

Uso del piezocono (CPTU) para determinar la caracterización geotécnica de depósitos arcillosos blandos en algunos sitios del departamento de Boyacá

Use of piezocone (CPTU) to determine the geotechnical characterization of soft clay deposits in some places of department Boyacá

Libardo Adolfo López Ramírez*
Jorge Enrique Durán G. **

Resumen

El presente documento contiene una revisión sobre la prueba de piezocono o CPTU, incluyendo: antecedentes históricos y experiencias sobre la prueba, normas, estándares y recomendaciones para la ejecución de la prueba. Se incluye también un resumen sobre las principales teorías y análisis para definir: la estratigrafía del subsuelo, así como las teorías y procedimientos para estimar: El tipo de suelo, la resistencia no drenada de suelos arcillosos (s_u), la relación de sobreconsolidación (RSC), el módulo de rigidez (M), el coeficiente de consolidación (c_v) y el módulo de elasticidad no drenado (E_u). Simultáneamente se muestran los resultados obtenidos tanto de la prueba CPTU y los ensayos de laboratorio, hechos de forma paralela en dos sitios específicos del departamento de Boyacá. El primero localizado en zona urbana del municipio de Tunja, y el segundo en la vereda Punta Larga del municipio de Nobsa. Los resultados de las pruebas hechas en campo y en laboratorio se compararon para validar las correlaciones existentes en la literatura internacional. Finalmente se hacen conclusiones acerca de la aplicación de la prueba en este tipo de depósitos, así como las recomendaciones para la realización de la prueba, interpretación de los resultados y futuras investigaciones al respecto.

Abstract

This document contains a review of the piezocone test or CPTU, including: historical background and experiences about the test, norms, standards and recommendations for test execution. It also includes a summary of the main theories and analysis to define: subsurface stratigraphy and the theories and procedures for estimating: The type of soil, the undrained strength of clay soils (s_u), overconsolidation ratio (RSC), the shear modulus (M), the coefficient of consolidation (c_v) and the undrained modulus (E_u). Simultaneously shows the results obtained with the test CPTU and laboratory tests, done in parallel on two specific sites Boyacá. The first urban area located in the municipality of Tunja, and the second in the village Punta Larga, Nobsa Township. The results of the tests conducted in the field and in the laboratory were compared to validate the correlations in the international literature. Finally conclusions are made about the application of the test in these deposits, as well as recommendations for the implementation of the test, interpretation of results and future investigations.

Keywords: Piezocone, overconsolidation, clay soil, stiffness modulus, undrained modulus, coefficient of consolidation.

* Ing. Escuela Colombiana de Ingeniería-Julio Garavito. López Hnos Ltda.coordinador@lhlda.com
** Ing.M.sc Escuela Colombiana de Ingeniería-Julio Garavito. López Hnos Ltda.coordinador@lhlda.com

Palabras claves: piezocono, sobreconsolidación, sueloarcillosos, módulo de rigidez, módulo de elasticidad no drenado, coeficiente de consolidación.

I. CONTENIDO

La prueba de CPTU o piezocono consiste en el hincado por presión de una punta cónica a una velocidad constante, midiendo la resistencia a la penetración por la punta (q_c), la resistencia por fricción (f_s) y la presión de poros (u). La prueba está normalizada por la norma ASTM D 3441 y la UNE 103-804-93 del ISSMFE ² y la norma ISO 22476-1, aprobada en septiembre de 2012. 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 geoambiental, Desarrollo de investigación sísmica.



Figura 1. Fotografía Piezocono antes de realizar la prueba

La punta estándar es cónica, de 60° de 10 cm² de área proyectada del cono y 150 cm² del área del

Tabla 1. Aplicación percibida para estimar parámetros de suelo del CPT.

Tipo de suelo	Parámetros de estado inicial del suelo				Parámetros resistencia			Parámetros deformación			Características flujo	
	\square	ψ	K_0	RSC	St	s_u	\square'	E, G	M	G_s	k	c_h
Suelo fino	2-3		2-3	1	2-3	1-2	4	2-3	2-3	2-3	2-3	2-3
Suelo granular	2-3	2	4-5	4-5			2-3	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

Fuente: Robertson 2012 (Ref. (ROBERTSON, 2013))

manguito de fricción. Según donde se encuentre el filtro para medir la presión de poros, se tienen diferentes nomenclaturas:

- u_1 : En el cono
- u_2 : Justo encima del cono
- u_3 : Encima de la camisa de fricción

II. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE LA PRUEBA CPTU EN SUELOS ARCILLOSOS SEGÚN DIFERENTES INVESTIGADORES INTERNACIONALES.

Como en la prueba de CPTU no se recuperan muestras de suelo, (salvo que se algunos casos especiales) y la interpretación de los resultados se hace con base en el comportamiento que presenta el suelo durante la prueba, la cual está ampliamente correlacionada con pruebas de campo y laboratorio durante más de 25 años. La mayor parte de las correlaciones que se encuentran en la literatura especializada en el tema se ha desarrollado para depósitos de suelos transportados, normalmente consolidados a ligeramente sobreconsolidados, relativamente jóvenes (holoceno a pleistoceno) y de base de sílice (Ref (ROBERTSON, 2013))

² ISSMGGE: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

A. Estratigrafía y clasificación de suelos

La clasificación del suelo, utilizando la prueba de CPTU, 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 granulares tienen alta resistencia por la punta y baja fricción y los suelos arcillosos baja resistencia por la punta y alta fricción; si el suelo es una arena densa o preconsolidada tiende a dilatarse, y las presiones de poro pueden ser negativas; los suelos arcillosos disipan más lentamente la presión de poros que las arenas, por lo que se esperan excesos de presión de

poros más altos en los suelos finos que en los gruesos.

1) Método de clasificación de Robertson (1986 y 1990-2010)

Primera carta basada en resultados del CPTU, basada en la resistencia por la 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 por la punta, resistencia por fricción y presión de poros), en función del esfuerzo vertical efectivo, introduciendo nuevos parámetros (Q_t y F_r) simplificando a 9 grupos.

Tabla 2. Propuesta de unificación entre clasificación de Robertson (1986) y Robertson (1990).

Zona SBT -Robertson et al (1986)	Zona SBTn -Robertson (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	Mezclas de arenas: Arenas limosas a limos arenosos
8	6	Arenas: Arenas limpias a arenas limosas
9 & 10	7	Arena densa a arena gravosa
12	8	Arena firme a arena arcillosa (sobreconsolidada o cementada)
11	9	Suelos finos firmes (Sobreconsolidado o cementado)

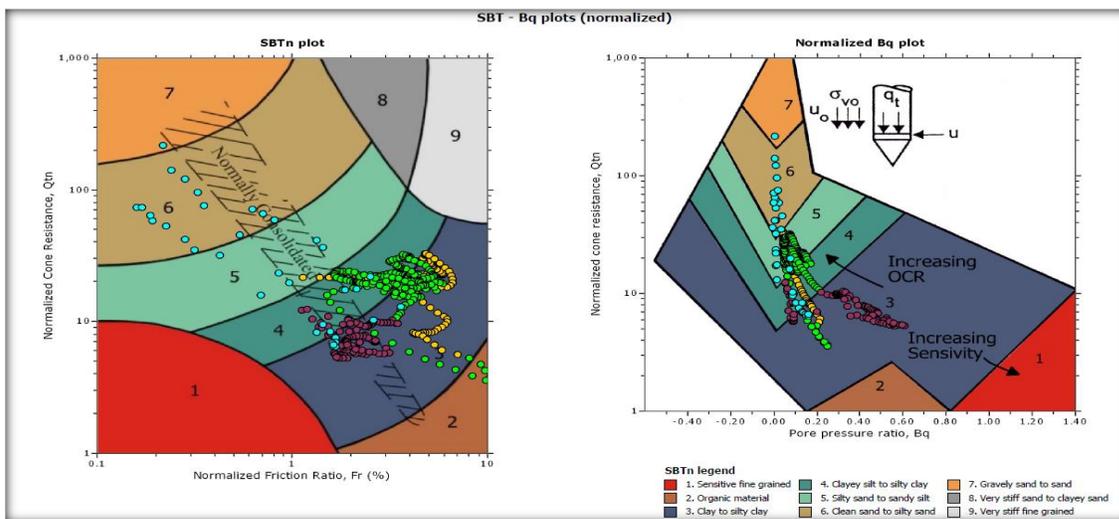


Figura 2. Grafica SBT_n y B_q normalizado, según Robertson (1990) prueba Avenida Universitaria.

2) **Método de clasificación Fuzzy (1999)**
(Ref (TUMAY, y otros, 2008))

Este método se basa en correlaciones entre la clasificación del suelo por el método unificado y el perfil del CPT, utilizando la resistencia por la punta (q_c) y la fricción del suelo (R_f). En este método se estima la probabilidad que un suelo tenga el siguiente comportamiento o tipo de suelo, clasificado así:

- Altamente probable suelo arcilloso (HPC).
- Altamente probable suelo mixto (HPM)
- Altamente probable suelo arenoso (HPS)

Las funciones de probabilidad se expresan en términos de la función U , llamada unidad de comportamiento del suelo, que se expresa en función de q_c y f_s

3) **Método de clasificación de Schneider et al (2008)**

Basado en resultados de diferentes pruebas de penetración, donde se definen los suelos de comportamiento transicional, es decir, limos, suelos residuales, arcillas altamente sobreconsolidadas, mezclas de suelos, suelos sensitivos o residuales, es decir, suelos que no se comportan necesariamente como no drenados (arcillas) o drenados (arenas).

Tabla 3: Tipos de suelos Schneider

Zona	Tipo de suelo
1a	Limos y arcillas de bajo I_r
1b	Arcillas
1c	Arcillas sensitivas
2	Esencialmente arenas drenadas
3	Suelos en transición.

Fuente: Scheneider (SCHNEIDER, y otros, 2008)

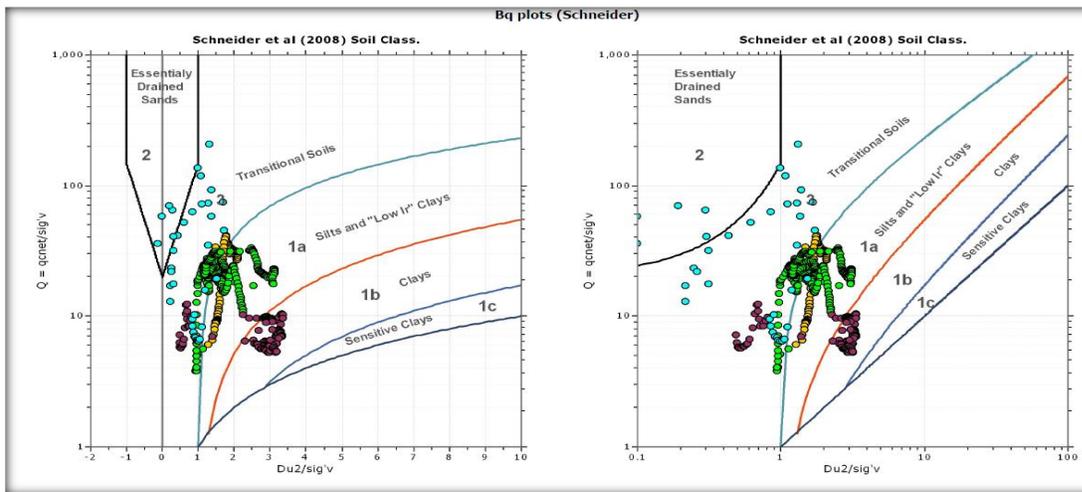


Figura 3. Tipos de suelos Schneider

B. Resistencia al corte no drenado (s_u)

Según Powell & Lunne (Ref (POWELL, y otros, 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 condiciones reales por la variación de la historia de esfuerzos, anisotropía, el relajamiento de

esfuerzos, sensibilidad, envejecimiento y la microfábrica. Por lo anterior se prefiere utilizar las correlaciones empíricas, aunque las soluciones teóricas dan un marco de referencia para comprender el fenómeno

1) s_u basado en la resistencia total del cono

La estimación de s_u basado en la resistencia total del cono se expresa como:

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (1)$$

Siendo N_{kt} un factor empírico y σ_{v0} el esfuerzo vertical efectivo total. El valor de N_{kt} no es único, y en diferentes investigaciones se han obtenido valores entre 10 y 20, valores que difieren según el ensayo de referencia para medir s_u en campo

2) s_u basado en la resistencia efectiva del cono

La resistencia no drenada, en función de la resistencia efectiva, se expresa como:

$$s_u = \frac{q_e}{N_{ke}} = \frac{(q_t - u_2)}{N_{ke}} \quad (2)$$

Siendo N_{ke} un factor adimensional y u_2 el exceso de presión de poros medido en la parte superior del cono. Se han propuesto algunos valores de variación de N_{ke} en función de B_q ($N_{ke} 9 \pm 3$ según Senneset (1982) et al; N_{ke} entre 1 a 13 según Lunne

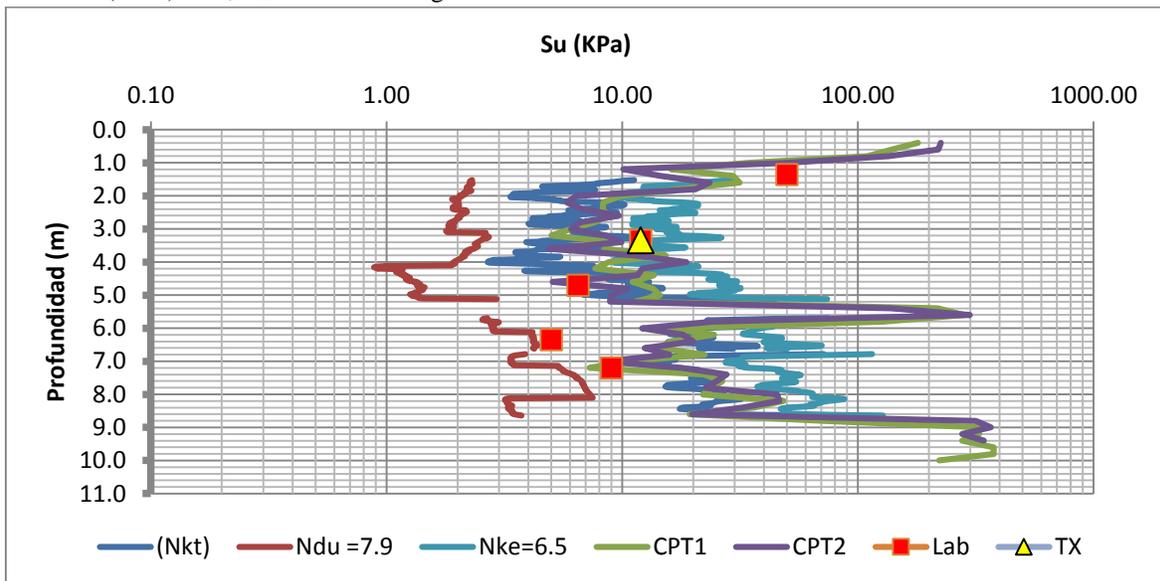
et al (1985). Los valores de N_{ke} se obtuvieron de arcillas normalmente consolidadas a ligeramente consolidadas y no deberían extrapolarse a depósitos sobreconsolidados

3) s_u basado en el exceso de presión de poros

Su se estima, con base en el exceso de presión de poros como:

$$s_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} (\Delta u = u_2 - u_0) \quad (3)$$

El valor de $N_{\Delta u}$ varía teóricamente entre 2 y 20, aunque los valores pueden llegar incluso a 30 experimentales tienen un rango menor ($N_{\Delta u}$ entre 4 y 10 según Lunne et al, $N_{\Delta u}$ entre 5 y 9 según Karlsrud et al.) Al igual que el factor N_{ke} , estos valores son válidos para arcillas normalmente consolidadas.



Gráfica 1. Variación de s_u estimado - prueba Punta Larga

C. Relación de sobreconsolidación (rsc)

La relación de sobreconsolidación de un suelo depende de las condiciones como se formó el depósito, y si este es preconsolidado o ligeramente preconsolidado esto dependerá de la forma como

se consolidó el suelo (deseccación, cementación, abatimiento o descenso del nivel freático).

La estimación del **RSC** con base en los resultados del **CPTU** se basa en correlaciones experimentales y algunos métodos analíticos.

1) RSC con base en la forma del perfil del CPTU

Según Lunne & Robertson (Ref (LUNNE, y otros, 1997)) la forma del perfil de suelo da una idea acerca de la presión de preconsolidación, y en consecuencia del RSC. Para un

suelo normalmente consolidado, la resistencia normalizada del cono (Q_t) se encuentra entre 2.5 a 5.0

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = 2.5 \text{ a } 5.0 \quad (4)$$

2) RSC medido directamente de los datos de CPTU

Según Robertson (ROBERTSON, 2012), puede expresarse también como:

$$OCR = k \frac{(q_t - u_2)}{\sigma'_{v0}} = kQ_{t1} \quad (5)$$

Dónde el valor de k varía entre 0.2 a 0.5, con un valor promedio de 0.33, sin embargo debería ajustarse a otros parámetros del suelo. Con base en diferentes observaciones y relacionando diferentes ecuaciones Robertson (ROBERTSON, 2012) hace la siguiente propuesta para estimar la relación de sobreconsolidación directamente de los datos obtenidos del piezocono:

$$k = \left[\frac{Q_{t1}^{0.2}}{(0.25 * (10.5 + 7 \log Fr))} \right]^{1.25}$$

$$OCR = kQ_{t1}$$

$$OCR = (2.625 + 1.75 \log Fr)^{-1.25} (Q_{t1})^{1.25} \quad (6)$$

Sully et al (1988) (Ref (LUNNE, y otros, 1997)), a partir de pruebas con piezoconos que miden la presión de poros en la punta (u_1) y justo encima del cono (u_2) propusieron que la diferencia de presión de poros normalizada (PPD) podría relacionarse con la RSC así

$$PPD = \frac{u_1 - u_2}{u_0}$$

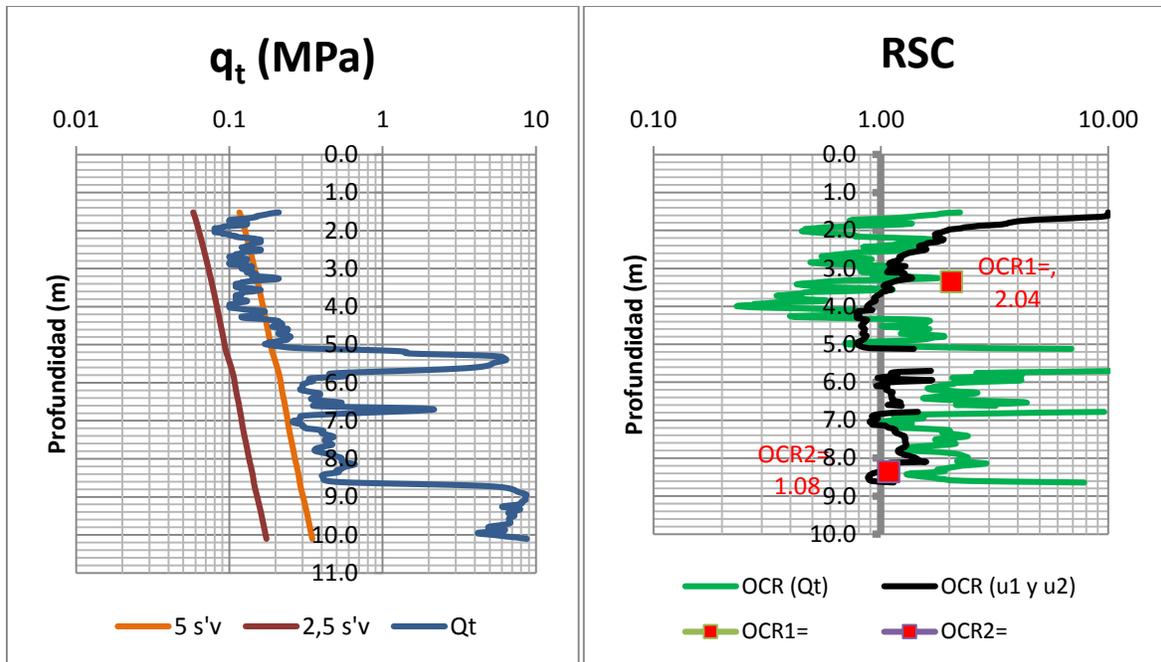
$$RSC = 0.66 + 1.43(PPD) \quad (7)$$

Esta correlación es válida para suelos con RSC menores a 10, y no puede extrapolarse a suelos muy preconsolidados; la relación u_1/u_2 , se estima con base en los resultados de la investigación de Peuchen et al (Ver ref (PEUCHEN, y otros, 2010)), basados en el comportamiento de la medida de la presión de poros (u_1 y u_2) en diferentes tipos de suelo. La relación entre u_1 y u_2 puede establecerse a través del factor K , que se expresa como:

$$K = \frac{u_2 - u_0}{u_1 - u_0} \quad (8)$$

Con base en los parámetros de clasificación de Robertson (1990), el factor K se puede estimar con la siguiente expresión:

$$K = 0.91e^{-0.09Q_t^{0.47}} \left(\frac{1}{1 + Fr(0.17 + 0.061 * \sqrt[3]{(Q_t - 21.6)}} - e^{-2Fr} \right) \quad (9)$$



Gráfica 2. Variación de RSC estimado - prueba Punta Larga.

D. Módulo edométrico o confinado (m)

Según Campanella & Hoewie (Ver ref (CAMPANELLA, y otros, 2005)) no existe una solución analítica que relacione la resistencia por la

punta del cono con la rigidez del suelo. Lo que se han desarrollado son correlaciones donde se multiplica la resistencia del cono por un factor α , expresado de la siguiente expresión:

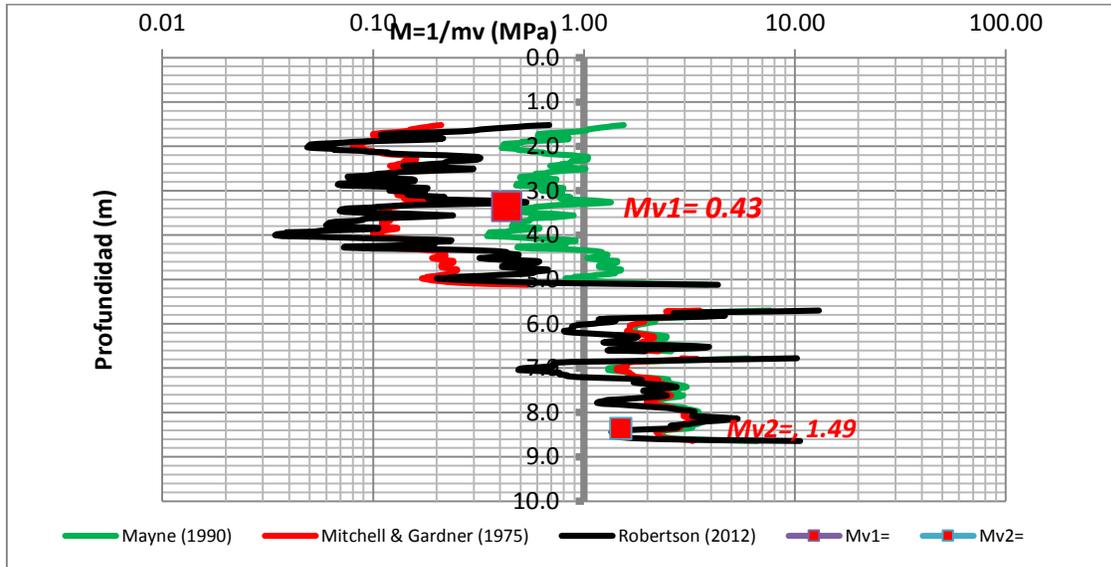
$$M = \frac{1}{m_v} = \alpha q_t^3 \quad (10)$$

Tabla 3. Estimación del módulo confinado para arcillas

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

³ El módulo confinado se expresa también como D o E_{0ed}

50 < w < 100	1.5 < α < 4	Turbas y
100 < w < 200	1 < α < 1.5	arcillas
w > 200	0.4 < α < 1	orgánicas (Pt, OH)



Gráfica 3. Variación de M con la profundidad - prueba Punta Larga

E. Coeficiente de consolidación (c_v)

El coeficiente de consolidación se estima de las pruebas de disipación del exceso de presión de poros, que se realizan a lo largo durante intervalos que se suspende la penetración del cono en terreno. La forma de las curvas de disipación de presión de poros contra tiempo dependen de la localización del filtro y la naturaleza del suelo; los resultados se normalizan con respecto al exceso de presión de poros de la forma:

$$U = \frac{\Delta u_t}{\Delta u} = \frac{u_t - u_0}{u_i - u_0} \quad (11)$$

Siendo:

u_t = Presión de porosa a un tiempo t .

u_i = Presión de porosa a un tiempo $t = 0$ (u_2)

u_0 = Presión de porosa en campo antes de la prueba.

La rata de exceso de disipación de poros se grafica de forma similar como se realizan las curvas de consolidación en laboratorio; a partir de estas curvas se han desarrollado varias soluciones empíricas y semiempíricas para calcular el coeficiente de consolidación

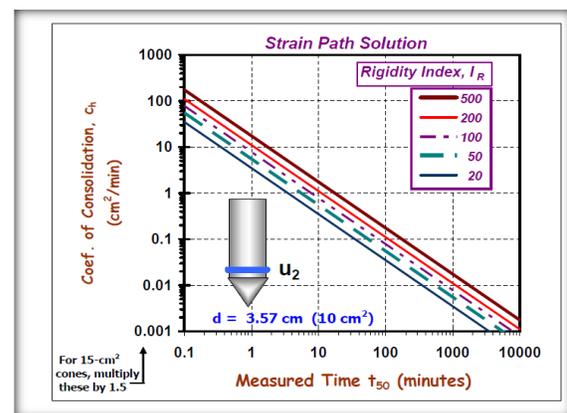


Figura 4.

Tabla 4. Coeficientes de consolidación laboratorio y campo prueba Punta Larga

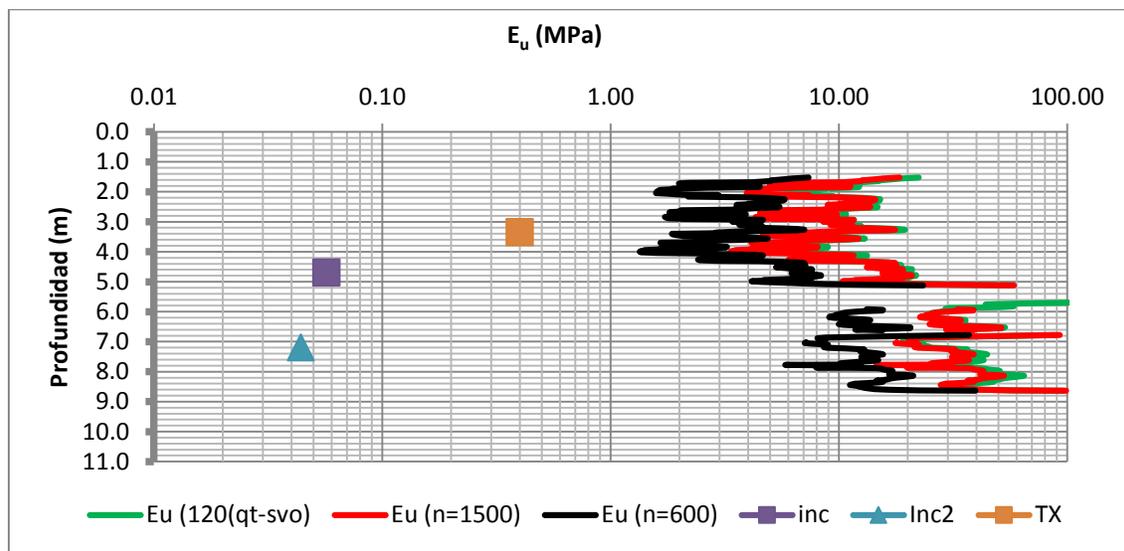
<i>Profundidad (m)</i>	<i>Coefficiente de consolidación (Piezocono) (cm/min)</i>	<i>Coefficiente de consolidación (laboratorio) (cm/min)</i>
4.00	$4.1 \cdot 10^{-3}$	$7.55 \cdot 10^{-3}$
8.00	$3.91 \cdot 10^{-2}$	$2.48 \cdot 10^{-2}$

F. Módulo de Young no drenado (E_u)

La estimación del módulo drenado se hace generalmente mediante correlaciones empíricas con la resistencia al corte no drenada (s_u), y se expresa de la forma

$$E_u = n * s_u \quad (12)$$

Dónde n es una constante que depende del nivel de esfuerzo, la relación de sobreconsolidación (RSC), la sensibilidad y otros factores. El coeficiente n varía entre 100 a 1500, dependiendo de la plasticidad del suelo.



Gráfica 4: Variación de E_u con la profundidad - prueba Punta Larga.

III. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El CPTU es una excelente herramienta para caracterizar depósitos de arcillas de consistencia blanda a muy blanda incluso, siempre que estos suelos correspondan a depósitos recientes de suelos transportados con niveles freáticos relativamente altos.
- Las diferentes propuestas para clasificar el suelo con el CPTU se correlacionan bastante bien con las pruebas de clasificación del suelo, incluso únicamente con la medida de la resistencia por la punta y la fricción son suficientes para estimar con bastante precisión el tipo de suelo.

- La estimación de la resistencia no drenada del suelo (s_u) con el CPTU debe ser analizada con criterio y rugosidad antes de validar los resultados obtenidos. Para proyectos sencillos, con márgenes de seguridad suficientes, las estimaciones basadas en la literatura al respecto pueden ser válidas para el diseño cimentaciones; sin embargo, para proyectos más complejos, la prueba únicamente arroja un orden de magnitud probable de la resistencia no drenada (s_u), que deberá calibrarse con pruebas de laboratorio (triaxial CK_0U) o campo (VST), además de correlacionarse con pruebas índice.

- Con el CPTU es posible definir, con bastante precisión, la variación de la relación de sobreconsolidación (RSC) con la profundidad,

independiente que se trate de un depósito sobreconsolidado o normalmente consolidado. Las correlaciones encontradas en la literatura especializada en el tema se ajustaron razonablemente bien a las pruebas hechas en laboratorio.

- Las estimaciones del módulo no drenado del suelo (E_u) no resultaron fiables en los dos (2) sitios analizados, sin embargo, como este módulo se relaciona directamente con la resistencia al corte no drenado (s_u), y en las pruebas hechas no se observó una buena correlación entre el s_u y el $CPTU$, consecuentemente no se encuentra una buena correlación con el E_u .

- Debido a la dificultad que supone recuperar muestras inalteradas de suelo en depósitos de suelos blandos a muy blandos, el $CPTU$ es una herramienta muy práctica para optimizar el proceso de muestreo, ya que con este se puede definir con claridad el perfil de suelo antes de la exploración, con lo que posteriormente se programa el plan de exploración y muestreo a una(s) profundidad(es) específica(s).

- La presente investigación se limitó al análisis de la prueba de $CPTU$ para suelos arcillosos blandos, y se demostró el potencial de la prueba para este caso; sin embargo esta prueba puede aplicarse igualmente para caracterizar depósitos de suelos arenosos sueltos, y particularmente para el análisis de la licuación, típico para estos depósitos, por lo tanto este es un tema de investigación sobre el cual también puede avanzarse.

- Se recomienda que futuras investigaciones sobre suelos arcillosos blandos se concentren en encontrar correlaciones locales entre la prueba de $CPTU$ y algún parámetro de suelo, bien sea: resistencia al corte no drenada (s_u), o relación de sobreconsolidación (RSC), o coeficiente de consolidación (c_h) o permeabilidad (k). Como la prueba es esencialmente rápida, es decir, en condiciones drenadas para suelos arcillosos, no es apropiada para obtener parámetros drenados del suelo.

REFERENCIAS

[1.] CAMPANELLA, R., & HOWIE, J. (2005). *Guidelines for the use, interpretation and application of seismic piezocone test data*. Vancouver: Geotechnical research group - department of civil engineering - The university of British Columbia.

[2.] LUNNE, T., ROBERTSON, P., & POWELL, J. (1997). *CONE PENETRATION TESTING*. New York: Taylor & Francis.

[3.] PEUCHEN, J., VANDEN BERGHE, J., & COULAIS, C. (2010). *Estimación of u_1/u_2 conversion factor from piezocone*. Huntington Beach - California (EE.UU): 2° international symposium on cone penetration testing.

[4.] POWELL, J., & LUNNE, T. (2005). *USE OF CPTU DATA IN CLAYS/ FINE GRAINED SOILS*. STUDIA GEOTECHNICA ET MECHANICA, VOL XXVII.

[5.] ROBERTSON, P. (2012). *Interpretation of in situ tests - some insights*. ISC'4 Brazil - sept 2012.

[6.] ROBERTSON, P. K. (2013). *Cone penetration testing Webinar #3: Interpretation of soil parameters fine grained soil*.

[7.] SCHNEIDER, J. A., RANDOLPH, M. F., MAYNE, P. W., & RAMSEY, N. R. (2008). *Analysis of Factors Influencing Soil Classification*. JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING © ASCE.

[8.] TUMAY, M. T., ABUFARSAKH, M. Y., & ZHANG, Z. (2008). From theory to implementation of CPT based probabilistic and fuzzy soil classification.