

AMELIORATIONS RECENTES DANS LE CALCUL DES TASSEMENTS DE CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE

RECENT IMPROVEMENTS IN THE CALCULATION OF SETTLEMENTS IN ONE-DIMENSIONAL CONSOLIDATION

Jean-Claude GRESS

Professeur Reconnaissance et Traitement des sols, 1983-2012, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat. Vaulx en Velin. France.

Matthias FERREIRA

Directeur Région Ouest Hydrogéotechnique, Rouen, France.

Jean-Michel CUINET

Directeur Technique Hydrogéotechnique.

RESUME : Travaillant sur les propositions de Janbu pour le calcul des tassements de consolidation unidimensionnelle, il apparaît que les sols peuvent être classés en trois familles. Nous détaillons comment les sols se comportent dans chaque famille, en montrant l'intérêt d'essais complémentaires in-situ pour les deux premières familles sablo-caillouteuse peu limoneuse et sableuse plus ou moins limoneuse.

ABSTRACT: Working on Janbu's proposals, for the assessment of one-dimensional consolidation settlement, it appears that soil can be classify in three families. Is detailed how soils behave for each family, showing the complementary in-situ interest of tests for the first two categories, sandy-gravelly slightly silty one and sandy more or less silty one.

1. Introduction

Les ingénieurs géotechniciens ont fréquemment à calculer des tassements de consolidation uni-dimensionnelle sous des radiers ou sous des remblais.

70 ans après la date de création du LCPC en février 1949, c'est encore une source d'erreurs importantes, de mauvaises règles de calcul et de mauvais paramètres étant utilisés. Des progrès récents ont de plus été réalisés dans l'utilisation des recommandations de Janbu, complétées par les réflexions de Idriss et Boulanger sur la susceptibilité à la liquéfaction.

Considérant un sol de granulométrie 0-D, D étant la dimension la plus petite des plus gros éléments, dont on connaît le passant à 400 μ , il est important pour l'approche du comportement géotechnique d'appréhender si les grains 400 μ -D sont dispersés dans la matrice 0-400 μ ou s'ils sont en contact des uns avec les autres.

Deuxièmement, l'intérêt de l'essai au bleu de méthylène sera détaillé.

Puis, nous présenterons, pour chaque famille de sols de Janbu, l'ensemble des relations dont nous avons besoin, pour estimer un tassement de consolidation unidimensionnelle.

Lorsque nous écrivons 0-D, cela signifie que la dimension des grains du sol balaie la plage de 0 à Dmm et d représentera une taille intermédiaire de grain, toujours en mm.

2. Les grains 400 μ .D sont-ils dispersés ou non dans la fraction 0-400 μ ?

Considérant un sol dont la granulométrie varie de 0 à D, la courbe granulométrique va donner le passant à 400 μ m, que nous écrivons %400 μ . C'est le passant sur lequel vont être réalisés les limites d'Atterberg et ici nous utiliserons la limite de liquidité W_L et l'indice de plasticité PI .

Les essais œdométriques réalisés le sont souvent sur cette fraction, la taille des plus gros grains étant limitée à h/6, h hauteur de l'échantillon testé (en général h/6 est égal à 3.1 mm).

En examinant la figure 1, la densité sèche $\gamma_{d-O.D}$ du sol O.D, est liée au passant %400 μ et à la densité sèche de la fraction 0.400 μ , par la relation :

$$\frac{1}{\gamma_{dO.D}} = \frac{\%400\mu}{\gamma_{d0.400\mu}} + \frac{1-\%400\mu}{\gamma_s} \quad (1)$$

γ_s étant la densité moyenne des grains ($\approx 27\text{kN/m}^3$),
 $\gamma_{d0.400\mu}$ étant la densité sèche de la fraction 0.400 μ .

poids	fraction	volume
$\%400\mu \cdot \gamma_{dO.D}$	vides + 0.400 μ grains	$\%400\mu \cdot \frac{\gamma_{dO.D}}{\gamma_{d0.400\mu}}$
$(1 - \%400\mu) \gamma_{dO.D}$	400 μ .D grains	$(1 - \%400\mu) \frac{\gamma_{dO.D}}{\gamma_s}$
$\gamma_{dO.D}$	Total	1

Figure 1. Valeurs caractéristiques des fractions de sol.

Deux situations sont possibles :

- les grains 400 μ .D sont dispersés dans la fraction 0.400 μ ,
- les grains 400 μ .D sont en contact les uns avec les autres.

Examinons le dernier cas au travers de la figure 2 :

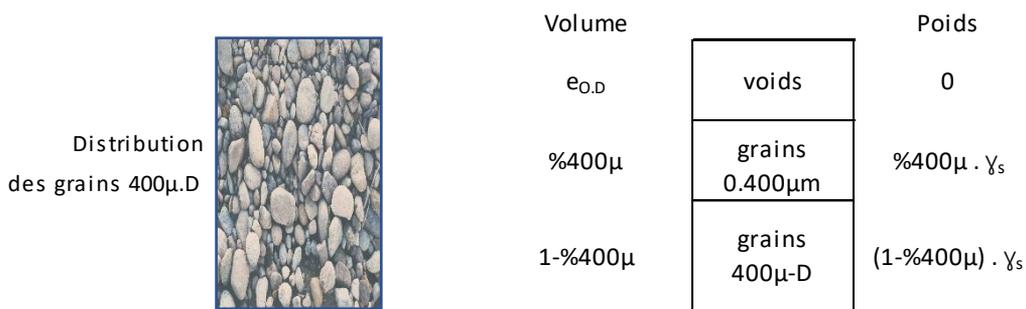


Figure 2. Les grains 400 μ .D sont en contact.

Si l'indice des vides est $e_{O.D}$, le volume total des grains étant 1 :

- le volume disponible pour héberger $e_{O.D}$ et le passant %400 μ est :

$$e_{O.D} + \%400\mu \quad (2)$$

- le poids du 0.400 μ est : $\gamma_s \times \%400\mu$ (3)

et alors la densité sèche $\gamma_{d0.400\mu}$ est donnée par :

$$\gamma_{d0.400\mu} = \frac{\%400\mu \times \gamma_s}{e_{O.D} + \%400\mu} \quad (4)$$

3. Intérêts de l'essai au bleu de méthylène.

L'essai au bleu de méthylène permet de caractériser la nocivité du passant à deux microns et la plasticité des fines. L'essai quantifie la quantité sèche de bleu de méthylène qui recouvre la surface spécifique interne et externe des argiles, en la ramenant au poids sec d'une fraction granulométrique du matériau o.d, d étant un diamètre de référence entre 2µm et D mm.

Nous pouvons écrire :

$$VB_{0,D} = \%d \times VB_{0,d} = \%400\mu VB_{0,400\mu} = \%2\mu VB_{2\mu} \quad (10)$$

Pour des sols français, $VB_{0,400\mu}$ est bien corrélé à w_L et PI au travers des relations :

$$w_L = (1 - \%2\mu) \times 0.20 + 0.063 VB_{0-400\mu} \quad (11)$$

$$PI = - (1 - \%2\mu) \times 0.04 + 0.045 VB_{0-400\mu} \quad (12)$$

Connaissant w_L et PI , il est possible d'estimer le passant à 2 microns : $\%2\mu$ d'un sol 0.400µ.

Travaillant sur la susceptibilité des sols à la liquéfaction, Boulanger et Idriss ont remarqué que le comportement sableux ou argileux des sols était lié à la valeur d'un indice noté : S_{BI}

Il est donné par la relation :

$$S_{BI} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{PI}{6,4}\right)^{8,2}\right]} \quad (13)$$

La Figure 4 montre la variation de $1-S_{BI}$ en fonction de PI , Boulanger et Idriss remarquant que pour $1-S_{BI}$ égal à zéro le comportement du sol était de type sableux propre, c'est-à-dire pour un PI inférieur à 3 et quand il est égal à 1 il est de type argileux, ici pour un PI supérieur à 9.

Les valeurs correspondantes de $VB_{0,400\mu}$ pour un $\%2\mu$ égal à 30% sont respectivement égales à 1.3 et 2.6.

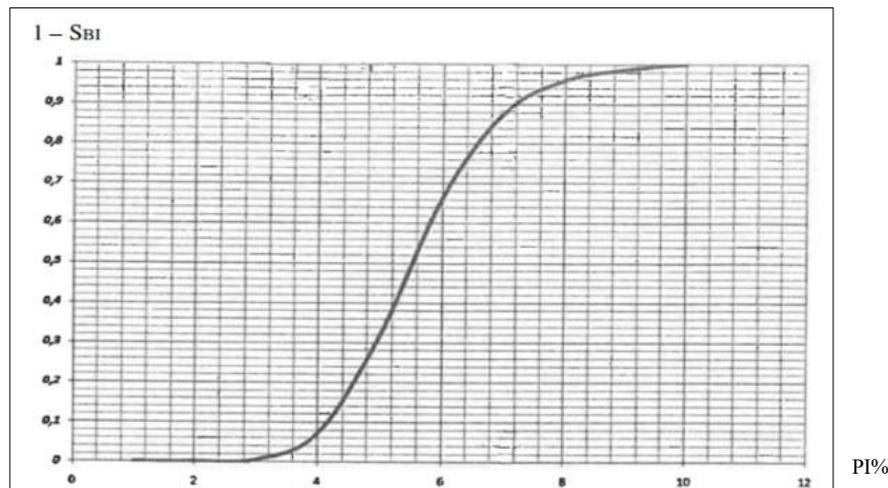


Figure 4 : Variations de l'indice de susceptibilité à la liquéfaction de Idriss et Boulanger avec PI .

4. Théorie de Janbu étendue par Gress.

Janbu et al. ont proposé pour des sols saturés que le tassement de consolidation unidimensionnelle puisse être estimé à partir de la relation :

$$\frac{d\varepsilon}{d\sigma} = \frac{1}{m\sigma_r} \left(\frac{\sigma_r}{\sigma'}\right)^{1-j} = \frac{1}{Mt} \quad (14)$$

m = module de Janbu ; j = exposant de contrainte ; $\sigma_r = 100$ kPa ; σ' = contrainte verticale effective ; ε = déformation, Mt module tangent.

Il considère trois catégories de sols, en fonction de la valeur de j , suivant une approche discontinue : catégorie 1, $j = 1$, sols sablo-caillouteux ; catégorie 2, $j = 0,5$, sols sableux et $j = 0$, sols limono-argileux.

Nous proposons d'enrichir cette approche en la rendant continue en écrivant : $j = S_{BI}$

Quand, comme montré au § 2, les grains $400\mu.D$ sont en contact les uns avec les autres, nous suggérons de considérer que les sols appartiennent à la catégorie 1 de Janbu.

Si au contraire les grains $400\mu.D$ sont dispersés, alors la fraction 0.400μ appartient à la catégorie 1 si PI est inférieur à 3, à la catégorie 2 s'il est compris entre 3 et 9, et à la catégorie 3 si PI est supérieur à 9.

Et alors :

- Catégorie 1 : pour $PI < 3$, nous avons $1 - j = 0$ et

$$\varepsilon = \frac{1}{m\sigma_r} (\sigma'_v - \sigma'_{vo}) \quad (15)$$

- Catégorie 2 : $3 \leq PI \leq 9$

si $\sigma'_v > \sigma'_p$:

$$\varepsilon = \frac{1}{jm_r(\sigma_r)^j} [(\sigma'_p)^j - (\sigma'_{vo})^j] + \frac{1}{jm(\sigma_r)^j} [(\sigma'_v)^j - (\sigma'_p)^j] \quad (16)$$

si non :

$$\varepsilon = \frac{1}{jm_r(\sigma_r)^j} [(\sigma'_v)^j - (\sigma'_{vo})^j] \quad (17)$$

- Catégorie 3, $PI > 9$, pour $1-j = 1$ et si $\sigma'_v > \sigma'_p$

$$\varepsilon = \frac{1}{m_r} \text{Ln} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \right) + \frac{1}{m} \text{Ln} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p} \right) \quad (18)$$

Avec :

$$m = \text{Ln} 10 \frac{1+e_0}{Cc} \quad m_r = \text{Ln} 10 \frac{1+e_0}{Cs} \quad (19)$$

si non :

$$\varepsilon = \frac{1}{m_r} \text{Ln} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (20)$$

ou : σ'_v contrainte verticale effective finale (kPa) ; σ'_p contrainte de préconsolidation (kPa) ; σ'_{vo} contrainte verticale effective initiale (kPa) ; m module de Janbu sans dimension ; m_r module de Janbu de rechargement sans dimension.

5. Tassement de consolidation unidimensionnelle pour les sols de catégorie 1

Massarsch (1994) – Menard (1958) – Gress (2019)

Massarsch a proposé une relation donnant la valeur de m , connaissant celle de la résistance de pointe qt obtenue à partir d'un essai au pénétromètre statique :

$$m = a \frac{qt^{0,5}}{(\sigma_r \sigma'_{vo})^{0,25}} \quad (21)$$

qt , σ'_{vo} en kPa, $\sigma_r = 100$ kPa et a étant un paramètre dépendant de la nature du sol et de sa compacité.

Gress et al. ont récemment proposé la relation ci-après pour a :

$$a = \frac{1}{\alpha_M} \frac{\sigma'_{vo}{}^{0,25}}{\sigma_r{}^{0,75}} q_T{}^{0,54} \text{ in kPa} \quad (22)$$

par souci de cohérence avec l'approche de Ménard

et donnant des valeurs de α cadrant avec celles de Massarsch, α_M variant ici de 0.33 à 0.61 par la relation :

$$\alpha_M = 0.33(2 - j) \quad (23)$$

Nous pouvons alors écrire $m \sigma_r$ ainsi :

$$M_t = m \sigma_r = \frac{1}{\alpha_M} q_T^{1.04} \quad (24)$$

De plus ayant noté une bonne corrélation entre q_T et les paramètres pressiométriques de Ménard (c'est à dire pl^* pression limite nette et le module pressiométrique E_M), donnée par les relations suivantes :

$$q_T = (pl^*)^{1.25} \quad E_M = (pl^*)^{1+\alpha} \text{ in kPa, avec } \alpha = 0.4 \frac{VB_{OD} + 0.7}{VB_{OD} + 1} \quad (25)$$

$m \sigma_r$ s'écrit alors :

$$m \sigma_r = \frac{1}{\alpha_M} E_M \quad \text{unités kPa} \quad (26)$$

K peut être écrit en supposant : $\nu = 0.33$:

$$3K = \frac{1+\nu}{1-\nu} M_t \approx 2M_t \quad (27)$$

sachant en effet que suivant ((28) et (29)) :

$$M_t = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} Et \quad (28) \quad K = \frac{Et}{3(1-2\nu)} \quad (29)$$

Quand $1-j = 0$, alors $M_t = m \sigma_r$ et la valeur de K devient :

$$K = \frac{2E_M}{3\alpha_M} = \frac{2q_T^{1.04}}{3\alpha_M} \quad \text{en kPa} \quad (30)$$

Des charges réparties sur une surface importante induisent un tassement de consolidation unidimensionnel donné par :

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\overline{\sigma}_i}{K} \quad (31)$$

avec :

$$\overline{\sigma}_i = \frac{\overline{\sigma}_{xx} + \overline{\sigma}_{yy} + \overline{\sigma}_{zz}}{3} \approx \frac{2}{3} \overline{\sigma}_{zz} \quad (32)$$

6. Tassement de consolidation unidimensionnelle pour les sols de catégorie 2

Certes cette famille est limitée puisque ce sont des sols pour lesquels le $400\mu.D$ est dispersé dans un 0.400μ dont le PI est compris entre 3 et 9. L'avantage de la démarche proposée est la continuité du comportement entre les sols de catégorie 1 et ceux de catégorie 3.

Le tassement peut être calculé à partir des relations (15) et (16), j étant estimé à partir du PI et de la relation de Boulanger et Idriss.

Nous suggérons que σ'_p soit estimé par la relation (9), connaissant $\gamma d_{0.400\mu}$ et $VB_{0.400\mu}$. La valeur de m suggérée pour ces sols varie de 50 à 410 suivant la loi suggérée ci-après :

$$m = 0,04 E_M - 70 \quad (33)$$

Avec E_M en kPa pour un E_M variant de 3 000 à 12 000 kPa.

Pour m_r , il est suggéré de prendre $m = 0,15 m_r$

7. Tassement de consolidation unidimensionnelle des sols de catégorie 3

7.1. Sols dont les grains ont une dimension inférieure à 400µm

Le calcul des tassements de consolidation unidimensionnelle est réalisé à partir des relations (18) et (20).

Les paramètres m , m_r and σ'_p sont en général caractérisés par des essais œdométriques, avec :

$$m = Ln 10 \frac{1+e_0}{C_c} \quad m_r = Ln 10 \frac{1+e_0}{C_s} \quad (34)$$

ou :

e_0 = indice des vides initial ; C_c = indice de compression ; C_s = indice de rechargement ; σ'_p = pression de préconsolidation.

Deux difficultés principales sont :

- la qualité des échantillons intacts,
- la limite de la dimension maximale des grains de 3mm $\left(\frac{19}{6}\right)$ admissible pour un essai œdométrique.

Il est alors intéressant de pouvoir disposer de corrélations du type :

$$C_c = 0.9 (W_L - 0.1) \text{ Terzaghi (1967)} \quad (35)$$

La limite de liquidité est exprimée en valeur vraie w_L pour un échantillon 0-400µm, ou la suivante due à Gress :

$$C_c = 2.7 \frac{W_{SC} - 0.075}{4.2 - \log(\sigma'_{vo}{}^{0.2} \sigma'_p{}^{0.8})} \quad (36)$$

W_{SC} teneur en eau à l'état naturel surconsolidé, relation dérivée de celle de Herrero.

Avec également :

$$C_s \approx 0.2 C_c \quad (37)$$

La contrainte de préconsolidation est également un paramètre difficile à mesurer. Il est intéressant de comparer les valeurs de laboratoire à celles suggérées par les relations :

$$\sigma'_{vo}{}^{0.2} \sigma'_p{}^{0.8} = (q_T - \sigma_v)^{0.8m} = (pl^*)^m \quad (38)$$

ou m est le facteur de Mayne donné par :

$$m = 1 - 0.28 \frac{1}{1 + (I_c / 2.65)^{25}} \quad (39)$$

Avec :

$$I_c = 3.6 \frac{W_L - 0.115}{W_L - 0.025} \quad (40)$$

I_c indice de comportement de Robertson, ici en fonction de la limite de liquidité, mais qui peut être estimé également à partir des essais au pénétromètre.

La valeur du tassement ici calculé est celui à la fin du temps de consolidation primaire t_p .

En final il faut tenir compte du tassement de consolidation secondaire donné par :

$$\varepsilon_{zsf} = \frac{c_\alpha}{1+e_p} \log \frac{t_f}{t_p} \quad (41)$$

$$C_\alpha \text{ indice de fluage} \approx 0.04 C_c \quad (42)$$

e_p indice des vides à la fin de la consolidation primaire;

$t_f \approx 10$ années ; t_p en année.

7.2. Sols de granulométrie 0.D avec D supérieur à 400 microns.

Pour un sol de granulométrie 0.D, examinant la Figure 2, nous pouvons écrire :

$$e_{0.400\mu} = \frac{e_{0.D}}{\%400\mu} \quad (43)$$

$$\text{ou : } e_{0-D} = \%400\mu \cdot e_{0.400\mu} \quad (44)$$

$$\text{et alors : } \Delta e_{0-D} = \%400\mu \cdot \Delta e_{0.400\mu} \text{ , cela implique que :} \quad (45)$$

$$C_{s0-D} = C_{s0.400\mu} \cdot \%400\mu \quad (46)$$

$$C_{c0-D} = C_{c0.400\mu} \cdot \%400\mu \quad (47)$$

$$\text{et : } \sigma'_{p0-D} = \sigma'_{p-0.400\mu} \quad (48)$$

avec pour indice de gonflement C_s , C_c indice de compression, et σ'_p pression de préconsolidation.

8. Conclusions

Ayant à justifier de tassements de consolidation unidimensionnels, nous avons proposé des étapes de calcul et des relations permettant une approche pertinente des valeurs de tassements à attendre.

Les corrélations proposées résultent d'une expérience française, pour des sols saturés, présentant une sensibilité St inférieure à 4. Dans d'autres régions, il sera nécessaire d'ajuster ces corrélations à l'expérience locale.

9. Références

- Azizi F. (1999). Applied analysis in geotechnics. E& FN Spon, 11 New Fetter Lane, London EC4P4EE, United Kingdom.
- Janbu N. (1967). Settlement calculations based on the tangent modulus concept. University of Trondheim, Norwegian Institute of Technology, Geotechnical Institution, bulletin 2, p.57.
- Fellenius B.H. (2006). Basics of foundation design. Electronic edition. www.fellenius.net
- Gress J.C. (2012). Corrélations nouvelles pour améliorer la pertinence du diagnostic géotechnique. JNGG 2012. Bordeaux.
- Gress J.C. (2015). Détermination de la classe de sol et évaluation des G_{max} à partir du CPT'u et d'essais PMT. 9^{ème} colloque national AFPS 2015. IFSTTAR.
- Gress J.C. (2018). Evolutions françaises de l'approche géotechnique des 40 dernières années. JAG 2018. Abidjan, Côte d'Ivoire.

- Gress J.C. (2019). Mise en cohérence de l'estimation du paramètre de G_{max} par les paramètres CPT'u avec celles à partir des essais PMT et du laboratoire. AFPS. IFSTTAR. Paris, France.
- Gress J.C. (2019). 17th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. ARC2019. Cape Town, South Africa.
- Idriss I.M., Boulanger R.W. (2005). Soil liquefaction during earthquakes. EERI, 167-183.
- Krizek R.J. Uncertainty of settlement analysis for overconsolidated soils.
- Skempton A.W., Bjerrum L. (1957). A contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay *Géotechnique*, 7, n°4, 168-178.
- Terzaghi K., Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd edition. Wiley. New York.