

Análisis de los parámetros característicos para la correcta interpretación de ensayos CPTU en ‘quick clays’ y arcillas de alta sensibilidad en la obra E-6 Ranheim-Vaernes motorway de Noruega

Analysis of the Characteristic Parameters for the Correct Interpretation of CPTU Tests in Quick and High Sensitivity Clays in the E-6 Ranheim-Vaernes Motorway, Norway

Juan Alfonso Carcolé Galea^{1*}, Ana María Aguilar Bauzá²

Resumen

En este artículo se recogen las correlaciones geotécnicas que sus autores establecieron para la obra de ACCIONA E-6 Ranheim-Vaernes para arcillas rápidas, arcillas de alta sensibilidad y otras arcillas noruegas con respecto a los ensayos de penetración estática (CPTU).

Las correlaciones se han establecido utilizando ensayos de laboratorio realizados en muestras extraídas a 1 m de distancia de 28 ensayos CPTU.

Para establecer las correlaciones que se proponen se han analizado 227 ensayos de laboratorio de cono realizados en muestras inalteradas, y 221 en muestras remoldeadas; 53 ensayos de plasticidad; 225 análisis de contenido de humedad; 221 determinaciones de densidades; 27 ensayos edométricos en equipos electrónicos y 25 ensayos triaxiales consolidados no drenados de equipos electrónicos en condiciones anisótropas.

Palabras clave: arcillas rápidas, arcillas quebradizas, sensibilidad, CPTU, carta de clasificación.

Abstract

This article presents the geotechnical correlations that the authors established for the ACCIONA E-6 Ranheim-Vaernes site for quick clays, high-sensitivity clays, and other Norwegian clays with respect to static penetration tests (CPTU).

The geotechnical works included in this paper have entailed carrying out undisturbed modified samples at 1 m distance of 28 CPTU test.

Laboratory tests have consisted of 227 undrained strength tests over undisturbed samples (cone test), and 221 undrained strength tests over remoulded samples (cone test) [sensitivity is defined as the ratio $Su_{undisturbed}/Su_{remoulded}$]; 53 Atterberg limit tests, 225 moisture content analysis, 221 bulk density measures, 27 oedometer tests (by using automatic-data-logging devices), and 25 triaxial undrained tests with pore pressure measurements consolidated under anisotropic conditions

Keywords: Quick clay, brittle clay, sensitivity, CPTU, soil behaviour type.

1. INTRODUCCIÓN

Históricamente ha resultado muy complejo establecer las correlaciones entre los ensayos de penetración estática (CPTU) y las propiedades geotécnicas de arcillas de alta sensibilidad.

Especialmente complejo resulta establecer las correlaciones en las llamadas “arcillas rápidas” (*quick clays*). Este tipo de arcillas pueden ser encontradas principalmente en Noruega, Suecia, Finlandia, Canadá y norte de Rusia, así como escasamente en el sur de Chile. Las *quick clays* muestran sensibilidades superiores a 30 (50 a 690 en el presente

artículo) y valores altos de la razón de presión intersticial “Bq” en el ensayo CPTU (en un rango entre 0,6 y 1,2). El parámetro “Qtn” definido por Robertson (2009) se ubica entre 2 y 6. Además de la sensibilidad, la anisotropía es otro aspecto muy analizado en estas arcillas (cambio de la resistencia con la orientación del plano de falla).

El presente artículo recoge parte de los trabajos geotécnicos llevados a cabo para el proyecto y obra de ACCIONA en la Autovía E-6 Ramheim-Vaernes, Noruega. En los 23 km de longitud de la obra existen tres depósitos de *quick clays* con potencias de hasta 47 m. Uno de estos depósitos sufrió un corrimiento de masa en 2002. Estas arcillas se encuentran usualmente en contactos irregulares laterales con otras arcillas sensitivas.

En este trabajo se va a proponer una serie de correlaciones a los parámetros geotécnicos más representativos de estas arcillas para la zona Ramheim-Vaernes.

El gran punto oscuro de las correlaciones de las *quick clays* con el ensayo CPTU ha sido siempre la gráfica de

* Autor de contacto: jcarcole@acciona.com

¹ Ingeniero geólogo (ETSICC y Universidad Politécnica de Cataluña). ACCIONA E-6 Ranheim-Vaernes, Norway.

² Geóloga (Universidad de Barcelona). Máster en Ingeniería Geológica (Universidad Complutense de Madrid). IGPS S.L. Sant Sadurni d'Anoia. Barcelona, España.

identificación. En el presente artículo propondremos también una sencilla gráfica que ha funcionado muy bien en las *quick clays* analizadas en esta zona de Noruega.

2. CLASIFICACIÓN DE LAS ARCILLAS NORUEGAS

2.1. Clasificación noruega de arcillas acorde a la sensibilidad

Los umbrales de sensibilidad definida como $St = S_{u_{in}} / S_{u_r}$, (sensibilidad=resistencia al corte no drenada de la arcilla inalterada / resistencia al corte no drenada de la arcilla remodelada) suelen establecerse en rangos similares en todos los países. En Noruega el Håndbok HB-V220 (2014), establece “arcillas de baja sensibilidad” aquellas de $St < 8$, “arcillas de media sensibilidad” aquellas de $8 < St < 30$ y “arcillas de alta sensibilidad” aquellas de $St > 30$. En este último rango se diferencian fundamentalmente dos subgrupos de arcillas: las “arcillas rápidas” (*quick clays*) son aquellas en las que $S_{u_r} < 0,5$ kPa, y las “arcillas quebradizas” (*brittle clays*) son aquellas de $S_{u_r} < 2$ kPa.

Debido a lo blandas que suelen resultar estas arcillas, especialmente en condiciones remodeladas, las sensibilidades se establecen con el ensayo de cono (*konus*, en noruego, *fall cone*, en inglés).

Como se verá, poder interpretar el incremento de la presión intersticial en las piedras porosas durante el avance del ensayo CPTU es fundamental para establecer varias de las correlaciones que propondremos. Para ello la determinación de la presión intersticial previa en el terreno resulta

de gran importancia y se realiza con piezómetros instalados antes de realizar los ensayos CPTU.

Los piezómetros escogidos fueron de tipo eléctrico. Para generar la menor perturbación posible, su instalación se realiza hincándolos en el terreno con vainas metálicas que quedan perdidas, equipadas con piedras porosas similares a las puntas de los CPTU.

La toma de muestras inalteradas es igualmente compleja, sobre todo en *quick clays*, ya que pueden ver totalmente alterada su estructura al intentar muestrearlas. Para garantizar una buena calidad de las muestras se utilizó un modelo de toma-muestras desarrollado por el Instituto Geológico Noruego (NGI).

2.2. Ambiente deposicional de las *quick clays*

Durante las glaciaciones, Noruega estuvo enterrada bajo un manto de hielo de 2-3 Km de espesor (más de 20000 kPa de presión ejercida sobre el terreno en toda su extensión). Cuando el hielo se derritió, el agua del deshielo transportó grandes cantidades de limo y arcilla a los fiordos y al mar, a la vez que el terreno ascendía lentamente debido a la descompresión. Debido a ello, la sedimentación de las arcillas se dio en un medio acuoso salino pasando a ser la composición del agua intersticial rica en sales (30-35 g/L de sales). Las partículas de arcilla tienen una carga negativa que conduciría a la repulsión electrostática entre ellas, pero debido a la salinidad del agua de los poros, las cargas negativas atraerán a los iones positivos que se concentrarán cerca de las superficies de las partículas de arcilla, y así

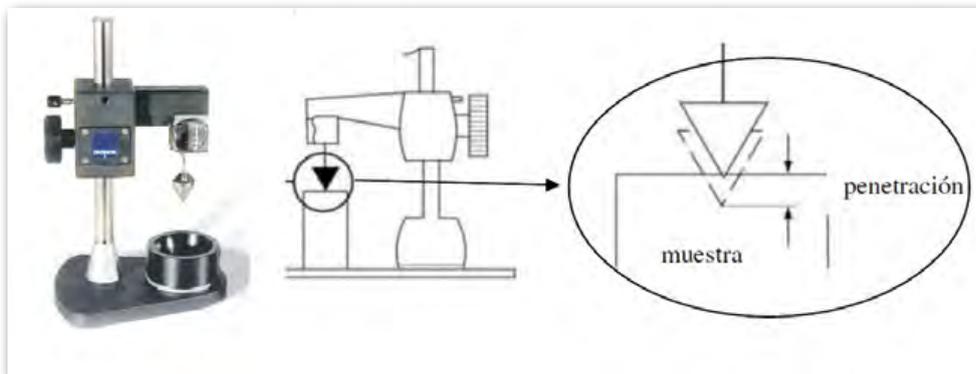


Figura 1. Ensayo de cono acorde a la guía noruega Håndbok HB-V220 (2014).

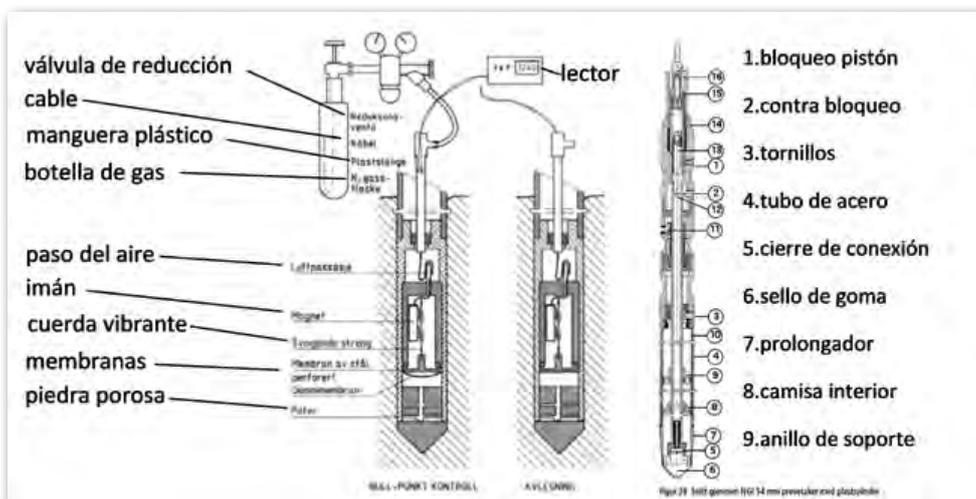


Figura 2. Piezómetro eléctrico y toma muestras de 54 mm NGI (Håndbok V222, 2014).

se “neutralizan” las fuerzas repulsivas. El resultado es una deposición relativamente rápida es una estructura floculada de alta porosidad (índices de poros superiores a 1) con agua salina intersticial.

El problema se genera al quedar estas arcillas marinas exhumadas debido al lento levantamiento del terreno descrito y sometidas al lixiviado posterior de las aguas meteóricas ya que, al perderse la salinidad, la estructura pierde la resistencia y colapsa o se disgrega fácilmente frente a cualquier acción de cizalladura, generando grandes corrimientos de masa incluso con pendientes muy pequeñas del terreno.

Así pues, la desalinización del agua intersticial será lo que condicionará la evolución de la arcilla, dándose un progresivo aumento de la sensibilidad, hasta convertirse en *quick clay*, cuando la salinidad del agua llegue a ser inferior al 0,5 %.

Finalmente, la presencia de fracciones arenosas erráticas y el hecho de que el lixiviado del depósito puede no ser suficientemente maduro, siendo heterogéneo, dificultará la correcta identificación de las arcillas rápidas, quebradizas y otras sensitivas.

3. ENSAYOS DE LABORATORIO

3.1. Ensayos identificativos

Resulta importante realizar ensayos de laboratorio que permitan caracterizar el terreno antes de analizar su respuesta frente al avance de los ensayos CPTU.

En la figura 3 se muestra la carta de plasticidades de Casagrande. Las *quick clays* de los depósitos aquí analizados son arcillas de baja plasticidad (índice de plasticidad <7 %; límite líquido=17-26 %; límite plástico=16 %). Según la zona del mundo que se analice la plasticidad de las arcillas rápidas son diferentes.

La figura 4 muestra la correlación existente entre el índice de liquidez ($IL=(W-W_p)/PI$), donde W =humedad y W_p =límite plástico) y el índice de plasticidad (PI). Las *quick clays* muestran índices de fluidez mayoritariamente entre 1 y 3, pero con valores que pueden llegar hasta 9,3. Se propone una correlación del tipo:

$$PI\% = 10 * IL^{-0,9} \quad [1]$$

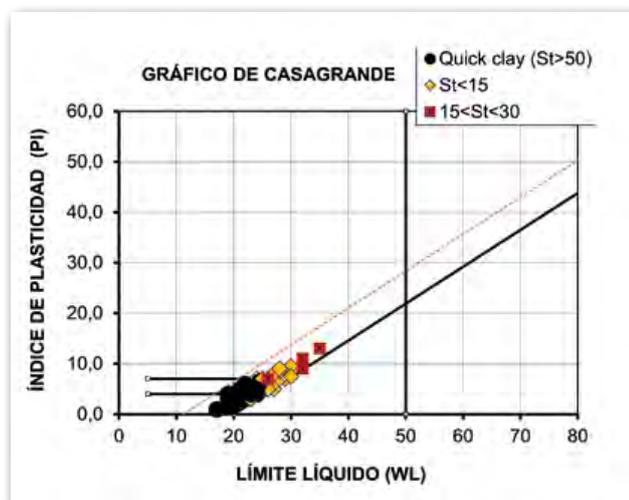


Figura 3. Gráfico de plasticidades de Casagrande. PI=índice de plasticidad, WL=límite líquido.

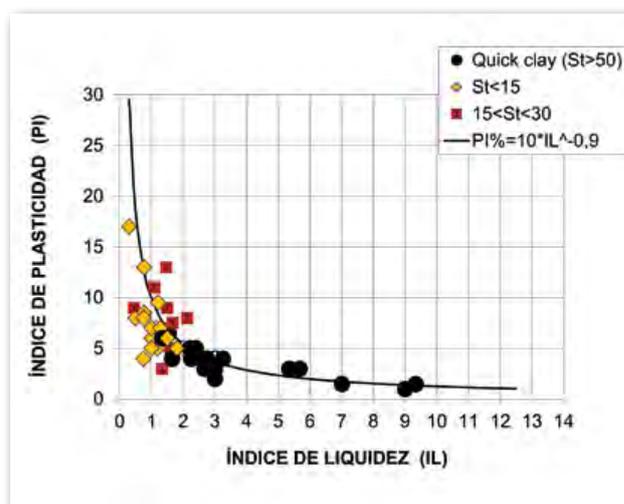


Figura 4. Correlación entre el índice de plasticidad (PI) y el índice de liquidez (IL).

La figura 5 muestra la correlación existente entre el índice de liquidez (IL) y la resistencia al corte no drenada en muestras remoldeadas (S_u), establecida con el ensayo de cono (figura 1). Las *quick clays*, por definición, tienen $S_u < 0,5$ kPa por lo que quedan prácticamente en el eje. El resto de las arcillas permiten definir con claridad una correlación aplicable al conjunto de arcillas.

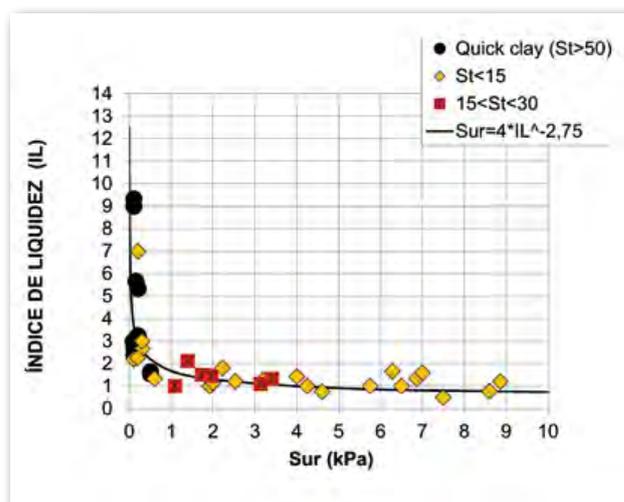


Figura 5. Correlación entre el índice de liquidez (IL) y la resistencia al corte no drenado de muestras remoldeadas (S_u).

Se puede establecer la correlación:

$$S_u = 4 * IL^{-2,75} \quad [2]$$

La figura 6 muestra la correlación entre la sensibilidad (St) y el índice de fluidez (IL). Resulta evidente como las *quick clays* muestran una dispersión en los valores de seis muestras cuyo índice de fluidez se sale del rango habitual de entre 1 y 3.

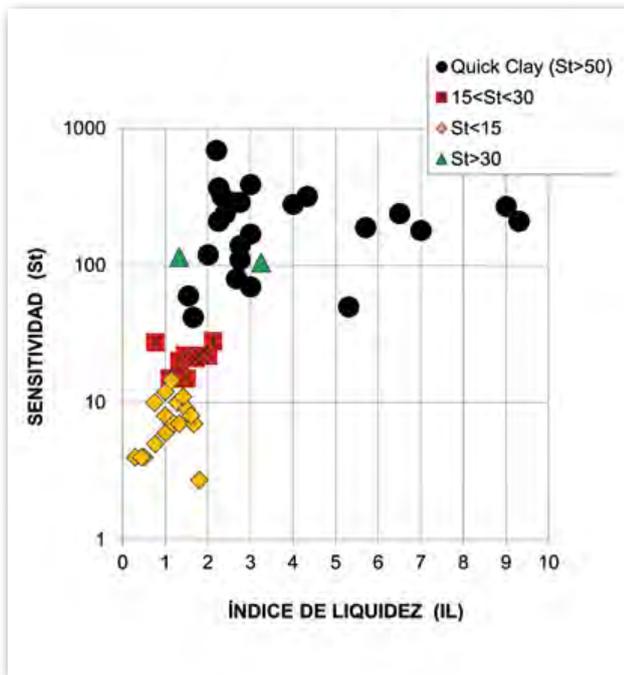


Figura 6. Correlación entre el índice de liquidez (IL) y la sensibilidad (St).

3.2. Ensayos de tenso-deformación

Lunne *et al.*, 1997, establecieron un método de cálculo de la resistencia al corte no drenada haciendo uso del ensayo CPTU por similitud a la capacidad portante de un pilote llegando a una expresión que se ha universalizado; $S_u = q_t / N_{kt}$ (S_u =resistencia al corte no drenada; q_t =resistencia al cono corregida; N_{kt} =constante usualmente entre 10 y 20 a ajustar en cada terreno). Debido a la naturaleza descrita de las arcillas rápidas, la plastificación con reordenación de la estructura en condiciones anisótropas con un fuerte incremento de la presión intersticial durante el avance del CPTU, este tipo de correlaciones son difícilmente aplicables en estas arcillas. La forma más exitosa de definir esta correlación se basa en aplicar el criterio de SHANSEP (Ladd y Foott, 1974). Para ello se han realizado ensayos triaxiales electrónicos sin drenaje con muestras inalteradas consolidadas en condiciones anisótropas similares a las del terreno ($k = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$ establecido acorde al criterio de Mayne y Kulhawy (1982), $k = (K_o)_{NC} * (OCR)^{sin\phi}$, con $(K_o)_{NC} = 1 - sin\phi$ acorde a Jaki (1948)). Resulta importante destacar que la humedad en las arcillas ensayadas ha sido muy constante, alrededor del 30 %. Diferentes contenidos de humedad desplazarían la curva de la correlación de la figura 7. Los valores de OCR (*Over Consolidation Ratio*) se han establecido con edómetros electrónicos. El criterio de SHANSEP se presenta para los ensayos hechos en condiciones de compresión como estas:

$$S_u / \sigma'_{vo} = \alpha * OCR^m \quad [3]$$

donde: α =constante; $OCR = p'_c / p'_0$ (grado de sobreconsolidación); m =constante; p'_c = presión efectiva de preconsolidación; p'_0 = presión vertical efectiva máxima en la historia tensional; σ'_{vo} = actual presión efectiva vertical en el terreno, σ'_{ho} = actual presión efectiva horizontal del terreno.

De la figura 7 se desprende el ajuste para los ensayos triaxiales de compresión:

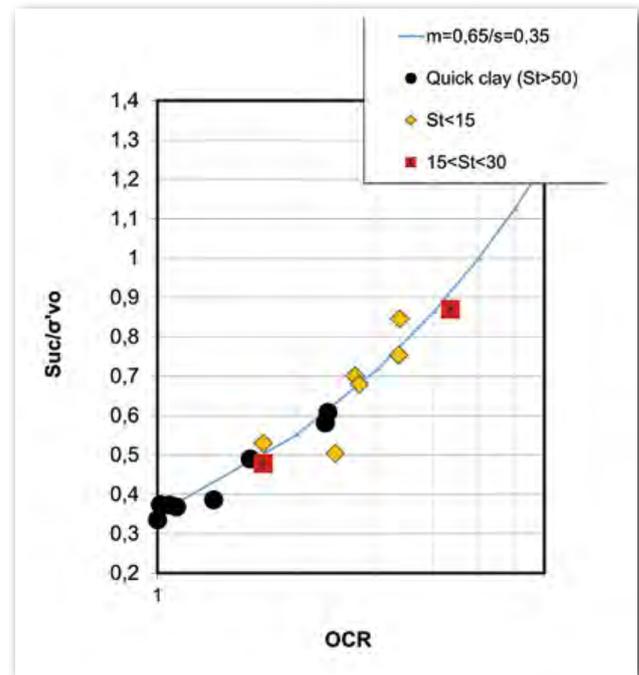


Figura 7. Correlación entre la resistencia la corte no drenada en compresión normalizada (S_{uc} / σ'_{vo}) y el grado de sobreconsolidación (OCR).

$$S_{uc} / \sigma'_{vo} = 0,35 * OCR^{0,65} \quad [4]$$

Como se ha indicado, los valores diferentes de humedad (del 30 % +/- 3 % en estas muestras) significaría diferentes valores de “ α ” y “ m ”.

En los ensayos triaxiales realizados en equipos electrónicos se ha evaluado el valor de deformación de las muestras en un rango lo suficientemente preciso para determinar el valor del módulo de deformación de corte en pequeñas deformaciones “Go” (figura 8).

La figura 9 muestra la correlación entre el módulo de deformación de corte a pequeñas deformaciones normalizado por la resistencia al corte no drenada (G_o / S_u) y el grado de sobreconsolidación (OCR). Si bien la gráfica muestra una dispersión importante, la relación queda establecida en un rango entre 250 y 500.

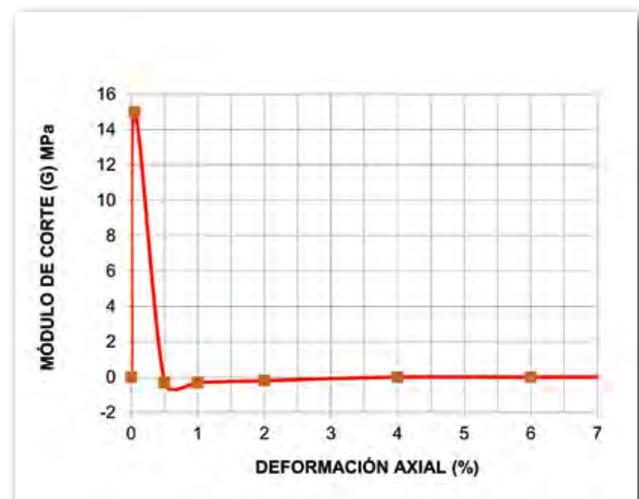


Figura 8. Ejemplo de uno de los ensayos triaxiales de compresión anisótropos realizados donde se establece la relación “G” respecto a la deformación axial de la muestra ($\epsilon\%$).

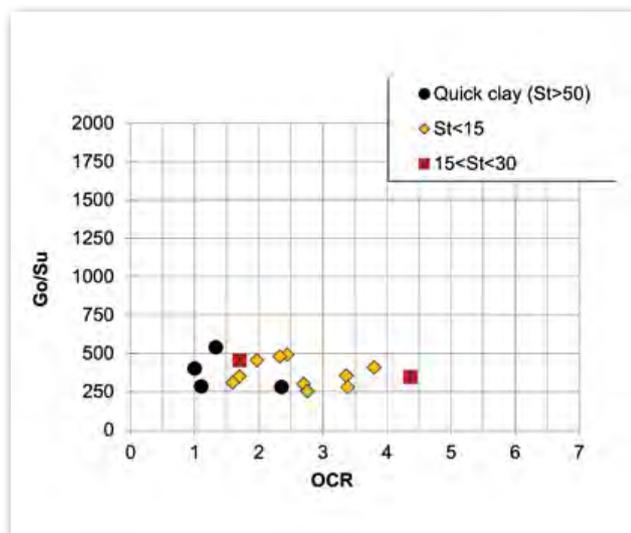


Figura 9. Correlación entre el módulo de deformación de corte a pequeñas deformaciones normalizado (G_o/S_u) y el grado de sobreconsolidación (OCR).

4. MEDIDAS REALIZADAS EN LOS ENSAYOS CPTU

El ensayo CPTU consiste en introducir en el terreno un tren de varillas a una velocidad constante de unos 2 cm/seg. En el fondo de las varillas se encuentra una “cabeza” de medición que consta de 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 que se genera 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:

q_c = (Fuerza en el cono/Área del cono) //resistencia al cono//

f_s = (Fuerza en el faldón/área del faldón) //resistencia en el faldón//

$q_t = q_c + u_2 \cdot (1-a)$ //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 suele definirse de forma aproximada $q_t \approx q_c + 0,2 \cdot u_2$

$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100$ // “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 suele definir como “Rf”.

$q_{net} = q_t - \sigma_{vo}$ // Resistencia neta//

$Fr = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100$ // “Friction Ratio” normalizado//

$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}}$ // Resistencia del cono normalizada//

$Q_{tn} = \left[\frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_{atm}} \right] \cdot \left[\frac{P_{atm}}{\sigma'_{vo}} \right]^n$ // Resistencia del cono normalizada-2// (Robertson, 2009, 2016).

$n = 0,381(I_c) + 0,05 \cdot (\sigma'_{vo}/P_{atm}) - 0,15$
// Parámetro de presión y terreno// (Robertson, 2009).

$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log Fr + 1,22)^2]^{0,5}$
//“material index”-Índice de material// (Robertson, 1998-2009).

$B_q = \frac{u_2 - u_1}{q_t - \sigma_{vo}}$ // Razón de presión intersticial// es el parámetro de la presión de poros normalizada.

$P.P. = \frac{u_2 - u_0}{q_t}$ // “differential Pore Pressure ratio”- presión de poro normalizada//.

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”, “ u_1 ” y “ u_2 ”; el resto de los parámetros surgen en realidad de combinar estos primeros.

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 se debe verificar mediante piezómetros instalados previamente en el terreno, la correcta valoración de la presión de poros inicial.

5. CORRELACIONES DEFINIDAS PARA LOS ENSAYOS CPTU EN ARCILLAS NORUEGAS

Para realizar las correlaciones se ha utilizado el valor correspondiente a la media de los valores obtenidos por el CPTU test en los 60 cm de longitud equivalente a la muestra inalterada que se compara.

5.1. Presión de sobrecarga previa del terreno POP (*Pre Overburden Pressure*)

La figura 10 muestra la relación entre la máxima presión vertical efectiva tenida en las muestras ensayadas en edómetros electrónicos (POP) y la presión neta del cono (q_{net}).

La figura 10 muestra dos posibles correlaciones. La primera de ellas (trazo punteado) aplica a la mayoría de las muestras y se ajusta muy bien a las arcillas de sensibilidad inferior a 15. La segunda correlación (trazo continuo) se presenta para algunas muestras de arcillas rápidas que no se ajustan a la primera correlación.

“línea discontinua” \rightarrow POP (kPa) = 0,25 * q_{net} (kPa) [5]

“línea continua” \rightarrow POP (kPa) = 0,4 * q_{net} (kPa) [6]

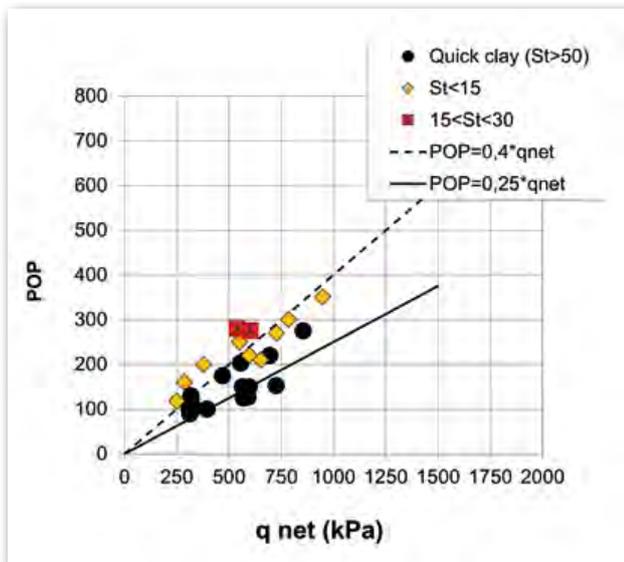


Figura 10. Correlación entre máxima presión vertical efectiva (POP) y la presión neta del cono (qnet).

5.2. Grado de sobreconsolidación OCR (Over Consolidation Ratio)

El grado de sobreconsolidación (OCR) se puede establecer haciendo uso de la resistencia al cono normalizada-2 (Qtn). La figura 11 muestra una misma correlación para arcillas rápidas que para el resto de arcillas. El valor obtenido es similar al correspondiente al que se obtendría con la máxima presión vertical efectiva utilizando la figura 10.

Se puede establecer la correlación lineal:

$$OCR = Qtn / 2,5 \quad [7]$$

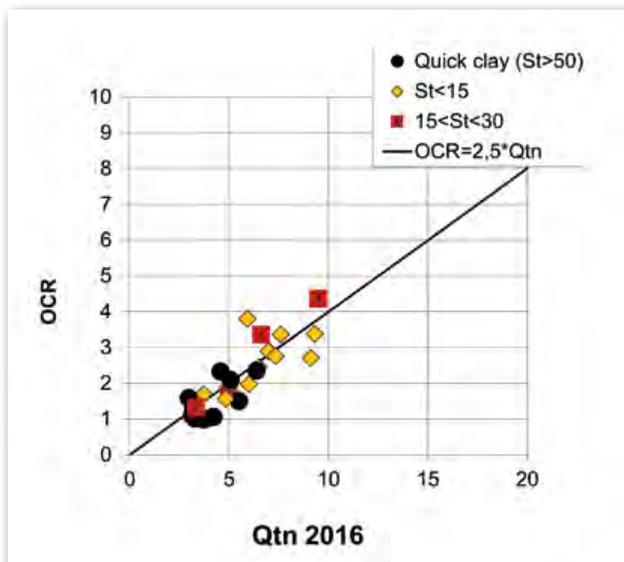


Figura 11. Correlación entre el grado de sobreconsolidación (OCR) y la resistencia al cono normalizada-2 (Qtn).

5.3. Correlación a la resistencia al corte no drenada obtenida en los ensayos de cono de laboratorio realizados en muestras inalteradas

La figura 12 muestra la correlación entre la resistencia al corte no drenada establecida con el ensayo de cono de

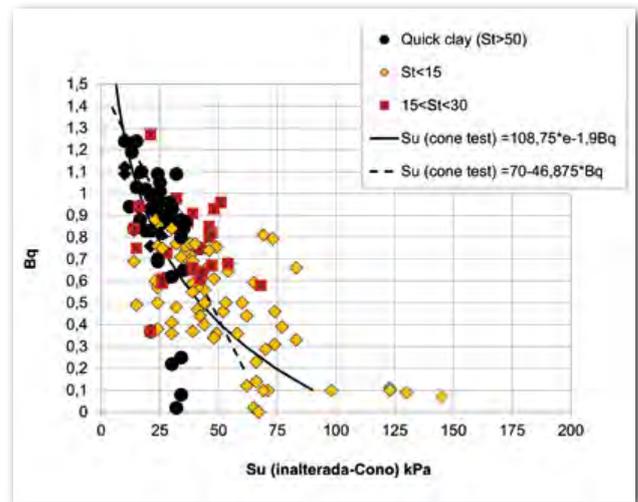


Figura 12. Correlación entre la razón de presión intersticial del CPTU (Bq) y la resistencia al corte no drenada del ensayo de laboratorio de cono ($Su_{\text{inalterada-Cono}}$).

laboratorio (figura 1) y la razón de presión intersticial (Bq). Algunos valores se desplazan de la correlación a valores de Bq anómalamente bajos. Esto es debido a que se trataba de muestras obtenidas por encima del nivel freático y el avance del CPTU no puede desarrollar toda la presión de poro que les correspondería.

Definimos dos correlaciones aproximadamente similares en el rango $0,4 < Bq < 1,3$:

$$Su_{\text{inalterada-Cono}} = 108,75 * e^{-1,9Bq} \quad [8]$$

$$Su_{\text{inalterada-Cono}} = 70 - 46,875 * Bq \quad [9]$$

Una correlación entre la resistencia al corte no drenada establecida con el ensayo de cono se puede establecer también respecto a la resistencia al cono normalizada (Qtn).

Se definen dos correlaciones similares en el rango $0 < Qtn < 15$ para todas las arcillas:

$$Su_{\text{inalterada-Cono}} = 5 * Qtn \quad [10]$$

$$Su_{\text{inalterada-Cono}} = 3,38 + 5,51Qtn - 0,03Qtn^2 \quad [11]$$

5.4. Correlación a la resistencia al corte no drenada de los ensayos de cono de laboratorio realizados en muestras remoldeadas

La correlación a la resistencia al corte no drenada establecida con el ensayo de cono de laboratorio en muestras remoldeadas es muy compleja en las arcillas rápidas ya que resultan extremadamente blandas ($Su_r < 0,5$ kPa) y los valores obtenidos se van al eje del gráfico. La figura 14 establece la mejor de las correlaciones halladas, haciendo uso de la razón de presión intersticial (Bq) con el resto de arcillas. De nuevo los valores bajos de razón de presión intersticial se deben a zonas del terreno por encima del nivel freático.

$$Su_{\text{remoldeada-Cono}} = 0,8 * Bq^{-2,5} \quad [12]$$

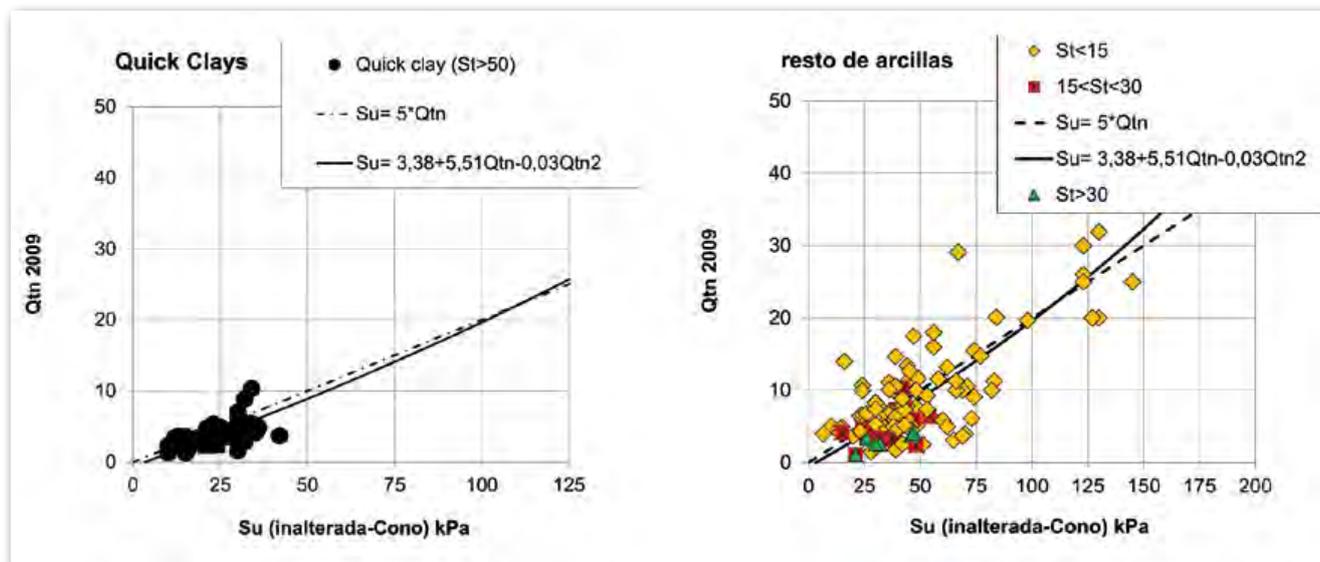


Figura 13. Correlación entre la resistencia al corte no drenada del ensayo de laboratorio de cono (S_u inalterada-Cono) y la resistencia al cono normalizada (Q_{tn}).

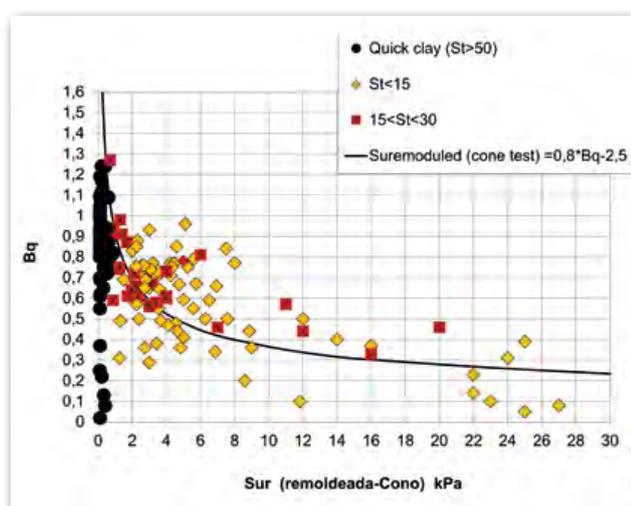


Figura 14. Correlación entre la razón de presión intersticial (B_q) y la resistencia al corte no drenada de muestras remoldeadas en el ensayo de cono ($S_{u_{remoldeada-Cono}}$).

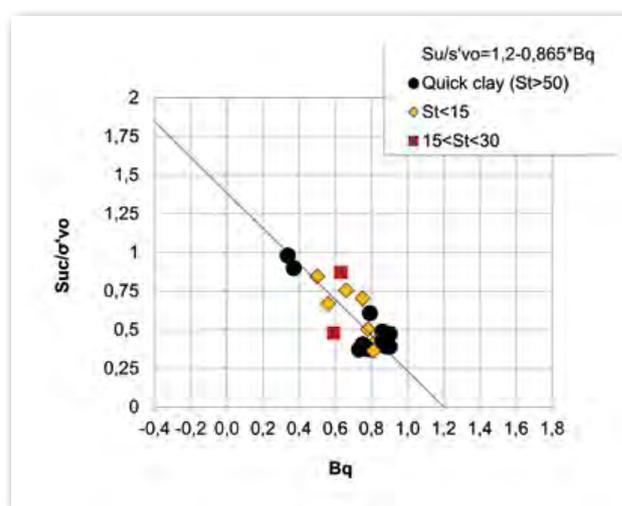


Figura 15. Correlación entre la razón de presión intersticial (B_q) y la resistencia al corte de compresión no drenada triaxial normalizada (S_{uc}/σ'_{vo}).

5.5. Resistencia al corte no drenada correlacionada de los ensayos triaxiales anisótrpos de compresión realizados en muestras inalteradas

La figura 15 muestra la correlación entre el valor de la resistencia al corte no drenada en muestras ensayadas en triaxiales anisótrpos de compresión (S_{uc}) y la razón de presión intersticial (B_q). La correlación es común entre arcillas rápidas y el resto de arcillas.

Se puede definir la correlación:

$$S_{uc}/\sigma'_{vo} \text{ (triaxial)} = 1,2 - 0,865 * B_q \quad [13]$$

Del mismo modo se pueden combinar las ecuaciones [4], [5] y [6] y definir el ajuste de SHANSEP como:

$$S_{uc}/\sigma'_{vo} \text{ (triaxial)} = 0,35 * (\alpha * q_{net})^{0,65} \quad [14]$$

Donde $\alpha = 0,33$ en arcillas rápidas y 0,25 en el resto.

6. CARTA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS PROPUESTA PARA LAS ARCILLAS RÁPIDAS NORUEGAS

Fuente de continua discusión es la posibilidad de definir una carta de clasificación de suelos (*soil behaviour type*) donde se pudieran identificar las arcillas rápidas (*quick clays*) y las quebradizas (*brittle clays*) de manera separada al resto de arcillas. En los 28 ensayos de penetración estática analizados hemos obtenido una posible clasificación basada en la carta de Schneider *et al.*, 2008, extendiéndola a los campos en los que se han ubicado estas arcillas en el presente trabajo. Dicha carta se realiza con la resistencia al cono normalizada del ensayo CPTU (Q_{tn}) y la relación de incremento de lectura de presión de poros en la segunda piedra porosa normalizada por la presión efectiva del terreno ($\Delta u_2/\sigma'_v$).

La figura 16 muestra la carta con sus dominios en los que se describen arcillas sensitivas, las arcillas rápidas (*quick clays*), y los grados de sobreconsolidación observados en los ensayos de laboratorio correspondientes a esos pisos. Se muestran cinco de los ensayos analizados en dicha carta a modo de ejemplo.

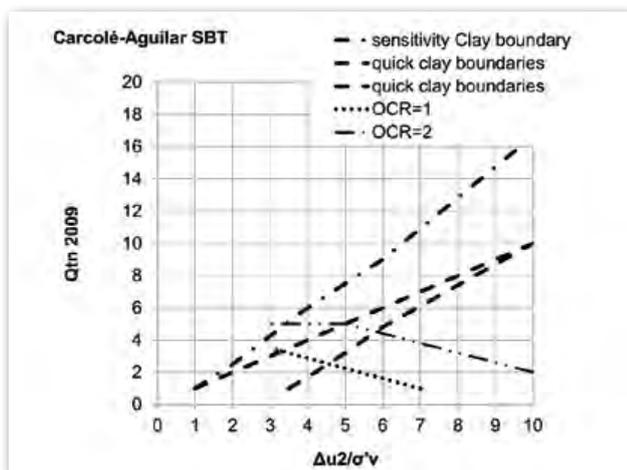


Figura 16. Carta de clasificación de arcillas rápidas, *quick clays*.

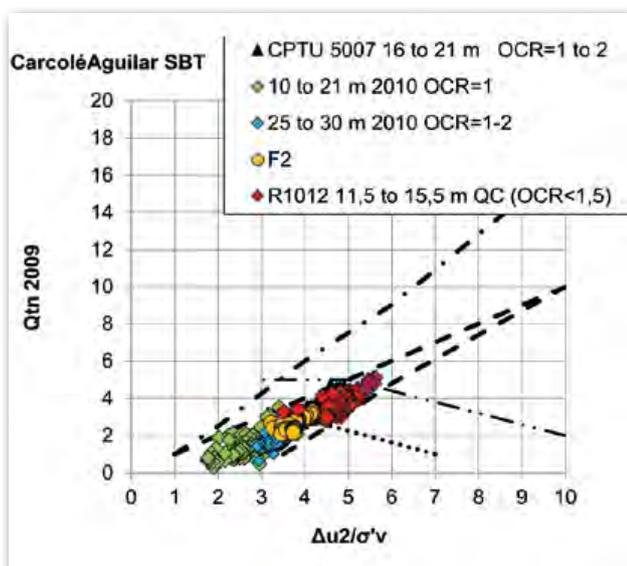


Figura 17. Carta de clasificación de arcillas rápidas, *quick clays*, aplicada a algunos de los ensayos de la obra.

7. CONCLUSIONES

A diferencia de otras arcillas sensitivas (Jamiolkowski, 1985), en las arcillas rápidas la resistencia al corte no drenada está condicionada por la presión efectiva del terreno. Las correlaciones habituales del ensayo de penetración estática (N_{kt} , N_u) no son satisfactorias. La vía para establecer esas correlaciones será en base al grado de sobreconsolidación, la tensión efectiva y la generación de presión de poros en la segunda piedra porosa.

Los parámetros en condiciones remoldeadas son muy difíciles de establecer ya que a efectos prácticos las arcillas rápidas plastifican.

Los materiales sensitivos se suelen identificar y clasificar en base al faldón del ensayo de penetración estática

(Robertson, 2014), eso resulta imposible con arcillas rápidas. Una carta de clasificación de suelos es posible haciendo uso de la carta de Schneider *et al.*, 2008, extendiéndola a campos que estos autores no definieron.

8. REFERENCIAS

Jaky, J. (1948). Pressure in soils. *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam*, Vol. 1, pp. 103-107.

Jamiolkowski, M., (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, Vol. 1, pp. 57-153.

Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test. *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Weisbaden*, Vol. 1, pp. 19-25.

Ladd, C.C., y Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 100(7): pp. 763-786.

Lunne, T., y Kleven, A. (1982). *Role of CPT in North Sea Foundation Engineering*, Norwegian Geotechnical Institute Publication, N139, 14P.

Lunne, T., (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. London: Spoon Press.

Lunne, T., (2006). Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(7): pp. 726-750. <https://doi.org/10.1139/t06-040>

Mayne, P.W., y Kulhawy, F.H. (1982). K_0 -OCR relationships in soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 108(6): pp. 851-872.

Robertson, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration test - a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11): pp. 1337-1355.

Robertson, P.K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system-an update. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12): pp. 1910-1927. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044>

Robertson, P.K., y Cabal, K.L. (2014). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. 6th Edition. California: Gregg Drilling & Testing, Inc.

Schneider, J.A., (2008). Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(11): pp. 1569-1586.

Statens Vegvesen (2014). *Geoteknisk felthåndbok. Håndbok HB-V222. And Geoteknikk i vegbygging. Håndbok HB-V220*.

UNE-EN ISO 22476-1. *Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 1: Ensayos de penetración con el cono eléctrico y el piezocono (ISO 22476-1:2012)*. Madrid: AENOR.