4.00
Calizas y rocas duras	80.0 to 20,000.0	3.00 to > 10

Tabla 43 Valores comunes aproximados de los parámetros
presiométricos en arcillas, Briaud J. L. (1992).

Tipo de suelo	Blanda	Media	firme	muy firme	dura
p_L^* (kPa)	0 - 200	200 - 400	400 - 800	800 - 1600	> 1600
E_m (kPa)	0 - 2500	2500 - 5000	5000 - 12000	12000 - 25000	> 25000

Específicamente en el caso del ensayo realizado a los 6.40 m (sonda tipo Oyo Elastómetro HQ) de profundidad, el cociente de la relación $E_m/p_L^* = 6.66$, está entre 5 y 8, lo cual, según Gambin & Rosseau (1975) y Devincenzi & Norberto (2004), este valor corresponde a una posible alteración y/o remodelo accidental en las paredes del barreno durante la perforación. Según la relación E_m/p_L^* propuesta por Briaud J. L. (1992), los resultados obtenidos no son reconocidos para fines de clasificación del tipo de suelo, pues no considera los cocientes menores a 12 para el caso de arcillas.

De acuerdo con la relación E_m/p_L^* (Tabla 40) propuesta por Ménard (1962, 1975) y también citada por Devincenzi & Norberto (2004), los valores obtenidos también podría corresponder a una arcilla subconsolidada o ligeramente alterada ($5 < E_m/p_L^* \leq 8$) a los 6.40 m y a una arcilla normalmente consolidada N.C. ($8 < E_m/p_L^* \leq 12$) a los 8.0 m de profundidad; no obstante, como se presenta en las secciones 8.8.1.1.3.3 (*Estimación de la relación de sobreconsolidación o grado de preconsolidación OCR*) y 8.9.1.1 (*Pruebas de consolidación unidimensional u odométricas*), el material en la zona de estudio corresponde a una arcilla ligeramente preconsolidada, de consistencia blanda a media.

Los términos: arcilla subconsolidada o ligeramente alterada, podrían interpretarse como una mala ejecución de la prueba o un remodelo de las paredes de la cavidad, ya sea producto de la perforación, la instalación del dispositivo e incluso durante la ejecución de la prueba; esto significa realizar nuevamente los ensayos presiométricos, reduciendo a manera de lo posible la alteración del material circundante en las paredes del barreno. No obstante, de acuerdo con Mair & D. M. (1987), para cualquier tipo de arcilla, tanto la instalación del dispositivo como la ejecución de la prueba siempre van acompañados de algún grado de alteración y/o remoldeo en las paredes de la perforación, por lo que para una arcilla como la de la Ciudad de México, se deberán tomar ciertos criterios y/o consideraciones especiales, a fin de mejorar la ejecución de la prueba y por lo tanto la calidad de los resultados.

- Reducir la velocidad de perforación, pues esto involucra una alteración en las paredes de la cavidad.

- Para el diseño de los incrementos de presión, se debe considerar un décimo de la presión límite estimada ($p_L/10$) dependiendo del tipo de material (Briaud J. L., 1992), a fin de evitar que se produzca una falla inmediata antes de alcanzar el comportamiento plástico del mismo, y por consiguiente, obtener una mejor definición de la curva esfuerzo-deformación (Tabla 44).

Tabla 44 Guía para estimar la presión límite en función del tipo de suelo, Briaud J. L. (1992).

Tipo de suelo		Presión límite p_L (kPa)	SPT blow count N (blow/30 cm)	Resistencia al corte no drenado s_u (kPa)
Arena	Suelta	0 - 500	0 - 10	
	Media	500 - 1500	10 - 30	
	Densa	1500 - 2500	30 - 50	
	Muy densa	> 2500	> 50	
Arcilla	Blanda	0 - 200		0 - 25
	Media	200 - 400		25 - 50
	Firme	400 - 800		50 - 100
	Muy firme	800 - 1600		100 - 200
	Dura	> 1600		> 200

- Para el caso de la arcilla de la Ciudad de México es posible extraer el material a la profundidad del ensaye presiométrico con muestreador de pared delgada (Tubo Shelby), esto con la finalidad de disminuir el remoldeo y/o alteración en las paredes del barreno; a su vez, esto permitiría conocer mejor el esfuerzo de contacto (a través del diámetro del tubo Shelby) del presiómetro con las paredes del barreno, y por consiguiente, el esfuerzo horizontal in situ. Esta adaptación y/o modificación en la ejecución de la prueba emula la técnica del presiómetro auto-perforante (SBPM) o el del presiómetro en forma de tubo Shelby (PSPMT).

Este método alternativo de la prueba fue considerado para la segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018), utilizando la sonda Oyo Elastómetro HQ y aplicando incrementos de presión de 0.1 kg/cm² (igual a un décimo de la presión límite estimada $p_L = 100$ kPa, ver Tabla 44) hasta llevar a la falla el material.

En las Figuras 151, 152 y 153 se presentan las curvas presiométricas correspondientes a la segunda etapa del estudio (enero, 2108), en las cuales es posible apreciar solo dos (2) fases en cada ensayo (elástica y plástica), pues al haber empleado el tubo muestreador Shelby para extraer el material para generar la recámara de prueba (profundidad del ensayo) el diámetro de esta quedó igual o ligeramente mayor al de la sonda Elastómetro HQ (76 mm), por lo que la fase de inflado – contacto de la sonda prácticamente desaparece de la curva presiométrica (Figuras 151, 152 y 153). Esta adaptación en la ejecución de la prueba representa en teoría un menor grado de alteración y/o remoldeo en las paredes de

la perforación y, por lo tanto, cierta variación en los parámetros presiométricos así como una mejor precisión del relación E_m/p_L para la clasificación del tipo de suelo.

A continuación se presentan los resultados obtenidos (Tabla 45) en la segunda etapa del estudio (enero, 2018), considerando para su ejecución las recomendaciones antes mencionadas:

Tabla 45 Resumen de resultados presiométricos, sondeo SP-03 y SP-04 (segunda etapa, enero 2018); correspondiente al Proyecto de investigación – Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco.

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (Mpa)	E_{ur} (Mpa)	σ_{ho}^1 (Mpa)	p_y (Mpa)	p_L^2 (Mpa)	p_L^{*3} (Mpa)	E_m/p_L^*	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-03	OYO	6.00	2.05	-	0.21	0.38	0.52	0.31	6.56	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-04	OYO	4.00	2.25	3.54	0.18	0.31	0.49	0.31	7.29	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	OYO	8.00	1.62	1.63	0.17	0.29	0.44	0.27	5.98	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

- 1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica;
- 2.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión;
- 3.-De acuerdo con Briaud (1992), $p_L^* = p_L - \sigma_{ho}$

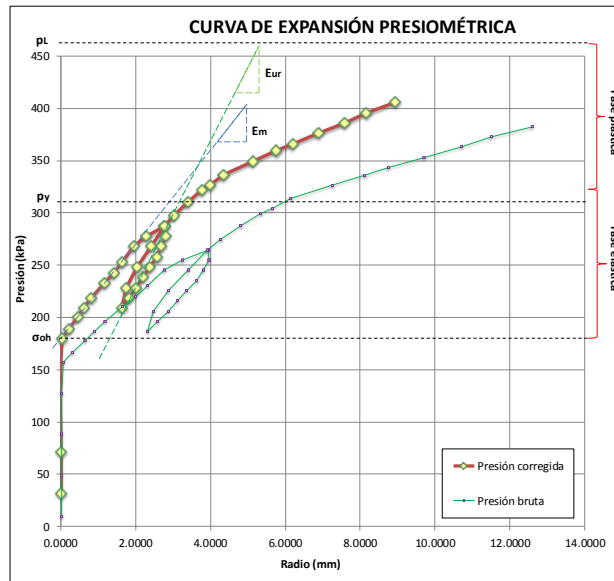


Figura 151. Curva presiométrica corregida con ciclo de descarga y recarga correspondiente a la prueba realizada en arcilla de alta plasticidad (CH), consistencia muy blanda a blanda; a la profundidad de 4.00 m. Identificación de las etapas de la prueba (elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_y . Sonda Elastómetro HQ, marca OYO Modelo 4180. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2018).

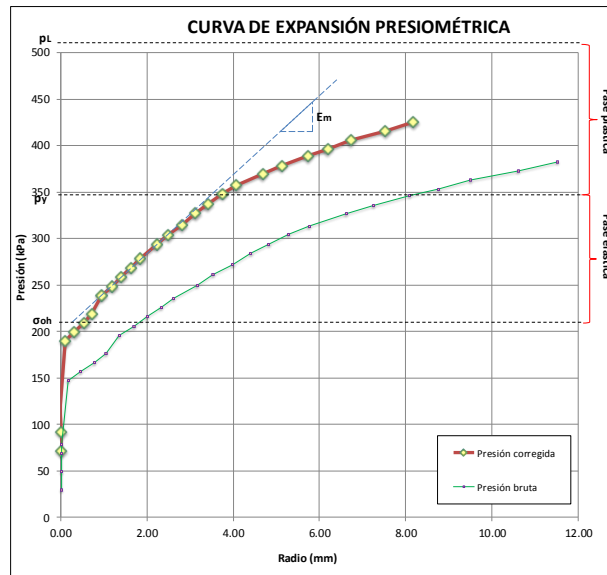


Figura 152. Curva presiométrica corregida correspondiente a la prueba realizada en arcilla de alta plasticidad (CH), consistencia muy blanda a blanda, a la profundidad de 6.00 m. Identificación de las etapas de la prueba (elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_y . Sonda Elastómetro HQ, marca OYO Modelo 4180. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2018).

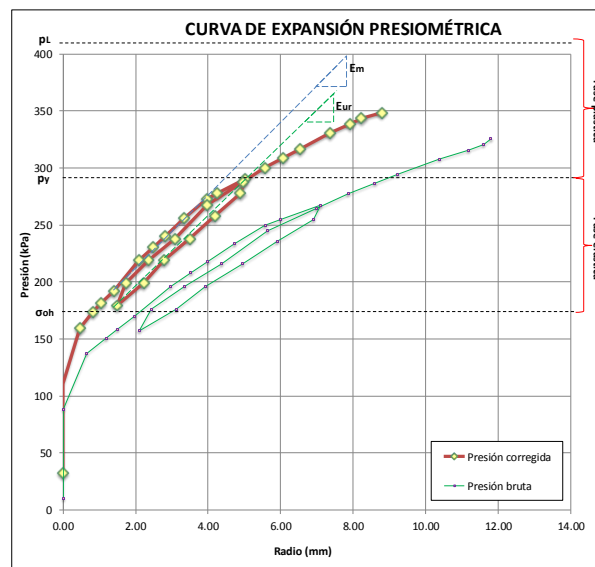


Figura 153. Curva presiométrica corregida correspondiente a la prueba realizada en limo arcilloso de alta plasticidad (MH), consistencia blanda, a la profundidad de 8.00 m. Identificación de las etapas de la prueba (elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_y . Sonda Elastómetro HQ, marca OYO Modelo 4180. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, S.A. de C.V. (2018).

Los resultados correspondientes a la segunda etapa del estudio (Tabla 45) sugieren que, independientemente de que fue modificado y/o adaptado el proceso de instalación y ejecución de la prueba, los parámetros presiométricos E_m , p_L y p_y no presentan gran variación con respecto a los obtenidos en la primera etapa del estudio (Tabla 41); incluso el cociente de la relación E_m/p_L^* se mantiene en un rango entre 5 y 8, esto a pesar de que la prueba fuera “rediseñada” con el objetivo de reducir la alteración del material circundante en las paredes del barreno por efecto de remoldeo durante la perforación y, por ende, la posible influencia de este efecto en la calidad de los resultados.

Lo anterior podría atribuirse al comportamiento atípico de las arcillas ligeramente preconsolidadas y normalmente consolidadas de la Ciudad de México con respecto a las de otros países, pues si bien la clasificación del tipo de suelo a partir de los valores indicativos (Tablas 42 y 43) es congruente con el material encontrado en la zona del proyecto (arcilla blanda), no implica necesariamente que la correlación entre el tipo de suelo y el cociente de la relación E_m/p_L^* deba cumplirse.

8.9.2.1.5.6. Ensayos presiométricos realizados cerca del área de estudio.

En 2015 la empresa *MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V.* llevo a cabo la ejecución de 11 ensayos esfuerzo – deformación *in situ* con sonda tipo Ménard, como parte de la campaña de exploración geotécnica para el proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia de Gas, Delegación Azcapotzalco. Solo dos de las once pruebas se realizaron en la serie arcillosa superior, de la zona III de Lago Centro I (C), el resto se realizaron cerca de los lentes de arena (L.A.), en la primer capara dura (C.D.) y en los depósitos profundos (D.P).

El proyecto en Av. Jardín se encuentra a 0.8 km del área de estudio, ubicada en Calle 23 #232 Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco (Figura 57).

En la Tabla 46 se presentan los parámetros presiométricos obtenidos hasta la profundidad de 16.50 m, los cuales sirven como punto de referencia y/o comparación con los parámetros correspondientes al sitio de estudio (Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco). En las Figuras 154 a 158 se muestran las curvas esfuerzo – deformación presiométricas asociadas al proyecto ubicado en Av. Jardín.

Además de los ensayos presiométricos realizados en el proyecto ubicado en Av. Jardín, también se cuenta con la información de las pruebas de resistencia con piezocono (CPTU) y de laboratorio (TXUU, TXCU y Consolidación), cuyos resultados también se comparan

con los parámetros obtenidos a partir de los ensayos presiométricos, tal como se presenta en la secciones 8.9.2.1.5.7 y 8.9.2.1.5.8.

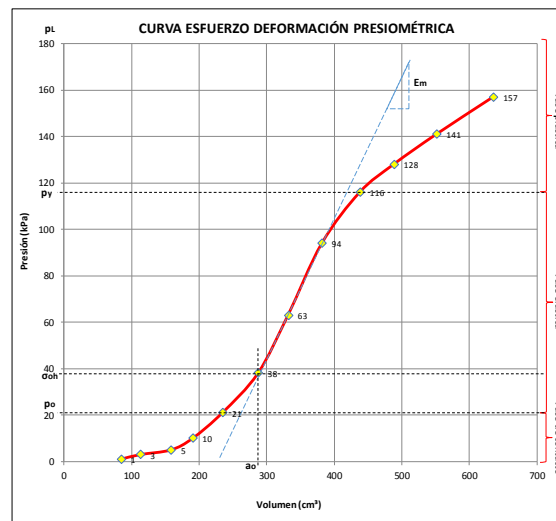


Figura 154. Curva presiométrica correspondiente al ensaye realizado a 3.00 m de profundidad en Limo arenoso preconsolidado de baja plasticidad (ML), de consistencia firme. Identificación de las etapas de la prueba (con tacto, elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_Y . Presiómetro Ménard, Sonda tricelular tipo G, marca APAGEO MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V. (2015).

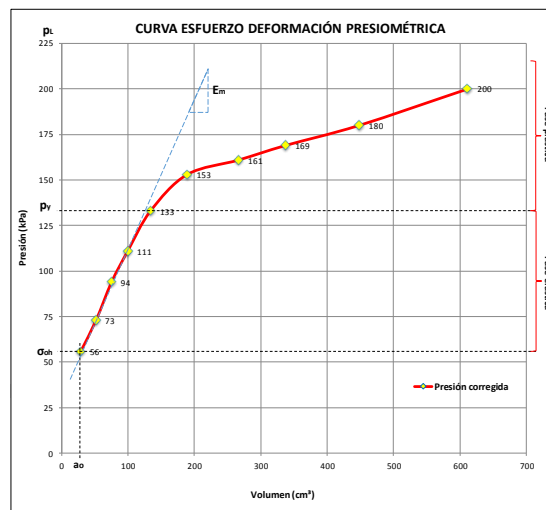


Figura 155. Curva presiométrica correspondiente al ensaye realizado a 6.00 m de profundidad en Arcilla blanda de alta plasticidad (CH). Identificación de las etapas de la prueba (contacto, elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_Y . Presiómetro Ménard, Sonda tricelular tipo G, marca APAGEO. MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V. (2015).

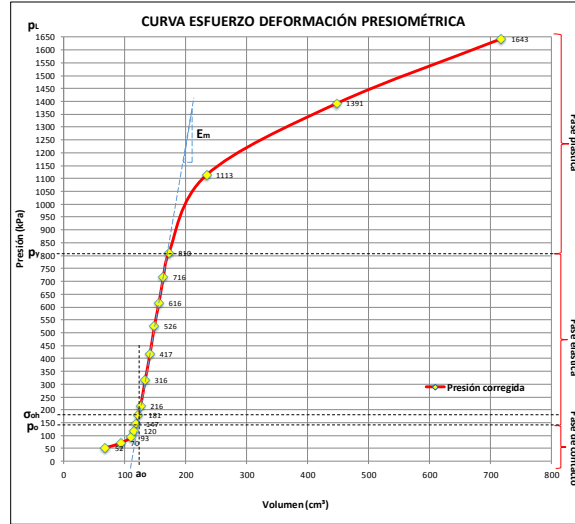


Figura 156. Curva presiométrica corregida correspondiente al ensaye realizado a 9.00 m de profundidad en un lente de Arena (SM), de compactad media a densa. Identificación de las etapas de la prueba (contacto, elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_0 , p_{100} , p_{200} , p_{300} , p_{400} , p_{500} , p_{600} , p_{700} , p_{800} y p_{900} . Presiómetro Ménard, Sonda tricelular tipo G, marca APAGEO. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2015).

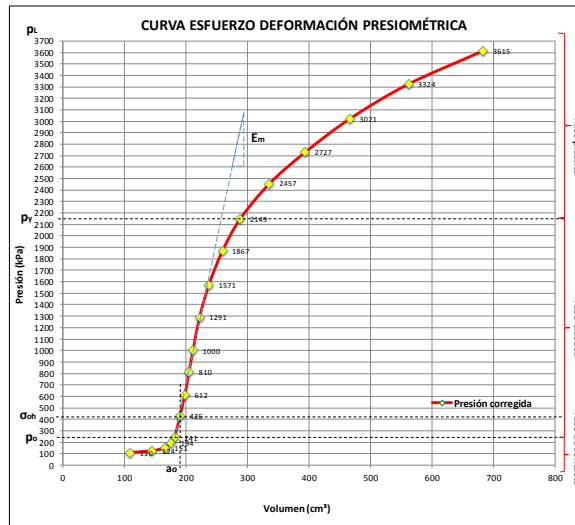


Figura 157. Curva presiométrica corregida correspondiente al ensaye realizado a 13.50 m de profundidad en Limo arenoso (ML) preconsolidado, de consistencia dura. Identificación de las etapas de la prueba (contacto, elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_0 , p_{100} , p_{200} , p_{300} , p_{400} , p_{500} , p_{600} , p_{700} , p_{800} , p_{900} , p_{1000} , p_{1100} , p_{1200} , p_{1300} , p_{1400} , p_{1500} , p_{1600} , p_{1700} , p_{1800} , p_{1900} , p_{2000} , p_{2100} , p_{2200} , p_{2300} , p_{2400} , p_{2500} , p_{2600} , p_{2700} , p_{2800} , p_{2900} , p_{3000} , p_{3100} , p_{3200} , p_{3300} , p_{3400} , p_{3500} , p_{3600} y p_{3700} . Presiómetro Ménard, Sonda tricelular tipo G, marca APAGEO. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2015).

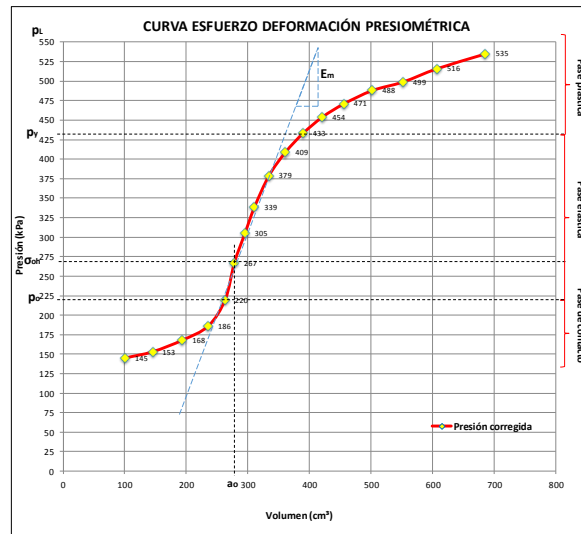


Figura 158. Curva presiométrica corregida, correspondiente al ensaye realizado a 16.50 m de profundidad en Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda a media. Identificación de las etapas de la prueba (contacto, elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_y . Presiómetro Ménard, Sonda tricelular tipo G, marca APAGEO. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2015).

Tabla 46 Resumen de resultados presiométricos, sondeo SMI-02, correspondiente al Proyecto Av. Jardín, Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco.

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m	σ_{ho}^1	p_y	p_L^2	p_L^{*3}	E_m/p_L^*	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
			(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)		
SMI-02	Menard	3.00	1.20	0.04	0.12	0.20	0.16	7.41	Costra superficial (C.S.): Limo arenoso preconsolidado de baja plasticidad (ML), de consistencia firme.
	Menard	6.00	1.00	0.06	0.13	0.19	0.13	7.46	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda; color verde olivo y café; contenido de agua (w%)= 250% ≤
	Menard	9.00	19.90	0.18	0.81	1.62	1.47	13.51	Lente de arena (L.A): Arena con limos (SM), de compactación media a densa, color gris.
	Menard	13.50	42.70	0.43	2.15	3.89	3.46	12.33	Primer capa dura (CD-1): Limo arenoso (ML) preconsolidado, de consistencia dura; color café / café oscuro.
	Menard	16.50	5.60	0.27	0.43	0.63	0.36	15.43	Serie arcillosa superior - Capa blanda 1 (S.A.S-C.B1): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda a media; contenido de agua (w%)= 250% ≤
	Menard	24.00	28.1	0.56	2.86	4.03	3.47	8.10	Depósito profundo (D.P.): Arenas limosas (SM) muy compactas, con intercalaciones de limos arenosos (ML) y arcillas arenosos de consistencia dura

1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica;
 2.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión;
 3.-De acuerdo con Briaud (1992),

Correspondiente a los parámetros presiométricos obtenidos en el proyecto Av. Jardín – Colonia del Gas, se puede apreciar lo siguiente:

- De acuerdo con los valores indicativos propuestos por Briaud J. L. (1992) y Devincenzi & Norberto (2004), los parámetros presiométricos típicos (E_m , p_L y p_y) obtenidos de los ensayos realizados a los 6.0 y 16.50 m de profundidad, corresponden a una arcilla de consistencia blanda; los parámetros obtenidos del ensayo realizado a los 3.0 m de profundidad, corresponden a un relleno reciente (Devincenzi & Norberto, 2004), pues como se presenta en la Tabla 46, la prueba y/o ensayo se ubica en la frontera de la Costra superficial (C.S) con la Serie arcillosa superior (S.A.S). Lo anterior es congruente con la clasificación obtenida a partir de la prueba de resistencia con piezocono (sección 8.8.1.1.3.1) y con los resultados de pruebas índice (Apéndice II).
- De acuerdo con el cociente de la relación E_m/p_L^* , indica que el material a los 6.50 m y 16.50 m de profundidad corresponde a una arcilla subconsolidada o ligeramente alterada y a una arcilla normalmente consolidada, respectivamente; no obstante, como se presenta en las secciones 8.8.1.1.3.3 (*Estimación de la relación de sobreconsolidación o grado de preconsolidación OCR*) y 8.9.1.1 (*Pruebas de consolidación unidimensional u odométricas*), la arcilla a estas profundidades se encuentra ligeramente preconsolidada,
- Los ensayos presiométricos a los 9.0, 13.5 y 24.00 m de profundidad se realizaron en un lente de arena de compacidad media a densa (LD), en la primera capa dura (CD-1) y en los depósitos profundos (CP), respectivamente. Tanto los valores de E_m y p_L obtenidos, como el tipo de material encontrado a estas profundidades coinciden con los valores indicativos de E_m y p_L para diferentes tipos de suelo y/o roca presentados en las Tablas 42 y 43; así mismo, son congruentes con la clasificación del tipo de material en función del cociente de la relación E_m/p_L (Gambin & Rosseau, 1975) y E_m/p_L^* (Ménard, 1962 y 1975; Briaud J. L., 1992; Devincenzi & Norberto, 2004) (Tabla 33).

A la luz de los resultados obtenidos, podemos confirmar que efectivamente – de acuerdo con la literatura especializada - los ensayos presiométricos son adecuados para determinar los parámetros esfuerzo – deformación de suelos y/o estratos a base de arenas o arenas con limos (SM) de compacidad densa y de limos arenosos de baja plasticidad (ML) de consistencia firme a dura, en los cuales principalmente es imposible la obtención de muestras inalteradas para llevar a cabo pruebas de laboratorio; tal es el caso de los lentes de arena (LD), la primera capa dura (CD-1) y los depósitos profundos (CP) de la Ciudad de México.

Asimismo, los resultados de E_m y p_L en el lente de arena, la primera capa dura y en los depósitos profundos también sirven como un parámetro o referencia para los resultados obtenidos en las arcillas de consistencia muy blanda a media, pues los parámetros presiométricos en arcillas blandas son menores a los obtenidos en arenas y/o arenas limosas de compactación densa a muy densa (Tabla 42 y 43). Esto podría ser un indicio de que los ensayos presiométricos en la arcilla se realizaron adecuadamente.

- En el caso de la prueba realizada a los 16.50 m de profundidad, en arcilla de alta plasticidad y de consistencia blanda a media, los parámetros presiométricos obtenidos coinciden perfectamente con los valores indicativos de E_m y p_L (Tabla 42) presentados por Devincenzi & Norberto (2004), así como también con los valores comunes aproximados en arcillas, propuestos por Briaud J. L. (1992). Incluso el cociente obtenido de la relación E_m/p_L^* es consistente con la clasificación del tipo de suelo (Tabla 40) establecida por Ménard (1962 y 1975), referenciada por Devincenzi & Norberto (2004) y con la sugerida por Briaud J. L. (1992).

Esto nos permite concluir de manera preliminar que, a partir de los parámetros presiométricos, E_m y p_L , es posible obtener una clasificación del tipo de suelo muy aproximada a la del sitio de interés, incluso para el caso de suelos finos de consistencia muy blanda a blanda, como el que conforma la serie arcillosa superior (S.A.S) de la Ciudad de México.

En el Apéndice I, se incluyen los resultados de un ensayo con presiómetro Ménard, realizado por la Subgerencia de Geotecnia y Materiales, Departamento de Mecánica de Suelos de la Comisión Federal de Electricidad, para un edificio ubicado en Calle Humboldt esq. Av. Juárez. De acuerdo con el perfil estratigráfico de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, presentado por Martínez O. (2012), el ensayo se realizó en arcilla de alta plasticidad (CH), a 30.0 m de profundidad, correspondiente a la serie arcillosa superior (S.A.S). Los resultados de esta prueba no se incluyen en esta sección, pues no se cuenta con los resultados de otras pruebas in situ, como piezocono, o mecánicas de laboratorio con las cuales sea posible comparar y/o respaldar los resultados del ensayo presiométrico.

8.9.2.1.5.7. Otros parámetros del suelo.

8.9.2.1.5.7.1. Estimación del esfuerzo horizontal in situ, σ_{oh} , a partir de la curva presiométrica.

Autores como Clarke B. (1995), Mair & D. M. (1987) consideran que el esfuerzo horizontal σ_{oh} puede ser estimado directamente de la curva esfuerzo - deformación presiométrica, esto a partir de diferentes métodos de interpretación y/o análisis; sin embargo, correspondiente al sitio de estudio se consideraron solo los siguientes métodos de estimación:

- Por iteración gráfica.

En el análisis presentado en la sección 7 (*Análisis de expansión de cavidades*) se supone que el dato de referencia y/u origen a_o es el radio inicial de la cavidad, tal que la presión en las paredes de la cavidad en ese radio es igual al esfuerzo total horizontal *in situ* σ_{oh} . Analizando un ensayo presiométrico como si fuera la expansión de una cavidad cilíndrica desde una condición *in situ* requiere que el radio de la cavidad al esfuerzo horizontal sea claramente identificado. La posición relativa del dato de referencia u origen en función del tipo de sonda se muestra en la siguiente figura.

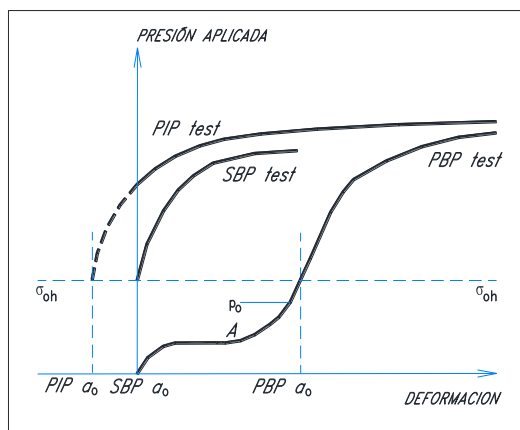


Figura 159. Posición del dato de referencia a_o en las curvas de las pruebas PBP (Presiómetro de perforación previa), SBP (Presiómetro auto-perforante) y PIP (Presiocono), Clarke B. (1995).

Como se puede apreciar resulta difícil identificar el dato de referencia a_o en una curva presiométrica PMP (Prebored Ménard Pressuremeter, por sus siglas en inglés) típica. En la Figura 159 se presenta un ensayo PMP típico. Desde el inicio de la prueba la presión se incrementa hasta que en A se equilibran la rigidez de la membrana más la presión del lodo de perforación. Luego se expande con un ligero incremento en la presión para superar la rigidez de la membrana hasta B donde se sigue expandiendo, después se continúa

incrementando la presión para comprimir el anillo circundante de suelo alterado. El punto C, donde la pendiente de la curva se vuelve lineal, se considera como el punto donde la membrana alcanza las paredes de la recámara de prueba. p_o es el esfuerzo en este punto pero no es igual a σ_{oh} pues las paredes de la recámara fueron descargadas durante la perforación. Hay un momento D ($p_d > p_o$) donde la presión es igual a σ_{oh} , y este es el dato de referencia a_o . Si el comportamiento elástico del suelo es el mismo en la descarga como en la carga entonces no habrá punto de inflexión p_d .

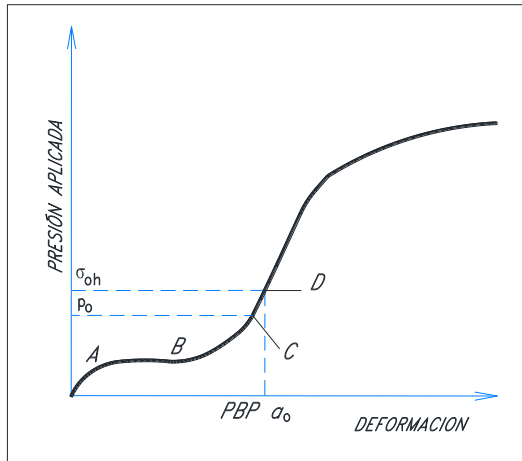


Figura 160. Curva presiométrica tipo PBP (Presiómetro de perforación previa, Clarke B. (1995).

Para el caso particular de los ensayos realizados durante la segunda etapa del estudio (enero, 2018), el proceso de instalación y ejecución de la prueba fue modificado y/o adaptado, emulado así la ejecución de la prueba tipo SBP (Self-boring pressuremeter), por lo que es importante tener en cuenta la estimación por iteración gráfica del esfuerzo horizontal *in situ* σ_{oh} para ensayos realizados con autopercorante SBP.

Para ensayos realizados con sonda tipo SBP, si la sonda es perforada correctamente, se puede aproximar a una prueba ideal ya que a_o es igual al radio de la sonda y la presión, después de permitir la compresión y rigidez de la membrana y a medida que esta se desprende del cuerpo de la sonda, es igual al esfuerzo horizontal (Figura 159). Este punto a menudo no es claramente identificado debido a las características sofisticadas de la sonda y a la rigidez del suelo. Por lo tanto, la selección es subjetiva.

- Basado en la resistencia al corte.

Existen dos métodos basados en la resistencia al corte (s_u) en arcillas para la determinación del esfuerzo horizontal *in situ*; sin embargo, correspondiente al área de estudio solo se utilizó la aproximación propuesta por Marsland & Randolph (1977).

Este método fue desarrollado para ensayos tipo PBP (Prebored pressuremeter), pero también puede utilizarse en pruebas tipo SBS (Self-boring pressuremeter) y aplica para las arcillas que presenten un comportamiento elástico – lineal significativo y muestran un marcado punto de fluencia, tal es el caso de la arcilla blanda a media de la Ciudad de México.

Básicamente este método de aproximación consiste en lo siguiente:

- i. Estimación inicial del esfuerzo horizontal, quizá a partir de una estimación del coeficiente de presión de la tierra en reposo K_o . Para el caso del área de estudio (Calle 23, #232, Azcapotzalco) y el proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, Azcapotzalco) se consideraron los coeficientes obtenidos a partir del ensayo con piezocono (CPTU), los cuales se indican a continuación:

Tabla 47. Variación cuantitativa del coeficiente de empuje de tierras en reposo K_o en el área de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) a las profundidades donde se realizaron los ensayos presiométricos, obtenidos a partir del ensayo de resistencia con piezocono. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2017).

Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	SBTn	SPT N1(60) (blows/30cm)	Su (kPa)	K_o
4	0.42	4.55	3	3	25.97	0.77
6	0.43	4.98	3	2	21.95	0.63
6.05	0.43	5.03	3	2	23.11	0.64
6.1	0.45	5.03	3	2	23.99	0.65
6.15	0.47	5.03	3	2	25.36	0.66
6.2	0.49	5.02	3	2	26.4	0.67
6.25	0.5	5.02	3	2	27.93	0.68
6.3	0.54	5.05	3	2	28.84	0.68
6.35	0.53	5.1	3	2	28.75	0.68
6.4	0.5	5.1	3	2	27.72	0.67
6.45	0.5	5.09	3	2	27.53	0.67
6.5	0.53	5.14	3	2	29.38	0.68
7.55	0.73	5.4	3	2	41.57	0.73
7.6	0.69	5.43	3	2	40.1	0.72
7.65	0.69	5.39	4	3	57.1	0.81

De acuerdo con Briaud J. L. (1992) el coeficiente K_o se expresa como:

$$K_o = \frac{\sigma_{oh} - u_o}{\sigma_{ov} - u_o} \tag{61}$$

Donde σ_{ov} es el esfuerzo vertical total y u_o es la presión de poro hidrostática. Los valores de σ_{ov} y u_o se calculan a la profundidad de la prueba. En el caso del área de estudio y del proyecto en Av. Jardín, se utilizó la información presentada en el Capítulo 8.2.3.1 (Piezometría realizada cerca del área de estudio), Figura 60.

Tabla 48. Variación cuantitativa del coeficiente de empuje de tierras en reposo K_o a las profundidades donde se realizaron los ensayos presiométricos, obtenidos a partir del ensayo de resistencia con piezocono, correspondiente al proyecto Av. Jardín en la Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco, MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (2015).

Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	SBTn	SPT N60 (blows/30cm)	Su (kPa)	K_o
3.04	1.92	46	4	7	137.821	1.52349
3.5	1.91	54	4	7	129.57	1.47587
4	0.45	22	3	3	29.8387	0.89984
4.1	0.26	9	3	2	15.4068	0.6912
5.98	0.34	18	2	3	18.3812	0.71625
6	0.34	19	2	3	18.3643	0.71557
6.1	0.34	16	3	3	18.0242	0.70877
9	0.66	20	3	4	38.0954	0.84777
9.1	0.6	13	3	4	34.4344	0.81696
13.5	1.29	64	3	8	79.6725	0.97473
16.5	1.25	24	3	8	62.5322	0.7534

Tabla 49. Esfuerzos verticales totales σ_{ov} y presión de poro hidrostática u_o a la profundidad de los ensayos presiométricos realizados dentro del área de estudio (Calle 23 #232 Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco).

Profundidad (m)	Esfuerzo verticales totales (kPa)	Presión de poro hidrostática (kPa)
4.0	58.86	9.81
6.0	83.39	29.43
6.5	88.29	34.34
7.5	103.01	44.15
8.00	107.91	49.05
8.50	115.27	53.96

Tabla 50. Esfuerzos verticales totales σ_{ov} y presión de poro hidrostática u_o a la profundidad de los ensayos presiométricos realizados en el proyecto Av. Jardín, Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco.

Profundidad (m)	Esfuerzo verticales totales (kPa)	Presión de poro hidrostática (kPa)
3.0	45.91	0.00
6.0	83.39	29.43
9.0	122.63	61.31
13.5	191.30	103.01
16.00	223.18	127.53

Conociendo los valores de K_o , σ_{ov} y u_o , fue posible obtener una estimación del esfuerzo horizontal in situ; despejando la σ_{oh} de la Ecuación 61, tenemos que

$$\sigma_{oh} = [K_o * (\sigma_{ov} - u_o)] + u_o \quad (62)$$

La forma tradicional de calcular el esfuerzo horizontal es a partir de la expresión:

$$\sigma_{oh} = K_o * \sigma_{ov} \quad (63)$$

La Ecuación 63 implica que σ_{oh} esta expresado en términos de esfuerzo totales.

- ii. El diámetro de la cavidad ε_{o1} , en ese esfuerzo se obtiene de la curva de prueba.
- iii. Las nuevas deformaciones, ε_{corr} , se calculan para corregir el nuevo diámetro de la cavidad utilizando la fórmula:

$$\varepsilon_{corr} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_o}{\varepsilon_c + \varepsilon_o} \quad (64)$$

Donde ε_o es la deformación medida de la cavidad (dato de referencia) en el valor seleccionado del esfuerzo horizontal σ_h y ε_c es la deformación medida de la cavidad.

- iv. El límite de la zona elástica, p_y , o inicio de la fluencia, se identifica en la curva de prueba, si la arcilla tiene un comportamiento elástico – lineal, entonces habrá un cambio significativo en la pendiente de la curva en el punto de fluencia.
- v. El nuevo valor del esfuerzo horizontal se determina considerando el criterio indicado en la Figura 161, a partir de la ecuación:

$$\sigma_{h2} = p_y - s_{u1} \quad (65)$$

- vi. Si este coincide con el primer valor seleccionado entonces el esfuerzo horizontal ha sido identificado correctamente.
- vii. Si este no corresponde, entonces deberá repetirse el procedimiento, utilizando ε_{o2} para determinar, s_{u2} (Figura 161).

Considerando lo anterior, a continuación se presentan los esfuerzos horizontales obtenidos (Tablas 51, 52 y 53), correspondientes a los ensayos de la primera y segunda etapa del estudio (Figuras 147 a 149 y 151 a 153), realizados en calle 23, # 232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2017 y 2018; MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2017); así como los obtenidos en el proyecto Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco (Figura 154 a 158, por MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2017).

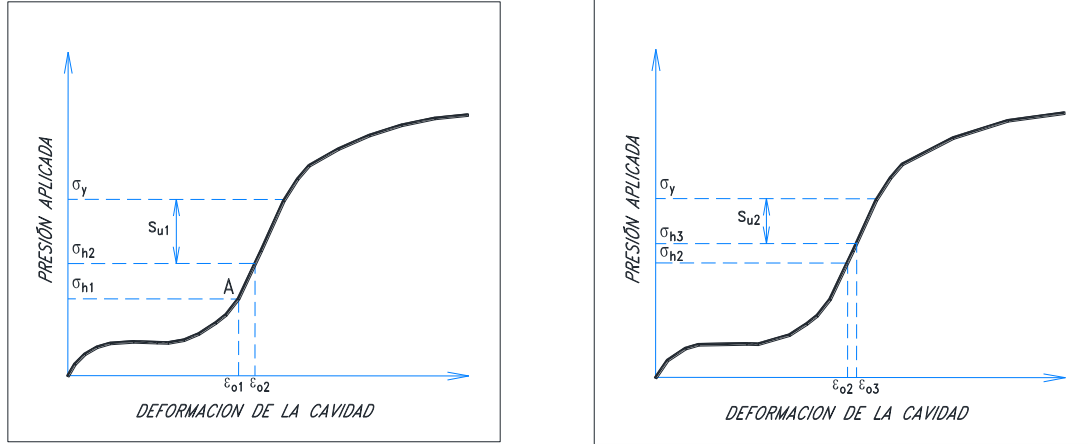


Figura 161. Evaluación y/o determinación del esfuerzo horizontal de una prueba PBP), B.G. Clarke, 1995 (Marsland y Randolph, 1977).

Tabla 51. Determinación del esfuerzo horizontal in situ por diferentes métodos, así como la resistencia al corte no drenada correspondiente al área de estudio, ubicada en Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco. Primera etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	σ_{oh}^1 (kPa)	K_o^2	γ_{nat} (kN/m ³)	σ_{ov}^3 (kPa)	σ_{oh}^4 (kPa)	u_o (kPa)	σ_{oh}^5 (kPa)	p_y (kPa)	p_L^6 (kPa)	s_u^7 (kPa)	s_u^8 (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-01	OYO	6.40	237.0	0.68	12.94	82.85	56.34	29.43	65.75	350.0	550.0	113.0	284.25	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-02	Menard	6.50	66.0	0.68	11.62	75.55	51.37	34.34	62.36	-	-	-	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	Menard	8.00	104.4	0.75	13.83	110.62	82.96	49.05	95.23	200.0	250.0	95.62	104.77	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

- 1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica; 2.- Coeficiente de empuje de tierras en reposo a la profundidad del ensaye presiométrico, obtenido de la prueba de resistencia con piezocono;
- 3.- Esfuerzo vertical total a la profundidad del ensaye presiométrico; 4.- Estimación del esfuerzo horizontal de la forma tradicional, en términos de esfuerzos totales: $\sigma_{oh}^4 = K_o \cdot \sigma_{ov}$; 5.- Determinación del esfuerzo horizontal, despejándolo de la ecuación del coeficiente de empuje de tierras en reposo, indicada en J.L. Briaud, 1992: $\sigma_{oh}^5 = [K_o \cdot (\sigma_{ov} - u_o)] + u_o$; 6.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión;
- 7.- Resistencia al corte no drenada, despejándola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir del método de iteración gráfica: $s_u^7 = p_y - \sigma_{oh}^5$. 8.- Resistencia al corte no drenada, despejándola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir de la expresión propuesta por J.L. Briaud, 1992: $s_u^8 = p_y - \sigma_{oh}^5$

Tabla 52. Determinación del esfuerzo horizontal in situ por diferentes métodos, así como la resistencia al corte no drenada correspondiente al área de estudio, ubicada en Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco. Segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	σ_{oh}^1 (kPa)	K_o^2	γ_{nat} (kN/m ³)	σ_{ov}^3 (kPa)	σ_{oh}^4 (kPa)	u_o (kPa)	σ_{oh}^5 (kPa)	p_y (kPa)	p_L^6 (kPa)	s_u^7 (kPa)	s_u^8 (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-03	OYO	6.00	209.6	0.63	11.06	66.37	41.81	29.43	52.70	380.0	520.0	170.5	327.30	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-04	OYO	4.00	179.0	0.77	12.55	50.21	38.66	9.81	40.92	310.0	490.0	131.0	269.08	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	OYO	8.00	173.0	0.79	14.42	115.33	91.11	53.96	102.44	290.0	440.0	117.0	187.56	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

- 1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica; 2.- Coeficiente de empuje de tierras en reposo a la profundidad del ensaye presiométrico, obtenido de la prueba de resistencia con piezocono;
- 3.- Esfuerzo vertical total a la profundidad del ensaye presiométrico; 4.- Estimación del esfuerzo horizontal de la forma tradicional, en términos de esfuerzos totales: $\sigma_{oh}^4 = K_o \cdot \sigma_{ov}$; 5.- Determinación del esfuerzo horizontal, despejándolo de la ecuación del coeficiente de empuje de tierras en reposo, indicada en J.L. Briaud, 1992: $\sigma_{oh}^5 = [K_o \cdot (\sigma_{ov} - u_o)] + u_o$; 6.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión;
- 7.- Resistencia al corte no drenada, despejándola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir del método de iteración gráfica: $s_u^7 = p_y - \sigma_{oh}^5$. 8.- Resistencia al corte no drenada, despejándola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir de la expresión propuesta por J.L. Briaud, 1992: $s_u^8 = p_y - \sigma_{oh}^5$

Tabla 53. Determinación del esfuerzo horizontal in situ por diferentes métodos y la resistencia al corte no drenada correspondiente al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V, 2016.

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	σ_{oh}^1	K_o^2	γ_{nat}	σ_{ov}^3	σ_{oh}^4	u_o	σ_{oh}^5	p_y	p_L^6	s_u^7	s_u^8	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
			(kPa)		(kN/m3)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	
SMI-02	Menard	3.00	38.0	1.52	15.31	45.92	69.96	0.00	69.96	116.0	200.0	-	-	Costra superficial (C.S.): Limo arenoso preconsolidado de baja plasticidad (ML), de consistencia firme. Contenido natural de agua (w %) del orden de 50%
	Menard	6.00	56.0	0.72	12.71	76.26	54.56	29.43	62.93	133.0	190.0	77.0	70.1	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo y café; de consistencia muy blanda a blanda. Contenido natural de agua (w %) del orden de 250 a 150%
	Menard	9.00	181.0	0.85	14.22	127.98	108.49	61.31	117.82	810.0	1620.0	-	-	Lente de arena (L.A): Arena con limo (SM), de compacidad media, color gris claro.
	Menard	13.50	426.0	0.97	19.12	258.16	251.63	103.01	254.24	2150.0	3890.0	-	-	Primer capa dura (CD-1): Limo arenoso (ML) preconsolidado, de consistencia dura; color café / café oscuro. Contenido natural de agua comprendido entre 28 y 50%
	Menard	16.50	267.0	0.75	11.96	197.41	148.06	127.53	179.94	430.0	630.0	163.0	250.1	Serie arcillosa superior - Primer capa blanda (S.A.S-C.B1): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda a media; color café oscuro. Contenido natural de agua (w %) del orden de 250 a 150% .

1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica; 2.- Coeficiente de empuje de tierras en reposo a la profundidad del ensayo presiométrico, obtenido de la prueba de resistencia con piezocono; 3.- Esfuerzo 3.- Esfuerzo vertical total a la profundidad del ensayo presiométrico; 4.- Estimación del esfuerzo horizontal de la forma tradicional, en términos de esfuerzos totales: $\sigma_{oh}^4 = K_o * \sigma_{ov}^3 + u_o$; 5.- Determinación del esfuerzo horizontal, despejándolo de la ecuación del coeficiente de empuje de tierras en reposo, indicada en J.L. Briaud, 1992: $\sigma_{oh}^2 = K_o * (\sigma_{ov}^3 - u_o) + u_o$; 6.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión; 7.- Resistencia al corte no drenada, despejándola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir del método de iteración gráfica: $s_u^7 = p_y - \sigma_{oh}^1$; 8.- Resistencia al corte no drenada, despejándola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir de la expresión propuesta por J.L. Briaud, 1992: $s_u^8 = p_y - \sigma_{oh}^1$

Respecto a los resultados obtenidos, se puede apreciar lo siguiente:

- En el caso de los ensayos realizados con sonda Oyometro - Elastómetro HQ, los esfuerzos horizontales, σ_{oh} , determinados por el método de iteración gráfica equivalen entre 1.9 a 5 veces el esfuerzo horizontal calculado de manera tradicional y de 1.7 a 4.3 veces el obtenido a partir del despeje de la ecuación sugerida por Briaud J. L. (1992). Los esfuerzos horizontales obtenidos a partir de la curva presiométrica con la sonda tipo Ménard, equivalen entre 1.2 a 1.8 veces los esfuerzos σ_{oh} , obtenidos por la forma tradicional y de 1.10 a 1.5 veces los determinados a partir del despeje de la ecuación sugerida por Briaud J. L. (1992).

La variación de los esfuerzos horizontales entre un dispositivo y otro, podría depender principalmente de espesor y rigidez de las membranas de ambos dispositivos, pues independientemente de que son membrana blandas (ideal para ensayos presiométricos en suelos blandos), no tienen el mismo espesor y posiblemente tampoco la misma rigidez y/o resistencia; el espesor de la membrana para la sonda Elastómetro HQ es ½ “, mientras que el espesor de la membrana blanda de la sonda tipo Ménard es menor; esto implica que a mayor espesor y rigidez del material de la membrana, se requerirá mayor incremento de presión para deformar primero la membrana, posteriormente hacer contacto con las paredes del barreno y, finalmente, alcanzar el esfuerzo horizontal in situ.

- Los resultados de la resistencia al corte no drenada, s_u , obtenidos a partir de los ensayos presiométricos (Tablas 51, 52 y 53), se consideran sobrestimados con respecto al rango de valores conocidos de la resistencia al corte de la arcilla blanda a media de la Ciudad de México; no obstante, presenta una relación casi constante con respecto a los resultados de laboratorio y del piezocono (Tablas 54 a 56).
- Para el caso de los ensayos realizados con la sonda Elastómetro HQ, la resistencia al corte, s_u^7 , obtenida a partir de la Ecuación 65, considerando el esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica (σ_{oh}^1), equivale entre 4 a 6 veces la resistencia al corte obtenida en laboratorio y de 2.4 a 8 veces la resistencia al corte determinada a partir de la prueba de resistencia con piezocono.

Utilizando el esfuerzo horizontal obtenido a partir de la expresión sugerida por Briaud J. L. (Ecuación 61), la resistencia al corte, s_u^8 , equivale entre 6.6 a 11 veces la resistencia al corte obtenida a partir de la prueba de compresión *Triaxial UU*, y de 4.0 a 15 veces la resistencia al corte determinada a partir de la prueba de resistencia in situ con piezocono.

Tabla 54 Relación entre la resistencia no drenada s_u determinada partir del ensaye presiométrico (presiómetro OYO-Elastometer HQ y Ménard) con la obtenida en pruebas de compresión *Triaxial UU* y con los ensayos de resistencia en punta con piezocono; correspondiente al área de estudio, ubicada en Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., enero 2017.

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	s_u^7 (kPa)	s_u^8 (kPa)	Laboratorio				Piezocono			Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
					c_{uu} (kPa)	ϕ °	$\frac{s_u^7}{c_{uu}}$	$\frac{s_u^8}{c_{uu}}$	c (kPa)	$\frac{s_u^7}{c}$	$\frac{s_u^8}{c}$	
SP-01	OYO	6.40	113.00	284.25	29.42	-	3.8	9.7	27.72	4.1	10.3	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-02	Menard	6.50	-	-	29.42	-	-	-	29.38	-	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	Menard	8.00	95.62	104.77	28.40	7.85	3.4	3.7	48.60	2.0	2.2	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

7.- Resistencia al corte no drenada, despejandola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir del método de iteración gráfica: $s_u^7 = p_y - \sigma_{oh}^1$; 8.- Resistencia al corte no drenada, despejandola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir de la expresión propuesta por J.L. Briaud, 1992: $s_u^8 = p_y - \sigma_{oh}^5$

En el caso de los ensayos realizados con presiómetro Ménard, la resistencia al corte, s_u^7 , obtenida con el despeje de la Ecuación 65, considerando el esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica, es de 1.3 a 3.4 veces la resistencia al corte obtenida en laboratorio; utilizando el esfuerzo horizontal obtenido a partir de la expresión sugerida por Briaud J. L. (Ecuación 61), la resistencia al corte, s_u^8 , equivale entre 1.2 a 4 veces la resistencia obtenida a partir de la prueba de compresión *Triaxial*

UU. Por ambos métodos, la resistencia al corte (s_u^7 y s_u^8) representa de 2 a 4.2 veces la resistencia al corte determinada a partir de la prueba de resistencia in situ con piezocono.

Tabla 55 Relación entre la resistencia no drenada s_u determinada partir del ensayo presiométrico (presiómetro OYO-Elastemeter HQ) con la obtenida en pruebas de compresión Triaxial UU y con los ensayos de resistencia en punta con piezocono; correspondiente al área de estudio, ubicada en Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., enero 2018.

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad	s_u^7 (kPa)	s_u^8 (kPa)	Laboratorio				Piezocono			Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
					c_{uu} (kPa)	ϕ °	$\frac{s_u^7}{c_{uu}}$	$\frac{s_u^8}{c_{uu}}$	c (kPa)	$\frac{s_u^7}{c}$	$\frac{s_u^8}{c}$	
SP-03	OYO	6.00	170.45	327.30	29.42	-	5.8	11.1	21.95	7.8	14.9	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-04	OYO	4.00	131.00	269.08	-	-	-	-	25.97	5.0	10.4	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	OYO	8.00	117.00	187.56	28.40	7.85	4.1	6.6	48.60	2.4	3.9	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

7.- Resistencia al corte no drenada, despejandola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir del método de iteración gráfica: $s_u^7 = p_y - \sigma_{oh}^1$; 8.- Resistencia al corte no drenada, despejandola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir de la expresión propuesta por J.L. Briaud, 1992: $s_u^8 = p_y - \sigma_{oh}^5$

Tabla 56 Relación entre la resistencia no drenada s_u determinada a partir del ensayo presiométrico (presiómetro Ménard) con la obtenida en pruebas de compresión Triaxial UU y con los ensayos de resistencia en punta con piezocono; correspondiente al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., junio 2015 y enero 2016.

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad	s_u^7 (kPa)	s_u^8 (kPa)	Laboratorio				Piezocono			Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
					c_{uu} (kPa)	ϕ °	$\frac{s_u^7}{c_{uu}}$	$\frac{s_u^8}{c_{uu}}$	c (kPa)	$\frac{s_u^7}{c}$	$\frac{s_u^8}{c}$	
SMI-02	Menard	6.00	77.00	70.07	58.0	1.0	1.3	1.2	18.36	4.2	3.8	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo y café; de consistencia muy blanda a blanda. Contenido natural de agua (w%) del orden de 250 a 150%
	Menard	16.50	163.00	250.06	64.0	4.0	2.5	3.9	62.53	2.6	4.0	Serie arcillosa superior - Primer capa blanda (S.A.S-C.B1): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda a media; color café oscuro. Contenido natural de agua (w%) del orden de 250 a 150% .

7.- Resistencia al corte no drenada, despejandola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir del método de iteración gráfica: $s_u^7 = p_y - \sigma_{oh}^1$; 8.- Resistencia al corte no drenada, despejandola de la ecuación indicada en B.G. Clarke (1995), considerando el esfuerzo horizontal obtenido a partir de la expresión propuesta por J.L. Briaud, 1992: $s_u^8 = p_y - \sigma_{oh}^5$

De manera preliminar, se puede concluir que los métodos directos e indirectos para estimar el esfuerzo horizontal in situ, σ_{oh} , así como la resistencia al corte no drenada, s_u , a partir del ensayo presiométrico, resultan relativamente subjetivos. En el caso de la arcilla de la Ciudad de México, se obtienen valores muy conservadores y/o sobrestimados de la resistencia no drenada; no obstante, como se presenta en la sección 8.9.2.1.5.7.3 (*Determinación de la resistencia al corte no drenada, s_u , a partir del ensayo presiométrico*), existe relación entre los resultados de la resistencia no drenada obtenida a partir de las pruebas de compresión triaxial y de piezocono, con la resistencia, s_u , determinada a partir del ensayo presiométrico.

8.9.2.1.5.7.2. Determinación del Módulo de rigidez al corte **G** y módulo elástico o de Young **E**, a partir de la curva presiométrica.

El Módulo de corte **G** de una arcilla es una medida de sus características de deformación elásticas cuando se somete a esfuerzos cortantes; a partir de éste es posible estimar la compresibilidad y el módulo de Young **E**.

Si la arcilla alrededor del presiómetro tiene un comportamiento elástico-lineal, el módulo de corte, **G**, puede ser calculado de la curva esfuerzo – deformación. Este módulo se expresa como:

$$G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad (66)$$

o

$$G = V \frac{dp}{dV} \quad (67)$$

Donde ε_c y V son, respectivamente, la deformación de la cavidad y el volumen actual de la misma. El empleo de una u otra ecuación dependerá del tipo de sonda utilizada; por ejemplo, la Ecuación 66 es adecuada para ensayos presiométricos realizados tanto con la sonda Elastómetro HQ como Ménard; mientras que la Ecuación 67 solo aplica para los ensayos realizados con la sonda tipo Ménard.

La pendiente inicial de las curvas $p:\varepsilon_c$ o $p:V$ puede ser usada para estimar un módulo inicial G_i (Figura 162). Sin embargo, en arcillas muy blandas a blandas, es muy probable que las deformaciones plásticas comiencen en una etapa muy temprana de la prueba, por lo que en este caso, con el objetivo de asegurar que todo el suelo responda elásticamente, es conveniente determinar el módulo de corte de la pendiente de un ciclo de descarga - recarga, el cual se realiza poco después de que la expansión ha alcanzado claramente una fase plástica, tal como sugiere Mair & D. M. (1987). Es importante considerar que en cualquier tipo de arcilla la instalación del presiómetro siempre va acompañada por algún grado de alteración (Mair & Wood, 1987) y, por lo tanto, podría dar una baja estimación del valor real *in situ* del módulo, por lo que es preferible obtener dicho módulo de un ciclo de descarga – recarga (G_{ur}).

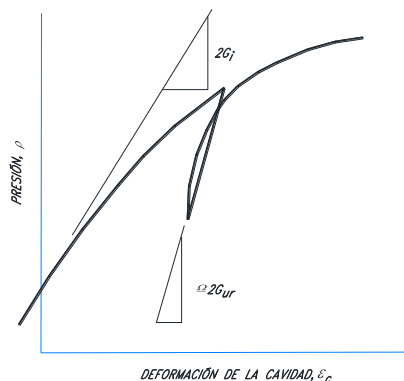


Figura 162. Determinación de los módulos de corte G_i y G_{ur} , a partir de la pendiente inicial de una curva de expansión presiométrica y de la pendiente de un ciclo de descarga-recarga (Mair & Wood, 1987)

Para Mair & D. M. (1987) la estimación de la resistencia al corte no drenada asume que la prueba es esencialmente no drenada, por lo que en caso de ocurrir algún drenaje durante un ciclo de descarga-recarga el uso completo de la prueba para deducir un conjunto único de propiedades del suelo puede llegar a ser difícil.

Así mismo, Mair & D. M. (1987) sostienen que si el ciclo de descarga-recarga se considera dentro del comportamiento elástico, este no debe ser tan grande como para que se produzcan deformaciones plásticas. El tamaño permitido de un ciclo descarga-recarga en un material elástico-plástico ideal puede ser estimado a partir de la relación esfuerzo cortante (τ): deformación de corte (γ), tal como se muestra en la Figura 163 (a). Durante la expansión de dicho material en la fase plástica, el esfuerzo cortante en las paredes de la cavidad (y más allá) es igual a c_u , en donde el elemento de suelo en la pared de la cavidad alcanza el punto P en la curva esfuerzo – deformación. Para el caso de un material plástico ideal, la descarga en P es elástica hasta el esfuerzo cortante c_u , en la dirección opuesta en el punto X. Esto corresponde a una reducción en el esfuerzo radial, equivalente a dos veces la resistencia al corte no drenada, $2c_u$, y a su vez, representa un cambio en el esfuerzo necesario para alcanzar el suelo en las paredes de la cavidad desde un estado de falla con el esfuerzo radial como el esfuerzo principal mayor a un estado de falla con el esfuerzo radial como el esfuerzo principal menor. Es posible construir una curva en el diagrama de expansión presiométrico (Figura 163 b), indicando los límites de la región dentro de la cual el comportamiento de descarga elástico puede ser anticipado.

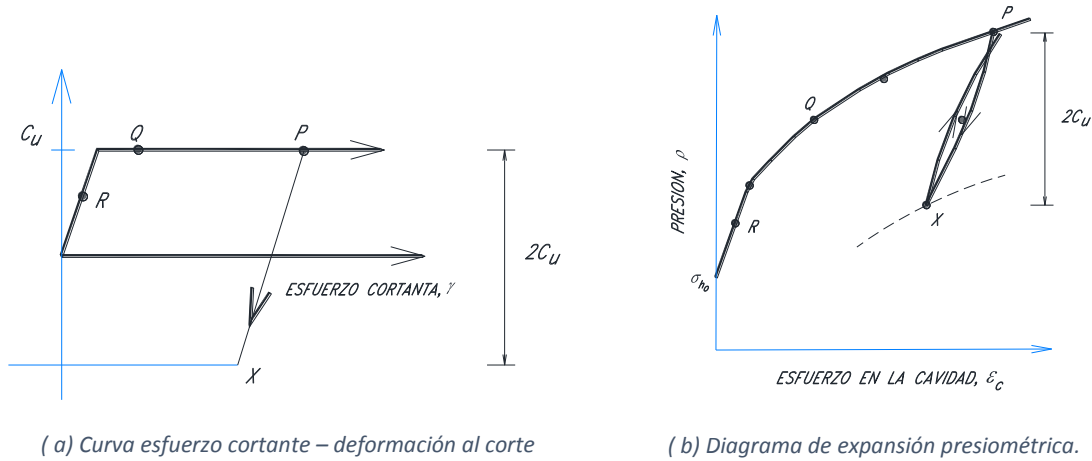


Figura 163. Rango del esfuerzo cortante para la respuesta elástica en un material perfectamente elasto-plástico (Wroth, 1982).

En la práctica, las arcillas no responden como un material idealmente elasto – plástico, por lo que se deben usar incrementos de presión considerablemente menores que el doble de la resistencia al corte no drenada estimada si se quiere evitar una histéresis significativa en los ciclos de descarga-recarga. Un módulo alto corresponde a una amplitud de deformación pequeña de un ciclo de descarga-recarga.

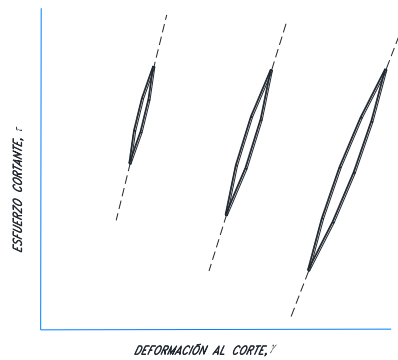


Figura 164. Dependencia del módulo de la amplitud de los ciclos de descarga – recarga (Mair y D.M. Wood, 1987).

Según Mair & D. M. Wood (1987) el módulo G_i es un módulo tangente inicial, determinado directamente de una curva de expansión piezométrica, asumiendo inicialmente una respuesta elástica de la arcilla. Si se utiliza el análisis de volumen constante para determinar una curva completa esfuerzo cortante (τ): deformación al corte (γ) para la arcilla, entonces es posible determinar un módulo secante, G_s , a la deformación deseada durante

la prueba, a partir de la curva esfuerzo - deformación. En la Figura 165 el módulo tangente inicial es:

$$G_i = \left(\frac{d\tau}{d\gamma} \right)_{\gamma=0} \quad (68)$$

Mientras que el Módulo de corte secante se define por:

$$G_s = \frac{\tau}{\gamma} \quad (69)$$

en una deformación al corte particular, γ . Entonces, de la Ecuación (69),

$$\tau = \varepsilon_c \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad (70)$$

Debido a que la deformación de la cavidad, ε_c , es igual a la mitad de la deformación al corte en las paredes de la cavidad, el módulo secante (G_s) para un valor determinado de deformación de la cavidad es aproximadamente la mitad de la pendiente de la curva presiométrica en ese valor de ε_c .

$$G_s = \frac{1}{2} \left(\frac{dp}{d\varepsilon_c} \right) \varepsilon_c \quad (71)$$

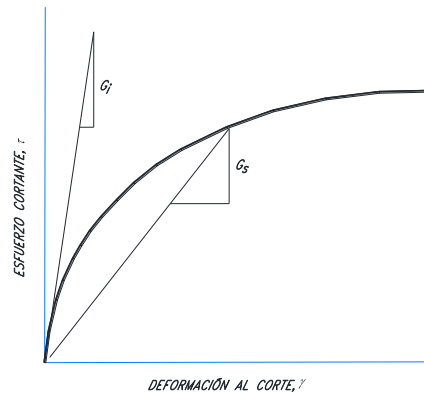


Figura 165. Definición del módulo tangente inicial y secante (Mair & D.M. Wood, 1987).

Gambin M. (1995) considera que el módulo presiométrico, E_m , es un módulo de corte G “disfrazado” de un módulo de Young, esto de acuerdo con la expresión

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (72)$$

donde ν es el coeficiente de Poisson, al que se le ha atribuido convencionalmente el valor de 0.33. Por lo tanto, también es posible determinar de manera sencilla el módulo de elasticidad del material ensayado, ya sea partir de un módulo de corte inicial, G_i , o de módulo de descarga-recarga, G_{ur} .

A continuación se presentan los Módulos de corte y de elasticidad (G y E , respectivamente) inicial y descarga – recarga (G_{ur} y E_{ur}) de la arcilla y limo arcilloso de alta plasticidad (CH y MH), correspondientes al área de estudio (Calle 23, #232 colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco), así como los resultados del proyecto ubicado en Av. Jardín, colonia del Gas, Azcapotzalco.

Tabla 57. Módulo de rigidez al corte inicial, G_i , obtenido de la pendiente inicial de la curva esfuerzo-deformación presiométrica; módulo de corte, G_{ur} , obtenido de un ciclo de descarga-recarga y determinación del Módulo Elástico, E , correspondientes a la primera etapa de estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	σ_{ho}^1 (kPa)	p_y (kPa)	p_L^2 (kPa)	G^3 (MPa)	E^4 (MPa)	G^5 (MPa)	E^6 (MPa)	G_{ur}^7 (MPa)	E_{ur}^8 (MPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-01	OYO	6.40	2.11	2.19	237.0	350.0	554.0	-	-	0.73	1.95	0.76	2.02	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-02	Menard	6.50	0.50	-	66.0	-	-	0.06	0.17	0.20	0.54	-	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	Menard	8.00	1.50	-	104.38	195.0	250.0	0.33	0.88	0.68	1.85	-	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica; 2.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión; 3.- Módulo de rigidez al corte inicial G , obtenido de la expresión: $G = \nu \frac{dp}{d\nu}$; 4.- Módulo Elástico o de Young, obtenido a partir de la expresión: $E = 2G(1 + \nu)$, considerando el módulo de rigidez al corte G^3 ; 5.- Módulo de rigidez al corte inicial G , obtenido de la expresión: $G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\epsilon_c}$; 6.- Módulo Elástico o de Young, obtenido a partir de la expresión: $E = 2G(1 + \nu)$, considerando el módulo de rigidez al corte: G^5 ; 7.- Módulo de rigidez al corte inicial de un ciclo de descarga-recarga; 8.- Módulo de elasticidad de un ciclo de descarga-recarga.

Tabla 58. Módulo de rigidez al corte inicial, G_i , obtenido de la pendiente inicial de la curva esfuerzo-deformación presiométrica; módulo de corte, G_{ur} , obtenido de un ciclo de descarga-recarga y determinación del Módulo Elástico, E , correspondientes a la primera etapa de estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., enero 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	σ_{ho}^1 (kPa)	p_y (kPa)	p_L^2 (kPa)	G^3 (MPa)	E^4 (MPa)	G^5 (MPa)	E^6 (MPa)	G_{ur}^7 (MPa)	E_{ur}^8 (MPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-03	OYO	6.00	2.05	-	209.55	380.0	522.0	-	-	0.77	2.05	-	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-04	OYO	4.00	2.25	3.54	179.0	310.0	487.64	-	-	0.86	2.29	1.32	3.52	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	OYO	8.00	1.62	1.63	173.0	290.0	444.0	-	-	0.60	1.59	0.59	1.57	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica; 2.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión; 3.- Módulo de rigidez al corte inicial G , obtenido de la expresión: $G = \nu \frac{dp}{d\nu}$; 4.- Módulo Elástico o de Young, obtenido a partir de la expresión: $E = 2G(1 + \nu)$, considerando el módulo de rigidez al corte G^3 ; 5.- Módulo de rigidez al corte inicial G , obtenido de la expresión: $G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\epsilon_c}$; 6.- Módulo Elástico o de Young, obtenido a partir de la expresión: $E = 2G(1 + \nu)$, considerando el módulo de rigidez al corte: G^5 ; 7.- Módulo de rigidez al corte inicial de un ciclo de descarga-recarga; 8.- Módulo de elasticidad de un ciclo de descarga-recarga.

Tabla 59. Módulo de rigidez al corte inicial, G_i , obtenido de la pendiente inicial de la curva esfuerzo-deformación presiométrica y determinación del Módulo Elástico, E . MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V. (enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m	σ_{ho}^1	P_y	P_L^2	G^3	E^4	G^5	E^6	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
			(MPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
SMI-02	Menard	3.00	1.20	38.0	116.0	200.0	0.31	0.83	0.45	1.22	Costra superficial (C.S.): Limo arenoso preconsolidado de baja plasticidad (ML), de consistencia firme. Contenido natural de agua (w %) del orden de 50%
	Menard	6.00	1.00	56.0	133.0	190.0	0.41	1.12	0.10	0.27	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo y café; de consistencia muy blanda a blanda. Contenido natural de agua (w %) del orden de 250 a 150%
	Menard	9.00	19.90	181.0	810.0	1620.0	6.88	18.57	2.59	6.99	Lente de arena (L.A): Arena con limo (SM), de compacidad media, color gris claro.
	Menard	13.50	42.70	426.0	2150.0	3890.0	12.63	34.10	6.77	18.29	Primer capa dura (CD-1): Limo arenoso (ML) preconsolidado, de consistencia dura; color café / café oscuro. Contenido natural de agua comprendido entre 28 y 50%
	Menard	16.50	5.60	267.0	430.0	630.0	1.38	3.73	1.65	4.47	Serie arcillosa superior - Primer capa blanda (S.A.S-C.B1): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda a media; color café oscuro. Contenido natural de agua (w %) del orden de 250 a 150%.

1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica; 2.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión; 3.- Módulo de rigidez al corte inicial G_i , obtenido de la expresión: $G = \nu \frac{dp}{dq}$; 4.- Módulo Elástico o de Young, obtenido a partir de la expresión: $E = 2G(1 + \nu)$, considerando el módulo de rigidez al corte G^3 ; 5.- Módulo de rigidez al corte inicial G_i , obtenido de la expresión: $G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\epsilon_c}$; 6.- Módulo Elástico o de Young, obtenido a partir de la expresión: $E = 2G(1 + \nu)$, considerando el módulo de rigidez al corte: G^5 .

En general, los Módulos de Elasticidad (Tablas 57 a 59) presentan una fuerte similitud con su homólogo, el módulo presiométrico, E_m , especialmente aquellos que fueron determinados directamente de la curva presiométrica con sonda Elastómetro HQ, pues prácticamente el módulo presiométrico es igual al módulo Elástico.

A su vez, tanto los módulos de elasticidad (E) como los de descarga – recarga (E_{ur}) son congruentes con el rango de valores conocidos para arcillas de consistencia blanda a muy blanda, como las arcillas de la ciudad de México, tal como se puede apreciar en las siguientes tablas.

Tabla 60. Valores representativos del módulo de elasticidad para diferentes tipos de arcillas, M.Das (2006).

Tipo de suelo	Módulo de Elasticidad, E	
	kN/m ²	MPa
Arcilla blanda	1,800 - 3,500	1.80 - 3.50
Arcilla dura	6,000 - 14,000	6.00 - 14.00
Arena suelta	10,000 - 28,000	10.00 - 28.00
Arena densa	35,000 - 70,000	35.00 - 70.00

Tabla 61. Valores indicativos del módulo de elasticidad para diferentes tipos de arcilla, M. González (2012).

Consistencia	Módulo de Elasticidad, E MPa
Muy blanda	< 2.5
Blanda	2.5 - 5.0
Media	5.0 a 10.0
Firme	10.0 a 20.0
Muy firme	20.0 a 40.0
Dura	> 40.0

Tabla 62. Rango de valores del módulo esfuerzo deformación estático E , para arcillas de diferente consistencia, Bowles (1997)

Suelo	Módulo de Elasticidad, E MPa
Arcilla muyblanda	2.0 - 15.0
Arcilla blanda	5.0 - 25.0
Arcilla media	15.0 - 50.0
Arcilla dura	50.0 - 100.0

Mair & Wood (1987) presentaron una comparación gráfica entre los módulos de corte (G_i , G_{50} y G_{ur}) obtenidos de ensayos presiométricos tipo SBP (Self-boring pressuremeter), realizados en las arcillas de Londres (Windle & Wroth, 1977) y en la arcilla blanda de Porto Tolle (Ghionna et.al. 1983), con los módulos de corte determinados a partir de pruebas de carga en placa (865 mm de diámetro) y de compresión triaxial convencionales en probetas de 98 y 36 mm de diámetro. A continuación se muestran los módulos de corte (G_i , G_{50} y G_{ur}) y elásticos (E_i , E_{50} y E_{ur}) determinados a partir de los ensayos PBP (Prebored Pressuremeter) con las sondas Ménard y Elastómetro HQ realizados en la Arcilla de la Ciudad de México, y su comparación con los módulos obtenidos a partir de las pruebas de compresión Triaxial UU y CU (Figura 166 y 167).

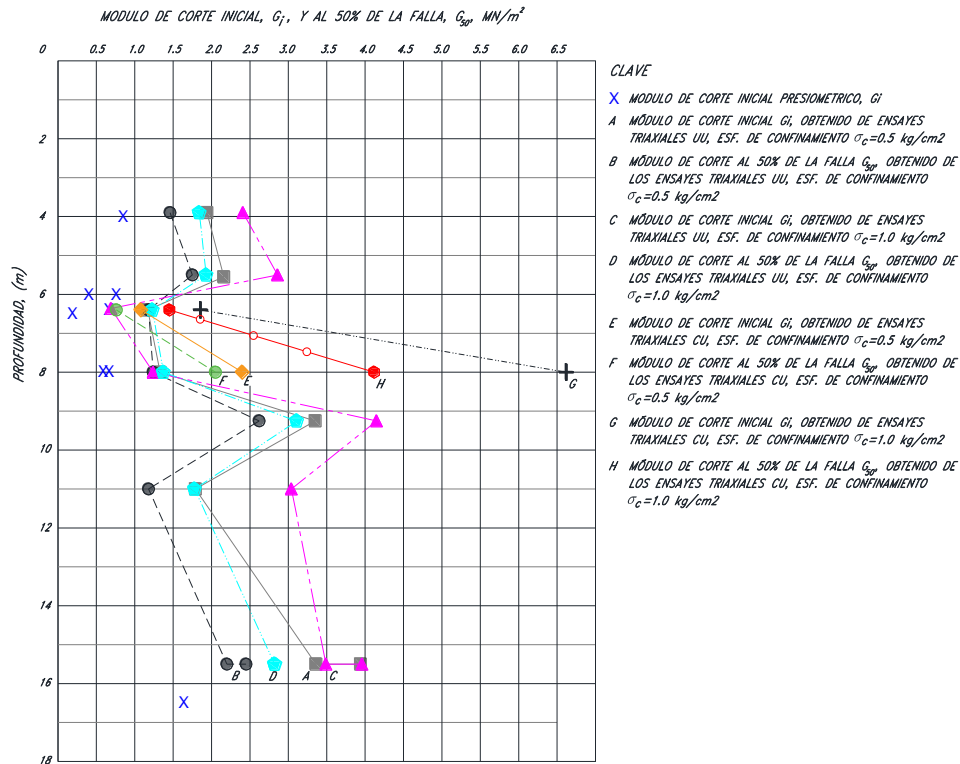


Figura 166. Comparación del módulo de corte inicial G_i , obtenido a partir de ensayos presiométricos de perforación previa (PBP) en la arcilla ligeramente sobreconsolidada de la Ciudad de México (Zona de Lago Centro I) con los de pruebas de compresión triaxial UU y CU.

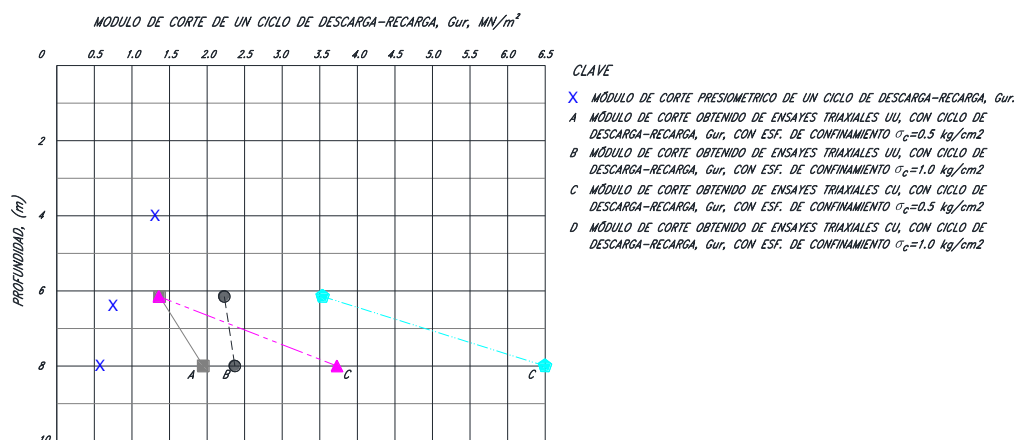


Figura 167. Comparación del módulo de corte de un ciclo de carga descarga, G_{ur} , obtenido a partir de ensayos presiométricos de perforación previa (PBP) en la arcilla ligeramente preconsolidada de la Ciudad de México (Zona de Lago Centro I) con los de pruebas de compresión triaxial UU y CU.

Como se puede apreciar, el módulo de rigidez al corte determinado a partir de la pendiente de la respuesta presiométrica $p:\mathcal{E}_c$ o $p:V$, utilizando las Ecuaciones 66 y 67, es relativamente sencillo. Se espera que los valores de los módulos de descarga - recarga (G_{ur}) proporcionen una indicación más razonable de las propiedades elásticas de la arcilla que los módulos iniciales (G_i), particularmente por que en los ensayos tipo MPM es inevitable la alteración significativa del material debido a la instalación de la sonda; no obstante, como se puede apreciar en las Figuras 166 y 167, los módulos de rigidez al corte (G_i) y de descarga-recarga (G_{ur}) obtenidos directamente de la curva presiométrica, presentan cierta relación con sus homólogos obtenidos en laboratorio, principalmente para el caso de los ensayos triaxiales en condiciones no drenadas - no consolidadas (UU).

Los módulos de elasticidad obtenidos indirectamente de las curvas presiométricas (E^5), para el caso de los ensayos realizados con sonda Elastómetro HQ, presentan una fuerte similitud con los medidos a partir de las pruebas de compresión triaxial UU. Como se puede apreciar en las Tablas 63 y 64, los módulos de elasticidad no drenados, E , obtenidos de las pruebas de compresión triaxial UU, para un esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 0.5$ kg/cm², equivalen entre 1.5 y 2.3 veces los módulos presiométricos (E_m^2) y los módulos de elasticidad (E^5) obtenidos indirectamente (a partir del módulo de corte inicial, G_i) de la curva presiométrica. Para el mismo esfuerzo de confinamiento ($\sigma_c = 0.5$ kg/cm²), los módulos secante, E_{50} , también equivalen aproximadamente entre 1.5 y 2.0 veces los módulos presiométricos (E_m^2) y los módulos de elasticidad (E^5) determinados indirectamente de la curva presiométrica.

Asimismo, los módulos presiométricos del ciclo descarga-recarga, E_{ur}^3 , equivalen aproximadamente entre 1/3 a 3/5 los módulos de descarga recarga, E_{ur} , determinados a partir de las pruebas de compresión triaxial UU, para un esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 0.5 \text{ kg/cm}^2$; mientras que para el esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, los módulos E_{ur} equivalen entre 2.75 y 4 veces los módulos de descarga-recarga, E_{ur}^3 , del ensayo presiométrico.

Los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas UU para un esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, equivalen aproximadamente entre 1 y hasta 2.8 veces los módulos presiométricos (E_m^2) y los módulos de elasticidad (E^5) determinados indirectamente (a partir del módulo de corte inicial, G_i) de la curva presiométrica. Para el mismo esfuerzo de confinamiento ($\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$), los módulos secante, E_{50} , equivalen entre 1.6 a 2.3 veces los módulos presiométricos (E_m^2), así como también los módulos elásticos (E^5) determinados indirectamente de la curva presiométrica.

Tabla 63. Comparación de los módulos al corte (G y G_{ur}) y de elasticidad (E , E_{ur}) obtenidos directamente de la curva presiométrica, con los módulos de rigidez al corte (G , G_{50} y G_{ur}) y deformación (E , E_{50} , E_{ur}) obtenidos de las curvas esfuerzo deformación de los ensayos de compresión triaxial UU. Primera etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	Presiómetro							Triaxiales UU						
			σ_v^1 (kPa)	E_m^2 (Mpa)	E_{ur}^3 (Mpa)	G^4 (Mpa)	E^5 (Mpa)	G_{ur}^6 (Mpa)	E_{ur}^7 (Mpa)	σ_c^8 (kPa)	E (Mpa)	G (Mpa)	E_{50} (Mpa)	G_{50} (Mpa)	E_{ur} (Mpa)	G_{ur} (Mpa)
SP-01	OYO	6.40	55.89	2.11	2.19	0.73	1.95	0.76	2.02	49.03	3.17	1.17	3.18	1.18	3.68	1.37
			98.07	1.88	0.69	3.31	1.23	6.02	2.23							
SP-02	Menard	6.50	55.89	0.50	-	0.20	0.54	-	-	49.03	3.17	1.17	3.18	1.18	3.68	1.37
			98.07	1.88	0.69	3.31	1.23	6.02	2.23							
	Menard	8.00	61.29	1.50	-	0.68	1.85	-	-	49.03	3.60	1.33	3.34	1.24	5.28	1.95
			98.07	3.70	1.26	3.69	1.37	6.41	2.37							

1.- Esfuerzo vertical efectivo hidrostático a la profundidad del ensayo presiométrico 2.- Módulo presiométrico; 3.- Módulo presiométrico descarga - recarga; 4.- Módulo de rigidez al corte inicial G_i obtenido de la expresión: $G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\epsilon_c}$ 5.- Módulo Elástico o de Young obtenido de la curva presiométrica a partir de la expresión: $E = 2G(1 + \nu)$, considerando el módulo de rigidez al corte: G^4 ; 6.- Módulo de rigidez al corte de un ciclo de descarga-recarga, obtenido directamente de la curva presiométrica; 7.- Módulo de descarga-recarga obtenido a partir del módulo de rigidez al corte: G_{ur} ; 8.- Esfuerzos de confinamiento para ensayos de compresión triaxial UU.

En el caso de los ensayos realizados con la sonda tipo Ménard (Tablas 63 y 65), los módulos presiométricos, E_m^2 , equivalen aproximadamente entre 1/6 y 5/8 los módulos de elasticidad (E) determinados a partir de las pruebas de compresión triaxial UU, para un esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 0.5 \text{ kg/cm}^2$, y aproximadamente entre 1/8 y 3/5 los módulos correspondientes al esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$. Asimismo, los módulos de deformación, E^5 , determinados indirectamente (a partir del módulo de corte inicial, G_i) de la curva presiométrica, equivalen entre 1/6 y 1/2 los módulos de elasticidad (E) determinados a partir de las pruebas de compresión triaxial UU, para el esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 0.5 \text{ kg/cm}^2$; y entre 1/7 y 1/2 los módulos correspondientes al esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$. Los módulos secante (E_{50}), obtenidos de las pruebas

de compresión triaxial UU para un esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 0.5 \text{ kg/cm}^2$, equivalen entre 1.1 y hasta 6.4 veces los módulos presiométricos (E_m^1 y E_m^2) y de 1.6 hasta 5.9 veces los módulos de elasticidad (E^3 y E^5) determinados indirectamente (a partir del módulo de corte inicial, G) de la curva presiométrica. Los módulos E_{50} , correspondientes al esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, equivalen entre 1.4 y hasta 6.6 veces los módulos presiométricos (E_m^1 y E_m^2), y aproximadamente entre 2 y 6.1 veces los módulos de elasticidad (E^3 y E^5) determinados indirectamente (a partir del módulo de corte inicial, G) de la curva presiométrica

Tabla 64. Comparación de los módulos al corte (G y G_{ur}) y de elasticidad (E , E_{ur}) obtenidos directamente de la curva presiométrica, con los módulos de rigidez al corte (G , G_{50} y G_{ur}) y deformación (E , E_{50} , E_{ur}) obtenidos de las curvas esfuerzo deformación de los ensayos de compresión triaxial UU . Segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., enero 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	Presiómetro							Triaxiales UU						
			σ_v^{-1} (kPa)	E_m^2 (Mpa)	E_{ur}^3 (Mpa)	G^4 (Mpa)	E^5 (Mpa)	G_{ur}^6 (Mpa)	E_{ur}^7 (Mpa)	σ_c^8 (kPa)	E (Mpa)	G (Mpa)	E_{50} (Mpa)	G_{50} (Mpa)	E_{ur} (Mpa)	G_{ur} (Mpa)
SP-03	OYO	6.00	53.94	2.05	-	0.77	2.05	-	-	49.03	3.17	1.17	3.18	1.18	3.68	1.37
			98.07	1.88	0.69	3.31	1.23	6.02	2.23	-	-	-	-	-	-	-
SP-04	OYO	4.00	49.03	2.25	3.54	0.86	2.29	1.32	3.52	-	-	-	-	-	-	-
	OYO	8.00	61.29	1.62	1.63	0.60	1.59	0.59	1.57	49.03	3.60	1.33	3.34	1.24	5.28	1.95
										98.07	3.70	1.26	3.69	1.37	6.41	2.37

1.- Esfuerzo vertical efectivo hidrostático a la profundidad del ensayo presiométrico 2.- Módulo presiométrico; 3.- Módulo presiométrico descarga - recarga; 4.- Módulo de rigidez al corte inicial G , obtenido de la expresión: $G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\epsilon_c}$ 5.- Módulo Elástico o de Young obtenido de la curva presiométrica a partir de la expresión: $E = 2G(1 + \nu)$, considerando el módulo de rigidez al corte: G^4 ; 6.- Módulo de rigidez al corte de un ciclo de descarga-recarga, obtenido directamente de la curva presiométrica; 7.- Módulo de descarga-recarga obtenido a partir del módulo de rigidez al corte: G_{ur}^6 ; 8.- Esfuerzos de confinamiento para ensayos de compresión triaxial UU .

Tabla 65. Comparación de los módulos al corte (G) y de elasticidad (E) obtenidos directamente de la curva presiométrica, con los módulos de rigidez al corte (G , G_{50}) y deformación (E , E_{50} , E_{ur}) obtenidos de las curvas esfuerzo deformación de los ensayos de compresión triaxial UU (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., enero 2015 – 2016).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	Presiómetro						Triaxiales UU				
			σ_v^{-1} (kPa)	E_m^1 (Mpa)	G^2 (Mpa)	E^3 (Mpa)	G^4 (Mpa)	E^5 (Mpa)	σ_c^6 (kPa)	E (Mpa)	G (Mpa)	E_{50} (Mpa)	G_{50} (Mpa)
SMI-1	-	3.90	49.03	-	-	-	-	-	50.99	5.23	1.94	3.95	1.46
			98.07	-	-	-	-	-	98.07	6.51	2.41	4.97	1.84
SMI-2	-	5.50	53.45	-	-	-	-	-	50.99	5.82	2.16	4.71	1.75
			98.07	-	-	-	-	-	98.07	7.73	2.86	5.22	1.93
SMI-2	Menard	6.00	53.94	1.00	0.41	1.12	-	-	-	-	-	-	-
SMI-1	-	9.25	63.74	-	-	-	-	-	50.99	9.05	3.35	7.10	2.62
			98.07	-	-	-	-	-	98.07	11.20	4.15	8.40	3.11
SM-1	-	11.00	70.41	-	-	-	-	-	50.99	4.83	1.79	3.18	1.18
			98.07	-	-	-	-	-	98.07	8.21	3.04	4.82	1.78
SM-2	-	11.50	72.57	-	-	-	-	-	50.99	9.91	3.67	6.11	2.26
			98.07	-	-	-	-	-	98.07	26.48	9.81	7.50	2.78
SM-1	-	15.50	95.61	-	-	-	-	-	50.99	9.06	3.36	6.63	2.45
									98.07	9.41	3.49	7.60	2.82
SM-2	-	15.50	95.61	-	-	-	-	-	50.99	10.64	3.94	5.94	2.20
									98.07	10.70	3.96	7.64	2.83
SMI-2	Menard	16.50	98.07	5.60	1.38	3.73	1.65	4.47	-	-	-	-	-

1.- Esfuerzo vertical efectivo hidrostático a la profundidad del ensayo presiométrico 2.- Módulo presiométrico; 3.- Módulo presiométrico descarga - recarga; 4.- Módulo de rigidez al corte inicial G , obtenido de la expresión: $G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\epsilon_c}$; 5.- Módulo Elástico o de Young obtenido de la curva presiométrica a partir de la expresión: $E = 2G(1 + \nu)$, considerando el módulo de rigidez al corte: G^4 ; 6.- Esfuerzos de confinamiento para ensayos de compresión triaxial UU .

Finalmente, cabe destacar que independientemente de la variación que presentan los módulos determinados directamente de la curva presiométrica (E_m , E y E_{ur}) con sus homólogos obtenidos y/o medidos en laboratorio (E , E_{50} y E_{ur}), ambos casos corresponden al rango de valores conocidos del módulo elástico para arcillas de consistencia muy blanda a blanda, tal como se puede apreciar en las Tablas 60 a 62.

8.9.2.1.5.7.3. Determinación de la resistencia al corte no drenada, s_u , a partir del ensayo presiométrico.

En la sección 8.8.2 se presentan los resultados gráficos (curvas esfuerzo – deformación) y cuantitativos de los ensayos de compresión simple (q_u) y triaxial UU realizados a las muestras de arcilla ligeramente preconsolidada de la Ciudad de México, obtenidas en los sitios de estudio. Como se puede apreciar, el esfuerzo desviador aumenta al máximo, para luego disminuir a medida que aumenta la deformación después de este valor “pico”. Usualmente la resistencia no drenada se obtiene como la mitad de la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el menor (mitad del esfuerzo desviador) y podría citarse como una resistencia máxima o una gran resistencia a la deformación, según la etapa de la prueba en la que se determinó.

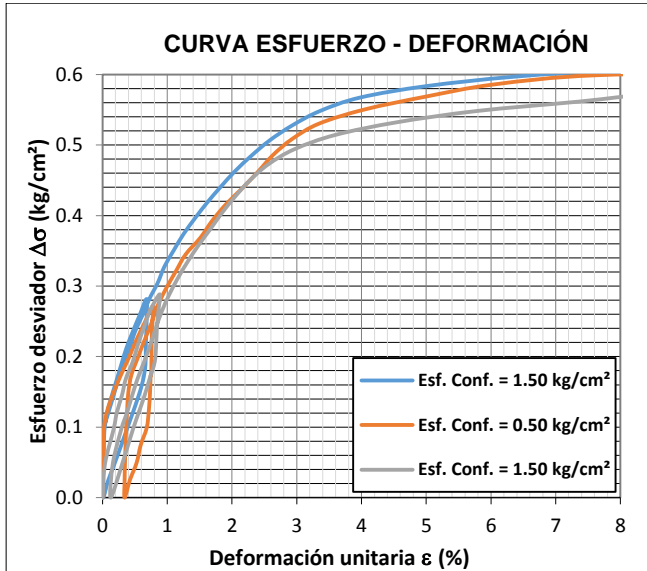


Figura 168. Curva esfuerzo-deformación de una compresión triaxial no drenada en una muestra de arcilla de la Ciudad de México, a diferentes esfuerzos de confinamiento y con un ciclo de descarga-recarga. Facultad de ingeniería – Laboratorio de Mecánica de suelos, UNAM (2017).

Considerando el hecho de que en otro tipo de dispositivos los modos de deformación son diferentes, es de esperar que exista una variación en los valores de los esfuerzos principales a la falla. Dispositivos como la caja de corte (box shear), veleta (vane test) y la cámara de corte simple no proporcionan información de los esfuerzos principales sino

meramente una indicación del esfuerzo cortante promedio movilizado en un plano y/o superficie particular. Usualmente el valor máximo de esta resistencia al corte es aceptado como una medida de la resistencia para cada dispositivo.

Por lo tanto, no existe un valor único de la resistencia no drenada de un suelo. El análisis acerca de la confiabilidad de la resistencia no drenada obtenida a partir del ensayo presiométrico es limitado, esto debido al problema de elegir las resistencias apropiadas determinadas a partir de otro tipo de pruebas contra las cuales sea posible comparar las resistencias del presiómetro. Teóricamente, las resistencias deberían ser únicamente comparadas con aquellas medidas en pruebas de laboratorio, siguiendo el mismo comportamiento de deformación (pruebas de deformación plana a partir de una prueba de consolidación unidireccional adecuada). No obstante, las resistencias presiométricas son comparadas inevitablemente con resultados de otras pruebas que son bastante diferentes (Mair & Wood, 1987).

De acuerdo con R.J. Mair y D.M. Wood (1987), existen dos métodos para la estimación de la resistencia a partir de los ensayos presiométricos en arcillas, estos son: de la curva de $p:\log_e \Delta V/V$ y, la presión límite (p_L).

De acuerdo con Clarke B. (1995) es preferible determinar la resistencia no drenada de una prueba PBP, utilizando métodos empíricos. Por su parte Cassan (1972) y otros investigadores sugieren que la resistencia debe ser determinada a partir de la presión límite, utilizando la Ecuación (73). Esto solo aplica para las arcillas cuyo comportamiento sea perfectamente elasto-plástico lineal, lo cual, en términos prácticos, es una suposición razonable.

Considerando lo anterior, en el presente trabajo de investigación se utilizó el método de estimación de la resistencia no drenada a partir de la presión límite, el cual considera básicamente que, cuando una cavidad cilíndrica se expande en un suelo perfectamente elasto-plástico, la presión límite

$$p_L = \sigma_{ho} + c_u [1 + \log_e (G/c_u)] \quad (73)$$

se alcanza teóricamente cuando la cavidad del presiómetro se expande indefinidamente: cuando $\Delta V/V=1$.

Conocido el valor de p_L , la resistencia no drenada puede ser estimada:

$$c_u = (p_L - \sigma_{ho}) / [1 + \log_e(G/c_u)] \quad (74)$$

o

$$c_u = (p_L - \sigma_{ho}) / N_p \quad (75)$$

Donde el parámetro:

$$N_p = 1 + \log_e(G/c_u) = \beta^* \quad (76)$$

se conoce como la constante presiométrica por Marsland y Randolph (1977) y es análoga a la constante del piezocono N_{kt} usada para estimar la resistencia no drenada a partir del ensayo de resistencia por punta, la cual equivale a 14 para arcillas blandas (8.8.1.1.3.2 – Resistencia al corte no drenada, su, a partir de las lecturas de la prueba de resistencia en punta del piezocono).

La Ecuación (74) puede ser utilizada para estimar c_u si se cuenta con un valor del módulo de corte G , obtenido de un ciclo de descarga-recarga. Alternativamente, la Ecuación (75) puede ser utilizada con un valor promedio $N_p = 6.2$ (Mair & Wood, 1987). Utilizar un valor sencillo de N_p en la Ecuación (75) proporciona una idea cuantitativa sobre los cambios de resistencia dentro de un perfil de suelo particular. El rango de valores de N_p o β^* propuesto por R.J. Mair y D.M Wood (1987) es de 5.5 a 6.8.

Clarke B. (1995) considera que el índice de rigidez (G/c_u) varía entre 200 y 2000, por lo que el parámetro $[1 + \log_e(G/c_u)]$ oscila entre 6.2 y 7.6. El esfuerzo horizontal σ_{oh} puede ser determinado de la curva de prueba utilizando alguno de los métodos descritos en la sección 8.9.2.1.5.7.1 (Estimación del esfuerzo horizontal in situ, σ_{oh} , a partir de la curva presiométrica).

A su vez, Clarke B. (1995) sostiene que en la práctica N_p o β^* varía entre 3.3 para arcillas blandas y 12 para arcillas duras, tal como se muestra en la Figura 169. La discrepancia y/o variación de este parámetro se debe a la dificultad de medición de σ_{oh} , la diferencia entre los valores de resistencia al corte determinados en laboratorio y la resistencia al corte presiométricas, así como la influencia de la zona alterada y la anisotropía.

La Tabla 66, proporciona un resumen de las diferentes correlaciones entre s_u y p_{lm} , desarrolladas por diferentes investigadores para ensayos tipo PBP.

Tabla 66. Relaciones empíricas entre resistencia al corte no drenado y la presión límite.

s_u	Clay type	Referencia
$(p_{lm} - \sigma_h)/k$	$k = 2 \text{ a } 5$	Ménard (1957d)
$(p_{lm} - \sigma_h)/5.5$	Arcilla blanda a firme	Cassan (1972), Amar and Jézéquel (1972)
$(p_{lm} - \sigma_h)/8$	Arcilla firme a dura	
$(p_{lm} - \sigma_h)/15$	Arcilla dura a muy dura	
$(p_{lm} - \sigma_h)/6.8$	Arcilla dura	Marsland y Randolp (1977)
$(p_{lm} - \sigma_h)/5.1$	Todas las arcillas	Lukas and LeClerc de Bussy (1976)
$(p_{lm} - \sigma_h)/10 + 25$		Amar and Jézéquel (1972)
$(p_{lm} - \sigma_h)/10$	Arcilla dura	Martin and Drahos (1986)
$p_{lm} / 10 + 25$	Arcilla blanda a dura	Johnson (1986)
$(p_{lm} - \sigma_h)/6.2$	Todas las arcillas	R.J.Mair y D.M. Wood (1987)
$(p_{lm} - \sigma_h)/Np$	$Np = \text{constante del cono} = Nkt = 14$ para arcillas blandas	R.J.Mair y D.M. Wood (1987)
$(p_{lm} - \sigma_h)/6.9$	6.9 valor promedio para todas las arcillas	B.G. Clarke (1995)
$(p_{lm} - \sigma_h)/3.3$	Arcillas blandas	B.G. Clarke (1995)
$(p_{lm} - \sigma_h)/12$	Arcillas duras	B.G. Clarke (1995)

Con base a lo anterior, a continuación se presentan los resultados gráficos y cuantitativos de la resistencia al corte no drenada de la arcilla ligeramente sobreconsolidada correspondiente al área de estudio (Calle 23, #232 colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco), así como del proyecto ubicado en Av. Jardín, colonia del Gas, Azcapotzalco.

Tabla 67. Resistencia al corte no drenada obtenida a partir del método de la presión límite, utilizando diferentes coeficientes presiométricos $Np= 3.3, 5.5, 6.2, 6.9, 14$ y $10+25$; correspondientes a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, primera etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE Ingeniería en suelos S.A de C.V., enero 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	σ_{ho}^1 (kPa)	p_y (kPa)	p_L^2 (kPa)	p_L^3 (kPa)	p_L^{+4} (kPa)	S_u^5 (kPa)	S_u^6 (kPa)	S_u^7 (kPa)	S_u^8 (kPa)	S_u^9 (kPa)	S_u^{10} (kPa)
SP-01	OYO	6.40	237.0	350.0	554.0	525.0	317.0	96.06	57.64	51.13	45.94	22.64	15.0
SP-02	Menard	6.50	66.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Menard	8.00	104.38	195.0	250.0	292.50	145.62	44.13	26.48	23.49	21.10	10.40	8.36

1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica; 2.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión; 3.- Determinación de la presión límite de acuerdo con lo establecido por M. Gambin (1988), donde: $p_L = \frac{1}{2} p_y$; 4.- De acuerdo con Briaud (1992), $p_L^+ = p_L - \sigma_{ho}$; 5.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/3.3$; 6.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/5.5$; 7.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/6.2$; 8.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/6.9$; 9.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/14$; 10.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = p_L/10 + 25$

Tabla 68. Resistencia al corte no drenada obtenida a partir del método de la presión límite, utilizando diferentes coeficientes presiométricos $N_p = 3.3, 5.5, 6.2, 6.9, 14$ y $10+25$; correspondientes a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., enero 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	σ_{ho}^1 (kPa)	p_y (kPa)	p_L^2 (kPa)	p_L^3 (kPa)	p_L^{+4} (kPa)	S_u^5 (kPa)	S_u^6 (kPa)	S_u^7 (kPa)	S_u^8 (kPa)	S_u^9 (kPa)	S_u^{10} (kPa)
SP-03	OYO	6.00	209.6	380.0	522.0	570.0	312.45	94.68	56.81	50.40	45.28	22.32	16.29
SP-04	OYO	4.00	179.0	310.0	487.64	465.0	308.64	93.53	56.12	49.78	44.73	22.05	13.29
	OYO	8.00	173.0	290.0	444.0	435.0	271.0	82.12	49.27	43.71	39.28	19.36	12.43

1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica; 2.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión; 3.- Determinación de la presión límite de acuerdo con lo establecido por M. Gambin (1988), donde: $p_L = \frac{1}{2} p_y$; 4.- De acuerdo con Briaud (1992), $p_L = p_L - \sigma_{ho}$; 5.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/3.3$; 6.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/5.5$; 7.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/6.2$; 8.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/6.9$; 9.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/14$; 10.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = p_L/10+25$

Tabla 69. Resistencia al corte no drenada obtenida a partir del método de la presión límite, utilizando diferentes coeficientes presiométricos $N_p = 3.3, 5.5, 6.2, 6.9, 14$ y $10+25$; correspondientes al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., junio 2016 - enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	σ_{ho}^1 (kPa)	p_y (kPa)	p_L^2 (kPa)	p_L^3 (kPa)	p_L^{+4} (kPa)	S_u^5 (kPa)	S_u^6 (kPa)	S_u^7 (kPa)	S_u^8 (kPa)	S_u^9 (kPa)	S_u^{10} (kPa)
SMI-02	Ménard	3.00	38.0	116.0	200.0	174.0	162.0	-	-	-	-	-	-
	Ménard	6.00	56.0	133.0	190.0	199.5	134.0	40.61	24.36	21.61	19.42	9.57	5.70
	Ménard	9.00	181.0	810.0	1620.0	1215.0	1439.0	-	-	-	-	-	-
	Ménard	13.50	426.0	2150.0	3890.0	3225.0	3464.0	-	-	-	-	-	-
	Ménard	16.50	267.0	430.0	630.0	645.0	363.0	110.0	66.0	58.55	52.61	25.93	18.0

1.- Esfuerzo horizontal determinado a partir del método de iteración gráfica; 2.- Determinación de presión límite a partir de la gráfica inversa de volumen - presión; 3.- Determinación de la presión límite de acuerdo con lo establecido por M. Gambin (1988), donde: $p_L = \frac{1}{2} p_y$; 4.- De acuerdo con Briaud (1992), $p_L = p_L - \sigma_{ho}$; 5.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/3.3$; 6.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/5.5$; 7.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/6.2$; 8.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/6.9$; 9.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = (p_L - \sigma_{ho})/14$; 10.- Estimación de la resistencia al corte no drenada considerando que: $s_u = p_L/10+25$

En la Figura 169 se muestra la “*variación de la constante presiométrica (β^*) - resistencia al corte a partir de ensayos de compresión triaxial*”, presentada por Amar (1975) y referenciada por Clarke B. (1995), en la cual se grafican los resultados de la resistencia al corte, s_u , obtenida a partir de los ensayos presiométricos realizados en la arcilla ligeramente preconsolidada de la Ciudad de México (Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar y Av. Jardín Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco), contra la resistencia no drenada determinada a partir de los ensayos de compresión triaxial UU .

Mair & Wood (1987) presentaron una comparación gráfica entre la resistencia no drenada a partir de ensayos presiométricos SBP (*Self-boring pressuremeter*) realizados en las arcillas de Londres (Windle y Wroth, 1977) y en la arcilla blanda de Porto Tolle (Ghionna et.al., 1983) con la determinada a partir de pruebas de carga en placa (865 mm de diámetro), ensayos de compresión triaxial en probetas de 98 y 36 mm de diámetro y con la

prueba de penetración del cono. Por lo tanto, correspondiente a los sitios de estudio, a continuación se presenta la variación gráfica de la resistencia al corte determinada a partir de los ensayos PBP (*Prebored Pressuremeter*) con las sondas Ménard y Oyometro, así como su comparación con la resistencia no drenada obtenida de los ensayos de compresión Triaxial *UU* y de la prueba de resistencia en punta del piezocono (Figura 170).

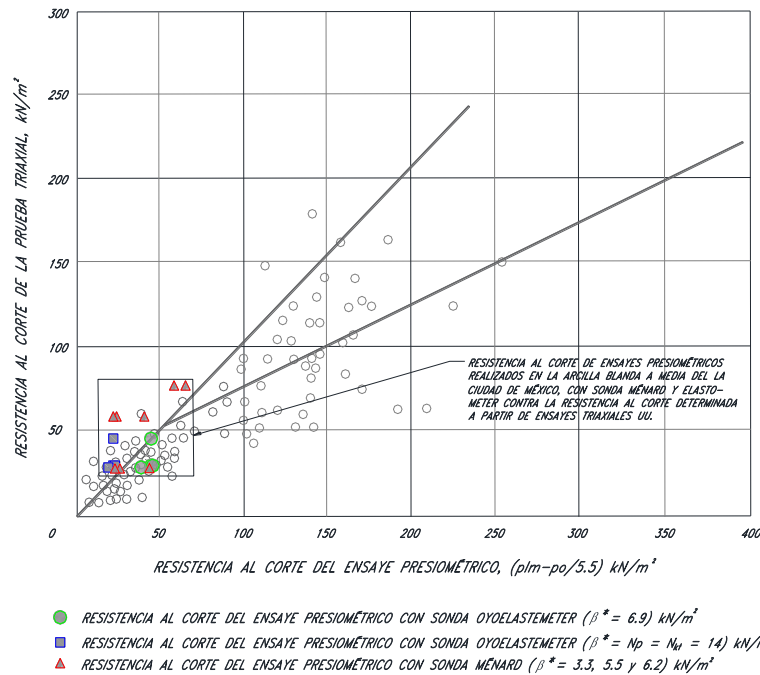


Figura 169. Variación de la constante presiométrica, β^* , con la resistencia al corte para arcillas de baja a alta plasticidad (CL a CH), presentada por Amar et al., 1975 y citada por Clarke B. (1995). Incluye la resistencia al corte no drenada presiométrica de las arcillas de la Ciudad de México, considerando valores de $\beta^* = 3.3, 5.5, 6.2, 6.9$ y 14 .

De acuerdo con resultados gráficos y numéricos presentados en esta sección, se puede apreciar que la resistencia no drenada, s_u , determinada a partir de los ensayos presiométricos realizados en la arcilla blanda a media de la Ciudad de México, presentan cierta relación con los resultados de la resistencia al corte medida a partir de las pruebas laboratorio, así como también con la resistencia no drenada (s_u) determinada a partir de la prueba de piezocono; sin embargo, es importante conocer previamente la consistencia y comportamiento mecánico de la arcilla ensayada – ya sea a partir de un sondeo de penetración estándar (SPT) o con las lecturas de la resistencia en punta del piezocono – pues de esta forma es posible establecer la constante presiométrica, N_p o β , más adecuada.

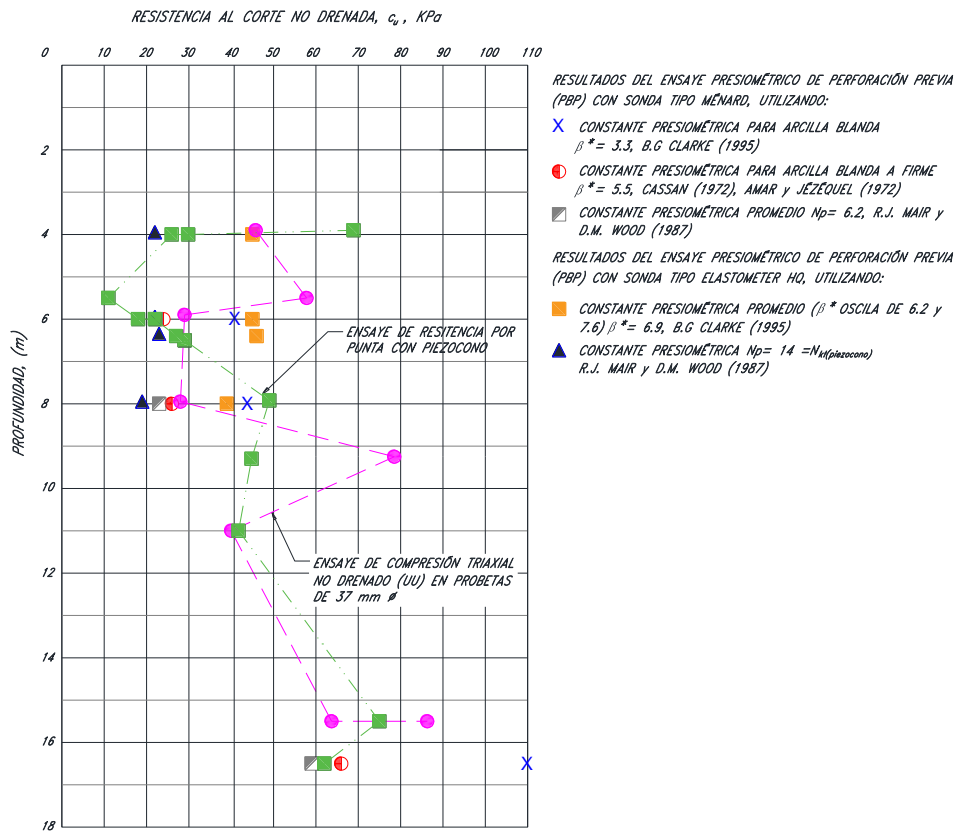


Figura 170. Variación con la profundidad de la resistencia al corte no drenada obtenida a partir de los ensayos presiométricos, considerando valores de $\beta^* = 3.3, 5.5, 6.2, 6.9$ y 14 ; comparación con los resultados de las pruebas de compresión triaxial UU y de piezocono.

Independientemente de la constante presiométrica utilizada, los resultados obtenidos corresponden al rango de valores conocidos de la resistencia no drenada de la arcilla muy blanda a media, ligeramente preconsolidada y normalmente consolidada de la Ciudad de México (Tablas 70 y 71); además, son congruentes con los valores indicativos de la resistencia no drenada de arcillas de consistencia blanda a media, reportados en la literatura especializada (Tabla 72).

Tabla 70 Estratigrafía y propiedades, zona de Lago Centro I, Ciudad de México, COVITUR (1987).

Estrato	Espesor (m)	γ (t/m^3)	c (t/m^2)	ϕ °
Costra Superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa Dura*	3 a 5	1.5 - 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 - 1.35	5 a 8	-

*La información disponible (COVITUR, 1987) todavía era limitada en el año de la publicación de este manual; los parámetros corresponden a pruebas triaxiales (CU).

Tabla 71 Estratigrafía y propiedades, zona de Lago Centro II, Ciudad de México, COVITUR (1987).

Estrato	Espesor (m)	γ (t/m^3)	c (t/m^2)	ϕ °
Costra Superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	-
Capa Dura*	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.5	6 a 12	-

*La información disponible (COVITUR, 1987) todavía era limitada en el año de la publicación de este manual; los parámetros corresponden a pruebas triaxiales (CU).

Tabla 72 Correlación del número de golpes NSPT y la resistencia al corte no drenado c_u , para cualquier tipo de arcilla, Bowles (1997).

Resistencia a la penetración estándar	Resistencia al corte	Consistencia
N70, Golpes	kPa	
0-2	<25	Muy blanda
3-5	25-50	Blanda
6-9	50-100	Media
10-16	100-200	Firme
17-30	200-400	Dura
>30	>400	Muy dura

El análisis de confiabilidad de la resistencia no drenada - obtenida a partir del ensayo presiométrico - es limitado, debido al problema de elegir las resistencias apropiadas determinadas a partir de otro tipo de pruebas contra las cuales sea posible comparar las resistencias del presiómetro. Por lo tanto, es importante considerar que este tipo de ensayos no reemplazan las pruebas de laboratorio u otro tipo de ensaye in situ.

Siempre será recomendable contar con la mayor de información posible acerca de la resistencia y deformación del suelo de estudio, proveniente de cualquier tipo de ensaye (in situ o de laboratorio); lo que permite sin duda una mejor comprensión y/o conocimiento sobre la resistencia del suelo de estudio.

8.9.2.1.5.7.4. Esfuerzo de preconsolidación, p_c .

El esfuerzo de preconsolidación p_c en la dirección horizontal ha sido comparado con p_t y con p_y (Figura 171). Algunos investigadores sostienen que p_y es p_c (Mori y Tajima, 1964; Lukas y Leclerc de Bussy, 1976). Otros han argumentado principalmente que p_t es p_c (Merritt et al., 1979); Baguelin (1978) encontró que p_c es diferente de p_y . De lo que no hay duda es que, para presiones inferiores a p_y , las deformaciones son pequeñas, mientras que para presiones superiores a p_y las deformaciones son mucho mayores. En este sentido, existe una analogía del comportamiento entre el esfuerzo de preconsolidación, p_c , y la presión de fluencia, p_y . Si p_c y p_y son lo mismo no está claro, sin embargo, lo que sí es seguro es que p_y es un límite de presión importante que puede ser muy útil en el diseño de cimentaciones (Briaud J. L., 1992).

Según Clarke B. (1995), la presión de poro generada durante el ensaye presiométrico en arcillas está dada por la expresión $s_u \ln[(G/s_u)(\Delta V/V)]$. La presión de poro desarrollada a la presión límite es $s_u \ln[(G/s_u)]$.

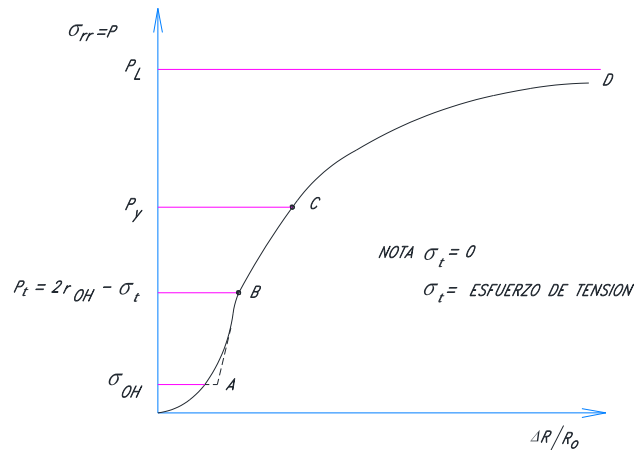


Figura 171. Determinación de la resistencia por tensión a partir de una curva presiométrica.

La gráfica presentada por Clarke B. (1995), muestra los resultados de 42 ensayos presiométricos CSBP, Oyómetro y PAF (Figura 172); a partir de esta, Clarke B. (1995) sugiere que existe una correlación entre p_c , s_u y G , lo cual está en función de la estructura y/o tipo de arcilla (intacta o fisurada).

$$p_c' = \frac{s_u \ln[(G/s_u)]}{\delta} \quad (77)$$

En donde el módulo de corte, G , y la resistencia al corte, s_u , son los obtenidos de los ensayos presiométricos (Tablas 63 a 65 y 67 a 69, respectivamente). Para el cálculo del esfuerzo de preconsolidación (Tablas 73 a 75), se consideraron solo los valores de s_u que presentaron mayor similitud y/o relación con los resultados obtenidos en laboratorio y el piezocono. El valor de δ está en función de la estructura que presenta la arcilla (intacta o fisurada).

A continuación se presentan los esfuerzos de preconsolidación presiométricos correspondientes a la arcilla blanda a media de la Ciudad de México, obtenidos a partir de la ecuación propuesta por Clarke B.

Tabla 73. Estimación del Esfuerzo de preconsolidación p_c a partir del método sugerido por Clarke B. (1995) utilizando $\delta=1.0$ y 1.5 , correspondientes a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, primera etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. & MKE Ingeniería en suelos S.A de C.V., enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	s_u (kPa)	G (MPa)	p_c^1 (kPa)	p_c^2 (kPa)	ΔU^3 (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-01	OYO	6.40	22.64	0.73	79.5	53.0	79.50	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-02	Ménard	6.50	-	0.20	-	-	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	Ménard	8.00	26.48	0.68	85.0	56.60	85.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%
44.00			120.70		80.0	120.70		

1.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$, donde: $\delta = 1$; 2.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$ donde $\delta = 1.5$; 3.- Según B.G. Clarke (1995), el exceso de la presión de poro desarrollada a la presión límite es: $\Delta u = s_u \ln(G/s_u)$

Tabla 74. Estimación del Esfuerzo de preconsolidación p_c a partir del método sugerido por Clarke B. (1995) utilizando $\delta=1.0$ y 1.5 , correspondientes a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., enero 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	s_u (kPa)	G (MPa)	p_c^1 (kPa)	p_c^2 (kPa)	ΔU^3 (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-03	OYO	6.00	22.318	0.768	78.0	52.0	78.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-04	OYO	4.00	22.046	0.861	80.60	53.70	80.60	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	OYO	8.00	26.476	0.597	81.0	54.0	81.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%
44.0			114.70		76.40	114.70		

1.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$, donde: $\delta = 1$; 2.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$ donde $\delta = 1.5$; 3.- Según B.G. Clarke (1995), el exceso de la presión de poro desarrollada a la presión límite es: $\Delta u = s_u \ln(G/s_u)$

Tabla 75. Estimación del Esfuerzo de preconsolidación p_c a partir del método sugerido por B.G. Clarke (1995) utilizando $\delta=1.0$ y 1.5 , correspondientes al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., junio 2016 - enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	s_u (kPa)	G (MPa)	p_c^1 (kPa)	p_c^2 (kPa)	ΔU^3 (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SMI-02	Ménard	3.00	-	-	-	-	-	Costra superficial (C.S.): en Limo arenoso preconsolidado de baja plasticidad (ML), de consistencia firme.
	Ménard	6.00	24.36	0.415	68.10	45.6	68.10	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda; color verde olivo y café; contenido de agua (w%)= 250% \leq
			40.61		94.0	63.0	94.0	
	Ménard	9.00	-	-	-	-	-	Lente de arena (L.A.): Arena con limos (SM), de compacidad media, color gris claro.
	Ménard	13.50	-	-	-	-	-	Primer capa dura (CD-1): Limo arenoso (ML) preconsolidado, de consistencia dura; color café / café oscuro.
Ménard	16.50	66.00	1.38	1.38	200.6	133.7	200.6	Serie arcillosa superior - Capa blanda 1 (S.A.S-C.B1): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda a media; contenido de agua (w%)= 250% \leq
			1.65		212.0	141.0	212.0	

1.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$, donde: $\delta = 1$; 2.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$ donde $\delta = 1.5$; 3.- Según B.G. Clarke (1995), el exceso de la presión de poro desarrollada a la presión límite es: $\Delta u = s_u \ln(G/s_u)$

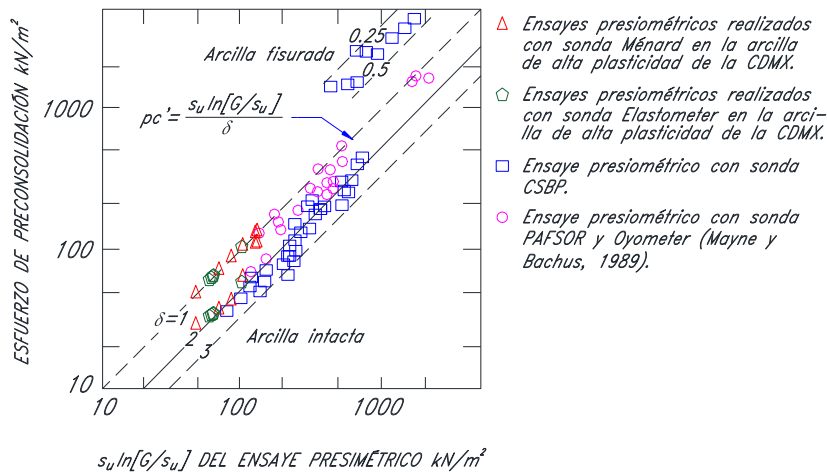


Figura 172. Relación entre el esfuerzo de preconsolidación p_c , resistencia al corte no drenada s_u y el índice de rigidez para arcillas, presentado por Clarke B. (1995); incluye los puntos experimentales de los ensayos presiométricos realizados en la arcilla muy blanda a media de la Ciudad de México.

De acuerdo con las relaciones y/o comparaciones descritas por Briaud J. L. (1992), tenemos que: $p_t = p_c$ (Merrit et. al., 1979), donde σ_t se obtiene a partir de la curva presiométrica; (Figura 171) y $p_y = p_c$ (Mori y Tajima, 1964) (Lukas y LeClerc de Bussy).

Considerando lo anterior, a continuación se presentan los resultados correspondientes a la arcilla de la Ciudad de México, Zona de Lago Centro I (CI).

Tabla 76. Estimación del Esfuerzo de preconsolidación p_c a partir de las comparaciones descritas por Briaud J. L. (1992), correspondientes a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, primera etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE Ingeniería en suelos S.A de C.V., enero 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	σ_{ho} (kPa)	p_y (kPa)	p_c^1 (kPa)	p_t (kPa)	p_c^2 (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-01	OYO	6.40	237.0	376.0	376.0	290.0	290.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-02	Menard	6.50	66.0	-	-	-	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	Menard	8.00	104.38	195.0	195.0	160.00	160.00	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

1.- Según Mori y Tajima (1964), Lukas y Leclerc de Bussy (1976), $p_c = p_y$; 2.- De acuerdo con Merrit et. al., 1970, $p_c = p_t$

Tabla 77. Estimación del Esfuerzo de preconsolidación p_c a partir de las comparaciones descritas por Briaud J. L. (1992), correspondientes a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., enero 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	σ_{ho} (kPa)	p_y (kPa)	p_c^1 (kPa)	p_t (kPa)	p_c^2 (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-03	OYO	6.00	209.55	348.0	348.0	280.00	280.00	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-04	OYO	4.00	179.0	310.0	310.0	230.0	230.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	OYO	8.00	173.0	290.0	290.0	210.0	210.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

1.- Según Mori y Tajima (1964), Lukas y Leclerc de Bussy (1976), $p_c = p_y$; 2.- De acuerdo con Merrit et. al., 1970, $p_c = p_t$

Tabla 78. Estimación del Esfuerzo de preconsolidación p_c a partir de las comparaciones descritas por Briaud J. L. (1992), correspondientes al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., junio 2016 - enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad	σ_{ho} (kPa)	p_y (kPa)	p_c^1 (kPa)	p_t (kPa)	p_c^2 (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
		(m)						
SMI-02	Ménard	3.00	38.0	116.0	-	-	-	Costra superficial (C.S.): Limo arenoso preconsolidado de baja plasticidad (ML), de consistencia firme.
	Ménard	6.00	56.0	133.0	133.0	90.0	90.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda; color verde olivo y café; contenido de agua (w%)= 250% ≤
	Ménard	9.00	181.0	810.0	-	-	-	Lente de arena (L.A): Arena con limos (SM), de compacidad media, color gris claro.
	Ménard	13.50	426.0	2150.0	-	-	-	Primer capa dura (CD-1): Limo arenoso (ML) preconsolidado, de consistencia dura; color café / café oscuro.
	Ménard	16.50	267.0	430.0	430.0	340.0	340.0	Serie arcillosa superior - Capa blanda 1 (S.A.S-C.B1): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda a media; contenido de agua (w%)= 250% ≤

1.- Según Mori y Tajima (1964), Lukas y Leclerc de Bussy (1976), $p_c = p_y$; 2.- De acuerdo con Merrit et. al., 1970, $p_c = p_t$

Al comparar los esfuerzos de preconsolidación presiométricos, p_c , con los obtenidos a partir de pruebas de consolidación unidireccional en laboratorio (Tablas 79, 80 y 81), se puede apreciar lo siguiente:

- Tanto para el caso de los ensayos realizados con la sonda Elastómetro como con la sonda tipo Ménard, los esfuerzos de preconsolidación presiométricos (p_c) obtenidos por el método propuesto por Clarke B.G. ($p_c = \frac{s_u \ln[G/s_u]}{\delta}$), considerando principalmente un valor de $\delta = 1.0$, presentan una fuerte similitud con los esfuerzos de preconsolidación (σ_b) medidos en las curvas de compresibilidad. Además la relación de sobreconsolidación o grado de preconsolidación (OCR) de cada ensayo presiométrico coincide con los determinados a partir de las pruebas de consolidación y del piezocono.
- Para el caso de los ensayos realizados con presiómetro Elastómetro HQ, los esfuerzos de preconsolidación presiométricos (p_c) determinados a partir de las correlaciones propuestas por Mori y Tajima (1964) y la presentada por Merrit (et. al., 1979), están sobrestimados con respecto a los esfuerzos (σ_b) medidos en las curvas de compresibilidad. Incluso el grado de preconsolidación (OCR) de cada ensayo presiométrico (OCR = 4.73 a 6.73) se aprecian elevados con respecto a las determinadas a partir de las pruebas de consolidación (OCR = 1.03 a 2.80) y del piezocono (OCR = 1.00 a 1.81), lo cual, de acuerdo con Bowles J. E. (1997), sugiere que la arcilla ensayada se encuentra preconsolidada (OCR > 1) a fuertemente preconsolidada (OCR > 6 a 8).

- Aunque en el caso de los ensayos realizados con la sonda tipo Ménard, los esfuerzos de preconsolidación presiométricos (p_c) determinados a partir de las correlaciones propuestas por Mori y Tajima (1964) y la presentada por Merrit (et. al., 1979), también se aprecian sobrestimados con respecto a los esfuerzos (σ_b) medidos en las curvas de compresibilidad (salvo en el caso del ensaye presiométrico realizado a los 6.0 m de profundidad), el grado de preconsolidación (OCR) de cada ensayo presiométrico (OCR = 1.77 a 3.47) presenta en algunos casos, cierta similitud con el OCR determinados a partir de las pruebas de consolidación (OCR = 1.86 a 3.46) y piezocono (OCR = 1.3 a 2.0).
- En su mayoría, los grados de preconsolidación, RSC (OCR, por sus siglas en inglés), determinados a partir de los esfuerzos de preconsolidación presiométricos (p_c), indican que la arcilla de las zonas de estudio se encuentra ligeramente preconsolidada, pues de acuerdo con Bowles J. E. (1997), valores de OCR (esfuerzo de preconsolidación p_c o σ_b / esfuerzo vertical efectivo, σ_v') entre 1 a 3, corresponden a un suelo ligeramente preconsolidado o sobreconsolidado, lo cual es congruente con la arcilla encontrada en los dos sitios de estudio.

Considerando lo anterior, podemos concluir que el método propuesto por Clarke B. (1995), utilizando un valor de $\delta = 1$, proporciona valores del esfuerzo de preconsolidación, p_c , y del grado de preconsolidación, OCR, bastante confiables, y que presentan cierta similitud con los obtenidos a partir de las pruebas de consolidación en laboratorio y de resistencia en punta del piezocono.

Tabla 79. Comparación del esfuerzo de preconsolidación presiométrico, p_c , obtenido a partir de los diferentes métodos propuestos (Mori y Tajima, 1964; Merrit, et. al., 1979; Clarke B. G., 1995), con el esfuerzo de preconsolidación del ensaye odométrico, σ_b , así como la relación de sobreconsolidación (OCR) determinada a partir de ambos esfuerzos (campo y laboratorio); esto correspondiente a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, primera etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE Ingeniería en suelos S.A de C.V., enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad	Ensaye presiométrico					σ_v' ⁵ kPa	Prueba de consolidación		Piezocono OCR
			p_c^1 kPa	p_c^2 kPa	p_c^3 kPa	p_c^4 kPa	OCR		σ_b^6 kPa	OCR	
SP-01	OYO	6.40	79.50	53.0	376.0	290.0	1.42 1.01 6.73 5.19	55.90	57.85	1.03	1.05
			85.0	56.60	195.0	210.0	1.39 0.92 1.97 1.31 3.18 2.61				
SP-02	Menard	8.00	120.70	80.0	195.0	210.0	1.39 0.92 1.97 1.31 3.18 2.61	61.29	113.75	1.86	1.81
			171.62	2.80							

1.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$, donde: $\delta = 1$; 2.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$, donde: $\delta = 1.5$; 3.- Según Mori y Tajima (1964), Lukas y Leclerc de Bussy (1976), $p_c = p_y$; 4.- De acuerdo con Merrit et. al., 1970, $p_c = p_t$; 5.- Esfuerzo vertical efectivo en condiciones hidrostáticas σ_v' ; a la profundidad de los ensayos presiométricos en campo y odométricos en laboratorio (Capítulo 8.5.1 - Piezometría cerca del área de estudio)
6.- Esfuerzo de preconsolidación σ_b , determinado a partir de la curva de compresibilidad del ensaye odométrico.

Tabla 80. Comparación del esfuerzo de preconsolidación presiométrico, p_c , obtenido a partir de los diferentes métodos propuestos (Mori y Tajima, 1964; Merrit, et. al., 1979; Clarke B. G., 1995), con el esfuerzo de preconsolidación del ensaye odométrico, σ_b , así como la relación de sobreconsolidación (OCR) determinada a partir de ambos esfuerzos (campo y laboratorio); esto correspondiente a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, enero 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad	Ensaye presiométrico					σ_v '5 kPa	Prueba de consolidación		Piezocono
			p_c '1 kPa	p_c '2 kPa	p_c '3 kPa	p_c '4 kPa	OCR		σ_b '6 kPa	OCR	
SP-03	OYO	6.00	78.0	52.0	348.0	280.00	50.99	57.85	1.13	1.00	
											1.53
											1.02
SP-04	OYO	4.00	80.60	53.70	310.0	230.0	49.03	-	-	1.58	
											1.64
											1.10
	OYO	8.00	81.0	54.0	290.0	210.0	61.29	113.75	1.86	1.81	
											1.32
											0.88
			114.70	76.40				171.62	2.80		

1.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$, donde: $\delta = 1$; 2.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$ donde: $\delta = 1.5$; 3.- Según Mori y Tajima (1964), Lukas y Leclerc de Bussy (1976), $p_c = p_y$; 4.- De acuerdo con Merrit et. al., 1970, $p_c = p_t$; 5.- Esfuerzo vertical efectivo en condiciones hidrostáticas σ_v '5, a la profundidad de los ensayos presiométricos en campo y odométricos en laboratorio (Capítulo 8.5.1 - Piezometría cerca del área de estudio)
6.- Esfuerzo de preconsolidación σ_b '6, determinado a partir de la curva de compresibilidad del ensaye odométrico.

Tabla 81. Comparación del esfuerzo de preconsolidación presiométrico, p_c , obtenido a partir de los diferentes métodos propuestos (Mori y Tajima, 1964; Merrit, et. al., 1979; B.G. Clarke, 1995), con el esfuerzo de preconsolidación del ensaye odométrico, σ_b , así como la relación de sobreconsolidación (OCR) determinada a partir de ambos esfuerzos (campo y laboratorio), correspondiente al proyecto Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco). MKE Ingeniería en suelos S.A de C.V., 2015 – 2016.

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad	Ensaye presiométrico					σ_v '5 kPa	Prueba de consolidación		Piezocono
			p_c '1 kPa	p_c '2 kPa	p_c '3 kPa	p_c '4 kPa	OCR		σ_b '6 kPa	OCR	
SMI-02	Ménard	6.00	68.0	45.6	133.0	90.0	50.99	176.52	3.46	1.30	
											1.33
											0.89
				94.0	63.0						
Ménard	16.50	200.60	133.70	430.0	340.0	98.07	196.13	2.0	2.0		
										2.05	
										1.36	
			212.0	141.0							

1.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$, donde: $\delta = 1$; 2.- De acuerdo con B.G. Clarke, el esfuerzo de preconsolidación: $p_c = \frac{s_u \ln(G/s_u)}{\delta}$ donde: $\delta = 1.5$; 3.- Según Mori y Tajima (1964), Lukas y Leclerc de Bussy (1976), $p_c = p_y$; 4.- De acuerdo con Merrit et. al., 1970, $p_c = p_t$; 5.- Esfuerzo vertical efectivo en condiciones hidrostáticas σ_v '5, a la profundidad de los ensayos presiométricos en campo y odométricos en laboratorio (Capítulo 8.5.1 - Piezometría cerca del área de estudio)
6.- Esfuerzo de preconsolidación σ_b '6, determinado a partir de la curva de compresibilidad del ensaye odométrico.

No obstante, para el caso de la arcilla de la Ciudad de México, se recomienda calcular el esfuerzo de preconsolidación presiométrico, p_c , con cada uno de los métodos propuestos y, de ser posible, siempre complementar y/o comparar con los esfuerzos σ_b medidos directamente de las curvas de compresibilidad (pruebas de consolidación unidimensional a las muestras inalteradas obtenidas a la misma profundidad del ensayo presiométrico).

8.9.2.1.5.7.5. Cálculo del módulo odométrico E_{odm} a partir del módulo presiométrico E_m .

De acuerdo con Baguelin F. et al (1978), los resultados del ensayo presiométrico pueden ser utilizados para estimar el asentamiento de una cimentación durante la etapa de diseño, a fin de realizar los cambios necesarios si parece que habrá una deformación perjudicial de la estructura propuesta. La predicción del asentamiento se basa en el módulo presiométrico, E_m , utilizando una fórmula semi-empírica, la cual fue propuesta originalmente por Ménard y Rousseau (1962), y esta fundamentada en la teoría de elasticidad.

Por ejemplo, el asentamiento final, s , de una cimentación circular de diámetro B o un zapata rectangular de dimensiones $B \times L$, desplantada en un suelo homogéneo, a una profundidad de desplante $D \geq B$, se expresa con la siguiente ecuación:

$$s = \frac{2}{9E_m} q^* B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9E_m} q^* \lambda_c B \quad (78)$$

Donde:

E_m = Módulo presiométrico, MPa.

q^* = Capacidad de carga neta media

B_0 = Ancho de referencia, usualmente 60 cm

B = El ancho o diámetro de la zapata, que se supone es más grande que B_0

α = Factor reológico, el cual depende del tipo de suelo y de la relación E_m/ρ_L^* (Tabla 83)

λ_d y λ_c = Factores de forma, los cuales dependen de la relación largo-ancho, L/B , de la cimentación.

En la Ecuación 78, el primer término representa el asentamiento, s_d , debido a la deformación por cizallamiento, mientras que el segundo término representa, s_c , por deformación volumétrica o consolidación. El módulo de corte, G_m , y el módulo de compresión, K_m , se pueden introducir en cada uno de estos términos respectivamente. G_m , es igual a $E_m/2.66$ y, de acuerdo con Ménard y Rousseau $K_m = E_m/\alpha = E_{odm}$. Por lo tanto

$$s_d = \frac{2}{9E_m} q^* B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha = \frac{1}{12G_m} q^* B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad (79)$$

$$s_d = \frac{\alpha}{9E_m} q^* \lambda_c B = \frac{1}{9K_m} q^* \lambda_c B \quad (80)$$

En la práctica, el módulo presiométrico (E_m) es comparado frecuentemente con el módulo elástico y/o de Young (E), incluso Briaud J. L. (1992) sugiere que E_m/α es equivalente al módulo elástico (Leblanc, 1982).

Sin embargo Amar, Clarke y Gambin (1991), proponen que el módulo presiométrico, E_m , se relaciona más con el medido en un ensayo odométrico (E_{odm}) o de consolidación, en el mismo rango de presión; expresado como:

$$E_{odm} = \frac{E_m}{\alpha} \quad (81)$$

Recientemente Devincenzi y Norberto (2004) coinciden con el argumento presentado por Amar, Clarke y Gambin (1991), indicando que la correlación entre el módulo presiométrico Ménard E_m y el módulo odométrico E_{odm} para un mismo estado tensional, se expresa con la Ecuación (81).

Donde los valores de α dependen del tipo de suelo y son indicados en la Tabla (82).

Tabla 82. Relación entre E_m y E_{odm} para suelos normalmente consolidados (Ménard y Rousseau, 1962; M. Devincenzi y N. Frank, 2004). $E_{odm} = E_m/\alpha$

Tipo de suelo	arcilla	limo	sand	arena y gravas
α	2/3	1/2	1/3	1/4

No obstante, estos valores (Tabla 82) solo corresponden a suelos normalmente consolidados (NC); por lo que Briaud J. L. (1992) propuso los valores de α para suelos sobreconsolidados (OC), remoldados (por efecto de la perforación) y/o intemperizados.

*Tabla 83. Factor de Ménard α , en función del tipo de suelo y la relación E_m/p_L^**

Tipo de suelo	Turba		Arcilla		Limo		Arena		Arena y gravas	
	E_m/p_L^*	α	E_m/p_L^*	α	E_m/p_L^*	α	E_m/p_L^*	α	E_m/p_L^*	α
Sobre consolidado	-	1	> 16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalmente consolidado	Todos los valores	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Intemperizado y/o remoldeado	-	1	7-9	1/2	-	1/2	-	1/3	-	1/4

En este caso, el factor de Ménard α no solo depende del tipo suelo, sino también de la relación E_m/p_L^* .

A continuación se presentan los resultados de los módulos odométricos E_{odm} (Tablas 84, 85 y 86), obtenidos a partir de la Ecuación (81); considerando el factor reológico de Ménard α propuesto por Briaud J. L. (1992), en función del tipo de suelo y la relación E_m/p_L^* . Además se comparan con los módulos odométricos determinados en laboratorio (Sección – 8.9.1.1 Consolidación unidimensional o ensayo odométrico) y con los módulos E_{odm} obtenidos a partir de la prueba de resistencia con piezocono (Sección 8.8.1.1.3.4).

Tabla 84. Determinación del Módulo odométrico (presiométrico) y su comparación con los módulos obtenidos a partir de las pruebas de consolidación unidimensional y piezocono, correspondientes a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, primera etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE Ingeniería en suelos S.A de C.V., enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (MPa)	p_L^* (Mpa)	E_m/p_L^*	E_{odm} presiométrico			E_{odm} laboratorio (MPa)	E_{odm} piezocono		
						$\alpha = 1$	$\alpha = 2/3$	$\alpha = 1/2$		$\alpha = 2$	$\alpha = 4$	$\alpha = 6$
						(MPa)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)	(MPa)
SP-01	OYO	6.40	2.11	0.32	6.66	2.11	3.17	4.22	0.258	1.000	2.000	3.000
SP-02	Ménard	6.50	0.50	-	-	0.50	0.75	1.00	0.258	1.060	2.120	3.180
	Ménard	8.00	1.50	0.15	10.30	1.50	2.25	3.00	1.317	1.380	2.760	4.140
		8.14	-	-	-	-	-	-	-	2.929	-	-

Tabla 85. Determinación del Módulo odométrico (presiométrico) y su comparación con los módulos obtenidos a partir de las pruebas de consolidación unidimensional y piezocono, correspondientes a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., enero 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (Mpa)	p_L^* (Mpa)	E_m/p_L^*	E_{odm} presiométrico			E_{odm} laboratorio (Mpa)	E_{odm} piezocono		
						$\alpha = 1$	$\alpha = 2/3$	$\alpha = 1/2$		$\alpha = 2$	$\alpha = 4$	$\alpha = 6$
						(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)		(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
SP-01	OYO	6.00	2.05	0.31	6.56	2.05	3.07	4.10	0.258	0.860	1.720	2.580
SP-02	OYO	4.00	2.25	0.31	7.29	2.25	3.38	4.50	-	0.840	1.680	2.520
	OYO	8.00	1.62	0.27	5.98	1.62	2.43	3.24	1.317	1.380	2.760	4.140
		8.14	-	-	-	-	-	-	-	2.929	-	-

Tabla 86. Determinación del Módulo odométrico (presiométrico) y su comparación con los módulos obtenidos a partir de las pruebas de consolidación unidimensional y piezocono, correspondiente al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., junio 2015 - enero 2016).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (Mpa)	p_L^* (Mpa)	E_m/p_L^*	E_{odm} presiométrico			E_{odm} laboratorio (Mpa)	E_{odm} piezocono		
						$\alpha = 1$	$\alpha = 2/3$	$\alpha = 1/2$		$\alpha = 2$	$\alpha = 4$	$\alpha = 6$
						(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)		(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
SMI-02	-	5.50	-	-	-	-	-	-	2.280	0.480	0.960	1.440
	Ménard	6.00	1.00	0.13	7.46	1.00	1.50	2.00	0.680	1.360	2.040	
	-	11.00	-	-	-	-	-	-	5.492	1.500	3.000	4.500
	-	15.50	-	-	-	-	-	-	3.632	-	-	-
	Ménard	16.50	5.60	0.36	15.43	5.60	8.40	11.20	2.360	4.720	7.080	

De acuerdo con los resultados anteriores, podemos apreciar lo siguiente:

- Los diferentes valores del grado de preconsolidación, OCR (obtenidos a partir de las pruebas consolidación unidimensional, ensayos presiométricos y con piezocono), sugieren que el subsuelo en las zonas de estudio se encuentra ligeramente preconsolidado entre los 4.0 y 8.0 m de profundidad y de los 15.0 a los 16.50 m; sin embargo, la relación E_m/p_L^* indica lo contrario, pues de acuerdo con la Tabla 87, los valores entre 5 y 8 corresponden a una arcilla subconsolidada o ligeramente alterada.

Es muy probable que la arcilla en las zonas de estudio haya sufrido una ligera alteración en las paredes de la perforación durante la ejecución del ensayo presiométrico, lo cual es totalmente normal, pues como sugiere R.J. Mair y D.M. Wood (1987): “para cualquier tipo de arcilla, tanto la instalación del dispositivo como la ejecución de la prueba siempre van acompañados de algún grado de alteración y/o remoldeo en las paredes de la perforación”. Considerando este efecto, se ajustó la técnica del ensayo, retirando previamente el material a la profundidad de la prueba con tubo Shelby, a fin de disminuir la alteración en las paredes de la perforación, no obstante, se obtuvieron casi los mismos módulos presiométricos durante la primera y segunda etapa del estudio (enero 2017 y enero 2018 respectivamente).

Tabla 87. Clasificación del tipo de suelo a partir de la relación E_m/p_L , diferentes autores: Gambin & Rosseau (1975); Briaud J.L. (1992); Ménard L. (1962) y Devincenzi & Norberto F. (2004).

Autor	Relación de E_m/p_L propuesta	Tipo de suelo
M. Gambin (1988)	$12 \leq E_m/p_L \leq 30$	Suelos sobreconsolidados.
	$5 \leq E_m/p_L \leq 8$	Suelos aluviales (arenas y gravas, arenas limosas bajo N.A.F).
	decremento del 20 al 30% de E_m/p_L	Remoldeo accidental durante la operación de perforación.
J. L. Briaud (1992)	$E_m/p_L^* > 12$	Arcillas.
	$7 < E_m/p_L^* < 12$	Arenas.
L. Menard (1962 y 1975); M. Devincenzi (2004)	$E_m/p_L^* < 5$	Arcilla alterada o fracturada.
	$5 < E_m/p_L^* \leq 8$	Arcilla subconsolidada o ligeramente alterada.
	$8 < E_m/p_L^* \leq 12$	Arcilla normalmente consolidada.
	$12 < E_m/p_L^* \leq 15$	Arcilla sobreconsolidada.
	$E_m/p_L^* > 15$	Arcilla fuertemente sobreconsolidada.
	$E_m/p_L^* < 5$	Arenas alteradas.
	$6 < E_m/p_L^* \leq 8$	Arenas y gravas sueltas (Bajo N.A.F).
$E_m/p_L^* > 10$	Arenas o gravas secas y densas.	

El módulo odométrico, E_{odm} , se evaluó considerando los valores de $\alpha=1$ (preconsolidado) y $\alpha=1/2$ (remoldeo); también se consideró el valor de $\alpha = 2/3$, pues según Briaud J.L (1992), este último no solo es un valor para arcillas normalmente consolidadas, sino para todo tipo de arcillas (Tablas 84 a 86).

- Aparentemente los módulos E_{odm} , determinados a partir de los ensayos realizados con sonda Elastómetro HQ, entre los 4.00 y 6.40 m de profundidad (Tablas 84 y 85), considerando $\alpha = 1$ (arcillas preconsolidadas), presentan una fuerte variación con el módulo obtenido de la prueba de consolidación unidimensional ($E_{odm\ lab}$) a la muestra de arcilla obtenida entre los 6.06 a 6.23 m; pues los módulos odométricos presiométricos ($E_{odm\ presiom} = 2.05$ MPa, 2.11 MPa y 2.25 MPa, a los 6.0, 6.4 y 4.0 m de profundidad, respectivamente) equivalen entre 8 y 9 veces el medido en laboratorio ($E_{odm\ lab} = 0.258$ MPa a los 6.0 y 6.4 m de profundidad). Sin embargo, el módulo $E_{odm\ lab} = 0.258$ MPa a los 6.0 y 6.4, se considera bajo con respecto al rango de valores conocidos, pues según el portal geotecnia.ONLINE (2017), este módulo varía entre 1 a 30 MPa para suelos arcillosos, por lo que es probable que la probeta de arcilla haya sido remoldeada por 3 motivos principalmente: 1.- Durante el corte y labrado de la probeta; 2.- La colocación de la misma en el odómetro y 3.- Durante la aplicación de las cargas y/o ejecución del ensaye de consolidación; no obstante, el valor del coeficiente de variación volumétrica, m_v , determinado a partir de este módulo ($E_{odm\ lab} = 0.258$ MPa), $m_v = \frac{1}{0.258\ MPa} = 0.387 \frac{cm^2}{kg}$; corresponde a una arcilla de muy alta compresibilidad (Tabla 33). Por su parte, los módulos determinados a partir del ensayo con piezocono a la misma profundidad ($E_{odm\ CPTU} = 2.58, 2.52$ y 2.00 MPa, a los 6.0, 4.0 y 6.40 m de profundidad, respectivamente, considerando especialmente los valores de $\alpha = 4$ y 6) presentan cierta similitud con los obtenidos a partir del módulo presiométrico (E_m). Asimismo, podemos apreciar que el módulo odométrico medido a partir de la prueba de consolidación a la muestra de arcilla obtenida entre los 5.0 y 6.0 m de profundidad ($E_{odm\ lab} = 2.28$ MPa), correspondiente al proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco), también presenta una fuerte similitud con los módulos (E_{odm}) obtenidos a partir de los ensayos realizados con la sonda Elastómetro HQ, entre los 4.0 y 6.40 m de profundidad dentro de la zona de estudio (Calle 23, #232, colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco).

Los módulos obtenidos a partir del ensayo presiométrico realizado con sonda tipo Elastómetro HQ a 8.00 m de profundidad ($E_{odm\ presiom} = 1.62$ a 3.24 MPa), cuando $\alpha = 1, 2/3$ y $1/2$ ($\alpha = 1$ para arcillas preconsolidadas; $\alpha = 2/3$ para todas las arcillas y arcillas normalmente consolidadas y; $\alpha = 1/2$ Arcilla con ligera alteración y/o remoldeo), son congruentes con el módulos E_{odm} determinado a partir de la prueba de consolidación

correspondiente a la misma profundidad ($E_{odm\ lab} = 1.317$ MPa a 8.0 m de profundidad), así como con el módulo odométrico determinado de la prueba de consolidación correspondiente a los 8.14 m ($E_{odm\ lab} = 2.929$ MPa). Los módulos obtenidos a partir del ensayo de resistencia en punta a la misma profundidad, considerando el factor del piezocono $\alpha = 2$ y 4 ($E_{odm\ CPTU} = 1.380$ y 2.76 MPa, respectivamente), también presentan cierta similitud con los módulos odométricos determinados a partir del ensayo presiométrico con la sonda Elastómetro ($E_{odm\ presiom} = 1.62$ a 3.24 MPa, respectivamente);

Para el caso de los módulos (E_{odm}) obtenidos a partir del ensayo presiométrico y con piezocono a los 6.50 m de profundidad, así como el módulo determinado por medio de la prueba de consolidación a la muestra de arcilla obtenida a la misma profundidad, tenemos lo siguiente:

- Probablemente durante la ejecución del ensayo presiométrico hubo algún tipo de remoldeo y/o alteración de la arcilla, pues el módulo odométrico obtenido, $E_{odm} = 0.50$ MPa, cuando $\alpha = 1$ (Factor de Ménard para arcillas preconsolidadas, según Ménard, 1975), se considera bajo con respecto al rango de valores conocidos en suelos arcillosos (geotecnia.ONLINE, 2017)
- El módulo odométrico del ensayo presiométrico ($E_{odm\ presiom} = 0.50$ MPa) representa casi el doble del módulo determinado en laboratorio ($E_{odm\ lab} = 0.258$ MPa) y representa aproximadamente 1/4 a 1/2 los módulos obtenidos a partir de la prueba con piezocono ($E_{odm\ CPTU} = 2.12$ y 1.060 MPa, respectivamente), considerando que el factor del piezocono (α) es igual a 2 y 4. Si consideramos que el factor de Ménard es igual a 1/2 (o sea que el material sufrió algún tipo de alteración y/o remoldeo durante la ejecución del ensayo presiométrico), el módulo obtenido, $E_{odm\ presiom} = 1.00$ MPa, presenta similitud con el determinado a partir del ensayo con piezocono ($E_{odm\ CPTU} = 1.06$ MPa).

Correspondiente al ensayo realizado con la sonda Ménard a los 8.0 m de profundidad, los módulos odométricos obtenidos ($E_{odm\ presiom} = 1.50$, 2.25 y 3.00 MPa, cuando $\alpha = 1$, 2/3 y 1/2, respectivamente), también son congruentes con el módulo E_{odm} determinado a partir de la prueba de consolidación correspondiente a la misma profundidad ($E_{odm\ lab} = 1.317$ MPa a 8.0 m de profundidad), así como con el módulo E_{odm} determinado de la prueba de consolidación correspondiente a los 8.14 m ($E_{odm\ lab} = 2.929$ MPa).

Un dato importante a considerar en relación a los ensayos de consolidación realizados en la muestra inalterada de arcilla obtenida (con tubo Shelby) entre los 7.40 a 8.40 m de profundidad, es que la probeta correspondiente a los 8.00 m se labró perpendicular a la dirección en que se labran usualmente las probetas para este tipo de ensayos; esto con el fin de emular la dirección del esfuerzo radial u horizontal que trasmite la sonda presiométrica a las paredes de la cavidad, a partir de la carga vertical que se transmite en el consolidómetro (Figura 173).

Fue en esta muestra donde se obtuvo el módulo odométrico ($E_{odm\ lab} = 1.317\text{ MPa}$) que más coincide con los determinados a partir del ensayo presiométrico (considerando que el suelo en los sitios de estudio se encuentra ligeramente preconsolidado, por lo que el factor de Ménard $\alpha = 1$), tanto con la sonda tipo Ménard ($E_{odm\ presiom} = 1.50\text{ MPa}$) como con la del Oyo Elastómetro HQ ($E_{odm\ presiom} = 1.67\text{ MPa}$). Quizá la dirección en el labrado de las probetas para las pruebas de consolidación unidimensional, sea el motivo principal por el cual se obtuvieron módulos odométricos diferentes ($E_{odm} = 1.32$ y 2.93 MPa , a 8.0 y 8.14 m de profundidad, respectivamente), a una profundidad que se podría considerar prácticamente la misma, ya que ambas probetas se obtuvieron del mismo tramo y/o seccionamiento del tubo Shelby.

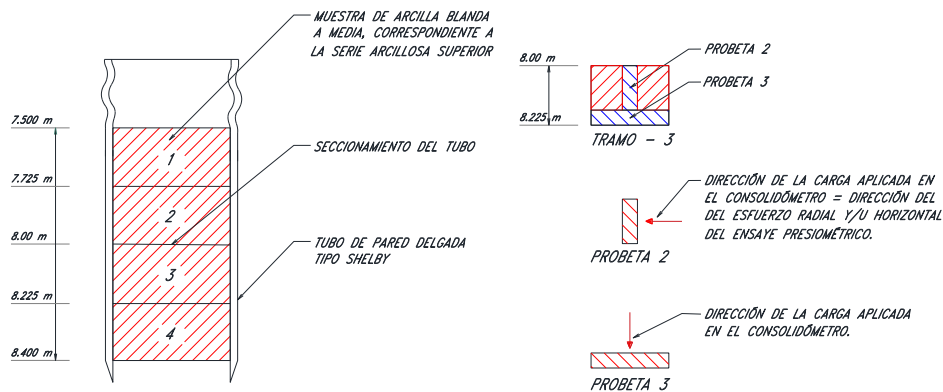


Figura 173. Dirección de labrado de las probetas 2 y 3 para los ensayos odométricos realizados a los 8.0 y 8.14 m de profundidad, correspondiente a área de estudio (Calle 23, #232, colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco).

- Correspondiente a los ensayos presiométricos realizados en el proyecto ubicado Av. Jardín, el módulo odométrico determinado a partir de la prueba de consolidación en la muestra de arcilla obtenida a los 5.5 m ($E_{odm\ lab} = 2.28\text{ MPa}$), equivale a 2.23 veces el módulo E_{odm} obtenido del ensayo presiométrico ($E_{odm\ presiom} = 1.0\text{ MPa}$) a los 6.0 m de profundidad, si se considera que la arcilla ensayada está ligeramente preconsolidada (α

=1) y 1.14 veces si se toma en cuenta la posible alteración y/o remoldeo de la arcilla en las paredes de la cavidad ($E_{odm\ presiom} = 2.0$ MPa, cuando $\alpha = 1/2$). Con respecto a la prueba de resistencia en punta (piezocono), el módulo $E_{odm\ CPTU} = 1.360$ MPa, cuando $\alpha = 4$, presenta una fuerte similitud con el módulo determinado a partir del ensayo presiométrico, utilizando el valor de $\alpha = 2/3$ ($E_{odm\ presiom} = 1.50$ MPa). Considerando una posible alteración en las paredes de la perforación durante el ensayo presiométrico ($\alpha = 1/2$), el módulo $E_{odm\ presiom} = 2.0$ MPa, es prácticamente igual al módulo odométrico determinado a partir del piezocono, $E_{odm\ CPTU} = 2.040$ MPa, utilizando una constante del piezocono $\alpha = 6$.

Finalmente, los módulos odométricos correspondientes al ensayo presiométrico realizado a 16.50 m de profundidad ($E_{odm\ presiom} = 5.60$ y 8.40 , cuando $\alpha = 1$ y $2/3$ respectivamente), equivalen entre 1.5 a 2.6 veces el módulo E_{odm} obtenido de la prueba de consolidación unidimensional a la misma profundidad ($E_{odm\ lab} = 3.62$ MPa). Asimismo estos módulos ($E_{odm\ presiom} = 5.60$ y 8.40) equivalen entre 2.28 a 3.6 veces el módulo determinado a partir del ensayo de piezocono $E_{odm\ CPTU} = 2.36$ MPa, utilizando un factor de piezocono $\alpha = 2$; de 1.18 a 1.77 veces el módulo obtenido cuando $\alpha = 4$ ($E_{odm\ CPTU} = 4.72$ MPa) y de 0.8 a 1.5 veces cuando $\alpha = 6$ ($E_{odm\ CPTU} = 7.08$ MPa). El módulo odométrico $E_{odm\ presiom} = 5.60$ MPa se obtuvo considerando que la arcilla se encuentra ligeramente preconsolidada ($\alpha = 1$) y presenta una fuerte similitud con el módulo obtenido a partir del ensayo de consolidación a los 11.00 m, $E_{odm\ lab} = 5.492$ MPa, así como también con el módulo odométrico $E_{odm\ CPTU} = 4.50$ MPa determinado a partir de la prueba de resistencia en punta, realizada a la misma profundidad, para un factor $\alpha = 6$.

8.9.2.1.5.7.6. Cálculo del módulo odométrico, E_{odm} , a partir del módulo E_m , considerando que el ensayo presiométrico se realiza en condiciones no drenadas.

Puesto que el ensayo presiométrico se realiza en condiciones no drenadas, es importante considerar que los parámetros obtenidos a partir del mismo son no drenados.

Lo anterior significa que tanto el módulo presiométrico, E_m , como el módulo elástico (E) determinado a partir del primero, son módulos no drenados (E_{mu} y E_u).

Como se presentó en la sección 8.8.2.2, existe una relación entre el módulo de elasticidad no drenado, E_u , y el drenado, E' ,

$$E' = E_u \frac{2(1 + \nu')}{3} = E_u * (1 + \nu') * (1/1.5) \quad (82)$$

De acuerdo con la ley de Hooke, la relación entre el módulo de elasticidad drenado, E' , y el módulo odométrico, E_{odm} , está dada por la siguiente expresión:

$$E_{odm} = E' \frac{(1 + \nu')}{(1 - 2\nu')(1 + \nu')} \quad (83)$$

Considerando lo anterior, a continuación se presentan los módulos drenados obtenidos a partir de los módulos no drenados del ensayo presiométrico; también se muestran los módulos odométricos, E_{odm} , determinados con la Ecuación 83.

Tabla 88. Módulo drenado E' y odométrico E_{odm} obtenidos a partir de la teoría de elasticidad, y su comparación con los módulos E_{odm} obtenidos a partir de las pruebas de consolidación unidimensional y piezocono, correspondientes a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, primera etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE Ingeniería en suelos S.A de C.V., enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_u (MPa)	E' (MPa)	E_{odm} (MPa)	E_{odm} presiométrico			E_{odm} laboratorio (MPa)	E_{odm} piezocono		
							$\alpha = 1$	$\alpha = 2/3$	$\alpha = 1/2$		$\alpha = 2$	$\alpha = 4$	$\alpha = 6$
							(MPa)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)	(MPa)
SP-01	OYO	6.40	2.11	1.95	1.69	2.26	2.11	3.17	4.22	0.258	1.000	2.000	3.000
SP-02	Ménard	6.50	0.50	0.54	0.47	0.63	0.50	0.75	1.00	0.258	1.060	2.120	3.180
	Ménard	8.00	1.50	1.85	1.60	2.15	1.50	2.25	3.00	1.317	1.380	2.760	4.140
		8.14	-	-	-	-	-	-	-	2.929			

Tabla 89. Módulo drenado E' y odométrico E_{odm} obtenidos a partir de la teoría de elasticidad, y su comparación con los módulos E_{odm} obtenidos a partir de las pruebas de consolidación unidimensional y piezocono, correspondientes a la zona de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco, segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., enero 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_u (MPa)	E' (MPa)	E_{odm} (MPa)	E_{odm} presiométrico			E_{odm} laboratorio (MPa)	E_{odm} piezocono		
							$\alpha = 1$	$\alpha = 2/3$	$\alpha = 1/2$		$\alpha = 2$	$\alpha = 4$	$\alpha = 6$
							(MPa)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)	(MPa)
SP-01	OYO	6.00	2.05	2.05	1.78	2.38	2.05	3.07	4.10	0.258	0.860	1.720	2.580
SP-02	OYO	4.00	2.25	2.29	1.98	2.66	2.25	3.38	4.50	-	0.840	1.680	2.520
	OYO	8.00	1.62	1.59	1.38	1.85	1.62	2.43	3.24	1.317	1.380	2.760	4.140
		8.14	-	-	-	-	-	-	-	2.929			

Tabla 90. Módulo drenado E' y odométrico E_{odm} obtenidos a partir de la teoría de elasticidad, y su comparación con los módulos E_{odm} obtenidos a partir de las pruebas de consolidación unidimensional y piezocono, correspondientes al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., junio 2015 - enero 2016).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_u (MPa)	E' (MPa)	E_{odm} (MPa)	E_{odm} presiométrico			E_{odm} laboratorio (MPa)	E_{odm} piezocono		
							$\alpha = 1$ (MPa)	$\alpha = 2/3$ (MPa)	$\alpha = 1/2$ (MPa)		$\alpha = 2$ (MPa)	$\alpha = 4$ (MPa)	$\alpha = 6$ (MPa)
SMI-02	-	5.50	-	-	-	-	-	-	-	2.280	0.480	0.960	1.440
	Ménard	6.00	1.00	1.12	0.97	1.30	1.00	1.50	2.00		0.680	1.360	2.040
	-	11.00	-	-	-	-	-	-	-	5.492	1.500	3.000	4.500
	-	15.50	-	-	-	-	-	-	-		-	-	-
	Ménard	16.50	5.60	4.47	3.87	5.19	5.60	8.40	11.20		2.360	4.720	7.080

Con base en estos resultados, se puede apreciar lo siguiente:

- En el caso de ambos dispositivos (Presiómetro Ménard y Elastómetro HQ), los módulos E_{odm} determinados a partir de la teoría de Elasticidad (Ecs 82 y 83), son ligeramente mayor a los módulos odométricos determinados a partir del ensayo presiométrico (E_{odm} *presiom*), cuando $\alpha = 1$ (valor de α para arcillas preconsolidada), y ligeramente menor a los valores del módulo E_{odm} *presiom*, cuando $\alpha = 2/3$ (valor de α para todas las arcillas).
- En general, los módulos odométricos determinados a partir de la teoría de elasticidad, E_{odm} , se encuentran entre los valores del módulo odométrico obtenidos a partir de la prueba de resistencia con piezocono (E_{odm} *piezocono*), utilizando un factor de piezocono $\alpha = 4$, y cuando $\alpha = 6$.
- Específicamente en el caso de los ensayos realizados a los 4.0, 6.0 y 6.40 m de profundidad con la sonda Elastómetro HQ, los módulos odométricos determinados a partir de la teoría de Elasticidad (Ecs 82 y 83), presentan una fuerte similitud con su homólogo medido en la prueba de consolidación unidimensional, $E_{odm lab} = 2.28 MPa$, realizada en la muestra de arcilla obtenida a los 6.0 m de profundidad, correspondiente al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas (Delegación Azcapotzalco).

El módulo odométrico correspondiente al ensayo realizado a los 8.0 m con la sonda Elastómetro HQ, utilizando la teoría de elasticidad ($E_{odm} = 1.85 MPa$), es ligeramente mayor al módulo determinado a partir del prueba de consolidación unidimensional a la muestra obtenida a la misma profundidad ($E_{odm lab} = 1.32 MPa$), y menor al módulo medido en la prueba de consolidación en la muestra tomada a los 8.14 m ($E_{odm lab} = 2.93 MPa$).

- Correspondiente al ensayo realizado con presiómetro Ménard a los 8.0 m de profundidad, dentro del sitio de estudio (Calle 23, #232 Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco), el módulo odométrico determinado a partir de la teoría de elasticidad, $E_{odm} = 2.15 \text{ MPa}$, es ligeramente mayor al módulo determinado a partir de la prueba de consolidación unidimensional en la muestra obtenida a la misma profundidad ($E_{odm \text{ lab}} = 1.32 \text{ MPa}$), y ligeramente menor al módulo medido en la prueba de consolidación en la muestra tomada a los 8.14 m ($E_{odm \text{ lab}} = 2.93 \text{ MPa}$).

Con respecto al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, el módulo odométrico obtenido de la prueba de consolidación en la muestra de arcilla tomada a los 5.5 m de profundidad, $E_{odm \text{ lab}} = 2.28 \text{ MPa}$, equivale a 1.75 veces el módulo E_{odm} determinado con la Teoría de Elasticidad (Ecs 82 y 83), $E_{odm} = 1.3 \text{ MPa}$; mientras que el módulo odométrico correspondiente al ensayo realizado a los 16.50 m de profundidad, $E_{odm} = 5.19 \text{ MPa}$, determinado con la teoría de elasticidad, es prácticamente igual al módulo obtenido a partir de la prueba de consolidación en la muestra obtenida a los 11.0 m, $E_{odm \text{ lab}} = 5.492 \text{ MPa}$, y equivale aproximadamente 1.4 veces el módulo obtenido mediante la prueba de consolidación a la muestra de arcilla tomada a los 15.50 m de profundidad ($E_{odm \text{ lab}} = 3.632 \text{ MPa}$).

- 8.9.2.1.5.7.7. Correlación entre los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_L^*) y la resistencia al corte no drenada (s_u) obtenida a partir de los ensayos de compresión triaxial no drenado (**UU** y **CU**).

Baguelin et al. (1978) y Briaud J. L. (1992), realizaron trabajos de investigación sobre la correlación entre de los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_L^*) y la resistencia al corte no drenada (s_u), determinada a partir de pruebas de compresión triaxial **UU** en diferentes tipos de arcillas. Algunas de estas correlaciones son:

$$p_L = 7.5s_u \quad (84)$$

$$E_m = 100s_u \quad (85)$$

$$s_u = 0.21p_L^{*0.075} \quad (86)$$

$$s_u = 0.67p_L^{*0.075} \quad (87)$$

Las Figuras 174, 175 y 176, son presentadas por Briaud J. L., (1992), y representan la correlación gráfica entre los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_L^*) y la resistencia al corte no drenada (s_u) determinada a partir de las pruebas de compresión triaxial UU .

En las Tablas 91 a 93 se presentan los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_L^*) y la resistencia al corte no drenada (s_u) medida en laboratorio y con piezocono, correspondientes al área de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) y al proyecto en Av. Jardín (Colonia Del Gas, Delegación Azcapotzalco).

Tabla 91 Parámetros presiométricos (E_m , E_r , p_L y p_L^*) y resistencia al corte no drenada (s_u) medida en laboratorio y con piezocono, correspondientes al área de estudio, ubicada en Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco; primera etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A de C.V. y MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V., 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	p_L (kPa)	p_L^* (kPa)	Laboratorio		Piezocono	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
							s_{uu} (kPa)	ϕ °	s_u (kPa)	
SP-01	OYO	6.40	2.11	2.19	554.0	317.0	29.0	-	27.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w %)= 343.0%
SP-02	Menard	6.50	0.50	-	-	-	29.0	-	29.38	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w %)= 343.0%
	Menard	8.00	1.50	-	250.0	145.62	28.0	8	48.6	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w %)= 102.5%

Tabla 92 Parámetros presiométricos (E_m , E_r , p_L y p_L^*) y resistencia al corte no drenada (s_u) medida en laboratorio y con piezocono, correspondientes al área de estudio, ubicada en Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco; segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A de C.V., 2018).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	p_L (kPa)	p_L^* (kPa)	Laboratorio		Piezocono	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
							s_{uu} (kPa)	ϕ °	s_u (kPa)	
SP-03	OYO	6.00	2.05	-	522.0	312.45	29.0	-	21.95	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w %)= 343.0%
SP-04	OYO	4.00	2.25	3.54	487.64	308.64	-	-	25.97	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w %)= 343.0%
	OYO	8.00	1.62	1.63	444.0	271.0	28.0	7.85	48.60	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w %)= 102.5%

Tabla 93 Parámetros presiométricos (E_m , E_r , p_L y p_L^*) y resistencia al corte no drenada (s_u) medida en laboratorio y con piezocono, correspondientes al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V., junio 2016 - enero 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (Mpa)	p_L (kPa)	p_L^* (kPa)	Laboratorio		Piezocono	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
						s_u (kPa)	ϕ °	s_u (kPa)	
SMI-02	-	2.50	-	-	-	30.4	24	-	Costra superficial (C.S.): en Limo arenoso preconsolidado de baja plasticidad (ML), de consistencia firme.
SMI-02	Ménard	3.00	1.20	200.0	160.0	-	-	-	
SMI-01	-	3.90	-	-	-	45.0	5	68.90	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda; color verde olivo y café; contenido de agua (w%)= 250% ≤
SMI-01	-	5.50	-	-	-	58.0	1	11.0	
SMI-02	Ménard	6.00	1.00	190.0	134.0	-	-	18.0	
SMI-02	Ménard	9.00	19.90	1620.0	1470.0	-	-	-	Lente de arena (L.A): Arena con limos (SM), de compactación media a densa, color gris.
SMI-01	-	9.30	-	-	-	79.0	2	44.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda; color verde olivo y café; contenido de agua (w%)= 250% ≤
SMI-01	-	11.00	-	-	-	40.0	10	42.0	
SMI-02	Ménard	13.50	42.70	3890.0	3460.0	-	-	-	Primer capa dura (CD-1): Limo arenoso (ML) preconsolidado, de consistencia dura; color café / café oscuro.
SMI-01	-	15.50	-	-	-	87.9	2	75.0	Serie arcillosa superior - Capa blanda 1 (S.A.S-C.B1): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda a media; contenido de agua (w%)= 250% ≤
SMI-02	-	15.50	-	-	-	64.0	4		
SMI-02	Ménard	16.50	5.60	630.0	363.0	-	-		

Los parámetros presiométricos E_m , p_L y p_L^* , son puntos experimentales que pueden graficarse contra la resistencia no drenada (s_u) medida en laboratorio y con la resistencia s_u obtenida partir de la prueba de piezocono, dentro de las gráficas $s_u - E_m$ (Figura 174) y $s_u - p_L^*$ (Figura 175 y 176) presentadas por Briaud J. L. (1992) y Baguelin et al. (1978).

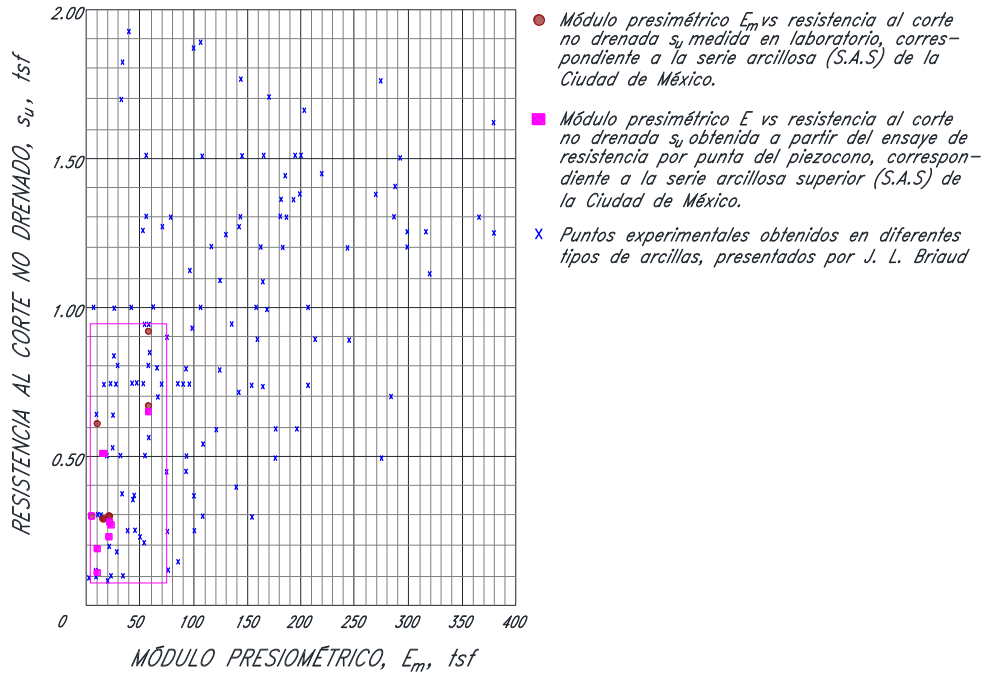


Figura 174 Correlación experimental entre la Resistencia al corte no drenada (s_u) - Módulo presiométrico inicial (E_m), presentada por Briaud J. L. (1992); incluye los puntos experimentales correspondientes al área de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar) y al proyecto ubicado en Av. Jardín. Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco.

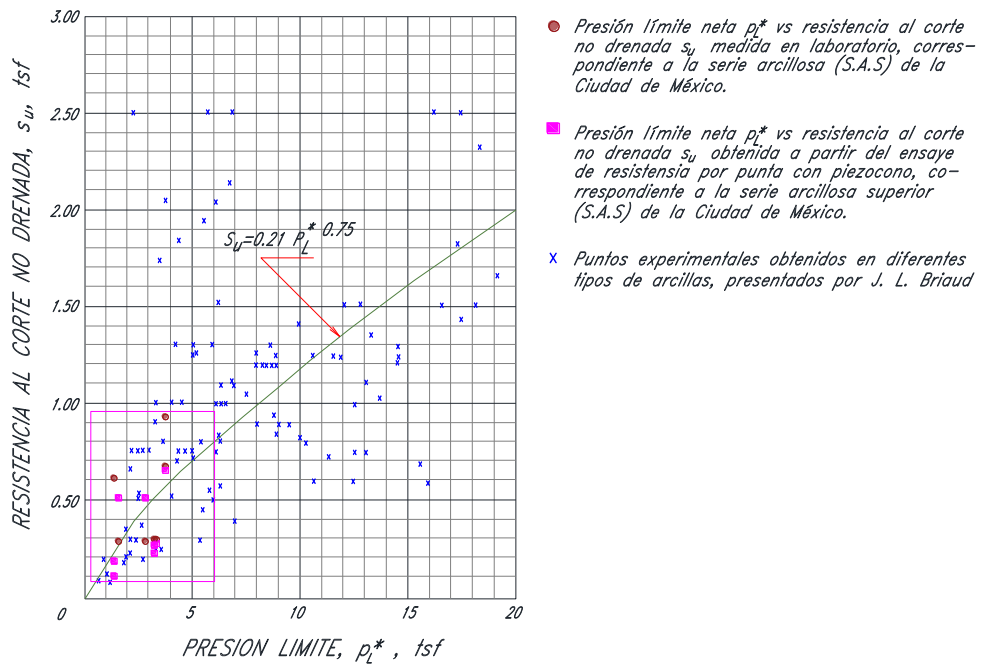


Figura 175 Correlación experimental entre la Resistencia al corte no drenada (s_u) - Presión Límite neta (p_L^*), presentada por Briaud J. L. (1992); incluye los puntos experimentales correspondientes al área de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar) y al proyecto ubicado en Av. Jardín. Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco.

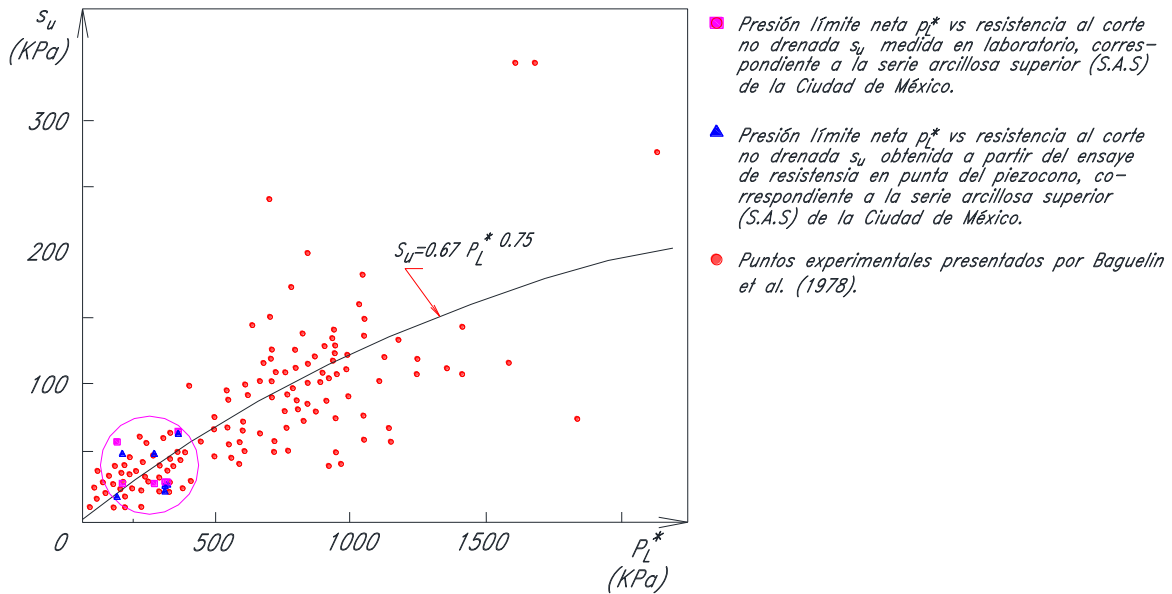


Figura 176 Correlación experimental entre la Resistencia al corte no drenada (s_u) – Presión Límite neta (p_L^*), presentada por Baguelin et al. (1978); incluye los puntos experimentales correspondientes al área de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar) y al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco.

Aparentemente la dispersión de los puntos experimentales (Baguelin et al., 1978; Briaud J. L., 1992) es muy grande, sin embargo, los puntos correspondientes a la arcilla de la Ciudad de México se concentran en la zona de baja resistencia al corte no drenada – bajo módulo presiométrico (Figura 174) y baja resistencia al corte no drenada – baja presión límite (Figura 175 y 176).

8.9.2.1.5.8. Correlación de los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_L^*) con los resultados de la prueba del piezocono, obtenidos en la serie arcillosa (S.A.S), correspondientes a la zona de Lago Centro I (C) de la Ciudad de México.

Adicionalmente, Briaud J. L. (1992) estableció una relación específica entre la resistencia en punta (q_c) del cono eléctrico (la cual también aplica para el caso del piezocono) y los parámetros presiométricos E_m y p_L , a partir de las Ecuaciones (88) y (89).

$$p_L = 0.2q_c \quad (88)$$

$$E_m = 2.5q_c \quad (89)$$

Donde p_L y E_m , son presión límite y módulo presiométrico inicial, respectivamente.

Para llegar a las expresiones anteriores, Briaud J. L. (1992) realizó varios ensayos presiométricos y de cono eléctrico en diferentes tipos de arcilla, cuyos puntos experimentales interpretó y/o analizó a partir de las gráficas presentadas en el 177 y 178

Sobre estas gráficas se incluyen los resultados obtenidos de los ensayos presiométricos y de piezocono correspondientes al área de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, por HP ingeniería, 2017-2018) y al proyecto ubicado en Av. Jardín, colonia del Gas (MKE Ingeniería de suelos, 2015 - 2016).

En las Tablas 94 a 96 se presentan los resultados cuantitativos de los ensayos presiométricos y la resistencia en punta del piezocono correspondientes a sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, por HP ingeniería, 2017-2018) y al proyecto ubicado en Av. Jardín, colonia del Gas (MKE Ingeniería de suelos, 2015 - 2016).

Tabla 94 Parámetros presiométricos (E_m , E_r y p_L) y resistencia en punta (q_c) del piezocono, correspondientes al área de estudio, ubicada en Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco; primera etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. y MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	p_L (kPa)	p_L^* (kPa)	Sondeo	q_c (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-01	OYO	6.40	2.11	2.19	554.0	317.0		500.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-02	Menard	6.50	0.50	-	-	-	CPTU-1	530.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	Menard	8.00	1.50	-	250.0	145.6		690.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

Tabla 95 Parámetros presiométricos (E_m , E_r y p_L) y resistencia en punta (q_c) del piezocono, correspondientes al área de estudio, ubicada en Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco; segunda etapa del estudio (HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2017).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad (m)	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	p_L (kPa)	p_L^* (kPa)	Sondeo	q_c (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
SP-03	OYO	6.00	2.05	-	522.0	312.5		500.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
SP-04	OYO	4.00	2.25	3.54	487.6	308.6	CPTU-1	420.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	OYO	8.00	1.62	1.63	444.0	271.0		690.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%

Básicamente las gráficas $q_c - E_m$ y $q_c - p_L$ (Figuras 177 y 178) sugieren que a una baja resistencia en punta del piezocono (q_c), le corresponden valores bajos de presión límite y módulo presiométrico, lo cual representa el comportamiento de un suelo blando; tal es el caso de las arcillas y limos de consistencia blanda a media de la Ciudad de México.

Tabla 96 Parámetros presiométricos (E_m , E_r y p_L) y resistencia en punta (q_c) del piezocono, correspondientes al proyecto ubicado en Av. Jardín #, colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., junio 2015 - enero 2016).

Sondeo	Tipo de sonda	Profundidad	E_m (MPa)	p_L (kPa)	p_L^* (kPa)	Sondeo	q_c (kPa)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
		(m)						
SMI-02	Menard	3.00	1.20	200.0	160.0	CPTU-02	2660.0	Costra superficial (C.S.): Limo arenoso preconsolidado de baja plasticidad (ML), de consistencia firme. Contenido natural de agua (w %) del orden de 50%
	-	3.90	-	-	-		1100.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo y café; de consistencia muy blanda a blanda. Contenido natural de agua (w %) del orden de 250 a 150%
	-	5.50	-	-	-		240.0	
	Menard	6.00	1.00	190.0	130.0		340.0	
	Menard	9.00	19.90	1620.0	1470.0		-	Lente de arena (L.A): Arena con limo (SM), de compacidad media, color gris claro.
	-	11.00	-	-	-		750.0	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda; color verde olivo y café; contenido de agua (w %)= 250% ≤
	-	13.50	42.70	3890.0	3460.0		-	Primer capa dura (CD-1): Limo arenoso (ML) preconsolidado, de consistencia dura; color café / café oscuro. Contenido natural de agua comprendido entre 28 y 50%
	Menard	16.5	5.6	630.0	360.0		1250.0	Serie arcillosa superior - Capa blanda 1 (S.A.S-C.B1): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda a media; contenido de agua (w %)= 250% ≤

Independientemente de que en las gráficas (Figuras 177 y 178) presentadas la dispersión de los puntos experimentales es muy grande, podemos apreciar que los puntos correspondientes a la arcilla de la Ciudad de México se concentran en la zona de baja resistencia en punta – módulo elástico (Figura 177) y baja resistencia en punta – presión límite (Figura 178).

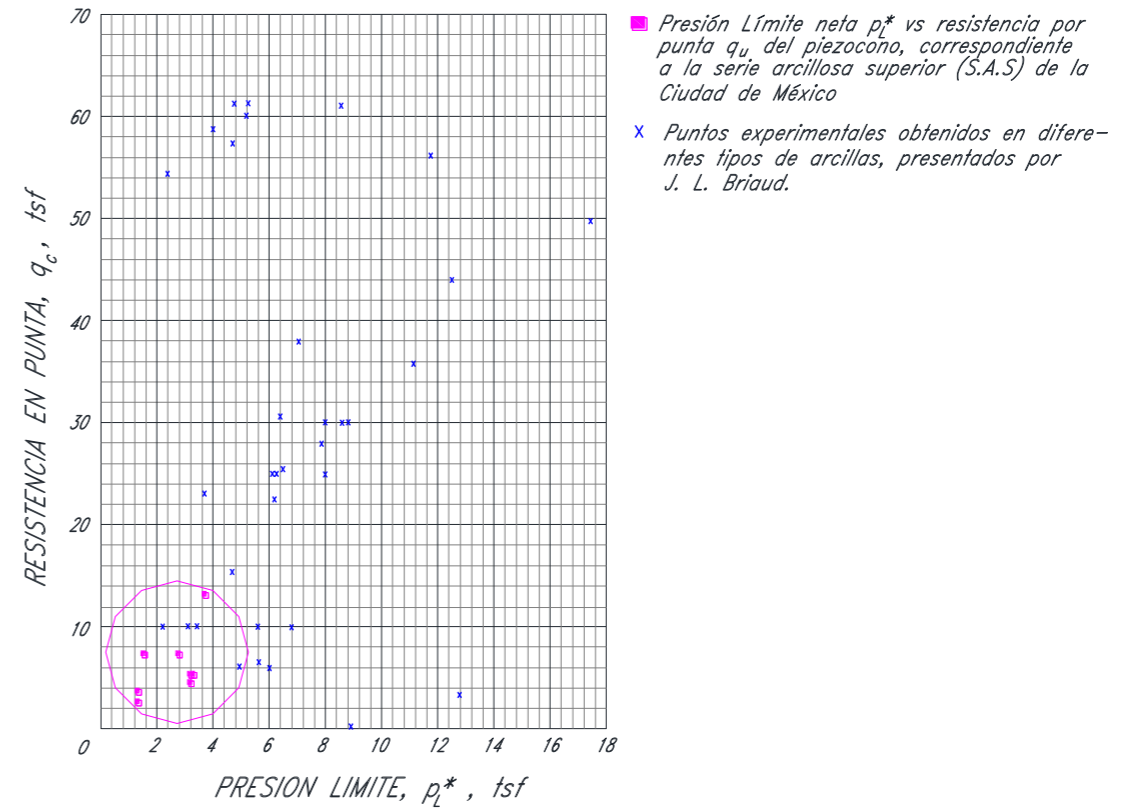
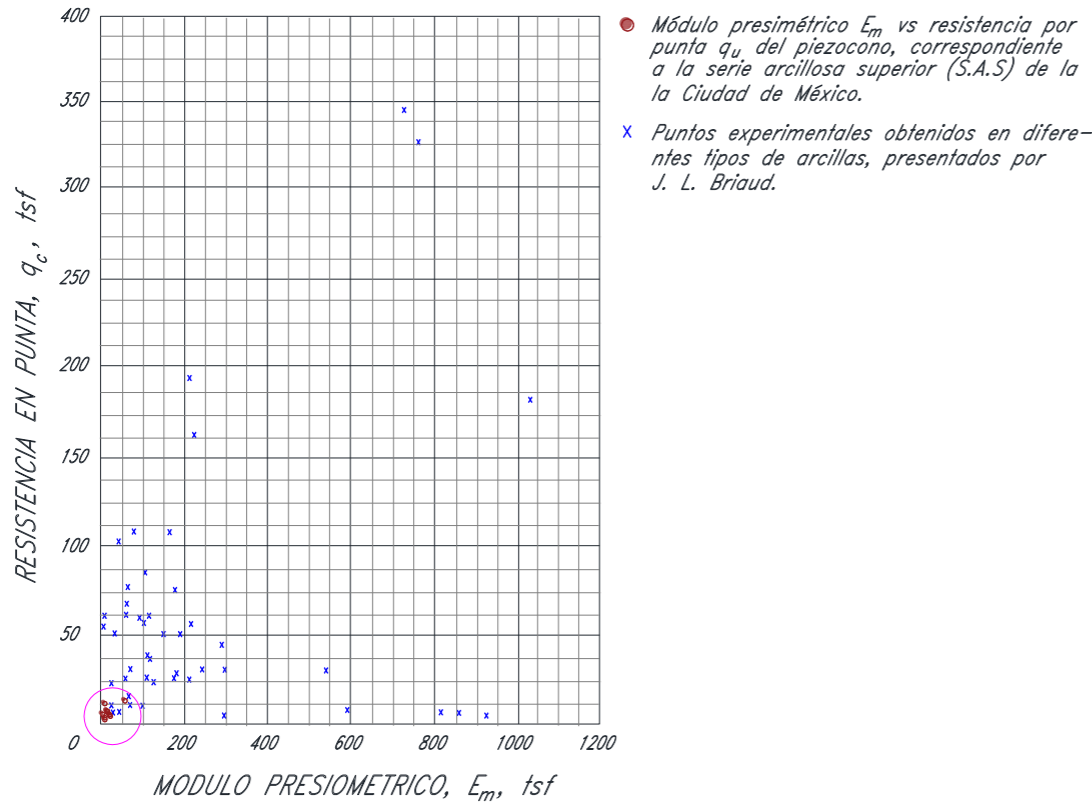


Figura 177 Resistencia por punta (q_c) – módulo presiométrico inicial (E_m), presentada por Briaud J. L. (1992); incluye los puntos experimentales correspondientes al área de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar) y al proyecto ubicado en Av. Jardín. Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco.

Figura 178 Resistencia por punta (q_c) – presión límite neta (p_L^*), presentada por Briaud J. L. (1992); incluye los puntos experimentales correspondientes al área de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar) y al proyecto ubicado en Av. Jardín. Colonia del Gas, delegación Azcapotzalco.

9. Comentarios generales.

Con base a lo documentado en la literatura especializada y al conjunto de experiencias y resultados obtenidos por diferentes investigadores y empresas mexicanas, a continuación se presentan algunos comentarios generales y/u observaciones acerca del uso de este dispositivo en nuestro país:

- I. Los presiómetros Ménard y Elastómetro HQ son ideales para realizar ensayos esfuerzo-deformación in situ en cualquier tipo de suelo, ya sea de consistencia firme a dura o de compacidad media a muy densa, incluso en rocas blandas o muy intemperizadas y en rocas duras, en los cuales regularmente es difícil la obtención de muestras inalteradas para llevar a cabo ensayos de laboratorio.

El uso de este tipo de dispositivo es extenso en muchos países de Europa, China y Japón, ya que es posible obtener resultados rápidos y confiables. No obstante, en México aún existe cierta desconfianza sobre los resultados obtenidos a partir de la prueba, aunado al hecho de que no existen suficientes trabajos de investigación en el país que respalden y/o garanticen la calidad de los resultados.

- II. Dos limitantes en nuestro país en cuanto al uso del presiómetro se refiere, son:

- Solo 6 empresas del sector privado y una del sector público (Comisión Federal de Electricidad) cuentan con el dispositivo, pues su costo es elevado, por lo que pocas empresas están dispuestas a invertir en este. Sin embargo, la demanda de este tipo de ensayos en diferentes proyectos va en aumento, por lo que el número de dispositivos en el país comienza a ser insuficiente.
- De los 7 u 8 equipos disponibles en el país, todos corresponden a la técnica de perforación previa (*PBP*) con las sondas Ménard y Elastómetro HQ, por lo que no se cuenta con información y/o resultados sobre el uso de dispositivos como el presiómetro autoperforante (*SBP*) y el cono presiométrico (*CP*). Resultaría interesante contar con determinaciones más aproximadas del esfuerzo horizontal *in situ* a partir del presiómetro *SBP*, - en el análisis de estabilidad de un frente de túnel es importante conocer dicho esfuerzo - y con lecturas de la disipación de la presión de poro que permite el ensayo del cono presiométrico (*CP*), y a su vez poder compararlos con los resultados del ensayo presiométrico *PBP*, así como también con los de laboratorio y del piezocono.

III. De los pocos trabajos de tesis y/o artículos de investigación que existen respecto al uso del presiómetro en nuestro país, la mayoría documenta la experiencia sobre el uso del dispositivo en diferentes tipos de suelos (principalmente en suelos de consistencia dura o de compacidad densa, donde el muestreo inalterado es difícil o imposible); así como la aplicación de los resultados obtenidos en el análisis y diseño de cimentaciones (Mendoza Rivas, 2000; Obregón Herrera, 2013), particularmente en el cálculo de asentamientos, utilizando el módulo de deformación (E) obtenido a partir del módulo presiométrico (E_m), y no se habla sobre el resto de parámetros que es posible obtener a partir del ensaye. Además, pocas publicaciones (Vega, Daniel Martin, Fernández, & Carazo, 2014) han reportado la comparación experimental entre los resultados presiométricos con los de laboratorio u otro tipo de ensayos in situ, pues debido a la premura de los proyectos y el costo “elevado” del ensayo y su interpretación, muchas empresas no invierten tiempo y dinero en la comprobación y/o comparación experimental de los resultados del ensayo con otro tipo de pruebas.

Por ejemplo, una de las pocas publicaciones respecto al uso del presiómetro en nuestro país, es el presentado por García R. y Auvinet G. (1991), aunque está limitado a la aplicación de los ensayos presiométricos en las Tobas de la zona poniente de la ciudad de México (Zona I de Lomas) y en la Zona II de Transición. No obstante, fue el primer trabajo de su tipo publicado en México y sienta las bases sobre la existencia y uso del dispositivo por primera vez en nuestro país.

IV. El problema principal por el cual no se cuenta con suficiente información sobre el uso del presiómetro en nuestro país, es que aún existen empresas e investigadores que subestiman el uso de este dispositivo, consideran que el costo del ensaye es elevado e innecesario, o que simplemente los resultados son insuficientes, pues se tiene una idea limitada de que el dispositivo solo sirve para obtener el módulo de deformación o módulo de Young, E , por lo que optan por los métodos tradicionales de laboratorio o consultar correlaciones documentadas que mejor representen el tipo de suelo, sin tomar en cuenta que a partir del ensaye presiométrico es posible obtener otros parámetros como la resistencia al corte no drenado c_u , para el caso de suelos cohesivos, ángulo de fricción interna ϕ y ángulo de dilatación φ , en el caso de las arenas, y en general, el esfuerzo de preconsolidación (σ_b), el grado de sobreconsolidación (OCR) y el módulo odométrico (E_{odm}) en función del tipo de suelo. Además no consideran que el tiempo de duración del

ensaye presiométrico y la alteración del material circundante (inherente al ensaye), son mucho menores al tiempo que conllevan los ensayos típicos de laboratorio y al grado de alteración de las muestras (inducida por el traslado, labrado y ensaye en laboratorio de las mismas). Aunado a lo anterior, muchas veces se desconoce sobre la correlación de la prueba con otros ensayos *in situ*, como con el número de golpes (*SPT*) y el piezocono (*CPTU*).

V. En las Tablas 2 a 4 se presentan los resultados obtenidos a partir de ensayos presiométricos realizados por algunas empresas mexicanas (*HP, Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V.; MKE Ingeniería suelos y cimentaciones; Consultoría Integral en Ingeniería Geotécnica S.A. de C.V. e Ingeniería Geotécnica y Construcción S.A. de C.V.*) en diferentes tipos de proyectos, esto con el objetivo de sensibilizar al lector sobre el rango de valores de E_m y p_L de algunos tipos de suelos y/o rocas de nuestro país, pues siempre es necesario contar con una base sobre la cual sea posible establecer un punto de comparación. Esta base de datos (Tabla 2 a 4) también incluye los resultados presentados en los pocos artículos de investigación (García R. & Auvinet G., 1991) y trabajos de tesis (Mendoza Rivas, 2000; Obregón Herrera, 2013) que existen en nuestro país.

Como se puede apreciar, los resultados presentados (Tabla 2 a 4) son congruentes con el rango de valores de E_m y p_L , sugeridos por Ménard L. (1962) en función del tipo de suelo y/o roca.

VI. Con respecto a la aplicación del ensaye presiométrico en el análisis y diseño geotécnico de cimentaciones superficiales y profundas se tienen las siguientes observaciones:

- La práctica común en la Ciudad de México, y en general, en todo el país, se limita a interpretar y/o convertir el módulo presiométrico E_m en términos del módulo de elástico E , para después emplear este módulo sólo en el análisis de los asentamientos (tanto en el caso de cimentaciones superficiales como profundas), por lo que se desconoce el alcance que tiene el dispositivo en la determinación de otros parámetros (G , s_u , ϕ , ψ , esfuerzo de preconsolidación p_c , OCR , E_{odm} , etc.), además de que cuenta con su propia teoría para el análisis de capacidad de carga y asentamientos.
- Pocos trabajos de investigación en el país han documentado la comparación entre los métodos tradicionales de capacidad de carga y asentamientos con las teorías

presentada por Ménard L. (1962). Sería interesante obtener la capacidad de carga admisible a partir de la presión límite, p_L , (presión a la cual el terreno rompe cuando se somete a una presión radial en horizontal) y el asentamiento por medio del módulo presiométrico E_m o E_o , y poder compararlos con los métodos tradicionales.

- En muchas ocasiones se ha observado que empresas e investigadores han confundido la forma de determinar el módulo de elasticidad E , a partir del módulo presiométrico, pues consideran que el módulo elástico se expresa como:

$$E = \frac{E_m}{\alpha} \quad (90)$$

Cuando en realidad, de acuerdo con Amar, Clarke, & Gambin (1991) el módulo presiométrico, E_m , se relaciona más con el medido en un ensaye odométrico (E_{odm}) y/o de consolidación, en el mismo rango de presión; por lo que la ecuación anterior más bien corresponde al cálculo del módulo odométrico, en función del módulo presiométrico, esto es:

$$E_{odm} = \frac{E_m}{\alpha} \quad (91)$$

Incluso investigadores como Devincenzi & Norberto (2004) coinciden con este argumento.

Por lo tanto, considerando lo expuesto en la sección 8.9.2.1.5.7.2 (*Determinación del Módulo de rigidez al corte G y módulo elástico o de Young, a partir de la curva presiométrica*), primero se obtiene el módulo de corte, G , directamente de la curva presiométrica, para después determinar el Módulo elástico, E , a partir de las siguientes expresiones:

$$G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad (92)$$

o

$$G = V \frac{dp}{dV} \quad (93)$$

Donde ε_c y V son, respectivamente, la deformación de la cavidad y el volumen actual de la misma. El empleo de una u otra ecuación dependerá del tipo de sonda utilizada; por ejemplo,

la Ecuación $G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\varepsilon_c}$, es adecuada para ensayos presiométricos realizados tanto con la sonda Elastómetro HQ como Ménard; mientras que $G = V \frac{dp}{dV}$, solo aplica para los ensayos realizados con la sonda tipo Ménard.

Si consideramos que el módulo presiométrico es un módulo de corte G , “disfrazado” de un módulo de Young (Gambin M. , 1995), tenemos que:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (94)$$

donde ν es la relación de Poisson, al que se le ha atribuido convencionalmente el valor de 0.33.

Desafortunadamente esta forma de evaluar E , a partir del módulo de corte (G) obtenido directamente de la curva presiométrica, ha sido considerada por pocas empresas especialistas y empresas en el país (Ayes Z. & Salgado M., 2013; HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., 2018; InGEUM Ingeniería Geotécnica S.A de C.V., 2013 - 2015).

Por lo tanto, es importante que el ingeniero encargado del diseño de la cimentación tenga claro la diferencia que existe entre obtener E y E_{odm} , a partir del módulo presiométrico.

10. Conclusiones

- I. Aunque actualmente las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (N.T.C.D.C.C., 2017) sugieren la aplicación del presiómetro sólo en el caso de los suelos duros o densos y de difícil muestreo - como son la costra superficial (C.S.), la primera capa dura (P.C.D) y los depósitos profundos (D.P), así como en los suelos de la zona poniente de la ciudad - queda demostrado a partir de la literatura especializada (Ménard, 1975; Briaud J. L., 1992; Clarke B. , 1995) y del presente trabajo de investigación, que el uso de este dispositivo también es adecuado para el caso de las arcillas de la Ciudad de México.

- II. Respecto a los parámetros (E_m , p_L y p_L^*) obtenidos a partir de los ensayos realizados con las sondas Ménard y Elastómetro (Tablas 41, 45 y 46), entre los 4.0 y 16.50 m de profundidad (Serie Arcillosa Superior), podemos apreciar que estos corresponden al rango de valores de E_m y p_L sugeridos por Devincenzi M. et al. (2004), así como con el rango de valores de E_m y p_L^* presentados por Briaud J. L. (1992) para el caso de arcillas blandas y arcillas medias (Tablas 42 y 43). Lo anterior también es congruente con la clasificación del tipo suelo a partir de la resistencia en punta (q_c) del piezocono (Figuras 69 y 71) y con los límites de consistencia (Anexo II), pues ambas pruebas (laboratorio y piezocono) indican que el tipo suelo a la profundidad donde se realizaron los ensayos presiométricos corresponden a una arcilla blanda de alta plasticidad (CH).

- III. La relación de E_m/p_L^* que mejor coincide o se ajusta al tipo de material encontrado dentro de la zona de estudio es la propuesta por Ménard L. (1962 y 1975) y también citada por Devincenzi M. et al. (2004), pues tal como se puede apreciar en las Tablas 41, 45 y 46, en comparación con la Tabla 40, los valores obtenidos corresponden a una arcilla subconsolidada o ligeramente alterada ($5 < E_m/p_L^* \leq 8$) e incluso una arcilla normalmente consolidada N.C. ($8 < E_m/p_L^* \leq 12$); no obstante, como se demuestra en las secciones 8.8.1.1.3.3 (Estimación de la relación de sobreconsolidación o grado de preconsolidación, OCR) y 8.9.1.1 (Consolidación unidimensional o ensayo odométrico), a partir del grado de sobreconsolidación (OCR) se determinó que el material en la zona de estudio corresponde a una arcilla ligeramente preconsolidada, de consistencia blanda a media.

Lo anterior podría atribuirse al comportamiento atípico que presentan las arcillas de la Ciudad de México, pues si bien la clasificación del tipo de suelo a partir de los valores indicativos de E_m , p_L y p_L^* (Tablas 42 y 43) es congruente con el material encontrado en la zona del proyecto (arcilla blanda), posiblemente los cocientes de la relación E_m/p_L^* o E_m/p_L correspondan a los de una arcilla blanda ligeramente sobre consolidada, y no necesariamente a los de una arcilla sub consolidada, arcilla ligeramente alterada (Ménard, 1975; Devincenzi & Norberto, 2004) o suelos aluviales como sugieren Gambin & Rosseau (1975).

- IV. En general los métodos sugeridos para estimar el esfuerzo horizontal *in situ*, resultan un tanto subjetivos. Por ejemplo, a partir del método gráfico descrito por Clarke B.G. (1995), resulta difícil determinar el dato de referencia y/u origen a_o (radio inicial de la cavidad) en las curvas presiométricas típicas *PMP* (Prebored Ménard Pressuremeter, por sus siglas en inglés) y, por lo tanto, la presión en las paredes de la cavidad a ese radio, igual al esfuerzo total horizontal *in situ*, σ_{oh} . Además el esfuerzo obtenido por este método presenta una fuerte variación con el esfuerzo horizontal obtenido por la forma tradicional y también con el método sugerido por Briaud J. L. (1992), sin embargo es último presenta una fuerte similitud con el método tradicional.

Este fue uno de los motivos por los que el proceso de instalación y/o ejecución de la prueba fue modificado y/o adaptado para la segunda etapa del estudio (enero, 2018), con el objetivo de emular la ejecución de la prueba tipo *SBP* (Self-boring pressuremeter), pues en este tipo de ensayo (*SBP*) a_o es igual al radio de la sonda y la presión, después de permitir la compresión y rigidez de la membrana y a medida que esta se despega del cuerpo de la sonda, es igual al esfuerzo horizontal.

- V. Los Módulos de Elasticidad y/o de Young (Tablas 57 a 59) presentan una fuerte relación con su homólogo, el módulo presiométrico E_m , especialmente aquellos que fueron determinados directamente de la curva presiométrica con sonda Elastómetro HQ, pues prácticamente el módulo presiométrico es igual al módulo Elástico.

Asimismo, tanto los módulos de elasticidad (E) como los de descarga – recarga (E_{ur}) son congruentes con el rango de valores conocidos de la arcilla muy blanda a blanda de la Ciudad de México, tal como se puede apreciar en la literatura especializada (Bowles, 1997; Das, 2006; González M., 2012)

VI. La estimación de la resistencia al corte no drenada asume que la prueba es esencialmente no drenada.

De acuerdo con resultados gráficos y numéricos presentados en la sección 8.9.2.1.5.7.3, se puede apreciar que la resistencia no drenada (s_u) obtenida a partir del ensayo presiométrico presenta una fuerte relación con la resistencia medida de laboratorio, así como con la determinada a partir del ensayo del piezocono. Quizá el único inconveniente consiste en definir la constante presiométrica (Np o β) más adecuada, tal que permita obtener un valor más aproximado de la resistencia real del suelo ensayado.

VII. Tanto para el caso de los ensayos realizados con la sonda Elastómetro HQ como con la sonda tipo Ménard, los esfuerzos de preconsolidación (p_c) obtenidos por el método propuesto por Clarke B. G. ($p_c = \frac{s_u \ln[G/s_u]}{\delta}$), considerando principalmente un valor de $\delta = 1.0$, presentan una fuerte similitud con los esfuerzos de preconsolidación (σ_b) medidos en las curvas de compresibilidad. Además la relación de sobreconsolidación (OCR) de cada ensayo presiométrico coincide perfectamente con las determinadas a partir de las pruebas de consolidación y del piezocono.

La mayoría de las relaciones de sobreconsolidación, RSC (OCR, por sus siglas en inglés), determinadas a partir de los esfuerzos de preconsolidación presiométricos (p_c), indican que la arcilla de las zonas de estudio se encuentra ligeramente preconsolidada, pues de acuerdo con Bowles J. E. (1997), valores de OCR (esfuerzo de preconsolidación p_c o σ_b / esfuerzo vertical efectivo, σ_v') entre 1 a 3, corresponden a un suelo ligeramente sobre consolidado, lo cual es congruente con la arcilla en esta zona de la Ciudad de México (Zona de lago centro I, CI).

VIII. El único inconveniente de determinar el módulo odométrico a partir del módulo presiométrico consiste en definir el factor de Ménard (α) más adecuado, en función de la grado de preconsolidación del suelo ensayado. Por ejemplo, en la literatura especializada solo se manejan valores de α para suelos sobreconsolidados (OC), normalmente consolidados (NC) y remoldeados, no especifica el valor de α para el caso de suelos ligeramente sobreconsolidados como las arcillas encontradas en los sitios de estudio; no obstante, como se puede apreciar en las Tablas 83 a 84, independientemente del factor de Ménard utilizado, los módulos odométricos obtenidos corresponden al rango de valores conocidos de E_{odm} para suelos arcillosos (geotecnia.ONLINE, 2017). Además,

estos módulos presentan una fuerte similitud con los módulos E_{odm} obtenidos a partir de las curvas de compresibilidad y de la prueba de resistencia en punta del piezocono.

IX. Los módulo odométricos obtenidos a partir de la Teoría de Elasticidad (Sección 8.9.2.1.5.7.6) - considerando que el ensayo presiométrico se realiza en condiciones no drenadas - son muy similares a los módulos E_{odm} obtenidos a partir del módulo presiométrico, utilizando los factores de Mérnard $\alpha = 1$ y $\alpha = 2/3$; también presentan similitud módulos odométrico medidos en las curvas de compresibilidad, así como con los módulos obtenidos de la prueba de piezocono, especialmente utilizando factores de piezocono $\alpha = 4$ y $\alpha = 6$

Bibliografía

- Amar, S., Clarke, B., & Gambin, M. (1991). *The application of pressuremeter test results of foundation design in Europe*. ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters. A.A. Balkema/ Rotterdam/ Brookfield.
- APAGEO. (2012). *Modo operativo - Presiómetro de Ménard*.
- APAGEO. (2015). *Materials and services for soil investigation, drilling rigs, drilling tools and penetrometer drilling and laboratory*. Obtenido de www.geomatech.net: http://www.apageo.com/en/3/products,pressuremeter-tests,menard-pressuremeter,14,5.html
- ASTM Standard D4719-07. (2008). Standard Test Methods for Pressuremeter Testing in Soils. *Annual Book of ASTM Standards, 04.08*.
- Ayes Z., J. C., & Salgado M., D. E. (2013). *Estudio Geotécnico para el proyecto "Planta Catalítica", Cadereyta, N.L.* Consultoría Integral en Ingeniería Geotécnica, Geotecnia, Ciudad de México.
- Baguelin, F. (1982). Rules of Foundation Design Using Selboring Pressuremeter Test Results. *Symposium on the Pressuremeter Test and Its Marine Applications*. Paris: Technip.
- Baguelin, F., Bustamante, M., & Frank, R. A. (June de 1986). The Pressuremeter for Foundations: French Experience Use of In Situ in Geotechnical Engineering. *ASCE Geotechnical Special Publication, No. 6*.
- Baguelin, F., Jezequel, J., & Shields, D. (1978). *The pressuremeter and Foundation Engineering*. Clausthal - Zellerfeld, Germany: Trans Tech.
- Bowles, J. (1997). *Foundation analysis and design* (Fifth ed.). Singapore: McGraw-Hill Book Co.
- Briaud Engineers. (1986). *Pressuremeter Test and Bridge Settlement Predictions for 5 Bridge Abutments in Northeastern U.S.A.* Federal Highway Administration.
- Briaud, J. L. (1992). *The Pressuremeter* (Vol. 1). Texas, Texas A&M University, College Station, U.S.A.: A.A BALKEMA/ ROTTERDAM/ BROOKFIELD.
- Briaud, J., Cosentino, P., Turker, L., & Terry, T. (1985). *Comparison between the Texam and the Ménard Pressuremeter*. Texas A&M University, Civil Engineering. Research Report.
- CFE. (2010). Manual de Diseño de Obras Civiles. En *Pruebas de campo para determinar las propiedades de los suelos y enrocamientos*. Ciudad de México.
- Clarke, B. (1995). *Pressuremeter in Geotechnical Design* (First edition ed., Vol. 1). (C. & Hall, Ed.) Glasgow, U.K.: Blackie Academic & professional.
- Clarke, B., Carter, J., & Wroth, C. (1979). In situ determination of the consolidation characteristics of saturated clays. *European Conference SMFE, 2*. Brighthon.
- COVITUR. (1987). *Manual de Diseño de Geotecnico* (Vol. 1). Distrito Federal, México.

- Das, B. M. (2006). *Principios de ingeniería de cimentaciones* (5ta. ed.). Distrito Federal, Santa Fe, México: Cengage Learning Editores S.A. de C.V.
- Devincenzi, M., & Norberto, F. (2004). *Ensayos Geotécnicos In situ: Su Ejecución e Interpretación*. INGEOTEST, Caracterización Geotécnica y Geoambiental, Gerona, España.
- Díaz-Rodríguez, J. (2014). *Mecánica de Suelos: Naturalez y Propiedades* (Vol. 1). (T. S. C.V., Ed.) Distrito Federal, México.
- Duran G., J. E., & López Ramírez, L. (2013). Curso en Ingeniería Sísmica y Dinámica. En C. J. Vargas (Ed.), *Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica y Geotecnia*. Tunja, Boyacá - Columbia.
- Fahey, M., & Carter, J. (2011). A finite element study of the pressuremeter test in sand using nonlinear elastic plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Frankie. (16 de junio de 2014). *Correlaciones de los parámetros del suelo a partir de los resultados de ensayos "in situ"*. (J. Franch, Productor, & GEOSUPPORT: estudios geotécnicos en los ámbitos de la edificación y la ingeniería civil. Ingeniería geológica) Obtenido de <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/presiometro-correlaciones/>
- Gambin, M. (1995). El éxito del presiómetro de Ménard. *Cuarto Simposio Internacional sobre Presiómetros*. Sherbrooke (Quebec), Canadá.
- Gambin, M., & Rosseau, J. (1975). *The Ménard Pressuremeter: Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design*. Revised 1988 (with Addendum), Sols soils.
- García R., L., & Auvinet G., G. (1991). *Uso del presiómetro para la caracterización del subuelo de la zona poniente del Valle de México*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Distrito Federal.
- geotecnia.ONLINE. (14 de agosto de 2017). *Módulo Edométrico para estimar el Módulo Elástico - Análisis Geotécnico con Elementos Finitos*. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=Ryxz749-U3E>
- González, J. L., Ibarra, E., Rangel, J. L., & Ovando, E. (2012). Empleo del ficómetro en los suelos duros y aluviales del valle de México. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Cancún - Quintana Roo: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.
- González, M. (17 de enero de 2012). *Mecánica de suelos – Compresibilidad – Ensayos de Compresión*. Obtenido de La guía - física: <https://fisica.laguia2000.com/dinamica-clasica/fuerzas/mecanica-de-suelos-compresibilidad-ensayos-de-compresion>
- HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V. (2018). *Compilación de ensayos presiométricos - periodo 2014 - 2018*. Ciudad de México.
- Ingeniería Geotécnica y Construcción S.A. de C.V. (2009). *Ensayos presiométricos - Edificio Calle Lieja*. Distrito Federal.
- InGEUM Ingeniería Geotécnica S.A de C.V. (2013 - 2015). *Ensayos presiométricos*. Ciudad de México.

- INTERNATIONAL STANDARD. (2012). *Geotechnical investigation and testing - Field testing Part 4: Ménard pressuremeter test*. INTERNATIONAL STANDARD.
- Jezequel, J., & LeMehaute, A. (1982). Cyclic Tests with Selfboring Pressuremeter. *Symposium on the Pressuremeter and Its Marine Applications*. Paris: Editions Technip.
- Juárez Badillo , E., & Rico Rodríguez, A. (2003). *Mecánica de suelos* (3ra ed., Vol. 1). (Noriega, Ed.) Distrito Federal, México: Limusa.
- Lapresta, B. (5 de julio de 2013). Obtenido de 4GEO-BLOG: <https://geologiaygeotecnia.wordpress.com/2013/07/05/presiometro-menard-calculo-del-asiento-2/>
- Legorreta Cuevas, H. (2014). *Consolidación*. Universidad Autónoma de México - Facultad de Ingeniería, Geotecnia.
- Mair, & Wood. (1987). *Pressuremeter Testing: Methods and Interpretation*. CIRIA Ground Engineering. London, Boston, Singapore, Sidney Toronto, Wellington: Butterworth.
- Martínez Oviedo, D. (2012). *Evolución de las cimentaciones en la zona de Lago de la Ciudad de México*. Universidad Autónoma de México, Facultad de ingeniería.
- Ménard, L. (1975). *The Ménard Pressuremeter: Interpretation and application of the pressuremeter test results to foundation design* (26 ed.). Sols Soils.
- Mendoza Rivas, O. (2000). *El uso del Ensayo Presiométrico en el Diseño Geotécnico de una Cimentación Superficial*. Universidad Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, Distrito Federal.
- MKE Ingeniería de suelos S.A. de C.V. (2015.). *Estudio geotecnico para el proyecto Parque Jardín . Ciudad de México*.
- N.T.C.D.C.C. (2017). *Diseño y Construcción de Cimentaciones. Normas Técnicas Complementarias*.
- NDT ingenieros, s. (s.f.). *Instrucciones de operación del sistema presiométrico para la sonda OYO Elastómetro II HQ Mod. 4180*. Maadrid.
- Obregón Herrera, E. (2013). *Aplicaciones del Presiómetro en la Caracterización Geotécnica de Suelos duros y Rocas blandas*. Universidad Autónoma de México, Ciudad de México.
- Ponce Navarrete, R., & Ponce Navarrete , A. (2015 - 2016). *Ensayos presiométricos - Proyecto México - Toluca*. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones, Geotecnia, Ciudad de México.
- Rivera Constantino, R., & Zea Constantino, C. (2004). *Notas sobre los fundamentos de la mecánica de suelos*. Universidad Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, Distrito Federal.
- Rodríguez Olvera, H. (1999). *Análisis de la Cimentación de un Edificio de 60 Niveles en la Ciudad de México (Torre Chapultepec)*. Universidad Autónoma de México , Facultad de Ingeniería, Distrito Federal.
- Rodríguez Pons-Espanver, R. (1998). *Metodología de estimación automática de parámetros de suelos arenosos en ensayos presiométricos*. Universidad Politécnica de Madrid - Escuela

Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Matemática aplicada y métodos numéricos, Madrid.

Salgado M., D. E., Ponce, R. S., & Ponce, A. L. (2017). *Informe final geológico/geotecnico - Proyecto Aguascalientes*. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., Geotecnia, Aguascalientes.

Salgado Mendoza, D., Ponce Navarrete, R., & Ponce Navarrete, A. (2018). *Ensayes presiométricos - Proyecto Tizayuca*. HP Ingeniería suelos y cimentaciones, Geotecnia, Tizayuca, Hgo.

Salgado Mendoza, D., Ponce Navarrete, S., & Ponce Navarrete, A. (2018). *Ensayes presiométricos - Proyecto Observatorio*. HP Ingeniería, suelos y cimentaciones S.A. de C.V., Geotecnia, Ciudad de México.

Schmitter Martín del Campo, J. (Junio - Agosto de 2016). Pruebas de carga en pilas de cimentación de la Torre Mayor. *Geotecnia*.

Subgerencia de Geotecnia y Materiales - CFE. (2013). *Reporte de exploración con Presiómetro Menard y Piezocono para el Edificio Juárez, México D.F.* Comisión Federal de Electricidad, Mecánica de Suelos.

Vega, R., Daniel Martin, Fernández, M., & Carazo, I. (2014). Módulo presiométrico y su relación con la compresión simple en rocas. *Reunión Nacional de Mecánica de suelos e Ingeniería Geotécnica*. Pto. Vallarta Jalisco: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotecnia.

Anexos

I. Ensayo presiométrico realizado a 30.5 m de profundidad, en la Zona de Lago Centro II de la Ciudad de México.

Como se puede apreciar en la Tabla 3, los parámetros E_m , p_L y p_L^* , correspondientes al ensayo presiométrico a 30.5 m de profundidad (Subgerencia de Geotecnia y Materiales - CFE, 2013), coinciden con el rango de valores de E_m y p_L sugeridos por Devincenzi M. et al. (2004) y con el rango de valores de E_m y p_L^* presentados por Briaud J. L. (1992) para el caso de arcillas blandas a medias. Desafortunadamente no se cuenta con la información de laboratorio o de otra prueba in situ (a la misma profundidad del ensayo presiométrico) que nos permita confirmar que efectivamente se trata de una arcilla.

El sitio donde se realizó el ensayo se ubica dentro del primer cuadro de la Ciudad (Centro Histórico, Delegación Cuauhtémoc), y corresponde a la Zona III de Lago – Centro II (N.T.C.D.C.C., 2017). De acuerdo con Martínez Oviedo (2012) y al manual de COVITUR (1987), el ensayo se realizó en la serie arcillosa superior (S.A.S). A continuación se presenta la curva presiométrica y todos los parámetros obtenidos a partir del ensayo.

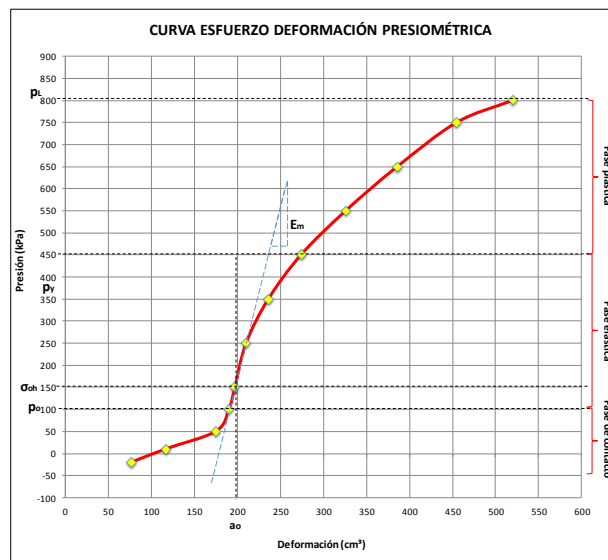


Figura 179 Curva presiométrica corregida correspondiente a la prueba realizada en arcilla de alta plasticidad (CH), consistencia media, a la profundidad de 30.5 m. Identificación de las etapas de la prueba (contacto, elástica y plástica) y criterio gráfico para determinación de los parámetros presiométricos típicos: E_m , p_L , p_L^* , p_{0h} . Sonda tipo Ménard, marca APAGEO (Subgerencia de Geotecnia y Materiales - CFE, 2013).

Tabla 97 Parámetros presiométricos correspondientes al ensayo realizado a 30.5 de profundidad en Av. Juárez esq. Humboldt (Subgerencia de Geotecnia y Materiales - CFE, 2013).

Presiómetro																
Sondeo	Profundidad (m)	Sonda	E_m	E_{ur}	p_y	p_L	p_L^*	Esfuerzo horizontal σ_{ho}	G	E	G_{ur}	E_{ur}	s_u	E_{odm}		
			MPa	MPa	kPa	kPa	kPa	kPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kPa	$\alpha = 1$ p_c	$\alpha = \frac{2}{3}$	$\alpha = \frac{1}{2}$
			MPa	MPa	kPa	kPa	kPa	kPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kPa	MPa	MPa	MPa
SM-1	30.50	Ménard	5.40	-	450.0	840.0	690.0	150.0	3.90	10.54	-	-	109.52	5.40	8.10	10.80

Como se puede apreciar, los parámetros obtenidos a partir del ensayo realizado a 30.5 m de profundidad (Figura 179 y Tabla 97), son bastante congruentes con los correspondientes al sitio de estudio (Calle 23 No. 232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) y al proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco), así como con el rango de valores conocidos de los parámetros mecánicos y de deformación para la arcilla de la Ciudad de México.

II. Pruebas índice.

a) Contenido de agua (w%).

El contenido de agua de un suelo es el cociente del peso del agua que contiene dicho suelo, entre el peso de su fracción sólida. Se identifica por el símbolo w , y usualmente se expresa en porcentaje.

Cabe mencionar que el comportamiento de los suelos está fuertemente influenciado por contenido de agua, de aquí la importancia de su cuantificación.

Correspondiente a los sitios de estudio, se realizaron en total nueve (9) determinaciones del contenido de agua (w%) a las muestras inalteradas a base de arcilla y limo de alta plasticidad (CH y MH), con el objetivo de apreciar su variación con respecto a la profundidad y a los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_y), así como su influencia sobre estos.

- Equipo necesario.

Para llevar a cabo esta prueba se utilizó el siguiente equipo de laboratorio:

- Hornos, con control manual, a fin de asegurar una temperatura constante y uniforme en todo el interior del horno (Figura 181).
- Balanza, con sensibilidad de 0.01 g (Figura 180).
- Cápsulas de vidrio refractario y metálicas o de latón (Figura 180 y 181).

- Desecador, son gel de sílice para dejar enfriar los especímenes sin que absorban humedad del ambiente.

- Procedimiento.

El procedimiento para la determinación del contenido natural de agua (w%) fue el método convencional, que consiste básicamente en determinar el peso de agua removida por secado en un horno a una temperatura constante entre $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$, por diferencia del peso inicial del espécimen húmedo y su peso seco. Con esta temperatura y después de secar una porción de suelo hasta alcanzar peso constante, lo cual generalmente lleva un día, el agua que queda en el suelo se considera como constituyente de las partículas coloidales sólidas.



Figura 180 Determinación del contenido natural de agua (w%) de las muestras de arcilla correspondientes al área de estudio. Toma del peso húmedo de la muestra más la tara



Figura 181 Determinación del contenido natural de agua (w%) de las muestras de arcilla correspondientes al área de estudio. Secado de muestras en el horno a $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$.

Una vez identificado el espécimen y/o muestra, se registró el número y peso del recipiente, así como el peso del conjunto recipiente con el suelo húmedo. Posteriormente se introdujo el espécimen y recipiente en el horno y se mantuvo ahí hasta alcanzar un peso constante (veinticuatro horas). Al sacar el conjunto del horno, se colocaron dentro del desecador y después de que se enfriaron, se pesaron para determinar el peso del agua perdida durante el secado.

- Interpretación de los resultados.

El contenido natural de agua de un suelo da una idea acerca de sus propiedades mecánicas. Particularmente en los suelos finos, el contenido de agua junto a los límites de plasticidad, constituyen un buen índice de la consistencia del suelo en estudio, así como el grado de sobreconsolidación del mismo (COVITUR, 1987)

En formaciones estratificadas, como en el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la zona de lago, la variación del contenido de agua facilita la detección de los cambios estratificados. Los valores bajos del contenido de agua ($w\%$) por lo regular corresponden a las capas limo-arenosos o de vidrio volcánico; por el contrario, en las capas compresibles arcillo-limosas se tendrán valores altos de $w\%$ y bajas resistencias. Lo anterior únicamente puede observarse cuando se cuenta con abundante número de determinaciones del contenido de agua, por lo menos a cada 25 cm (COVITUR, 1987)

Correspondiente al sitio de estudio (Calle 23 #232 Colonia Pro-hogar) y al proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco), se llevó a cabo un procedimiento adicional para definir la estratigrafía, que consistió básicamente en la variación de la resistencia en punta del piezocono (CPTU), y tal como se muestra en las Figuras 68 a 71 (Sección 8.8.1.1.3.1), tiene una definición más precisa; con la ventaja adicional que representa hacerlo en menor tiempo. Esto permitió además definir la profundidad ideal para los ensayos presiométricos en los estratos a base de arcillas y limos de alta plasticidad (CH y MH), de consistencia blanda, correspondientes a la serie arcillosa superior (S.A.S).

A mayor contenido de agua disminuye la resistencia en punta del piezocono (q_c) y la resistencia al corte no drenado (s_u), así como también los valores del Módulo presiométrico (E_m) y presión límite (p_L).

Lo anterior corresponde al comportamiento característico de las arcillas y limos blandos de la Ciudad de México.

Los resultados correspondientes al área de estudio se muestran en las Tablas 101 y 102.

b) Límites de consistencia.

La consistencia de los suelos finos se define como el grado de rigidez y plasticidad que estos exhiben en estado remoldeado y varía con el contenido de agua ($w\%$), desarrollándose diferentes estados de consistencia. Los contenidos de agua que definen las transiciones entre un estado de consistencia y otro, se conocen como límites de consistencia o de Atterberg, siendo los más importantes, desde el punto de vista ingenieril, los límites líquido (w_L) y plástico (w_P).

La finalidad de determinar los límites de consistencia es:

- Clasificar los suelos finos.

- Servir de índice para estimar sus propiedades mecánicas.
- Los límites de consistencia junto al contenido de agua, proporcionan una idea sobre la relación de sobreconsolidación (OCR) del suelo de estudio.

En el caso del área de estudio (Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) y el proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco), se llevaron a cabo nueve (9) límites de consistencia (w_L , w_P e I_P), de los cuales solo tres (3) se realizaron en las muestras inalteradas de arcilla y limos de alta plasticidad (CH y MH) de consistencia blanda a media, correspondientes a la serie arcillosa superior (S.A.S).

Los límites de consistencia se realizaron con el objetivo de confirmar y/o corroborar las correlaciones presentadas por diferentes autores (Briaud J. L., 1992; Devincenzi & Norberto, 2004), entre los parámetros presiométricos (E_m , ρ_L y ρ_y) y el tipo de material (Tabla 42 y 43).

c) Límite de líquido (w_L).

El límite líquido se define como el contenido de agua para el cual la ranura se cierra en una longitud de 12.5 mm a los 25 golpes. En la práctica es difícil efectuar la determinación con un solo punto, por lo que se realizan varias determinaciones y se ajusta a una línea recta. Con base en la línea de ajuste, se realiza la lectura correspondiente, como se muestra en las Figuras 182 y 183.

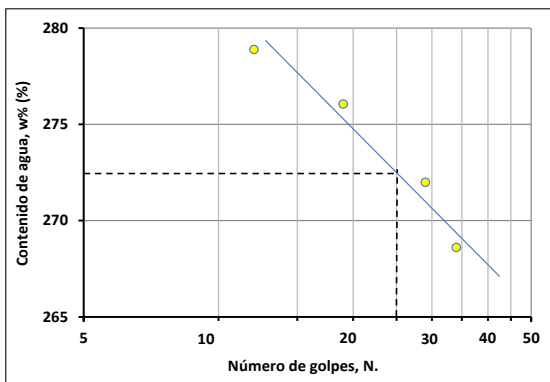


Figura 182 Determinación del Límite líquido, w_L , de la muestra M-1, obtenida a 5.9 m de profundidad; correspondiente al sitio de estudio (Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco, Ciudad de México).

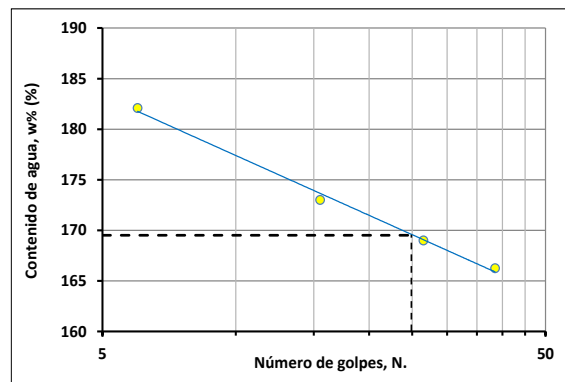


Figura 183 Determinación del Límite líquido, w_L , de la muestra M-2, obtenida a 7.9 m de profundidad; correspondiente al sitio de estudio (Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco, Ciudad de México).

- Equipo necesario.

El equipo utilizado para llevar a cabo esta prueba se describe a continuación:

- Copa de Cassagrande. Este dispositivo consta de una base con una copa desmontable de latón, en la que se coloca la muestra de suelo (fino o porción fina) remoldeado.

La base del dispositivo utilizado es de mica y el ranurador tipo Cassagrande es (Figura 184 a y b) de plástico desechable (Figura 184 c), para evitar el rayado en la copa que produce el ranurador de acero (COVITUR, 1987). Adicionalmente se empleó:

- Lamina de acrílico o vidrio para remoldear el suelo.
- Espátula con hoja de 2 x 7 cm.
- Pipeta plástica con agua destilada.
- Recipientes para contenido de agua.
- Balanza con precisión de 0.01 g
- Horno con temperatura de 110 °C \pm 5 °C

- Procedimiento de la prueba.

La determinación del límite líquido (w_L) de las diferentes muestras de suelo correspondientes a los sitios de estudio, se realizó por el Método de la copa de Cassagrande (1948), que radica en usar una copa semiesférica la cual es repetidamente golpeada contra una base de hule duro, la altura de caída es de 10 mm, operada con una frecuencia de dos caídas por segundo.

El procedimiento consiste básicamente en preparar varias muestras de suelo remoldeado (Figura 185) con diferentes contenidos de humedad, dejándolas en reposo dentro de cápsulas de vidrio, posteriormente se coloca cada muestra en la copa de Cassagrande, con una ranura de 2 mm (inferior) a 13 mm (superior), tal como se muestra en las Figura 186.

d) Límite de plasticidad (w_p).

El límite plástico se define como el contenido de agua a partir del cual el suelo empieza a agrietar y a desmoronar cuando se remoldea manualmente en forma de cilindro de 3 mm de diámetro (Figura 188).

El comportamiento plástico de un suelo fino está limitado por el límite plástico, w_p , de manera muy simple: el límite plástico permite distinguir entre un suelo plástico, como la arcilla de la Ciudad de México, y otro no plástico, como un limo (COVITUR, 1987).

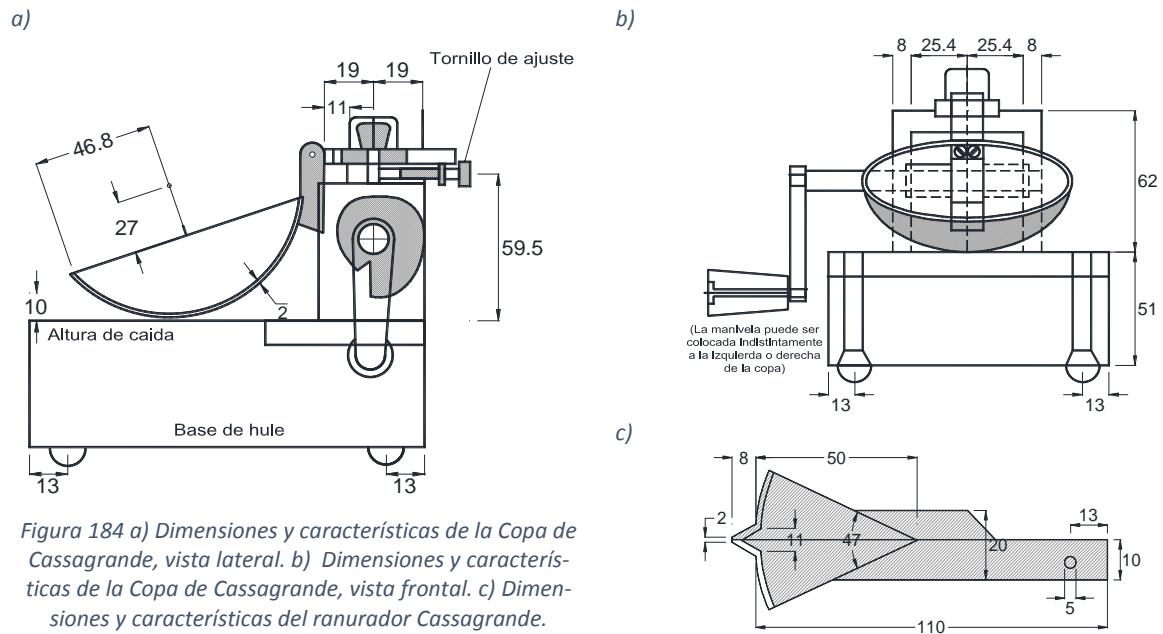


Figura 185 Preparación de muestras de suelo remoldado con diferentes contenidos de humedad. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) de consistencia blanda, correspondiente al sitio de estudio, ubicado en calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco.



Figura 186 Preparación y colocación de las muestras de suelo en la copa de Cassagrande, con una ranura de 2 mm (inferior) a 13 mm (superior). Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), correspondiente al sitio de estudio, ubicado en calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco.

- Equipo necesario.

El equipo utilizado es el mismo que se emplea para cuantificar el contenido de agua y adicionalmente:

- Placa de vidrio de grano muy fino de 30 x 40 cm, aproximadamente.
- Espátula con hoja de 2 x 7 cm.

- Procedimiento.

Del material remoldeado y/o preparado para determinar el límite líquido se toma una porción entre 30 y 40 g. el cual se extiende sobre una placa de vidrio para que pierda agua. Cuando el espécimen alcanza la consistencia plástica no pegajosa, se levanta y se divide en tres porciones, con las cuales se forma un cilindro de 30 mm de diámetro. El rolado se realiza con movimientos de la mano, hacia atrás y hacia adelante, de tal forma que el rollo alcance un diámetro uniforme, aplicando cierta presión para reducir el diámetro del rollo (Figuras 188).

El procedimiento anterior se repite hasta secar el espécimen de suelo, al punto en que habiendo alcanzado el diámetro de 3 mm, este se agrieta y disgrega en partes (Figura 189). En estas condiciones se recolectan los pedazos y se determina su contenido de agua, el cual corresponde precisamente con el límite plástico, w_p .



Figura 187 Preparación de la muestra; extendido, remoldeo y secado. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) de consistencia blanda, correspondiente al sitio de estudio, ubicado en calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco.



Figura 188 Rolado del suelo, para obtener un cilindro de 3 mm de diámetro. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) de consistencia blanda, correspondiente al sitio de estudio, ubicado en calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco.

Lo descrito se repite con las otras porciones plásticas iniciales, y el valor que resulta de w_p es el promedio de tales determinaciones, siempre y cuando estos valores no difieran entre sí en más de 5% del promedio (COVITUR, 1987).

- Interpretación de resultados.

Conocidos los límites de consistencia, w_L y w_p , se determinó el intervalo en el que el suelo muestra propiedades plásticas, conocido comúnmente como Índice plástico, I_p .

$$I_p = w_L - w_p \quad (95)$$



Figura 189 Cilindro rolado hasta ser agrietado a los 3mm de diámetro. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) de consistencia blanda, correspondiente al sitio de estudio, ubicado en calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco.



Figura 190 Registro del peso del material obtenido de la prueba del límite plástico. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) de consistencia blanda, correspondiente al sitio de estudio, ubicado en calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco.

Es común graficar el intervalo plástico limitado por w_L y w_p , junto con el contenido natural de agua para la misma profundidad; de esta manera el perfil estratigráfico orienta sobre la naturaleza del suelo y sus posibles propiedades mecánicas. El valor de la consistencia relativa, C_R , facilita la interpretación

$$C_R = \frac{w_L - w_p}{I_p} \quad (96)$$

pues una muestra de suelo de consistencia sólida ($C_R > 1$) es no plástica y exhibe por lo regular una falla frágil con una deformación pequeña; mientras que una muestra de suelo con consistencia plástica ($0 < C_R < 1$), como la arcilla de la Ciudad de México, es moldeable y conserva su forma después de la deformación. Sin embargo, correspondiente a los sitios de estudio, fue posible contar con una interpretación y/o conocimiento casi inmediato sobre el comportamiento mecánico del suelo, esto a partir de los resultados de las pruebas de resistencia (piezocono) y esfuerzo - deformación *in situ* (presiómetros Ménard y Oyómetro).

La clasificación del tipo de material y/o porción fina se realizó por el método tradicional: graficado el índice de plasticidad (I_p) contra límite líquido (w_L) en la cartas de plasticidad, que en este caso se utilizaron las cartas presentadas por (Díaz-Rodríguez, 2014).

Previo a lo anterior, se obtuvo una primera clasificación del material a partir de la prueba de resistencia en punta corregida, utilizando el método propuesto por Robertson (1986), que consiste en normalizar los parámetros medidos en la prueba (resistencia por la punta,

resistencia por fricción y presión de poros), en función del esfuerzo vertical efectivo. Adicionalmente fue posible confirmar la clasificación del piezocono con las correlaciones entre los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_y) y el tipo de material (Tabla 42 y 43), presentadas por Briaud J. L. (1992) y Devincenzi M. et al. (2004). En ambos casos (piezocono y presiómetro) se obtuvo una clasificación del tipo de material muy congruente con la obtenida a partir de los Límites de consistencia determinados en laboratorio.

Los resultados correspondientes al sitio de estudio (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) y al proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco) se presentan de manera cuantitativa en las Tablas 101 y 102.

e) Peso unitario.

El término peso unitario o peso por unidad de volumen (γ) es de uso común en mecánica de suelos y se define como el peso del suelo entre el volumen unitario (W/V). El peso unitario se expresa en kiloNewtons por metro cúbico (kN/m^3) o en toneladas por metro cúbico (ton/m^3). La Tabla 98 muestra valores característicos de esta propiedad en función del tipo de suelo.

Tabla 98 Pesos unitarios característicos en función del tipo de suelo (Coduto, 1998; Díaz Rodríguez, 2004).

Clasificación del suelo (SUCS)	Peso unitario (kN/m^3)	
	Arriba del nivel freático	Abajo del nivel freático
GP (grava mal graduada)	17.5 - 20.5	19.5 - 22.0
GW (grava bien graduada)	17.5 - 22.0	19.5 - 23.5
GM (grava limosa)	16.0 - 20.5	19.5 - 22.0
GC (grava arcillosa)	16.0 - 20.5	19.5 - 22.1
SP (arena mal graduada)	15.0 - 19.5	19.0 - 21.0
SW (arena bien graduada)	15.0 - 21.0	19.0 - 23.0
SM (arena limosa)	12.5 - 21.0	17.5 - 22.0
SC (arena arcillosa)	13.5 - 20.5	17.5 - 21.0
ML (limo de baja plasticidad)	11.5 - 17.5	12.5 - 20.5
MH (limo de alta plasticidad)	11.5 - 17.6	11.5 - 20.5
CL (arcilla de baja plasticidad)	12.5 - 17.5	11.5 - 20.5
CH (arcilla de alta plasticidad)	12.5 - 17.5	11.0 - 19.5

Se puede apreciar el rango de valores que le corresponde a las arcillas y limos blandos de alta plasticidad (CH y MH) de la Ciudad de México, lo cual coincide perfectamente con los resultados mostrados en las Tablas 101 y 102.

- Equipo necesario.

El equipo utilizado para determinar el peso unitario o volumétrico fue:

- Vernier metálico para toma de medidas de longitud más precisas.
- Bascula o balanza digital con precisión de 0.01 g

- Procedimiento.

Las probetas labradas para las pruebas de compresión triaxial y compresibilidad se utilizaron para determinar el peso unitario de los diferentes estratos que componen el subsuelo en las zonas de estudio. Midiendo sus dimensiones (con uso de Vernier) y peso (con Balanza electrónica), es posible obtener el peso volumétrico del material (Figura 191 a 193).



Figura 191 Labrado de las probetas para ensayos de compresión Triaxial. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda.



Figura 192 Dimensiones de la probeta, para determinar su volumen. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda.



Figura 193 Determinación del peso de la probeta para pruebas de compresión Triaxial. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda.

- Interpretación de los resultados.

De las muestras inalteradas de arcilla y limos de alta plasticidad (CH y MH) recuperadas en los sitios de estudio, se realizaron en total dieciséis (16) determinaciones del peso volumétrico a partir de la relación peso/volumen de las probetas labradas en laboratorio para pruebas de compresión triaxial (UU y CU) y de consolidación.

De acuerdo con el manual de (COVITUR, 1987), el material que compone la serie arcillosa superior (SAS) correspondiente a las zonas de Lago Centro I y II, presenta un peso volumétrico promedio entre 1.2 a 1.4 t/m³, lo cual, como se puede apreciar (Tablas 101 y 102), es congruente con los resultados obtenidos en laboratorio.

En la literatura especializada sobre el presiómetro no se encuentra algún tipo de correlación documentada entre el peso volumétrico y los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_y), como en el caso de la prueba de penetración estándar (*SPT*), por lo que corresponde únicamente representar estos valores en un modelo geotécnico o de manera gráfica en un perfil estratigráfico.

Los resultados correspondientes al sitio de estudio (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) y al proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco) se presentan de manera cuantitativa en las Tablas 101 y 102.

f) Densidad de sólidos.

Se define como la relación de la densidad de un material entre la densidad del agua a 4°C. Alternativamente, se puede entender como la relación entre el peso unitario de sólidos y el peso unitario del agua.

La Tabla 99 lista valores útiles de esta propiedad.

Tabla 99 Valores característicos de densidad de sólidos en función del tipo de suelo (Coduto, 1998; Díaz Rodríguez, 2004).

Tipo de suelo	Densidad de sólidos
Grava	2.65
Arena media a gruesa	2.65
Arena fina limosa	2.65
Loess, polvo de roca y limo-arenoso	2.67
Arena arcillosa	2.65
Limo arenoso	2.66
Limo	2.67 - 2.70
Limo arcilloso	2.68
Arena-limo-arcilla	2.69
Limo arcilla	2.71
Arcilla arenosa	2.7
Arcilla limosa	2.75
Arcilla	2.72 - 2.80
Limo con materia orgánica	2.3
Arcilla aluvial orgánica	2.13 - 2.60
Turba	1.50 - 2.15

Se puede apreciar el rango de densidad que le corresponde a las arcillas y limos blandos de alta plasticidad (CH y MH) de la Ciudad de México, lo cual coincide perfectamente con los resultados mostrados en las Tablas 101 y 102.

- Equipo necesario.

El equipo utilizado para la obtención de la Densidad de sólidos (S_s) de las arcillas correspondiente a los sitios de estudio, se describe a continuación:

- Agua destilada.
- Agua desaireada.
- 2 matraces aforados de fondo plano de 500 ml cada uno, previamente calibrados.
- Termómetro de inmersión.
- Parrilla eléctrica.
- Recipiente metálico.
- Horno de convección.
- Vernier.
- Batidora con vaso metálico.
- Sistema de aplicación de vacío (Bomba de vacío, Tubos y tapones de hule).
- Piseta
- Vasos de precipitado.
- Recipientes de vidrio refractario.
- Agua desaireada.

- Procedimiento.

Primero es necesario realizar una calibración de los matraces a utilizar en la obtención de la densidad relativa de sólidos; esto debido a que el peso del agua de un matraz varía con la temperatura; lo cual se debe en parte, a que los cambios de temperatura provocan variaciones en el volumen del recipiente y, por otra, a que se modifica la densidad del agua.

Considerando lo anterior, para cada uno de los matraces a utilizar se genera una gráfica de calibración, es decir, una curva que presente, por ordenadas, los pesos del matraz con agua hasta la marca de aforo y como abscisas, las temperaturas promedios correspondientes.

El laboratorio donde se realizaron las pruebas (Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de México, 2017) cuenta con las curvas de calibración de cada uno de los matraces utilizados.

Para la determinación de la densidad de las muestra de arcilla correspondientes a los sitios de estudio, se utilizó el material producto del recorte y/o labrado de las probetas para las pruebas de consolidación unidimensional.

Durante la preparación del material, debido a que las muestras de arcilla y limos se encuentran húmedas, primero se determina la cantidad húmeda necesaria de material para obtener por lo menos 50 g secos por matraz, utilizando la humedad calculada de la acilla

en la prueba del contenido de agua (w%). A continuación la muestra húmeda se homogeniza sobre un vidrio haciendo uso de la espátula (Figura 194). El material homogenizado se deja saturando durante 24 horas. Finalmente, luego de un premezclado con la espátula del material saturado con agua destilada, se coloca en la mezcladora, hasta formar una suspensión, es decir, un lodo espeso (Figura 196).



Figura 194 Homogenización de la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda. Correspondiente al sitio de estudio, (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).



Figura 195 Arcilla de alta plasticidad (CH) color verde olivo y consistencia blanda, homogenizada, en reposo por 24 hr. Correspondiente al sitio de estudio, (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).



Figura 196 Arcilla de alta plasticidad (CH) color verde olivo y consistencia blanda, en mezcladora para formar una suspensión. Correspondiente al sitio de estudio, (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

La suspensión de suelo obtenida de la preparación de la muestra se vierte en los matraces calibrados con la ayuda de un embudo, limpiando posteriormente el interior del matraz con la menor cantidad posible de agua destilada, de manera que se garantice que todo el material se encuentra en el fondo del recipiente (Figura 197). En seguida se procede al desaireado de la mezcla de suelo y agua, calentando los matraces en “baño María” y conectándolos al sistema de vacío por un lapso de al menos 30 minutos (Figura 198). No se recomienda llegar a la temperatura de ebullición y ocasionalmente se deben agitar los matraces durante la aplicación de vacío para facilitar la expulsión de aire (Figura 199).

Desaireada la mezcla del matraz, este se llena con agua destilada y desaireada (stock), por medio de una pipeta, inclinando el matraz se vierte el agua de tal manera que escurra por las paredes y se deja reposar durante 24 horas para permitir que el suelo se sedimente.



Figura 197 Llenado de los matraces con la suspensión del material. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda.



Figura 198 Desaireado de la suspensión de material. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda.



Figura 199 Agitado de los matraces durante la aplicación del vacío. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda.

Una vez que el material se ha sedimentado y alcanzado la temperatura ambiente, estos se aforan cuidadosamente con agua destilada y desaireada, mediante el uso de la pipeta y evitando introducir aire a la mezcla (Figura 200). Con papel absorbente se limpian los matraces por dentro, para evitar agua adherida a las paredes del matraz y por encima del nivel de aforo, así mismo se verifica que por fuera no queden residuos y/o gotas de agua. Posteriormente se pesan ambos matraces en la báscula digital y se toma la temperatura en tres puntos al interior del matraz (Figura 201).

Luego de realizar el pesaje y la toma de temperatura, se agitan los matraces y se vierte el material en las taras de vidrio previamente pesadas. Se debe realizar un lavado interior con agua destilada para garantizar que se remueva todo el material. Los recipientes con el contenido de los matraces son llevados al horno de convección durante 24 horas (Figura 202). Se retiran los recipientes del horno y se colocan en el desecador para su enfriado (Figura 203), posteriormente se pesan, determinando así el peso del suelo seco.

Finalmente, se dispone de todas las variables necesarias para calcular la densidad relativa de sólidos (G_s); cuya expresión está en función de:

$$G_s = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{mws}} \quad (97)$$

Donde:

G_s : Densidad relativa de las partículas sólidas del suelo.

W_s : Peso seco del suelo.

W_{mws} : Peso del matraz con agua y suelo.

W_{mw} : Peso del matraz con agua (dato obtenido de la calibración del matraz).



Figura 200 Aforo de los matraces una vez que el material se ha sedimentado. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda.



Figura 201 Toma de la temperatura al interior del matraz. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda.



Figura 202 Recipientes de vidrio con el contenido de los matraces dentro del horno de convección. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda.

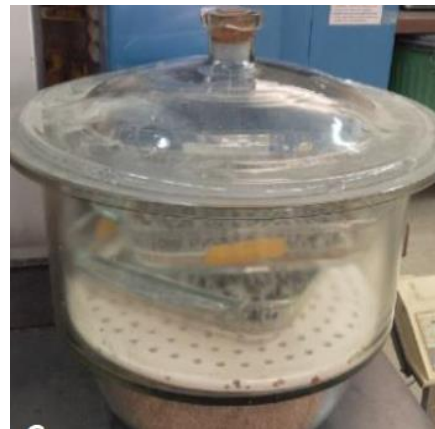


Figura 203 Recipientes de vidrio en el desecador. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo, de consistencia blanda.

Por último, es importante mencionar que el ensaye para determinación de esta propiedad debe ser de sumo cuidado y exactitud, ya que este valor influye en el cálculo para la obtención de la curva de compresibilidad.

- Interpretación de resultados.

De las muestras inalteradas recuperadas en los sitios de estudio, se realizaron en total cinco (5) determinaciones de la densidad de sólidos a las muestras inalteradas de arcilla y limos de consistencia blanda a media de alta plasticidad (*CH* y *MH*), correspondientes a la serie arcillosa superior (S.A.S), zona de lago Cetro I (*C1*).

De acuerdo con (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2003), los minerales de arcilla que constituyen la fracción coloidal de un suelo, pueden tener una densidad promedio comprendida entre 2.80 y 2.90. Sin embargo, en algunas arcillas volcánicas, como es el caso de las arcillas y limos de la Ciudad de México, suelen encontrarse valores más bajos (2.2 y 2.6) tal como se muestra en (Rivera Constantino & Zea Constantino, 2004).

*Tabla 100 Densidad de Sólidos de algunos materiales
(Rivera Constantino & Zea Constantino, 2004).*

Material	Ss
Cuarzo	2.65 - 2.67
Feldespatos	2.54 - 2.76
Moscovita	2.80 - 2.90
Biotita	3.00 - 3.10
Augita	3.20 - 3.40
Hornblenda	3.20 - 3.50
Calcita	2.72
Dolomita	2.85 - 2.87
Yeso	2.32
Talco	2.70
Limonita	3.80
Magnetita	5.17
Hematina	5.20
Fragmentos de roca	2.50 - 3.00
Arcilla de la Ciudad de México	2.20 - 2.50
Turba	1.50 - 2.10

En la literatura especializada sobre el presiómetro no se encuentra algún tipo de correlación entre la densidad y los parámetros presiométricos (E_m , p_L y p_y) en función del tipo de suelo, como en el caso de la prueba de penetración estándar (*SPT*), por lo que corresponde únicamente representar estos valores en un modelo geotécnico o de manera gráfica en un perfil estratigráfico.

Los resultados correspondientes al sitio de estudio (Calle 23, #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco) y al proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco) se presentan de manera cuantitativa en las Tablas 101 y 102.

g) Resumen de resultados de las pruebas índice.

A continuación se presentan cuantitativamente las propiedades índice correspondientes al área de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, delegación Azcapotzalco) y al proyecto ubicado en Av. Jardín (Colonia Del Gas, delegación Azcapotzalco).

Tabla 101 Resumen de resultados de pruebas índice, correspondientes al área de estudio, ubicada en Calle 23 #232, Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco. Universidad Autónoma de México, Facultad de Ingeniería (2017).

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		w (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice Plástico (%)	Análisis granulométrico			Peso Volumétrico (γ) t/m ³	Densidad de Sólidos (Ss)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
		de	a					Gravas (G) %	Arenas (A) %	Finos (F) %			
SS-3	M-1-3	6.06	6.23	343.00	272	83	189	-	-	-	1.13	2.20	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo; de consistencia muy blanda a blanda; contenido de agua promedio (w%)= 343.0%
	M-1-4	6.23	6.40	319.92	-	-	-	-	-	-	1.32	2.21	
				322.29	-	-	-	-	-	-	1.18	-	
	M-2-3	7.9	8.05	98.43	-	-	-	-	-	-	1.31	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH), color café oscuro, con arenas, de consistencia blanda a media; contenido de humedad prom (w%)= 102.5%
	M-2-4	8.05	8.22	-	170	51	119	-	-	-	1.47	2.24	
M-2-5	8.22	8.4	131.5	-	-	-	-	-	-	1.29	-		
				103.9	-	-	-	-	-	-	1.14	-	

Tabla 102 Resumen de resultados de pruebas índice, correspondientes al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco. MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., junio 2016 - enero 2017.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		w (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice Plástico (%)	Análisis granulométrico			Peso Volumétrico (γ) t/m ³	Densidad de Sólidos (Ss)	Tipo de material (conforme a la clasificación SUCS)
		de	a					Gravas (G) %	Arenas (A) %	Finos (F) %			
CPTU-3	4	-	2.10	-	59	45	14	-	-	-	-	-	Costra superficial (C.S.): Limo arenoso preconsolidado de baja plasticidad (ML), de consistencia firme. Contenido natural de agua (w%) del orden de 50%
SMI-2	-	-	2.50	-	-	-	-	-	-	-	1.56	-	
SMI-1	-	-	3.90	-	-	-	-	-	-	-	1.28	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), color verde olivo y café; de consistencia muy blanda a blanda. Contenido natural de agua (w%) del orden de 250 a 150%.
SMI-2	SH	5.00	6.00	136	-	-	-	-	-	-	1.30	2.302	
SMI-2	-	-	5.50	-	-	-	-	-	-	-	1.28	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Limo de alta plasticidad (MH) de consistencia media, color café oscuro; con arena color gris.
SMI-2	-	-	8.75	-	-	-	-	-	-	-	1.69	-	
SMI-1	-	-	9.25	-	-	-	-	-	-	-	1.24	-	
SMI-1	SH	10.50	11.50	274	-	-	-	-	-	-	1.16	2.400	
SMI-1	-	-	11.00	-	-	-	-	-	-	-	1.40	-	Serie arcillosa superior (S.A.S): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda; color verde olivo y café oscuro. Contenido natural de agua (w%) del orden de 250 a 150%.
SMI-2	-	-	11.50	-	-	-	-	-	-	-	1.86	-	
CPTU-1	2 y 3	-	13.90	-	-	-	-	0	83	17	-	-	Primer capa dura (CD-1): Arena limosa (SM) compacta y/o limo arenoso (ML) preconsolidado, de consistencia dura; color café / café oscuro. Contenido natural de agua comprendido entre 28 y 50%
SMI-2	-	-	15.50	-	-	-	-	-	-	-	1.19	-	Serie arcillosa superior - Primer capa blanda (S.A.S-C.B1): Arcilla de alta plasticidad (CH), de consistencia blanda a media; color café oscuro. Contenido natural de agua (w%) del orden de 250 a 150%.
CPTU-2	5	-	15.60	-	226	53	173	-	-	-	1.26	-	
SMI-1	SH	15.00	16.00	260	-	-	-	-	-	-	1.18	2.397	
CPTU-1	7	-	17.60	-	134	25	109	-	-	-	-	-	Segunda capa dura (C.D.-2): Arcillas arenosas de alta plasticidad (CH), de consistencia dura. El contenido natural de agua oscila entre 19 y 27%
CPTU-1	13	-	23.1	-	33	25	8	-	-	-	-	-	
CPTU-1	15 y 16	-	24.9	-	-	-	-	0	67	33	-	-	
CPTU-3	19 y 21	-	26	-	-	-	-	0	74	26	-	-	
CPTU-1	18 y 20	-	27	-	-	-	-	15	69	16	-	-	
CPTU-2	13 y 16	-	27.5	-	-	-	-	11	73	16	-	-	
CPTU-3	16	-	28.9	-	153	47	106	-	-	-	-	-	
CPTU-2	18	-	29.3	-	212	48	164	-	-	-	-	-	
CPTU-1	24	-	29.7	-	34	23	11	-	-	-	-	-	
CPTU-2	-	-	31.7	-	93	53	40	-	-	-	-	-	
CPTU-1	29 y 30	-	33.30	-	-	-	-	0	74	26	-	-	
CPTU-2	24 y 27	-	34.30	-	-	-	-	0	52	48	-	-	Depósitos profundos (D.P.): Arenas limosas (SM) muy compactas a muy compactas, con intercalaciones de limos arenosos (ML) y arcillas arenosas (CL y CH), de consistencia dura a muy dura. Su contenido de humedad natural de agua es de 19 a 27%.

III. Pruebas de compresión simple (qu), de resistencia a la compresión triaxial no consolidada – no drenada (UU) y consolidada – no drenada (CU)

a) Cámara triaxial.

Es el equipo más utilizado en la actualidad y consiste básicamente en una cámara de compresión en forma cilíndrica, la cual se llena de agua para aplicar la presión deseada al interior de la cámara mediante un compresor comunicada con ella (Figuras 204). Consta de una base y tapa metálica y un cilindro de acrílico; el conjunto tapa y base se mantienen unidos con barras de acero (Figura 205). Concéntrica a la base se encuentra otra de menor diámetro donde se coloca la probeta cilíndrica de suelo a ensayar. Dependiendo de la condición de la prueba, el sistema cuenta con dos piedras porosas que se colocan abajo y sobre el espécimen. La piedra superior va dentro del cabezal que se pone sobre la muestra para distribuir las cargas verticales. Las piedras porosas se comunican a las vías de drenaje mediante mangueras de poliuretano de pequeño diámetro. Rivera Constantino (et al. 2004).



Figura 204 Cámara triaxial para ejecución de las pruebas de compresión simple q_u , triaxial UU y CU . Laboratorio de la Facultad de Ingeniería, UNAM, 2017.



Figura 205 Cámara triaxial desmontada del marco de carga para colocación de la muestra de arcilla a ensayar. Laboratorio de la Facultad de Ingeniería, UNAM, 2017.



Figura 206 Cámaras triaxiales montadas en marco de carga para la realización de una serie de compresión triaxial UU a las muestras de arcilla correspondientes al sitio de estudio (Colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco). Se aprecia compresor de aire, porta pesas, juego de buretas y válvulas de cierre rápido, Laboratorio de la Facultad de Ingeniería, UNAM, 2017.

Las vías de drenaje cuentan con válvulas con las que se controla el flujo de agua del suelo.

La carga axial se aplica al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la tapa de la cámara triaxial al centro. Para aplicar dicha carga se emplea un marco de carga controlada (Figura 206), el cual es ideal para ensayos de resistencia en suelos finos y saturados, como las arcillas y limos de la Ciudad de México.

Para llevar a cabo los diferentes tipos de prueba y/o condiciones de prueba, la cámara triaxial esta provista de:

- Buretas (tubos de vidrio graduados), para medición de los cambios volumétricos durante un ensaye drenado.
- Transductor para medición de la presión de poro y poder manejar los esfuerzos totales y efectivos.
- Micrómetros para medición de la deformación axial.
- Marco de carga con sistema de porta pesas para la ejecución de pruebas de esfuerzo controlado.
- Válvulas de cierre rápido o desplazamiento nulo, las cuales permiten que el mecanismo de cierre de la válvula no desplace agua durante el cierre o apertura de esta pieza e introduzca errores en la medición de la presión.

Las pruebas que se pueden llevar a cabo dentro de una cámara de este tipo, a muestras de arcilla saturada, son:

- Prueba de compresión simple (q_u)
- Prueba rápida o no consolidada no drenada (UU)
- Prueba rápida consolidada o consolidada no drenada (CU)
- Prueba CU con medición de presión de poro.
- Prueba lenta o consolidada drenada (CD).

b) Prueba de compresión simple (q_u).

- Equipo necesario.

El equipo utilizado para la ejecución de los ensayos de compresión simple (q_u), se describe a continuación (Figuras 207 a 209).

- Penetrómetro y torcómetro de bolsillo.
- Arco de alambre para corte y labrado de las probetas.
- Cabeceador de muestras.
- Torno para labrado de las probetas.
- Balanza y Vernier.
- Cámara triaxial montada en un marco de esfuerzo controlado (Figura 204 a 206)



Figura 207 Penetrómetro y torcómetro de bolsillo para ensayos de resistencia, espátulas para corte de las muestras y labrado de las probetas. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

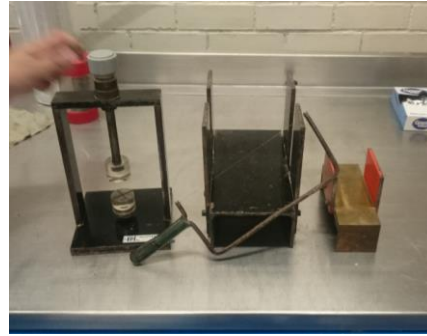


Figura 208 Cabezales para nivelar las superficies de las muestras y probetas; Torno para labrado de las probetas; Alambre para corte de muestras y probetas. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 209 Torno para labrado de probetas. Muestra de arcilla de alta plasticidad (CH). Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

- Procedimiento.

Antes de realizar la prueba es conveniente estimar el valor de la resistencia no drenada, c_u ; en este caso puede usarse ya sea el penetrómetro de bolsillo o el torcómetro de bolsillo (Figura 207) que son equipos poco precisos pero útiles para la programación de las pruebas de compresión simple y triaxiales. Una vez que se cuenta con este dato preliminar se pueden programar 10 o más puntos de la curva esfuerzo-deformación.

Correspondiente a los sitios de estudio, las pruebas de compresión simple se realizaron de acuerdo con los siguientes pasos:

- i. Las muestras inalteradas se recortan en el torno de labrado para darles las dimensiones cilíndricas que se requieren (con un diámetro aproximado de 3.6 cm y una altura entre 8.5 y 9.0 cm).
- ii. Se miden las dimensiones de la probeta y se registra su peso.
- iii. Se colocan ruedas de hule (impermeable) en las piedras porosas para evitar que se tapen con restos de suelo.
- iv. Montar la probeta, con su cabezal ya instalado centrado dentro de la cámara triaxial.
- v. Asegurar un buen contacto entre el vástago y el yugo para aplicar la carga.
- vi. Colocar el micrómetro anotando la lectura inicial.
- vii. Se inicia el cronómetro sin carga inicial y simultáneamente aplíquese la carga.
- viii. Si el marco es de carga controlada, como es fue el caso, se aplica el primer incremento de carga y se espera a que se cumpla el lapso para dar la velocidad de aplicación de la carga especificada; 5 segundos antes de que se cumpla dicho

tiempo se lee y se anota la lectura del micrómetro; al cumplirse el lapso se aplica el siguiente incremento de carga y se repite este paso hasta alcanzar la falla.

- ix. Se suspende la prueba alcanzando cierto nivel de deformación.
- x. A continuación se desmonta la cámara triaxial, y se retira la probeta del aparato.
- xi. Calcular los esfuerzos, trazar la curva esfuerzo-deformación (Figuras 210 y 212) y determinar la resistencia a la compresión simple q_u y módulos de elasticidad y rigidez al corte (E y G, respectivamente). También se puede dibujar el círculo de Mohr y calcular la cohesión ($c_u = q_u/2$) correspondiente (Figuras 211 a 213)

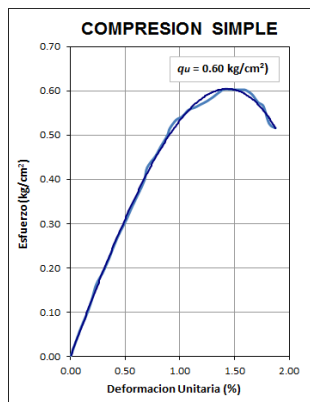


Figura 210 Curva esfuerzo-deformación de la prueba de compresión simple realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.50 m de profundidad (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016).

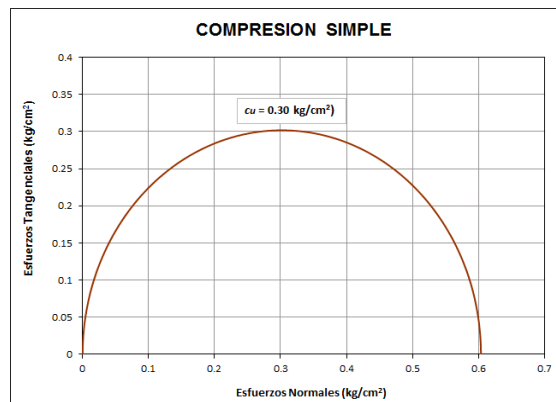


Figura 211 Círculo de Mohr de la prueba de compresión simple realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH), obtenida a los 5.50 m de profundidad, localizada dentro de la serie arcillosa superior (S.A.S.) de la Ciudad de México; corresponde al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016).

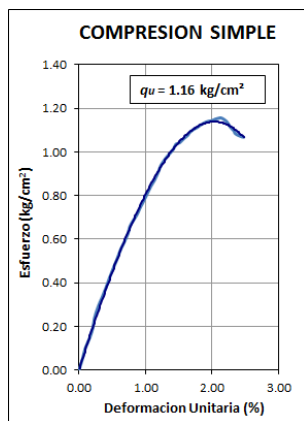


Figura 212 Curva esfuerzo-deformación de la prueba de compresión simple realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 15.50 m de profundidad (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016).

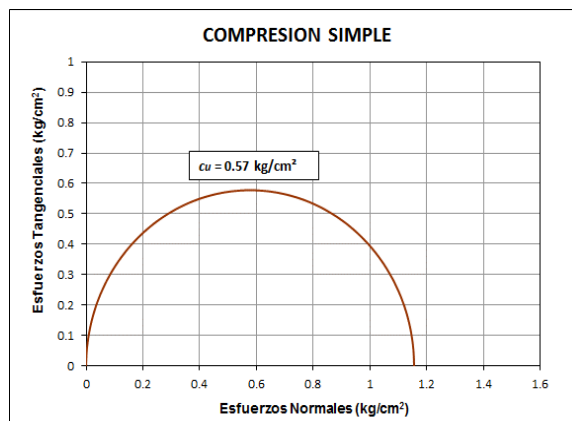


Figura 213 Círculo de Mohr de la prueba de compresión simple realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 15.50 m de profundidad, localizada dentro de la serie arcillosa superior (S.A.S.) de la Ciudad de México; corresponde al proyecto ubicado en Av. Jardín, Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016).

c) Resistencia a la compresión triaxial no consolidada - no drenada (**UU**).

El objetivo del ensayo no consolidado –no drenado es medir la resistencia no drenada s_u de un espécimen de suelo saturado, como es el caso del suelo en los sitios de estudio (arcillas y limos de alta plasticidad de la serie arcillosa superior de la Ciudad de México), sin permitir el drenaje en ninguna de las etapas de prueba. El ensayo **UU** consiste en colocar un espécimen de suelo dentro de la cámara triaxial, aplicar una presión confinante σ_c sin permitir drenaje, es decir, sin cambio de volumen, y a continuación llevar a la falla el espécimen de suelo sin permitir drenaje. Si se realizan más de dos ensayos **UU**, se obtienen círculos del mismo diámetro, únicamente desplazados de manera horizontal por la diferencia de la presión confinante (Figuras 218 y 219). La envolvente de falla o ley de resistencia es una línea horizontal y representa la resistencia no drenada s_u o c_u .

- Equipo y material necesario.

El equipo utilizado para la ejecución de este tipo de pruebas es el mismo que se emplea para la realización de las pruebas de compresión simple (q_u):

- Penetrómetro y torcómetro de bolsillo.
- Arco de alambre para corte y labrado de las probetas.
- Cabeceador de muestras.
- Torno para labrado de las probetas.
- Balanza y Vernier.
- Cámara triaxial montada en un marco de esfuerzo controlado.

Adicionalmente se utiliza:

- Papel filtro.
- Membranas de látex.
- Dispositivo diseñado exprofeso para expandir la membrana.
- Aro - sellos.
- Anillo para colocar los aro – sellos.

- Procedimiento.

Es similar al de la prueba de compresión simple, con ciertas variaciones. A continuación se describe el procedimiento de prueba:

- i. El procedimiento de ensaye de los especímenes en el laboratorio debe reproducir de la mejor manera posible el estado de esfuerzos a que se someterá la masa de suelo del proyecto, así como las condiciones de drenaje que prevalezcan en las diferentes etapas de su vida útil; el procedimiento experimental consiste básicamente en ensayar tres especímenes similares sometidos a diferentes presiones de confinamiento, cuya magnitud depende de las presiones esperadas en el campo; para lo cual, la máxima presión confinante es mayor a la presión normal máxima de campo.

La aplicación del esfuerzo desviador (axial) en suelos finos, como en el caso de la arcilla y limos de alta plasticidad Ciudad de México, el manual de (COVITUR, 1987) recomienda la aplicación de esfuerzos controlados, pues permite observar características de fluencia a diferentes niveles de esfuerzo cortante.

- ii. Se aplican los incrementos de carga hasta alcanzar la falla del material y se suspende la prueba alcanzando cierto nivel de deformación.
- iii. A continuación se desmonta la cámara triaxial, y se retira la probeta del aparato.
- iv. Para cada incremento de esfuerzo desviador de un ensaye, se mostrará el desarrollo de deformaciones axiales con el tiempo en diagramas semilogarítmicos o con escalas naturales. Asimismo, se graficarán de cada ensaye las curvas esfuerzo deformación obtenidas de la siguiente manera: para cada nivel de esfuerzos se dibuja la deformación final registrada en cada incremento de esfuerzos.
- v. A partir de las curvas esfuerzo deformación es posible calcular el Módulo de deformación inicial E , el Modulo secante, E_{50} , así como el de módulo de recarga E_R (si se trata de una prueba triaxial UU con ciclo de carga-descarga), como se presenta en las Figuras 215 y 217.
- vi. Con base en los datos de la presión confinante σ_3 , y del esfuerzo desviador máximo ($\sigma_1 - \sigma_3$) se determinan los esfuerzos principales de falla, σ_{1f} y σ_{3f} , con los que se dibujan los círculos de Mohr en un diagrama Mohr-Coulomb, en términos de esfuerzos totales. Al trazar la envolvente a dichos círculos es posible determinar la cohesión aparente no drenada, c_u (Figuras 218 y 219). En el caso de suelos parcialmente saturados, la envolvente lleva una pendiente la cual determina el ángulo, ϕ_u , con la horizontal que resulta ser el ángulo de fricción; para el caso de las arcillas de la ciudad de México este ángulo debe ser muy bajo y/o nulo.

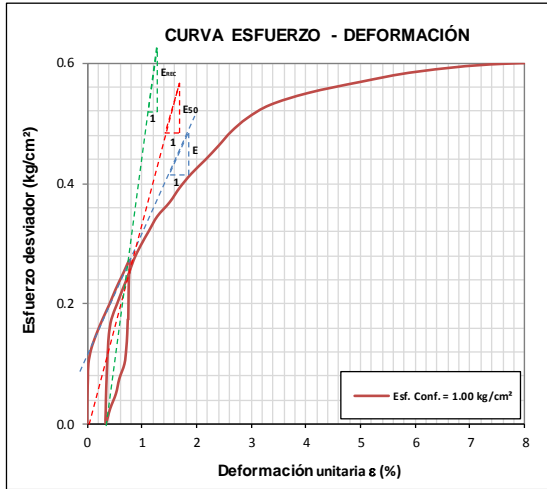


Figura 214 Curva esfuerzo-deformación de una prueba de compresión triaxial UU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.9 m de profundidad; esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.00 \text{ kg/cm}^2$. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

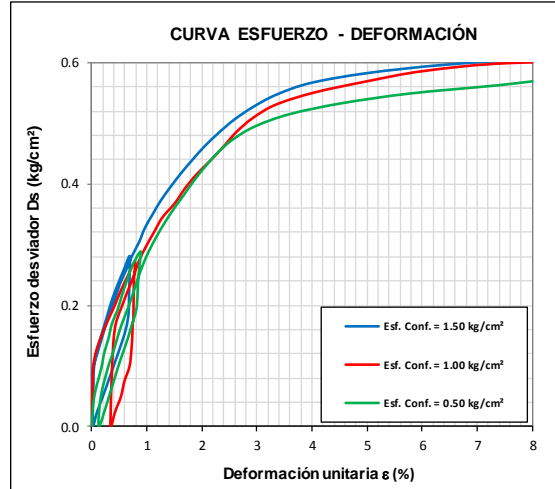


Figura 215 Curvas esfuerzo-deformación de la serie (3 probetas) de compresión triaxial UU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.9 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.5, 1.0 \text{ y } 1.5 \text{ kg/cm}^2$. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

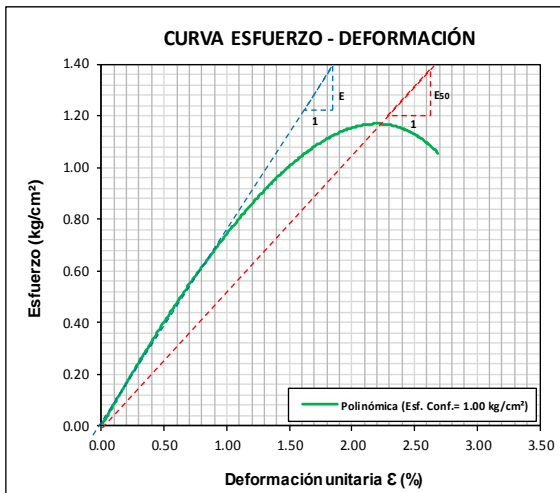


Figura 216 Curva esfuerzo-deformación de una prueba de compresión triaxial UU, realizada a las muestras de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.5 m de profundidad; esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2015-2016).

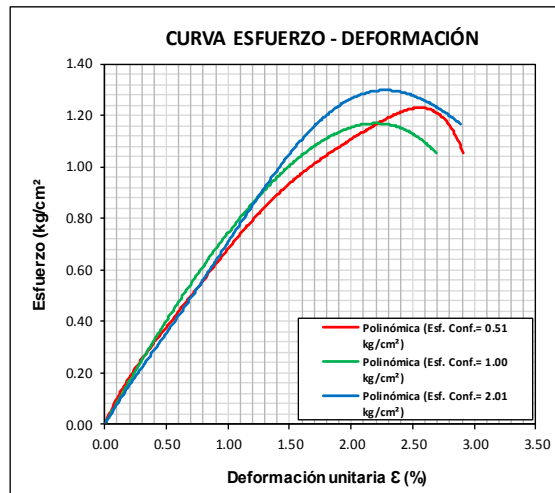


Figura 217 Curva esfuerzo-deformación de la serie (3 probetas) de compresión triaxial UU, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.5 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.51, 1.0 \text{ y } 2.01 \text{ kg/cm}^2$ (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016).

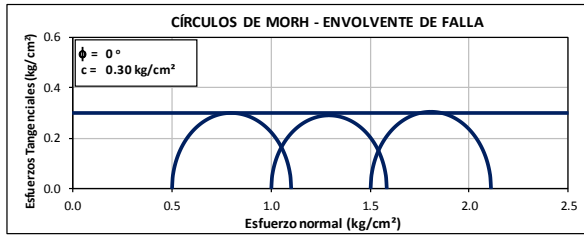


Figura 218 Círculos de Mohr de una serie (3 probetas) de compresión triaxial UU, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.9 m de profundidad. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

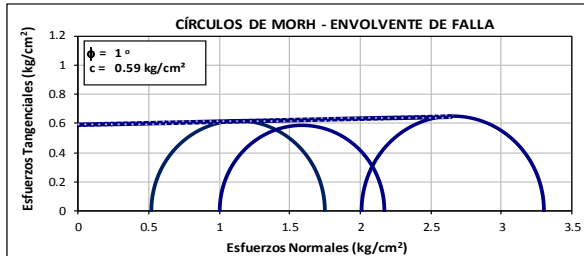


Figura 219 Círculos de Mohr de una serie (3 probetas) de compresión triaxial UU, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 5.5 m de profundidad (MKE Ingeniería en suelos S.A. de C.V., 2016-2017).

El procedimiento de esta prueba se ilustra detalladamente en las Figuras 220 a 238, el cual aplica en su mayoría tanto en pruebas de compresión simple (q_u) como para las de resistencia al corte consolidadas – no drenadas (CU), salvo en sus respectivas variaciones



Figura 220 Seccionamiento del tubo Shelby, para extracción de la muestra que se desea ensayar. Laboratorio de la Facultad de Ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 221 Enrasado de las superficies de la muestra contenida en el Tubo Shelby para ejecución de las pruebas de resistencia con Torcómetro y penetrómetro de bolsillo. Laboratorio de la Facultad de Ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 223 Estimación de la resistencia no drenada, c_u , con torcómetro y penetrómetro de bolsillo. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 222 Corte del Tubo Shelby, para obtención de la sección de muestra a ensayar. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 224 Tramo de tubo Shelby con la sección de muestra a ensayar. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 225 Extracción de la sección de muestra a ensayar del tramo de tubo Shelby. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 226 Tramo de tubo Shelby con sección de muestra a ensayar y muestra extraída en cabeceador de muestras. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 227 Seccionado de la muestra a ensayar en cuatro partes para obtención de las probetas. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 228 Corte y labrado de las probetas de ensaye en torno de labrado. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería, (UNAM, 2017).



Figura 229 Pesaje de las probetas de ensaye. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería, (UNAM, 2017).



Figura 230 Medición de las dimensiones de las probetas a ensayar. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 231 Instalación de la probeta sobre el pedestal de la cámara triaxial; colocación de la membrana de látex y rejilla de filtro en la probeta a ensayar. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM,



Figura 232 Colocación de aro-sellos y cabezal para aplicación de la contrapresión, σ_{cp} , por dren superior. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 233 Preparación de cámara triaxial y membrana de látex; se aprecian aro-sellos, anillos de colocación de aro-sellos y membranas para evitar el drenaje durante la prueba. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 234 Colocación de la cámara triaxial y llenado con agua de la misma. Se observa micrómetro para medición de las deformaciones durante la prueba. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM

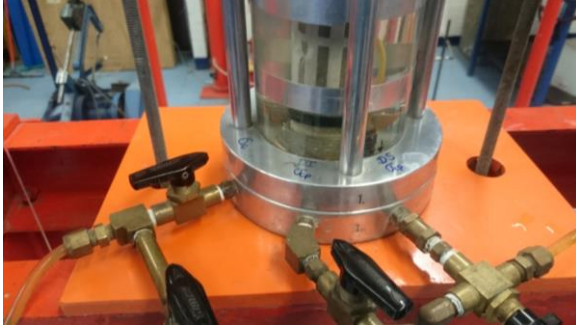


Figura 235 Aplicación del esfuerzo de confinamiento, σ_c , y esfuerzos de contrapresión, σ_{cp} , a partir de las válvulas de paso. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 236 Aplicación de los incrementos de carga en el contrapesas. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).



Figura 237 Probeta de arcilla a la falla y vaciado de la cámara triaxial. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

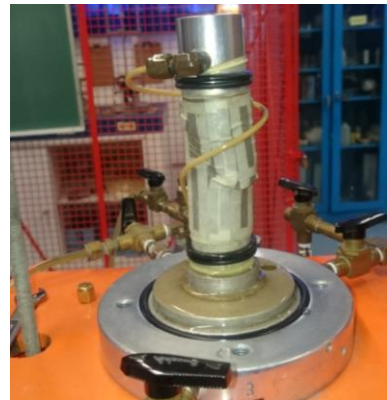


Figura 238 Se retira la cámara triaxial y se extrae la probeta de arcilla una vez fallada. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

d) Resistencia a la compresión triaxial consolidada - no drenada (**CU**).

- Equipo y material necesario.

La cámara triaxial, los sistemas de aplicación confinante y la carga axial, así como el equipo para la preparación de las probetas se describen a través de los incisos a y b de este Anexo.

Para la consolidación de los especímenes, durante la etapa de aplicación de presión confinante, se deben colocar piedras porosas en el cabezal y en el pedestal que permiten el drenaje de agua intersticial. Estas deben cubrir al menos el 80% del área transversal de la probeta, no soportar deformaciones perceptibles bajo la carga de trabajo y poseer una permeabilidad por lo menos 100 veces mayor que el suelo a ensayar (Bowles, 1997)

Adicionalmente, si se desea medir la presión de poro, se requiere de un transductor o celda de presión conectada al pedestal, y en el que a través de las buretas se puede aplicar la contrapresión para saturar las probetas (COVITUR, 1987).

Entre las piedras porosas y el espécimen será conveniente disponer del papel filtro a fin de que éstas no se obturen y se pueda recuperar íntegramente el espécimen al concluir el ensaye (COVITUR, 1987).

- Procedimiento.

Es similar al ensaye triaxial *UU*, la variación depende de las condiciones de cada entre una prueba y otra. A continuación se describe brevemente el procedimiento de prueba (Rivera Constantino & Zea Constantino, 2004).

Etapas de saturación

Para medir las presiones del agua intersticial durante la aplicación del esfuerzo desviador, es necesario que las probetas y/o especímenes estén saturados antes de tal etapa. Aunque puede admitirse un grado de saturación S_r de 98%.

- i. Primeramente se llenan las vías de drenaje con agua desairada. Las piedras porosas deben saturarse previamente mediante agua a temperatura ambiente. Los transductores de presión deben purgarse para evitar lecturas erróneas.
- ii. Colocar las ruedas de papel filtro sobre las piedras porosas para evitar que se tapen con residuos del suelo ensayado.
- iii. Preparar la muestra envolviéndola con rejillas de papel filtro, a continuación se monta en la cámara triaxial.
- iv. Llenar con agua la cámara y se aplica un pequeño esfuerzo confinante y otro menor de contrapresión (presión de agua que circula dentro de la muestra), abriendo la válvula correspondiente. Es importante considerar que, para saturar suelos finos de alta plasticidad, es necesario aplicar contrapresión al agua de poro, que no es más que un aumento artificial de la presión de poro, lo que causa un incremento del grado

de saturación al provocar que el aire de las burbujas entre en solución en el agua intersticial.

La contrapresión, tal como lo sugiere el manual de (COVITUR, 1987) debe ser aplicada en cinco incrementos inmediatamente después de los aumentos correspondientes de la presión confinante; la contrapresión debe mantenerse apenas menor (no más de 0.1 kg/cm²) que la presión confinante, de tal forma que el esfuerzo efectivo sobre la estructura del suelo se mantenga prácticamente sin cambio.

- v. El grado de saturación se mide con la B de Skempton, hasta alcanzar la saturación.
- vi. Una vez aplicada la contrapresión que asegura la saturación del material, se inicia con la etapa de consolidación; para lo cual, se mantiene constante la contrapresión y se incrementa la presión confinante, hasta que la diferencia entre ambas sea igual a la presión de consolidación que se desea aplicar.

Etapas de consolidación.

- i. Se aplica el confinamiento correspondiente y se toman las lecturas iniciales en el deformímetro y en la bureta o en transductor de cambios volumétricos.
- ii. Abrir las válvulas de drenaje para iniciar el proceso de consolidación; se pone en marcha el cronómetro y se toman las lecturas de bureta y de micrómetro a través del tiempo, a fin de obtener la información de las deformaciones volumétricas y axiales que definen las curvas de consolidación.
- iii. Se trazan las gráficas semilogarítmicas de tiempo – lecturas del deformímetro o del medidor de cambios volumétricos, mediante el método de Cassagrande ΔV vs $\log t$, donde ΔV es el cambio volumétrico.
- iv. Cuando se alcance el 100% de consolidación primaria (cambio de curvatura de la gráfica de consolidación) se cierra la válvula de consolidación.

Etapas de falla.

Concluida la etapa de consolidación, se procede a cerrar la válvula del drenaje e iniciar la etapa de falla de la probeta de suelo, aumentando gradualmente el esfuerzo axial, y midiendo la presión de poro durante la prueba.

A partir de esta etapa el procedimiento es similar al de la prueba *UU*, pero antes de empezar se toma la lectura inicial del transductor de presión de poro, y se registran las lecturas del

mismo durante la ejecución de la prueba para los diferentes niveles de deformación. Se realizan los cálculos correspondientes y se trazan las curvas esfuerzo-deformación (Figuras 239 y 241) en un solo plano para comprobar los resultados, así como la evolución de la presión de poro con el esfuerzo desviador (Figuras 240 y 242).

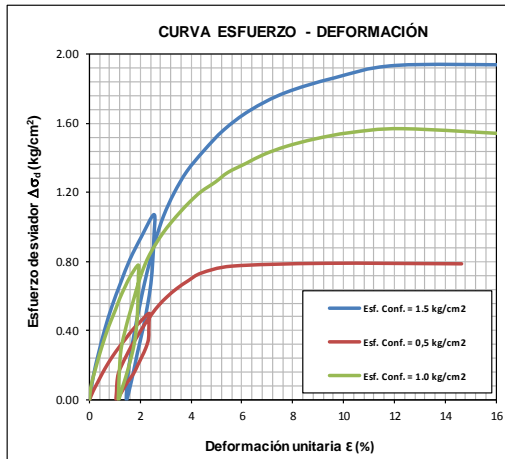


Figura 239 Curvas esfuerzo-deformación unitaria de la serie (3 probetas) de compresión triaxial CU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 6.3 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.5, 1.0$ y 1.5 kg/cm^2 . Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

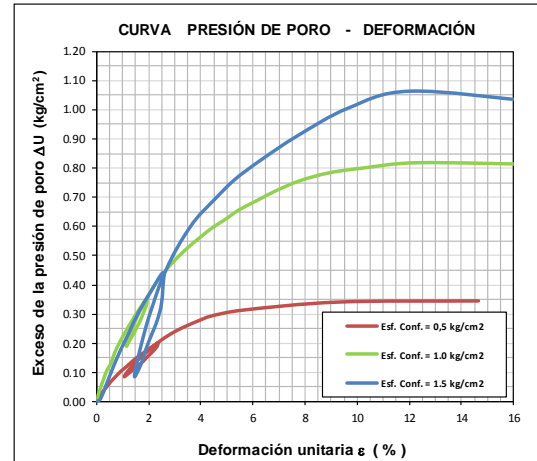


Figura 240 Curvas presión de poro - deformación unitaria de la serie (3 probetas) de compresión triaxial CU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 6.3 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.5, 1.0$ y 1.5 kg/cm^2 . Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

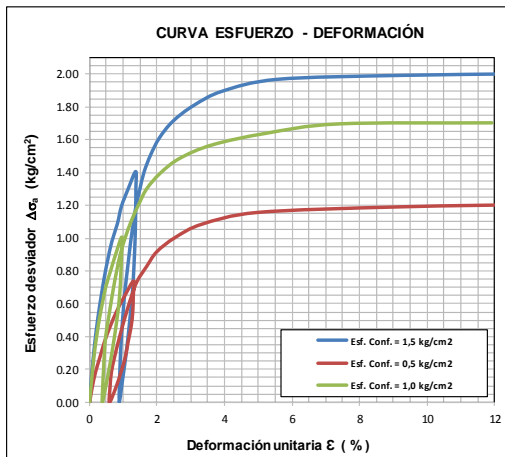


Figura 241 Curvas esfuerzo-deformación unitaria de la serie (3 probetas) de compresión triaxial CU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 7.9 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.5, 1.0$ y 1.5 kg/cm^2 . Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

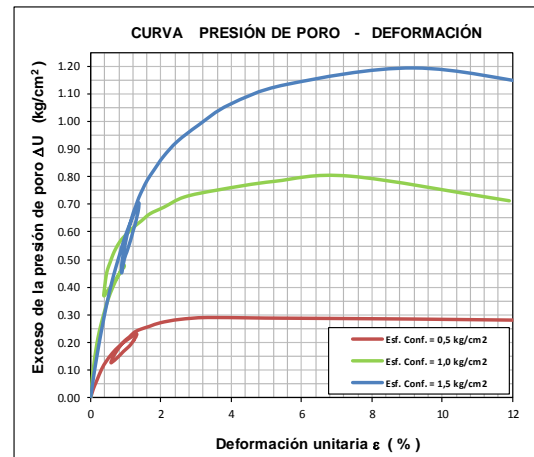


Figura 242 Curvas presión de poro - deformación unitaria de la serie (3 probetas) de compresión triaxial CU con ciclo de descarga - recarga, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 7.9 m de profundidad; esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 0.5, 1.0$ y 1.5 kg/cm^2 . Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

Al igual que en el caso de los ensayos *UU*, es posible calcular el Módulo de deformación inicial E , el Modulo secante E_{50} , así como el de módulo de recarga E_R (si se trata de una prueba triaxial *CU* con ciclo de carga-descarga) a partir de las curvas esfuerzo deformación, tal como se presenta en las Figuras 243 y 244.

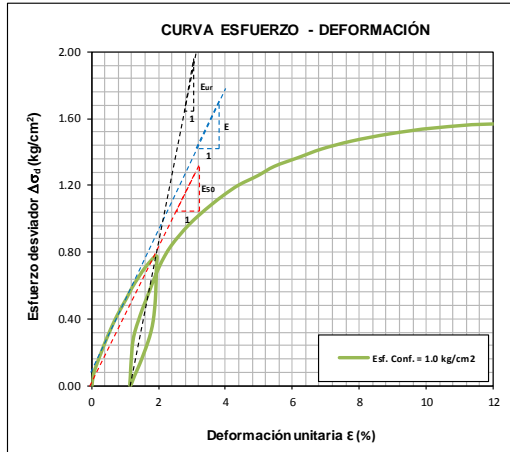


Figura 243 Determinación de los módulos E , E_{50} y E_{ur} de la curva esfuerzo-deformación de una prueba de compresión triaxial *CU*, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (*CH*) obtenida a los 6.3 m de profundidad; esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.00 \text{ kg/cm}^2$. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

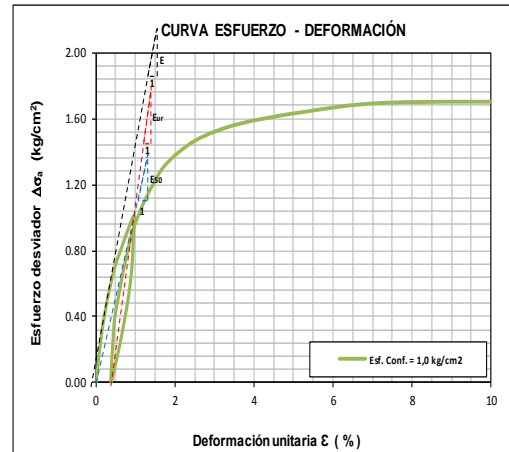


Figura 244 Determinación de los módulos E , E_{50} y E_{ur} de la curva esfuerzo-deformación de una prueba de compresión triaxial *CU*, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (*CH*) obtenida a los 7.9 m de profundidad; esfuerzo de confinamiento $\sigma_c = 1.00 \text{ kg/cm}^2$. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

Con los resultados de cada ensaye se obtienen los círculos de Mohr a partir de la presión confinante, σ_3 , y el esfuerzo máximo desviador o de falla ($\sigma_1 - \sigma_3$). Trazando la envolvente o ley de resistencia a los círculos, se definen los parámetros de resistencia en términos de esfuerzos totales, esto es: cohesión no drenada (c_{cu}) y el ángulo de fricción interna, de tal envolvente (Figuras 245 y 246). Ya que durante la etapa de falla es posible medir la presión de poro, se podrán conocer los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en término de esfuerzos efectivos, ya que es posible trazar la envolvente de resistencia *CU* (Figuras 245 y 246).

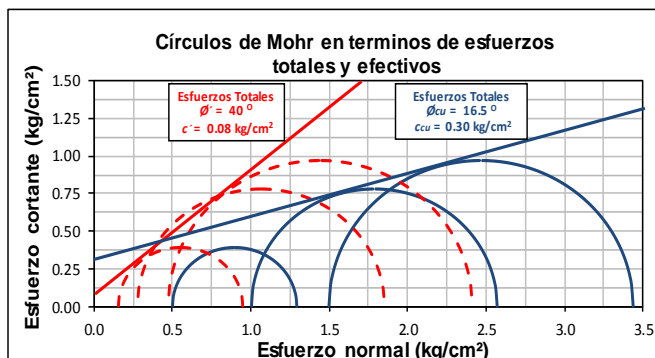


Figura 245 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales y efectivos de la serie (3 probetas) de compresión triaxial *CU*, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (*CH*) obtenida a los 6.3 m de profundidad. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

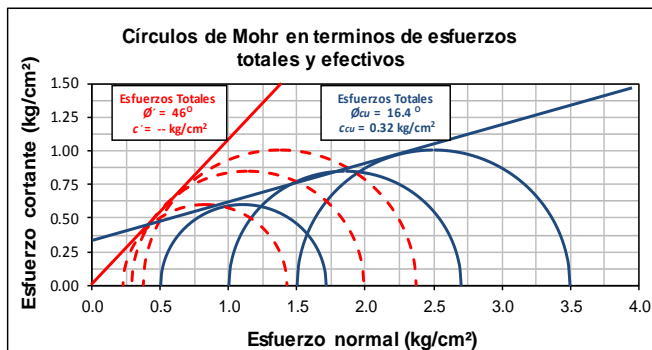


Figura 246 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales y efectivos de la serie (3 probetas) de compresión triaxial CU, realizada a la muestra de arcilla de alta plasticidad (CH) obtenida a los 7.9 m de profundidad. Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería (UNAM, 2017).

IV. Prueba de consolidación unidimensional o ensayo odométrico.

a) Consolidómetro de anillo flotante.

El consolidómetro de anillo flotante se compone de: (1) un anillo de consolidación, dentro del cual se coloca la muestra de suelo, ubicada entre dos piedras porosas, una en la parte superior y otra en la inferior, lo que permite la expulsión del agua de la muestra (Figura 247); (2) una placa de carga para aplicar el esfuerzo vertical σ_v en forma uniforme, (3) micrómetro para medir la deformación vertical, ε_a ; y (4) un recipiente de acrílico para mantener la muestra sumergida dentro de agua para conservar las condiciones de saturación (Figura 247). El anillo odométrico se sostiene por la fricción desarrollada con el espécimen de suelo, y no hace contacto con la base del recipiente.

Para aplicar los incrementos de carga se utiliza un sistema de carga mecánico (marco de carga + porta pesas) apoyado sobre una mesa de carga, usualmente anclada al piso del laboratorio (Figura 248).

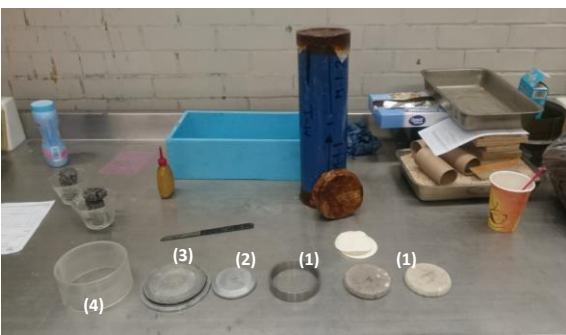


Figura 247 Consolidómetro de anillo flotante; incluye (1) anillo de consolidación y piedras porosas, (2) Placa de carga, (3) Base metálica para apoyo de la muestra y, (4) recipiente de acrílico para mantener la muestra sumergida. Laboratorio de la Facultad de Ingeniería (UNAM, 2017).

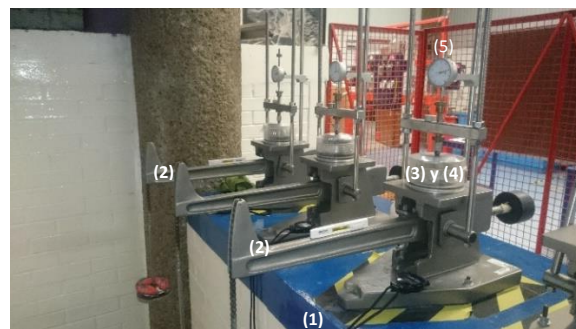


Figura 248. Consolidómetro u odómetro, incluye: (1) Mesa de carga, (2) Sistema de carga y porta pesas, (3) anillo de consolidación flotante y piedras porosas, (4) recipiente de acrílico para mantener la muestra sumergida y (5) Micrómetro de carátula. Laboratorio de la Facultad de Ingeniería (UNAM, 2017).

- Descripción del equipo y material necesario para realizar el ensaye.

A continuación se describe a detalle el equipo utilizado para la realización de los ensayos de consolidación:

- Anillos de consolidación de acero inoxidable con altura de 2 cm, 8 cm de diámetro y una relación de diámetro vs altura de 4.2.
- Piedras porosas de forma ligeramente troncocónica con holgura de 0.25 mm respecto a la pared interior del anillo de consolidación.
- Sistema de carga de tipo mecánico con sistema de palanca, en el cual, los pesos colocados en su extremo se multiplican y transmiten axialmente a la placa de carga.
- Dispositivos para enrasar y cortar los especímenes de suelo:
 - Torno para labrado de las probetas y/o pastillas de suelo.
 - Cabeceador de muestras.
 - Arco con alambre, espátulas metálicas rígidas afiliadas (enrasadores).
- Balanza y Vernier.



Figura 249 (Izquierda) Corte de la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad, correspondiente al sitio de estudio, ubicado en Calle #23, colonia Prohogar, Delegación Azcapotzalco. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería (Universidad Nacional Autónoma de México, 2017).

Figura 250 (Derecha) Muestra de arcilla confinada por el anillo flotante de consolidación, después del enrasado y corte de la misma. Laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería (Universidad Nacional Autónoma de México, 2017).

- Procedimiento.

Labrado y/o corte de los especímenes

Consiste básicamente en labrar los especímenes de suelo en forma de cilindros aplastados y/o pastillas, es decir de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. Para llevar a cabo esta actividad es necesario colocar la muestra de arcilla sobre el anillo

de consolidación, estos a su vez en el torno de labrado; a continuación se gira el “torno” para enrasar la muestra, tomando como guía el diámetro interior del anillo, en paralelo se empuja ligeramente el anillo metálico para confinar lateralmente el espécimen de suelo. Finalmente se corta y/o enrasan las superficies de la muestra tomando como nivel los extremos del anillo.

Piedras porosas.

Para las arcillas típicas de la zona de Lago de la Ciudad de México, como las muestras obtenidas en los sitios de estudio, las piedras porosas y el papel filtro fueron previamente saturados, tal como sugiere el manual (COVITUR, 1987).

Equipo de consolidación

Una vez que el material (Piedras porosas y papel filtro) ha sido saturado, este se coloca en cada una de las caras de la muestra confinada, de tal forma que anillo y muestra quedan entre las piedras porosas y en medio de estos el papel filtro. Este conjunto (Piedras porosas + papel filtro + anillo y muestras) se coloca sobre la base metálica (Figura 248) y a continuación se acopla el recipiente de acrílico. Antes de llevar el conjunto al consolidómetro se coloca la placa de carga (Figura 248) y en su orificio concéntrico se coloca el balín (sobre el cual se apoya el pistón del marco de carga).

Finalmente se nivelan el marco de carga y el brazo de palanca con el contrapeso; a continuación se baja cuidadosamente el pistón del marco de carga hasta el balín, seguido por el pistón del micrómetro, procurando no transferir cualquier tipo de alteración a la muestra.

Aplicación de la carga.

El procedimiento convencional para cargar axialmente un espécimen de suelo consiste en aplicar durante 24 horas un cierto incremento que al día siguiente se duplica y así sucesivamente. Generalmente se aplican 0.125, 0.250, 0.5, 1.0, 2.0 y 4.0 kg/cm²; por su parte la descarga se hace en tres o 4 incrementos. Este procedimiento frecuentemente dificulta la determinación de la carga de preconsolidación en los suelos blandos de la Ciudad de México, por lo que en el caso de las muestras obtenidas en los sitios de estudio se optó por un procedimiento similar al sugerido por el manual del COVITUR (Figura 251), ya que permite definir mejor la curva de compresibilidad y la carga de pre consolidación (Figura 251). Considerando que los suelos blandos de la Ciudad de México están

normalmente consolidados o ligeramente sobreconsolidados, fue conveniente seguir el siguiente criterio:

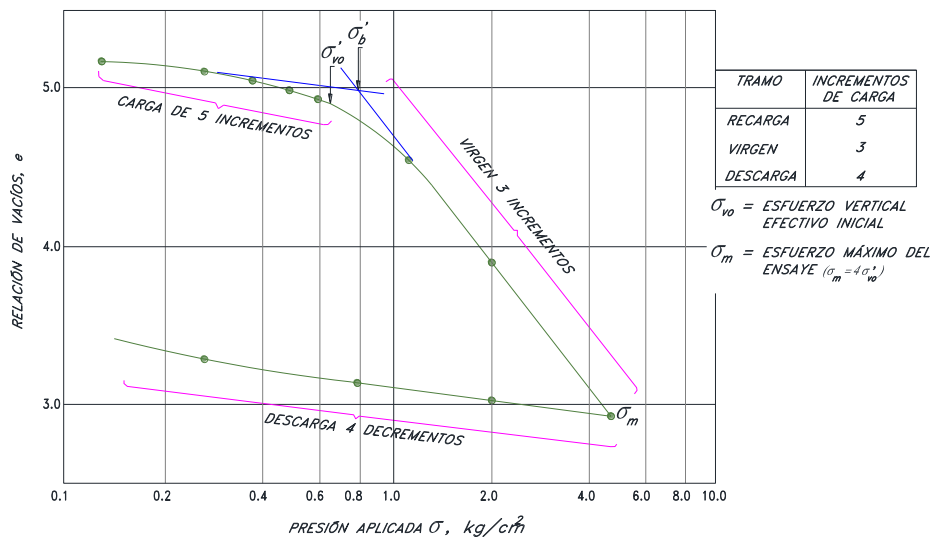


Figura 251 Procedimiento incremental de la carga vertical para arcillas blandas de acuerdo con el manual del COVITUR (1987).

- i. Se aplican a los especímenes entre 4 y 5 incrementos de carga de igual magnitud (aproximadamente, $\sigma'_v/5$), hasta alcanzar el valor del esfuerzo vertical efectivo, σ'_v ; es importante aclarar que este esfuerzo, es siempre ligeramente menor que la carga de preconsolidación, para suelos ligeramente sobreconsolidados, como es el caso de las muestras obtenidas en los sitios de estudio.
- ii. A continuación se aplican los siguientes tres incrementos (como mínimo) cuya magnitud se define con la relación $(\sigma'_m - \sigma'_v/3)$, en la que σ' es el esfuerzo máximo al que se llevará la prueba; el valor recomendable para este esfuerzo es $\sigma'_m = \sigma'_v/4$
- iii. La descarga del espécimen se deberá hacer en por lo menos cuatro decrementos.

En cada incremento de carga se registran las lecturas en el micrómetro, con el fin de conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas de las ordenadas, a escala natural. Este tipo de gráficas se conocen como curvas de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado (Figuras 252 a 259). En rigor, la prueba de consolidación, tal como se realiza en un consolidómetro, hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal.

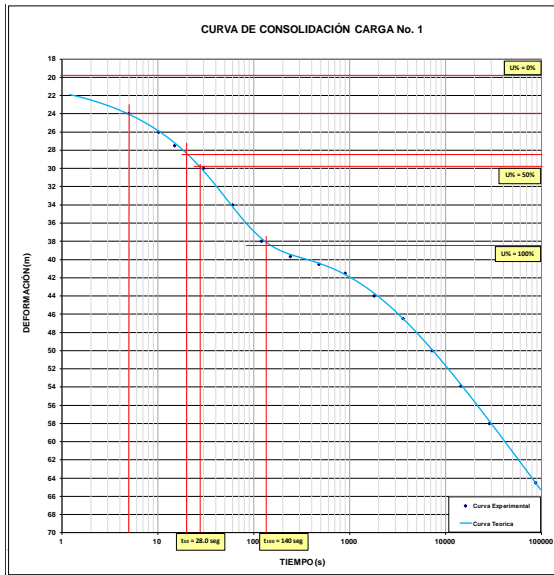


Figura 252 Curva de consolidación tipo III - carga No. 1, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

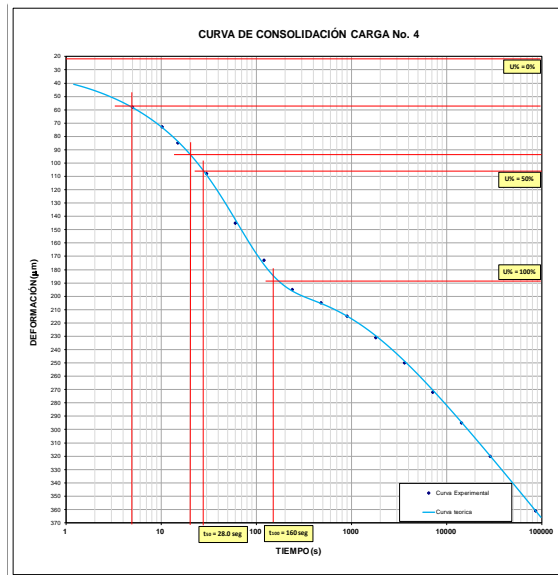


Figura 253 Curva de consolidación tipo III - carga No. 4, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

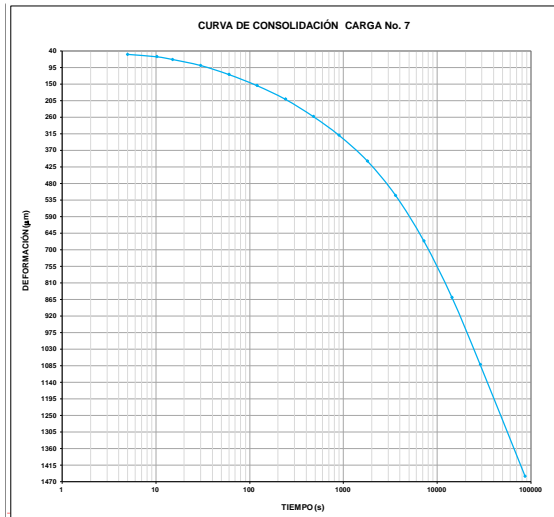


Figura 254 Curva de consolidación tipo III - carga No. 7, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

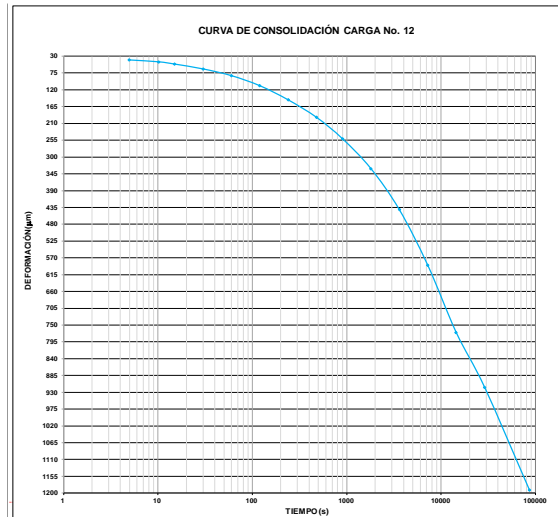


Figura 255 Curva de consolidación tipo III - carga No. 12, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

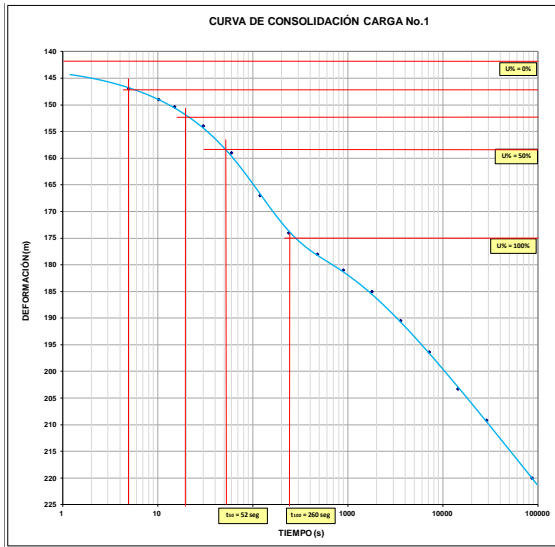


Figura 256 Curva de consolidación tipo III - carga No. 1, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

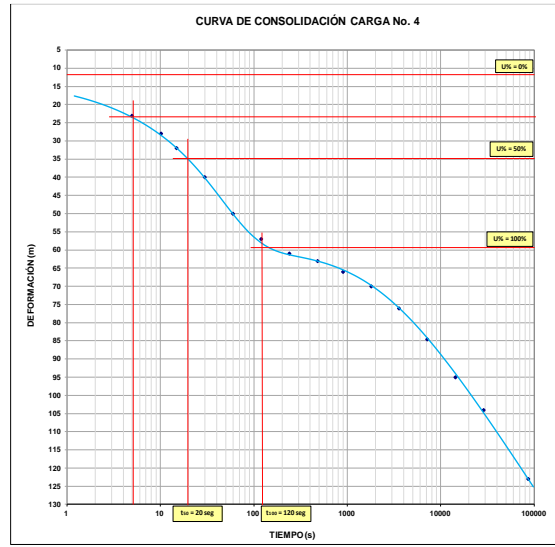


Figura 257 Curva de consolidación tipo III - carga No. 4, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

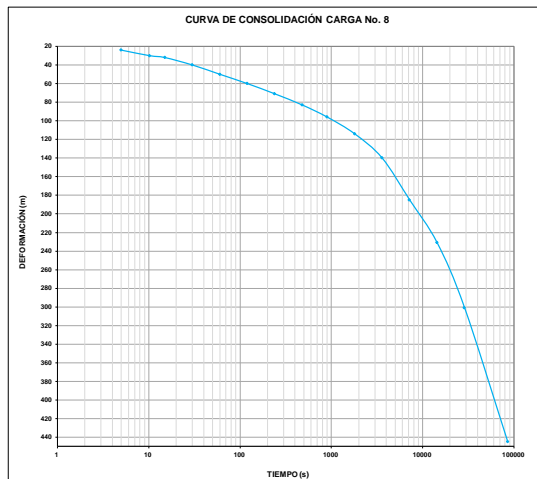


Figura 258 Curva de consolidación tipo III - carga No. 8, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

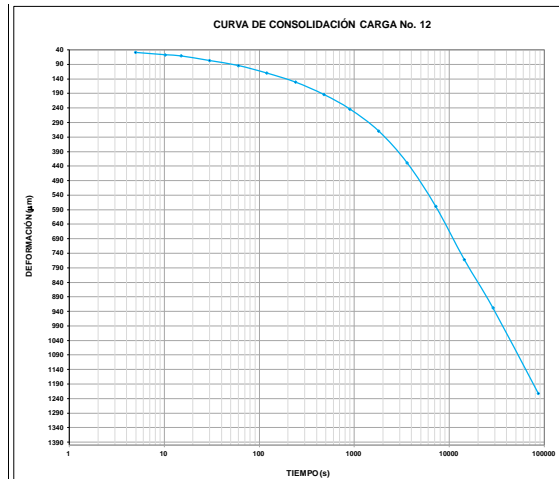


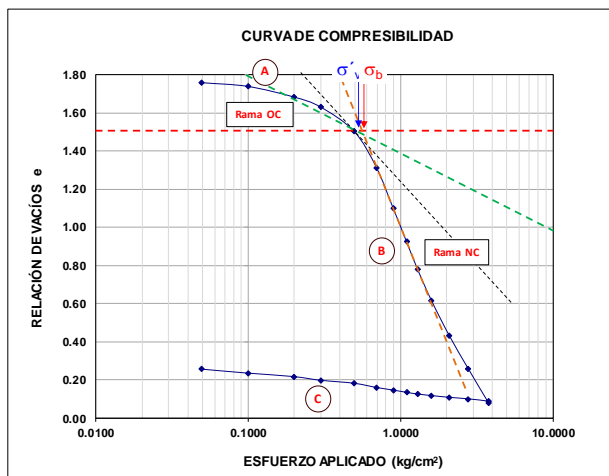
Figura 259 Curva de consolidación tipo III - carga No. 12, correspondiente al ensaye de consolidación realizado a una de las muestra de arcilla obtenidas a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial, el cual se determina a partir de los datos iniciales y finales de la muestra y las lecturas del

micrómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se obtiene un valor de la relación de vacíos y del esfuerzo actuante sobre el espécimen.

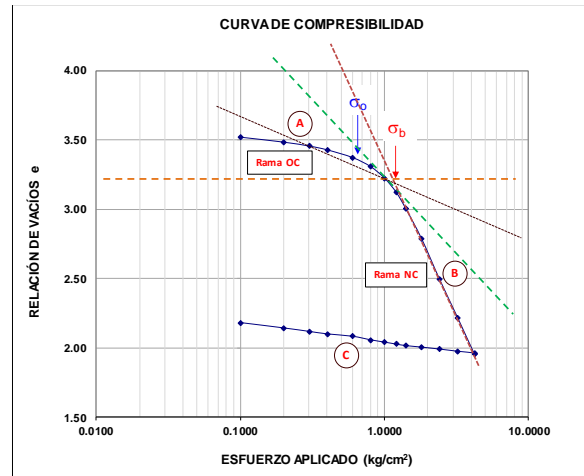
Con la información anterior es posible graficar la curva de compresibilidad (e vs σ'), en cuyas abscisas se colocan los valores del esfuerzo actuante, en escala natural o logarítmica y en las ordenadas se anotan los correspondientes de e (relación de vacíos) en escala natural (Figuras 260 a 265).

Generalmente en la curva de compresibilidad se distinguen tres tramos diferentes (Figuras 260 a 265): 1.- El tramo de recompresión (A), es una sección curva que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. 2.- El tramo virgen es generalmente un tramo recto (aproximadamente) y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga. 3.- A partir de este punto de la prueba el espécimen se somete a cargas decrecientes (descargas), permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, sin embargo no regresa a su relación de vacíos inicial; el tramo de descarga (C) corresponde a esta etapa.



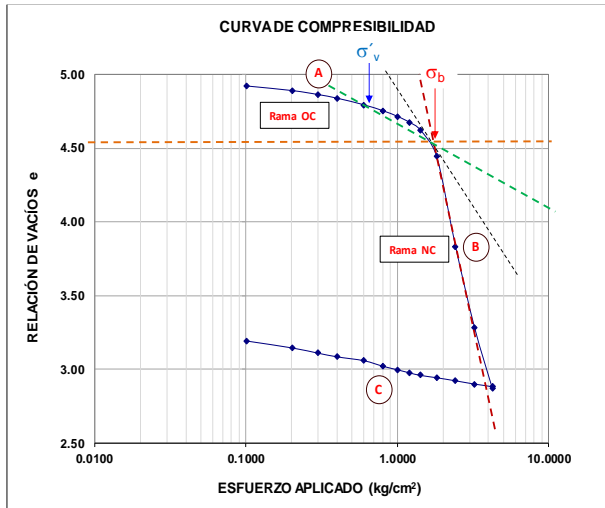
Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_0 = 0.57$ kg/cm ²
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 0.59$ kg/cm ²

Figura 260 Curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).



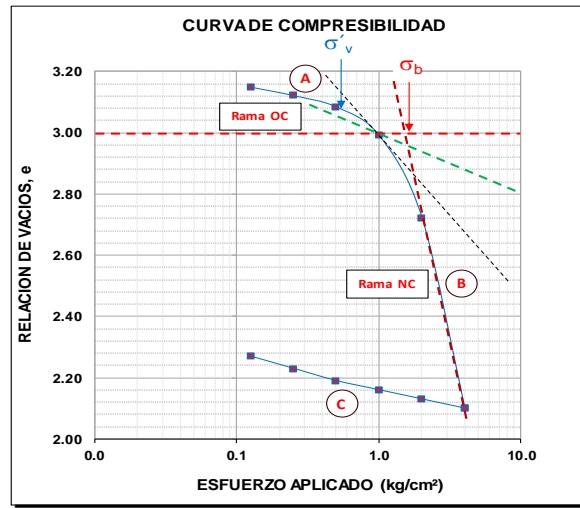
Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_0 = 0.63$ kg/cm ²
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 1.16$ kg/cm ²

Figura 261 Curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).



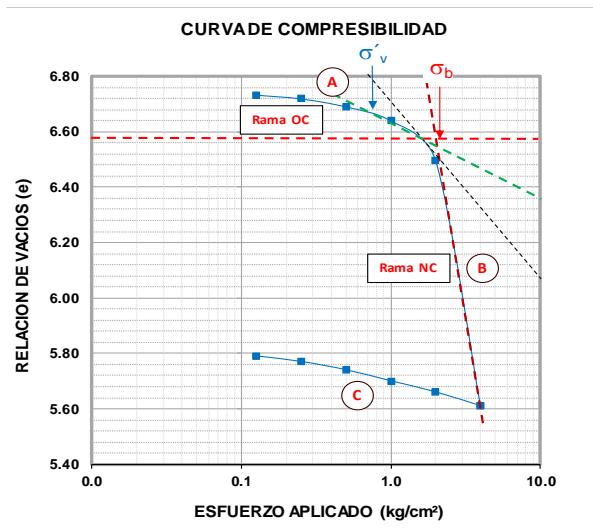
Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_o = 0.63$ kg/cm ²
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 1.75$ kg/cm ²

Figura 262 Curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 8.15 m de profundidad en el sitio de estudio (Calle 23 #232, colonia Pro-hogar, Delegación Azcapotzalco).



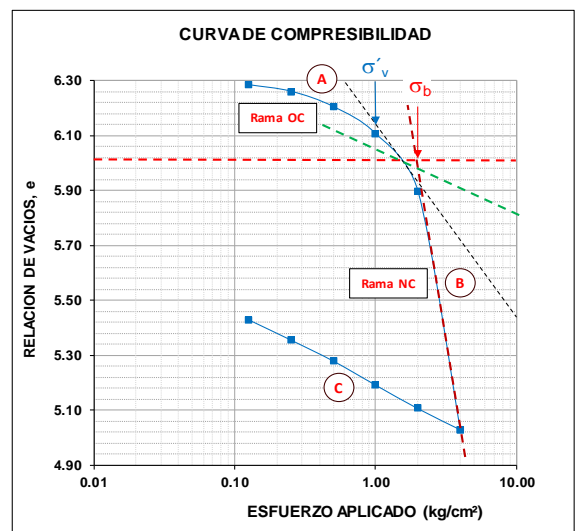
Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_o = 0.52$ kg/cm ²
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 1.80$ kg/cm ²

Figura 263 Curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 6.0 m de profundidad, en el proyecto Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco).



Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_v = 0.73$ kg/cm ²
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 2.06$ kg/cm ²

Figura 264 Curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 11.0 m de profundidad, en el proyecto Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco).



Esfuerzo efectivo de campo	$\sigma_v = 1.00$ kg/cm ²
Carga de preconsolidación	$\sigma_b = 2.00$ kg/cm ²

Figura 265 Curva de compresibilidad correspondiente al ensayo de consolidación realizado a la muestra de arcilla obtenida a los 16.5 m de profundidad, en el proyecto Av. Jardín (Colonia del Gas, Delegación Azcapotzalco).