

LES PROPRIETES PHYSIQUES DES SEDIMENTS NON CONSOLIDES

-:~::~:~::~:~::~:~::~:-

Etude Bibliographique

Février 1971

F. DUGAS

LES PROPRIETES PHYSIQUES DES SEDIMENTS NON CONSOLIDES

--:--:--:--:--:--:--:--:--

Etude Bibliographique

Par

F. DUGAS

Février 1974

LES PROPRIETES PHYSIQUES DES SEDIMENTS NON CONSOLIDES.

I. - INTRODUCTION

Les propriétés physiques des sédiments non consolidés sont, sur terre, déjà bien étudiées, soit pour les fondations, soit comme matériau.

De nombreuses publications montrent, actuellement, tout l'intérêt d'une recherche de paramètres physiques facilement mesurables liés à la vitesse de transmission du son, et à son enregistrement pour en déduire la nature du sédiment en particulier du sédiment marin. Les phénomènes de consolidation qui se passent dans des couches plus profondes, en nature, expliquent les variations importantes de vitesse. En sismique réflexion marine on différencie très souvent : une couche non consolidée, une couche semi-consolidée et une zone consolidée.

L'étude de la cohésion et de la consolidation peut mettre en évidence non seulement des variations de conditions de milieu local mais encore des transformations chimiques.

Les mesures de l'état physiques du sédiment ne peuvent être faites que sur des échantillons, non perturbés dans leur structure et leur texture. Même si les mesures sont faites sur un échantillon hors de son environnement, les expériences à terre ont prouvé que l'approximation est suffisante si l'on tient compte des conditions in situ.

II. - LES METHODES DE CAROTTAGES

Les carottages permettent de prélever un sédiment sur une épaisseur de 10 mètres sans mélanger les strates. En fait suivant l'appareil utilisé et les sédiments, il y a des risques variables de perturbations. Pour les réduire certaines améliorations ont été proposées.

II. A - Principales perturbations (Emery and Dietz 1941, Horslev 1949, Richards 1961, Rosfelder and Marshall 1967, Bouma and Boerma 1968).

II. A. 1 - Le tassement n'est important qu'à partir d'une certaine longueur avec les carottiers à gravité principalement, ou lors de la remontée et des manipulations des carottes.

II. A. 2 - Effets de pistonnage :

- a) tronçonnement, souvent en deux de la carotte dans une zone de moindre cohésion. On peut vérifier si le cisaillement y est faible.
- b) déformations en arc de cercle des strates de la carotte sur les parois.
- c) aspirations ou succions latérales d'un niveau moins cohérent

II. A. 3. - Adhésion de l'échantillon au fond ou décroissance de la pression hydrostatique le long de la carotte.

II. A. 4. - Déformations des bords de la carotte par la pénétration d'un tube de carottier épais ou d'un nez de diamètre égal à celui de la chemise.

II. A. 5. - Déformations texturales par suite de la différence de compressibilité entre l'eau interstitielle et les particules sédimentaires.

II. A. 6. - Secousses lors de la remontée et des manutentions produisant des fuites de sédiment et des déformations.

II. A. 7. - Conditions et temps de stockage produisant des altérations.

II. B. - Améliorations

II. B. 1. - Le tassement est réduit depuis longtemps pour les longues carottes, par l'utilisation d'un carottier à piston (Kullenberg 1947).

II. B. 2. - De nombreux auteurs ont modifié le déclenchement, et la chute libre en libérant du tube, le contrepois, avec la possibilité d'y fixer un carottier léger pour prélever les couches superficielles du fond, généralement perturbées par manque de consolidation. La chute libre semble optimale vers 3 mètres mais le contrepois peut s'enfoncer si la vase est trop molle et retarder de quelques dizaine de centimètres le déclenchement. L'utilisation d'un lest spécial (PAUTOT, 1969) permet de réduire ce retard.

II. B. 3. Pour diminuer les déformation des bords de la carotte HORSLEV (1949) a défini des coefficients de dimensions :

TABLEAU SYNOPTIQUE DES CARACTERIS-

	IDEAL d'après HVORSLEV	Carottier de PRATJE	TPR.51 UDINTSEV	Carottier de KIEL	Carottier ALPINE BANDY
Ø Extérieur tube acier	D_{t1}	54,0	62,0	70,0	70,0
Ø Intérieur tube acier	D_{s1}				
Ø Extérieur tube plastique	D_{t2}				
Ø Intérieur tube plastique	D_{s2}	45,0	52,0	61,0	63,0
Ø Extérieur ogive	D_w	70,0	82,5	75,0	83,0
Ø Intérieur ogive	D_e	43,0	50,0	59,0	60,0
$C_i = \frac{D_s - D_e}{D_e} \%$	0,75 - 1	4,6	4,0	3,3	5,0
$C_o = \frac{D_w - D_t}{D_t} \%$	< 3	29,6	33,0	7,1	18,5
$C_a = \frac{D_w^2 - D_e^2}{D_e^2} \%$	< 10	165,0	172,2	61,5	91,3
Section minimale	S (cm ²)	14,52	19,64	27,34	28,27
Surface de sédiment perturbé	K (cm ²)	23,96	34,47	16,84	25,84
Force d'enfoncement (P = 500 kg)	F (kg/cm ²)	20,86	18,50	29,69	19,34

TIQUES DES PRINCIPAUX CAROTTIERS (PANTOT 1969)

Carottier U.S.H.O.	Carottier REINECK	Carottier KOGLER	Carottier LA SPEZIA	Carottier NESTEROFF	Carottier CATHERINE LAURENCE (FLUCHA)	Carottier PAUTOT
88,9	114,0	154,0	137,0	73,0	73,0	108,0
			127,5	62,0	62,0	100,8
			125,0	60,0	60,0	100,0
81,8	102,5	151,0	121,0	55,5	55,5	98,0 96,0
100,8	127,0	170,0	144,0	84,0	74,0	108,5
80,5	101,0	150,0	120,0	55,5	55,0	97,0 95,0
1,6	1,4	0,6	0,8	0,9	0,9	1,0 1,0
13,4	10,2	10,3	5,1	15,0	1,4	0,5 0,5
56,8	58,1	28,4	44,0	132,2	81,0	25,1 30,4
50,90	80,12	225,0	113,04	23,74	23,74	73,86 70,83
28,60	46,58	64,0	49,74	31,65	19,24	18,55 21,41
17,48	10,73	7,81	10,05	15,79	25,98	26,95 23,35

coefficient de frottement interne de la chemise : $C_i = \frac{D_s - D_e}{D_e} \times 100$
avec $0,75 < C_i < 1,5 \%$

coefficient de frottement externe : $C_o = \frac{D_w - D_t}{D_t} \times 100$
avec $C_o < 3 \%$

coefficient de surface : $C_a = \frac{D_w - D_e}{D_e^2} \times 100$
avec $C_a < 10 \%$

avec D_s : diamètre interne de la chemise, D_e : diamètre externe minimum du nez du carottier,
 D_w : diamètre externe maximum du nez, D_t : diamètre externe du tube du carottier

Le sédiment qui peut augmenter de volume dans la chemise doit, si le nez et le tube ne sont pas trop épais, pénétrer facilement. Les déformations sont moindres si la pénétration est très rapide.

HORSLEV ajoute à ces coefficients un facteur de récupération : $R_g = \frac{L_g}{H}$ avec L_g longueur efficace de la carotte et H la profondeur totale de pénétration du carottier. Il est très important car il donne une première valeur du tassement.

II. B. 4. Le pistonnage qui, à l'arrachement du carottier, déforme la partie supérieure de la carotte ou provoque l'écrasement de la chemise, est évité :

- soit par un système à deux câbles (EMERY and BROUSSARD, 1964),
- soit par un piston à double corps cassant (KERMABON et coll. 1966 PAUTOT, 1969),
- soit par le blocage du câble (NESTEROFF et coll. 1968).
- soit par un piston stationnaire (KERMABON et coll. 1969).

II. B. 5 - Les carottiers à section carrée pénètrent mieux dans le sédiment et permettent d'étudier plus facilement les stratifications. Mais ils sont moins hermétiques et moins intéressants pour les longueurs de prélèvement supérieures à 6 mètres (ROSFELDER et coll. 1967). Les sections rondes sont donc les plus courantes. Le diamètre a été successivement élargi ainsi que le montre le tableau précédent (PAUTOT 1969 p. 4 - 5).

II. B. 6 - Le système de retenue du sédiment n'est pas à négliger. De nombreux auteurs ont remplacé les pétales de chrysocal habituelles par des

cylindres tranchants. Ceci permet de conserver le maximum de carotte en évitant les fuites mais n'exclue pas le tassement lors de la remontée.

II. C. - Conclusion - Les techniques plus spécialisées et moins courantes ne sont pas abordées ici. Suivant les études physiques et chimiques à effectuer, il est indispensable de prendre plus ou moins de précautions. Pour les faibles longueurs de carotte un carottier à gravité mais à section très large donne des résultats intéressants et est employé par SEIBOLD et KROGLER. Pour les grandes longueurs le carottier à piston "sans recul" de KERMABON permet d'obtenir des carottes non déformées.

Les mesures physiques sont généralement effectuées 48 heures au plus après leur prélèvement. De toutes façons il est indispensable de les stocker à une température constante assez basse (4° - 10°) et à une hygrométrie élevée.

II. D. - Bibliographie

- BOUMA A.H. and BOERMA J. 1968 - Vertical disturbances in piston cores. Marine Geology, pp. 321 - 241.
- BURNS R. 1963 - Note on some possible misinformation from cores obtained by piston-coring devices. Journ. of Sed. Petr. V. 33, pp 950-952
- EMERY K.O. and DIETZ R.S. 1941 - Gravity coring instrument and mechanics of sediment coring. Bull. Geol. Soc. Am. 52, pp. 1665 - 1714.
- EMERY G.R. and BROUSSARD D.E. 1954 - A modified Kullenberg piston corer. Journ. of sed. Petr. Vol. 24, n° 3, pp. 207 - 211.
- HORSLEV M.J. 1949 - Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes. U.S. Army Corps Engrs. Waterways Expt. Sta., Vicksburg Miss 521 p.
- KERMABON A., BLAVIER P., CORTIS U. et DELAUZE H. 1966 - The "sphincter" corer. A wide diameter corer with waterlight core-catcher. Marine Geology, 4, pp. 149 - 62
- KERMABON A. and CORTIS U. 1969 - A new "sphincter" corer with a recoilless piston. Marine Geology, 7, n° 2, pp 147 - 159.

- KERMABON A., GEMIN C. and BLAVIER P. 1969 - A deep-Sea electrical resistivity probe for measuring porosity and density of unconsolidated sediments. *Geophysics*, vol. 34, n° 4, pp. 554 - 571.
- KULLENBERG B. 1947 - The Piston Corer. *Sv. Hydr. Biol. Komm. skifter*, 3ème série. Hydr. Bd. I, 42 Göteborg.
- NESTEROFF W.D. et LANCELOT Y. 1968 - Deux perfectionnements apportés au carottier à piston. *Cahiers Océan.* n° 8, pp. 675 - 682.
- PAUTOT G. et FLUCHA M. 1969 - Prélèvements d'échantillons par carottages et traitement. *Cahiers Océan.* XXI, 1, pp. 47 - 55.
- RICHARDS A.F. 1961 - Investigation of deep-sea sediment cores. 1 Shear strength bearing capacity and consolidation. U.S. Hydrographic Office Techn. Rep. 63 S, pp. 1 - 70
- ROSFELDER A.M. and MARSHALL N.F. 1967 - Obtaining large, undisturbed and oriented samples in deep water. *Marine Geotechn. Univ. of Illinois Press Urbana* AF. Richards ed. pp. 243 - 263.

III) - LES PROPRIETES PHYSIQUES

De nombreux paramètres physiques donnent aux sédiments leurs propriétés : consolidation, transmission des ondes de pression. Leur mesure, courante à terre, s'est développée en mer. On a pu ainsi établir des corrélations entre les principales caractéristiques (granulométrie, densité, porosité, cohésion, célérité du son...).

On constate qu'un seul facteur n'est pas suffisant pour rendre compte à lui seul de la structure interne, et qu'un sédiment perturbé donne plusieurs valeurs, différentes de celles obtenues avec le même sédiment non perturbé.

La consolidation est le résultat de la transformation du complexe "sédiment-eau" qui s'est déposé au fond de la mer et passe par trois états physiques : liquide, visqueux, solide en fonction d'un facteur temps. Elle dépend d'une manière complexe des paramètres étudiés ci-dessous et conditionnera certaines autres caractéristiques telles la célérité des ondes de pression dans les sédiments qui ne sera pas abordée ici.

Les paramètres étudiés seront : la nature du sédiment, la résistivité, la masse spécifique, la porosité et leurs corrélations, la plasticité, la cohésion, la consolidation et la compaction.

III. A. - La nature du sédiment

Un sédiment non consolidé, généralement marin peu être considéré comme constitué d'une phase solide, d'une phase liquide et d'une phase colloïdale produite par les limites chimiques de ces deux phases.

III A. 1. - La granulométrie -

La distribution en taille des grains est connue par deux méthodes de tamisage, pour la fraction grossière (supérieure à 0,06 - 0,05 ou 0,04 millimètre) et diverses méthodes le plus souvent en fonction de la loi de Stokes, en supposant la densité : 2,65. Les modes sont parfois liés à des facteurs techniques et il est important de préciser le stock auquel ils se rapportent. LUDWICK et coll (1968), SUPRIYA (1968) ont montré que la représentation classique de l'histogramme est, dans une théorie mathématique de la probabilité de passage dans des tamis, valable seulement si les grains sont des sphères idéales. Il est cependant manifeste que les paramètres granulométriques ont leur importance. En effet, la porosité, la densité sont liées à la taille des grains (GREFFARD, 1969 - MORGAN, 1969).

Ces derniers paramètres peuvent être connus avec une précision de 10 à 20 %, ce qui reste actuellement suffisant pour observer des corrélations. On constate également une relation entre la proportion de fraction grossière et la porosité (GREFFARD 1969).

Les différences entre les méthodes de tamisage pour la fraction grossière et, de sédimentation pour la fraction fine ont conduit de nombreux auteurs (MIGNIOT 1968) à donner des valeurs pour la fraction fine en vitesse de chute et non en diamètre. En effet les particules argileuses saturées d'eau et entourées d'un film d'eau dont l'épaisseur peut être celle de la particule (MILLOT 1964, MIGNIOT 1968, GILLOT 1968) ont donc une densité inférieure à celle supposée. Par ailleurs, ces particules peuvent être agglomérées et avoir, ainsi, une vitesse de chute plus grande. Toutefois ce phénomène n'est sensible que sur les particules inférieures

à 30 microns (MIGNIOT 1968). De plus la concentration en particules solides d'une suspension fait croître les vitesses de chute jusqu'à un seuil critique de 15 grammes/litre et la fait diminuer au-delà. C'est pourquoi RIVIERE (1967) conseille de prendre 7 à 10 grammes/litre. Il est à remarquer que, en nature, les concentrations en particules lors des dépôts ne sont pas toujours connues. On ne peut négliger les teneurs en sels de l'eau qui de 2 à 30 % importent peu (GILLOT 1968) excepté si la concentration en particules est ralentie, pour les fortes salinités. L'action d'agents défloculants est très complexe mais elle est nécessaire si l'on veut avoir un aspect des particules élémentaires tombant à plat.

Il semble préférable d'étudier séparément les fractions grossières et fines qui ont dû subir des transports différents. Ensuite leur distribution (taille et classement) peut mettre en évidence des stocks de nature et de forme différentes en tenant compte des modifications postérieures dues aux organismes et à la matière organique. Quant à la limite granulométrique des deux fractions MILLOT (1964) indique que la limite 50 microns a été modifiée en 1938 par NIGGLI et portée à 64 microns en fonction des tamis courants. Par ailleurs les mailles de 50 microns utilisées internationalement en pédologie présentent des tensions par capillarité ; on ne peut appliquer simplement la loi de Stokes aux particules supérieures à 80 microns.

La rigidité d'une vase n'étant pas modifiée par adjonction de 25 - 30 % de sable (MIGNIOT 1968) on peut limiter les vases à cette proportion.

III. A. 2. - Suivant la minéralogie des éléments de l'échantillon les propriétés physiques sont différentes, même si la granulométrie est identique. Ainsi les grains de quartz, de calcaire organique, de micas n'ont pas la même porosité.

III. A. 3. - La forme des grains modifie leur comportement dynamique et certains paramètres physiques. La porosité d'un échantillon micacé est plus faible que celle d'un échantillon quartzeux de même granulométrie.

III. A. 4. - La teneur en eau interstitielle, mesurée en pourcentage du poids sec est le plus important facteur de la masse spécifique, de la porosité et de la plasticité. Elle dépend elle-même de

l'énergie de rétention d'eau des différents éléments de l'échantillon.

III. A. 5. - Les teneurs en éléments chimiques (BOUTIN et coll. 1969) n'ont pas une importance marquée sur la célérité du son dans les sédiments ni sur les principaux paramètres physiques. Cependant la connaissance de certaines teneurs est utile dans les phénomènes de compaction avec diagenèse. On recherche donc principalement les proportions de SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , CaO .

III. B. - La résistivité

III. B. 1. - La plupart des roches ont une conductibilité ionique ou électrolytique et deviennent résistantes lorsqu'on les sèche. Certains minerais, seulement, ont une conductibilité électronique ou métallique. La résistivité des sédiments marins saturés d'eau dépend donc principalement de la conductivité de leur eau interstitielle et de leur nature minéralogique.

On mesure in situ, ou en laboratoire, sur une carotte, la résistivité d'un sédiment en ohms/mètre :

$$R = k \frac{\Delta V}{I}$$

avec V en volts, I en ampères ; le coefficient k varie avec la distance des électrodes et le rayon de la carotte. Il faut que la carotte soit parfaitement ouverte sur un demi-cylindre ; aussi on ne donne souvent que les valeurs $\frac{\Delta V}{I}$.

Le coefficient k se détermine sur des carottes constituées d'un corps de résistivité connue (chemise remplie d'eau de mer, d'eau douce). Ainsi k = 2,8 (eau de mer) à 5,8 (eau douce).

La température et la masse spécifique ont une grande influence et des corrections sont nécessaires pour estimer les valeurs in situ. Ainsi R varie de 17 ohms/centimètres (10° avec 35 ‰) à 26 ohms/centimètres (25° avec 39 ‰);.

III. B. 2. - Principe : Dans un milieu homogène et isotrope, on envoie un courant par une source ponctuelle. Le courant qui s'écoule est :

$$\vec{i} = \frac{I}{4\pi r^2} = \frac{1}{R} \cdot \frac{dV}{dr}$$

$$\text{d'où } V = \frac{RI}{4\pi} \cdot \frac{1}{r} + \text{cte}$$

Sur un sol homogène on peut écrire :

$$V = \frac{RI}{2\pi} \cdot \frac{1}{r} + \text{cte}$$

Si on injecte du courant entre deux points A et B, on constate qu'entre deux autres points M et N existe une différence de potentiel $V = V_M - V_N$.

$$V_M = \frac{RI}{2\pi} \left(\frac{1}{MA} - \frac{1}{MB} \right) \quad V_N = \frac{RI}{2\pi} \left(\frac{1}{NA} - \frac{1}{NB} \right)$$

$$\text{et } \Delta V = \frac{RI}{2\pi} \left(\frac{1}{MA} - \frac{1}{MB} - \frac{1}{NA} + \frac{1}{NB} \right)$$

On en déduit les longueurs étant mesurées en mètres :

$$\text{ohms/mètre } R = 2\pi \cdot \frac{V}{I} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{MA} - \frac{1}{MB} - \frac{1}{NA} + \frac{1}{NB} \right)}$$

Ainsi on mesure la résistivité d'un terrain homogène en se servant d'un quadripôle de forme et de dimension quelconque. Si le sous-sol est hétérogène, on peut planter des électrodes et calculer la résistivité dite "apparente". Elle correspond à une résistivité moyenne. On se sert généralement d'un quadripôle symétrique AMNB aux électrodes alignées, le milieu O de AB coïncidant avec celui de MN. Les deux quadripôles les plus employés sont le Wenner et le Schlumberger.

Dans le dispositif Wenner

$$\overline{AM} = \overline{MN} = \overline{NB} = \frac{AB}{3} = a$$

d'où :

$$(R \text{ app}) \text{ Wenner} = \frac{2\pi}{3} \cdot \frac{\Delta V}{I} \cdot AB = 2a \frac{\Delta V}{I}$$

III. B. 3. - Les mesures sont délicates et peuvent être perturbées (PAUTOT, 1969) par :

- résistance au contact par polarisation des électrodes. Pour la réduire il faut stabiliser I en plaçant une grande résistance sur le circuit et en introduisant un courant aux deux extrémités de la carotte.

- effet Volta, caractéristique des corps et fonction de l'état de surface.
- polarisation : il semble exister entre les strates, une mince couche à forte résistance.
- effet de parois : augmentation de la résistance apparente dans le cas de parois trop proches des électrodes. A partir d'un diamètre de carottes de 10 centimètres, cet effet est négligeable (environ 5 %).

Il est nécessaire d'effectuer des mesures sur les deux moitiés de carotte et d'en prendre la moyenne respective. D'autre part, plus le diamètre de la carotte est petit plus le Wenner doit être petit.

VI. C.2.d - ATKINS et coll. (1961), KERMABON (1969) définissent un facteur de formation tel que :

$$F = \frac{Re}{Rw}$$

avec "Re", la résistivité globale corrigée d'un facteur géométrique et "Rw" la résistivité de l'eau interstitielle. d'où "Re = F Rw". Or suivant la nature des sédiments il existe une relation linéaire entre Re et Rw (KERMABON et coll. 1969). L'eau interstitielle est peu différente de l'eau du fond (KULLENBERG, 1952), c'est pourquoi on peut facilement calculer Rw. L'effet électrique de la matrice est considéré comme peu important.

$$\text{De plus } F = \frac{a}{n} \quad \text{avec } n \text{ la porosité, cf courbes (p. 14)}$$

III. B. 4. e - Ainsi des mesures rapides de résistivité in situ, peuvent après étalonnage sur des carottes, donner dans une zone, les valeurs de porosité des sédiments (cf. p. 15)

Les mesures doivent être faites à température constante et peu après les prélèvements car suivant les sédiments, l'eau diffuse plus ou moins rapidement dans les carottes.

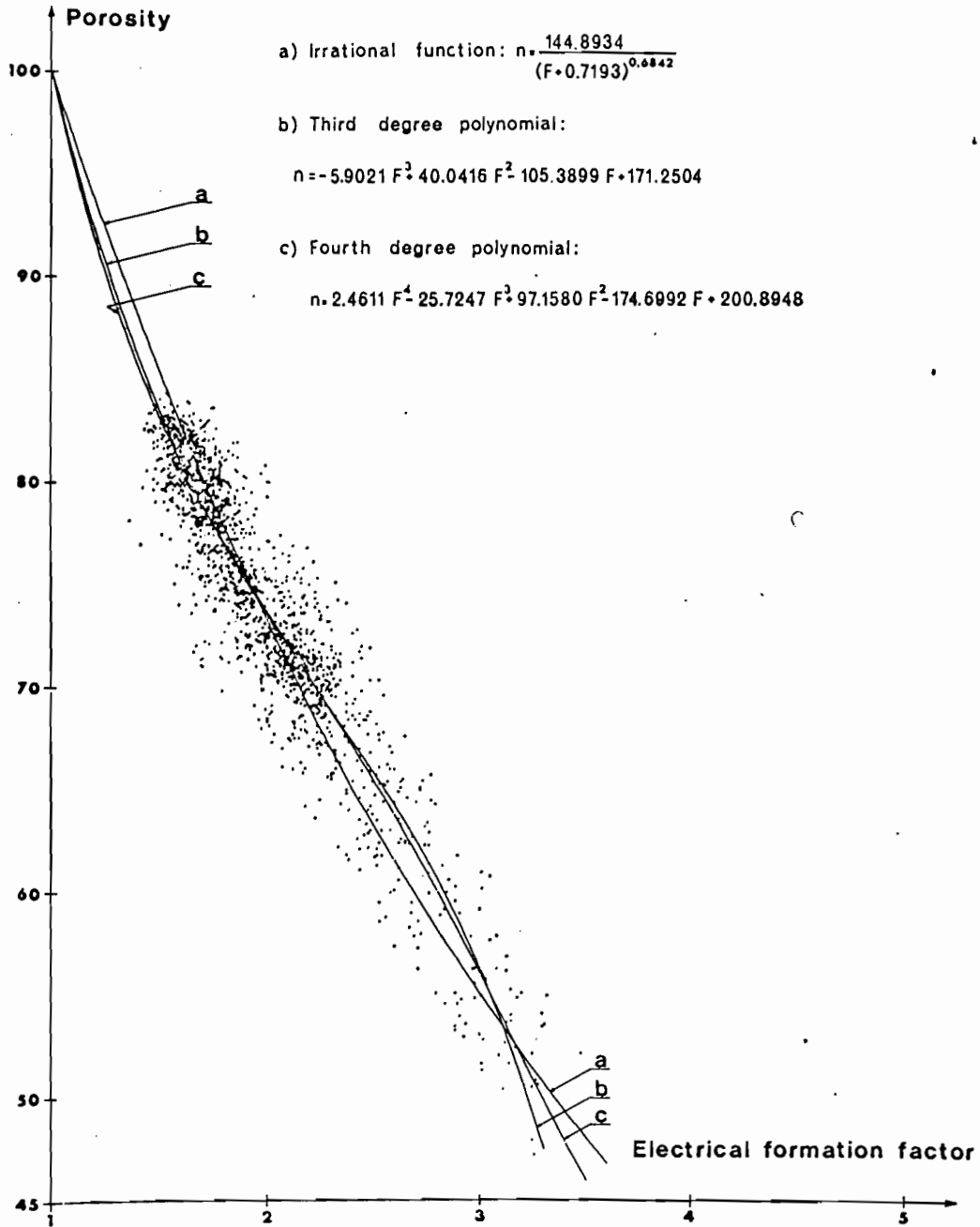


FIG. 13. Three curves plotted on a set of points corresponding to 2500 measurements made on 21 cores.

Kermabon 1969

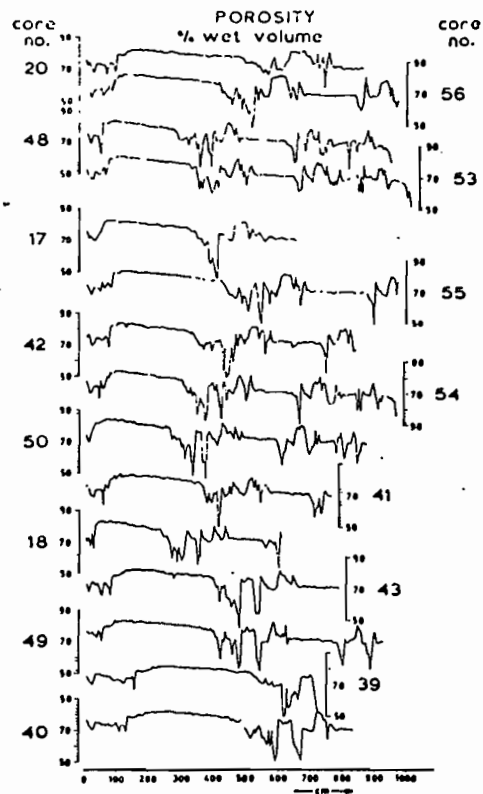


Fig.17. Porosity logs of a few cores taken in the northern part of the model zone.

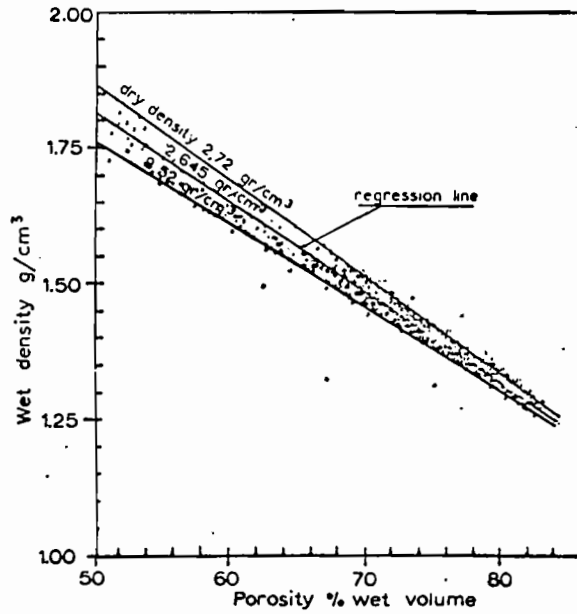


Fig.18. Relationship between wet density and porosity. Data from ten cores.

PAUTOT (1969) a mesuré in situ des valeurs inférieures à celles obtenues en laboratoire ; ceci est dû au tassement et à l'évaporation dans les carottes. BOYCE (1968), a, au contraire, calculé que la résistivité in situ doit être trois fois plus grande qu'en laboratoire. En effet, la température in situ étant plus basse, la couche ionisée autour de chaque particule a une plus grande décroissance absolue de conductivité que l'eau interstitielle.

On constate (p. 17) que les valeurs in situ de KERMABON sont à peine supérieures à celles obtenues en laboratoire. Il serait intéressant de connaître les limites de validité de cette formule.

III. C. - La masse spécifique

C'est le rapport de la masse sur le volume d'un échantillon. On mesure la masse spécifique sèche des sédiments déshydratés à 110°, par pesée, et avec un picnomètre à air. On constate que les valeurs (GREFFARD 1969, MORGAN 1969, KERMABON 1969) varient le plus souvent de 2,55 à 2,72 grammes/centimètres cube. La masse spécifique humide donne des valeurs qui varient plus largement de 1,30 à 2,23 grammes/centimètres cube. Le volume est mesuré soit à l'aide de la teneur en eau soit en fonction de la poussée d'Archimède.

III. D. - La porosité, l'indice des vides

Ce sont des mesures du volume des vides d'un échantillon. Dans un sédiment saturé d'eau le volume des vides est égal à la teneur en eau, à condition qu'il n'y ait pas d'évaporation ni de pertes d'eau.

$$\text{la porosité} \quad n = \frac{\text{volume des vides}}{\text{volume total}} \quad \%$$

$$\text{l'indice des vides} \quad e = \frac{\text{volume des vides}}{\text{volume des grains}} \quad \%$$

Le volume des vides dépend de la granulométrie et de la géométrie des assemblages. Cependant MORGAN (1969) n'a pu mettre en évidence une corrélation entre le classement et la porosité, uniquement entre la médiane et la porosité. L'indice des vides est un indice de changement de volume d'où de compaction.

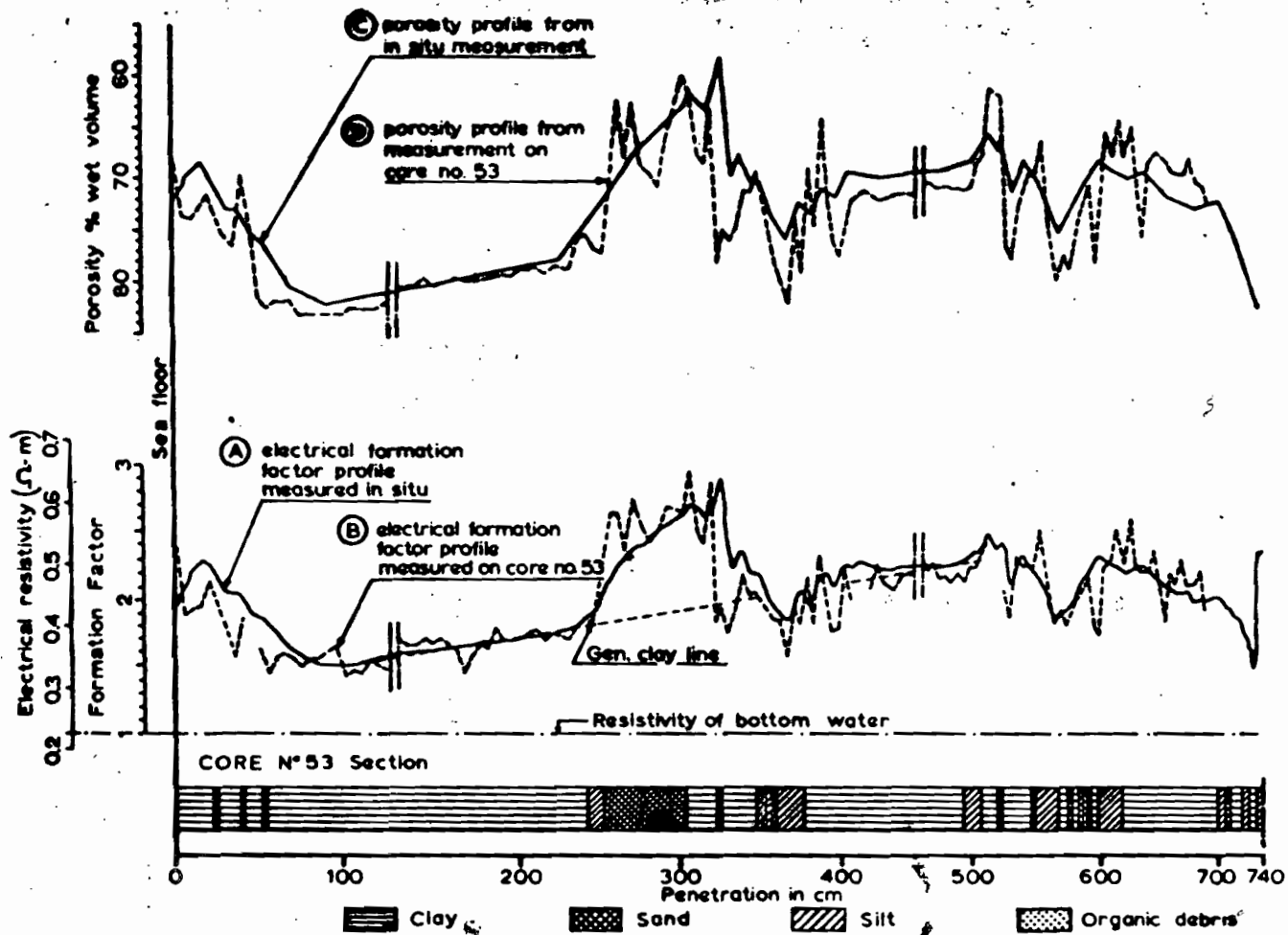


FIG. 16. Comparison between results from "in-situ" probe measurements and those derived from laboratory measurements on a nearby core. Resistivity of bottom water is 0.224 ohm-cm.

III. E. - Corrélations

Les différents paramètres ont été corrélés entre eux et avec la célérité du son dans les échantillons. BOUTIN et coll. (1969) ont observé deux groupes de paramètres liés entre eux :

- a) célérité, densité humide, porosité.
- b) célérité, diamètre moyen, proportion de fraction grossière.

Il existe une relation linéaire (NAFE and DRAKE 1966, BRESLAU 1965, MORGAN 1969, KERMABON 1969) entre la porosité et la densité humide. La relation densité humide et diamètre moyen ou fraction grossière est complexe. En effet elle doit dépendre de la forme, texture, adhérence des éléments entre eux.

MORGAN (1969) ne trouve pas de relation entre le classement et la porosité, la densité humide, le diamètre moyen, la densité sèche ni entre le diamètre moyen et la densité sèche. Cependant la porosité change très lentement (GILLOT 1968) avec la taille des particules sableuses puis croît rapidement dans les lutites.

III. F. - La perméabilité

C'est la pression d'eau interstitielle mesurée verticalement. Elle peut parfois être plus grande horizontalement dans le cas de couches imperméables. C'est un facteur important car les propriétés des argiles sont affectées par la vitesse avec laquelle un excès de pression hydrostatique peut s'écouler.

On la détermine par le "coefficient de Darcy" dans la loi de Darcy pour un échantillon saturé d'eau :

$$k = \frac{Q}{t} \cdot \frac{L}{sh}$$

avec k cm/sec, Q/t le débit en cm³/sec, L la hauteur de l'échantillon en cm, h la différence de niveau d'eau en cm et la section s en cm².

On mesure ainsi la perte de charge d'un échantillon sous une colonne filtrante d'eau pendant un temps donné.

III. G. - Les indices de Plasticité

Les propriétés rhéologiques des argiles dépendent de la teneur totale en eau et de l'énergie avec laquelle l'humidité est retenue ; donc suivant la nature sédimentaire elles varient.

III.G.1 - Les indices de plasticité sont des mesures de teneurs en eau pour lesquelles le sédiment a une propriété bien déterminée. Dans ces mesures, il faut éviter, un séchage de l'échantillon et ne l'humecter qu'avec de l'eau distillée pour minimiser les échanges d'ions.

On distingue :

- La limite de rétrécissement : teneur en eau minimum pour laquelle aucune variation du volume de l'échantillon ne se produit. Elle est peu utilisée car elle nécessite un appareillage complexe.
- La limite de liquidité : teneur en eau mesurée suivant le procédé de la coupelle d'Atterberg.
- La limite de plasticité : teneur en eau mesurée pour la confection de boudins suivant la méthode d'Atterberg.

On en déduit l'indice de plasticité qui est le rapport de ces deux dernières limites. Mac CLELLAND (1967) a trouvé des relations entre cet indice et la masse spécifique sèche ou humide.

III. G. 2. - L'activité des sédiments (SKEMPTON 1953) est le rapport de l'indice de plasticité à la fraction sèche en pourcentage inférieure à 2 microns. Il classe les sédiments en inactifs : $A < 0,75$

normaux : $0,75 - 1,25$

actifs : $A > 1,25$

III. H. - La Cohésion

La cohésion est la force physico-chimique qui maintient réunies les parties d'un même corps. Par suite de son hétérogénéité les pressions peuvent ne pas être distribuées uniformément. Les structures, lors de la compaction sont alors modifiées pour redistribuer les charges.

La loi de Coulomb représente le cas particulier dans la théorie de Mohr où la déformation reste permanente par cisaillement :

la force de cisaillement $\tau_f = C_e + \sigma_e \operatorname{tg} \varphi_e$

avec C_e cohésion effective qui ne dépend que de la teneur en eau à la rupture ;

σ_e tension normale effective au plan de cisaillement ou $\sigma_e = \sigma - u$ si σ est la tension normale et u la pression hydrostatique ;

φ_e angle effectif de friction interne ou de résistance au cisaillement.

Lorsque $\varphi_e = 0$ (vases molles) $\tau_f = C_e$ c'est-à-dire que la cohésion effective est mesurée par la force de cisaillement. Dans les sables $C_e = 0$.

La force de cisaillement dépend de nombreux facteurs caractéristiques de la nature physico-chimique du sédiment et de la méthode appliquée : test triaxial ou plus couramment test au scissomètre (vane shear test) car le matériel des carottes est souvent peu consistant. Elle peut être grossièrement estimée par des tests de pénétration (pénétromètre). Dans ce dernier test on mesure la résistance en compression simple soit une déformation due à un fluage du sédiment.

III. H. 1. - Le scissomètre mesure le couple de torsion nécessaire pour avoir un cisaillement sur une surface cylindrique de l'échantillon. Les résultats sont comparatifs in situ et en laboratoire (GILLOT 1968) si le sédiment n'est pas perturbé. Il faut prendre certaines précautions pour introduire l'appareil dans le sédiment et opérer à une vitesse constante de rotation. Cependant la cassure est imposée et il est possible que ce ne soit pas le plan de plus grande faiblesse.

BUCHAN (1967) utilise une aile de $1,27 \text{ cm}^2$ ayant une rotation constante de $0,2^\circ/\text{sec}$. Si H et D sont la hauteur et le diamètre de l'aile en centimètre avec M fonction du ressort utilisé on peut écrire :

$$\tau_f \text{ gr/cm}^2 = \frac{2 M}{\pi D^2 \left(H - \frac{D}{3} \right)} = \frac{3 M}{\pi D^3} \text{ avec } H = D$$

La sensibilité s'obtient en répétant l'opération sur le sédiment perturbé.

$$\text{sensitivité} = \frac{\tau_{f1}}{\tau_{f2}}$$

Cette valeur peut être importante

argiles surconsolidées	=	insensitives
" normales		4 - 8
" à forte teneur en eau	=	très sensibles

La force de cisaillement décroît avec le diamètre médian des grains et la densité humide.

III. H. 2. - Le pénétromètre est un appareil qui mesure l'enfoncement d'un cône dans les sédiments. On obtient une valeur de la résistance en compression simple reliable à la force de cisaillement suivant la formule de HANSBO (1957)

$$\text{gr/cm}^2 \quad f = \frac{K \cdot Q}{h^{\frac{1}{2}}}$$

avec k une constante fonction du pénétromètre, Q le poids du bras mobile du pénétromètre en grammes, h la profondeur de pénétration en centimètres.

Une commission suédoise a standardisé l'emploi des cônes :

(poids)	100 gr	-	30°	(angle du cône)
	60 gr	-	60°	
	10 gr	-	60°	

Les mesures sont plus reproductibles si le cône tombe en chute libre.

III. H. 3. - TERZAGHI et PECK (1948) ont établi le classement suivant :

τ f	=	0 - 250 gr/cm ²	: très mou
		250 - 1000 gr/cm ²	: mou
		1000 - 2000 gr/cm ²	: consistant
		2000 - 4000 gr/cm ²	: très consistant
		4000 gr/cm ²	: extrêmement consistant

La cohésion des sédiments de la pente continentale (BRYANT et coll.) est généralement plus forte que pour les sédiments du plateau et de la plaine abyssale. Ceci serait dû à un rapport de dépôt plus faible et à une cimentation des grains.

III. I. - La Consolidation

C'est le processus des changements de volume sous des changements de pression avec une évacuation de l'eau interstitielle.

Elle résulte de tests qui donnent une interprétation de la théorie de la consolidation (TERZAGHI 1948, GILLOT 1968) qui est basée sur l'étude des mécanismes de réduction d'indices des vides par chargement dans un sédiment saturé d'eau. Les hypothèses suivantes sont admises :

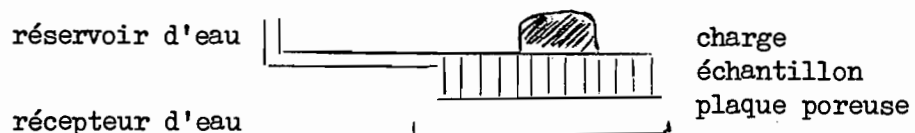
- matériel saturé et homogène
- eau des pores et particules minérales incompressibles
- loi de Darcy valable
- consolidation est une dimension mesurable et est due entièrement aux variations de teneur en eau.
- le coefficient de perméabilité et celui de la consolidation sont constants.

Or ces hypothèses sont parfois erronées.

Principe - (GILLOT 1968) lorsqu'une charge est appliquée à un sédiment saturé elle est d'abord supportée par l'eau jusqu'à ce qu'une partie de celle-ci ait été évacuée. L'excès de pression transitoire est "l'excès de pression hydrostatique". La pression effective = charge - pression hydrostatique. La vitesse avec laquelle l'équilibre est atteint est une fonction de la perméabilité.

Dans les argiles où la perméabilité est basse, le tassement est lent.

Le test de consolidation est effectué sur des échantillons non modifiés au moyen d'un oedomètre.



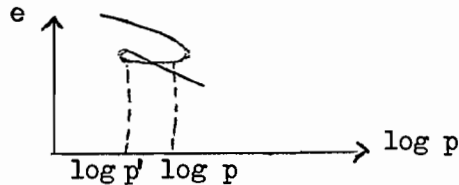
Les lectures se font à des temps croissants jusqu'à ce qu'il s'établisse un équilibre entre la charge et l'indice des vides de la structure sédimentaire. On obtient l'équation :

$$e = C_c \log p + c$$

avec e indice des vides, C_c indice de compression, p la pression et une constante c.

Sur un graphique on porte les variations de volumes ou bien e en fonction de p. Pour un échantillon normalement consolidé on a une droite où e et p varient. Pour un échantillon surconsolidé, e reste relativement constant pour toute variation de p jusqu'à une valeur égale à celle supportée auparavant.

On peut mettre en évidence dans les échantillons surconsolidés, la disparition d'une surcharge par érosion, glissement ou fusion (glaciers quaternaires).



Evolution d'un échantillon après disparition momentanée d'une partie de la charge.

L'indice de compression C_c est une mesure de la compressibilité de l'échantillon. C'est la pente du segment linéaire.

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log_{10} p} \quad (\text{GILLOT 1968})$$

C_c = 0,15 (argiles sableuses) et est supérieur à 1 (argiles colloïdales) (TERZAGHI 1955).

Le coefficient de consolidation C_v dépend de la perméabilité et de l'épaisseur sédimentaire à travers laquelle le drainage se fait. Il mesure le travail effectué en fonction de la vitesse de changement de volume.

$$C_v = \frac{k (1 + e)}{a_v \rho_w e}$$

avec k le coefficient de perméabilité, a_v le coefficient de compressibilité et ρ_w la masse spécifique de l'eau.

C_v décroît pour les argiles normalement consolidées de 10⁻² cm²/sec à 10⁻⁶ cm²/sec (TERZAGHI 1955).

La valeur de la charge de préconsolidation est déduite des graphiques : c'est le point correspondant au maximum de courbure.

Le degré de consolidation d'un échantillon est représenté par le rapport : variation de e après t donné / variation de e lorsque la consolidation est complète. Le pourcentage de consolidation peut être représenté en fonction du logarithme du temps.

Les travaux de LEONARDS and GIRAULT 1961 indiquent que le processus de consolidation est continu. Il faut noter que dans la nature le drainage peut être horizontal.

III. J. - La Compaction

Le test de compaction tend à déterminer la teneur en eau optimum à laquelle la fraction des vides d'un sol peut être réduite au minimum (densité maximum) par un mécanisme de compactage. L'état de compaction peut être déterminé expérimentalement par un grand nombre de méthodes. Cette valeur obtenue en laboratoire peut être différente en nature.

Les minéraux plats tendent à prendre une orientation parallèle à la pression mais il n'y a pas en général de corrélation systématique entre la profondeur d'enfouissement et le degré d'orientation préférentielle (MEADE 1964). Le degré d'orientation dépend donc surtout des conditions de sédimentation.

III. K. - Conclusion

Les propriétés physiques des sédiments non consolidés, renseignent d'une manière plus complète que la granulométrie seule, sur le sédiment en tant que milieu et sur son évolution. Il est nécessaire de prendre certaines précautions dans le prélèvement, l'ouverture des carottes, et les mesures pour éviter que les valeurs obtenues soient de l'ordre de l'erreur.

Les relations existantes entre la résistivité et certaines propriétés physiques devraient permettre avec des sondes in situ de cartographier rapidement une région relativement homogène, si une correspondance avec quelques carottes, seulement, a été établie.

III. L. 12 - Bibliographie

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS 1964 - Procedures for Testing soils. 4 th. ed. Am. Soc. Test. Mater. Philadelphia, 540 p.
- ATKINS E.R. and SMITH G.H. 1961 - The significance of particle shape in formation resistivity factor, porosity relationships. J. of Petrol. Tech. p. 285 - 291.
- BERTHOIS L. et GENDRE A. 1967 - Recherches sur le comportement hydraulique des particules sédimentaires. Cahiers Océanographiques XIX, pp. 95 - 123.
- BOUTIN C., CONNAN J., GREFFARD J. et REVEL J. 1969 - Traitement sur ordinateur de quelques données relatives à la propagation du son dans les sédiments marins. Cahiers Océanographiques, n° 2, pp. 173 - 192.
- BOYCE R.E. - 1968 - Electrical resistivity of modern marine sediments from the Bearing sea. J. Geoph. Res., V. 73, n° 14, pp. 4759 - 4766.
- BRESLAU L. 1965 - Classification of sea-floor sediments with a shipborne acoustical system. Le Pétrole et la Mer, n° 132, pp. 1 - 11.
- BRYANT W.C., CERNOCK P. and MORELOCK J. 1967 - Shear strength and consolidation characteristics of marine sediments from the Western Gulf of Mexico. Marine Geotechnique p. 41 - 64.
- BUCHAN S., DEWES F.C., Mac CANN D.M. and TAYLOR-SMITH D. 1967 - Measurements of the acoustic and geotechnical properties of marine sediment cores. Marine Geotechnique, pp. 65 - 92.
- BURST J.F. 1965 - Subaqueously formed shrinkage cracks in clay. Journ. Sed. Petrol. 35 (2) pp. 348 - 353.
- CAGNIARD L. 1968 - Introduction à la Physique du Globe. Ed. Technip Paris, 159 p.

- CASAGRANDE A. 1936 - The determination of the preconsolidation load and its practical significance. Proceedings of the first International conference on Soil Mechanics and foundation Engineering. Cambridge Massachussetts, Vol. 3, pp. 60-64.
- CASAGRANDE A. 1948 - Classification and identification of Soils Transactions of Soils mechanics in designing building foundations. Transactions of the Amer. Soc. of Civil Engin., Vol. 109, pp. 383 - 416;
- CASTA L. 1969 - Nouvelle méthode de granulométrie d'un sédiment fin au moyen d'un "micro-granulométrie". Rev. de Géogr. Phys. V. XI, fasc. 1, pp. 141 - 146.
- Mc CLELLAND B. - 1967 - Progress in consolidation in delta front and Prodelta clays of the Mississippi River. Marine Géotechnique, p. 22 - 40.
- FAAS R.W. 1969 - Analysis of the relationship between acoustic reflectivity and sediment porosity. Geophysics Vol. 34, n° 4, pp. 546 - 553.
- GILLOT 1968 - Clays in engineering geology, 296 p. Elsevier Publ. Comp.
- GREFFARD J. 1969 - Contribution à l'étude des relations entre la propagation du son et la nature physico-chimique des sédiments marins. Cahiers Océanogr. n° 2, pp. 145 - 172.
- HAMILTON, E. 1959 - Thickness and consolidation of deep sea sediments. Bull Geol. Soc. Am. Vol. 70 pp. 1392 - 1424.
- HANSBO S. 1957 - A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall cone test. Roy. Swed. Geotech. Inst. Proc. n° 14.
- HUTT J.R. and BERG J.W. 1968 - Thermal and electrical conductivities of sandstone rocks and ocean sediments. Geophysics, Vol 33, n° 3 pp. 489 - 500.
- KERMABON A., GENIN C., BLAVIER P. and TONARELLI B. 1969 - Acoustic and other physical properties of deep-sea sediments in the Tyrrhenian abyssal plain. Marine geology, 7, pp. 129 - 145.

- KERMABON A., GENIN C. and BLAVIER P. 1969 - A Deep-sea electrical resistivity probe for measuring porosity and density of unconsolidated sediments. *Geophysics*, Vol. 34, n° 4, pp. 554 - 571.
- KRAUSE D.C. and MENARD M.W. 1965 - Depth distribution and bathymetric classification of some sea-floor profiles. *Marine Geology* 3, n° 3, pp. 169 - 193.
- KULLENBERG B. 1952 - On the salinity of the water contained in marine sediments : Göteborg, Kungl. Vetenskaps Och Vitterhets Samhälles Handlingat.
- LANG J. - Petit guide pratique pour l'étude des sédiments meubles C.D.U. , 83 p.
- LEONARDS G.A. and GIRAULT P. 1961 - A study of one dimensional consolidation test. *Proc. Intern. Confer. Soil. Mech. London.* 1, pp. 213 - 218.
- LI W.N. and TAYLOR SMITH D. 1965 - Identification of sea bottom sediments by a ship underway. *Geophys. Prospect.* pp. 45 - 57.
- LUDWICK J.C. and HENDERSON P.L. 1968 - Particle Shape and Interference of size from sieving. *Sedimentology*, 11, pp. 197 - 235.
- MATSCHINSKI M. 1964 - Quelques résultats préliminaires sur la pratique et théorie de la détermination de la forme moyenne des grains. *C.R. Soc. Géol. France*, 1, pp. 34 - 36.
- MAGARA K. 1968 - La relation porosité-perméabilité du schiste argileux (en Japonais). *J. Jap. Ass. Petroleum Technologists* 34, n° 1 pp. 1 - 7.
- MEADE R.H. 1964 - Removal of water and rearrangement of particles during the compaction of clayey sediments. *U.S. Geol. Surv. Profess. Papers*, 497 B, p. 1 - 23.
- MILLOT 1964 - *Géologie des Argiles*. 499 p. Edit. Masson.
- MOORE D.G. 1964 - Shear strength and related properties of sediments from experimental Mohole (Guadalupe site). *Journ. of Geophys. Res.* vol. 69 , pp. 4271 - 4291.

- MORELOCK J. 1969 - Shear strength and stability of continental slope deposits, Western Gulf of Mexico. Journ. of Geophys. Research, V. 74, n° 2, pp. 465 - 482.
- MORGAN N.A. 1969 - Physical properties of marine sediments as related to seismic velocities. Geophysics, vol. 34, n° 4, pp. 529 - 545.
- MIGNIOT C. 1968 - Etude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et de leur comportement sous des actions hydrodynamiques. La Houille Blanche n° 7, pp. 591 - 620.
- NAFE J.E. and DRAKE C.L. 1966 - Physical properties of marine sediments The Sea, Vol. 3, pp. 794 - 815., Wiley edit.
- PAUTOT G. 1969 - Etude Géodynamique de la marge continentale au large de l'Estérel. Thèse Fac. Des Sc. Paris
- RIVIERE M. 1967 - Sur une méthode simple de séparation des fractions fines des sédiments (lutite). C.R. Ac. Sc. Vol. 264, n° 21, pp. 2451 - 2454.
- ROBERTSON E.C. 1967 - Laboratory consolidation of carbonate sediments. Marine Geotechnique., pp. 118 - 127.
- SKEMPTON A.W. 1953 - Soils mechanics in relation to geology Proc. Yorkshire. Geol. Soc., 29, pp. 33 - 62.
- SUPRIYA SENGUPTA and HEMMO J. VEENSTRA 1968 - On Sieving and settling techniques for sand analysis. Sedimentology 11, pp. 83 - 98.
- TERZAGHI K. and PECK R.B. 1948 - Soil Mechanics in Engineering Practice. New-York, John Wiley and Sons, 566 p.
- TERZAGHI K. 1955 - Influence of geological factors on the engineering properties of sediments. Econ. Geol. 50th Ann. Vol. 2, pp. 557-618.
- THOMAS B.D., THOMPSON T.G. and UTTERBACK C.L. 1934 - The electrical conductivity of sea water. Conseil Perm. Intern. p. l'Exploration de la mer. Journ. Du Conseil., v. 9, pp. 28 - 35.