

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Rhéologie des sols

Rheology of Soils

J. BIAREZ, *Faculté des Sciences, Institut Polytechnique, Grenoble, France*

J.-M. PIERRARD, *Assistant à la Faculté des Sciences, Institut Polytechnique, Grenoble, France*

K. WIENDIECK, *Ingénieur-chercheur à la Faculté des Sciences, Institut Polytechnique, Grenoble, France*

E. ABSI, *Docteur ès-sciences, ingénieur des Arts et Manufactures, attaché à la Direction du C.E.B.T.P., France*

SOMMAIRE

Première partie. D'une manière très condensée, les auteurs examinent les relations entre les propriétés à l'échelle du grain et à l'échelle du groupe de grains formant un échantillon de sol (anisotropie géométrique et mécanique, écrouissage, angle de frottement, densité critique). Ils tentent de délimiter le domaine de validité des lois rhéologiques partielles (comportement liquide, solide, réversible) et donnent, à titre d'exemple, une description du mode de calcul et des mesures des caractéristiques d'un sol obéissant à la viscoélasticité linéaire du 1^{er} ordre.

Deuxième partie. Dans cette note, on étudie expérimentalement les coefficients d'élasticité E et de Poisson ν pour des argiles parfaitement saturées. Nous examinons aussi l'effet de quelques facteurs sur la valeur de ces coefficients.

SUMMARY

Part 1. In a concise way the authors investigate the comparative relations between the properties of the grain and the group of grains comprising a soil sample (geometrical and mechanical anisotropy, strain hardening, internal friction, critical density). An attempt is made to define the limits of some of the rheological laws (liquid, solid, and reversible behaviour) and, by way of explanation, the authors describe the method of calculation and the measurements of the characteristics of a soil subject to first order, linear, viscoelastic medium.

Part 2. This part deals with the experimental study of the coefficient of elasticity E and of Poisson's ratio ν for fully saturated clays. The effect of some factors on the value of these coefficients is also examined.

PREMIÈRE PARTIE

LE SOL EST FORMÉ DE PARTICULES. Les propriétés mécaniques d'une particule peuvent être très différentes de celles d'un groupe de particules. L'étude mécanique du sol peut consister, soit en l'examen des contraintes et déformations de chaque particule, soit en l'étude d'un groupe. On suppose alors l'existence d'un milieu continu fictif, où l'on peut utiliser les notions de contraintes et déformations et les nombreuses méthodes et résultats de la mécanique des milieux continus. Celle-ci peut tenir compte de l'hétérogénéité du milieu et d'une anisotropie qui peut paraître relativement discontinue. On peut, par exemple, calculer la force portante d'une fondation sur un milieu stratifié où la cohésion et l'angle de frottement ont respectivement la même valeur dans toutes les directions sauf une, où ces valeurs peuvent être beaucoup plus faibles (Sokolovsky, 1939; Biarez, 1961; Giroud, 1963). Toutefois, l'hypothèse de continuité doit être abandonnée si les particules ont une dimension assez grande par rapport au volume envisagé; ce que l'on rencontre parfois dans la roche.

Étude à l'échelle du grain

L'étude à l'échelle de la particule facilite la compréhension des propriétés du groupe de particules; on montre ainsi l'aspect non-linéaire de l'élasticité du milieu continu si la cohésion est faible (Mindlin, 1948, 1953; Dantu, 1961; Biarez, 1961). Nous avons mis en évidence la relation entre la géométrie statistique de l'assemblage des particules et les propriétés mécaniques du milieu continu. Cette géométrie a été définie par l'observation statistique de l'orientation des plans tangents entre particules (fig. 1). En général, le sol n'a un comportement isotrope que si cette géométrie possède les mêmes axes de symétrie que le tenseur de contrainte. Par ailleurs, une déformation irréversible change la géométrie de

l'assemblage, et améliore les propriétés mécaniques pour le tenseur de contrainte appliqué, d'où la généralisation au sol des principes de l'écrouissage (isotrope et anisotrope), bien connu dans d'autres matériaux (fig. 1) (Biarez, 1962; Biarez et Wiendieck, 1962, 1963; Wiendieck, 1964).

L'étude à l'échelle du grain montre encore la différence de propriétés mécaniques selon que la déformation est entièrement localisée dans une surface, ou que cette surface appartient à un volume où la déformation peut être considérée comme homogène au voisinage de chaque point (cisaillement direct; triaxial homogène). On note en effet que, si la forme des particules n'est pas, en moyenne, isotrope, celles-ci se rangent d'une manière particulière sur la surface de glissement si elle est seule. Nous avons observé, avec des particules formées d'hexagones réguliers, un angle de frottement de l'ordre de 25° en déformation homogène, et un angle de 14° quand la déformation se localisait dans un plan (Biarez, 1961); une supposition analogue est faite pour les argiles.

On peut encore calculer le frottement ϕ du groupe de particules en fonction du frottement ψ entre particules (Farouki et Winterkorn, 1964; Haythornthwaite, 1964; Dantu, 1961). Tenant compte des observations sur la géométrie statistique que nous avons faites, Leflaive a donné une formule qui peut s'écrire d'une manière approchée: $\phi = \psi + 25 (m_1 - 1)$, où m_1 est le rapport des axes de la courbe d'anisotropie géométrique.

Étude du milieu continu fictif (Angles d'Auriac, 1964)

Loi rhéologique complète. Lois partielles: Domaines et chemins de validité

Les propriétés mécaniques (rhéologiques) d'un milieu supposé continu peuvent s'exprimer sous forme d'une relation entre les tenseurs de contraintes et déformations et

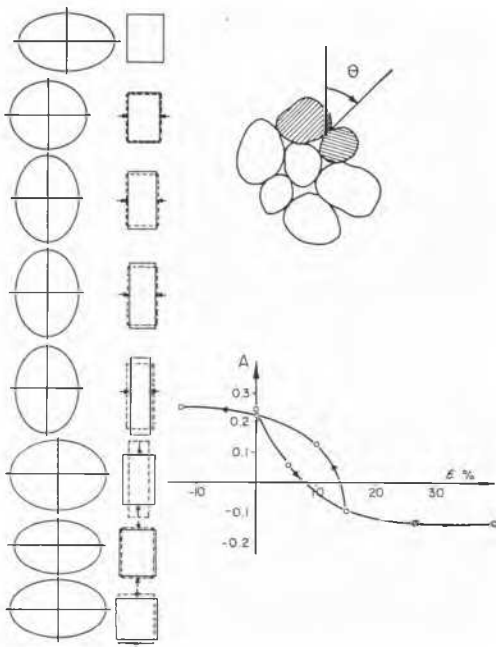


FIG. 1. Variations de l'anisotropie géométrique, avec les déformations plastiques. Les rayons vecteurs des ellipses représentent le nombre de plans tangent entre particules dans cette direction.

leurs dérivées par rapport au temps. Cette loi doit permettre de faire correspondre un chemin dans l'espace des déformations à tout chemin donné dans l'espace des contraintes; ces deux parcours étant repérés en fonction du temps.

Souvent, on tiendra compte séparément des propriétés de l'ossature et du rôle du fluide interstitiel, sauf s'il n'y a pas de mouvement relatif (en moyenne) entre le fluide et l'ossature.

La loi complète étant trop complexe, on utilise des lois partielles, valables pour certains trajets dans un domaine limité de l'espace des contraintes et des déformations; cette simplification conduit à de nombreuses incertitudes, en particulier pour les calculs à la rupture.

Si l'on applique un état de contrainte donné, la déformation peut être finie, pour un temps infini; nous dirons que l'état de contrainte se trouve dans le domaine du comportement solide; si la déformation est infinie, on se trouve dans le domaine liquide. Pour connaître l'importante limite du domaine liquide, on peut parfois exécuter des essais assez lents, sinon, on peut examiner la forme des courbes déformation-temps pour divers déviateurs de contraintes (fig. 2) (Tan Tjong-Kie, 1964; Biarez, Pierrard et Wiendieck, 1964).

Si l'on effectue une grande déformation lente, on observe un palier de la courbe effort-déformation que nous appellerons plasticité parfaite. En première approximation, cette limite est indépendante du chemin parcouru (Biarez, 1961), contrairement à la limite du domaine solide. En fait, on observe de légères différences sur ϕ_c et γ_c (Belot, 1964); nous avons montré, en particulier, dans un triaxial pouvant aller à 150 kg/cm.ca. de pression latérale, que la densité,

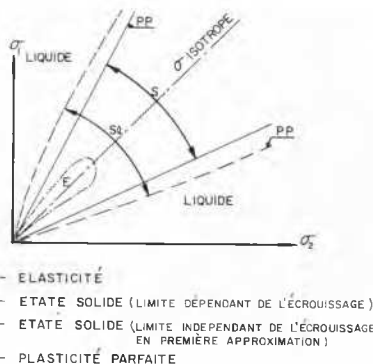


FIG. 2. Schématisation élémentaire du comportement rhéologique des sols.

dite critique, γ_c du palier final croissant avec la contrainte moyenne (fig. 3), mais le chemin parcouru a un certain rôle, en particulier par son influence sur la modification de granulométrie par écrasement de particules.

Une partie du domaine solide correspond à des déformations réversibles où l'on utilise des lois partielles élastiques ou viscoélastiques, dont un cas particulier est la consolidation.

La loi complète nécessite la liberté de choix des trois contraintes principales; en fait, le principe du choix des essais de laboratoire consiste à simuler dans un appareil le chemin dans le domaine des contraintes ou des déformations que suit le sol en place. Le triaxial permet de supposer de nombreux chemins; par contre, l'œdomètre correspond à un

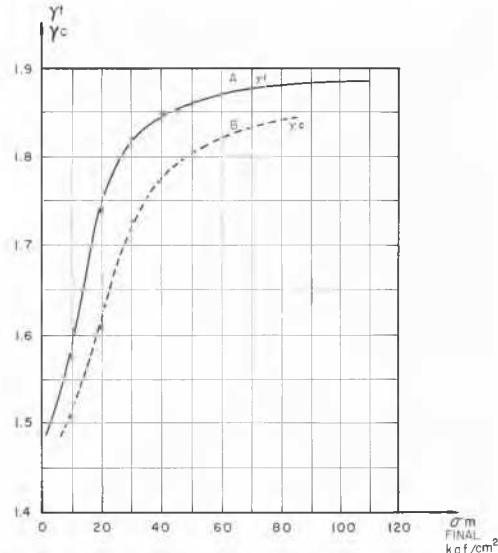


FIG. 3. Courbe A, essais à contraintes latérales constantes, variations de la densité finale avec σ_m en fin d'essai. Courbe B, essais à contraintes moyennes constantes, variations de la densité critique avec σ_m .

chemin très particulier. Par exemple, le tassement d'une fondation sur une argile semi-indéfinie homogène correspond à un chemin réalisable dans un triaxial et non un œdomètre.

Cas particulier où la loi se décompose en une loi isotrope et une loi déviatoire

Pour certaines sollicitations, l'argile saturée peut se déformer sans variation de volume. La loi ne fait donc intervenir que les parties déviatoires des tenseurs de contraintes σ_d ou déformations D_d , ou leurs dérivés par rapport au temps ($\dot{\sigma}_d \dot{D}_d \dots$); c'est le cas du liquide visqueux où $\sigma_d = 2\mu \dot{D}_d$ (si Newtonien).

En élasticité (linéaire infinitésimale), ou plus généralement pour la viscoélasticité linéaire du premier ordre (élasticité différée), la loi peut s'écrire séparément pour les parties isotropes et déviatoires:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_i + t_{0i} \dot{\sigma}_i &= E_i (D_i + t_{1i} \dot{D}_i) \\ \sigma_d + t_{0d} \dot{\sigma}_d &= E_d (D_d + t_{1d} \dot{D}_d) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

En plasticité, un déviateur de contrainte modifie le volume du sol; donc, cette décomposition n'est pas possible.

Exemple

Viscoélasticité linéaire du premier ordre—Application à un grès et à une argile (Pierrard, 1963)

Théoriquement, un essai de fluage classique permet de mesurer trois paramètres de chacun des deux types d'essais. En effet, la déformation instantanée donne le module d'élasticité instantanée $E' = Et_1/t_0$; la mesure du temps de réponse des déformations donne t_1 et la mesure de la déformation finale donne E . Mais, la mesure pratique de la déformation instantanée (ainsi que celle de t_1) est très délicate et imprécise. C'est pourquoi nous nous proposons d'utiliser la méthode suivante (Pierrard, 1963) qui consiste à soumettre l'échantillon à des cycles de charge (isotrope et déviatoire) variant linéairement en fonction du temps, de période fixée T (fig. 4). Au bout d'un nombre de cycles plus ou moins important, le matériau va suivre un cycle limite de déformations, parcouru autant de fois qu'on le désire, sur lequel nous pouvons calculer les trois paramètres cherchés.

En utilisant: la mesure de la déformation initiale ϵ_0 de ce cycle limite, la mesure de la déformation ϵ_m correspondant à la contrainte maximale σ_0 , et la mesure de la largeur $\Delta \epsilon$ du

cycle à demi-contrainte $\sigma_0/2$, on peut en déduire les six coefficients cherchés, en appliquant les formules suivantes à l'essai isotrope et à l'essai déviatoire ($\sigma_0, \epsilon_0, \epsilon_m$ correspondant aux variations axiales ou latérales dans un triaxial):

$$E = \sigma_0 / (\epsilon_0 + \epsilon_m) \quad (\text{module d'élasticité définitive; vitesse de déformation nulle}),$$

$$t_1 = T/4x,$$

$$\tau = t_1 - t_0 = \epsilon_0 T / [2(\epsilon_0 + \epsilon_m) + \text{th } x]$$

avec

$$x = \text{Arg ch} \left[\frac{4 + (\Delta \epsilon / \epsilon_0)^2}{4 - (\Delta \epsilon / \epsilon_0)^2} \right].$$

Nos expériences ont été faites sur une argile consolidée et un grès à ciment argileux, à un degré de saturation d'environ 40 pour-cent pour n'étudier que les propriétés de l'ossature.

La fig. 4 montre un essai déviatoire sur le grès. On voit que le cycle limite est très rapidement atteint pour ce matériau. On en tire $E_d = 20,300 \text{ kg/cm.ca.}$, $t_{0d} = 26.4 \text{ sec.}$, $t_{1d} = 47.5 \text{ sec.}$, soit $E'_d = 36,400 \text{ kg/cm.ca.}$ (E'_d : module de déviabilité instantanée).

L'essai isotrope donne $E_i = 38,000 \text{ kg/cm.ca.}$, $t_{0i} = 5.02 \text{ mm.}$, $t_{1i} = 7.6 \text{ mm.}$, soit $E'_i = E t_1 / t_0 = 57,500 \text{ kg/cm.ca.}$ (E'_i : module de compressibilité instantanée).

DEUXIÈME PARTIE: ARGILES

Objet et considérations théoriques

Le but qu'on s'est imposé dans cette étude est d'examiner dans quel domaine de variations la relation entre les contraintes et les déformations peut être considérée, pour les argiles parfaitement saturées, comme linéaire. Il nous semble que c'est un point important sur le plan pratique car il permet de voir dans quelle mesure il est possible d'étendre la théorie générale de l'élasticité aux sols argileux. La relation entre les contraintes σ_i et les déformations unitaires ϵ_i s'écrit dans le domaine élastique

$$\epsilon_i = (1/E) [(1 + \nu) \sigma_i - \nu \sum_j \sigma_j] \quad (1)$$

où E = coefficient d'élasticité et ν = coefficient de Poisson.

Une argile saturée peut être caractérisée par des coefficients apparents E et ν et des coefficients réels E' et ν' relatifs au squelette même constitué par les grains solides de l'échantillon. Ce sont ces derniers coefficients qui interviennent dans les essais drainés.

En présence d'une pression interstitielle u , la relation entre la contrainte totale σ_i et la contrainte de contact σ'_i entre les grains s'écrit $\sigma_i = \sigma'_i + u$.

Déterminons la relation qui existe entre les coefficients E, ν, E' et ν' . Pour cela, considérons un échantillon d'argile parfaitement saturée. Toute déformation qui s'y effectue est considérée sans changement de volume ($\Delta V = 0$). Il résulte de l'équation (1)

$$\epsilon = \Delta V / V = \sum_i \epsilon_i = [(1 - 2\nu) / E] \sum_i \sigma_i = 0 \quad (2)$$

d'où $\nu = 0.5$.

En utilisant plutôt les coefficients E' et ν' on a

$$\epsilon_i = (1/E') [(1 + \nu') \sigma'_i - \nu' \sum_j \sigma'_j],$$

$$\begin{aligned} \epsilon &= [(1 - 2\nu') / E'] \sum_i \sigma'_i \\ &= [(1 - 2\nu') / E'] \sum_i (\sigma_i - u) = 0. \end{aligned}$$

Il résulte de la dernière relation qu'en tout point du milieu: la valeur moyenne σ' des contraintes de contact est nulle:

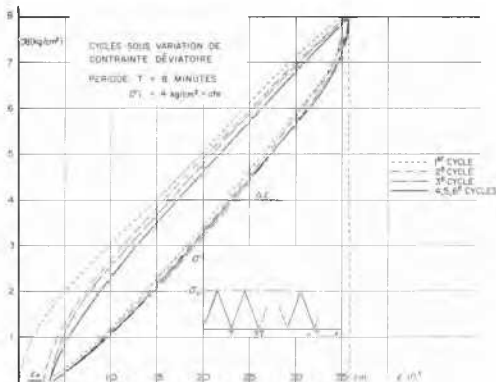


FIG. 4. Grès argileux (14%). Cycles sous variations de contrainte déviatoire.

$\sigma' = \frac{1}{3} \sum_i \sigma'_i = 0$; la pression interstitielle u qui apparaît dans le milieu est égale à la moyenne σ des contraintes totales: $u = \frac{1}{3} \sum_i \sigma_i = \sigma$.

Des relations précédentes on peut écrire:

$$\begin{aligned} \epsilon_i &= (1/E)[(1 + \nu)\sigma_i - \nu \sum_i \sigma_i] \\ &= (1/E)[(1 + \nu)(\sigma'_i + u) - 3\nu u] \\ &= [(1 + \nu)/E]\sigma'_i, \text{ puisque } \nu = 0.5. \end{aligned}$$

De même, on a

$$\epsilon_i = (1/E')[(1 + \nu')\sigma'_i - \nu' \sum_j \sigma'_j] = [(1 + \nu')/E']\sigma'_i.$$

En comparant ces deux dernières relations on arrive à la relation importante

$$(1 + \nu)/E = (1 + \nu')/E'. \quad (4)$$

En prenant $\nu = 0.5$ et $\nu' = 0.3$ on tire de la relation (4)

$$E' = 0.87E. \quad (5)$$

Il en résulte qu'entre les essais drainés et non drainés, la différence entre E et E' est inférieure à 15 pour-cent.

Nature des échantillons

Les argiles utilisées sont de deux origines: argiles de Provins, argiles de La Londe. Les argiles de Provins, malgré leur provenance d'une même carrière et leur ressemblance apparente, peuvent être divisées en deux catégories de caractéristique complètement différentes. Les taux de consolidation des échantillons sont de 1, 2, 3 et 4 kg/cm.ca.

Description des essais

On a vérifié par des essais triaxiaux que pour une catégorie donnée des argiles, la cohésion apparente C est pratiquement proportionnelle au taux de consolidation. Ceci nous a permis de fixer les limites de variation des charges appliquées.

Les essais que nous avons effectués se divisent en trois.

Essais de chargement vertical

Ces essais sont exécutés dans un appareil triaxial pour différentes charges latérales σ_3 . On s'est imposé pour le chargement vertical une valeur limite du déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ appliqué par le piston toujours égale aux deux tiers de la cohésion C .

$$\sigma_1 - \sigma_3 \leq 0.65 C \quad (6)$$

ce qui correspond au tiers de la rupture en compression simple.

Les essais sont de deux types: essais drainés et essais non-drainés. Pour chaque type d'essais on a effectué un grand nombre de cycles de chargement et de déchargement. Pour les essais drainés, la base de l'échantillon est reliée à une burette. L'application de la charge verticale se fait par paliers. Chaque fois, on attend la stabilisation relative de la

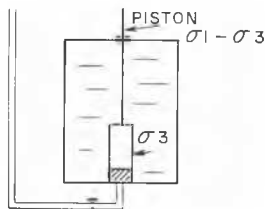


FIG. 5. Cellule triaxiale.

déformation de l'échantillon et du niveau de l'eau dans la burette. Les essais non-drainés sont exécutés à vitesse de déformation constante. De ces essais de chargement vertical on peut étudier le coefficient E à partir de la relation

$$\epsilon_1 = \Delta h/h = \Delta \sigma_1/E \quad (7)$$

où h est la hauteur de l'échantillon.

Essais de chargement latéral

Des équations précédentes on voit que ν intervient sous la forme de ν/E . Afin de faciliter les mesures et d'avoir une meilleure précision, nous avons fait varier la contrainte latérale σ_3 tout en maintenant la contrainte verticale σ_1 constante et en mesurant Δh . Le rapport ν/E est étudié à partir de la relation

$$\epsilon_1 = \Delta h/h = -(2\nu/E)\Delta \sigma_3. \quad (8)$$

Les essais effectués sont non drainés.

Essais de variation de volume sous une pression hydrostatique

L'échantillon se trouve à l'intérieur d'une cellule à double paroi pleine d'eau. En faisant varier la pression hydrostatique q , l'échantillon change de volume avec expulsion d'eau par la base. L'eau expulsée est recueillie dans une burette. La

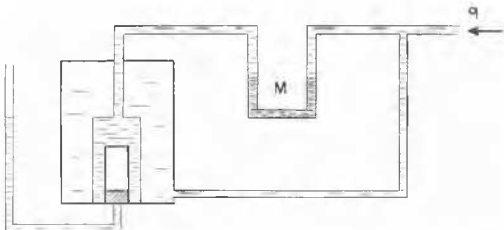


FIG. 6. La méthode de mesurer le changement de volume.

variation de volume ΔV est mesurée par la variation du niveau du mercure dans le manomètre (M). Celui-ci a été étalonné par des mesures préalables. L'essai est drainé et la variation de q se fait par paliers. Il permet d'étudier la valeur de ν/E' . En effet on a

$$\Delta V/V = 3[1 - 2\nu']/E'\Delta q. \quad (9)$$

Résultats des essais

Un grand nombre d'essais a été effectué où l'on a étudié principalement les effets des deux facteurs: taux de consolidation τ et mode de chargement. Les résultats obtenus pour des essais sur des échantillons prélevés d'un même moule sont assez cohérents entre eux. Par contre, ceux relatifs à des échantillons pris de moules différents, sont assez dispersés. Ceci est dû au fait qu'il est quasi-impossible d'avoir plusieurs échantillons d'argile, parfaitement homogènes et exactement de même teneur en eau.

Nous résumons dans ce qui suit les résultats globaux auxquels nous sommes arrivés.

Cycles de chargement et de déchargement. Les valeurs de E au chargement et au déchargement sont différentes pour les premiers cycles et tendent vers une même limite E_1 au bout de dix cycles. Le premier chargement donne une valeur de E nettement inférieure à E_1 (par exemple la moitié). La valeur de E au déchargement est supérieure à celle du chargement. Au bout de quatre cycles, E au déchargement atteint pratiquement la valeur limite E_1 . Les cycles étant exécutés

toujours à vitesse de déformation constante, on a constaté qu'entre les boucles des cycles il y a toujours un certain décalage. Ceci a été observé jusqu'à 100 cycles. Par contre

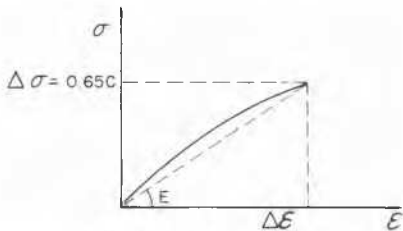


FIG. 7. Courbe de σ contre ϵ .

en arrêtant l'essai après un certain nombre de cycles (par exemple dix cycles) pendant deux heures au moins, tout en maintenant la pression latérale σ_3 constante dans la cellule, la reprise des essais donne des cycles identiques aux premiers, mais plus serrés et même confondus.

Effet de la détente. Prélevons des échantillons d'un même moule et laissons-les se détendre librement dans une ambiance humide durant un certain temps T , variable d'un échantillon à un autre. En exécutant des essais sur ceux-ci, on constate que pour les premiers cycles la valeur de E est d'autant plus faible que T est grand. Après un grand nombre de cycles, la valeur de E pour tous les échantillons tend pratiquement vers la même valeur limite E_1 . Donc E_1 est indépendant de T . Cette constatation a son importance sur le plan pratique où il s'écoule généralement un temps plus ou moins long entre le prélèvement de l'échantillon sur le chantier et l'exécution de l'essai au laboratoire.

Effet de la pression latérale σ_3 . La valeur de E augmente avec la pression latérale. Cette augmentation est généralement faible.

Effet du taux de consolidation et de l'origine de l'argile. Nous donnons les valeurs moyennes trouvées pour E_1 avec une dispersion de 15 pour-cent environ en fonction du taux de consolidation τ dans le cas des argiles de Provins.

$$\tau = 1 \quad 2 \quad 3 \quad 4 \text{ kg/cm.ca.}$$

1^{ère} catégorie: $E_1 = 100 \quad 190 \quad 280 \quad 370 \text{ kg/cm.ca.}$

2^{ème} catégorie: $E_1 = 375 \quad 900 \text{ kg/cm.ca.}$

Dans les limites des essais qu'on a effectués, on voit qu'on peut admettre avec une approximation de 20 pour-cent que E est proportionnel à τ et écrire $E = A\tau$ où A est une constante caractéristique de l'argile utilisée.

Essais de chargement latéral. Ces essais ont permis de déterminer le rapport ν/E par application de l'équation (8); les essais étant non drainés, nous avons déterminé la valeur de E en prenant $\nu = 0.5$. Les valeurs trouvées concordent avec celles trouvées par chargement vertical.

Effet du drainage. L'équation (5) montre que E' est théoriquement inférieur de 15 pour-cent environ de E . Dans les essais que nous avons effectués, il a été impossible de vérifier ce résultat, car une différence de 15 pour-cent représente l'ordre de grandeur de dispersion des essais.

Essais de variation de volume. Ce sont des essais drainés. L'équation (9) nous donne la valeur de ν'/E' . Pour les quelques essais qu'on a effectués sur la première catégorie des argiles de Provins et en prenant pour E' les valeurs déterminées par les essais précités, on a trouvé pour ν' la valeur moyenne $\nu' = 0.3$.

Conclusion

Il apparaît de ce qui précède que la notion de coefficient d'élasticité E et de Poisson ν à donner à un sol n'a de sens que si l'on définit parfaitement les conditions de l'essai et la limite de variation des charges appliquées. En effet, dans nos essais nous avons défini E à partir d'une relation de la forme $E = \Delta\sigma/\Delta\epsilon$, ou de l'équation (6): $\Delta\sigma = 0.65 C$.

Il ressort aussi que, dans les premiers cycles, les valeurs de E sont très sensibles à l'historique du chargement. Par contre, la valeur limite E_1 peut être prise comme une caractéristique d'une argile à vitesse de chargement donnée.

AUTEURS

La première partie de cet article est par J. Biarez, J.-M. Pierrard et K. Wiendieck; la deuxième partie est par E. Absi.

RÉFÉRENCES

- ANGLES D'AURIAC, P. (1964). Définitions et principes en rhéologie tensorielle. *Symposium International de Rhéologie et de Mécanique des Sols* (Grenoble).
- BELOT, A. (1964). Contribution à l'étude de lois rhéologiques des sols. Thèse de Doctorat de Spécialité (3^e cycle), Grenoble.
- BIAREZ, J. (1961). Contribution à l'étude des propriétés mécaniques de sols et des matériaux pulvérulents. Thèse de Doctorat ès-Sciences, Grenoble.
- (1962). Remarques sur les propriétés mécaniques des corps pulvérulents. *Cahiers de Rhéologie* (Paris).
- (1963). Anisotropie mécanique et géométrie des milieux pulvérulents. *Comptes-rendus Quatrième Congrès International de Rhéologie* (Providence, Brown University).
- BIAREZ, J., J. M. PIERRARD, et K. WIENDIECK (1964). Contribution à l'étude des lois rhéologiques des sols. *Symposium International de Rhéologie et de Mécanique des Sols* (Grenoble).
- BIAREZ, J., et K. WIENDIECK (1962). Remarque sur l'élasticité et l'anisotropie des matériaux pulvérulents. *Comptes-rendus Académie des Sciences*, t. 254, pp. 2712-14.
- (1963). La comparaison qualitative entre l'anisotropie mécanique et l'anisotropie de structure des milieux pulvérulents. *Comptes-rendus Académie des Sciences*, t. 256, pp. 1217-20.
- DANTU, P. (1961). Etude mécanique d'un milieu pulvérulent formé de sphères égales de compacité maxima. *Comptes-rendus Cinquième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations* (Paris).
- FAROUKI, Q. T., et H. F. WINTERKORN (1964). *Mechanical properties of granular systems*. Princeton University, Scientific Report 1.
- GIROUD, J. P. (1963). Etude statique, en plasticité parfaite à deux dimensions, d'un massif semi-infini de sol stratifié non pesant, limité par des plans supportant une charge uniforme. Thèse de Doctorat de Spécialité (3^e cycle), Grenoble.
- HAYTHORNTHWAITE, R. M. (1964). The role of friction in granular media. *Symposium International de Rhéologie et de Mécanique des Sols* (Grenoble).
- MINDLIN, R. D. (1948). *Jour. Applied Mechanics*, Vol. 16, pp. 259-68.
- (1953). *Jour. Applied Mechanics*, Vol. 20, pp. 327-44.
- PIERRARD, J. M. (1963). Contribution à l'étude de la propagation d'ondes en milieux viscoélastiques—Définition expérimentale de milieux rhéologiques. Thèse de Doctorat de Spécialité (3^e cycle), Grenoble.
- SOKOLOVSKY, V. V. (1960). *Statics of soil media*. London, Butterworth (1^{ère} éd., Moscou, 1942).
- TAN T'JONG-KIE (1964). Determination of the rheological and hardening parameters of cohesive soils and a new non-linear theory of consolidation. *Symposium International de Rhéologie et de Mécanique des Sols* (Grenoble).
- WIENDIECK, K. (1964). L'anisotropie élastique et son influence sur le calcul de tassements. Thèse de Docteur-Ingénieur, Grenoble.