

# Une méthode de classification de la sensibilité des sols au moyen du piézocône

## Soils sensibility classification method from piezocone data

Serratrice J.-F.

CETE Méditerranée, Aix en Provence, France

**RÉSUMÉ :** Une méthode de classification des sols naturels à partir des mesures au piézocône est proposée. La méthode procède en deux étapes et en référence aux résistances drainées et non drainées mesurées à l'appareil triaxial sur les sols carottés au préalable dans le même site. La méthode est présentée puis deux exemples d'interprétation sont proposés et commentés à partir de mesures recueillies en sondages. Les tendances d'évolution des mesures au piézocône avec la profondeur dans les massifs argileux homogènes récents sont examinées ensuite.

**ABSTRACT:** A method of classification of natural soils from piezocone measurements is proposed. The method proceeds in two steps with reference to drained and undrained strength provided by triaxial testing on soil previously sampled into the same site. The method is presented and two examples of interpretation are proposed and discussed from data collected in-situ. Evolution trends of piezocone responses with depth in recent homogeneous clayey deposits are then examined.

**KEYWORDS:** Soil, penetrometer test, piezocone, triaxial testing, shear strength, soil classification

## 1 INTRODUCTION

Une méthode de classification des sols est proposée ici sur la base des mesures au piézocône et par analogie avec les résistances déterminées à l'appareil triaxial. Cette méthode s'inscrit dans la lignée des méthodes de classification proposées dans le passé. Senneet et al. (1982) sont les premiers à avoir introduit la variable  $B_q$  définie comme le rapport entre la pression d'eau nette  $u_2 - u_0$  et la résistance nette  $q_t - \sigma_{v0}$ , où  $\sigma_{v0}$  est la contrainte verticale totale à la profondeur considérée dans le massif,  $u_0$  la pression hydrostatique,  $q_t$  la résistance de pointe et  $u_2$  la pression d'eau mesurée en position " $u_2$ ". Parez et Fauriel (1988) ont proposé un guide de classification (et non pas un abaque) basé sur la représentation de  $q_t$  en fonction de  $B_q$ , qui s'inspire de celui proposé par Senneet et Jambu (1984). Parez et Fauriel (1988) rappellent à ce titre que le guide qu'ils proposent "... ne dispense pas de réaliser, sur chaque chantier, un forage carotté."

Par la suite, Robertson et al. (1986), puis Robertson (1990), ont proposé une classification qui fait intervenir les trois composantes mesurées par l'intermédiaire de variables normalisées de la résistance de pointe  $q_t$  et du frottement latéral unitaire  $f_s$  en accompagnement de la variable  $B_q$ .

Fellenius et Eslami (2000) ont proposé un abaque donnant la résistance effective  $q_E$  ( $q_E = q_t - u_2$ ) en fonction du frottement latéral unitaire  $f_s$ . Cette classification présente l'avantage d'utiliser directement les mesures pénétrométriques ou une combinaison linéaire de celles-ci. Cette résistance "effective" avait été introduite par Senneet et al. (1982).

Schneider et al. (2008) proposent un cadre de classification des sols d'après les données du piézocône, qui associe à la fois la résistance de pointe  $q_t$  et la pression d'eau  $u_2$  sous formes normalisées notées  $Q$  et  $U$  respectivement. Les mesures sont représentées dans trois diagrammes qui combinent les deux variables  $Q$  et  $U$  avec  $B_q$ , chacun de ces diagrammes étant plus pertinent qu'un autre, selon la nature du sol, pour établir la classification.

La méthode par analogie à l'essai triaxial, proposée ici, préconise une utilisation directe de la mesure  $u_2$ . Elle procède en deux étapes : 1) classification des sols en référence à leurs

résistances triaxiales drainées et non drainées ; 2) évaluation de la sensibilité des sols. Ainsi, les trois mesures du piézocône sont utilisées directement, sans recours à des variables normalisées. Cette méthode d'interprétation par analogie à l'essai triaxial est présentée tout d'abord, puis deux exemples d'illustration sont commentés ensuite.

## 2 PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE

### 2.1 Présentation

La méthode de classification des sols d'après les mesures au piézocône se fonde sur l'analogie qui peut être établie entre les comportements des matériaux observés en laboratoire à l'appareil triaxial et le fonçage d'un piézocône dans ces mêmes matériaux. La méthode procède en deux étapes, en partant des mesures brutes  $q_t$ ,  $f_s$  et  $u_2$ .

A l'étape 1, la résistance de pointe est décomposée en une partie isotrope et une partie déviatoire en tenant compte de la pression d'eau  $u_2$ . Pour cela, il est fait référence aux résistances drainées et non drainées mesurées préalablement en laboratoire à l'appareil triaxial. Cette décomposition permet de classer les sols, en distinguant les sols argileux dans lesquels se développent de fortes pressions d'eau, des sols sableux dans lesquels ces pressions sont égales à la pression hydrostatique ou sont négatives. L'interprétation se fonde sur les caractéristiques de résistance mesurées à partir d'échantillons carottés dans le site.

L'étape 2 consiste à identifier les sols sableux sensibles, de faible compacité et peu résistants, exposés au risque de liquéfaction notamment. La méthode se fonde sur les variations relatives de  $f_s$  et  $q_t$  induites par la densification d'un sol. Le principe de la classification à l'étape 2 s'appuie sur des données de la littérature et sur des données pénétrométriques recueillies dans différents sites en France.

L'intérêt de la méthode réside dans l'utilisation simultanée des trois mesures fournies par le piézocône et qui portent en elles l'effet de la profondeur sur la résistance (effet du poids des terres en tant que pression de confinement), pour des sols qui

peuvent être considérés comme normalement consolidés dans leur état naturel.

## 2.2 Classification à l'étape 1

Des variables équivalentes sont définies pour le piézocône par analogie aux variables  $p$ ,  $p_T$  et  $q$  de l'essai triaxial. Pendant l'essai triaxial,  $p$  est la pression effective moyenne,  $p_T$  la pression totale moyenne et  $q$  le déviateur. La résistance du sol est définie dans le plan des contraintes effectives ( $p$ ,  $q$ ) par une droite de Coulomb de caractéristiques  $C_{qc}$  et  $M_c$  (ordonnée à l'origine et pente) dont découlent les propriétés effectives  $c'$  et  $\phi'$  (cohésion et angle de frottement). En contraintes totales et dans le plan ( $p_T$ ,  $q$ ), les caractéristiques de résistance sont  $C_{q_{cu}}$ ,  $M_{c_{cu}}$ ,  $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ . (l'indice  $cu$  signifie consolidé non drainé).

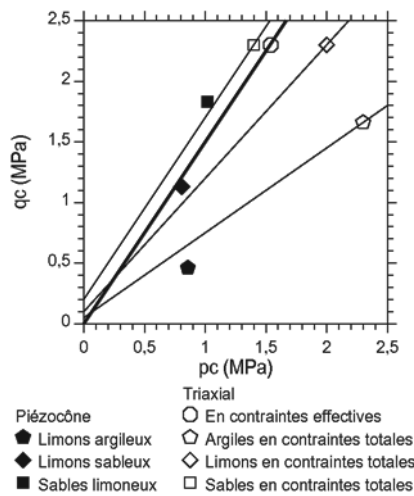


Figure 1. Principe de la classification des sols à l'étape 1 d'après les données du piézocône et les résistances triaxiales.

Dans la méthode par analogie à l'essai triaxial, les variables équivalentes définies à partir des mesures du piézocône sont  $p'_c$ ,  $p_c$  et  $q_t$ , une pression moyenne effective équivalente  $p'_c$ , une pression moyenne totale équivalente  $p_c$  et la résistance de pointe  $q_t$ . Les résistances des sols mesurées au piézocône sont supposées s'exprimer au moyen des mêmes droites de résistance dans le plan des contraintes effectives équivalentes ( $p'_c$ ,  $q_t$ ) et des contraintes totales équivalentes ( $p_c$ ,  $q_t$ ), comme indiqué sur le graphique de la figure 1.

Tableau 1. Caractéristiques des résistances non drainées des sols.

Sols	$c_{cu}$ (kPa)	$\phi_{cu}$ (°)
Argiles, limons argileux	24	19,5
Limons, limons sableux	33	25,4
Sables, sables limoneux	50	36,9

Dans cet exemple et d'après les essais triaxiaux, la droite définie en "contraintes effectives" possède les caractéristiques  $M_c = 1,5$  et  $C_{qc} = 0$ , soit  $\phi' = 36,9^\circ$  et  $c' = 0$ . Les trois autres droites représentent les résistances "consolidées non drainées" dont les propriétés  $\phi_{cu}$  et  $c_{cu}$  sont données dans le tableau 1 et qui représentent les résistances des "argiles et limons argileux", des "limons et limons sableux" et des "sables et sables limoneux".

Ainsi, dans le graphique ( $p'_c$ ,  $q_t$ ), la mesure de  $q_t$  permet de déterminer la contrainte moyenne effective équivalente  $p'_c$  générée par la pointe sur la droite effective ( $M_c$ ,  $C_{qc}$ ). La contrainte moyenne totale équivalente  $p_c$  s'obtient alors en ajoutant la mesure de  $u_2$  dans la direction isotrope, ce qui donne les coordonnées ( $p_c$ ,  $q_t$ ) du point représentatif de l'état de

contraintes totales équivalentes autour du cône. Parmi les trois droites définies en contraintes totales pour représenter les résistances non drainées des sols, la droite la plus proche de ce point permet de classer le sol.

Un exemple est donné sur la figure 1. Trois mesures effectuées au piézocône dans trois faciès différents du même sondage  $y$  sont reportées (figurés pleins). Les pressions  $p'_c$  sont d'abord recherchées sur la droites des résistance effectives (en trait épais). Puis, après adjonction de la pression  $u_2$ , la classe de sol est déterminée par la droite de résistance totale la plus proche (en traits fins, figurés creux). Après classification, les figurés représentant les classes de sols sont reportés sur les diagrammes donnant  $q_t$ ,  $f_s$  et  $u_2$  en fonction de la profondeur, comme sur les figures 3 et 4, puis sur tous les autres diagrammes dérivés. Il apparaît clairement sur ces exemples que les plus fortes pressions  $u_2$  sont attribuées aux limons argileux, alors que les plus faibles pressions sont attribuées aux sables et sables limoneux.

## 2.3 Recherche de la sensibilité des sols à l'étape 2

Après cette première étape de classification des sols, l'étape 2 consiste à détecter les sols sensibles. Les sols sont considérés comme sensibles s'ils appartiennent au quart inférieur gauche du diagramme ( $lg f_s$ ,  $lg q_E$ ) délimité par les deux courbes d'équations  $q_E = 2000 f_s^2$  et  $q_E = 2 f_s^{-0,16}$  ( $q_E$  et  $f_s$  en MPa).

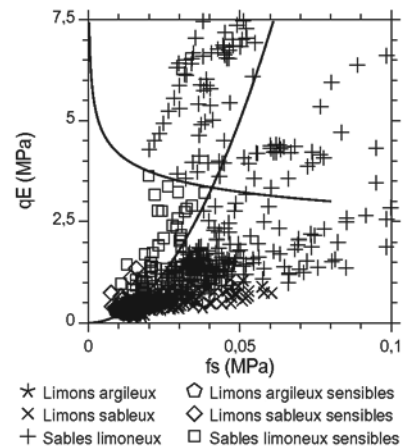


Figure 2. Identification des sols sensibles dans le diagramme ( $f_s$ ,  $q_E$ ).

Ces courbes sont indiquées sur le diagramme ( $f_s$ ,  $q_E$ ) de la figure 2, en échelles arithmétiques. Les sols sensibles sont symbolisés par des figurés en rapport avec les croix représentant les classes de sol identifiées à l'étape 1.

## 3 EXEMPLES

Ce paragraphe présente deux exemples d'interprétation des données recueillies au piézocône.

### 3.1 Exemple 1

Le premier exemple concerne des données recueillies pendant une campagne de sondages au piézocône. Trois familles de sols apparaissent, qui sont indiquées dans le tableau 1. Leurs caractéristiques de résistance ont été mesurées au triaxial à partir des échantillons carottés dans le site. Les trois familles de sols sont frottantes, avec des résistances effectives communes ( $c' = 0$  et  $\phi' = 36,9^\circ$ ). Le tableau 1 indique les résistances non drainées correspondantes.

La classification des sols à l'issue des étapes 1 et 2 de la méthode par analogie est représentée sur la figure 3 pour l'un des six sondages. Des sols sableux sensibles apparaissent entre 4 et 6,5 m de profondeur et entre 7,5 et 9,5 m, puis en des points isolés plus en profondeur.

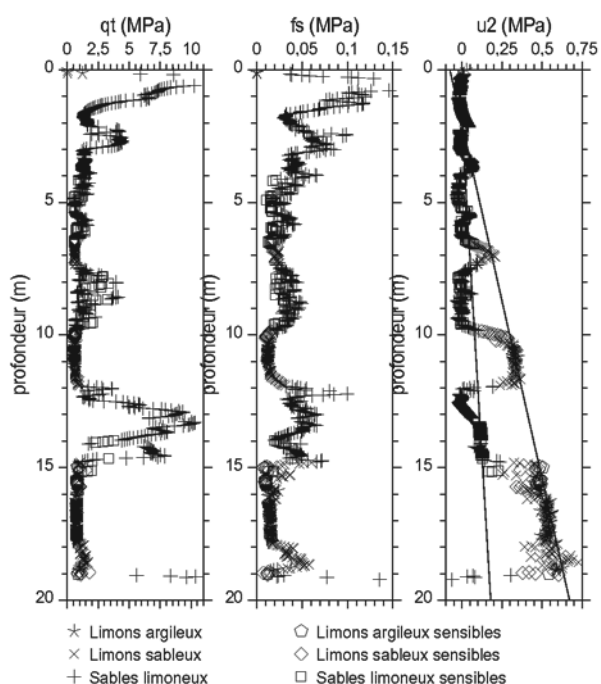


Figure 3. Classification des sols d'après les données d'un sondage au piézocône et à l'issue des étapes 1 et 2 de la méthode de classification par analogie à l'essai triaxial.

D'après la description des sols établie à l'issue des carottages, les sols argileux représentent 16,8 % de l'ensemble des échantillons, les sols limoneux 8,5 % et les sols sableux 74,7 %, pour un linéaire effectif de 26,5 m de carottage. Ces pourcentages sont à comparer aux proportions des trois familles de sols fournies par les six piézocônes, qui sont : 9,4 % pour les sols argileux, 12,1 % pour les sols limoneux et 78,5 % pour les sols sableux. Une bonne correspondance apparaît ainsi entre les carottages et les sondages au piézocône interprétés en référence aux caractéristiques triaxiales mesurées au laboratoire sur les échantillons carottés.

### 3.2 Exemple 2

Cetin et al. (2004) proposent une revue de différents cas de rupture de pentes qui se sont produites sur le rivage de la baie d'Izmit lors du séisme de Kocaeli du 17 août 1999 en Turquie. Plusieurs sites de cette région ont été explorés en 2000 au moyen de différentes techniques parmi lesquelles figurent des sondages au piézocône.

Tableau 2. Nature des sols dans le site de Soccer Field à Gölcük (D'après Cetin et al., 2004).

profondeur (m)	sol
0 à 0,5 ou 1,5	remblai d'argile silteuse brune
0,5 ou 1,5 à 2,5	sable silteux et silts
2,5 à 16,5	argile silteuse molle très plastique

Les données numériques de quelques sondages au piézocône ont été importées directement d'une base de données (<http://peer.berkeley.edu>). Les mesures du sondage SF5 réalisé dans le site de Soccer Field à Gölcük sont utilisées ici à titre d'illustration. Le tableau 2 indique le profil des terrains donné par Cetin et al. (2004) jusqu'à 16,5 m de profondeur.

Les sols rencontrés sont des sédiments fins récents de nature variée. Des sols sableux apparaissent dans tous les sites à différentes profondeurs. Mais des sols silteux et argileux

apparaissent aussi et souvent près de la surface. La frange superficielle comprend un à deux mètres de remblais, qui sont souvent détectés comme sensibles.

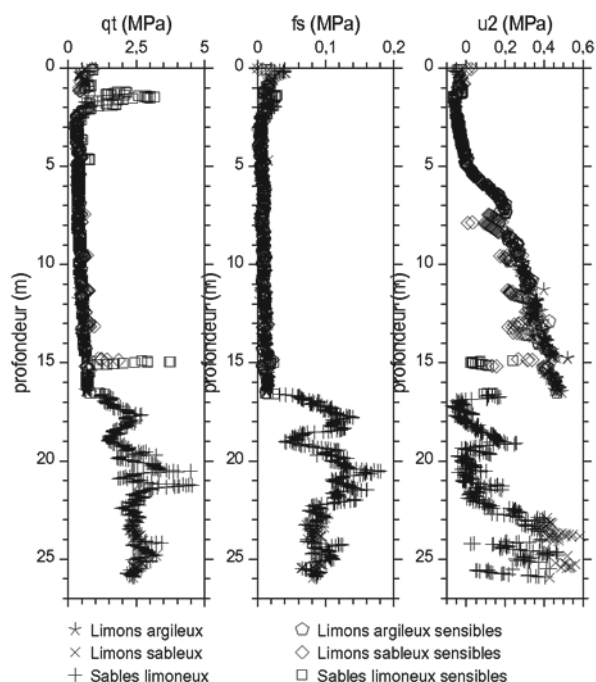


Figure 4. Classification des sols d'après les données du sondage au piézocône SF5, site de Soccer Field, Gölcük (Turquie), à l'issue des étapes 1 et 2 de la méthode de classification par analogie à l'essai triaxial.

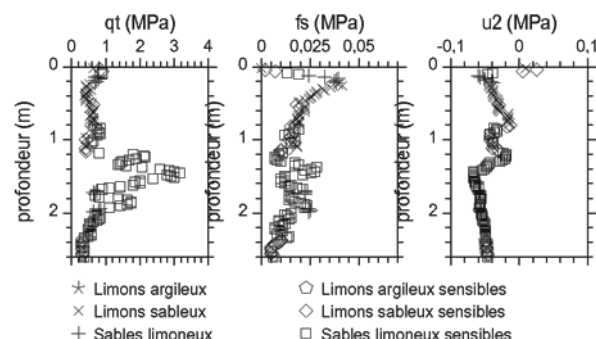


Figure 5. Extrait du profil de la figure 4 pour le sondage au piézocône SF5, entre 0 et 2,6 m de profondeur.

La classification des sols du sondage SF5 à l'issue des étapes 1 et 2 de la méthode par analogie à l'essai triaxial est représentée sur la figure 4. Les résistances triaxiales drainées et non drainées du tableau 1 ont été adoptées pour effectuer cette interprétation des données. Il apparaît des sols sableux sensibles entre 0,8 et 2,5 m de profondeur, des sols limoneux et argileux jusqu'à 16,5 m avec des pressions  $u_2$  positives, puis, au-delà, des sols sableux résistants et non sensibles. La figure 5 montre un extrait du profil pénétrométrique du sondage SF5 en surface et marqué par des sols sableux sensibles entre 1 et 2 m de profondeur.

## 4 ÉVOLUTIONS AVEC LA PROFONDEUR

Bon nombre d'enregistrements pénétrométriques obtenus dans des argiles molles et publiés dans la littérature font apparaître une augmentation quasi-linéaire des mesures avec la profondeur. Des droites représentent l'évolution moyenne de la résistance  $q_t$  et de la pression  $u_2$  en fonction de la profondeur (et

parfois du frottement latéral unitaire  $f_s$ ). De tels profils apparaissent plus rarement dans les dépôts sableux, dont la lithologie et l'état initial sont caractérisés généralement par une forte variabilité spatiale.

L'expérience acquise dans différents sites en France confirme ces tendances. Les gradients d'augmentation de  $q_t$  avec la profondeur  $z$  varient autour 30 à 50 dans les argiles, ceux de  $u_2$ , autour de 25 à 40. Pour la résistance de pointe, ce résultat s'explique par la relation empirique donnant l'évolution de la cohésion non drainée avec  $z$  et la relation donnant l'évolution de la contrainte verticale effective  $\sigma'_{v0}$  avec  $z$  :

$$\begin{aligned} c_u &= \sigma'_{v0} / 3 \\ q_t &= 15 c_u \\ \sigma'_{v0} &= (\gamma - \gamma_w) z \end{aligned} \quad (1)$$

soit :

$$q_t = 5 (\gamma - \gamma_w) z \quad (2)$$

avec  $\gamma$  le poids volumique du sol et  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau. Avec  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  et  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ , il vient :

$$q_t = 40 z \quad (q_t \text{ en kPa et } z \text{ en m}) \quad (3)$$

La formulation basée sur le modèle Cam-Clay de Chang et al. (2001) aboutit à des résultats semblables. En admettant par exemple que  $M_c = 1,2$  pour le critère de Coulomb ( $\phi' = 30^\circ$ ), un degré de surconsolidation  $OCR = 1$  (argile normalement consolidée), un indice de rigidité  $I_r = 100$  pour un sol mou (rapport entre le module élastique de cisaillement  $G$  et la cohésion non drainée  $c_u$ ,  $I_r = G / c_u$ ) et le rapport de compressibilité  $\Lambda = 0,9$  (rapport des coefficients de compressibilité  $C_c$  et de gonflement  $C_s$ ,  $\Lambda \approx 1 - C_s/C_c$ ), les relations suivantes apparaissent :

$$\begin{aligned} c_u &= 0,322 \sigma'_{v0} \\ q_t &= 12,2 c_u + p_0 \\ u_2 &= 5,68 c_u + p_0 \end{aligned} \quad (4)$$

où  $p_0$  est la pression moyenne effective ( $p_0 = (\sigma'_{v0} + 2\sigma'_{h0})/3$ ,  $\sigma'_{h0}$  contrainte effective horizontale). Puis, en admettant un coefficient des terres au repos  $K_0 = \sigma'_{h0}/\sigma'_{v0} = 0,5$ ,  $p_0$  s'écrit  $p_0 = 2 \sigma'_{v0} / 3 + u_0$ . Enfin, avec  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  et  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  :

$$\begin{aligned} c_u &= 2,5 z & (c_u \text{ en kPa et } z \text{ en m}) \\ q_t &= 47 z & (q_t \text{ en kPa et } z \text{ en m}) \\ u_2 &= 30 z & (u_2 \text{ en kPa et } z \text{ en m}) \end{aligned} \quad (5)$$

Tableau 3. Pentas des profils pénétrométriques dans les sols argileux.

Exemple	$\Delta q_t / \Delta z$ (kPa/m)	$\Delta f_s / \Delta z$ (kPa/m)	$\Delta u_2 / \Delta z$ (kPa/m)
1	31	0,35	37
2	38	0,55	31

Ces relations donnent des ordres de grandeur des gradients compatibles avec l'observation. Le tableau 3 indique les pentes évaluées dans les niveaux argileux des profils pénétrométriques des figures 3 et 4.

## 5 CONCLUSION

Une méthode a été proposée d'identification des sols à partir des données mesurées au piézocône. Cette méthode procède en deux étapes : étape 1, classification des sols ; étape 2, identification des sols sensibles. L'exploitation des données fait référence aux résistances drainées et non drainées mesurées préalablement à l'appareil triaxial sur les sols carottés dans le site.

La méthode proposée s'accorde aux méthodes en usage en matière de reconnaissances pénétrométriques, en comprenant à une étape d'identification des sols (profiling), puis une étape de recherche des sols sensibles. Cette méthode cherche à tirer parti des essais triaxiaux pour interpréter les données pénétrométriques, ce qui suppose que les reconnaissances géotechniques prévoient à la fois la réalisation de sondages carottés et de sondages pénétrométriques, pour aboutir à une analyse dédiée du site. Elle ne vise pas à revêtir un caractère universel, en utilisant une classification unique des sols.

Concernant les enregistrements au piézocône recueillis dans des dépôts argileux homogènes et récents, l'expérience fait apparaître des gradients d'évolution des mesures  $q_t$  et  $u_2$  avec la profondeur qui peuvent être encadrés par des ordres de grandeur répétitifs.

## 6 RÉFÉRENCES

- Cetin O.K., Youd T.L., Seed R.B., Bray J.D., Stewart J.P., Durgunoglu T., Lettis W., Yilmaz M.T. (2004) Liquefaction-induced lateral spreading at Izmit Bay during the Kocaeli (Izmit)-Turkey earthquake. *J. of Geotech. and Geoenv. Engng.*, vol. 130, n° 12, 1300-1313.
- Chang M.F., Teh C.I., Cao L.F. (2001) Undrained cavity expansion in modified Cam clay: II Application to the interpretation of the piézocône test. *Géotechnique*, vol. 51, n° 4, pp. 335-350.
- Fellenius B.H., Elsami A. (2000) Soil profile interpreted from CPTu data. "Year 2000 Geotechnics", Geotech. Engng. Conf., Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 27-30 novembre 2000, 18 p.
- Parez L., Fauriel R. (1988) Le piézocône. Améliorations apportées à la reconnaissance des sols. *Revue Française de Géotechnique*, n° 44, pp. 13-27.
- Robertson P.K., Campanella R.G., Gillespie D., Greig J. (1986) Use of piezometer cone data. Use on in situ tests in geotechnical engineering; Proc ASCE Speciality Conference In Situ '86, Blacksburg, pp. 1263-1280.
- Robertson P.K. (1990) Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotech. J.*, vol. 27, n° 1, pp. 151-158.
- Schneider J.A., Randolph M.F., Mayne P.W., Ramsay N.R. (2008) Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. *J. Geotech. and Geoenv. Engng.*, vol. 134, n° 11, pp. 1569-1586.
- Senneset K., Jambu N., Svano G. (1982) Strength and deformation from cone penetration tests. Proc. 2nd Euro. Symp. on Penetration Testing, ESOPT-2, Amsterdam, vol. 2, pp. 863-870.
- Senneset K., Jambu N. (1984). Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests. Proc. on Strength Testing on Marine Sediments. Laboratory and In-situ Measurements. ASTM Special Technical Publication 883, Symp. San Diego, pp. 41-54.
- Serratrice J.F. Identification des sols argileux, limoneux et sableux du plateau deltaïque du Var à partir de sondages au piézocône, Soumis au Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées.