

ESSAIS DE PENETRATION STATIQUE CHEMINS DE CONTRAINTE DANS LES SOLS NON SATURES

STATIC PENETRATION TEST WAY OF STRESS IN UNSATURATED SOILS

Vincent SAVATIER *EGIS Balma, France*, Vincent SILVESTRE BRAC *Alios*, Géraldine CAZAUX-GINESTET *INSA Toulouse*

RÉSUMÉ – Cet article présente les chemins de contrainte sur un diagramme de Cam-Clay lors de l'enfoncement d'une pointe de pénétromètre statique (CPT : Cone Penetration Test) dans le cas d'un sol argileux non saturé. L'état de contrainte existant autour de la sonde est décrit. Sont examinées les conséquences pour l'utilisation des abaques de Robertson dans les sols non saturés et pour la réalisation éventuelle de CPT avec mesure de la succion.

ABSTRACT – This paper submit the strain path around the tip of a static penetration test (CPT) on a Cam-Clay model in an unsaturated soil. We show consequences for Robertson classification charts in unsaturated soil and in the hypthetic case of CPT with suction measure.

1. Introduction

Les activités humaines se font, pour une très grande part, sur les continents, sur des sols pour la plupart non saturés. La mécanique des sols non saturés ayant accompli des progrès importants, le moment paraît venu de l'appliquer à la conception de ces ouvrages, notamment pour l'étude de l'impact du changement climatique. Le développement d'outils permettant l'investigation de ces sols « in situ » paraît nécessaire. Après le cas du pressiomètre traité dans (Savatier, 2016), nous abordons ici le cas du pénétromètre statique.

2. Chemin de contrainte autour d'un CPT dans un sol saturé

Considérons, comme présentée en figure 1, une pointe de pénétromètre foncée dans un sol pouvant être représenté par le modèle de Cam-Clay. Etudions le cas d'un point A situé à l'axe du pénétromètre. Au point initial, il se trouve :

- sur la droite d'équilibre des terres au repos $\sigma_r = K_0 \sigma_{vo}$
- avec la contrainte moyenne effective : $\sigma'_m = \frac{\sigma'_z + \sigma'_r + \sigma'_0}{3}$

2.1. Chemin de contrainte sous la pointe

Lors de l'enfoncement, le sol va subir, alors que sa position par rapport au pénétromètre va passer de A0 en A1 de la figure 1, un chargement proche de celui d'une éprouvette placée dans un bâti triaxial.

On peut admettre que pour un pénétromètre usuel, lorsque le point A se trouve en A1, on ne se trouve pas en contrainte effective sur la courbe critique (absence de rupture en compression). Cette hypothèse résulte du fait que lors d'un essai de pénétration fait avec une pointe dont les parois font un angle β avec l'axe des tiges, la contrainte verticale σ_z sous la pointe est, pour des raisons d'équilibre des forces :

$$\sigma_z = NC.q_{pc} \tag{1}$$

q_{pc} : contrainte de compression dans les tiges, N_c facteur de portance inférieur à 1.

Or, comme lors d'essais de pieux (Cambefort, 1964), la pénétration débute alors que la contrainte de rupture n'est pas atteinte pour une contrainte de l'ordre de $q_{pc} = q_c/1.8$. En A1, le déviateur q pendant l'enfoncement est donc inférieur à C_u . Cela donne la position de la droite 1 figure 1 (σ total en trait plein ; σ' effectif en pointillé).

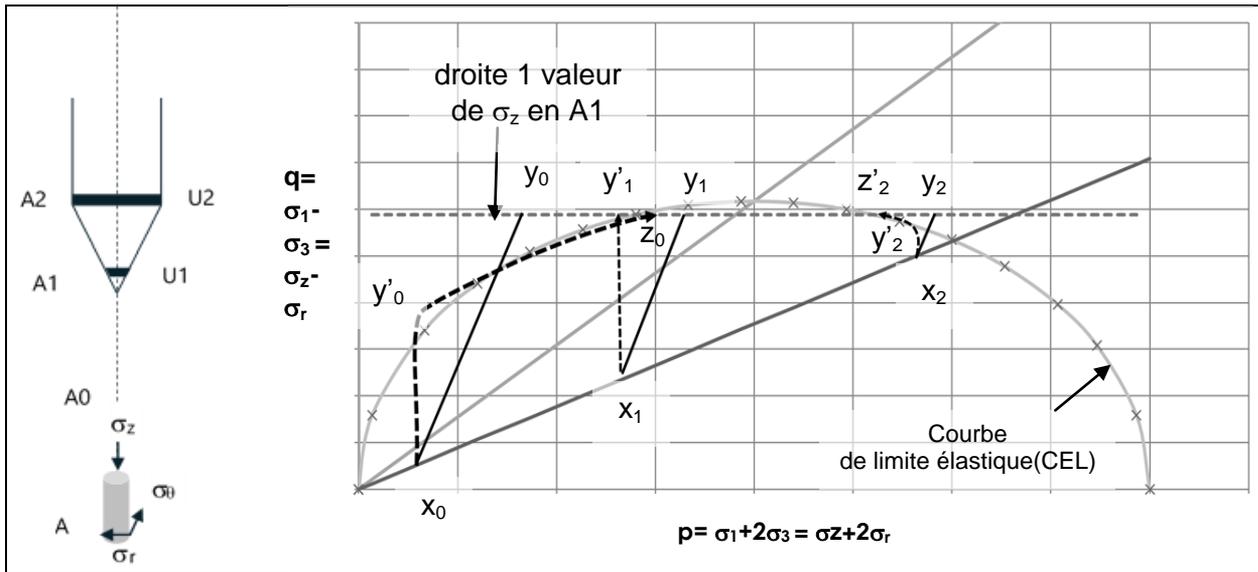


Figure 1. Chemin de contrainte entre A0 et A1 CPT sol saturé

Lorsque le point A passe de A0 en A1, 3 cas de figure sont possibles :

- Si le sol est très fortement surconsolidé (x_0), il va suivre un chemin du type x_0, y_0 en contrainte totale et x_0, y'_0, z_0 en contrainte effective. On devrait alors mesurer en U1 une pression interstitielle négative. L'expérience acquise avec les piézocônes avec mesures sur la pointe montre que ce cas de figure est extrêmement rare si ce n'est impossible.
- Si le sol est fortement surconsolidé (x_1), il suit un chemin de type x_1, y_1 en contrainte totale et de type x_1, y'_1 en contrainte effective. Si l'on dispose d'un piézocône permettant une mesure en U1, on aura alors $U1 > 0$ avec U1 décroissant si le degré de surconsolidation OCR décroît. Dans ce cas, on notera que la contrainte moyenne effective est inchangée entre A0 et A1.
- Si le sol est faiblement surconsolidé ou normalement consolidé (x_2), il suit un chemin de type x_2, y_2 en contrainte totale et x_2, y'_2, z_2 en contrainte effective. Si l'on dispose d'un piézocône permettant une mesure en U1, on aura alors $U1 > 0$ avec U1 croissant si le degré de consolidation OCR décroît. Dans ce cas, σ'_m décroît entre A0 et A1.

2.2. Chemin de contrainte au niveau de la pointe

Une fois le point A en A1, les contraintes principales vont subir une rotation σ_1 venant sur l'axe σ_r ; σ_3 sur l'axe σ_θ . Le sol situé à proximité de la pointe va alors subir comme l'ont montré (Landanyi et al, 1995) dans leur étude sur le Sharp cône, une déformation pouvant être assimilée à une expansion de cavité de type pressiométrique entre A1 et A2.

La pression radiale à la hauteur du sommet de la pointe du pénétromètre peut être assimilée, compte tenu de l'ampleur des déformations, à la pression limite en limite de cavité déterminée dans le cas d'un sol purement cohérent par la formule (Cordary, 1994) :

$$p = p_o + cu \cdot \log \left[\frac{G \cdot Ki}{cu} \right] \quad (2)$$

Avec : c_u cohésion non drainée, p_o : pression totale horizontale des terres, G : module de cisaillement, K_i coefficient qui tient compte de la géométrie particulière de l'expansion de cavité au pénétromètre statique. K_i est proche de 1.

Pour les 2 types de comportement des sols entre A0 et A1 observés dans la pratique, les chemins de contrainte entre A1 et A2 sont décrits figure 2 (Bentaiebi, 2011), (σ total en noir ; σ' effectif en gris) :

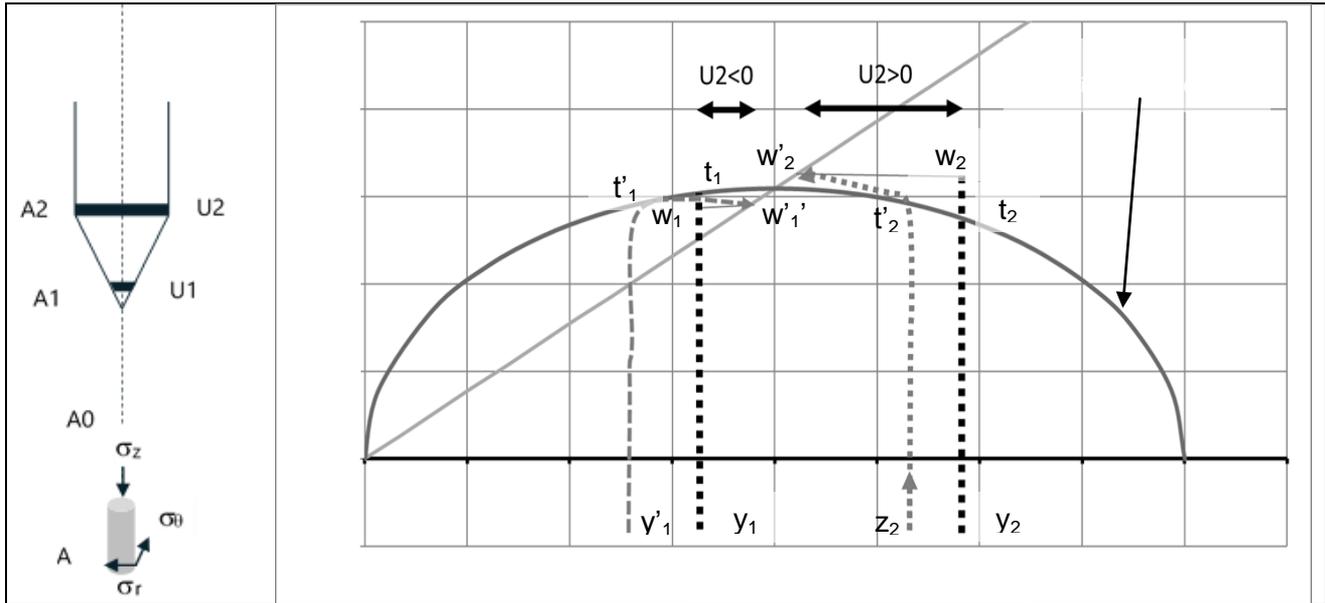


Figure 2. Chemin de contrainte entre A1 et A2 CPT sol saturé

- cas 1 : si le sol est fortement surconsolidé, il va suivre un chemin de type y_1, t_1, w_1 en contrainte totale et y'_1, t'_1, w'_1 en contrainte effective. La pression interstitielle mesurée en U2 est négative, ce qui est effectivement observé avec les piézocônes permettant une mesure en U2.

- cas 2 : si le sol est faiblement surconsolidé ou normalement consolidé, il va, lorsque A passe de A₁ en A₂, suivre un chemin de type y_2, t_2, w_2 en contrainte totale et du type z_2, t'_2, w'_2 en contrainte effective. La pression interstitielle mesurée en U2 est positive ce qui est effectivement observé pour ce type de sol avec les piézocônes permettant une mesure en U2.

Dans les deux cas, le chemin de contrainte donne la rupture dans un état proche de l'état critique d'où l'existence d'une corrélation entre $q_c - \sigma_{vo}$ et c_u . σ_{vo} est la contrainte verticale totale. Soit N_k le coefficient de proportionnalité entre c_u et $q_c - \sigma_{vo}$, on a, d'après (2) :

$$p = p_o + (N_k \{q_c - \sigma_{vo}\} \cdot \log \left[\frac{G \cdot K_i}{N_k \{q_c - \sigma_{vo}\}} \right]) \quad (3)$$

2.3. Frottement sur le manchon et ratio de frottement

Le frottement sur le manchon f_s et le ratio de frottement r_f sont proportionnels à p par les formules (avec φ_f , l'angle de frottement sol métal) :

$$f_s = p \cdot \text{tg}(\varphi_f) \quad (4)$$

$$r_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} = \frac{\left\{ p_o + (N_k \{q_c - \sigma_{vo}\} \cdot \log \left[\frac{G \cdot K_i}{N_k \{q_c - \sigma_{vo}\}} \right]) \right\} \text{tg}(\varphi_f)}{\{q_c - \sigma_{vo}\}} \quad (5)$$

Le ratio de frottement est donc proportionnel au logarithme décimal du module de cisaillement du sol dans l'état de contrainte existant autour de la pointe. Dans le cas 1 des

sols fortement sur-consolidés, il s'agit du module de cisaillement du sol dans son état de contrainte effectif moyen naturel ; dans le cas 2, il s'agit du module de cisaillement correspondant à un état de contrainte moyenne effectif plus faible que celui du sol naturel obtenu suite au chemin de contrainte x_2, y'_2, z_2 .

3. Chemin de contrainte autour d'un CPT dans un sol non saturé

3.1. Variation de la saturation avec la déformation

Le comportement est identique à celui décrit dans (Savatier, 2016). Pour chaque pas de déformation volumique, la déformation se fait à teneur en eau constante. Cela permet d'écrire dans le cas d'un sol non effondrable, les relations suivantes entre S_{ij} et S_{if} , les degrés de saturation initial et final après déformation et les paramètres de déformation du sol :

$$\text{- Sol normalement consolidé } S_{lf} = \frac{S_{li} \cdot e_i}{e_i + (-Cc \cdot \text{Log} \frac{\sigma'_{mf}}{\sigma'_{mi}})} \quad (6)$$

$$\text{- Sol sur-consolidé } S_{lf} = \frac{S_{li} \cdot e_i}{e_i + (-Cs \cdot \text{Log} \frac{\sigma'_{mf}}{\sigma'_{mi}})} \quad (7)$$

3.2. Relations contraintes totales contraintes effectives

Quel que soit le domaine, la définition de la contrainte effective dans les sols non saturés donne la relation :

$$d\sigma'_m = d\sigma_m (1 - S_l) dP_g - S_l dP_l \quad (8)$$

S_l : Saturation en liquide ; dP_g : variation de la pression de la phase gazeuse ; dP_l : variation de la pression du liquide

Comme expliqué dans (Savatier, 2016) :

- Dans le domaine D1, la pression dans les ponts liquides entre les grains sera proportionnelle à la contrainte effective. K_{sg} étant ce coefficient de proportionnalité, l'équation (8) donne la relation :

$$d\sigma_m = (1 + K_{sg} S_l) d\sigma'_m \quad (9)$$

- Dans le domaine D2, le fait que la phase gazeuse soit constituée de bulles de gaz suivant la loi de Mariotte et Henry, enfermées dans la phase liquide, donne à partir de l'équation (8) la relation :

$$d\sigma_m = d\sigma'_m - P_{go}(1 - SLo) \cdot \frac{dS_l}{(1 - S_l)} \quad (10)$$

Il faut ajouter que dans le domaine D2 également, (Boutonnier, 2007) a proposé, à partir des mêmes hypothèses (conservation de la teneur en eau ; gaz suivant la loi de Mariotte et Henry), une méthode bien adaptée pour estimer les variations de $d\sigma'_m$ connaissant $d\sigma_{m,p}$ dans le cas de déformations volumiques. Celle-ci utilise en deçà de la courbe CEL le coefficient B de Skempton pour estimer la variation de la pression de liquide. On calcule B pour chaque pas de déformation en fonction de C_f le module de déformation des fluides contenus dans l'espace interstitiel. Ce module est calculé à partir de la saturation du sol.

$$d\sigma'_m = d\sigma_m - du \text{ avec } du = B \cdot d\sigma_m \quad (11)$$

$$B = \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} E_{oedo} \cdot C_f} \quad C_f = \frac{1}{S_l} \cdot \frac{dS_l}{du} = \frac{1}{S_l} \cdot \frac{1}{s_{air}} (S_{le} - S_{l\ air}) + c_w \quad (12)$$

c_w : coefficient de déformation volumique de l'eau ; S_{le} saturation en liquide correspondant à une pression interstitielle nulle ; $S_{l\ air}$ saturation en liquide d'entrée d'air ; s_{air} succion nette d'entrée d'air.

Dans le cas d'un sol sur-consolidé, la formule 11 conduit à :

$$B = \frac{1}{1 + \frac{e.Cf.\Delta\sigma}{Cs.Log\left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma'}{\sigma'}\right)}} \quad (13)$$

Nous n'avons pas, dans le cadre de cet article, fait de comparaison entre les deux approches proposées pour le modèle D2. En effet, notre objectif est de donner les chemins de contrainte d'une manière qualitative. Cette comparaison devra être réalisée si l'on veut interpréter d'une manière plus précise les mesures de variation de la succion autour du pénétromètre. Nous nous sommes en outre limités à l'étude des sols non saturés dans le domaine D2 dont l'interprétation est plus simple.

3.3. Chemin de contrainte sous la pointe dans le domaine D2

Comme dans le cas saturé, le chemin de contrainte s'apparente à celui d'un chargement triaxial. La différence principale par rapport à ce premier cas est que la présence de gaz dans la fraction fluide du sol fait que la déformation ne va plus se faire à volume constant mais à teneur en eau constante. Des déformations volumiques plus ou moins abondantes selon la fraction de gaz dans ce fluide et la déformabilité du squelette solide vont se produire.

Pour explorer qualitativement les chemins de contrainte, nous privilégierons l'approche de (Boutonnier 2007) plus simple dans le cas de déformations volumiques imposées par les variations des contraintes totales.

Pour un même état de contrainte initial, l'évolution sera, en deçà de la courbe CEL, entre les deux comportements limites suivants en fonction de la déformabilité du matériau et de son degré de saturation initial.

- Dans le cas d'un matériau déformable ayant un degré de saturation élevé, le coefficient B va être dès le début de la déformation proche de 1 et va converger rapidement vers 1 avec la déformation. L'évolution en contrainte totale selon le trajet x_0, y_0 de la figure 3 va donc se faire selon une montée en cisaillement à contrainte effective pratiquement constante proche de la contrainte effective initiale (trajet x_1, y_1 de la figure 3).
- Dans le cas d'un matériau peu déformable (cas en particulier des succions élevées), les déformations volumiques résultant de l'augmentation de la contrainte totale moyenne vont rester négligeables. L'évolution en contrainte totale va se faire avec une faible décroissance de la succion pouvant être estimée à partir de la formule (11) (trajet x_1, z_1 de la figure 3).

Nous donnons, figure 3, ces chemins de contrainte pour deux états initiaux de départ correspondant à deux niveaux de succion s_1 et s_2 .

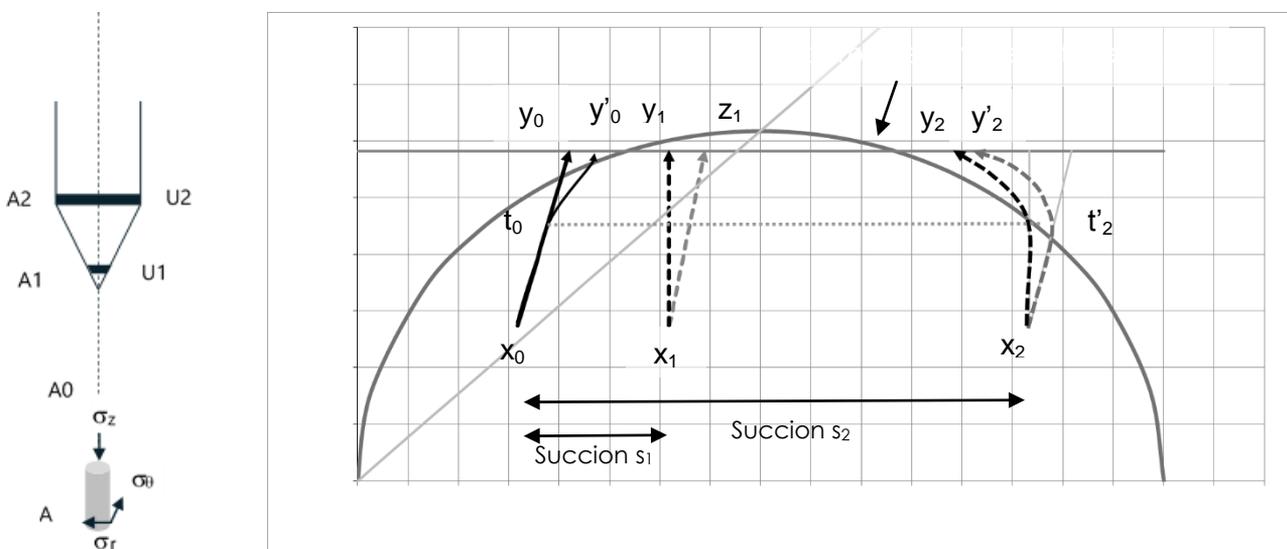


Figure 3. Chemin de contrainte entre A0 et A1 CPT sol saturé en état D2

Pour le faible niveau de succion (s_1), la courbe limite n'est pas atteinte en contrainte effective ; le comportement est facilement décrit par la méthode de Boutonnier et le chemin de contrainte est x_0, y_0 en contrainte totale et entre x_1, y_1 et x_1, z_1 en contrainte effective.

Pour le niveau de succion plus élevé par rapport à l'état de consolidation du sol (s_2), le comportement est plus complexe. Au point t_0 correspondant à la même valeur de cisaillement que t'_2 , le comportement en contrainte totale change. En effet, en contrainte effective, le sol suit une contrainte imposée par le comportement au-delà de la courbe de limite élastique CEL. Le chemin de contrainte totale va alors être imposé par les équations (6), (7) et (8) et quitter la droite x_0, y_0 en t_0 pour évoluer vers un point y'_0 correspondant à une réduction supplémentaire de succion. A noter que dans ce cas de figure, les comportements déformables x_2, y_2 et rigides x_2, t'_2, y'_2 vont conduire à des états de contraintes effectifs au niveau de A1 proches. Le comportement du sol entre A0 et A1 est donc pour un sol non saturé de type D2 relativement complexe. On peut toutefois remarquer que, dans tous les cas, les chemins de contraintes conduisent à une contrainte effective moyenne égale ou légèrement plus élevée que la contrainte effective initiale et fortement influencée par la succion initiale.

3.4. Chemin de contrainte au niveau de la pointe

Au niveau de la pointe, le comportement sera celui d'une expansion de cavité et sera donc identique à celui décrit lors du congrès UNSAT 2016 pour l'essai pressiométrique (Savatier 2016). Nous reproduisons les figures de cet article donnant comportements pour un état D2 ci-après. Le chemin en contrainte totale est en gris avec des marques carrées, le chemin en contrainte effective en noir avec des marques triangulaires.

Dans tous les cas, l'expansion de cavité se fait à contrainte moyenne totale et effective jusqu'à ce que l'on atteigne la courbe CEL. On a alors une évolution de la contrainte effective qui dans le cas du pénétromètre sera proche ou atteindra le point critique (point 1 et point 2 de la courbe). En conséquence, la rupture et donc la valeur du terme de pointe au pénétromètre $q_c - \sigma_{v0}$ sera proche de la valeur obtenue dans le sol saturé de même valeur de sur-consolidation.

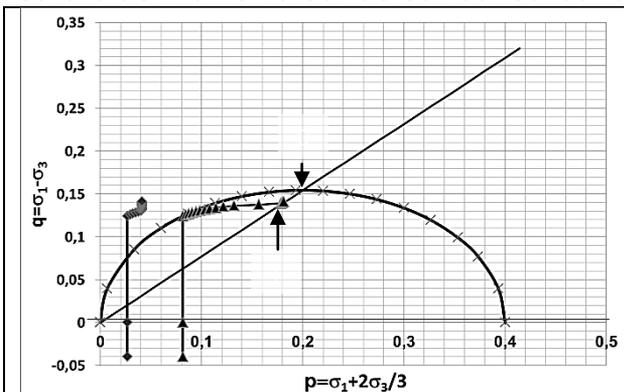


Figure 4.1. Pressuremeter Stress path in unsaturated clay with low suction compared with σ'_p

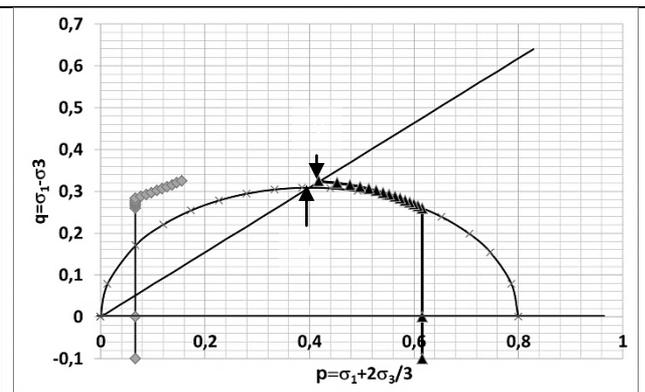


Figure 4.2. Pressuremeter stress path in unsaturated clay with high suction compared with σ'_p

Figure 4. Chemin de contrainte entre A1 et A2 CPT sol saturé en état D2 (Savatier, 2016).

Comme dans le cas saturé, la pression radiale p au niveau du point A2 suivra la formule (2) et sera donc proportionnelle au log de G , le module de cisaillement pour la contrainte effective moyenne.

La figure 4.1 donne le comportement pour un sol soumis à la succion s_1 de la figure 3.

Après le passage de A0 à A1, la succion est faible devant la sur-consolidation σ'_p du sol. La rupture se fait alors avec augmentation de la succion et de la contrainte effective moyenne.

La figure 4.2 donne le comportement pour un sol soumis à la succion s_2 de la figure 3. Après le passage de A0 à A1, la succion alors est proche de σ'_p . La rupture se fait alors avec diminution de la succion et de la contrainte effective moyenne.

3.5. Conséquence sur la valeur du ratio de frottement

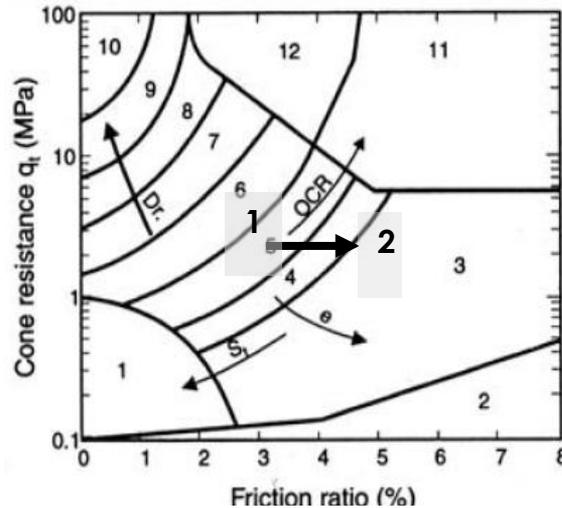


Figure 4. Changement du classement par les abaques de Robertson par montée de la succion

Nous avons vu que la pression radiale p au niveau du point A2 est proportionnelle à $\text{Log}_{10}(G)$ pour la contrainte effective moyenne σ'_m . Or, G est proportionnel σ'_m . Par ailleurs, $qc-\sigma_{v0}$ dépend essentiellement de la sur-consolidation. D'après la formule (5), le ratio de frottement rf sera donc fonction du Log_{10} de la contrainte effective moyenne $\sigma'_m = \sigma_m + s$.

En conséquence, pour un sol de même lithologie, structure et consolidation, rf croîtra avec la succion. Cela conduit dans les sols non saturés à une incertitude quant au classement de la nature des sols argileux. Considérons figure 5 un sol de classe 5 de qc de 2 MPa, de ratio de frottement saturé de 3 de $\sigma'_p = 340$ kPa $\sigma'_{mp} = 450$ kPa (point 1 Clayey silt to Silty clay de la figure 5), dont la contrainte moyenne effective passe de 70 kPa à 350 kPa. Son ratio de frottement va passer à 4.8 et on le classera alors en classe 3 (point 2 Clay).

3.6. Conséquence sur l'intérêt de la mesure de succion au pénétromètre

Les schémas de la figure 4 montrent que pour des sols dans un état D2, la pénétration va entraîner en A2 une variation de la succion au voisinage de la pointe dont le sens sera fonction de la succion comparativement à σ'_p .

Comme dans le cas saturé où la mesure de la pression interstitielle au piézocône donne des précisions importantes sur l'état du sol, la mesure de la succion lors de la pénétration dans un sol non saturé va permettre :

- Une meilleure détermination de la lithologie en permettant une correction dans l'application des abaques de Robertson.
- De mesurer la succion en continu avec la profondeur pour une connaissance de la répartition de la succion dans les argiles continentales pour des applications d'adaptation au changement climatique, de pathologie sècheresse ou de compréhension des flux hydriques non saturés .

- De qualifier l'importance de la succion par rapport à la consolidation et à la saturation et d'utiliser cette mesure pour prévoir le comportement du sol sous chargement et en cas d'évolution de la succion.
- Par une mesure en A1 et en A2, de préciser le comportement d'un sol in situ pour le suivi des compactages et de comportement des barrages pendant leur construction.

Il faut ajouter que la mise en contact entre la pointe et le sol entre A0 et A1 se fait, soit à succion constante, soit par une diminution de la succion, ce qui est favorable à une mise en contact du capteur de succion avec le sol sans formation de bulle de gaz parasite. Enfin, la mesure de la dissipation de l'augmentation ou de la diminution de succion apparaissant au contact de la pointe en A1 ou A2 permettra, comme pour le piézocône, la mesure de la perméabilité du sol et du coefficient de compressibilité radial.

4. Conclusions

L'analyse présentée donne un aperçu des difficultés pouvant être rencontrées dans l'utilisation des abaques de Robertson dans les sols non saturés. Elle confirme l'intérêt que peut avoir une mesure de la succion dans les essais d'extension de cavité tels que le pénétromètre statique ou le pressiomètre déjà étudié dans (Savatier, 2016). Il faut noter le caractère imparfait de la théorie présentée sur certains points. Des développements sont prévus pour la préciser notamment concernant la prise en compte des sols effondrables, le calcul du chemin en contrainte effective au-delà de la CEL et le calcul de la dissipation de la succion en cas d'arrêt de la pénétration.

5. Références bibliographiques

- Bentaiebi Y. (2011). Analyse théorique et numérique du comportement non drainé d'une argile surconsolidée lors d'un essai pressiométrique, mémoire de maîtrise Génie Civil Géol. et Mine Ecole polytechnique de Montréal, pp 48-104, fig 6-2 p 63.
- Boutonnier L., Bufalo M., Dubreucq T., Fry J-J, Lejeune J.-M., Mahmutovic D. (2019). Conception et construction des ouvrages en sols fins. Sous la coordination de L. Boutonnier. 512 pages. Presses des Ponts (ISBN : 9782859785222).
- Cambefort H. (1964). Essais sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux. Annales de l'I.T.B.T.P. N°204.
- Cordary D. Mécanique des sols Tec et doc, 1994 p 288 et p 350.
- Cuisinier O., Masroufi F(2004). Microstructure et comportement hydromécanique d'un sol gonflant non saturé – RFG n° 108 – p. 52.
- Landanyi B., Mchayleh J., Ducharme A. (1995). A continuous pressuremeter test based on the "sharp cone principle" : "Le pressiomètre et ses nouvelles orientations" G. Ballivy Editor.
- Lune T., Robertson K., JM Powels J. Cone penetration testing in geotechnical practice – Blackie Academic – Professionnal London p. 53.
- Rengeard D. (2002), Effet de la perméabilité sur un essai pressiométrique, Thèse école centrale de Nantes ; www.theses.fr/2002NANT2092; p 37- 57.
- Savatier V., Garnier P. (2014). Sols effondrables interprétation théorique et amélioration de l'essai double œdomètre Roumain. Proceedings 108 JNGG 2014.
- Savatier V. (2016). Chemin de contrainte lors des essais pressiométriques et relation module pressiométrique module de cisaillement dans les sols non saturés. UNSAT 2016.