

CPTU: INTERPRETACION Y CORRELACIONES EN UNA ARCILLA SOBRECONEOLIDADA.

Juan Alfonso Carcolé Galea¹
Juan Mestre Morales²

Palabras clave:

SDMT

CPTU

Resumen

Las correlaciones de los parámetros geotécnicos a partir de los ensayos CPTU está muy desarrollada en terrenos Normalmente consolidados. En terrenos de $OCR > 3-4$ y en terrenos con historia geológica alta, las correlaciones de éste tipo de ensayos aún está en desarrollo. El presente artículo analiza unos ensayos hechos en arcillas de alta plasticidad de $OCR > 4$.

¹ Corresponding author: igps@igps.cat. IGPS, s.l. Sant Sadurní d'Anoia, Barcelona, España.

² Corresponding author: igps@igps.com.mx. IGPS-MEX Triunfo de la Republica nº110. Oaxaca.

1 INTRODUCCION

Las correlaciones de los ensayos tipo CPTU se han mostrado tradicionalmente muy fiables en terrenos normalmente consolidados.

En terrenos sobreconsolidados, ya sea por simple erosión de niveles suprayacentes o por evolución química, la utilidad de las clasificaciones y correlaciones habituales han sido desde hace tiempo cuestionadas.

En el presente artículo se analizarán algunas de estas correlaciones aplicadas a la caracterización de en una arcilla de alta plasticidad (SUCS CH) y amplia historia geológica; de naturaleza Sobre Consolidada en un grado que va de 3 hasta más de 10.

2 TERRENO EN EL QUE SE HAN REALIZADO LOS ENSAYOS

La zona en la que se hicieron los CPTU es la población de Raciborz, al sur de Polonia. En la **figura n°1** se recogen los datos más destacables obtenidos en los ensayos de caracterización del terreno realizados en muestras inalteradas tomadas en tubos shelby en el interior de sondeos situados a 1 m de la ubicación de los CPTU.

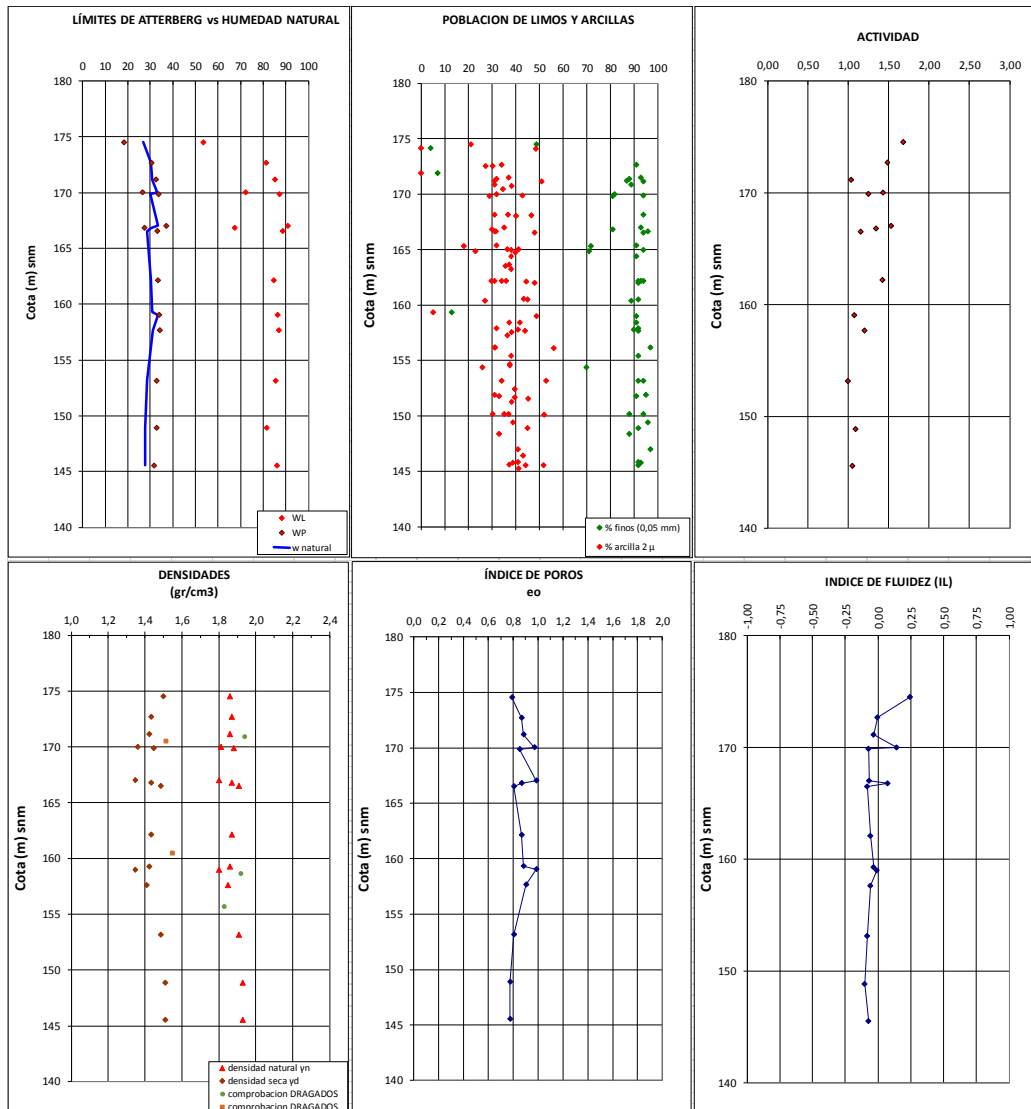


Figura. 1. Resultado ensayos de caracterización de las Arcillas Terciarias de Raciborz.

Se trata de arcillas depositadas en fondo marino con influencias del vulcanismo del Mar del Norte (esmectíticas) lo que originó un material CH que después quedó bajo los pesos de las glaciaciones (hasta 1000 m de altura de columna de hielo) y que sufrieron importantes presiones laterales por la reptación que implican los movimientos de avance de las masa de hielo (que incluso origina una importante geotectónica de estos materiales infrayacentes al hielo). En conclusión, a día de hoy, se tiene un material sobreconsolidado anisótropo y de naturaleza muy diferente al que usualmente aplican las correlaciones de los ensayos SDMT y CPTU.

Su estructura es en forma de “sándwich” con láminas milimétricas más resistentes, intercaladas entre otras más blandas en posición subhorizontal; hecho que origina que los módulos edométricos obtenidos de muestras rotadas 90° (ensayos en dirección horizontal) sean unas 2 veces mayores que los obtenidos de muestras sin rotar (valores verticales).



Figura. 2. Vista de una muestra de testigo extraída en el material ensayado.

3 PARAMETROS LEIDOS POR LOS ENSAYOS CPTU Y ERROR DE LECTURA

El ensayo CPTU consiste introducir en el terreno un tren de varillas a velocidad constante de unos 2 cm/seg. En el fondo de las varillas se encuentra una “cabeza” de medición que consiste en una punta que lee la presión “qc” que el terreno ejerce sobre ella al clavarse, un faldón que lee el rozamiento en la pared “fs” y una o dos piedras porosas (hasta tres en algunos modelos modernos) que leen la presión del agua durante la ejecución del ensayo (u_1 y u_2). Los detalles del ensayo quedan recogidos, por ejemplo, en la Norma Europea UNE EN ISO 22476-1. Los parámetros que utilizaremos para analizar los resultados de este tipo de ensayos son:

$qc = (\text{Fuerza en el cono} / \text{Área del cono})$ //resistencia al cono//

$fs = (\text{Fuerza en el faldón} / \text{área del faldón})$ //resistencia en el faldón//

$qt = qc + u_2 * (1 - a)$ //resistencia al cono corregida (por los efectos de la presión de poros)//

$a = (A_n / A_c)$ //área ratio// factor de la forma de la piedra porosa. Suele estar entre 0,6 a 0,9 (usualmente 0,8). Por lo que $qt \approx qc + 0,2 * u_2$

$R_f = \frac{fs}{qc} * 100$ //“Friction Ratio”-Razón de fricción// En muchas publicaciones se indica que

debe hacerse uso de “qt” en lugar de “qc”, en la Norma Europea se pasaría a llamar “ R_{ft} ”, pero en la literatura anglosajona se queda como “Rf”.

$qn = qt - \sigma_{vo}$ //resistencia neta//

$Fr = \frac{fs}{qt - \sigma_{vo}} * 100$ //“Friction Ratio” normalizado//

$Qt = \frac{(qt - \sigma_{vo})}{\sigma_{vo}}$ //Resistencia del cono Normalizada//

$Q_{-tn} = \left[\frac{qt - \sigma_{vo}}{P_{atm}} \right] * \left[\frac{P_{atm}}{\sigma_{vo}} \right]^n$ //Resistencia del cono Normalizada 2// (Robertson 2009)

$n=0,381(Ic)+0,05*(\sigma'_{vo}/Patm)-0,15$ //parámetro de presión y terreno// (Robertson 2009)

$Ic = \left[(3,47 - \log Qt)^2 + (\log Fr + 1,22)^2 \right]^{0,5}$ //”material index”// (Robertson 1998-2009)

$Bq = \frac{u_2 - u_1}{qt - \sigma'_{vo}}$ // Razón de presión intersticial// es el parámetro de la presión de poros.

$P.P. = \frac{u_2 - u_0}{qt}$ // differential Pore Pressure ratio//

Existe corrección de “fs” a “ft” pero para ella es necesaria la existencia de la tercera piedra porosa. Al ser inusual disponer de la tercera piedra porosa, no se suele realizar.

Puede observarse que los verdaderos datos directos son “qc, fs, u₁ y u₂”, el resto de parámetros surgen en realidad de combinar estos, por lo que evaluamos las posibles fuentes de error en la parametrización inicial como:

- *Error en “fs”.*

Con el equipo calibrado “fs” no debe ser fuente de error. Hay modelos de CPTU en los que, si las empresas no siguen las calibraciones correctamente, sí suele fallar las lecturas antes en este elemento que en la resistencia por la punta.

- *Error en “u₁ y u₂”.*

En alguna ocasión la medición de la presión intersticial puede tener ciertas distorsiones por mal estado o manipulación de las piedras porosas, que deben estar siempre limpias, bien conservadas y no deben tener burbujas de aire ni obturarse. Como se verá tendrá poca influencia en “qt”, pero muy elevada en “Bq” y en “P.P.”, con todo y que este último parámetro es puramente cualitativo.

- Error en “qc”.

Con el equipo calibrado “qc” no debe ser fuente de error.

- Error en “qt”.

Con el factor $a \approx 0,8$ tenemos $qt = qc + 0,2 * u_2$. Por lo que con presiones intersticiales generadas al avance del cono, que como se verá en nuestro caso están entre 0,1 i 1,4 MPa y las $qc \approx 1$ a 3 MPa, los valores pasan a ser de $qt \approx 0,98$ a 2,72 MPa. Es decir la diferencia entre “qc” y “qt” se sitúa en este tipo de suelos entre el 2 y 10%. Debido a que la sensibilidad de las clasificaciones de tipos de suelos y los parámetros geotécnicos que establecemos no son muy elevadas, este tipo de errores, con todo y que deberían ser evitados, no son del todo fatales.

- Error en la determinación del nivel freático.

En suelos detríticos normalmente consolidados la determinación del NF queda prácticamente descrita con la presión “ u_2 ”, por lo que resulta muy sencilla. No es así en suelos cohesivos. Poder considerar la presencia del NF en superficie *del lado de la seguridad* se convierte automáticamente en una fuente de error. Los valores de “Qt” pueden pasar a ser el doble de los reales. En “Ic” habrá error traído por el de “Qt” y en “Qtn” también habrá error. Por todo ello será recomendable verificar mediante ensayos de disipación o bien con sondeos en los que se instale piezómetros, la correcta ubicación del nivel freático. También se debe verificar que los eventuales niveles arenosos que existen en le terreno sitúen la “ u_2 ” en una recta de densidad la hidrostática.

4 REGISTRO DE LOS ENSAYOS CPTU REALIZADOS

La **figura n°3** muestra el registro de la resistencia de punta corregida “qt” y la del faldón “fs” en los ensayos realizados para el presente artículo. Se observa como las resistencias tiene cierto comportamiento creciente con la profundidad lo cual es más habitual en arcillas normalmente consolidadas (NC) que no en las sobreconsolidadas (OC). También se observan ciertos picos rítmicos de mayor resistencia con espaciados de aproximadamente 1 m hasta la cota 160 m snm, por debajo de la cual ya no se observan. En virtud a los sondeos de rotación sabemos que se trata de pequeños niveles arenosos de 1-5 cm de espesor i alguna cementación de la arcilla, que son leídos aleatoriamente ya que el CPTU realiza una lectura cada 2 cm de profundidad.

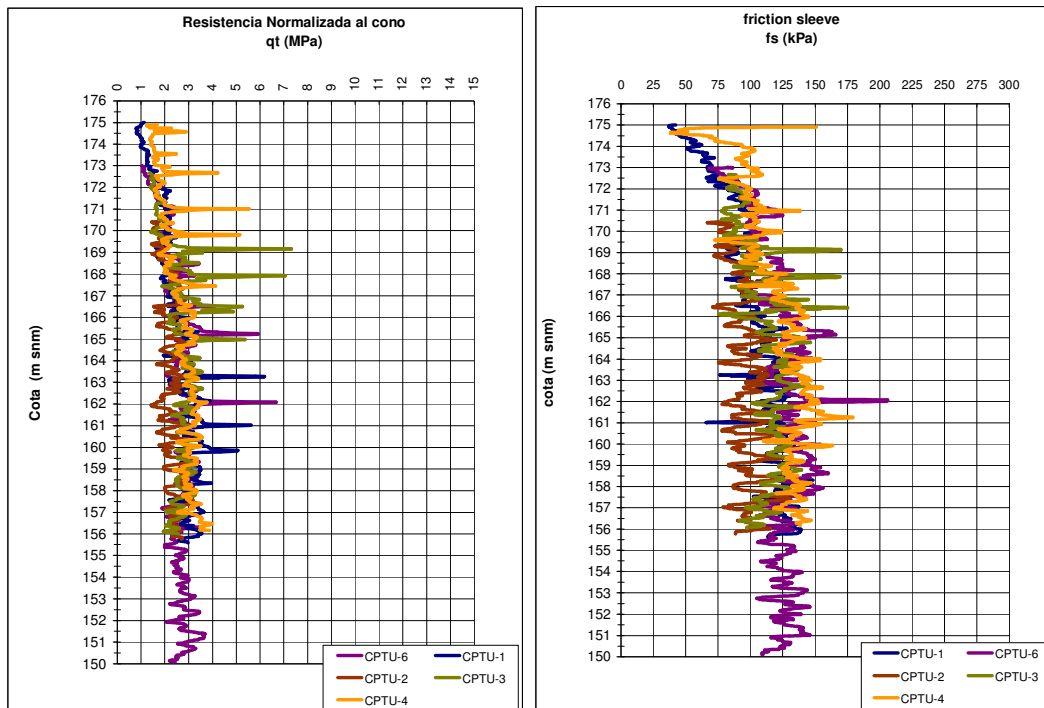


Figura. 3. Resultado ensayos CPTU realizados en las Arcillas Terciarias de Raciborz.

La **figura n°4** muestra la relación que existe entre la resistencia de la punta y el faldón, como contraste se muestra también la relación que se ha obtenido en un piso superior de arenas gravelosas que había en los 2 metros superiores de los CPTU 2,3 y 6. Resulta evidente la sobreposición de los ensayos en las arcillas con un valor promedio de $f_s=0,044 \cdot f_s$ (valores entre 0,041 y 0,049).

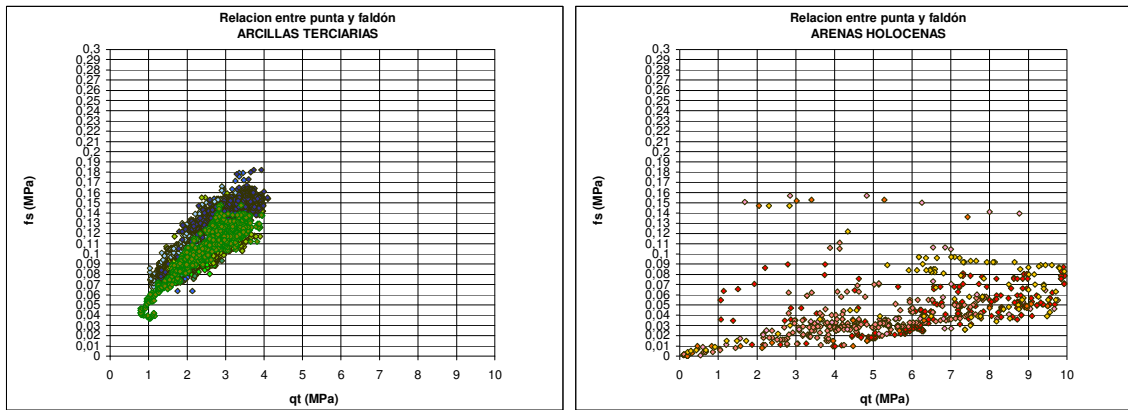


Figura. 4. Gráfica de la correlación directa entre q_t y f_s .

ARCILLAS TERCIARIAS $\rightarrow f_s \approx 0,044x \cdot q_t$

ARENAS HOLOCENAS $\rightarrow f_s \approx 0,006x \cdot q_t$

La **figura n°5** muestra la generación de presiones intersticiales “ u_2 ” respecto al valor hidrostático del agua en el terreno “ u_0 ”. Se observa como en las pasadas arenosas la sobrepresión desaparece y en ellas se marca el valor hidrostático; así mismo se observa que el CPTU-6, sin motivo aparente, obtiene menores presiones intersticiales que los restantes ensayos. La figura de la derecha es la “diferencial Pore Pressure ratio” que muestra como la presión intersticial generada al avance del cono está en general en el entorno del 10%, llegando al 20% del valor de la presión de punta.

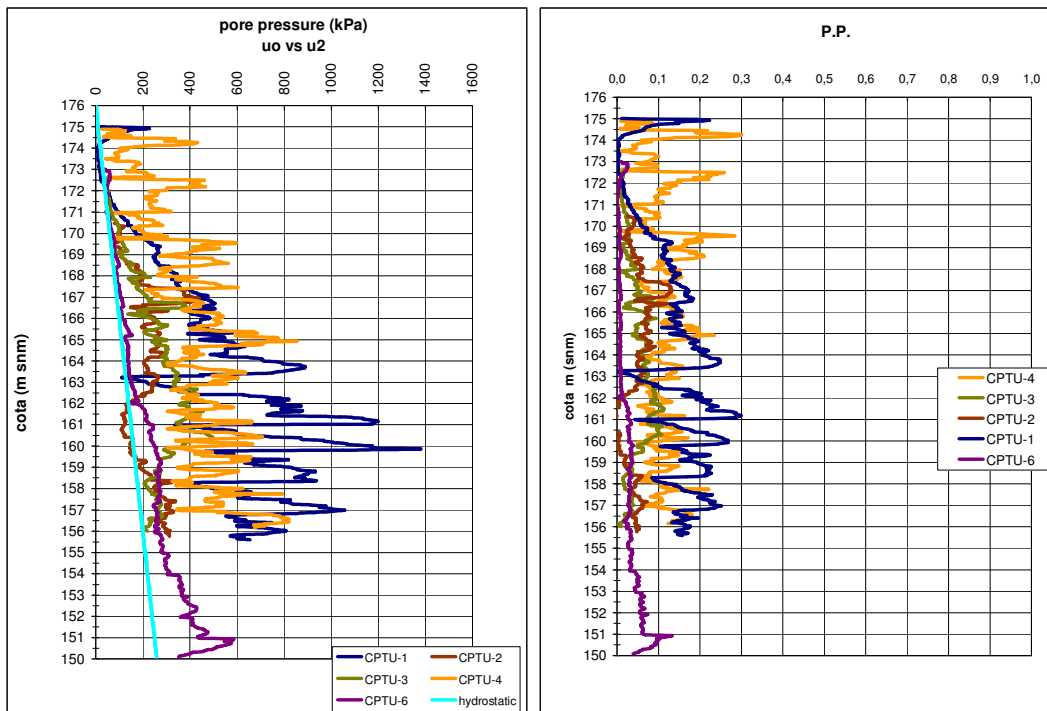


Figura. 5. Gráfica de las presiones intersticiales generadas.

5 CORRELACIONES AL TIPO DE TERRENO (SBT)

Existen diferentes gráficas para interpretar cual *debe ser* el tipo de terreno en el que se ha hecho el ensayo. La **figura n°6** muestra las clasificaciones de tipo de suelo (S.B.T. Soil Behaviour Type) de Robertson de los años 1986 y 1990. En la primera el terreno se encuadra en zona 3 “clay”, pero se extiende también en menor medida por los grupos 4 y 5 e incluso 6. En la gráfica del 90 el terreno está entre los grupos 3 y 4 entrando en parte en el 9, es decir además de arcillas, se identifica como mezclas de limos. Estas valoraciones no son totalmente concordantes con la naturaleza del suelo ensayado que es una arcilla de alta plasticidad en toda la sección litológica.

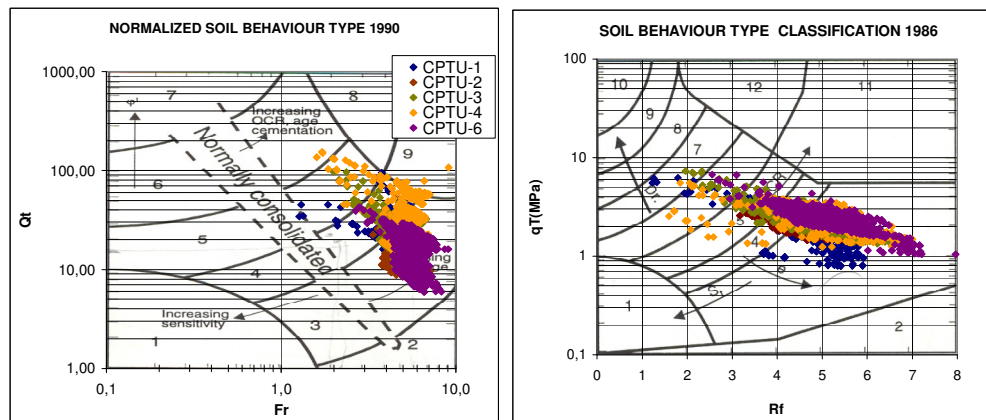


Figura. 6. Gráfica de Robertson para clasificar el tipo de suelos ensayados. S.B.T. 1986 y 1990.

Descripción zonas de la clasificación de 1986:

Zone: Soil Behaviour Type:

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 5. Clayey silt to silty clay | 9. Sand |
| 2. Organic material | 6. Sandy silt to clayey silt | 10. Gravelly sand to sand |
| 3. Clay | 7. Silty sand to sandy silt | 11. Very stiff fine grained* |
| 4. Silty clay to clay | 8. Sand to silty sand | 12. Sand to clayey sand* |

* Overconsolidated or cemented.

Descripción zonas de la clasificación de 1990:

- | | | |
|---------------------------------|--|-----------------------------------|
| <u>Zone</u> Soil behaviour type | <u>Zone</u> Soil behaviour type | <u>Zone</u> Soil behaviour type |
| 1. Sensitive, fine grained; | 4. Silt mixtures clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand; |
| 2. Organic soils-peats; | 5. Sand mixtures; silty sand to sand silty | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clays-clay to silty clay; | 6. Sands; clean sands to silty sands | 9. Very stiff fine grained |

La **figura n°7** muestra la representación acorde a su distribución en el terreno del tipo de suelo ensayado de acuerdo con el “Ic” (material Index). Con todo y que es más clara que las **figuras n°6**, por el hecho de mostrar el registro continuo en profundidad, hay que tener cuidado con esta gráfica ya que las fronteras de valor (líneas rojas del gráfico) son diferentes en las publicaciones de Robertson del 2010 y del 2014. Al haber graficado esta segunda, el valor $Ic=2,6$ marca la barrera entre el comportamiento drenado y el no drenado (en 2010 era $Ic=2,7$). Se observa como por encima de la cota 160 m snm el terreno es arcillo-limoso, pero como por debajo de esta cota se clasifica como puramente arcilloso por lo que la parte superior del terreno no es totalmente concordante con el tipo de suelo real (arcilla CH)

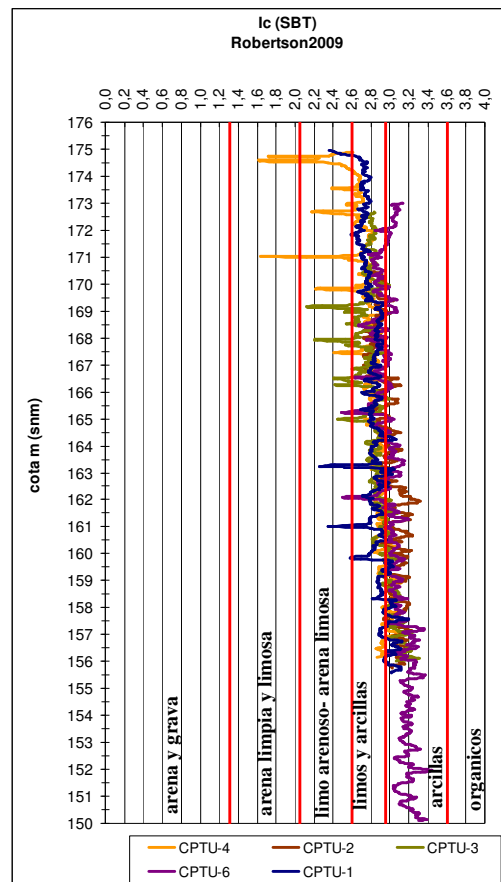


Figura. 7. Gráfica de Robertson para clasificar el tipo de suelos ensayados. S.B.T. 2014.

En los años 2010 y 2016 Robertson da un nuevo enfoque al tema de la clasificación de suelos y se fija en el *comportamiento* de los suelos. Así observa que terrenos cohesivos de $OCR > 4$ y $Q_{tn} > 12$ son predominantemente dilatantes. En arenas gruesas ese valor está entorno a $Q_{tn} = 70$ (aunque el autor indicó que podría ser 60). Por lo que definió una ecuación (CD) que marca un umbral por encima del cual todos los suelos serán predominantemente dilatantes y por debajo contractantes. Este umbral lo marca la ecuación:

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11) * (1 + 0.06Fr)^{17} \quad \text{a} \quad CD = 60 = (Q_{tn} - 11) * (1 + 0.06Fr)^{17}$$

La **figura n°7** muestra la distribución de “ Q_{tn} ” con la profundidad, así como la nueva carta de clasificación de Robertson 2016 en la que se identifica como se clasifican los puntos de los CPTU-4 y CPTU-6. En ella además del umbral de dilatación se redibujan los contornos de arenas y arcillas en base a un nuevo “soil behaviour type Index” definido como:

$$I_B = 100 * (Q_{tn} + 10) / (Q_{tn} * Fr + 70)$$

En la gráfica se ha sobreimpresionado esta nueva clasificación a la de 1990 con las numeraciones 1 a 9. Hay que observar que esta nueva carta es coincidente en la zona central (suelos Normalmente Consolidados) en las fronteras entre arcillas, limos y arenas (ahora en el tipo 4 se indica que además de limos hay suelos de transición y aquellos que se comportan semidrenados durante el ensayo CPTU); pero a medida que “ Q_{tn} ” crece los contactos se verticalizan cambiando sensiblemente la clasificación de los suelos sobreconsolidados, en los que fundamentalmente se cometía el error de no clasificar a las arcillas sobreconsolidadas como arcillas dilatantes, si no como mezclas de limos y arcillas.

Está claro que los valores del ensayo por encima de la cota 157-160 m snm se clasifican como CD “clay-like-dilative” ($Q_{tn}>12-15$) y por debajo de esta cota como CC “clay-like-contractive”. Es decir que se trata de arcillas dilatantes en las que según Robertson es de esperar $OCR>4$ al menos hasta la cota 157-160 m snm. En la parte inferior del ensayo (aproximadamente por debajo de la cota 157-160 m snm) el terreno se observa como Arcilla contractiva.

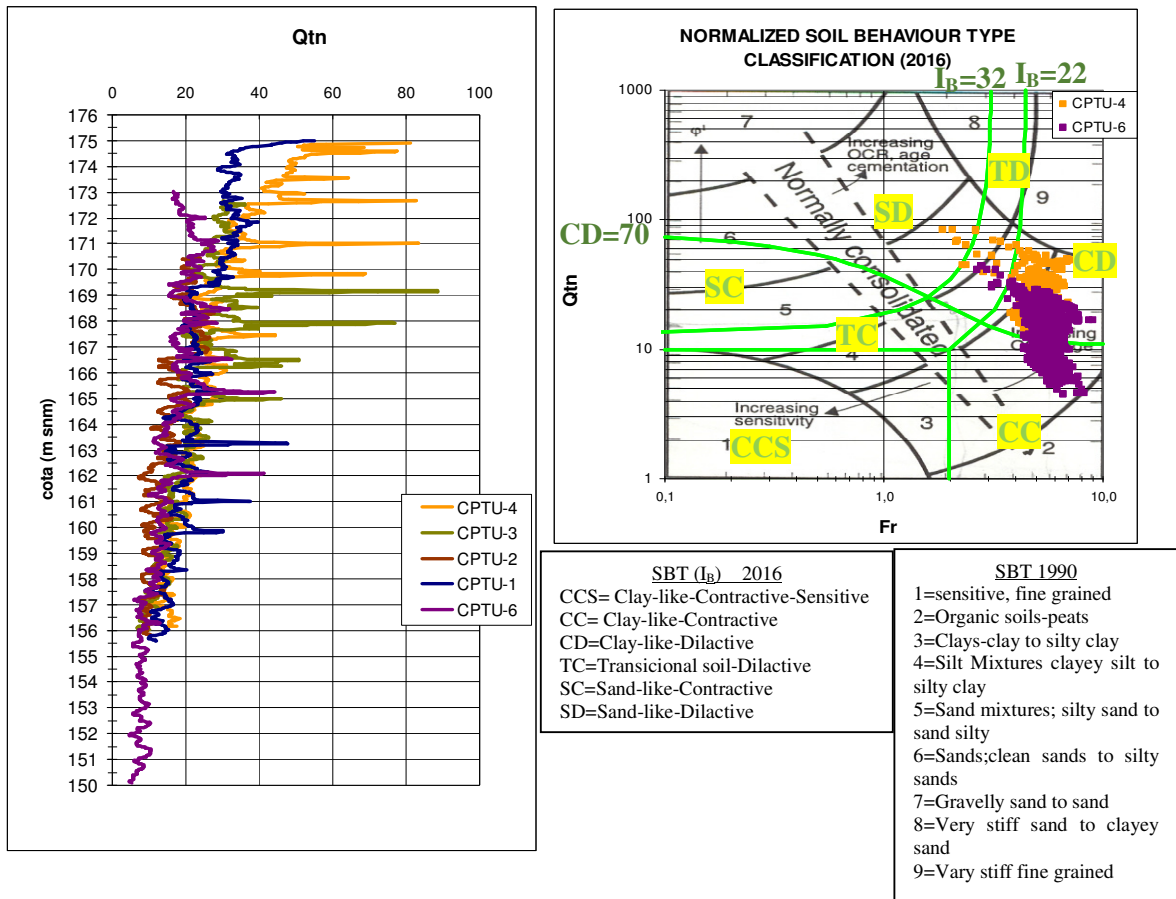


Figura. 8. Gráfica de Robertson S.B.T. (I_B) 2016 sobre la del SBT 1990.

En resumen se observa que las clasificaciones antiguas 86, 90 y 2009 ven el terreno arcilloso por debajo de la cota 160 m snm. Pero por encima de esta cota lo identifican como limos y arcillas. La clasificación de 2016 lo identifica plenamente como arcillas dilatantes la parte por encima de la cota 160 m snm, y arcillas contractantes la parte inferior. Los ensayos de laboratorio mostrados en la **figura n°1** nos muestran que con todo y que pueda cambiar el comportamiento de dilatante a contractante, la naturaleza del suelo es la misma y es una arcilla CH. Así pues parece que ese comportamiento dilatante del terreno se interpretaba en las clasificaciones antiguas como terrenos menos arcillosos de lo que en realidad son.

La **figura n°9** muestra la carta que propuso Robertson para identificar suelos que tengan microestructura (cementados, envejecidos), con los puntos del CPTU-6. Resulta evidente que los puntos del ensayo por encima de la cota 157 m snm se quedan en el umbral o incluso pasan un poco la frontera descrita para considerarlos como suelos con microestructura, y los puntos que corresponden a cotas inferiores a 157-160 m snm se meten en el comportamiento de suelos “normales”. Si se compara esta figura con la **figura n°8**, observamos que existe una concordancia muy clara con el concepto de “comportamiento dilatante”=“suelos con microestructura” y “comportamiento contractante”=“suelo joven”. La realidad es que el OCR decrece con la profundidad y como se ve en la **figura n°13** por debajo de la cota 162 m snm es cercano a $OCR=4$ y por debajo de 157 m snm es de $OCR=3$. Es decir esta clasificación volvería a mostrar OCR superiores e inferiores a 4 y no la verdadera existencia de microestructura (si como tal se entendiera la laminación del material).

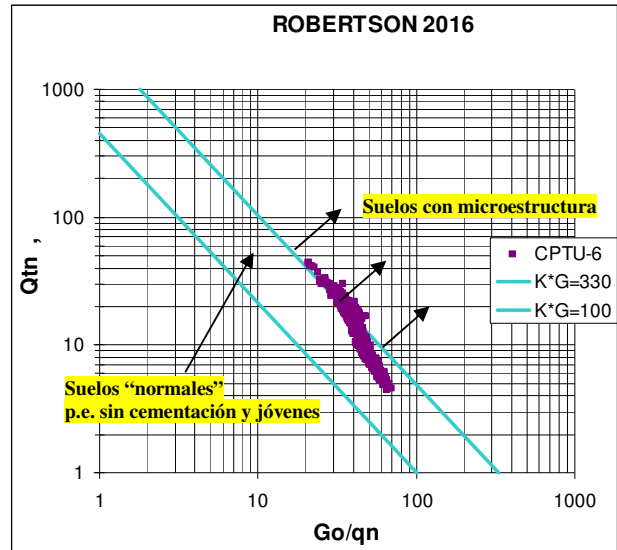


Figura. 9. Gráfica de Robertson 2016 $Q_{tn}-I_G$ para determinación de microestructura

6 CORRELACION A LA DENSIDAD Y LA PLASTICIDAD

La **figura n°10** izquierda muestra como la estimación de las densidades naturales respecto a los resultados que se obtuvo en el laboratorio son bastante aceptables si se hace uso de la propuesta de correlación de Robertson 2010 acorde a:

$$\gamma/\gamma_w=0,27(\text{LogRf})+0,36*(\text{Log}(qt/\text{Patm}))+1,236$$

La **figura n°10** derecha muestra la correlación entre los valores de laboratorio y la estimación del índice de fluidez realizada por la Normativa de Polonia PN-B-04452:2002 para este tipo de terrenos Sobreconsolidados acorde a:

$$I_L=0,059*qn^{-1,89}$$

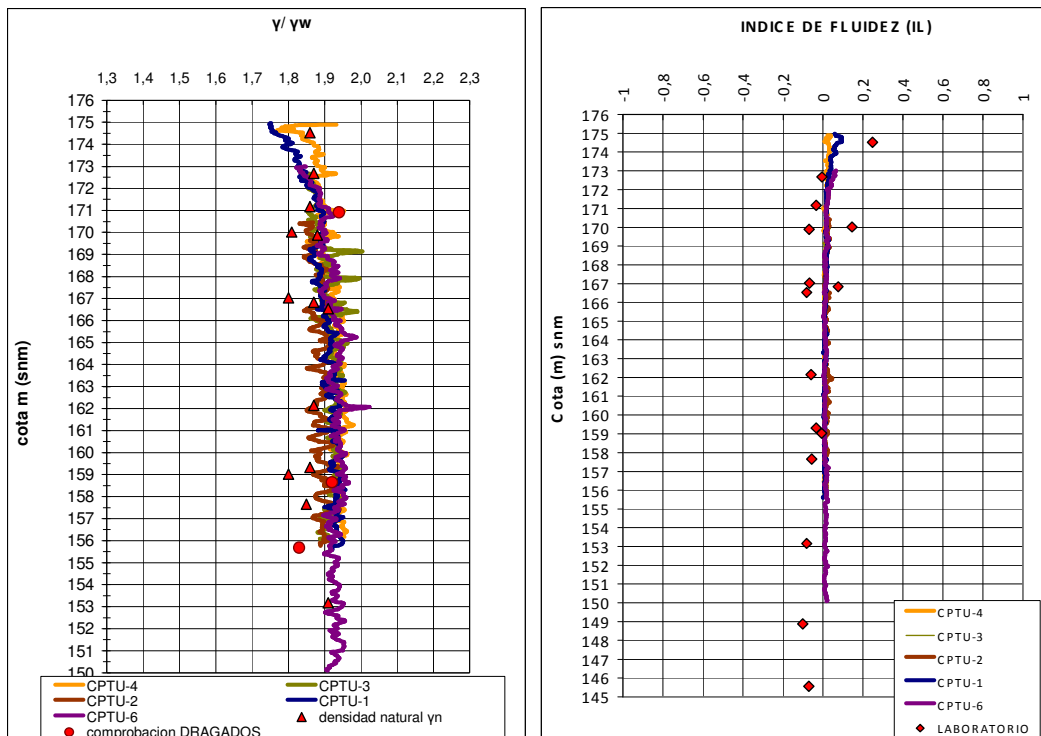


Figura. 10. Gráfica de las correlaciones de peso natural y de índice de fluidez.

7 CORRELACION A LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA

En la parte derecha de la **figura n°11** se observa la resistencia al corte no drenada (S_u) según la correlación con la resistencia de punta del CPTU utilizando el criterio de Lunne 97 donde $S_u=(q_t-\sigma_v)/N_{kt}$. Se ha tomado $N_{kt}=18$ (materiales de $OCR>5$ y $IP=50\%$), acorde a los estudios de Aas et al 1986. Este valor es usual en los artículos polacos sobre estos materiales. Se ha sobrepuesto el resultado de los ensayos triaxiales CU hechos en laboratorio.

En la parte izquierda de la **figura n°11** se muestra el valor de resistencia del faldón. Como es sabido en arcillas muy alteradas (y remoldeadas) $S_u \approx f_s$. Se puede observar como en estas arcillas resulta muy aceptable interpretar $S_u \approx 1$ a $1,25 f_s$. En los niveles más superficiales del terreno el valor parece más ajustado a $S_u=f_s$ y a partir de cierta profundidad podría ajustarse más a 1,25.

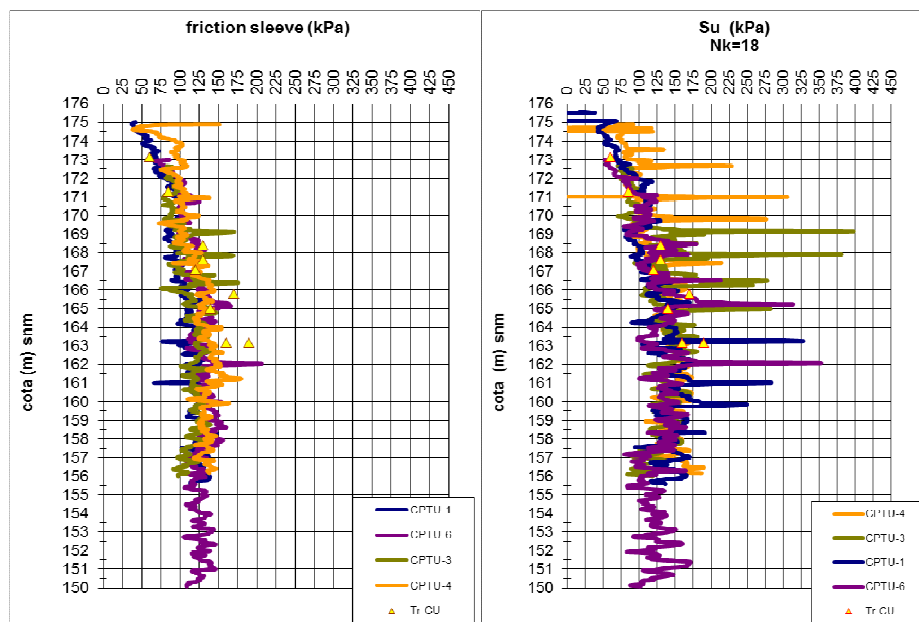


Figura. 11. Gráfica de las valoraciones de S_u y f_s con los ensayos triaxiales CU.

8 CORRELACION A LA RELACION DE EMPUJE LATERAL “K” Y AL GRADO DE SOBRECONSOLIDACION DEL TERRENO

El coeficiente de empuje lateral depende del grado de sobreconsolidación del terreno (OCR). Éste se puede establecer por varios métodos, por ser los más famosos consideraremos la formulación de Chen&Mayne 1996:

$$\text{Chen\&Mayne 1996} \rightarrow OCR = 0,33 * \frac{qt - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}}$$

Así como la correlación desde el criterio de SHANSEP (expresión de Ladd&Foott 1974).

$$\text{SHANSEP} \rightarrow OCR = \left(\frac{Su / \sigma'_v}{S} \right)^{1/m}$$

Para esta segunda valoración se combina los valores de “Su” de la **figura n°11** con los valores obtenidos de los ensayos triaxiales y edométricos; donde se obtuvo $S=0,23$ y $1/m=1,2$ por lo que se establece:

$$OCR = \left(\frac{Su / \sigma'_v}{S} \right)^{1/m} \Rightarrow OCR = \left(\frac{qn / \sigma'_v}{4} \right)^{1,2}$$

La **figura n°12** izquierda muestra ambas valoraciones del OCR que han resultado muy similares.

Una vez se tiene determinado el OCR, se plantea la ecuación de Mayne y Kulhawy (1982) para terrenos sobreconsolidados:

$$K = (K_o)_{NC} * (OCR)^{\sin\phi}$$

Para terrenos Normalmente Consolidados aceptamos la ecuación de Yaki:

$$(K_o)_{NC} = 1 - \sin\phi$$

Debido a que con los ensayos triaxiales se obtuvo $\varphi=21,5^\circ$, la formulación quedará del modo:

$$(K_o)_{NC} = 0,63 \quad // \quad K = 0,63 * (OCR)^{0,366}$$

En la **figura n°12** derecha se muestra la gráfica de los valores de K hacienda uso del OCR establecido según Chen&Mayne y según el criterio SHAMSEP en el CPTU-6.

Los valores han resultado idénticos.

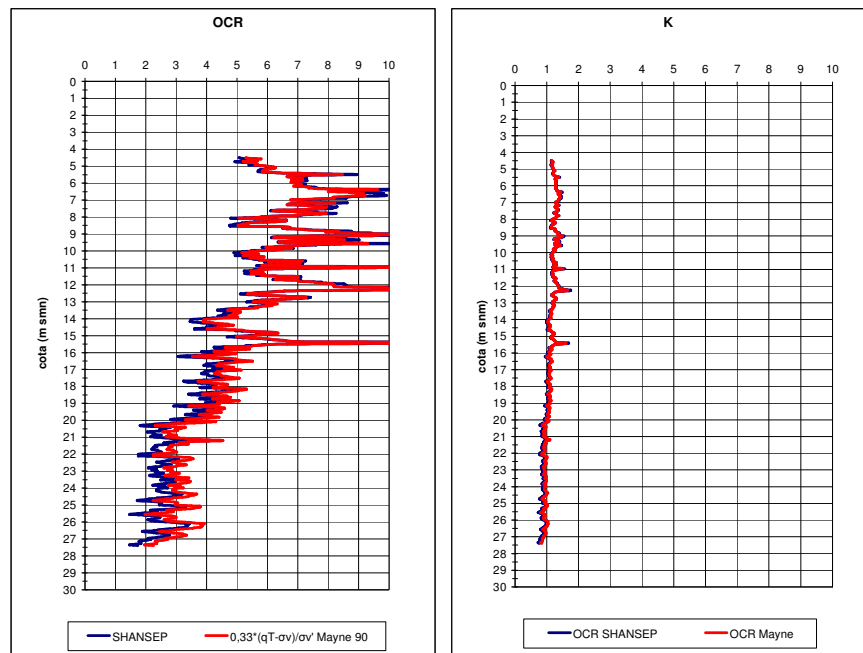


Figura. 12. Gráficas de estimación del OCR y K según las correlaciones de Mayne y el método de SHANSEP en este terreno.

La **figura nº13** muestra los valores en los ensayos CPTU restantes. Los valores del coeficiente de empuje lateral parten de valores cercanos a 1,5 y van disminuyendo con la profundidad hasta $K \approx 1$.

El OCR es coincidente con el observado en la interpretación de los ensayos edométricos.

Estas figuras permiten observar una concordancia plena con el concepto del $OCR > 4$ en los puntos que se grafican en las **figuras 8 y 9**.

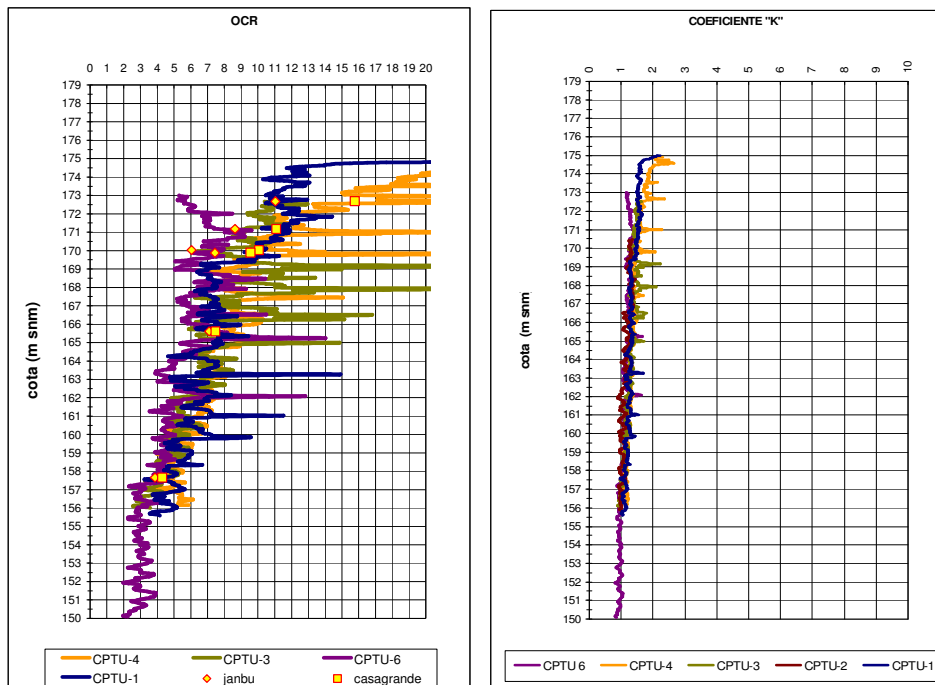


Figura. 13. Gráfica de estimación del coeficiente de empuje lateral K en todos los CPTU hechos.

9 CORRELACION AL MODULO EDMOMÉTRICO VERTICAL “M”

La **figura nº14** muestra la correlación entre los ensayos Edométricos y los que se correlacionan con el ensayo CPTU. El módulo edométrico unidimensional se puede considerar como:

$$M = \frac{1}{mv} \Rightarrow \alpha * qt$$

Se aplica la correlación de Kulhawy y Mayne (1990) de **M=8,25*qn**. Resulta evidente una correlación muy adecuada entre los ensayos.

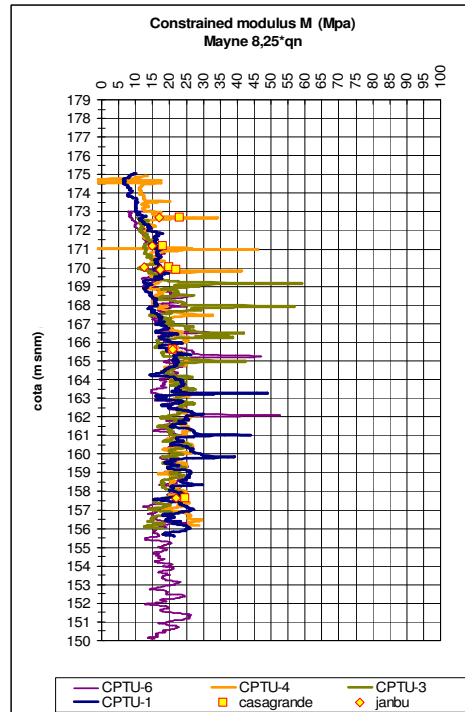


Figura. 14. Gráficas de módulos Edométricos correlacionados, respecto a los valores de los edómetros hechos.

10 CORRELACION AL MODULO DE PEQUEÑAS DEFORMACIONES “G”

Los ensayos se han hecho a un metro de los SDMT. Se utiliza la lectura sísmica de éstos para evaluar las posibles correlaciones respecto a los ensayos CPTU.

Existen muchas correlaciones entre el modulo de pequeñas deformaciones transversal y la resistencia al cono (Go vs qt). Mostramos solamente dos que son quizá las más famosas.

La **figura n°15** muestra la superposición de la determinación de Go en los tres ensayos SDMT y los ensayos de medición de onda transversal de laboratorio (Bender elements) respecto a las interpretaciones que se derivarían del CPTU-6, si se aplica las correlaciones de Robertson 2009 y la de Leroueil et al 2002. Se observa que la correlación es muy buena por encima de la cota 157 m snm, por debajo de esta cota hay cierta disparidad entre las correlaciones, pero desafortunadamente los SDMT son cortos para poder discernir cual se ha ajustado más a la realidad.

Robertson 2009, $\rightarrow G_o = 0,0188 * [10^{(0,55I_c + 1,68)}] * (q_t - \sigma_{vo})$.

Leroueil et al 2002, $\rightarrow G_o = 40 * q_n$

La ecuación de Leroueil en el terreno que nos afecta, en el que hemos considerado $s_u = q_n / 18$, indicaría que $G_o = 725 S_u$. En los terrenos normalmente consolidados el valor más usual de N_{kt} suele ser 15, de donde se tiene habitualmente $G_o = 600 S_u$. Por lo tanto ambas expresiones pueden utilizarse también para correlacionar el valor de G_o .

Hay que añadir que no se han graficado, por claridad, otras correlaciones como la de Mayne&Rix 1993 donde $G_o=2.57*qc^{1.335}$, pero que ésta es totalmente coincidente en este terreno con la correlación de Leroueil.

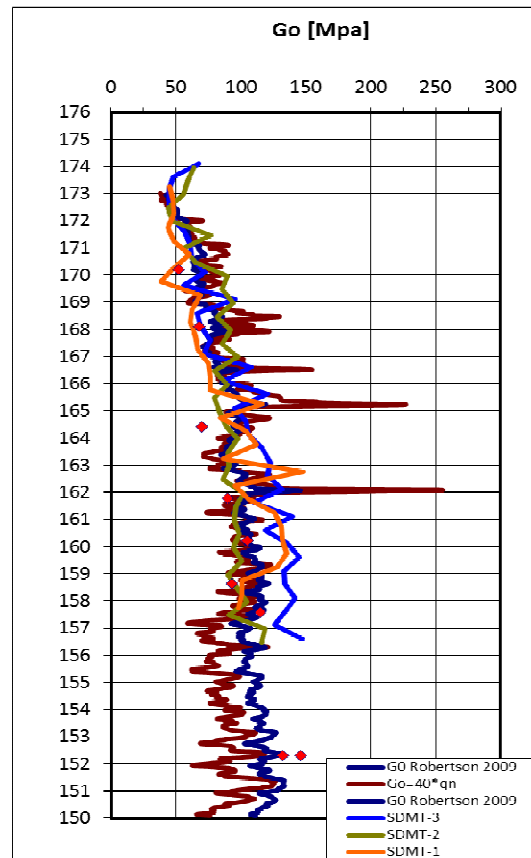


Figura. 15. Gráfica de los valores de G_o obtenidos con los SDMT y correlación de los valores propuestos por Robertson y Leroueil en base a los CPTU.

La **figura nº16** muestra la correlación de Mayne y Ris respecto a 725 y 600 Su, así como respecto a la de Robertson en el CPTU-6. Se observa como también es aceptable.

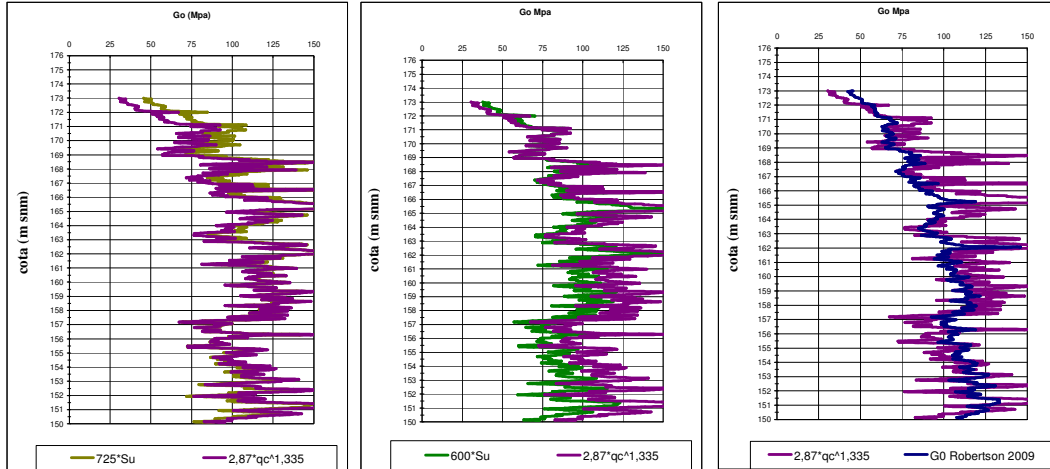


Figura. 16. Gráfica de los valores de G_0 correlación de los en base a los CPTU.

La **figura nº17** muestra la gráfica de Mayne y Rix 1993 de diferentes tipos de suelos, junto con el resultado de los CPTU-4 y 6. Nuestro terreno coincidiría en posición con arcillas fisuradas y con arcillas residuales, fuera de las que se identifican como “intact clay” que serían las “primarias”, por lo que parece una estimación muy correcta.

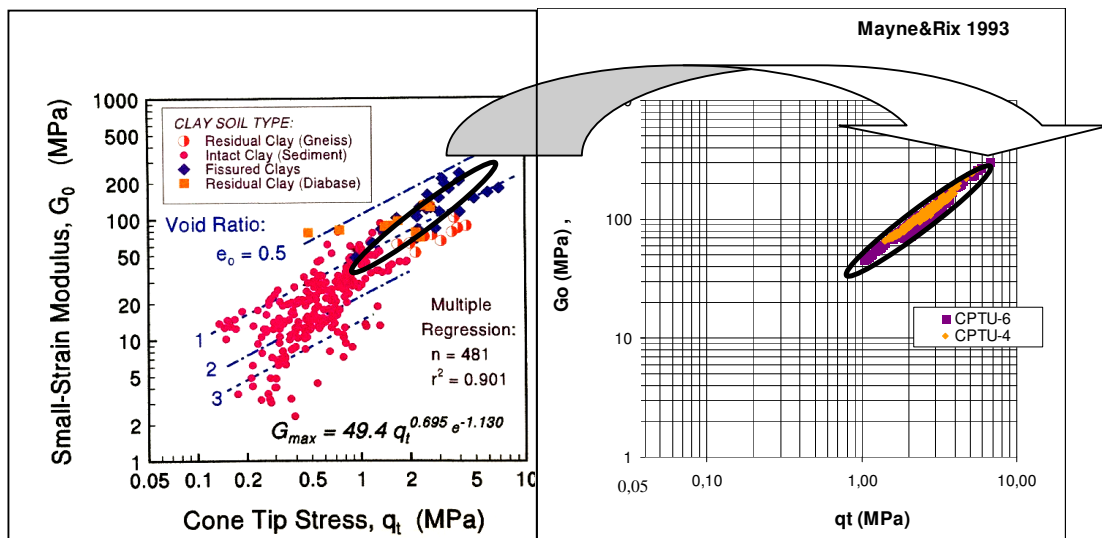


Figura. 17. Comparación de los CPTU4-6 con ensayos de Mayne & Rix 1993..

11 CONCLUSIONES

Debido a la importante evolución geológica que ha tenido el terreno en el que se han realizado los ensayos, se puede considerar que éste es una arcilla residual hipogénica (in situ) de alta plasticidad (CH). Muestra claramente sobreconsolidación (cotas 150-157 m snm OCR=3, cotas 157-164 m snm OCR=4 a 7, cotas 164-175 m snm OCR=6 a 12). Y tiene una estructura anisótropa condicionada por la presencia de un intercapeado de niveles muy finos algo arenosos con indicios de cementación, entre niveles de arcillas muy plásticas e incluso de niveles con materia orgánica. Ésta estructura de “sándwich” hace que la resistencia lateral del terreno sea superior a la vertical.

Los ensayos tipo CPTU penetran fácilmente en este tipo de terrenos. En las lecturas de la resistencia de punta y de faldón no son de esperar errores de medición en equipos calibrados. La determinación del nivel freático es importante y las piedras porosas son el elemento más delicado del equipo y la principal fuente de error.

El terreno en su parte superior tiene $OCR > 4$ y $Q_{tn} > 12$ por lo que es de comportamiento dilatante. En las clasificaciones antiguas no se identificaba claramente este hecho o no se tenía debidamente en cuenta a la hora de clasificar el tipo de terreno, por lo que se clasificaba erróneamente como limos y mezclas de limos y arcillas.

La carta de clasificación (SBT) de Robertson de 2016 sí se ha mostrado satisfactoria para clasificar este tipo de suelos identificándolos como arcillas dilatantes. Por el contrario la carta de microestructura de Robertson de 2016 ha separado por encima y por debajo de la línea $KG=330$ los terrenos de OCR mayor y menor de 4, y no terrenos con verdadera microestructura o de tipo arcilla residual como el aquí analizado.

Pese a la anisotropía del material se ha podido correlacionar correctamente parámetros como la densidad, el índice de fluidez, la resistencia al corte no drenada, el OCR, el empuje al reposo, y el módulo edométrico vertical.

medición de la presión intersticial es

“sándwich”

además tiene una estructura tipo

es Sobreconsolidado. Debido a toda su evolución geológica

tiene una anisotropía estructural muy marcada y condicionada por la presencia de un intercapado de niveles algo arenosos con indicios de cementación entre niveles de arcillas muy plásticas e incluso de niveles con materia orgánica, esta estructura de “sándwich” hace que la resistencia lateral del terreno sea superior a la vertical.

En geotecnia acostumbramos a necesitar los datos de la deformabilidad vertical del terreno. El dilatómetro plano de Marchetti realiza los ensayos en sentido horizontal y por ello en este tipo de terrenos se plantean una serie de limitaciones.

Se ha observado que las correlaciones a los valores de sobreconsolidación (OCR) y las estimaciones de las presiones de sobreconsolidación (P'_{o}), quedan “enmascaradas” por esta rigidez horizontal y no se pueden aceptar.

La clasificación de tipo de suelos tampoco ha resultado satisfactoria.

La evaluación del módulo edométrico horizontal sí ha resultado satisfactoria, pero sin ensayos de laboratorio no se puede establecer su correlación a los valores verticales.

Las resistencias al corte no drenadas se establecen de manera aproximadamente satisfactoria, pudiéndose establecer aceptablemente γ_n , e_o y γ_d .

Las correlaciones desde la Velocidad sísmica de corte (V_s) no parecen verse influenciadas por la anisotropía del terreno.

12 CONCLUSIONES

El material analizado tiene plasticidades y actividades elevadas ($IP=50\%$, $A=1$) pero humedad relativamente baja (justo en el umbral del Límite plástico con $I_f < 0$) y contenidos en $CaCO_3$ altos ($>13\%$) que le dan, pese a un índice de poros cercano a 1, un comportamiento firme y a observar por el comportamiento de los ensayos triaxiales Consolidados No Drenados, un cierto comportamiento Rígido-frágil. Todo ello combinado con la presencia de materia orgánica hace que tanto el muestreo como el ensayo en laboratorio de estos materiales sea complicado, sobre todo por la pérdida de humedad y microfisuración que se produce con relativa rapidez.

Los ensayos de Dilatómetros tipo SDMT ofrecen lecturas algo “groseras” comparadas con los CPTU pero permiten obtener parámetros razonables de I_D , K_D y E_D para este tipo de terreno acorde a las publicaciones de Marchetti.

- CPTU

	Tipo suelo	densidad	Módulo edométrico	Su		K	P'o	OCR	Go	
correlacion	gráfica	$0,27(\log Rf)+0,36(\log(qt/pa))+1,236$	$M=8,25 \cdot qn$	$Su=qn/18$	$Su=1,2 \cdot fs$	$K=Ko(OCR)\sin\phi$	$P'o=0,33 \cdot qn$	$OCR=0,33qn/\sigma'$	$40 \cdot qn$	$2,87 \cdot qc^{1,335}$
Autor	Robertson 2010	Robertson 2010	Mayne 1990-2006	Lunne 97- Aas 86	presente artículo	Mayne Kulhawy 82	Mayne Kulhawy 90	Mayne Kulhawy 91	Leroueil 2002	Mayne&Ris

$t_b Go/qt=1300-302 \cdot LN(qt/\sqrt{\sigma'_v})$ obtenido en este Artículo.

$fs=0,044 \cdot qt$ obtenido en este Artículo.

$Nk=18$

BIBLIOGRAFIA

- Alonso, E. 2005. *Parámetros de Resistencia en cálculos de estabilidad*. VI Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables. Valencia 21-24 junio.
- Cano, H. 2007. *Técnicas in situ para la caracterización del comportamiento elástico no lineal de suelos duros*. Cuadernos de investigación del Centro de Publicaciones Secretaria General Técnica del Ministerio de Fomento, CEDEX, sección de edición.
- Casagrande A. 1936 *The determination of pre consolidation load and its practical significance*. Graduate school of Engineering, Harvard University, Cambridge, Mass. Vol 3, pp 60-64.
- Cendón Sevilla, D.I. 1999. *Evolución geoquímica de cuencas evaporíticas terciarias: implicaciones en la composición isotópica disuelto en el océano durante el terciario* (Tesis Doctoral). Facultad de Geología. Instituto de Ciencias de la Tierra “Jaume Almera” CSIC. Barcelona.
- Duncan J.M, Wright S., Brandon T., 2014 Second Edition. *Soil Strength and Slope Stability*. Hoboken , New Jersey. Published by John Wiley & Sons, Inc.
- Jamiolkowski, M. (2014). *Soil mechanics and the observational method: challenges at the Zelazny Most copper tailings disposal facility*. Geotechnique 64, No. 8, 590–619.
- Janbu, N. (1963) *Soil compressibility as determined by Oedometer and triaxial test*. European conference on soil mechanics and foundation engineering, vol 1, Pág 19-25, weisbaden, Alemania.
- Kaczynski, R. Long-term stability of Tertiary clay slopes in the Polish Carpathian Foredeep 2004. en: *Advances in geotechnical engineering: The Skempton conference*, pp 834-841, Thomas Telford, r. (Conference article).

- Kaczyński R.R. Formation of engineering properties of soils during geological history. *Geologija*. Vilnius. 2008. Vol.50. Supplement. P. S4-S-10. ISSN 1392-110X.
- Kaczyński R.R. (2003) Overconsolidation and microstructures in Neogene clays from the Warsaw area. *Geol. Quart 47 (1):43-54. Warszawa*
- Ladd, C.C, Foott, R. (1974). New Desing Procedure for Stability of Soft Clays. *Journal of Geotechnical Engineering 100 (GT7)*, pp 763-786
- Lee Kaufmann, K. (2010). *Strength and Deformation Properties of Tertiary Clay at Moesgarrd Museum and FE Investigations on the Interaction between a Pile and Swelling Clay*. Master's Thesis. Faculties of Engineering, Science and Medicine, Aalborg University, Denmark.
- Long, M. Donohue, S.(2007). In situ shear wave velocity from masw surface waves at Norwegian soft clay sites. *Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXIX, No. 1-2*.
- Marchetti, S. (1975). *A new in situ Test for the Measurement of horizontal Soil Deformability*. Proc. Conf. on In Situ Measurements of soil Properties, ASCE Sepec. Conf. Raleigh, V 2.
- Marchetti, S.; Monaco P; Totani G.; Calabrese M (2001). *The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations*. ISSMGE Committee TC16 Proceedings IN SITU 2001, Intl. Conf. On In situ Measurement of soil propierties, Bali, Indonesia.
- Marsland, A.; Randolph, M.F. (1977). *Comparison of the Results from Pressuremeter Test and Large Insitu Plate Test in London Clay*. *Geotechnique 27*, no 2 pp 217-243.

- Menard, L. (1957). *Mesures in situ des propriétés physiques des sols*. Annales des ponts et chaussées, Paris France, no 14, pp 357-377.
- Mendoza, R.C.(2004) *Determination of lateral Stresses in Boom Clay using a Lateral Stress Oedometer*. (Tesis de Master). International Institute for Geo-Information Science and Earth Observation Enschede, The Netherlands.
- Ortuño, L. *Estudio de la compresión unidimensional en laboratorio. El edómetro*. Disponible en:
http://delegacion.camino.upm.es/apuntes/ICCP/4_cuarto/Geotecnia/EL%20EDOMETRO_sin%20soluciones.pdf
- Raj, R. (2007). *Evaluation of consolidation parameters of cohesive soils using PCPT method*. Thesis. Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College.
- Robertson, P.K, Cabal, K.L (6th. Edition, 2014). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering* .Gregg Drilling & Testing, Inc.California.
- Robertson, P.K *Soil behaviour type from the CPT: an update*. Gregg Drilling & Testing Inc., Signal Hill, California, USA (2010)
- Satoshi Nishimura (2005) *Laboratory study on anisotropy of natural London clay*. Ediciones de Doctorado Department of Civil and Environmental Engineering. Imperial College London.
- Senol, A.; Saglamer, A. *Determination of Pre-consolidation Pressure with a New “Strain Energy-Log Stress” method*. Civil Engineering Faculty, Geotechnical Engineering Department, Istanbul Technical University, Ayazaga, Istanbul, Turkey.
Disponible en:
<http://www.ejge.com/2000/Ppr0015/Abs0015.htm>

- Sobolewski, M. (2006). *The evaluation of Pliocene clays consistency state with using of flat dilatometer test*. Electronic Journal of Polish Agricultural Universities. Disponible en <http://www.ejpau.media.pl/volume9/issue4/art-45.html>
- Tavenas F.; Leroueil S. (1977) *Effects of stresses and time on yielding of clays*. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol 1, pp. 319-326.
- Tavenas F.; Leroueil S.; La Rochelle P.; Roy M. (1978) *Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15(3), pp. 402-423.
- Tavenas F.; Brucy M.; Magnan J.P.; La Rochelle P.; Roy M. (1979) *Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi*. Revue Française de Géotechnique n°7, pp. 29-43.
- Tavenas F.; Leroueil S. (1979) *clay behaviour and the selection of design parameters*. . 7th European Conf. on soil Mech. And foundations. Eng., Brighton, Vol 1, pp. 281-291.