

INTERPRETACION, CORRELACIONES Y LIMITACIONES DEL ENSAYO SDMT EN UN TERRENO ARCILLOSO SOBRECONSOLIDADO

Juan-Alfonso Carcolé Galea¹
Juan Mestre Morales²

Palabras clave:
SDMT

Resumen

CPTU

Se han realizado tres ensayos SDMT en una arcilla sobreconsolidada de estructura anisótropa y se han contrastado con ensayos de laboratorio para validar/rechazar las correlaciones a los parámetros geotécnicos de este tipo de suelos.

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. 110 Oaxaca. México.

1 INTRODUCCION

Resulta razonable preguntarse la idoneidad de cada tipología de ensayo en virtud al tipo de terreno en el que este se realice. La duda se acrecienta cuando se va a hacer uso de las correlaciones habitualmente utilizadas en geotecnia, si estas no pueden contrastarse con ensayos de laboratorio que las validen en cada campaña geotécnica.

Con el transcurso de los años, muchas de las correlaciones utilizadas con equipos SDMT y CPTU se han ido contrastando como muy fiables en terrenos jóvenes y Normalmente Consolidados (NC), pero del mismo modo se ha ido comprobando las dificultades para aplicarlas en terrenos Sobre consolidados (SC), dilatantes, cementados y con estructuras anisótropas. Especialmente frente a esta última característica la tipología del ensayo escogido se puede ver muy afectada en sus resultados frente a la aplicación de las correlaciones habituales.

2 TERRENO EN EL QUE SE HAN REALIZADO LOS ENSAYOS

La geología en la que se realizaron los ensayos analizados en el presente Artículo son arcillas terciarias del norte de Europa (en la población de Raciborz, Polonia). Se trata de unas arcillas marinas que han sufrido toda una serie de fenómenos de envejecimiento y alteración por acción de las glaciaciones, erosiones, cambios de quimismo de las aguas, etc, que han producido finalmente unas arcillas grises, laminadas, sobreconsolidadas. La **figura n°1** muestra el aspecto del terreno en el que se han hecho los ensayos.



Figura. 1. Aspecto de las arcillas Terciarias de Raciborz, Polonia.

La **figura n°2** muestra la gráfica de Casagrande del terreno que este se identifica como arcillas de alta plasticidad tipo CH.

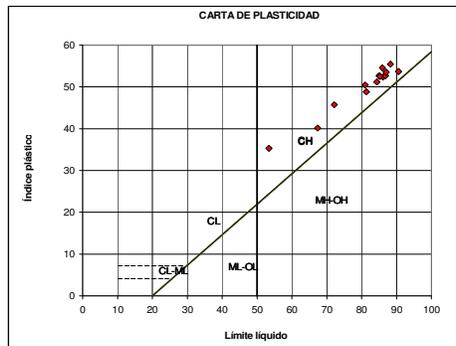


Figura. 2. Carta de plasticidad de Casagrande.

La **figura n°3** muestra la gráfica de los parámetros más características obtenidas en el laboratorio, de la identificación del material respecto a su profundidad. Puede verse como el terreno es marcadamente similar en cuanto a sus parámetros. La población dominante son los finos (aproximadamente el 90%) y la fracción arcilla que llega al 30-50%. La humedad está cerca del Límite Plástico por lo que los índices de fluidez están en torno a cero; por este motivo pese a unos índices de poros elevados (0,8-1), el material tiene una consistencia rígida ($S_u=150-200$ kPa).

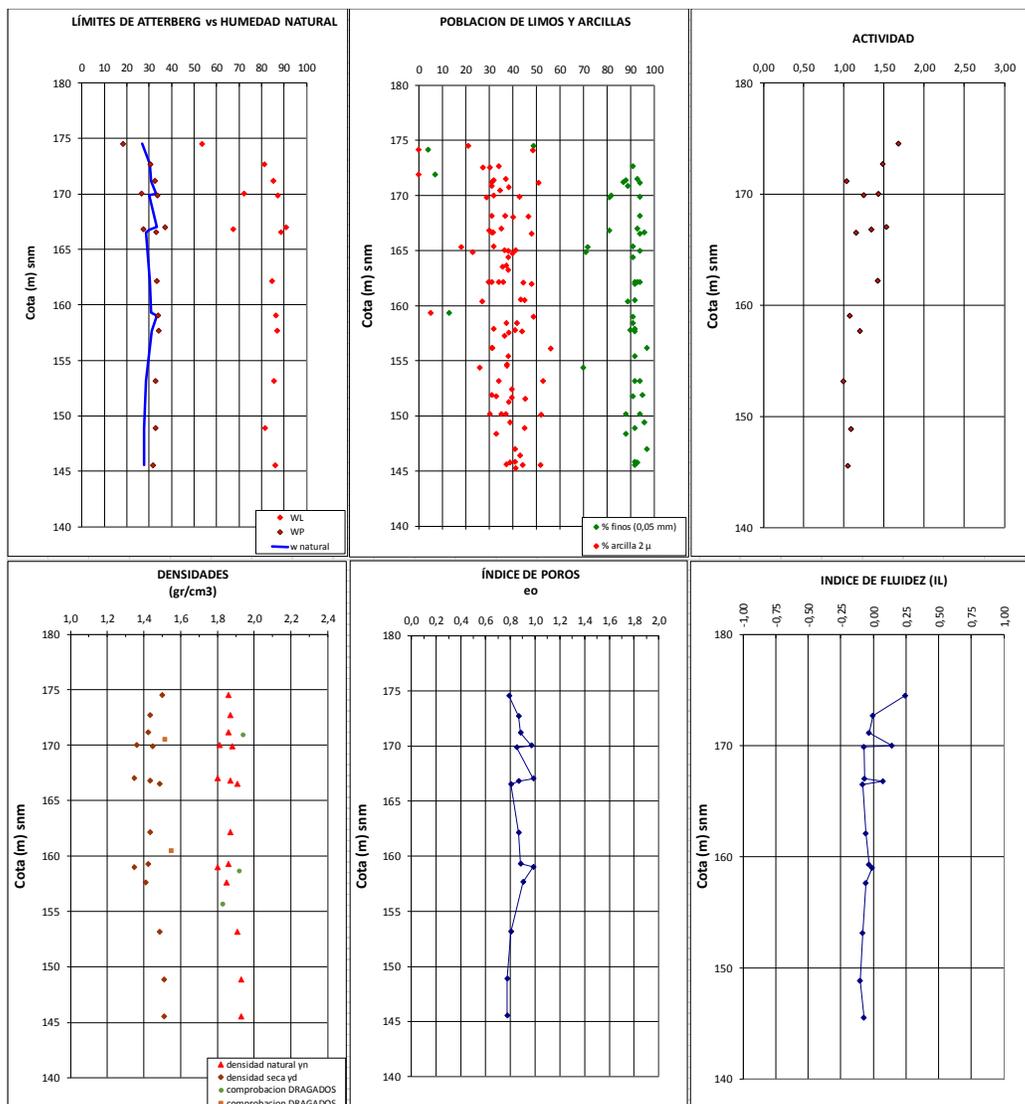


Figura. 3. Resultado ensayos de caracterización de las Arcillas Terciarias.

El **cuadro n°1** recoge las características de los ensayos de identificación, a modo de parámetros promedios, del terreno en el que se han hecho los ensayos:

Lw %	Lp %	Ip %	arena	limo	2 μ	w nat	IL %	Ac
85	32	53	8	52	40	28	-0,075	1,00
eo	n	γs	γn	γd	Sr	Mo	CaCO ₃	
0,85	45	2,7	1,9	1,5	1	5%	>13 %	

Lw=límite líquido; Lp= Límite plástico; Ip%=Índice de Plasticidad; 2μ=porcentaje de partículas inferior a 2 micras; I_L=índice de fluidez; Ac=actividad de la arcilla; eo=índice de poros inicial; n=porosidad; γs=peso específico de las partículas sólidas; γn= peso específico natural; γd=peso específico sólido; Sr=Grado de saturación; Mo=materia orgánica en %; CaCO₃= contenido en carbonato cálcico en %.

Cuadro 1. Resumen de los parámetros identificativos de las arcillas Terciarias analizadas.

El **cuadro n°2** recoge los parámetros de resistencia característicos del terreno, en virtud a los ensayos triaxiales con medición de onda transversal (Vs) realizados.

Ip	2micras	φ	c	$E_{u_{TD=50\%}}^{Pr ef = 100 - kPa}$	$E_{TD = 50 \%}^{Pr ef = 100 - kPa}$	K	Vs (100 kPa)	Go (100 kPa)	G _(TD=50) (100 kPa)
53%	50%	21,5°	≈0	15 MPa	10 MPa	1 a 1,5	160-175 m/seg	50-60 MPa	5 MPa

def=0,5% def=0,5-1,25% def=0,5%
 φ=ángulo de rozamiento; C'=cohesión; $E_{u_{TD=50\%}}^{Pref=100}$ = módulo secante correspondiente a la mitad de la tensión desviadora máxima en el ensayo Triaxial consolidado no drenado, a la presión isotrópica de referencia de 100 kPa;
 $E_{TD=50\%}^{Pref=100}$ = módulo secante correspondiente a la mitad de la tensión desviadora máxima en el ensayo Triaxial consolidado drenado, a la presión isotrópica de referencia de 100 kPa; K=coeficiente de empuje lateral al reposo;
 Vs= velocidad de ondas transversales; Go=Módulo transversal; G_(TD=50)(100kPa)= Módulo de rigidez transversal correspondiente a la mitad de la tensión desviadora máxima. def= deformación axial en ensayo triaxial.

Cuadro 2. Resumen de los resultados de los ensayos triaxiales con medición de onda transversal.

El **cuadro n°3** muestra las conclusiones de 6 ensayos edométricos realizados en el terreno y las interpretaciones de $P'o$ y del OCR según los métodos de Janbu y de Casagrande.

muestra	eo	$P'o$ (kPa) Janbu	M ($P'o$) Janbu (MPa)	m (modulus number)	$P'o$ (kPa) casagrande (MPa)	M ($P'o$) 1000-900 kPa	OCR Janbu	OCR casagrande
ODW-4 (6,0-6,6 m)	0,87	625	15	20,4	900	18	8,6	11,1
ODW-5 (18,0-18,6 m)	0,90	750	22,1	23,5	1000	24,5	3,9	4,3
ODW-8 (4,5-5,1 m)	0,87	650	17,1	21,4	1000	23	11,0	15,8
ODW-12 (7,0-7,6 m)	0,97	500	12,5	19	1000	20	6,0	10,1
ODW-13 (6,0-6,6 m)	0,85	625	17,4	22	900	22	7,4	9,6
madrid (10,6 m)	0,82	870	21	20	1000	21	7,1	7,5

Cuadro 3. Interpretación de Módulos Edométricos (M), presiones de preconsolidación ($P'o$) y Grado de Sobre Consolidación (OCR).

Para completar la caracterización edométrica y establecer la relación entre el módulo horizontal del terreno y el vertical (MH/MV) se tomó varias pastillas de una misma muestra puestas en el edómetro en posición normal (MV) y otras talladas rotándolas 90° respecto a la posición normal (MH), se observó que el módulo edométrico horizontal era unas dos veces mayor que el vertical en el punto bajo de la “V” del criterio de Janbu 63; por lo que diferencia es clara y aproximadamente cuantificable en cuanto a la relación de módulos de deformación. El **cuadro n°4** muestra los parámetros de deformación del terreno, en virtud a los ensayos edométricos realizados. Todos los parámetros son de las muestras en vertical, menos la relación entre módulos.

Mv (MPa)	MH/MV	Cc	Cc/1+eo	m	eo	cv (m2/seg)	k (m/seg)
21,5	2	0,098	0,494	21	0,88	1,40E-07	1,00E-10

M_v =Módulo edométrico vertical en escalón de carga correspondiente a la $P'o$; $P'o$ =presión de preconsolidación;

C_c =índice de compresión; e_o =índice de poros; m =modulus number; C_v =coeficiente de consolidación;

K =permeabilidad.

Cuadro 4. Resumen de los resultados de los ensayos edométricos realizados en el terreno.

3 ENSAYOS SDMT (DILATÓMETRO SÍSMICO)

- Introducción al método de ensayo

Se realizaron tres ensayos de tipo dilatómetro sísmico que incorpora al dilatómetro plano convencional “Marchetti” sensores sísmicos para medición de onda de corte (V_s). La paleta plana se introduce en el terreno a presión y se detiene cada 20 cm para realizar el hinchado de la membrana y obtener dos lecturas, A=presión necesaria para comenzar a mover la membrana y lectura B=presión requerida para haber introducido 1,1 mm en el terreno. A estas lecturas se hacen correcciones (por calibraciones) obteniendo las presiones que se utilizarán para la interpretación del ensayo. La **figura nº4** muestra el esquema del equipo de ensayo. Las lecturas obtenidas son P_0 y P_1 .

$$P_0 = A + \text{calibración}$$

$$P_1 = B + \text{calibración}$$

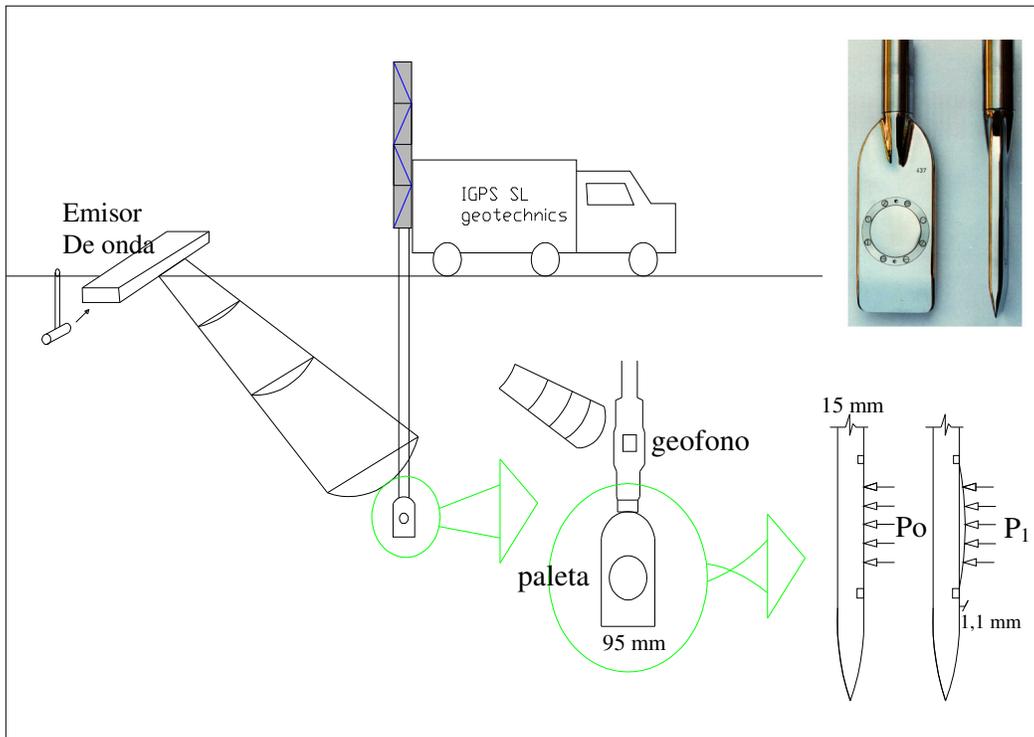


Figura. 4. Esquema ensayo SDMT.

A partir de estos valores se establecen los parámetros que serán luego utilizados en todas las correlaciones de este tipo de ensayo que son:

$$I_D = \text{“Material index”}: I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (\text{suele correlacionarse al tipo de suelo})$$

$$K_D = \text{“horizontal stress Index”}: K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{vo}} \quad (\text{suele correlacionarse al OCR y } K_0)$$

E_D =Módulo Dilatométrico: $E_D=34,7*\Delta P$ (es teoría de la elasticidad de este ensayo, no se debe tomar como un módulo de deformación del terreno)

Estos parámetros suelen llevar a buenas correlaciones en materiales Normalmente consolidados. Por ejemplo para correlacionar el OCR y los módulos de deformación se suele utilizar:

$$\text{OCR}_{\text{DMT}}=(0,5*K_D)^{1,56} \quad // \quad M_{\text{DMT}}=R_M*E_D \quad (R_M \text{ es función de } I_D)$$

Hay que notar que el ensayo se realiza en dirección horizontal (la paleta es vertical y la membrana se mueve en dirección horizontal). Por lo que estas formulaciones pueden fallar cuando el terreno Sobreconsolidado, cementado o con estructura anisótropa, si se busca el comportamiento “vertical” del terreno.

Como se desprende de las formulaciones de I_D y K_D , la posición del nivel freático será un elemento a tener en cuenta para la correcta interpretación del ensayo. No obstante en terrenos sobre-consolidados en los que P_0 y P_1 tienen valores altos, en la determinación de la “ I_D ” tendrá poca influencia un error en su posicionamiento. No es así en la determinación de la “ K_D ” donde además de la presión hidrostática “ u_0 ” influye también el hecho de considerar el terreno en tensiones efectivas, por lo que podría haber más de un 100% de error en la determinación de este parámetro.

La **figura n°5** muestra los valores de I_D (índice del terreno), K_D (índice de reacción horizontal) y E_D (Módulo dilatométrico horizontal) en los tres ensayos realizados en el terreno estudiado.

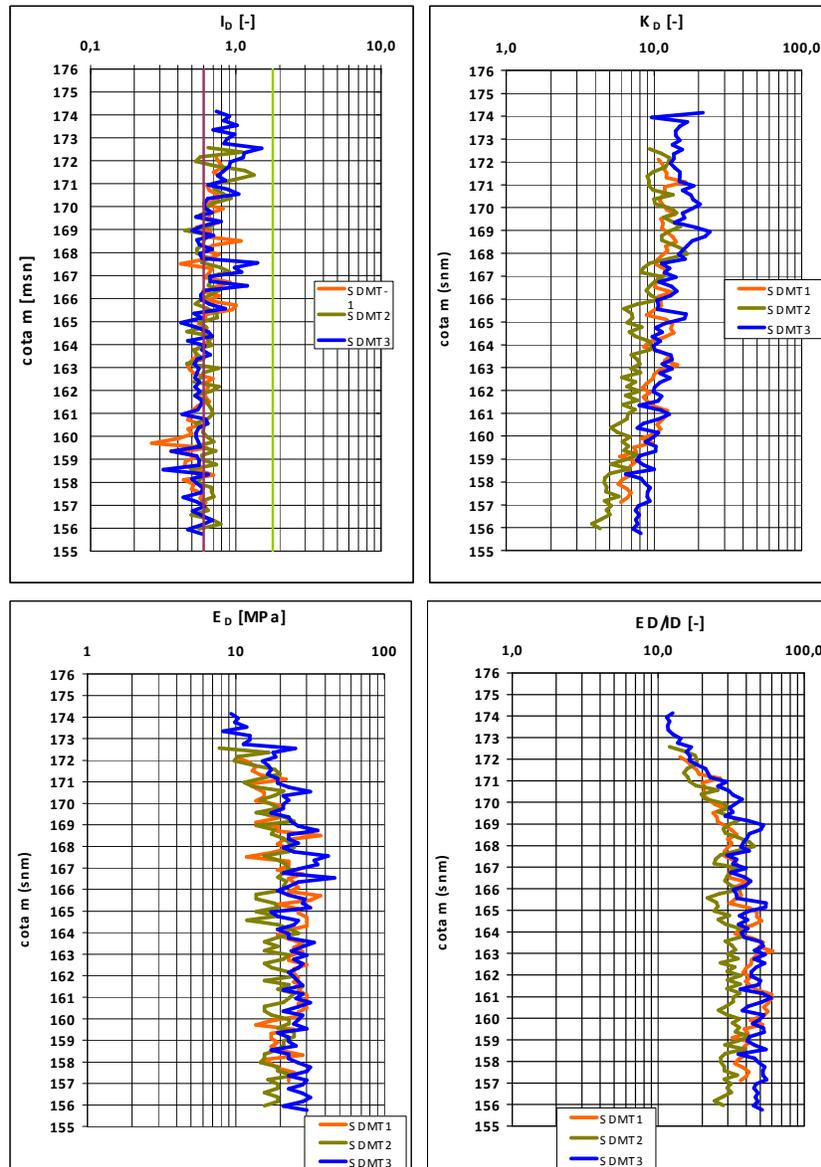


Figura. 5. Gráficas valores I_D , K_D , E_D obtenidos en los ensayos de dilatómetro realizado en Raciborz.

Resulta evidente que los valores de terreno “ I_D ” se sitúan por encima de 0,6 entre las cotas 175m y 165m y entre 0,5-0,6 por debajo de 165m. Para Marchetti 1980 eso correspondería a Limos arcillosos en la parte superior y a arcillas en la inferior (las arcillas están entre 0,1 y 0,6). La “ K_D ” evoluciona con la profundidad desde valores superiores a 10 hasta valores de 4, 6 y 8 en profundidad según el ensayo. Estos valores son siempre ampliamente superiores a “ K_0 ” debido a los efectos de penetración de la paleta. En principio simplemente sirven para ver que su valor es superior a 2 (terrenos sobreconsolidados) y que es decreciente con la profundidad de manera aproximadamente lineal a partir de la cota 168 m, por lo que se espera que el OCR tenga la misma tendencia. “ E_D ” se sitúa entre 15 y 30 MPa. Los valores $E_D/I_D > 30$ son propios de suelos rígidos.

Finalmente hay que hacer mención al detalle de que el SDMT-2 se observa sensiblemente diferente a los otros dos a partir de los 166m snm, en otros ensayos hechos en la zona, como CPTU’s, eso también ocurrió.

La **figura nº6** muestra la gráfica de Marchetti y Crapps 1981 para determinar densidad y tipo de suelos. Los valores de densidad que identifica 1,95-2,1 gr/cm³ a lo que hay que restar 0,1 (por $I_p > 50\%$), es decir 1,85-2,0 gr/cm³ son aproximadamente coincidentes con lo obtenido en el laboratorio (**figura nº3**). No obstante el tipo de material lo identifica como “silty clay” to “clayey silt” lo que para una arcilla CH no parece correcto. Es posible que debido a la resistencia de las láminas estructurales horizontales de la arcilla que originan en los ensayos de laboratorio valores de módulo edométrico horizontal dos veces más altos que los verticales, los valores de “ I_D ” y “ E_D ” sean superiores a los “necesarios” para que el material se clasificara bien en esta gráfica.

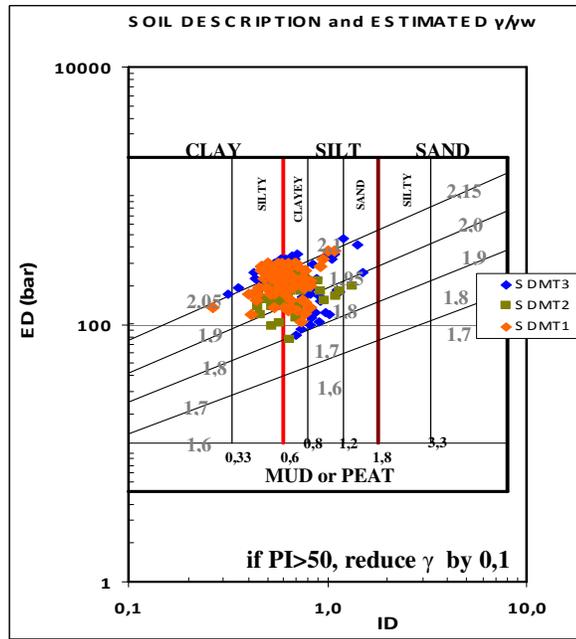


Figura. 6. Gráficas de correlación al tipo y densidad de suelo Marchetti y Crapps 1981.

La figura n°7 muestra la estimación del OCR según la correlación de Marchetti 1980 y los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio en muestras ensayadas en posición vertical. Resulta evidente que los valores correlacionados son en exceso elevados, hecho que también atribuimos a la anisotropía de la estructura del terreno.

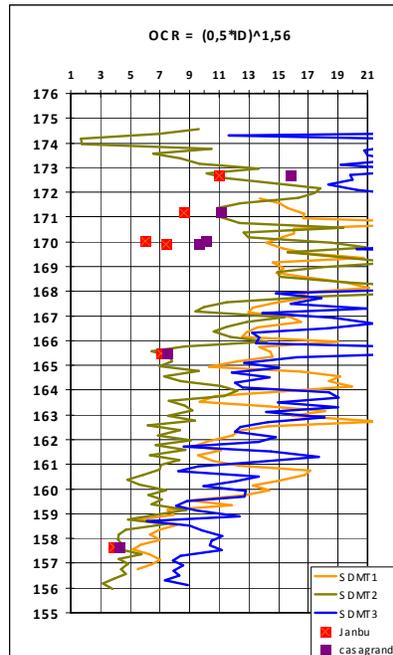


Figura. 7. Gráficas de correlación al OCR Marchetti 1980.

- **Correlación con módulos edométricos**

Para determinar el módulo edométrico se suele hacer uso de la formulación empírica de Marchetti 1980, ratificada por Lacasse 1986, donde se propone:

$$M_{DMT} = R_M * E_D$$

$I_D \leq 0,6$	$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D$
si $I_D \geq 3$	$R_M = 0,5 + 2 \log K_D$
si $0,6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \log K_D$ $R_{M,0} = 0,14 + 0,15 (I_D - 0,6)$
si $K_D > 10$	$R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$
si $R_M < 0,85$	$R_M = 0,85$

Cuadro 5. Determinación de R_M .

R_M suele estar entre 1 y 3, en este caso se ha obtenido un valor promedio de 2,52.

La **figura n°8** muestra los módulos obtenidos a partir de la correlación de Marchetti, así como los valores reales resultantes de los ensayos edométricos “verticales” hechos en las muestras inalteradas del terreno interpretando el valor del módulo edométrico acorde a las consideraciones de Janbu y Casagrande. La figura central muestra que el ajuste se podría obtener dividiendo el resultado de la correlación habitual del SDMT por 2 (con $R_M \approx 1,26$ y no 2,52), acorde al criterio de relación entre módulos que se observa en los ensayos de laboratorio. Se observa que así sí coincidirían los módulos horizontales de los dilatómetros y verticales de los edómetros. La figura de la derecha muestra el valor del Sumatorio de los módulos establecidos en la figura izquierda. Con esta gráfica se establece una correlación a la presión de sobreconsolidación, tomada como aquella en la que las gráficas se vuelven rectas. Los valores se sitúan entre 1000 y 2000 kPa, por lo que son también superiores a los que se establecieron con los edómetros (**cuadro n°3**).

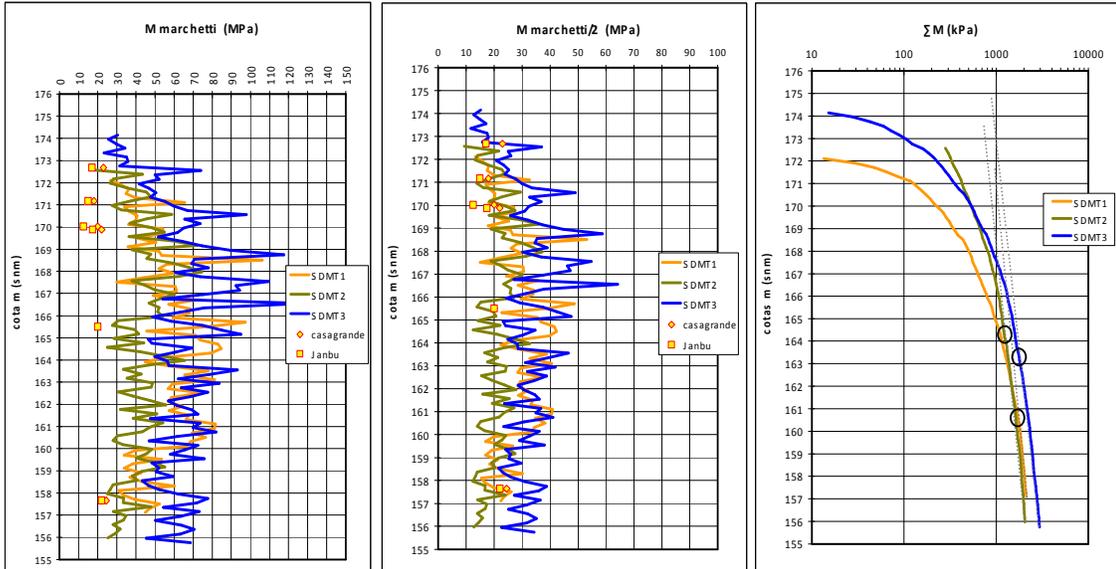


Figura. 8. Gráficas valores de correlación de M_{DMT} vs E_D y del ΣM vs $P'o$.

- **Correlación con la resistencia al corte No Drenada “Su”.**

La resistencia al corte no drenada se identifica según la ecuación de Marchetti (1980)

donde:

$$Su = 0,22 * \sigma'_{vo} * (0,5 * K_D)^{1,25}$$

La **figura n°9** muestra la correlación más o menos satisfactoria entre la fórmula propuesta y los resultados de resistencia al corte no drenado (Su) obtenidos con los ensayos triaxiales Consolidados No Drenados.

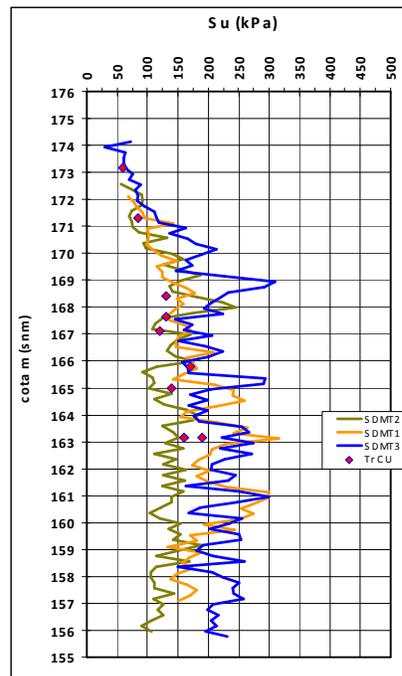


Figura. 9. Gráfica valores de correlación de K_D vs S_u .

- **Correlación con el Índice de Fluidiez “IL”.**

Se ha establecido una correlación al índice de fluidiez en este artículo haciendo usos de los resultados de los ensayos de laboratorio (**figura nº3**), y por lo tanto válido en el suelo aquí analizado, pero que no es extrapolable a otros depósitos cohesivos de historia geológica que no sea similar, acorde a:

$$IL = 1,1 - 0,78 * \left[\log \left(\frac{E_D}{I_D} \right) \right]^{0,75}$$

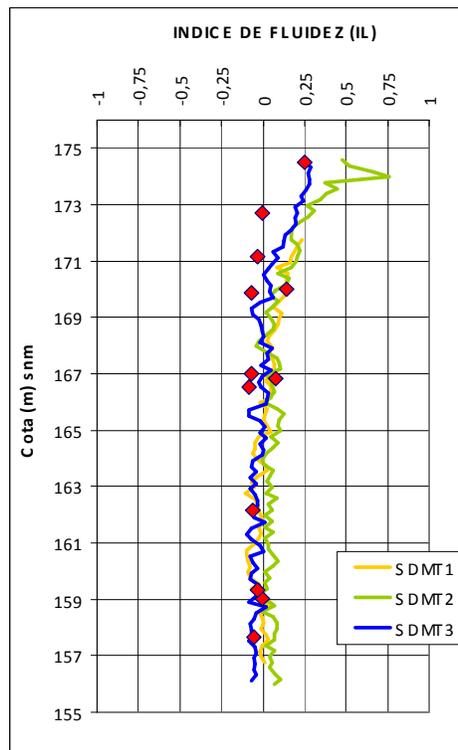


Figura. 10. Correlación del valor de índice de fluidiez con respecto a los ensayos de laboratorio.

- **Determinación del Módulo Transversal Máximo “Go”.**

La determinación del módulo transversal máximo se realiza a partir de la velocidad sísmica de cizalla tomada como se describe en la **figura nº4**, y se establece acorde a $G_o = \rho * V_s^2$, donde $\rho = \gamma/g$ (peso propio del terreno partido por gravedad). La **figura nº11** muestra el resultado de velocidades obtenido y la valoración de G_o .

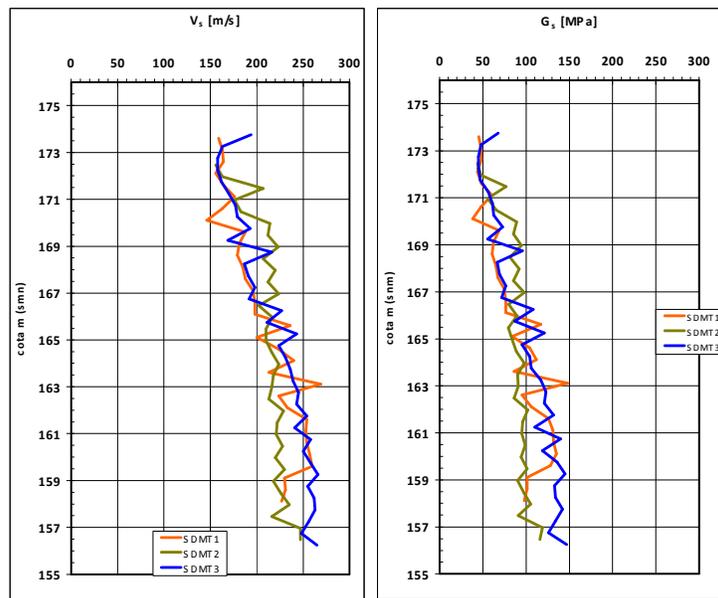


Figura. 11. Resultado medición de ondas transversales Vs y valoración de Go.

La **figura nº12** muestra el contraste entre estos resultados y los de los ensayos realizados en el laboratorio con muestras inalteradas utilizando “Bender Elements” para medir la Vs.

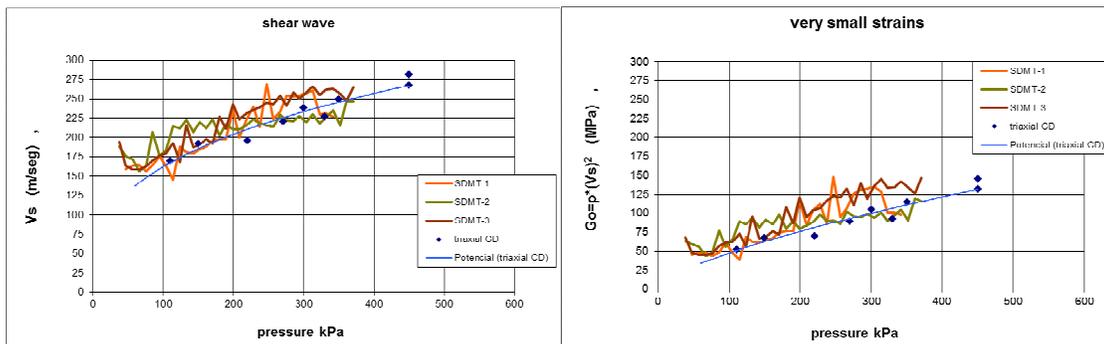


Figura. 12. Contraste del SDMT con los ensayos de laboratorio.

La correlación entre los valores del SDMT y los obtenidos en el laboratorio se observa muy satisfactoria con todo y que, como es habitual, los valores de laboratorio son algo inferiores a los de campo debido entre otros hechos al proceso de obtención, al transporte y a la manipulación de las muestras.

Se ha establecido la correlación a la densidad natural desde la velocidad sísmica haciendo uso de la ecuación de Mayne-Rix 95 y se ha graficado en la **figura n°13** sobre los resultados que se obtuvo en el laboratorio con las muestras inalteradas. Del mismo modo se ha graficado el valor de índice de poros (e_o) y peso seco (γ_d) que saldría directamente de haber establecido el peso natural (γ_n), fijando el peso de las partículas sólidas en 26 KN/m^3 :

$$\gamma_n = 6,965 * \frac{V_s^{0,227}}{(\sigma'_{vo})^{0,057}} \quad e_o = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma - \gamma_w} \quad \gamma_d = \frac{\gamma}{(1 + e_o)}$$

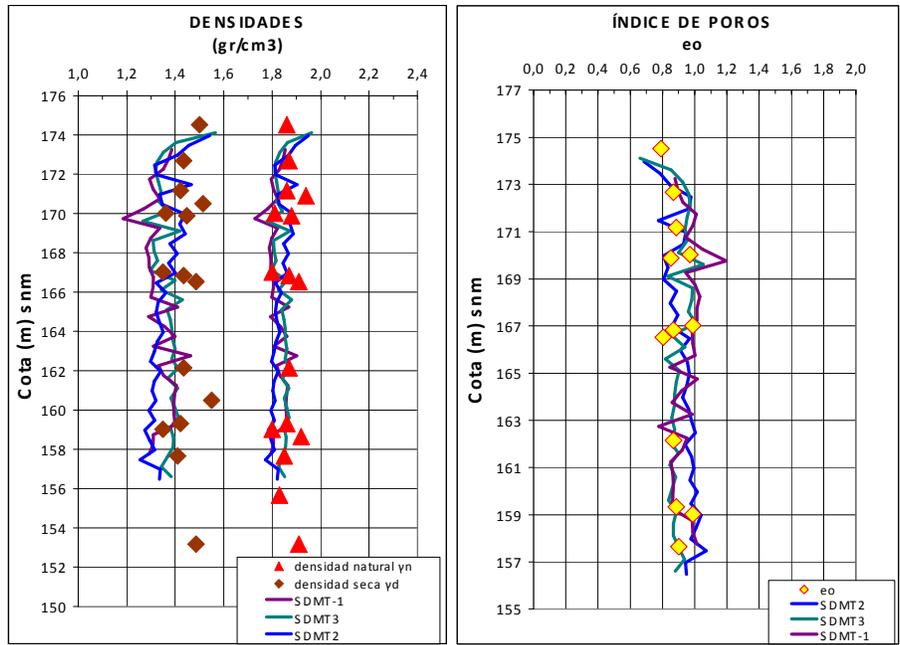


Figura. 13. Correlación de la Vs al peso natural (γ) al peso seco (γ_d) y al índice de poros (e_o).

Aunque no se ha graficado por claridad, el resultado ha sido casi idéntico al que ofrece la ecuación de Mayne et al 2009:

$$\gamma_n (\text{KN/m}^3) = 8,68 * \log(V_s) - 1.18 \log(z) - 0,53$$

- Nuevas correlaciones a la resistencia al corte no drenada “Su”.

Al margen de la correlación habitual de Marchetti a la resistencia al corte no drenada (**figura n°9**) se puede establecer correlación con la velocidad sísmica V_s , así como con el índice de fluidez. Frente a la primera existe una correlación establecida por Levesques et al 2007 que se ha mostrado muy coincidente con la valoración de Marchetti. Respecto a la segunda hemos obtenido una expresión que muestre un buen ajuste a los datos del presente estudio. La **figura n°14** muestra el resultado de las tres correlaciones en el ensayo SDMT-1.

$$\text{Marchetti} \rightarrow Su = 0,22 * \sigma'_{vo} * (0,5 * K_D)^{1,25} \quad (\text{kPa})$$

$$\text{Levesques} \rightarrow Su = \left[\frac{Vs}{7,93} \right]^{1,59} \quad (\text{kPa})$$

$$\text{Carcolé-Mestre} \rightarrow Su = 200 * e^{-4*IF} \quad (\text{kPa})$$

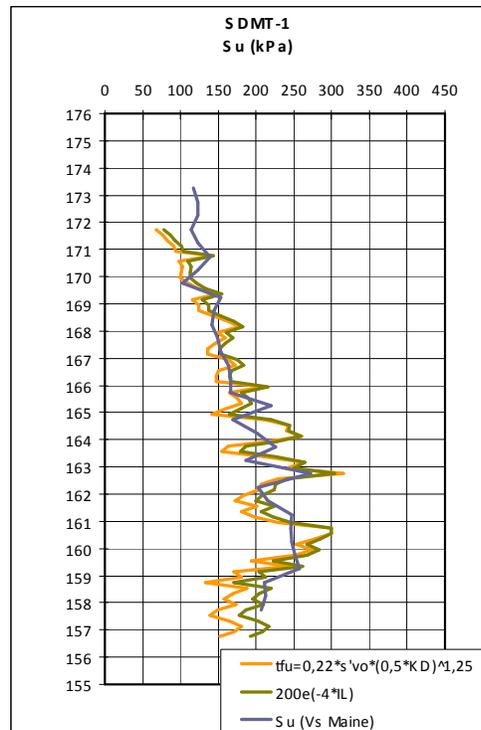


Figura. 14. Correlación de la V_s , IL y K_D , a la resistencia al corte no drenada “Su”.

Del mismo modo se ha hallado una correlación entre la resistencia al corte no drenada y la V_s .

$$\text{Carcolé-Mestre} \rightarrow V_s = 12 * S_u^{0,55}$$

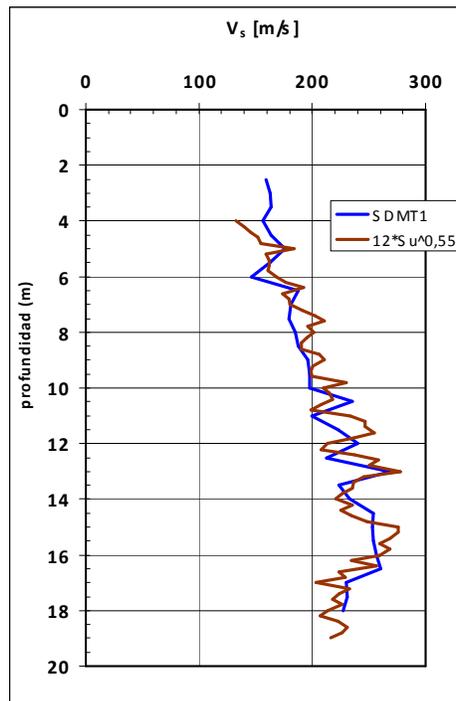


Figura. 15. Correlación a la velocidad sísmica desde la resistencia al corte no drenada.

- determinación del Coeficiente de Empuje Lateral “K”.

La **figura n°16** muestra en la parte derecha la correlación entre los valores de coeficiente de empuje lateral del terreno (K_0) que se han interpretado con los ensayos triaxiales y CPTU realizados en el terreno, y la regresión establecida con la K_D , estableciendo la correlación:

$$K_{real}=0,4*K_D^{0,5}$$

La **figura n°16** izquierda muestra el resultado de coeficiente de empuje lateral del terreno (K_0) que se correlacionaría desde los ensayos SDMT, haciendo uso de esta correlación propuesta.

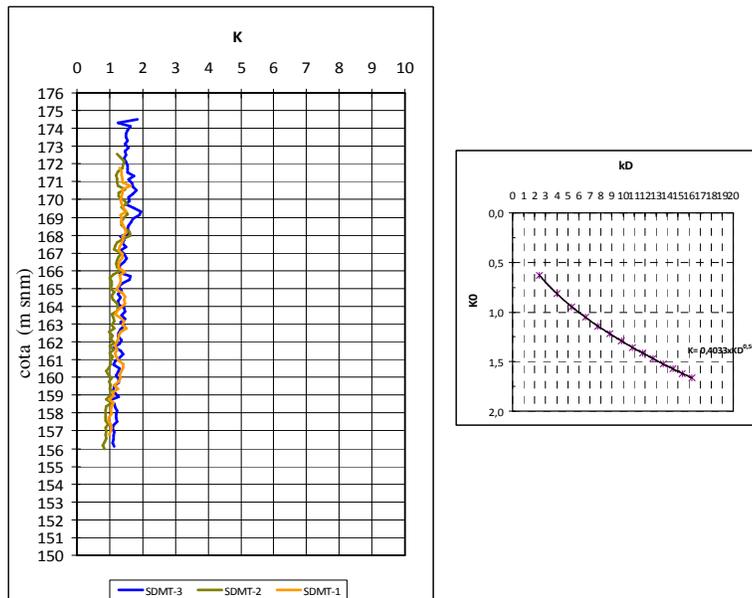


Figura. 16. Gráfica de las valoraciones entre K_D y K .

Estos valores son absolutamente distintos a los que se obtendría con la ecuación de Marchetti-80 donde $K_0=(K_D/1.5)^{0.47}-0.6$ (de buen comportamiento en suelos NC).

4 CONCLUSIONES

El terreno en el que se han realizado los ensayos tiene una anisotropía estructural muy marcada debido a la presencia de un intercapeado 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 pueden ser necesario conocer las características “en vertical” del terreno (asentamientos de zapatas, terraplenes, etc), o bien las características “en horizontal” (hastiales de túneles, muros, etc). 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 y ventajas.

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 y no se puede aceptar.

La evaluación del coeficiente de empuje lateral con las ecuaciones habituales no se puede aceptar (en este caso hemos establecido una correlación ajustada a este terreno en concreto).

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.

Las correlaciones desde la Velocidad sísmica de corte (V_s) no parecen verse influenciadas por la anisotropía del terreno, pudiéndose establecer aceptablemente γ_n , e_o , γ_d y las correcciones a S_u .

En resumen en este tipo de terrenos que no responden a un comportamiento de suelo Normalmente Consolidado, con reacciones de empujes horizontales del tipo $K_o=1-\sin\phi$, y módulos edométricos iguales en la vertical que en la horizontal, las correlaciones usualmente utilizadas no serán fiables y se deberán de establecer en cada caso particular.

BIBLIOGRAFIA

- Carcolé J.A. (2016) *Analisis geotecnico de arcillas de alta plasticidad (terciarion norte de europa)-ensayos de laboratorio*. Edición digital igps@igps.mex
- 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.
- 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.
- Kaczyński, 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.
- Levesques, C.L.; Locat, J; Lerouiel, S. (2007). Characterization of post glacial sediments of the Saguenay Fjord, Quebec. *Characterizacion and engineering properties of natural soils, vol 4, Taylor&Francis Group, London 2645-2677*.
- 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*.
- Mayne-Rix (1995). *G_{max}-q_c relationships for clays*, Geotechnical Testing Journal, ASTM, 16 (1), pp. 54-60.
- 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.
- Raj, R. (2007). *Evaluation of consolidation parameters of cohesive soils using PCPT method*. Thesis. Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College.
- Satoshi Nishimura (2005) *Laboratory study on anisotropy of natural London clay*. Ediciones de Doctorado Department of Civil and Environmental Engineering. Imperial College London.

- 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>
- Sung-Woo Moon; Taeseo Ku (2016). *Development of global correlation models between in situ stress-normalized shear wave velocity and soil unit weight for plastic soils*. Can Geotech J. 53:1600-1611.
- 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 tehorie de consolidation unedimensionelle 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.