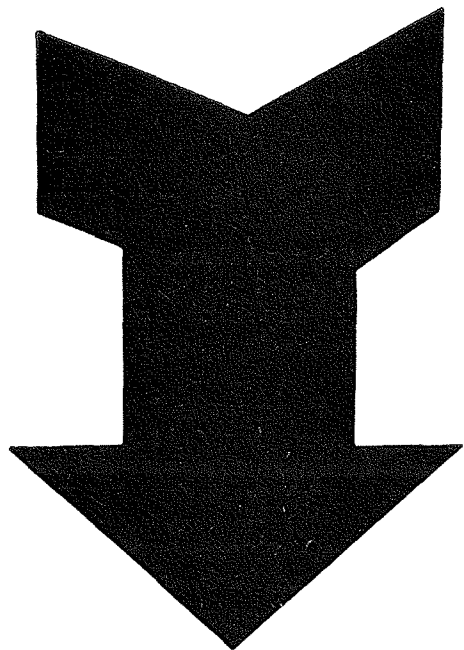
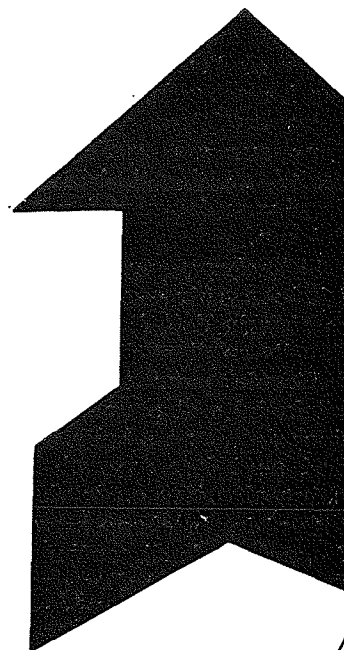
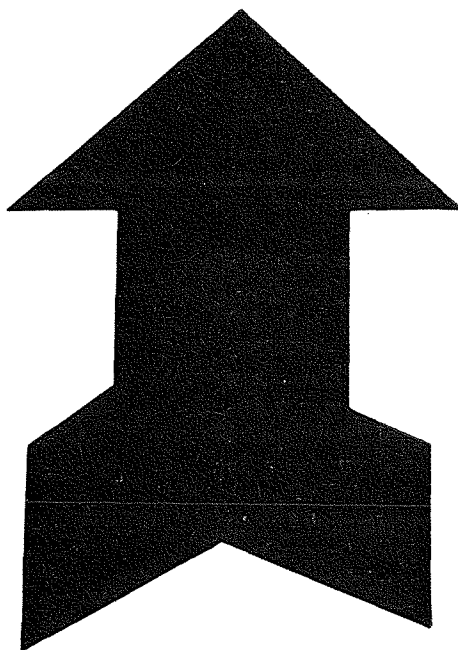


**GÉNÉRALITÉS SUR LES
PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES SOLS.
NOUVEAUX APPAREILS DE MESURES.
PETITES DIGUES SUR VASES**



Communication
présentée au Comité technique
de la Société Hydrotechnique de France
le 22 mars 1968

PAR J. BIAREZ *



**I. — Généralités sur
les propriétés mécaniques
des sols [1, 2, 3, 4]**

Méthode de la mécanique des milieux continus (hypothèse de continuité).

Si les grains sont assez nombreux dans le volume étudié, il est possible de définir les tenseurs de contrainte et de transformation; on peut alors utiliser la méthode de la mécanique des milieux continus. Pour résoudre les problèmes, il faut écrire les lois valables pour tous les corps ($\vec{\Sigma F} = m\gamma$ — thermodynamique, ...), la loi de comportement du matériau choisi ou loi rhéologique (visco-élasticité, etc.) et les conditions aux limites.

Loi rhéologique.

Les « propriétés mécaniques », ou lois rhéologiques, déterminent le chemin dans l'espace des déformations si l'on se donne un chemin dans l'espace des contraintes. Plus généralement, ces lois permettent de connaître l'ensemble des contraintes et déformations si l'on se donne un chemin en contraintes ou en déformations, ou partiellement dans ces deux domaines, ces chemins étant repérés en fonction du temps.

Souvent, la loi s'écrit sous forme d'une relation entre les tenseurs contraintes et déformations et leurs dérivées par rapport au temps ($\sigma \dot{\sigma} \dots \varepsilon \dot{\varepsilon} \dots$). Cette loi n'est précise que pour un chemin donné de longueur limitée, parfois pour un chemin voisin, exceptionnellement pour un domaine de contrainte et déformation (élasticité). Dans certains cas simples, la loi s'écrit sous la forme d'un chemin en contrainte et du chemin correspondant en déformation; dans le fluage, par exemple, on se fixe un tenseur de contrainte constant (σ) et la loi donne la variation du tenseur déformation en fonction du temps $\varepsilon(t)$. D'une manière générale, il est donc indispensable, pour mesurer la loi, de simuler au laboratoire le chemin dans l'espace des contraintes et des déformations que subit chaque point du sol en place. Dans certains cas particuliers où l'additivité est possible, il suffira de parcourir un seul chemin pour obtenir une loi acceptable pour d'autres chemins, elle pourra, par exemple, s'écrire sous une forme intégrale :

$$\varepsilon(t) = \sigma(0) f(t) + \int_0^t f(t - \tau) d\sigma(\tau)$$

Méthode de mesure de la loi rhéologique (homogénéité en contrainte et déformation).

La loi rhéologique étant une relation entre tenseurs contrainte $\sigma(t)$ et déformation $\varepsilon(t)$, elle ne peut être obtenue que par des expériences permettant la mesure de ces tenseurs. Si ceux-ci sont identiques en tous points du corps soumis à une expérience, on obtiendra directement ces tenseurs

* Professeur à la Faculté des Sciences de Grenoble.

par la mesure des conditions aux limites. C'est ce que l'on cherche à réaliser par exemple dans un appareil triaxial si l'on élimine le « frettage » dû aux plateaux rigides [6, 7]. En revanche, les expériences consistant à enfoncer une plaque dans le sol, ou un pénétromètre, donnent une relation entre la force appliquée à la plaque et son enfoncement; les tenseurs ne sont pas mesurés, il n'est donc pas possible de connaître ainsi la loi de comportement et d'obtenir d'autres solutions pour d'autres conditions aux limites. Dans le cas particulier où l'on connaîtrait la forme de la loi, mais pas les paramètres propres au matériau choisi, de telles expériences pourraient fournir des indications sur ces paramètres. Par exemple, si l'on *postule* que le sol obéit à l'élasticité linéaire, l'essai de plaque fournira les coefficients d'Young ou de Poisson.

Si le changement de forme continu dans l'espace fait intervenir une *rotation* dans la transformation, ce chemin doit être reproduit pour mesurer la loi (inutile en élasticité). Par exemple, la loi peut être différente pour une déformation pure dans un « triaxial » et pour une transformation (avec rotation) dans une « boîte de cisaillement homogène ». Ceci peut être approximativement obtenu dans le rhéogoniomètre ou le rhéotest de laboratoire.

Parfois, le changement de forme s'accompagne de *surface de discontinuité cinématique* (« surface de glissement »). Dans ce cas, une expérience avec déformation homogène ne donnera pas nécessairement une loi rhéologique valable pour le cas de surface de discontinuité; il faut donc mesurer la loi dans des expériences reproduisant ces discontinuités cinématiques, qui doivent être identiques en chaque point du plan, de même que les tenseurs de contraintes et déformations hors du plan, afin de pouvoir les mesurer sur le contour. Ceci est sensiblement obtenu dans l'appareil de Hvorslev qui provoque le cisaillement d'un cylindre mince selon un plan orthogonal à l'axe; une approximation est donnée par l'appareil de cisaillement direct. Une telle surface se produit parfois dans l'appareil triaxial, mais il est souhaitable que le plateau supérieur soit libre de se déplacer perpendiculairement à l'axe. Des expériences sur des rouleaux, dans un biaxial, nous ont montré une loi sensiblement identique pour une déformation continue et pour une surface de discontinuité avec des rouleaux circulaires (ABCDEF, fig. 1) [2]. En revanche, pour des rouleaux hexagonaux, le palier CD, en déformation homogène, s'abaisse fortement quand naît la surface de discontinuité. On observe qu'à ce moment, les particules se réarrangent pour placer un maximum de faces planes d'hexagones dans la surface de discontinuité. Le même phénomène s'observe pour les argiles possédant des particules plates. Pour des particules circulaires, la création d'une surface de discontinuité modifie peu la loi. Mais, en général, il est nécessaire de mentionner si la loi correspond à une transformation continue ou à une surface de discontinuité.

Cas particulier du sol.

Le sol se différencie de la plupart des autres matériaux par la présence de plusieurs phases (solide, liquide, gaz) jouant simultanément un rôle

mécanique. Il est donc nécessaire de connaître *les lois rhéologiques de chacune de ces phases* et les lois intervenant entre elles (solubilité de l'air dans l'eau...).

Dans certains cas particuliers, les propriétés mécaniques peuvent être exprimées sous la forme d'une seule loi rhéologique :

— si la phase solide peut être considérée comme indéformable, le sol étant saturé d'eau, il suffit d'exprimer la *loi de l'eau*, c'est-à-dire la viscosité newtonienne, d'où la loi de Darcy pour les faibles vitesses d'écoulement;

— s'il n'y a pas mouvement relatif des phases, on peut écrire la loi correspondant au *sol total*. Ceci s'obtient au laboratoire dans des essais triaxiaux dits « *non drainés* », où l'on empêche l'eau de sortir de l'échantillon. Dans la nature, ceci correspond à des travaux assez « rapides » pour que l'eau ne puisse se déplacer, ce qui arrive souvent dans des matériaux peu perméables comme les argiles, les silts ou les sables fins;

— si, en chaque point du sol, la pression du fluide est constante dans le temps, il est possible de réaliser des essais homogènes quant aux déformations de l'ossature, aux contraintes totales et aux pressions du liquide; il est donc possible d'en mesurer les valeurs au contour, d'où les liens entre ϵ , σ , u . Ceci peut être réalisé au laboratoire dans des essais dits « *drainés* », et dans la nature par des sollicitations « lentes », par exemple les constructions sur sol très perméable (sable, gravier), qui n'affectent pas la distribution des pressions dans la nappe phréatique. On constate, en général, que les déformations de l'ossature ne dépendent que de $\sigma - u = \sigma'$, que nous appellerons ici *contrainte effective*. Cette approximation suffit pour de nombreux cas pratiques; on se borne alors à examiner le rôle de σ' et non de toutes les valeurs de σ et u qui donnent même σ' , d'où une relation ϵ' , σ' .

Si l'on voulait simuler d'autres cas que les précédents, la distribution des contraintes et déformations ne serait plus homogène, d'où de grandes difficultés pour mesurer la loi. Dans l'expérience usuelle de consolidation à l'œdomètre, on est obligé de postuler l'élasticité linéaire de l'ossature et la viscosité linéaire du fluide pour mesurer les paramètres des lois que l'on associe dans le $C_v = KE'/\gamma_w$.

Pour le cas général où le mouvement relatif des phases liquides et solides rend les essais de laboratoire non homogènes en contraintes et déformations, on utilise certains expédients. Il est difficile de reproduire les chemins en déformation, contrainte effective et pression interstitielle; on se contente de chercher des lois en contraintes effectives en suivant des chemins arbitraires du type « consolidé - non drainé », etc.

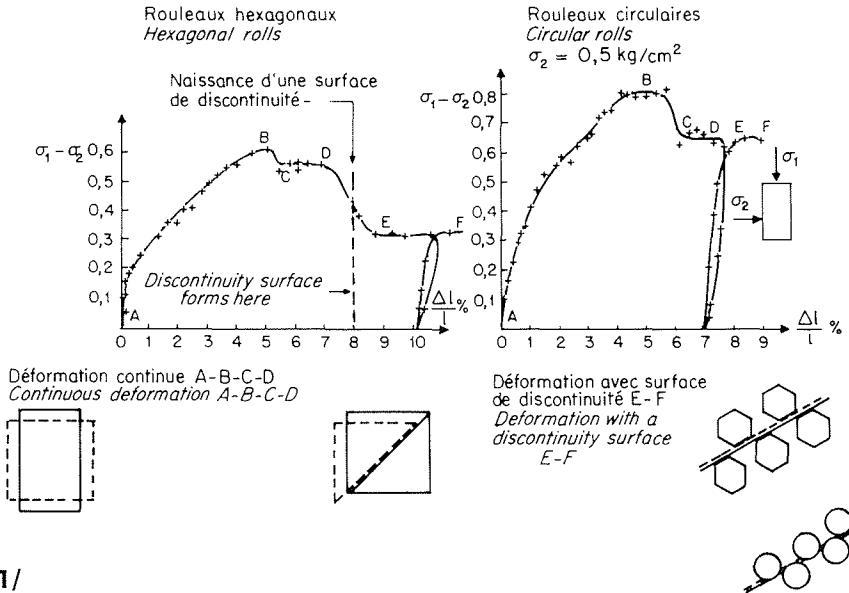
Chemins réels. Chemins possibles au laboratoire.

Pour connaître le chemin en contrainte et déformation, qui se produira en place pour la construction choisie, il faut postuler la loi rhéologique et résoudre le problème en tenant compte des conditions aux limites; on ne peut donc procéder que par approximations. Pour de nombreux problèmes de Mécanique des sols, une première idée est obtenue

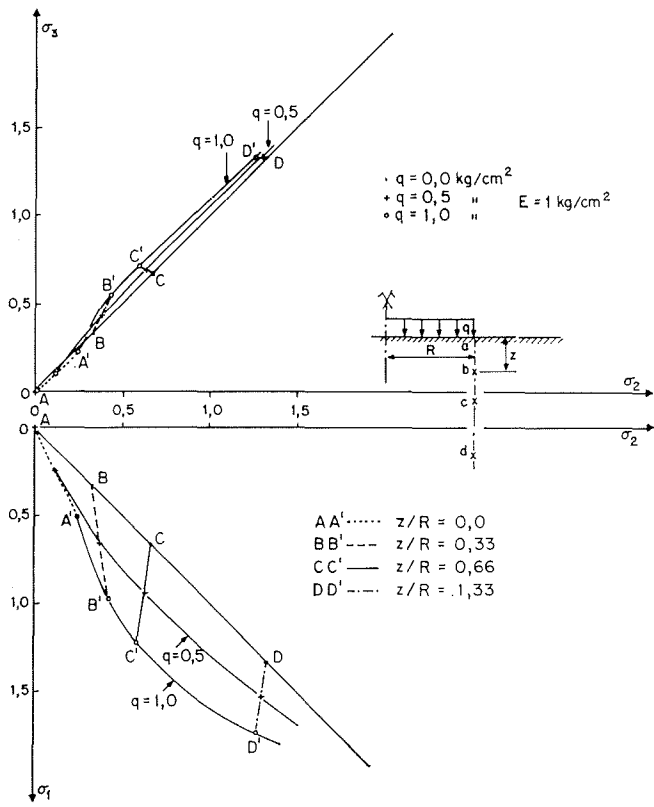
1/ Cisaillement biaxial sur rouleaux.
Biaxial shear on rolls.

2 a/ Chemin dans l'espace des contraintes. Plaque circulaire souple chargée uniformément (élasticité). Points situés sous le bord de la plaque, à la profondeur z . Matériau pesant ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$; $K_0 = 1$).
Spatial stress path. Flexible circular plate under uniform load (elasticity). Points lie at depth z underneath plate edge. Weight of material : $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$; $K_0 = 1$.

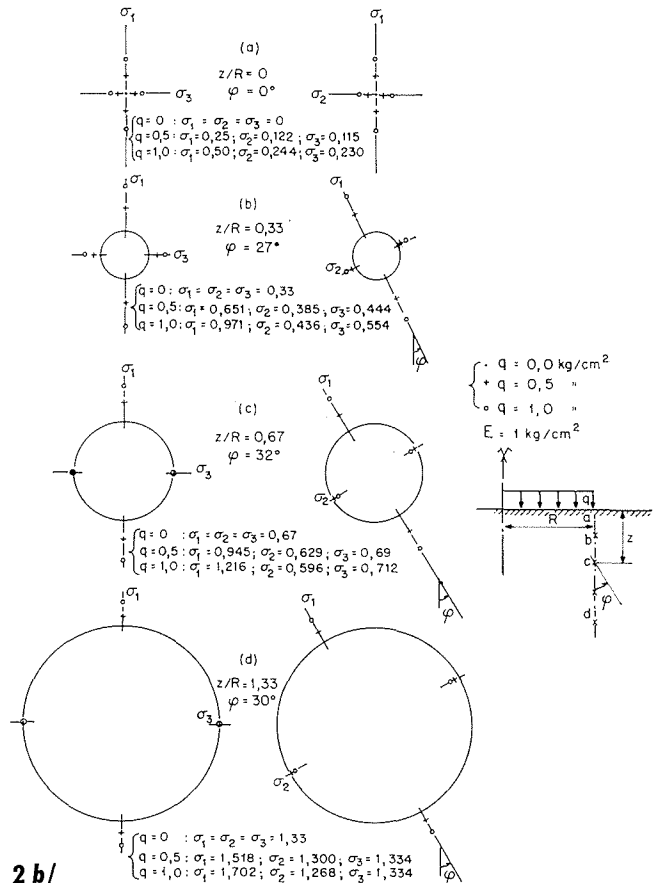
2 b/ Chemin dans l'espace des contraintes. Plaque circulaire souple chargée uniformément (élasticité). Ellipsoïde des contraintes pour des points situés sous le bord de la plaque, à la profondeur z . Matériau pesant ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$; $K_0 = 1$).
Spatial stress path. Flexible circular plate under uniform load (elasticity). Stress ellipsoid for points at depth z underneath plate edge. Weight of material : $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$; $K_0 = 1$.



1/



2 a/



2 b/

nue par des calculs en élasticité, en visco-élasticité, en plasticité, etc. Les calculatrices électroniques permettront prochainement de tenir compte de lois plus complexes.

A titre d'exemple, les figures 2 a et 2 b donnent des chemins calculés en élasticité : AA', BB', CC', DD' pour les points $abcd$ sous une charge uniforme en supposant l'état de contrainte initial isotrope.

La simulation exacte de ces chemins est difficile malgré la variété des appareils de laboratoire.

Il est des chemins simples ou théoriquement in-

téressants comme le chemin isotrope qui est exceptionnel dans la nature; en revanche, le chemin correspondant à un déviateur de contrainte ou déformation avec rotation peut être utile pour certains « glissements de terrain » (rhéogoniomètre ou rhéotest de laboratoire pour grandes déformations). Le chemin œdométrique ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$) présente une certaine analogie avec le tassement des couches minces sous charge uniforme et avec le remblaiement des gabions et des lacs. Lors de la première mise en charge, ce chemin est souvent voisin de

$\sigma_1/\sigma_3 = \text{Cte}$. Le triaxial permet divers chemins dans l'espace des contraintes; le plus courant, qui n'est pas le plus proche de la réalité, consiste à suivre un chemin isotrope, puis à faire croître σ_1 avec $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{Cte}$. Le chemin simultanément dans l'espace des contraintes effectives peut avoir diverses formes selon la densité initiale (fig. 3 a, 3 b).

L'utilisation, au laboratoire, d'un chemin nettement différent du chemin réel peut conduire à de notables erreurs. Par exemple, le tassement d'une digue ou d'une fondation sur milieu homogène ne pourra être obtenu par l'œdomètre si la charge est assez importante pour faire entrer localement le sol en plasticité parfaite.

Le chemin doit être reproduit au laboratoire avec les mêmes grandeurs de contraintes, mais aussi les mêmes vitesses. La reproduction des vitesses n'est pas, en général, nécessaire pour les matériaux très perméables (sables, graviers), mais devrait l'être pour les argiles. Les constructions devant subsister plusieurs dizaines d'années, il serait souhaitable de reproduire des essais selon le chemin de fluage pendant le même temps... L'extrapolation, à partir d'essais trop courts, peut produire des accidents. Si le rôle du temps vient du mouvement relatif de la phase liquide, on peut mesurer les propriétés du matériau en contraintes effectives et étudier le comportement du corps pour diverses hypothèses de distribution des pressions interstitielles (vidange rapide, stabilité après drainage...). Ceci peut conduire volontairement à l'utilisation de chemins très différents de la réalité, par exemple attendre la déformation finale (drainé) sous un état de contrainte constant (consolidation), puis effectuer un écrasement non drainé (essai consolidé, non drainé). Le procédé approché précédent ne peut rendre compte des déformations lentes, faisant intervenir l'eau adsorbée par exemple, ce qui nécessite des recherches particulières.

Des parcours nombreux d'un chemin donné peuvent produire des réponses variables avec le nombre de cycles (fatigue), d'où l'intérêt de cette simulation au laboratoire; les lois, ou au moins leur domaine de validité, peuvent changer (limite de fatigue pour acier, béton bitumineux, sol...).

On ne peut pas chercher la loi rhéologique complète pour tous les chemins, mais pour les plus probables de la construction envisagée. Celle-ci est même souvent décomposée en lois partielles acceptables sur une longueur limitée du chemin.

Reproduction de l'état initial.

L'étude de la loi devrait se faire sur échantillons dans un état identique au terrain en place. Ceci ne serait possible que s'il restait dans un domaine de déformations réversibles entre son état *in situ* et celui du laboratoire, il suffirait alors de reproduire l'état de contrainte initial; de légères décompressions irréversibles modifient surtout les propriétés des petites déformations (module d'« élasticité »...) sans changer les pics et les paliers (fig. 4). Une grande déformation irréversible rend l'échantillon inutilisable. On peut reproduire la compacité naturelle, mais très difficilement l'anisotropie de structure, à moins de simuler au laboratoire la fabrication et l'histoire des déformations irréversibles... La compacité jouant un rôle majeur pour les pro-

priétés lors de grandes déformations, on se suffira parfois de ce critère.

Explication des divers types de lois de comportement (loi rhéologique et structure de la matière).

Les lois rhéologiques ou macroscopiques peuvent théoriquement être retrouvées à partir des lois générales entre les particules élémentaires de la matière et la géométrie de celle-ci. Il est, en général, plus simple de mesurer directement les lois rhéologiques que de rechercher les lois générales et la structure de la matière pour chaque corps considéré. Des recherches de ce type peuvent toutefois fournir des indications qualitatives sur le comportement des matériaux (existence de cohésion, rôle du temps...). En donnant une explication à certains aspects des lois, elles permettent de réduire le nombre d'expériences ou de chemins à simuler. Pour les cas où la simulation, donc la mesure de la loi, est impossible, on peut encore obtenir d'utiles informations.

Certaines explications des lois de comportement peuvent se trouver à l'échelle atomique (acier), ionique (argile); pour d'autres, l'échelle des grains suffit pour obtenir d'utiles indications (sable).

Si les lois entre particules sont constantes, la modification des propriétés mécaniques (indépendantes du temps) dépendra de la structure géométrique seule; or, celle-ci n'est modifiée que par les déformations irréversibles. Elles seules interviendront lors d'un chemin dans l'espace des contraintes et déformations qui revient au point initial de contrainte.

La géométrie de la matière comprend la forme des grains et leur assemblage. Les grains sont souvent peu déformables; il suffit alors d'étudier les modifications de l'assemblage.

La description précise de cette géométrie est très difficile, mais certains aspects simples conditionnent l'aspect des lois de comportement :

- la compacité ($e, n, \gamma_d, W_M, \dots$) : un assemblage ayant moins de vide crée une meilleure résistance mécanique (E, c, ϕ, \dots);
- l'anisotropie de l'assemblage provient de l'orientation des grains si ceux-ci ont, en moyenne, des formes non isotropes (rôle sur les surfaces de discontinuité : fig. 1), mais encore de l'anisotropie de l'assemblage lui-même qui peut exister même pour des particules circulaires.

Pour de telles particules, nous avons montré les relations entre anisotropie géométrique et mécanique [2, 3, 4]. Cette anisotropie est surtout sensible lors des petites déformations (module de déformation variant de 1 à 3 et de 1 à 10 pour des sables [2]). Il est donc impossible de lier la loi rhéologique pour petites déformations au seul indice des vides; celui-ci fournit une première approximation, d'autant plus exacte que les particules sont moins plates et les déformations plus grandes (sans surface de discontinuité). L'expérience indique que, pour les sables, la plasticité parfaite (palier final) ne dépend que de la compacité à l'instant correspondant qui est fonction principalement de la contrainte moyenne, car les grandes déformations à direction principale constante effacent complètement la géométrie de la structure pour en créer une nouvelle [2, 4].

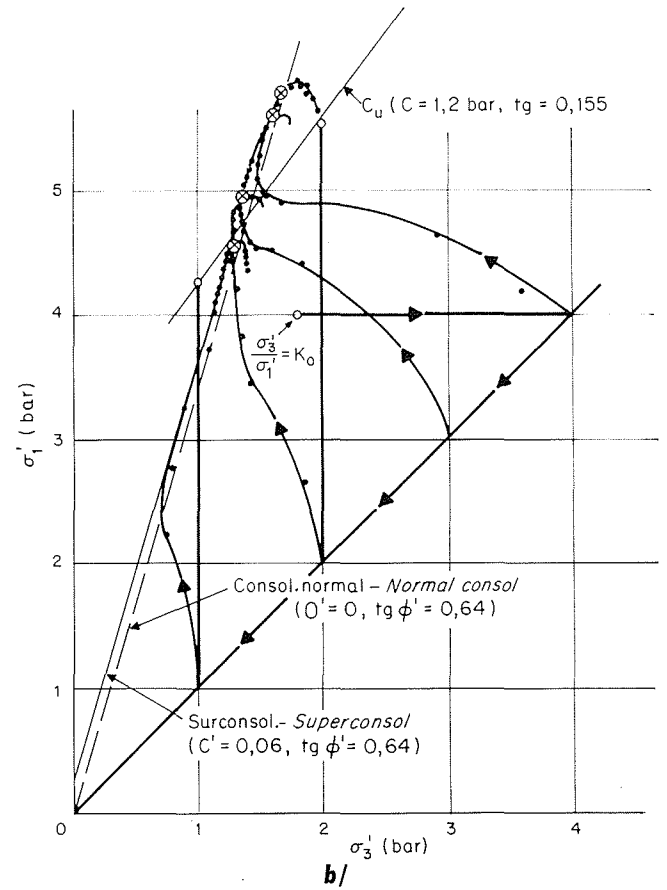
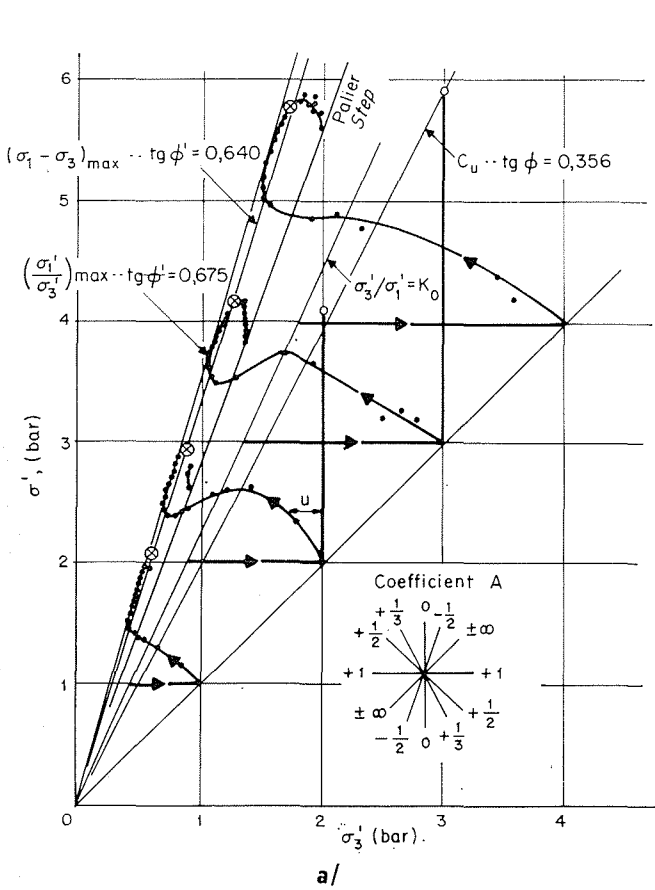
Écrouissage (consolidation, compactage, ...).

Les propriétés actuelles d'un corps au repos dépendent du mode de fabrication du sol et de la partie irréversible du chemin dans l'espace des déformations.

Si ce chemin est simple, par exemple une droite issue de l'origine (sans rotation), et la déformation irréversible assez grande pour créer une nouvelle structure géométrique peu dépendante du passé [2], on peut, dans ce cas, caractériser la nouvelle structure en omettant de donner le chemin suivi et se contenter du tenseur final de déformation, et même du tenseur final de contrainte effective souvent appelé, dans les sols, *tenseur de surconsolidation* $(\sigma_{ij})_c$. Si l'on revient, puis repart sur le même che-

min, la loi rhéologique sera sensiblement réversible jusqu'à $(\sigma_{ij})_c$, puis apparaîtront les déformations irréversibles.

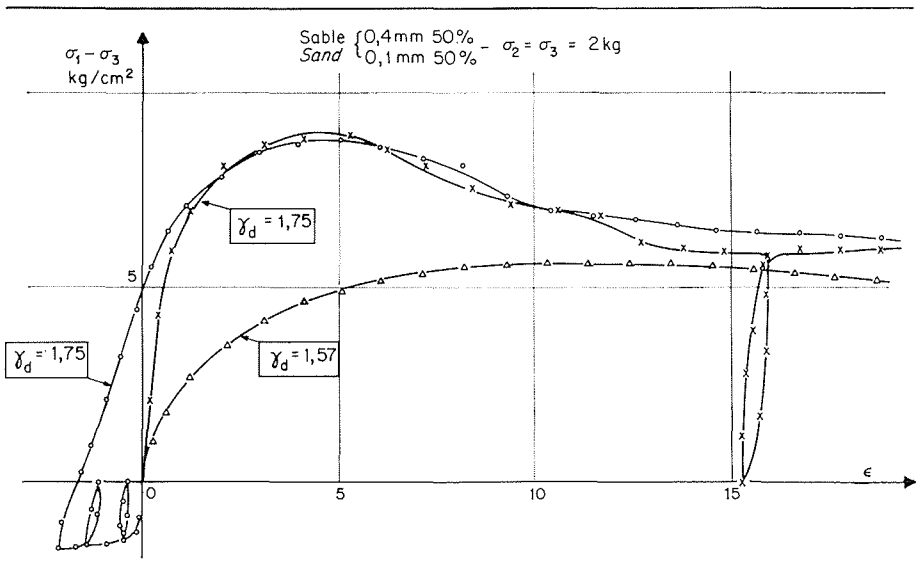
Si le tenseur d'écrouissage ou de surconsolidation est *isotrope*, on augmente non seulement la limite élastique, mais le module et le pic de la courbe contrainte-déformation pour les chemins intérieurs à la « limite élastique ». Celle-ci est représentée par une surface $f(\sigma_{ij})$ dans l'espace des contraintes passant par $(\sigma_{ij})_c$ (limite du domaine de surconsolidation) [2]. Si l'on suit des chemins simples issus de l'origine, le degré de réversibilité et la variation de pente de la courbe effort-déformation au passage de la surface limite seront d'autant moins nets que le chemin s'éloigne de l'isotropie (écrouissage).

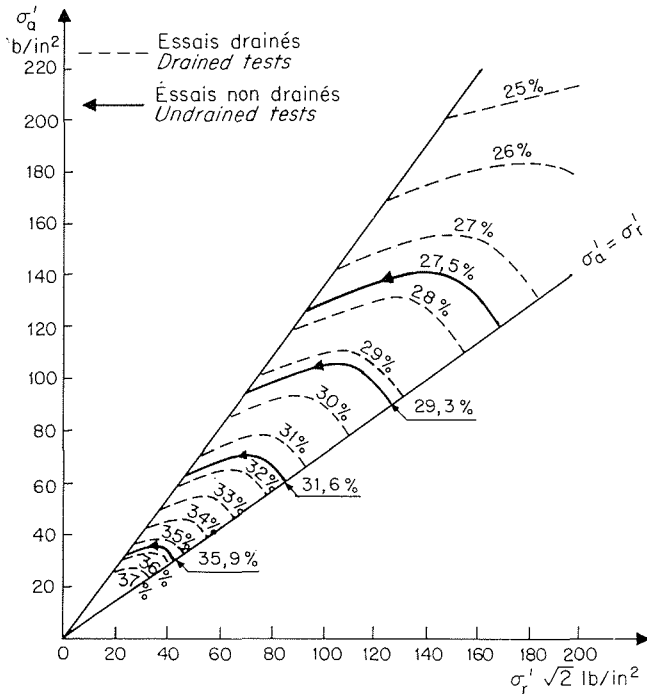


3 a/ Argile Cerny VUL ($W_L = 33,2$; $I_P = 12,5$; $I_A = 1,04$). Consol normal.
Cerny VUL clay ($W_L = 33,2$; $I_P = 12,5$; $I_A = 1,04$). Normal consol.

3 b/ Argile Cerny VUL ($W_L = 33,2$; $I_P = 12,5$; $I_A = 1,04$). Sureconsol ($\sigma_c = 4,0$ bars).
Cerny VUL clay ($W_L = 33,2$; $I_P = 12,5$; $I_A = 1,04$). Superconsol ($\sigma_c = 4,0$ bars).

4/ Influence de l'histoire de l'échantillon sur le déviateur de contrainte de plasticité parfaite.
Effect of sample history on perfect plasticity stress deviator.





5/ Géotechnique 1960. Courbes d'égale teneur en eau pour essai drainé et non drainé sur échantillon normalement consolidé.

Geotechnique 1960. Constant moisture content curves for drained and undrained tests on a normally consolidated sample.

Si le tenseur d'écroûissage est un *déviateur*, une déformation selon le même chemin aura sa limite élastique agrandie et la réversibilité améliorée; en revanche, un chemin avec déformation orthogonale à celle d'écroûissage aura sa réversibilité diminuée; il faut donc concevoir une surface « limite élastique » passant par le tenseur d'écroûissage, mais qui n'a de sens qu'au voisinage du chemin d'écroûissage.

Pour des échantillons très peu denses, la compression, selon un chemin droit issu de l'origine, augmente la compacité. On peut graduer chaque droite en indice des vides (e, n, γ_d, \dots) correspondant à chaque contrainte et tracer des surfaces d'égale compacité dans l'espace des contraintes. Quel que soit le trajet sur ces droites, certains admettent qu'il existe approximativement une relation biunivoque entre l'indice des vides et le tenseur de contrainte maximal subi par l'échantillon, et l'on généralise ceci pour d'autres chemins où les parties isotropes et déviatoires croissent continûment. Henkel a montré que ces surfaces avaient une forme parabolique, concave vers l'origine (fig. 5). La compacité de plasticité parfaite (σ_1, σ_3) est peu différente de celle de compression isotrope (σ_i) si celle-ci est égale à la contrainte principale majeure de compression du premier essai ($\sigma_i = \sigma_1$). Nous dirons que ces surfaces correspondent à l'indice des vides de consolidation normale. Elles ont pour équation $f(\sigma_{ij}) = K$, passent par le point d'écroûissage σ_{ij} où elles correspondent à une véritable discontinuité de propriétés mécaniques, et

sont parfois désignées par l'intersection avec la trisectrice σ_i .

Dans la nature, l'écroûissage des dépôts récents dus à la sédimentation suit un chemin souvent voisin de l'œdomètre; en revanche, la surcharge due aux constructions conduit à des chemins différents, en particulier à des orientations différentes. Il est donc difficile d'émettre des lois générales sur l'effet de la surconsolidation, surtout si l'on se borne à comparer le tenseur d'écroûissage et celui d'utilisation, sans se soucier de leurs orientations; on estime parfois qu'un écroûissage isotrope améliore les propriétés mécaniques pour un chemin tel que l'indice des vides reste inférieur à l'indice des vides de consolidation normale et, en première approximation, tant que la contrainte principale majeure est inférieure à la contrainte moyenne d'écroûissage, le chemin devant être parcouru sans grandes déformations.

II. — Nouveaux appareils de mesures

La réalisation de grandes déformations homogènes au triaxial est difficile. Nous avons obtenu 50 % avec des injections d'air sous les extrémités (1957, [7]), puis avec des tapis de caoutchouc graissé [6], mais il est délicat d'obtenir plus; nous avons donc étudié un appareil spécial de torsion pour des déformations avec torsion aussi grande que l'on désire. L'homogénéité est sensiblement assurée par la cinématique de Weissenberg où l'échantillon est compris entre deux cônes opposés par la pointe. Mais, pour étudier le rôle de la contrainte moyenne, l'échantillon est limité par un dispositif spécial formé d'anneaux superposés avec mesure de contraintes sur les faces (*) (fig. 6).

Étudier, au laboratoire, des échantillons qui n'ont subi que des déformations irréversibles depuis leur état *in situ* est rare. Parfois, pour des sables et des vases, il est même difficile de disposer d'échantillons ayant conservé la même compacité. Il est donc souhaitable de perfectionner les appareils pour le prélèvement et pour les mesures *in situ*.

Chercher la loi rhéologique *in situ*, en mesurant les contraintes et déformations, ne se fait pas actuellement pour les transformations continues. On se borne à utiliser des appareils qui mesurent les paramètres des lois que l'on a postulées, ou qui donnent simplement des nombres que l'on compare d'un sol à l'autre.

Pour les déformations avec discontinuité sur une surface, circulaire par exemple, on utilise le scissomètre (vane-test), mais l'on ne mesure que la composante tangentielle des contraintes sur la surface. Nous avons fait construire un « rhéotest de chantier » (*) formé d'un tube creux, avec ailettes longitudinales, mais en outre dilatable, ce qui permet d'appliquer des contraintes normales et de mesurer les composantes tangentielles, d'où la loi rhéologique approximative sur la surface de discontinuité. En pratique, on obtient la loi de Coulomb directement sur le chantier. La trousse coupante à

(*) Brevet Rhéosol.

la base du tube est à l'envers des carottiers normaux pour ne pas perturber le sol extérieur. Si l'on gonfle sans tourner, comme l'ont proposé pour des cylindres pleins Kögler et Scheidig [9], on ne peut que mesurer les paramètres de la loi que l'on a postulée.

Pour prélever les échantillons de vase ou de sable propre, il est possible de gonfler une membrane à la partie basse d'un carottier normal pour le fermer (fig. 8). On peut encore disposer, à l'extérieur, une membrane gonflable avec ou sans ailettes, pour faire des mesures assez sommaires en terrain remanié dans ce cas.

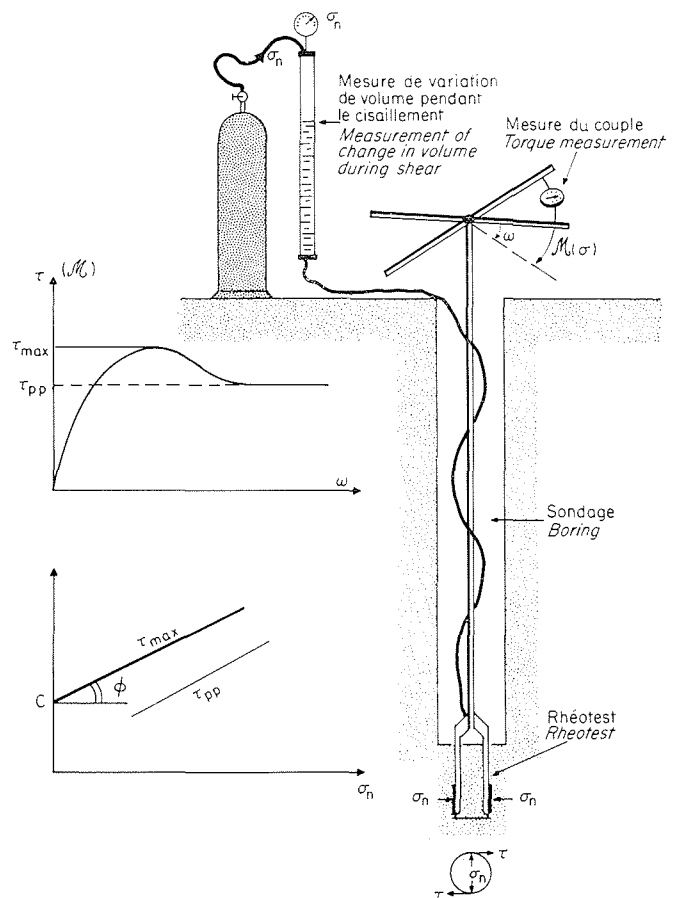
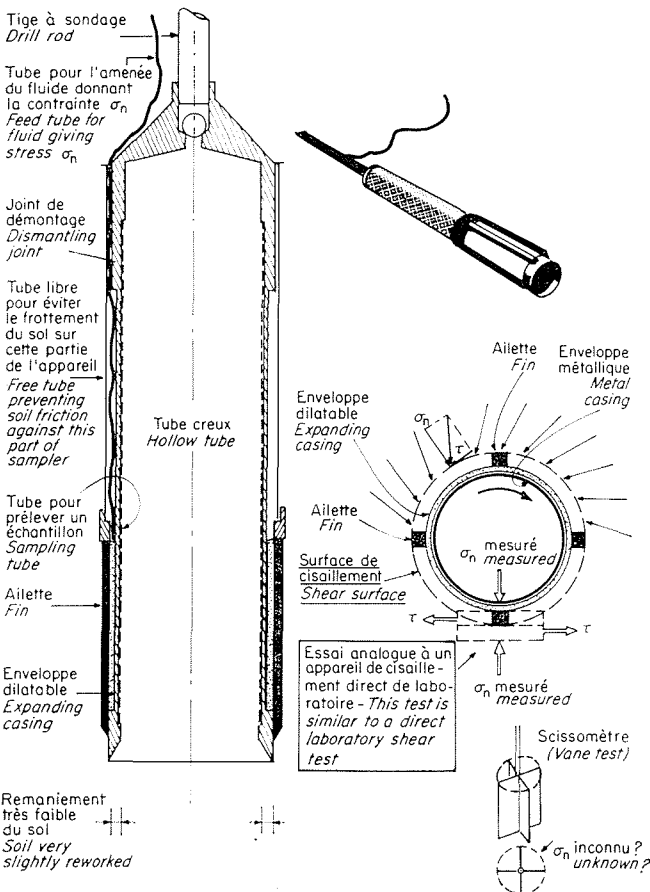
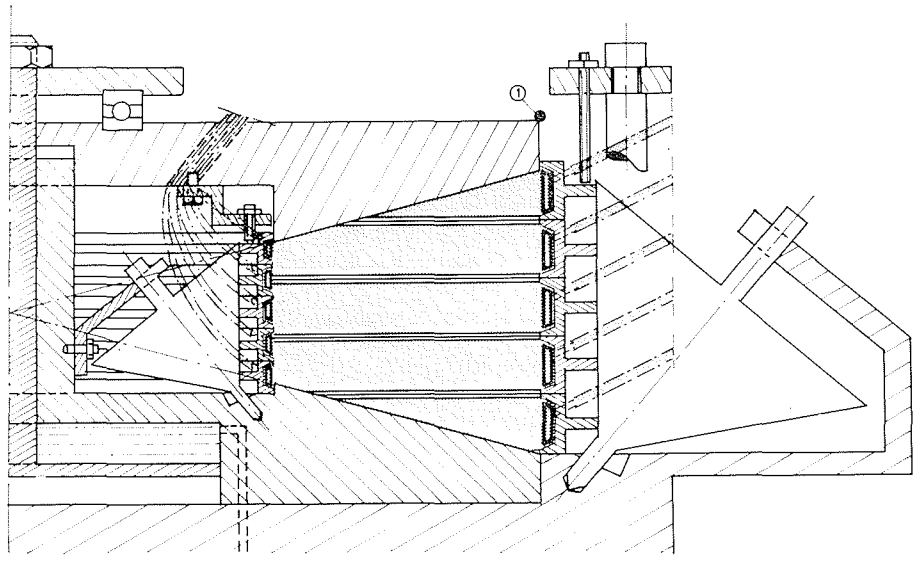
III. — Construction de digues sur vases

Le mot « vase » est souvent utilisé dans le langage courant; au point de vue mécanique, nous pensons qu'il peut désigner les sols fins, peu denses, normalement consolidés et situés sous la surface de l'eau depuis leur dépôt. Une étude précise de la composition a été faite par Bourcart [5], mais nous ne possédons pas de travail analogue pour les lois rhéologiques; nous nous bornerons donc à regrouper quelques résultats d'essais courants.

7 a/ Rhéotest de chantier.
Work site rheotest.

7 b/ Utilisation du rhéotest pour la mesure immédiate sur le chantier de l'angle de frottement et de la cohésion.
Use of rheotest setup for immediate on-site friction angle and cohesion measurement.

6/



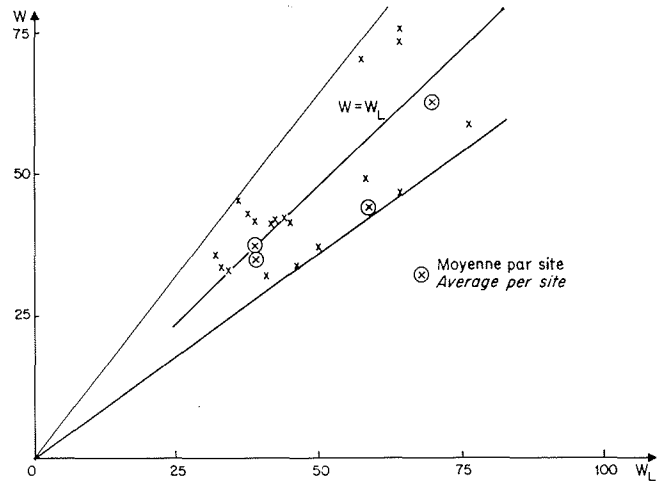
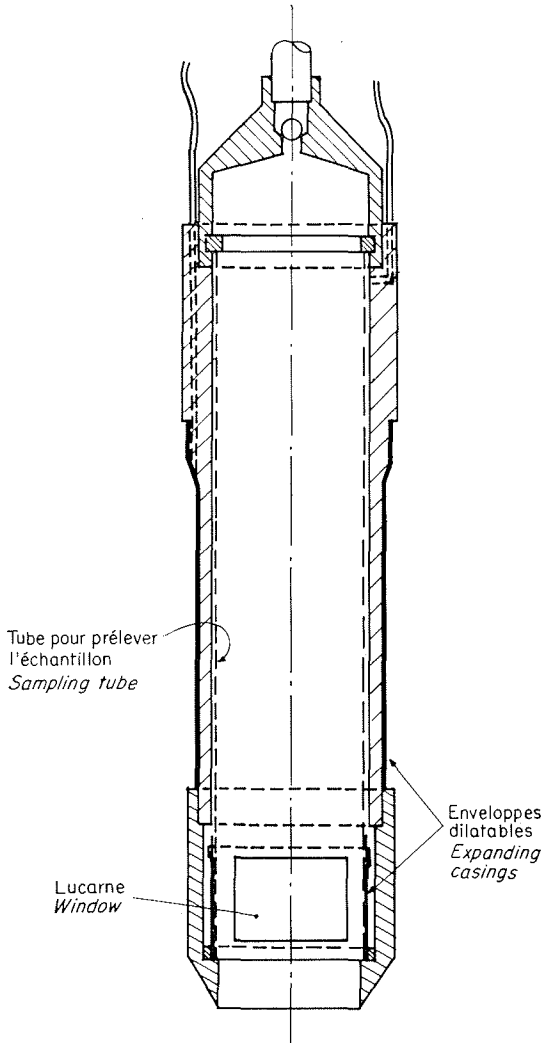
7 a/

7 b/

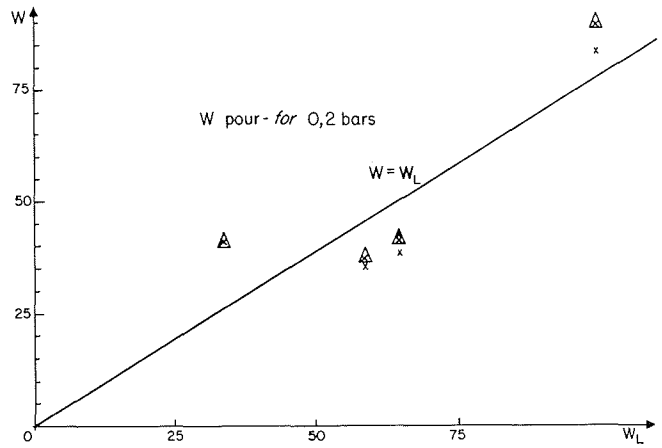
« Vases » — Tableau des moyennes par lieu

LIEUX	γ_s	γ_a	w (%)	w_L (%)	w_P (%)	IP (%)	I_c	S (%)	R_c	c	φ_c	c_u	φ_u	σ_c	C_c	$E_{0,1/0,5}$	$E_{0,5/1}$	$E_{1/2}$	$E_{2/4}$	$E_{4/8}$
FRANCE 1 :																				
\bar{x}	2,61	0,73	116					93,4	0,36 0,24	0,10						20,1	38,9	53,96	85,96	131,02
s		0,24	62,3					2,3	8							16,63	32,42	31,89	54,31	65,21
n		11	14					9								9	9	9	9	9
ASIE 1 :																				
\bar{x}	2,53	0,71	113,0	100	31,3	68,7			0,26	0,14				0,37	1,56	6,54	6,21	6,21	14,6	
s	0,13	0,19	42,1						0,13	0,03				0,16	0,27	4,80	2,77	0,74	0,1	
n	4	8	8						3	4				2	2	2	2	2	2	
FRANCE 3 :																				
\bar{x}		0,92	70,9											0,91	0,77					
s		0,07	8,1											0,20	0,21					
n		10	10											6	6					
FRANCE 2 bis :																				
\bar{x}	2,71	0,99	64,7	70,4	26,8	43,6			0,49	0,16						10,35	12,52	15,8	29,9	57,1
s		0,10	9,6	3,0	0,5				0,15	0,07						6,05	2,6	2,7	5,8	11,4
n		10	10	2	2				6	6						2	2	2	2	2
FRANCE 5 :																				
\bar{x}		0,98	63,4	132,4	44,1	88,3			0,6											
s		0,22	24																	
n		5	5																	
FRANCE 2 :																				
\bar{x}	2,67	1,09	45,0													10,35	12,52	15,8	29,9	57,1
s		0,05	11,3													6,05	2,6	2,7	5,8	11,4
n		2	3													2	2	2	2	2
FRANCE 4 :																				
\bar{x}		1,15	43,5	58,6	23,8	34,8			0,6											
s			4,5																	
n			2																	
FRANCE 1 bis :																				
\bar{x}	2,75	1,36	37,1	39,0	22,4	16,6		96,1	0,48	0,145	33		0	1,0	0,21	10,42	17,98	32,08	52,28	93,46
s	0,01	0,16	7,8	7,2	1,6			73	0,14	0,053	1,4			0,08	3,18	1,45	5,51	8,70	12,33	
n	6	85	85	25	25			73	24	39	2			8	6	6	6	6	6	6
AFRIQUE 1 :																				
\bar{x}	2,75	1,37	36,1	39,0	22,4	16,6			0,48	0,145	33		0	1,0	0,21					
s	0,01	0,16	7,8	7,2	1,6				0,14	0,053	1,4			0,08						
n	6	85	85	25	25				24	39	2			8						
AFRIQUE 2 :																				
\bar{x}		1,43	33,0						0,53											
s		0,04	3,2						0,21											
n		36	36						19											

\bar{x} représente la moyenne du paramètre considéré;
s représente l'écart-type du paramètre considéré;
n représente le nombre de valeurs à partir duquel la moyenne a été calculée.



9 a/ Corrélation W — W_L .
Correlation W — W_L .



9 b/ Corrélation W — W_L .
Correlation W — W_L .

8/

Il s'agit de dépôts en eau calme : étangs, grands fonds marins, bord de mer. La majorité des grains a une dimension inférieure à 0,1 mm; dans les deux premiers sites de dépôts, l'eau est plus calme, les grains seront donc plus fins (moins de 50 ou 20 μ). Dans le troisième cas, le sol est plus sableux; les grains sont formés de quartz, calcaire, mica, feldspath, ce qui pourrait les distinguer des « argiles » principalement formées de silicates.

On observe souvent des matières organiques, peu décomposées, d'origine végétale plus qu'animale (« diatomées, grains de pollen, spores »), principalement dans les étangs.

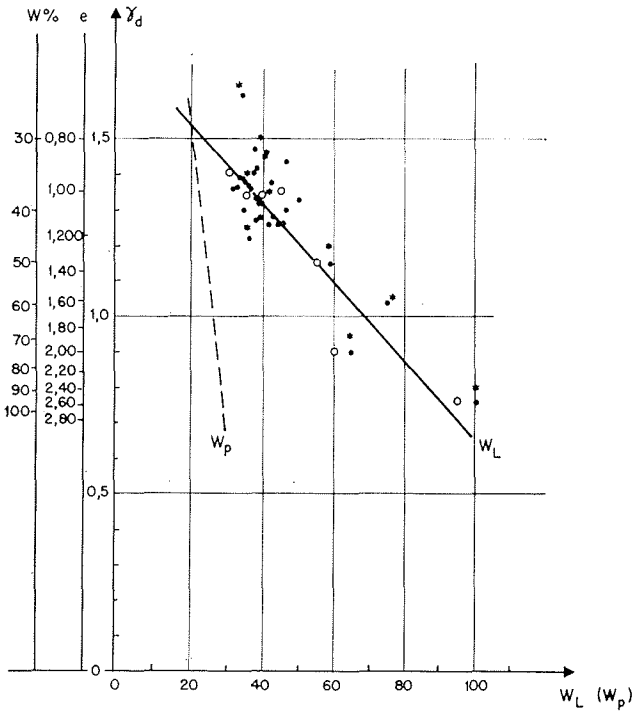
La faible compacité vient de la finesse des éléments (eau calme), de la faible consolidation, car il s'agit de petites profondeurs et de l'absence de surcharge géologique ou séchage; en dernier lieu, la sédimentation en présence d'eau salée peut favoriser une faible densité.

L'analyse de près de deux cents échantillons, que nous devons en majeure partie à l'amabilité de MM. Florentin et L'Hériteau, montre que la teneur en eau des dépôts, à faible profondeur, est souvent voisine de la limite de liquidité (fig. 9 a). Ces échantillons proviennent de France, d'Afrique du

Nord et d'Extrême-Orient; les limites de liquidité (w_L) varient de 40 à 100. On pourrait faire remarquer que les « argiles sensibles » des pays nordiques sont souvent à des teneurs en eau beaucoup plus élevées que w_L , mais ces argiles marines sont actuellement hors d'eau et, si l'on croit certaines études, un échange d'ions important s'est produit depuis leur dépôt et une sédimentation avec leurs composants ioniques actuels donne des compacités plus fortes qu'*in situ*; ceci crée, par ailleurs, une structure instable qui peut expliquer en partie leur « sensibilité ».

Les densités sèches varient donc, elles aussi, avec w_L , entre 0,7 et 1,3 (fig. 9 c, 9 d). Il s'agit ici des valeurs moyennes par sites. La dispersion des valeurs réelles est assez forte, comme l'indique le tableau ci-joint; l'écart-type va de 0,05 à 0,25. Pour la teneur en eau, la dispersion semble encore plus grande, mais on peut supposer qu'un léger séchage l'accentue, à moins que ces dépôts récents avec matières organiques ne soient pas saturés, comme l'indiquent d'ailleurs les degrés de saturation moyens qui varient de 0,95 à 0,98 selon les sites, l'écart-type étant de 0,02 ou 0,03.

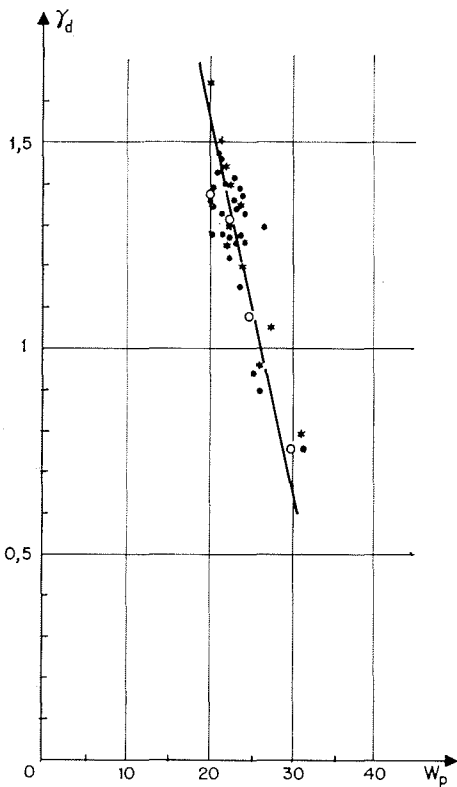
Les poids spécifiques de la matière sont compris



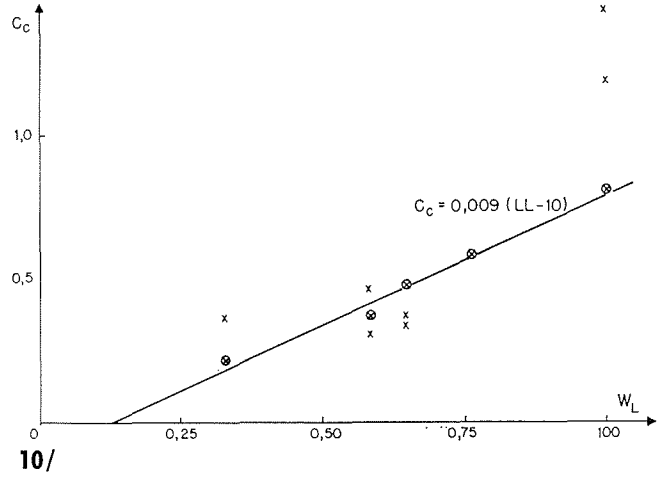
9 c/ $C_c = 0,009 (LL-10)$

9 c/ Corrélation $W_L - \gamma_d$. Sols fins. Faible profondeur. Pas de surconsolidation.
 Correlation $W_L - \gamma_d$. Fine soils. Shallow depth. No superconsolidation.

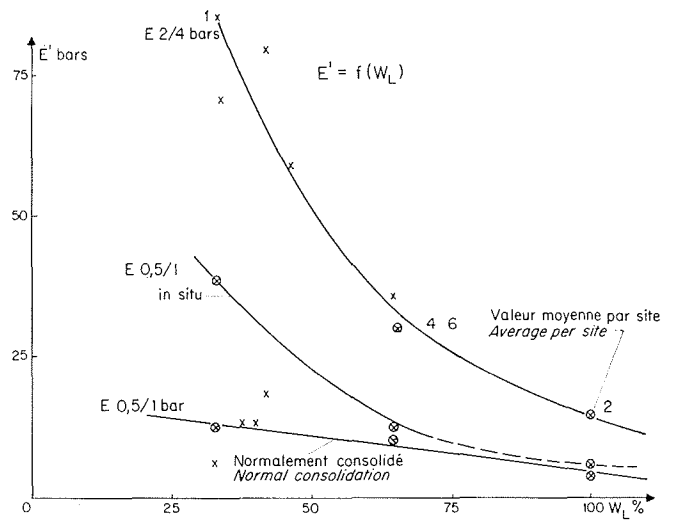
9 d/ Corrélation $W_p - \gamma_d$ / Correlation $W_p - \gamma_d$.



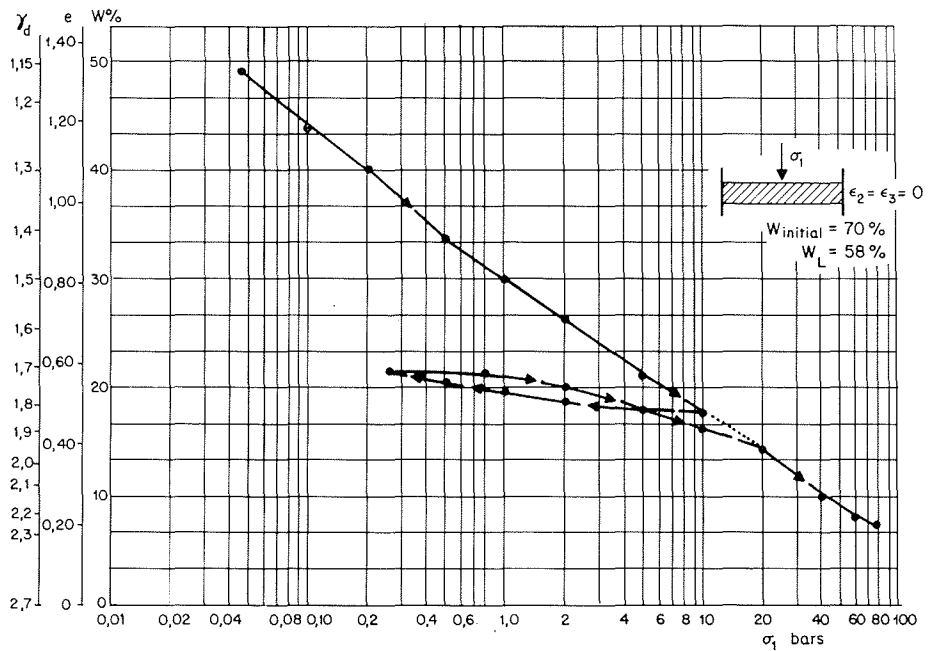
9 d/



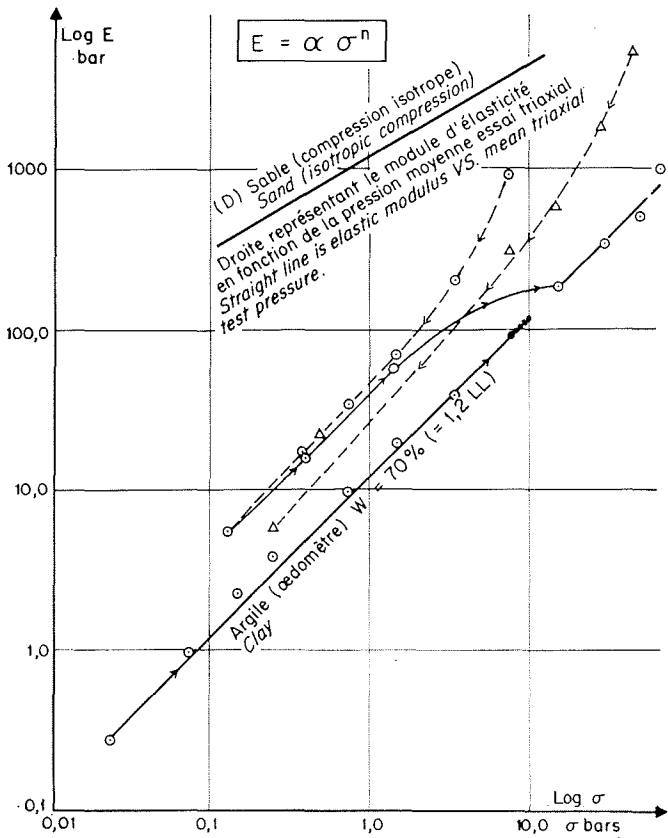
10/



11/



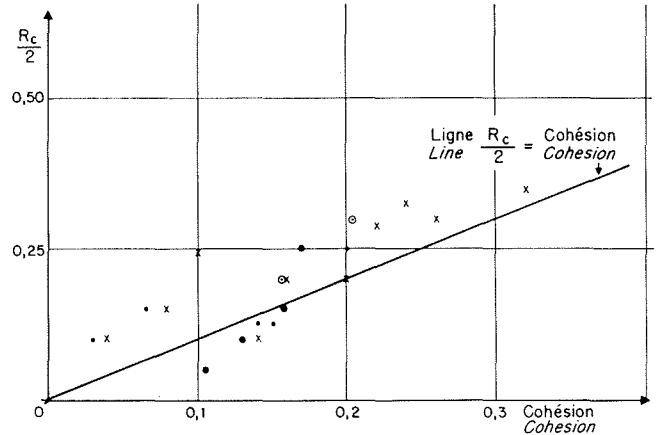
12 a/



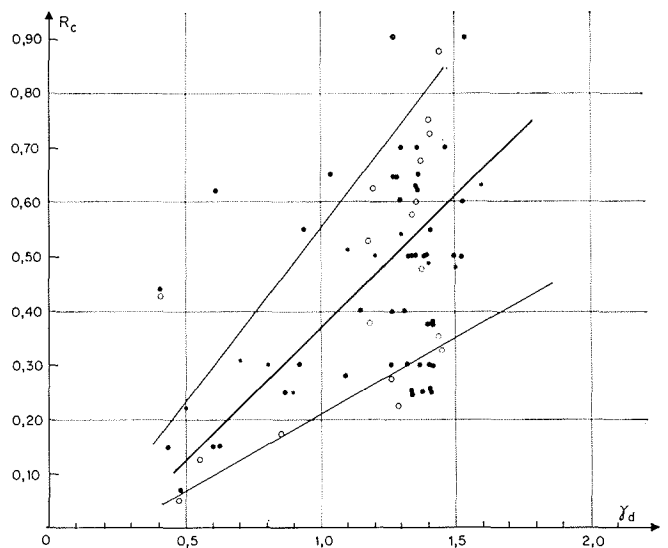
12 b/

13/ Corrélation $R_c/2$ — cohésion.
Correlation $R_c/2$ — cohesion.

14/ Corrélation R_c — γ_d .
Correlation R_c — γ_d .



13/



14/

entre 2,5 et 2,7, ce qui correspond à de faibles teneurs en matières organiques pour ces vases qui sont presque toutes en bord de mer.

Nous n'avons pas d'indications sur la déformabilité des échantillons non drainés, qui doit être grande et créer des tassements rapides lors de la construction des petites digues. La déformabilité de l'ossature selon le chemin œdométrique donne des coefficients de compressibilité C_c compris entre 0,2 et 1,5, croissant avec la limite de liquidité selon la loi approchée de Terzaghi, $C_c = 0,09 (w_L - 10)$ (fig. 10). Le rapport entre l'accroissement de pression de 0,5 à 1 bar et le tassement correspondant donne des modules œdométriques de 5 à 15 bars pour des sols normalement consolidés; le module croît si la limite de liquidité décroît ($E_{0,5/1} \neq 17 - 0,12 w_L$). La pression de consolidation est souvent inférieure à 0,5 bar, sauf pour les faibles limites de liquidité pour nos échantillons, ce qui donne des modules œdométriques nettement plus élevés (fig. 11).

L'indice des vides décroît d'une manière remarquablement linéaire avec la pression axiale, dans l'œdomètre, comme l'indique la figure 12 a, où nous avons fait croître la pression jusqu'à 70 bars en partant d'un sol très peu dense ($w = 1,2 w_L \sim 80 \%$). Toutefois, on peut noter que la loi $E = \alpha \sigma^n$ est parfois acceptable (fig. 12 b).

Les courbes de consolidation normale passent par un indice des vides e_L correspondant à la limite de liquidité pour une contrainte de l'ordre de 0,2 bar (fig. 9 b). On pourrait donc admettre, en toute première approximation, une loi de compressibilité de la forme :

$$e - e_L = - C_c \log \frac{\sigma}{0,2}$$

La résistance maximale selon le chemin triaxial non drainé donne des angles voisins de zéro et des cohésions de 0,1 à 0,2 bar; la dispersion est assez forte, comme l'indique le tableau des écarts; il en est de même pour la résistance à la compression simple qui est légèrement supérieure au double de la cohésion (fig. 13). Toutefois, si l'on examine les valeurs moyennes par sites, on observe une augmentation avec la compacité (fig. 14) et l'indice de consistance (fig. 15 a, 15 b), mais la corrélation que l'on pourrait chercher est très peu précise

$$(R_c \sim 0,5 I_c \pm 0,4) \quad (c \sim 0,04 I_c + 0,15 ?)$$

Nous ne possédons pas d'essais non drainés sur les vases les plus sableuses; nous avons toutefois joint un essai de M. Kamenov sur du sable dense et peu dense sans cohésion (fig. 16). En général,

un déviateur de contrainte modifie l'assemblage des grains qui tend vers un assemblage plus dense; si l'eau ne peut sortir, la pression interstitielle croît et provoque une résistance mécanique en contrainte totale (σ_1) beaucoup plus faible pour l'échantillon peu dense, comme l'indique la figure 16. Ceci s'observe lors de la réalisation de digues sur vases; les tassements, lors de la construction, sont parfois beaucoup plus importants dans les zones plus sableuses, où l'absence d'éléments très fins nuit à la cohésion et où la finesse est cependant suffisante pour provoquer une faible perméabilité, ce qui conduit à des conditions non drainées lors des constructions rapides.

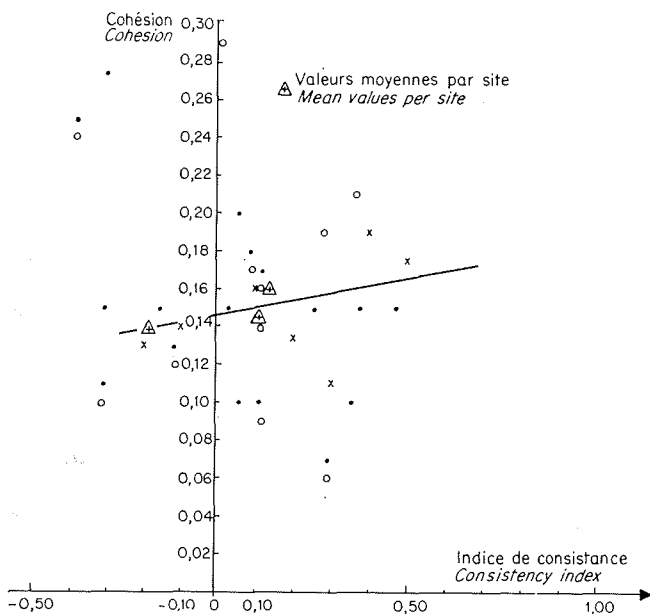
On est souvent tenté de construire des digues trop lourdes sur les vases. En construction « rapide », ces digues ne peuvent dépasser une hauteur donnée, quelle que soit la douceur des talus; un remblaiement ne fait qu'augmenter le volume situé sous le niveau du sol d'origine, par déformation plastique. Si le matériau de remblai est plus lourd que le matériau *in situ*, le fait de vouloir dépasser la hauteur limite (en construction « rapide ») diminue en fait cette hauteur comme l'indique le calcul [2, 10].

Un ordre de grandeur de cette hauteur limite peut être obtenu par le calcul des dièdres en plasticité parfaite. Si $\varphi = 0$, on obtient des valeurs comprises entre 2,7 et 5,7 selon l'orientation des contraintes sous la base de la digue. En milieu homogène, ces contraintes sur le sol sont orientées vers l'extérieur. En revanche, si l'on empêche l'élargissement de la base par un tapis inextensible dans le sens transversal de la digue, on change l'orientation des contraintes pour obtenir la valeur maximale (fig. 17) [2, 10, 11]. Si l'angle de frottement est non nul, l'augmentation est beaucoup plus forte, comme l'indiquent les coefficients de butée calculés par Stutz (cf. tableau). En faisant la somme des composantes horizontales, on obtient la force de traction dans le tapis.

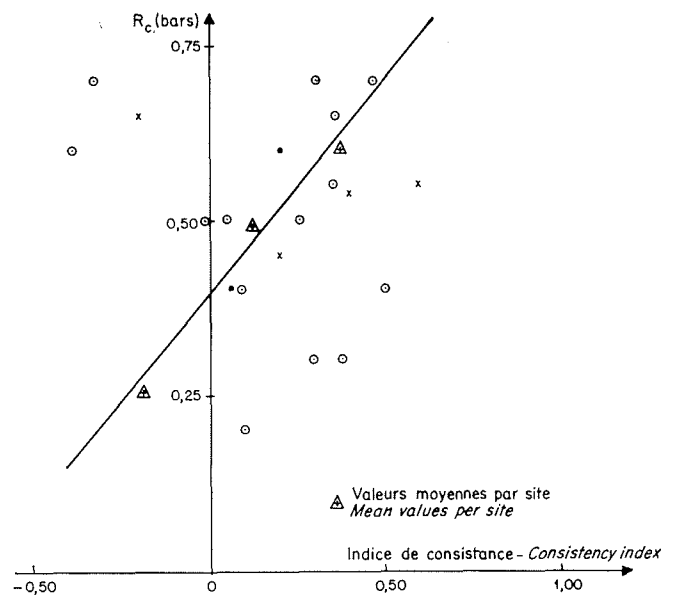
$\sigma = b\gamma l$					
	$\varphi = 10^\circ$	20°	25°	30°	40°
$= + \varphi$	$b = 0,2$	0,35	0,4	0,5	0,65
$+ \varphi/2$	0,4	1,35	2,5	4,6	16,8
0	0,55	2,75	6,25	15,5	70
$- \varphi/2$	0,75	5,1	13	33	266
$- \varphi$	0,95	7,1	18	51	541

Références bibliographiques

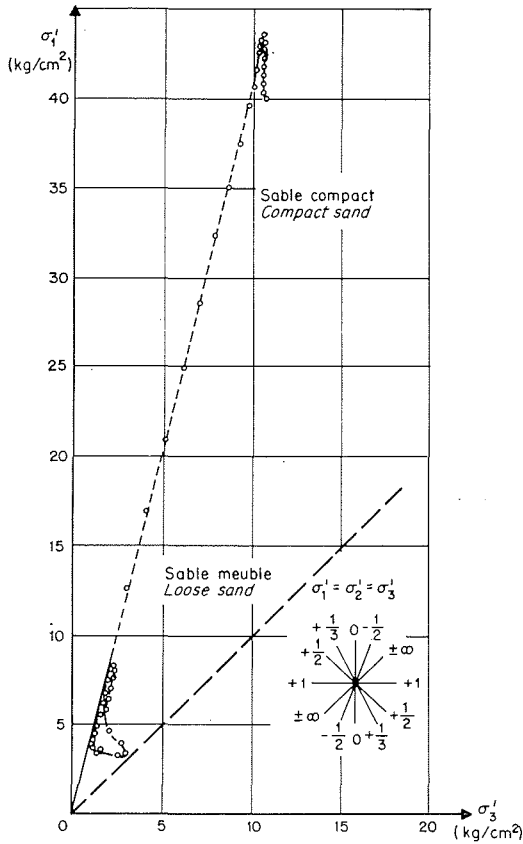
- [1] ANGLÈS D'AURIAC (P.). — *Rhéologie*. Cours de Troisième Cycle, Faculté des Sciences de Grenoble.
- [2] BIAREZ (J.). — *Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents*, thèse d'Etat, Grenoble (1962).
- [3] BIAREZ (J.). — Remarques sur les propriétés mécaniques des corps pulvérulents. *Cahiers du Groupe Français d'Etudes de Rhéologie*, tome IV, n° 3 (1961).
- [4] BIAREZ (J.). — Anisotropie mécanique et géométrique des milieux pulvérulents. *Comptes rendus du Quatrième Congrès International de Rhéologie*, Providence, Brown University (août 1963).
- [5] BOURCART (J.) et FRANCIS-BŒUF (C.). — *La vase*, Hermann, Paris (1942).
- [6] BELOT (A.). — *Remarques sur les propriétés des sols à relativement haute pression (100 kg/cm²)*, Thèse de Doctorat de Troisième Cycle, Grenoble (1954).
- [7] ANGLÈS D'AURIAC (P.). — *Contribution à l'étude de l'élasticité des corps très déformables*. Thèse d'Etat, Paris (1958).
- [8] ANGLÈS D'AURIAC (P.). — Définitions et principes en rhéologie tensorielle, *Symposium I.U.T.A.M. Rhéologie et Mécanique des sols*, Grenoble (avril 1964).
- [9] KOGLER et SCHEIDIG. — *Baugrund und Bauwerk*, Wilh. Ernst and Sohn, Berlin (1948).
- [10] BIAREZ (J.). — Equilibre limite des talus et barrages en terre. *A.I.T.B.T.P.* (juillet-août 1965).
- [11] TURPIN (J.). — *Contribution à l'étude de la répartition des contraintes sous une fondation plane rugueuse en milieu bidimensionnel pulvérulent*.



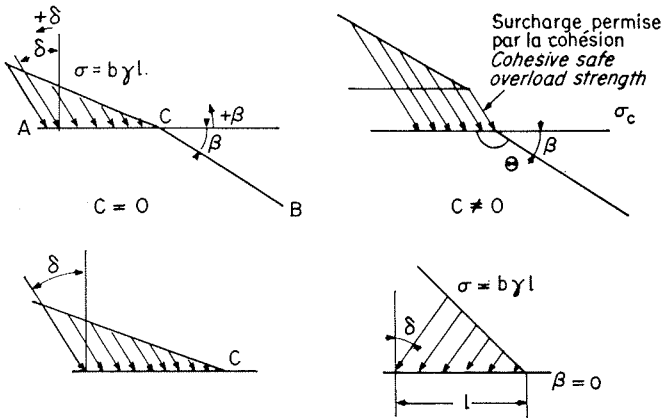
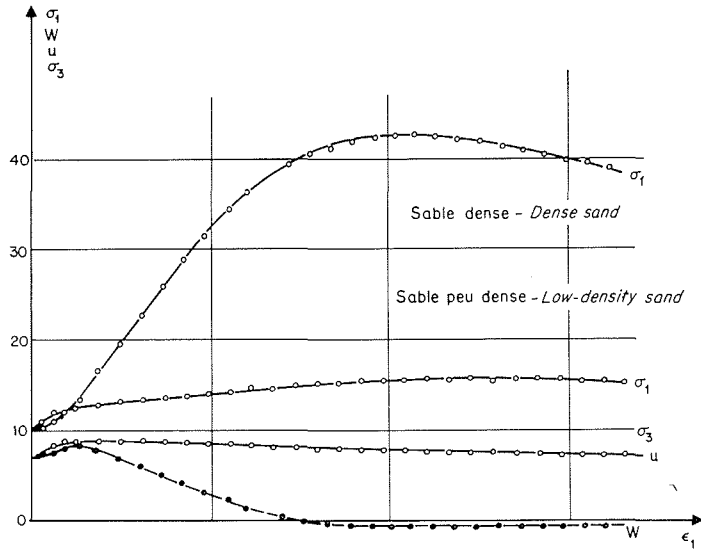
15 a/ Corrélation cohésion-indice de consistance.
Relationship between cohesion and consistency index.



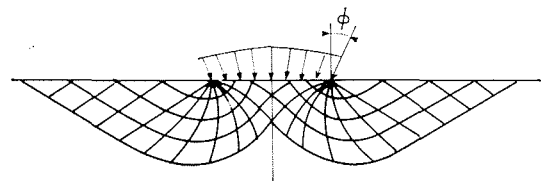
15 b/ Corrélation Rc-indice de consistance.
Relationship between Rc and consistency index.



16/ Essais non drainés sur sable.
Undrained tests with sand.



17 a/ Calcul de butée. Surcharge maximale sur le bord d'un talus.
Slope toe stability. Maximum overload on slope edge.



17 b/ Base rigide inextensible. Surcharge maximale.
Rigid inextensible base. Maximum overload.



17 c/ Répartition élastique. Milieu homogène.
Elastic distribution. Homogeneous medium.

Discussion

Président : M. TALUREAU

Avant de lui donner la parole, M. le Président présente M. BIAREZ, Professeur à la Faculté des Sciences, à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures et à l'Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique et d'Hydraulique, à Grenoble. Spécialiste en mécanique des sols, il intervient souvent en qualité d'expert d'organismes publics ou privés, français ou étrangers; il poursuit également des recherches sur la locomotion tous terrains, pour le Ministère des Armées.

*

M. le Président se fait l'interprète de tous pour remercier M. BIAREZ de son exposé très clair et précis, qui rendra de grands services à tous les Ingénieurs appelés à utiliser ou à se défendre contre ce matériau si particulier qu'est la vase.

See English Abstract on next page.

Abstract

**General considerations on mechanical soil properties.
New measuring instruments. Dyke construction on mud foundations**

by J. Biarez *

Plastic flow laws express relationships between stress and strain space paths, the latter being identified in terms of time. A distinction can be made between continuous strain and discontinuity surface laws. To establish these, it is necessary to carry out tests in order to measure stress and strain tensors, which can only be done with a homogeneous spatial tensor distribution. As the instruments do not produce homogeneous fields, they can only measure the parameters of a law if the law is known.

In theory, plastic flow laws can be established with the aid of general relationships between particles and from the geometry of the structure. A material for which these relationships are constant only changes its mechanical properties with the geometry of its structure, which solely depends on irreversible strains undergone by the material; this explains the "work-hardening" or "super-consolidation" which, with a sufficiently simple path, can be characterized by the stress tensor for the final irreversible strain.

The author introduces a new laboratory instrument for the measurement of the plastic flow relationship for very high homogeneous strain conditions, and also a simple instrument for quick *in situ* cohesion, friction and stability measurement, especially for sand and mud.

Mud can be considered as not very dense normally consolidated soil having remained under water since its original deposition. The author has no precise measured plastic flow data available for mud; he simply correlates its physical and mechanical properties. For example, as its water content is near the liquidity limit W_L , at shallow depths, its approximate compressibility can be established from W_L . The relevant cohesion data show considerable scatter but the average values for individual sites appear to increase with the consistency index.

Rapid construction on mud results in high interstitial pressures, i.e. very low strength if the mud contains little clay. Bearing strength can be much improved by the use of non-stretch matting placed crosswise, for which the author suggests a calculation method.



Gravure du XVI^e siècle

* Professeur à la Faculté des Sciences de Grenoble.