



Diploma Mecánica de Suelos Aplicada
Curso N°8:
Trabajo Final

VENTAJAS DEL USO DEL CPTU EN EXPLORACIÓN DE SUELOS FINOS

Tema : 1
Integrantes : Marcos Calvente G.
Rodrigo Ossandón T.
Esteban Pavani B.
Profesor : Ricardo Moffat C.
Fecha de Entrega : 21 de Noviembre de 2009

INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO CPTU	2
2.1. DESCRIPCIÓN DE LA SONDA CPTU.....	2
2.1.1. Geometría de la Sonda.....	2
2.1.2. Piezo-Elementos.....	3
2.2. EJECUCIÓN DEL ENSAYO	3
2.2.1. Verticalidad del Ensayo.....	4
2.2.2. Medición de Disipación de Presión de Poros	4
2.3. RESULTADOS ENTREGADOS	4
2.3.1. Resistencia de Cono " q_c ".....	4
2.3.2. Resistencia a la Fricción del Manguito " f_s ".....	4
2.3.3. Radio de Fricción " R_f ".....	5
2.3.4. Resistencia de Cono Total " q_t ".....	5
2.3.5. Parámetro de la Presión de Poros " B_q ".....	5
2.4. LIMITACIONES	6
3. CORRELACIONES OBTENIDAS CON EL CPTU	7
3.1. CLASIFICACIÓN DE SUELOS	7
3.2. PRESIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN Y OCR.....	9
3.3. RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA Y SENSITIVIDAD	10
3.4. FLUJO Y CONSOLIDACIÓN.....	11
3.5. OTROS PARÁMETROS.....	12
3.5.1. Coeficiente De Empuje en Reposo " K_0 ".....	12
3.5.2. Módulo de Elasticidad no Drenado " E_u ".....	13
4. VENTAJAS DEL CPTU.....	14
4.1. CONFIABILIDAD.....	14
4.2. APLICABILIDAD DIRECTA	14
4.3. COMPARACIÓN ECONÓMICA	14
4.4. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	15
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	17

1. INTRODUCCIÓN

La realización de cualquier estudio de exploración geotécnica persigue obtener, mediante la detección, extracción y ensayo de muestras representativas de suelo, información que le ayude al ingeniero a establecer: la estratigrafía del suelo, la ubicación del nivel freático, las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación y su historia de esfuerzos.

La metodología más sencilla y utilizada más frecuentemente en la exploración de suelos corresponde a la excavación y muestreo mediante calicatas, sin embargo, en la medida que la complejidad del proyecto aumenta, teniendo la presencia de napa, o cuando requiere estudiar profundidades o superficies mayores, la ventaja de las calicatas se pierde o se hace impracticable, siendo más conveniente en términos de costos y tiempo la utilización de sondajes.

Existen diversos tipos de sondaje en suelos, siendo el más utilizado en nuestro país el SPT con cuchara normal para la extracción de las muestras, que proporciona además valores del número de golpes durante la penetración, el cual se utiliza para establecer los parámetros geotécnicos mediante una serie de correlaciones empíricas.

Es bien sabido que las correlaciones obtenidas para suelos finos mediante el número de golpes del SPT son bien limitadas y que las muestras de suelo extraídas por medio de este método de sondeo pueden estar sumamente alteradas (inclusive al ser extraídas mediante un muestreador de tubo Shelby, de diámetro mayor a 3"). A raíz de lo anterior, el presente trabajo investiga la utilización del ensayo de penetración de cono o CPT, en la exploración de suelos finos.

El ensayo CPT consiste en hincar a presión en el suelo, una sonda compuesta por una punta cónica y un manguito de fricción, midiendo continuamente el esfuerzo necesario para lograr una penetración a velocidad constante. Este ensayo últimamente ha alcanzado gran desarrollo mundial, pudiendo incluir información piezométrica CPTU y de velocidades de onda SCPTU.

El objetivo de este trabajo es presentar las ventajas de la utilización del sondaje CPTU en la exploración de suelos finos, en términos de costos, tiempo empleado en la obtención de resultados, variabilidad y confiabilidad de resultados entre otros, haciendo hincapié en el gran número de correlaciones empíricas existentes para la determinación de parámetros geotécnicos de los suelos finos, entre las que destacan: clasificación, presión de preconsolidación, OCR ("over consolidation ratio"), resistencia no drenada y sensibilidad.

2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO CPTU

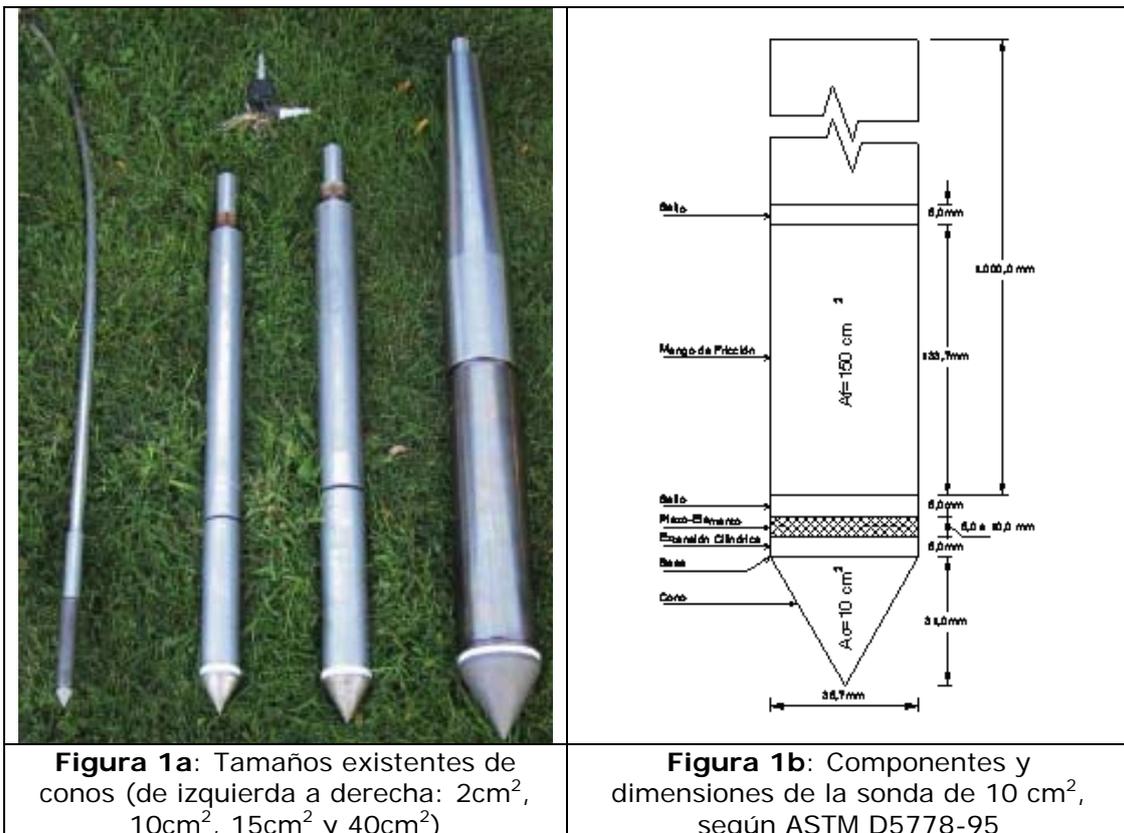
En términos generales el equipo consta de los siguientes componentes:

- Sonda CTPU
- Varillaje de hinca
- Sistema de hinca: el hincado en el terreno es mediante un dispositivo hidráulico, generalmente montado en un vehículo apropiado.
- Sistema de toma de datos: es un dispositivo eléctrico alojado en el interior de la sonda (el cual incluye células de carga y presión intersticial, entre otros), cuyas señales digitales son interpretadas por una computadora en superficie.

2.1. Descripción de la Sonda CPTU

2.1.1. Geometría de la Sonda

La geometría de la sonda se identifica utilizando el área proyectada de su punta cónica y el área de fuste o área del manguito de fricción. La Figura 1a muestra los 4 tamaños de conos existentes, siendo los tamaños de 10 cm^2 y 15 cm^2 , los más usados en exploración geotécnica. Las sondas de 2 cm^2 son utilizadas principalmente en investigaciones superficiales de suelos finos, mientras que la de 40 cm^2 puede ser usada para suelos gravosos. La Figura 1b a su vez muestra las dimensiones estándar de una sonda de 10 cm^2 según la norma ASTM D5778-95.



Se advierte que la sonda estándar para la cual se desarrollaron las relaciones presentadas en las secciones siguientes corresponde a la de 10 cm² y los resultados obtenidos con sondas de otros tamaños deberán ser escalados proporcionalmente según sus dimensiones.

2.1.2. Piezo-Elementos

Los piezo-elementos son filtros porosos que permiten poner en contacto el agua del suelo con el captor de presión intersticial. Éstos permiten medir tanto las presiones de poros generadas durante la hinca, como la disipación de las mismas al detener el hincado de la sonda.

Debido a que la presión de poros generada por el hincado de la sonda varía a lo largo de la longitud de la misma (ver Figura 2), la medición de las variaciones de poros dependerá de la posición del filtro poroso.

Si bien la norma ASTM D5778-95 establece que la ubicación estándar del piezo-elemento es sobre la base del cono (ver Figura 2), posición comúnmente denominada en la literatura como "Tipo B o U2", se ha observado que la ubicación "Tipo C o U3", detrás de la camisa de fricción, tiende a entregar resultados más confiables, sobre todo en suelos muy preconsolidados.

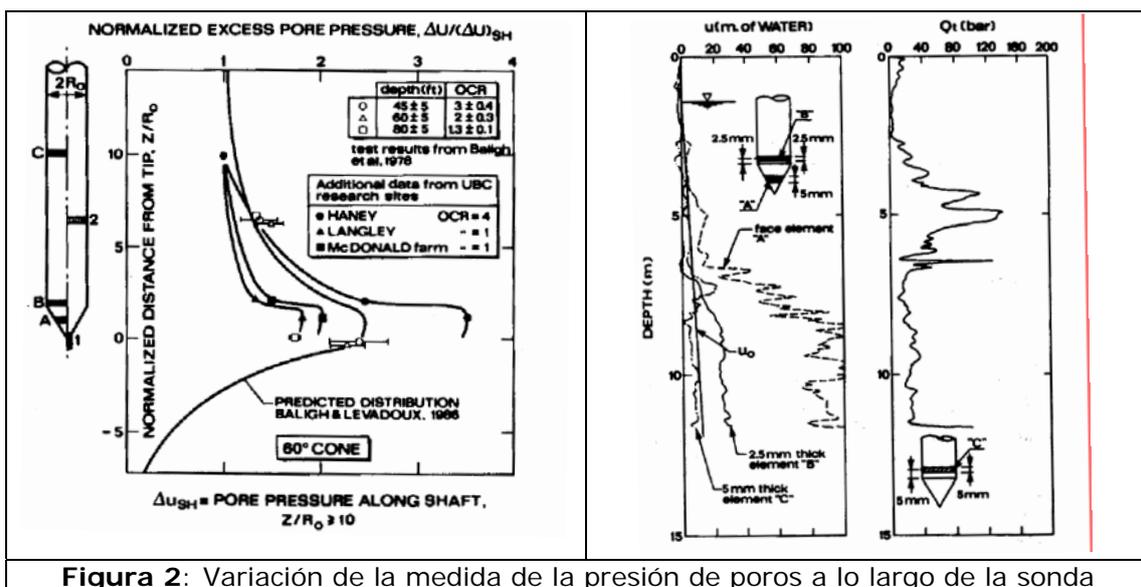


Figura 2: Variación de la medida de la presión de poros a lo largo de la sonda

2.2. Ejecución del Ensayo

El ensayo CPTU consiste en hincar la sonda a presión en el suelo, a una velocidad constante de 20 ± 5 mm/s y medir el esfuerzo Q_c necesario para la penetración del cono, además del esfuerzo generado por el roce lateral del fuste. Tanto la fuerza en el cono como en el fuste requeridas para la penetración son medidas por métodos eléctricos, los que entregan datos análogos continuos. Pese a ello, la mayoría de los sistemas digitalizan los datos, entregándolos comúnmente en intervalos de 25 mm a 50 mm (más utilizado).

La ejecución del ensayo CPTU consta de los siguientes pasos:

- Realizar un sondeo previo o sondeo de avance hasta el nivel freático.
- Saturar correctamente el filtro poroso y la sonda en su conjunto.
- Instalar el equipo de empuje y el conjunto de sonda y varillaje verticalmente.
- Verificar conexiones y ceros iniciales.
- Comenzar el ensayo registrando los parámetros (Q_c , Q_f y u).

2.2.1. Verticalidad del Ensayo

El hincado debe desarrollarse verticalmente, ya que grandes desviaciones de la vertical pueden generar distribuciones de tensiones no uniformes y por lo tanto los parámetros pierden representatividad, además de dañar el equipo.

En la actualidad la verticalidad del penetrómetro puede ser monitoreada por inclinómetros alojados en el interior de la sonda.

La normativa establece que la desviación de una inclinación mayor a los 5° a lo largo de 1 m de penetración puede generar daños en el equipo y que inclinaciones mayores a 12° en 10 metros pueden generar registros de resistencia no realistas.

2.2.2. Medición de Disipación de Presión de Poros

En los suelos finos saturados la hinca de la sonda provoca una variación ΔU con respecto a la presión intersticial, positiva en suelos contractivos y negativa en suelos dilatantes. La medición de la disipación de presiones de poros consiste en detener el avance de la sonda y registrar como se disipa la presión ΔU en exceso hasta alcanzar un cierto porcentaje del valor de equilibrio, el cual coincide con la presión hidrostática a la profundidad del captor de presiones

2.3. Resultados Entregados

El ensayo entrega los siguientes resultados:

2.3.1. Resistencia de Cono " q_c "

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

Donde:

Q_c = Fuerza de resistencia al hincado de la sonda (kN)

A_c = Área del cono (cm²)

2.3.2. Resistencia a la Fricción del Manguito " f_s "

$$f_s = \frac{F_s}{A_s}$$

Donde:

F_s = Fuerza de resistencia de fuste al hincado de la sonda (kN)

A_s = Área del manguito de fricción (cm²)

2.3.3. Radio de Fricción “ R_f ”

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100\%$$

Donde:

f_s = Resistencia a la fricción del manguito (kN/cm²)

q_c = Resistencia de cono (kN/cm²)

El radio de fricción es la relación entre la resistencia a la fricción del manguito y la resistencia de cono, para un mismo punto de la masa del suelo.

2.3.4. Resistencia de Cono Total “ q_t ”

$$q_t = q_c + u_2(1 - a)$$

Donde:

u_2 = Presión de poros medida en la posición inmediatamente después de la base del cono.

a = Relación de áreas.

Esta relación es expuesta porque resulta importante en arcillas blandas saturadas donde la resistencia de cono suele ser muy baja y las presiones de poros u_2 suele ser muy alta.

Una corrección similar es necesaria para la resistencia a la fricción. No obstante, para ello es necesario conocer las presiones de poros en distintos puntos del largo del fuste, por lo que la corrección puede ser reducida usando un manguito diseñado con áreas inicial y final iguales.

2.3.5. Parámetro de la Presión de Poros “ B_q ”

$$B_q = \frac{\Delta U}{(q_t - \sigma_{vo})}$$

Donde:

ΔU = Exceso de presiones de poros ($u - u_0$), con u_0 igual al presión hidrostática a la profundidad estudiada y u igual a la presión de poros medida en la posición inmediatamente después de la base del cono, u_2 .

σ_{vo} = Tensiones verticales totales

A continuación, la Figura 3 presenta gráficamente un ejemplo de los resultados típicos entregados por un ensayo CPTU, para una combinación de estratos de suelos como el mostrado a su lado.

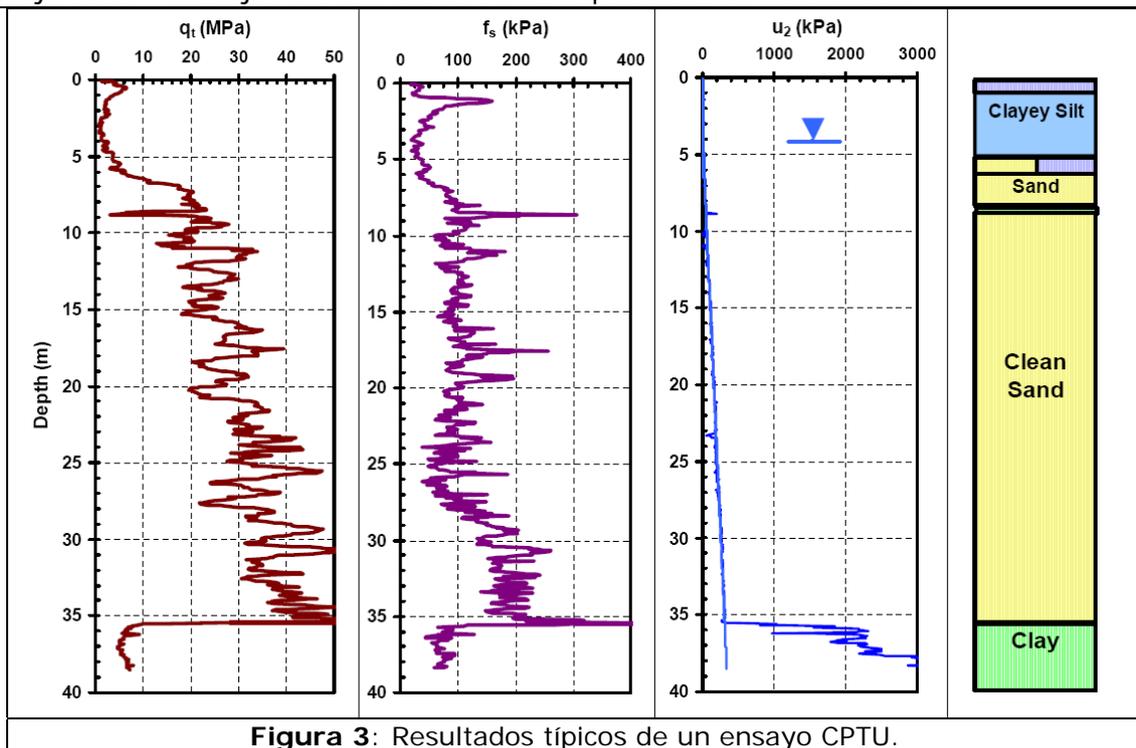


Figura 3: Resultados típicos de un ensayo CPTU.

2.4. Limitaciones

El CPT y sus versiones CPTU y SCPT son aplicables para un amplio rango de suelos. Aunque inicialmente el CPT estaba limitado para suelos blandos, con los equipos de hincado modernos y conos más robustos, el CPT puede ser usado incluso en suelos duros, muy duros y en algunos casos hasta en rocas blandas.

3. CORRELACIONES OBTENIDAS CON EL CPTU

La siguiente sección describe cómo los resultados obtenidos con el CPTU pueden ser aplicados para estimar los parámetros geotécnicos de suelos finos. Se hace un desarrollo de aquellas correlaciones que entregan una mayor confiabilidad de los resultados (ver Tabla 2) y se mencionan otras correlaciones investigadas que aplican a los suelos finos.

3.1. Clasificación de Suelos

La principal aplicación del ensayo CPT consiste en la descripción estratigráfica y clasificación del subsuelo explorado. Para ello se han desarrollado fichas de clasificación de suelos basadas en sus características mecánicas o "comportamiento tipo del suelo", en las cuales se ha verificado una confiabilidad mayor al 80% con respecto a muestras extraídas en los mismos suelos.

Debido a que las perforaciones realizadas con el equipo del CPT pueden superar inclusive los 100 m, Robertson (1990) propone la siguiente ficha de clasificación de suelos (Ver Figura 4), que considera una normalización de las presiones de poros y de la resistencia a la penetración y fuste de la sonda, de modo de incluir el efecto de incremento o disminución de las tensiones efectivas en sondajes profundos o superficiales.

Como se puede apreciar en el gráfico de la izquierda de la Figura X, se identifican 9 tipos de comportamientos de suelos de acuerdo a la combinación de valores normalizados de la resistencia a la penetración de cono Q_t y la razón de fricción Fr (%). Además se muestran a modo general tendencias del comportamiento de los suelos finos tales como aumentos en la: sensibilidad, radio de consolidación (OCR), cementación y ángulo de fricción efectivo.

Asimismo, cuando se realiza medición de la presión de poros durante el ensayo, se puede utilizar el valor del parámetro normalizado de la presión de poros en el gráfico de la parte derecha de la Figura 4 como un criterio adicional, que puede ayudar a la identificación de suelos con alto contenido de finos.

Para simplificar la aplicación de las fichas de la Figura 4, los parámetros Q_c y Fr pueden ser combinados en un índice de comportamiento del suelo I_c , que corresponde al radio de los círculos concéntricos que representan los límites entre cada zona definida (a excepción de las zonas 1, 8 y 9 que no aplica), el que se define como:

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log Fr + 1.22)^2}$$

Donde:

$$Q_t = \frac{(qt - \sigma_{vo})}{\sigma_{vo}'} = \text{Resistencia normalizada de la presión de poros (adimensional)}$$

$$Fr = \frac{fs}{(qt - \sigma_{vo})} \times 100\% = \text{razón de fricción normalizada en \%}$$

El término Q_t representa la normalización simple con un exponente de tensión de 1.0, el cual aplica de buena forma a suelos arcillosos, sin embargo, según Robertson (2009) la normalización precisa a utilizarse en la Figura x considera un término Q_{tn} , que se obtiene iterativamente utilizando el exponente de tensión que varía con I_c , según se indica en la Figura 5.

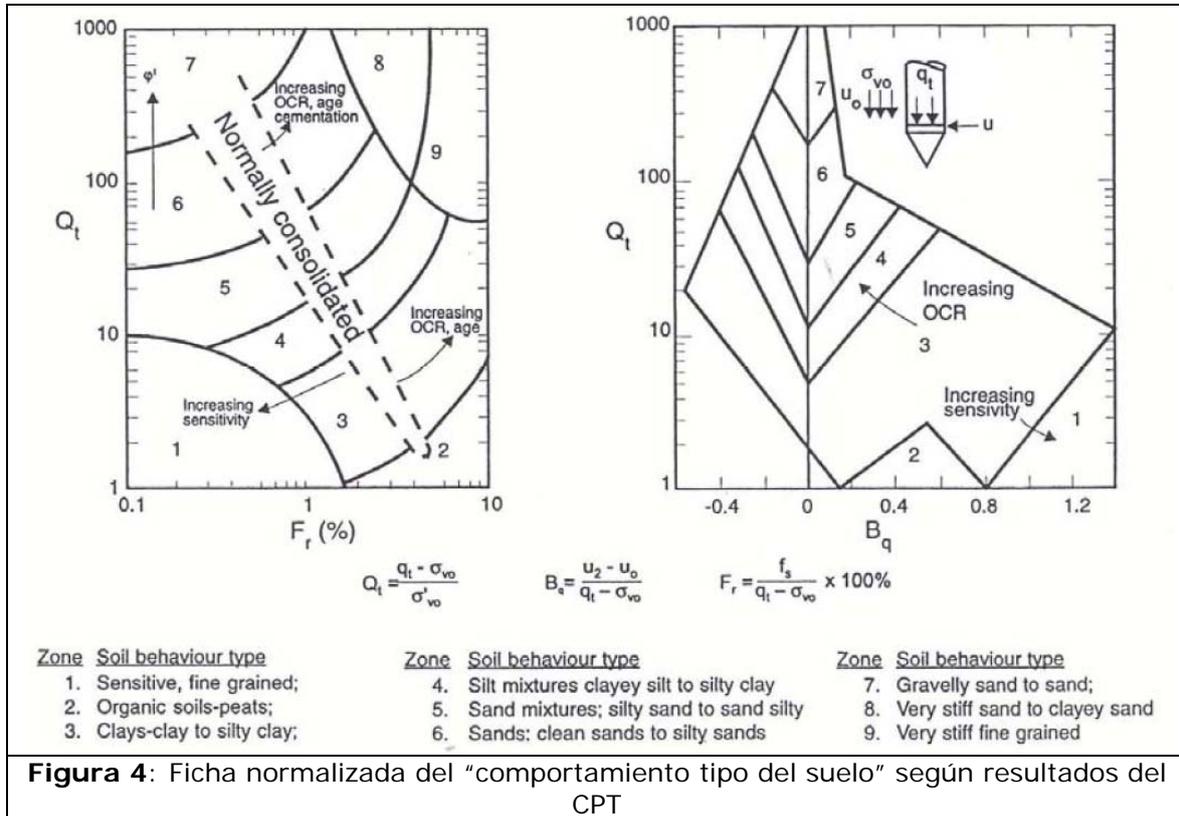


Figura 4: Ficha normalizada del "comportamiento tipo del suelo" según resultados del CPT

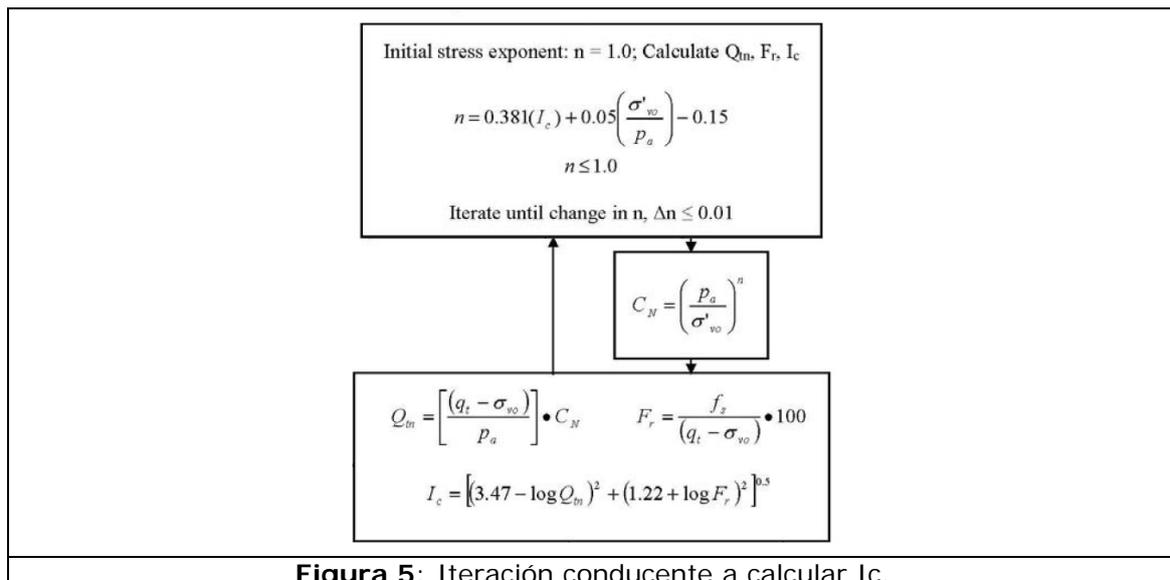


Figura 5: Iteración conducente a calcular I_c .

3.2. Presión de Preconsolidación y OCR

Los conceptos de presión de preconsolidación y OCR (OCR = Over Consolidation Ratio) se encuentran directamente ligados, la tasa de preconsolidación (OCR) para un suelo arcilloso se define, en la teoría, como la razón entre la máxima tensión efectiva a la que ha sido solicitada el suelo (presión de consolidación) y la presente tensión efectiva que se encuentra solicitado el suelo.

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

Esta definición aplica a suelos donde el exceso de tensión se debió a esfuerzos mecánicos como glaciación, erosión o excavación.

En caso que se estudie un suelo con cementación o suelos con gran envejecimiento, la presión de consolidación se considera como la tensión de fluencia del suelo, considerando el comportamiento similar al modelo elasto-plástico de estos suelos.

En la literatura existen distintos modelos para determinar el valor de la presión de preconsolidación según los resultados obtenidos de los ensayos de consolidación de laboratorio, donde el método más común es el desarrollado por Casagrande. De igual manera, para la determinación según los resultados de ensayos in situ tipo CPTU existen variados autores que utilizan los parámetros obtenidos del ensayo. La gran variación de estos métodos se debe principalmente a los distintos tipos de piezoconos utilizados y a la naturaleza empírica o analítica del método.

Las modelos predictivos basados en los parámetros otorgados por el penetrómetro se basan principalmente en la resistencia de cono y la medición de presión de poros. El parámetro de fricción se considera menos confiable y repetible, por lo que no se utiliza masivamente en los modelos.

Basado en el alcance del presente trabajo, se considera adecuado presentar el modelo simplificado presentado por Robertson en el presente año. Basándose en la siguiente relación para arcillas preconsolidadas:

$$(S_u / \sigma'_{vo})_{OC} = (S_u / \sigma'_{vo})_{NC} \cdot (OCR)^{0.8}$$

El autor mencionado sugiere el uso de la siguiente relación para determinar el valor de OCR:

$$OCR = 0.25 \cdot Q_t^{1.25}$$

Cabe destacar que la mayoría de los modelos para estimar el parámetro OCR utiliza la resistencia de cono total otorgado por el ensayo CPTU, considera estimaciones similares a la de Kulhawy y Mayne que se presenta a continuación:

$$OCR = k \cdot \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) = k \cdot Q_t$$

Lo anterior corresponde de igual manera a la siguiente relación.

$$\sigma'_p = k \cdot (q_t - \sigma_{v0})$$

El valor de k se considera en promedio de 0.33, con un rango esperado entre 0.2 y 0.5. Mientras mayor sea el valor de k, se entiende por un suelo de mayor preconsolidación. Si el suelo en estudio consta de estudios previos o paralelos, el valor de k deberá ajustarse para obtener valores de OCR de mayor precisión.

Es importante destacar que todos los documentos estudiados, relativos al presente capítulo, recomiendan para proyectos de grandes dimensiones o de alto riesgo, desarrollar correlaciones basadas en valores de OCR determinadas por ensayos de laboratorio para muestras representativas.

3.3. Resistencia al Corte No Drenada y Sensitividad

Si bien la resistencia al corte no drenada S_u no es parámetro unívoco, ya que su valor depende de la dirección de la carga, de la anisotropía del suelo, de la velocidad de deformación y del historial de tensiones, se han determinados relaciones teóricas para determinar la relación entre la resistencia del cono y S_u .

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$$

Donde:

N_{kt} = Constante que varía entre 10 y 20, con 14 como valor medio. Esta constante aumenta con la plasticidad del suelo y disminuye con el aumento de la sensitividad del suelo.

Larsson y Mulabdic (1991) presentan la siguiente relación para N_{kt} :

$$N_{kt} = 13,4 + 6,65 \cdot LL$$

En arcillas blandas saturadas, donde hay gran incertidumbre en la determinación de q_t , puede determinarse la resistencia no drenada S_u en función del exceso de presiones de poro ΔU , a través de la siguiente relación cuando la presión de poros es medida en la posición inmediatamente después de la base del cono, u_2 .

$$S_u = \frac{\Delta U}{N_{\Delta U}}$$

Donde:

$N_{\Delta U}$ = Constante que varía entre 4 y 8.

Larsson (1995) presenta la siguiente relación para N_{kt} :

$$N_{\Delta U} = 14,1 + 2,8 \cdot LL$$

Por otra parte la sensibilidad S_t de una arcilla se define como la relación entre la resistencia no drenada y la resistencia al corte no drenada remoldeada.

La resistencia al corte no drenada remoldeada puede considerarse igual a la resistencia por fuste f_s , de modo que la sensibilidad puede calcularse a través de la siguiente expresión:

$$S_t = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \cdot \left(\frac{1}{f_s} \right) = \frac{N_s}{F_r}$$

Donde:

$$N_s = 7.$$

3.4. Flujo y Consolidación

La consolidación de un suelo corresponde al proceso de traspaso, como tensión efectiva al suelo, de la presión de poro producida por algún tipo de sollicitación al estrato. Este proceso se considera transiente, ya que el traspaso de tensiones se produce a lo largo del tiempo, siendo el coeficiente hidráulico del suelo el mayor parámetro influyente en el proceso de consolidación. Por lo tanto, para caracterizar el proceso, normalmente se expresa en términos de coeficiente de consolidación, c , y coeficiente hidráulico, K .

Basado en la Ecuación de Consolidación Unidimensional de Terzaghi, es posible relacionar ambos términos siguiendo la siguiente formula:

$$c = \frac{K \cdot (1 + e)}{\gamma_w \cdot a_v} = \frac{K}{\gamma_w \cdot m_v} = \frac{K \cdot M}{\gamma_w}$$

Donde M = Modulo de Contracción = $\frac{\partial \sigma_v}{\partial \varepsilon}$

Los parámetros c y K varían en varios ordenes de magnitud por lo que se considera uno de los parámetros mas difíciles de medir en la ingeniería geotécnica, por lo que es aceptable valores de precisión relacionados al orden de magnitud.

Para la estimación del valor del coeficiente hidráulico utilizando el ensayo CPT, se sugiere asumir un valor basado en la clasificación del suelo, ver punto 3.1, utilizando los rangos expresados en la siguiente tabla:

Tabla 1: Rangos de Coeficiente Hidraulico según el Tipo de Suelo.

Zona	Tipo de suelo (SBTn)	Rango de K
1	Suelo Fino Sensitivo	3×10^{-9} a 3×10^{-8}
2	Suelos Organicos	1×10^{-8} a 1×10^{-6}
3	Arcillas	1×10^{-10} a 1×10^{-9}
4	Suelos Limosos	3×10^{-9} a 1×10^{-7}
5	Suelos Arenosos	1×10^{-7} a 1×10^{-5}
6	Arenas	1×10^{-5} a 1×10^{-3}
7	Gravas arenosas a arenas densas	1×10^{-3} a 1
8	Arenas rigidas a arenas arcillosas	1×10^{-8} a 1×10^{-6}
9	Suelo fino rigido	1×10^{-8} a 1×10^{-6}

El coeficiente de consolidación puede estimarse midiendo el tiempo de disipación de la presión de poros tras detener la penetración del CPTU. El método es análogo al logarítmico o de Casagrande, donde el coeficiente es interpretado para un 50% de disipación.

$$c = \left(\frac{T_{50}}{t_{50}} \right) \cdot r_0^2$$

Donde.

T_{50} = Factor de tiempo para un 50% de disipación.

t_{50} = Tiempo medido para un 50% de disipación.

r_0 = Radio de la sonda.

Cabe destacar que esta aproximación se utiliza para determinar el coeficiente de consolidación horizontal, considerando el sentido de penetración del instrumento. Para determinar el coeficiente en el sentido vertical se estima utilizando la razón de permeabilidades para cada dirección.

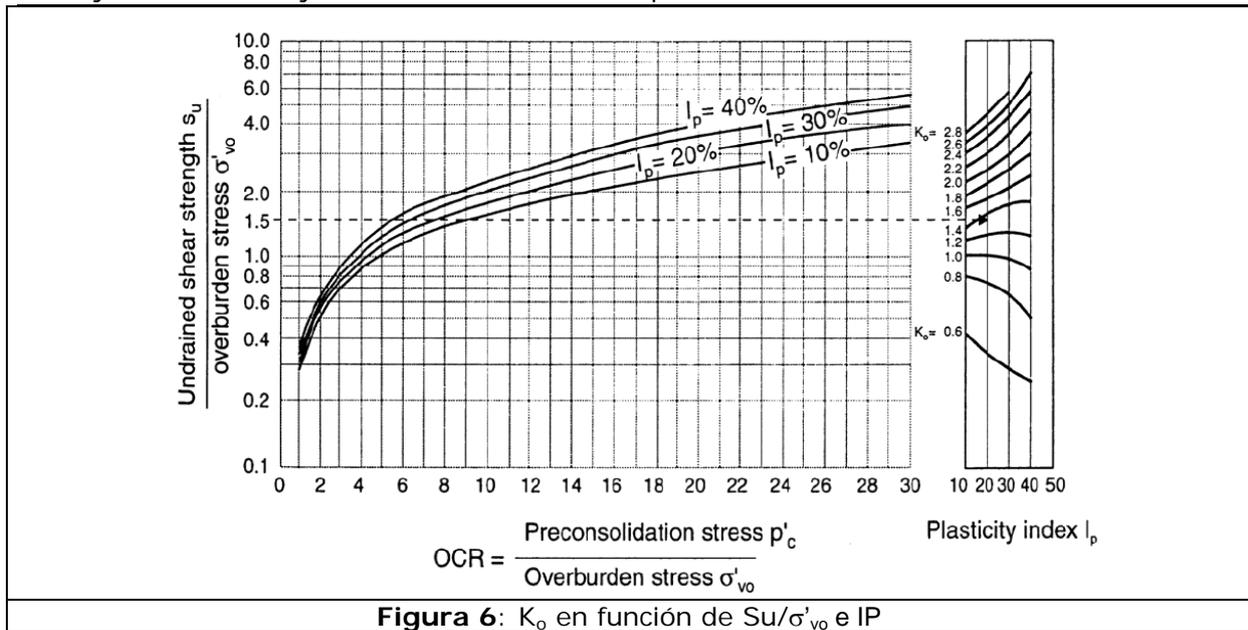
$$c_v = c_h \left(\frac{K_v}{K_h} \right)$$

Considerando que el coeficiente de consolidación es inversamente proporcional al tiempo de disipación, para arcillas o suelos de baja permeabilidad se recomienda utilizar piezoconos de bajo diámetro.

3.5. Otros Parámetros

3.5.1. Coeficiente De Empuje en Reposo "Ko"

El coeficiente de empuje en reposo para suelos finos puede ser estimado en forma gráfica basado en una estimación del OCR, tal como se muestra en la siguiente figura 6.

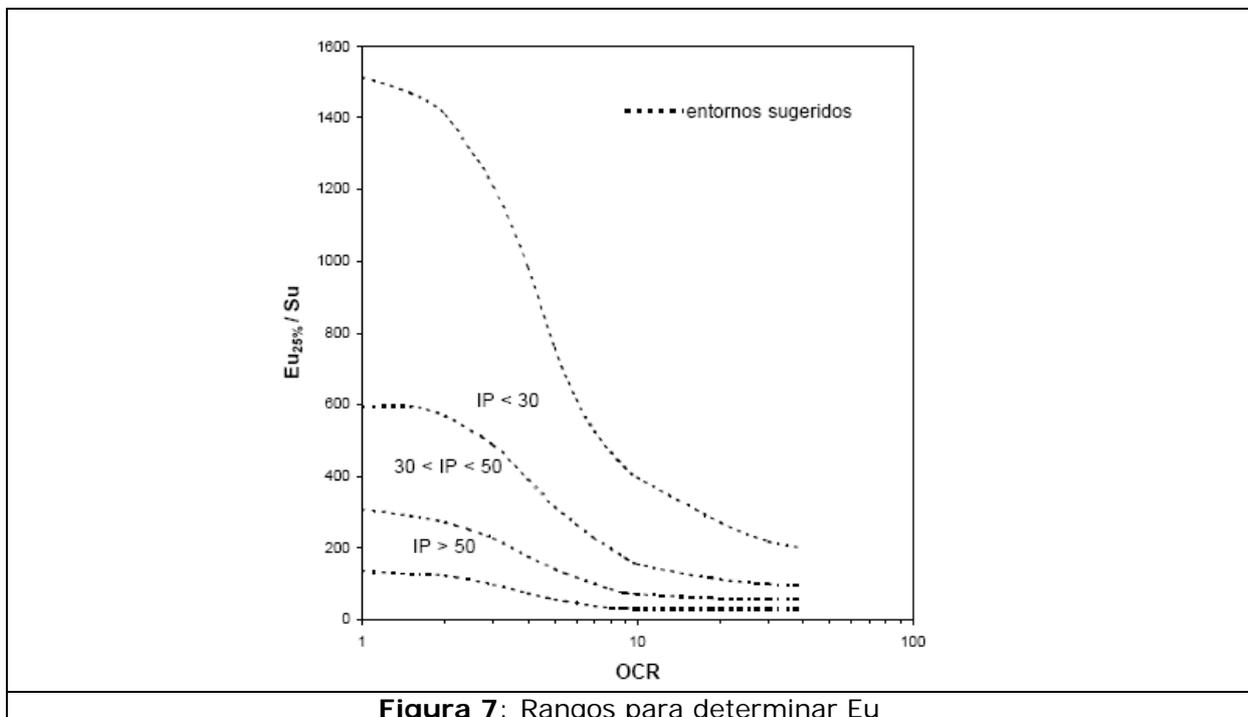


Kulhawy y Mayen (1990) proponen determinar el K_o a través de la siguiente relación:

$$K_o = 0,1 \cdot \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

3.5.2. Módulo de Elasticidad no Drenado "Eu"

La siguiente figura presenta gráficamente los rangos que relacionan el Modulo de Elasticidad con otros parámetros detallados en el presente informe.



4. VENTAJAS DEL CPTU

En este capítulo se discuten las ventajas de la aplicación del ensayo CPTU en exploración de suelos finos, en términos de confiabilidad de las correlaciones empíricas estudiadas en el capítulo anterior, aplicaciones directas de los resultados a problemas geotécnicos y aspectos económicos. Se presenta finalmente un resumen de las ventajas y desventajas del ensayo y se realiza una conclusión final de éstas.

4.1. Confiabilidad

En el capítulo 3 se desarrollaron una serie de correlaciones empíricas generadas a partir de los resultados del ensayo CPTU para obtener algunos parámetros geotécnicos de los suelos finos. A continuación se resume la confiabilidad de la estimación de tales parámetros, a partir de la experiencia de Robertson y Gregg Drilling, considerando una escala de 1 a 5, en donde 1 se refiere a una confiabilidad alta, y 5, a una baja.

Tabla 2: Aplicabilidad percibida del CPTU en la obtención de los parámetros de suelos finos.

PARÁMETRO						
Estratigrafía	S_u	S_t	OCR	K_o	C_h	k
1	1-2	2	1	2	2-3	2-3

4.2. Aplicabilidad Directa

Existen problemas geotécnicos en los cuales es posible aplicar directamente los resultados obtenidos del ensayo CPTU, sin la necesidad utilizar los parámetros obtenidos de las correlaciones empíricas estudiadas en el capítulo anterior. De acuerdo a esto, la siguiente tabla resume la confiabilidad de la aplicación directa del ensayo CPTU en problemas de diseño que involucran suelos finos, según la experiencia de Robertson y Gregg Drilling. Se utiliza la misma escala indicada en el punto anterior:

Tabla 3: Aplicabilidad percibida del CPTU para algunos problemas de diseño directo.

Diseño de Pilotes	Capacidad de soporte	Asentamientos	Control de compactación	Licuefacción
1-2	1-2	2-3	3-4	1-2

4.3. Comparación Económica

Para establecer una comparación en términos económicos entre la utilización del CPTU en exploración de suelos finos y los sondajes tradicionales con extracción de muestras, se solicitó a una empresa especialista en sondajes, una cotización con ambos métodos por la exploración de 250 m de sondajes, en 7 pozos de 35 m cada uno, ubicados en la cubeta de almacenamiento de relaves del Tranque Talabre.

El método tradicional de sondaje consideró la utilización del sistema Hollow Stem Auger (HSA) con toma de muestra mediante tubo Shelby de 3" y ensayos SPT. No se estimó la utilización del sistema HQ-3 en este tipo de suelo debido a que es difícil

obtener recuperaciones mayores al 70%. La Tabla 4 muestra un resumen de los ítemes principales de la cotización solicitada:

Tabla 4: Comparación de precios unitarios.

ITEM	UNIDAD	CTPU	HSA
		P.U. (UF)	P.U. (UF)
Movilización e instalación	global	1151	615
Perforación y muestreo	35 ml	251	396
STAND-BY	día	160	60,8
TOTAL (sin interrupciones)		2908	3387

Puntos a tener en cuenta de la comparación económica:

- En la movilización e instalación para la ejecución de los ensayos CPTU, se considera la movilización de un Ingeniero Especialista de CONETEC.
- La disponibilidad de la sonda HSA era inmediata, mientras que para el CPTU se tenía recién disponibilidad dentro de 2 meses.
- En el ensayo CPTU se considera un avance de la penetración de la sonda de 35 metros por jornada de trabajo y que se realiza un ensayo de disipación de presión de poros por punto de ensayo.
- En la perforación en HSA considera la ejecución de 17 ensayos SPT (frecuencia de un ensayo cada 2 metros) y la toma de 17 muestras mediante tubo Shelby (frecuencia de una muestra cada 2 metros) y sondajes de 35 metros de profundidad, a fin de homologar las cantidades de avance entre ambos métodos exploratorios.

Se concluye finalmente que si bien el ensayo CPTU presenta ventajas con respecto a los métodos tradicionales de exploración de suelos (basados en perforaciones y toma de muestras), es necesario requerir de una amplia zona de exploración para que económicamente también sea conveniente su uso.

4.4. Comentarios y Conclusiones

Como se pudo apreciar, el ensayo CPTU entrega una descripción continua del subsuelo explorado, de una forma rápida y con una baja variabilidad en sus resultados.

Asimismo sus resultados puede utilizarse para obtener una serie de parámetros geotécnicos de suelos finos a partir las correlaciones empíricas ampliamente estudiadas, cuyos valores son estimados con una muy buena precisión. Adicionalmente existen aplicaciones directas a problemas geotécnicos de ingeniería en los cuales también se han obtenido resultados con una muy buena confiabilidad.

Al analizar los resultados de la comparación económica realizada entre los costos de una exploración de suelos finos mediante un CPTU, con una perforación realizada con HSA, con muestreo y ensayo, se aprecia que la primera considera una muy alta inversión inicial, y que requiere de operadores altamente capacitados para realizar los sondajes (además de no contar con disponibilidad inmediata de los equipos).

De acuerdo a lo anterior se puede establecer el siguiente cuadro resumen, el cual muestra las ventajas y desventajas de la exploración de suelos finos mediante el CPTU:

Tabla 5: Ventajas y desventajas de la utilización del CPTU en la exploración de suelos finos.

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none">• Exploración rápida y continua• Datos confiables e invariables• Fuerte base teórica	<ul style="list-style-type: none">• Alta inversión de capital• Necesidad de contar con operadores capacitados• No se obtienen muestras

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASTM D 3441-98 "Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil". American Society for Testing and Materials. 1998.
- [2] ASTM D 5778-95 (Reapproved 2000) "Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils". American Society for Testing and Materials. 1995.
- [3] CAMPANELLA, R. y ROBERTSON, P. 1988. "Current Status of the Piezocone Test". Ed. De Ruiter. Penetration Testing 1988. pp: 93-116.
- [4] DAVINCENZI, M. y FRANK, N. 2004. "Ensayos Geotécnicos In-Situ. Su Ejecución e Interpretación". IGEO TEST S.L. 88 pp.
- [5] ESLAMI, A. y FELLENIUS, B. 2004. "CPT and CPTu Data for Soil Profile Interpretation: Review of Methods and a Proposed New Approach". Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Vol. 28, No. B1. pp: 69-86.
- [6] FEAR, C. y ROBERTSON, P. 1991. "Estimation of the Ultimate Undrained Steady State Shear Strength of Sand Using Shear Wave Velocity Measurements". Geotechnical Group, University of Alberta, Edmonton, Canada.
- [7] JEFFERIES, M. y DAVIES, M. 1991. Discussion of "Soil Classification Using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal. 28. pp: 173-176.
- [8] KARSRUD, K., LUNNE, T., KORT, D. y STRANDVIK, S. 2005. "Correlations for clays". International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol. 2. pp: 693-702.
- [9] MOFFAT, R. 2009. "Exploración y Mediciones. Ensayo del Cono CPTU". Apuntes del Diploma Mecánica de Suelos Aplicada año 2009. Universidad de Chile.
- [10] ROBERTSON, P. 1990. "Soil Classification Using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal. 27. pp: 151-158.
- [11] ROBERTSON, P. 1991. Reply of "Soil Classification Using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal. 28. pp: 176-178.
- [12] ROBERTSON, P. 1992. "Estimating coefficient of consolidation from piezocone test". Canadian Geotechnical Journal. 29. pp: 539-550.
- [13] ROBERTSON, P y CABAL, K. 2009. "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering". 3º Edición. Gregg Drilling & Testing, Inc. 115 pp.
- [14] ROBERTSON, P y CONETEC Inc. 1998. "Cone Penetration Testing. Geotechnical Applications Guide" 3º Edición. CONELEC, Inc. 50 pp.

- [15] WRIDE, C., ROBERTSON, P., BIGGAR, K., CAMPANELLA, R., HOFMANN, B., HUGHES, J., KÜPPER, A. y WOELLER, D. 2000. "Interpretation of in situ results from the CANLEX sites". Canadian Geotechnical Journal. 37. pp: 505-529.
- [16] YU, H. y MITCHELL, J. 1998. "Analysis of Cone Resistance: Review of Methods". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. pp: 140-149.