MINISTÈRE DE L'AGRICUL
— I. N. R. A. -
STATION de SCIENCE du
Domaine Saint-Paul
84140 MONTFAVE

T H E S E

Présentée

à la Faculté des Sciences de l'Université

de Grenoble

TH-

Pour obtenir le Grade de Docteur de Spécialités

(Troisième Cycle Mécanique des Solides)

par

Guy MERCKLÉ

Ingénieur Arts et Métiers

"ETUDE DE LA LOCOMOTION TOUS TERRAINS"

"CONTRIBUTION A LA DETERMINATION "IN SITU"
DES CARACTERISTIQUES D'UN SOL"

"EVOLUTION DE ROUES RIGIDES MOTRICES DANS
UN MILIEU PULVERULENT A 3 DIMENSIONS"

Soutenue le 14 Décembre 1966, devant la Commission d'Exam

MM. J. KRAVTCHENKO — Président

L. SANTON
J. BIAREZ — Examinateurs

GRENOBLE

12 DEC. 1975

AVANT-PROPOS

Les recherches dont les résultats sont exposés dans ce mémoire ont été poursuivies aux Laboratoires de Mécanique des Fluides, Section Mécanique des Sols, de l'Université de Grenoble.

Que Messieurs les Professeurs KRAVTCHENKO et SANTON trouvent ici l'expression de ma gratitude.

Je tiens à remercier vivement Monsieur le Professeur BIAREZ qui a bien voulu guider mes travaux et de qui j'ai reçu de précieux conseils.

Je suis particulièrement reconnaissant à Monsieur BLAN de son aide pour la réalisation expérimentale et à Messieurs ELBERG et SALOMON pour les recherches bibliographiques.

Mes remerciements vont à tous mes camarades de seconde année pour le concours qu'ils m'ont apporté dans mes travaux et pour les amicaux et fructueux échanges que nous avons entretenus.

Je remercie également Monsieur BIGUENET et Madame BACHHEIMER pour les services qu'ils m'ont aimablement rendus, ainsi que Madame DOMENECH pour le soin qu'elle a apporté à la réalisation matérielle de ce mémoire.

NOTATIONS

SOL

γ_d : poids volumique sec

S : sensibilité

ϕ : angle de frottement interne — mesuré au triaxial U.N.C. ou U.C.

C : cohésion

τ_{max} : contrainte de cisaillement = $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$

τ_c : résistance au cisaillement obtenu par l'essai de cisaillement direct

q_u : résistance à la compression simple

C_u : cohésion déduite de l'essai de compression simple :

R_p : résistance en pointe obtenue au pénétromètre (pression

p_r : pression à la rupture à l'extrémité d'un pieu ou d'un pénétromètre
= $\frac{W}{S}$ W charge totale, S section droite

C.I.: Cone Index : R_{p_m} donnée par le pénétromètre "WES" en psi (Pound sq.inch)

R.C.I.: Rating cone Index = C.I. + R.I. (pression)

R.I.: Remolding Index

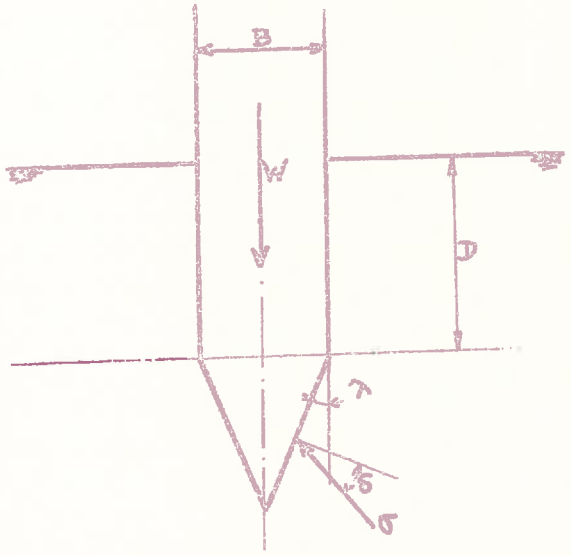
W : charge verticale appliquée au pénétromètre.

τ_v: résistance au cisaillement mesurée avec le VANE-TEST par : $\tau_v = \frac{M}{7/6\ \pi D^3}$

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

B : largeur ou diamètre (pour pieux ou pénétromètre)

D : enfoncement.



λ : angle du côté du cone avec la verticale

δ : inclinaison des contraintes sur la normale à l'élément de surface.

Pour VANE-TEST d = diamètre du moulinet

H = hauteur du moulinet

Forces W = charges verticales.

TABLEAU DE CONVERSION

DES UNITES ANGLAISES EN UNITES METRIQUES

1 p (pound) = 454 g

1 in (inch) = 2,54 cm

1 $(in)^2$ = 6,45 cm^2

1 $(in)^3$ = 16,3 cm^3

1 f_t (pied) = 12 in = 30,5 cm

1 p si (pound/in^2) = 70,4 g/cm^2

1 p ci (pound/in^3) = 27,85 g/cm^3

1 p c ft (pound/ft^3) = 1 p c i x $\frac{1}{12}$ = 1 p c i x $\frac{1}{1728}$ = $\frac{27,85}{1728}$ g/cm^3

= 0,0161 g/cm^3.

1ère P A R T I E

A) CONTRIBUTION A LA MESURE "IN SITU" DES CARACTERISTIQUES D'UN SOL

1 - INTRODUCTION

L'étude de la locomotion tous terrains comporte :

- l'étude de l'aptitude d'un véhicule à se déplacer sur divers sols et l'analyse de son comportement,

- la détermination des caractéristiques des sols à parcourir et leur aptitude à être parcourus.

Ces caractéristiques (angle de frottement interne Ø, cohésion c, poids volumique, sensibilité et limites d'Atterbe ont une influence sur le comportement et les performances d'u véhicule. Elles sont utilisées dans les méthodes de calcul et d'étude en Mécanique des Sols. Ces méthodes nous permettent d'étudier le comportement d'un véhicule.

Aussi l'objet de notre travail a été d'étudier les moyens de déterminer "in situ" ces caractéristiques.

L'étude des travaux entrepris par les Américains et surtout par le WES (USA-Viksburg) nous ont maintenus dans cett voie. Ces auteurs ont étudié le comportement et les performances de modèles réduits et de véhicules réels en ne caractérisant le sol que par la résistance en pointe d'un pénétromètre Ces travaux ne permettent que, très difficilement, semble-t-i l'élaboration d'une théorie et d'une méthode de calcul en locomotion tous terrains.

FREITAG [302] (WES 1965) a présenté, à partir de ces travaux, des méthodes de calcul. Il y introduit 2 paramètres, obtenus à l'aide du pénétromètre, et servant à caractériser le sol :

$C = R_{p_m}$ pour les argiles

$G = R_{p_m}/D$ pour les sables.

Ces paramètres peuvent être liés à la cohésion c et à ϕ par une relation simple, qu'il convient, toutefois, d'étudier.

Nous avons d'abord présenté les méthodes de mesures au laboratoire, qui, par leur précision et leur facilité d'interprétation, permettent de juger et de corriger les méthodes de mesures faites sur le terrain.

Nous avons ensuite étudié deux types d'appareils :

- le N.I.A.E. "shear box" (boîte de cisaillement NIAE) proposé par le F.V.R.D.E. (Fighting Vehicle Research & Development Experimentation, Angleterre).

- les "appareils Bévamètres" mis au point par BEKKER et le L.L.L. (Land Locomotion Laboratory) (USA-OTAC):

  - le Bévamètre normal ou essai de plaque
  - le Bévamètre "shear test" ou essai de cisaillement
  - le Bévamètre 100 ou essai de roues.

Enfin, des appareils très connus :

- le pénétromètre statique avec la version du WES : le "pénétromètre à cône WES",

- le Vane Test

ainsi que les principales méthodes de calcul de la force portante des fondations, utilisant les renseignements fournis par ces appareils.

Dans le § 5.4 et le chapitre 9, nous avons utilisé les résultats de mesures de SMITH J.L. (WES 1962 & 64) pour comparer ces diverses méthodes et leur emploi dans deux argiles "CL" et "CH" ainsi que dans un sable.

Nous avons également présenté des appareils de détection électromagnétique dont la mise au point semble laborieuse et exige un important matériel électronique. Si les études de ces appareils sont fructueuses, nous disposerons d'un outil de prospection très utile.

2 - LES ESSAIS TRADITIONNELS DE LABORATOIRE

2.1 L'essai de cisaillement direct :

L'appareil est décrit par la fig. 20.

On relève la courbe : $T = f(W)$

ou : $\tau = f(p)$

$\tau = \frac{T}{S}$ = contrainte de cisaillement

p = pression normale = $\frac{W}{S}$ section droite.

La valeur donnée à p est en général prise égale à $K_o \cdot \gamma \cdot D$ D:profondeur à laquelle l'échantillon a été prélevé

K_o est le coefficient des terres au repos. La valeur est simplement estimée de 0,5 à 1 suivant le matériau.

La courbe $\tau = f(p)$ nous donne ϕ et c $\quad tg\ \phi_c = \frac{\tau_c}{p}$

pour un sol pulvérulent.

- OSMANN [50] fournit les courbes de la fig. 21 et que nous avons reportées dans la figure 22.

- De nombreuses réserves sont à faire sur la validité de cet essai et, principalement, sur son analogie avec le cisaillemen d'un sol en place. Cours N° 5, Laboratoire de GRENOBLE .

2.1 L'essai triaxial :

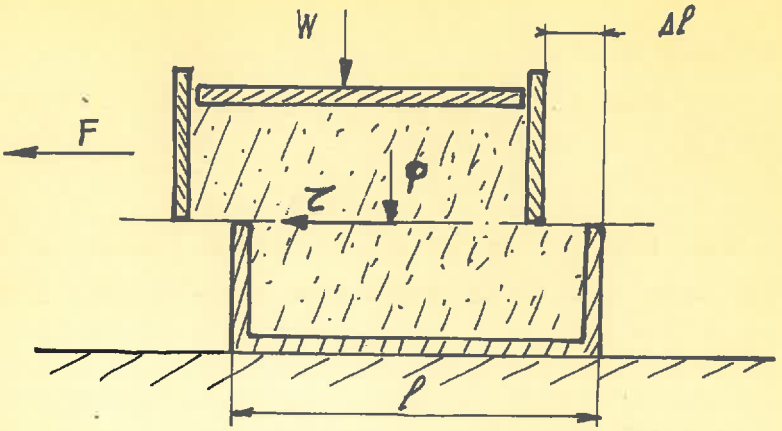
Cet essai fut principalement développé par BISHOP [104].

Les essais au triaxial faits dans le cadre de la locomotion tous terrains sont des essais non drainés, non consolidés (U.N.C.).

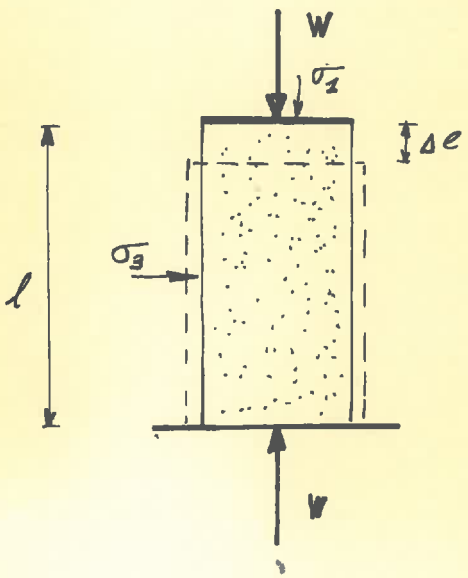
OSMANN appliquait la charge à une vitesse de 1/16 pouce/minute [501.]

Lors de ses essais, SMITH [503] atteignait la rupture en 7 à 10 minutes.

Fig 20



SCHEMA de L'ESSAI de CISAILLEMENT DIRECT



SCHEMA de L'ESSAI AU TRIAXIAL

Fig 21

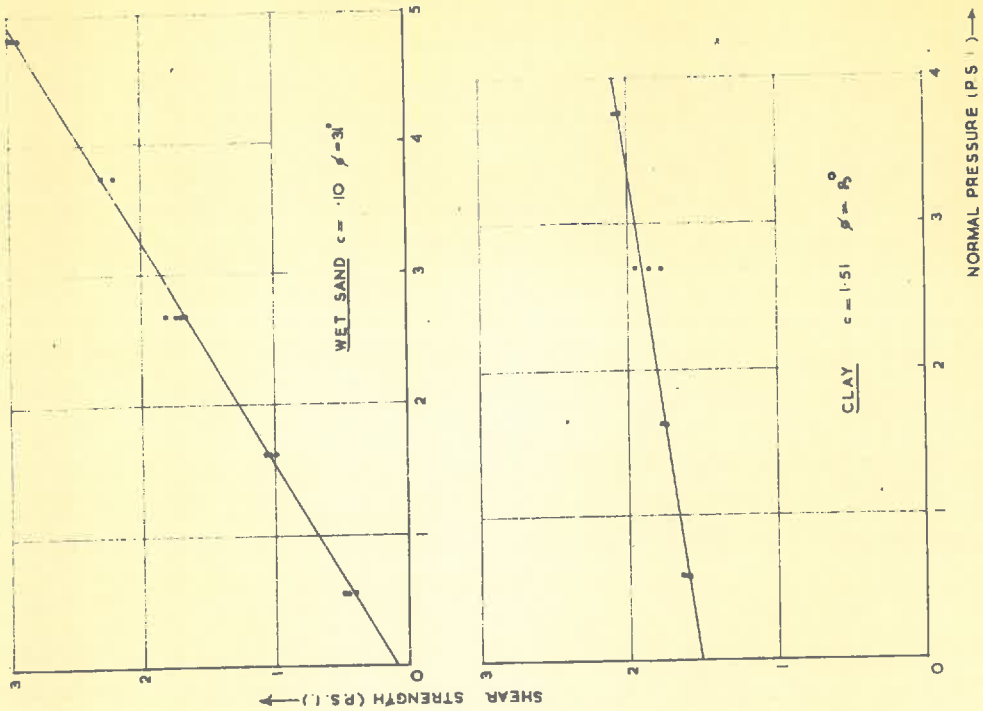


Fig.2 Shear Strength obtained from N.I.A.E. Shear Box

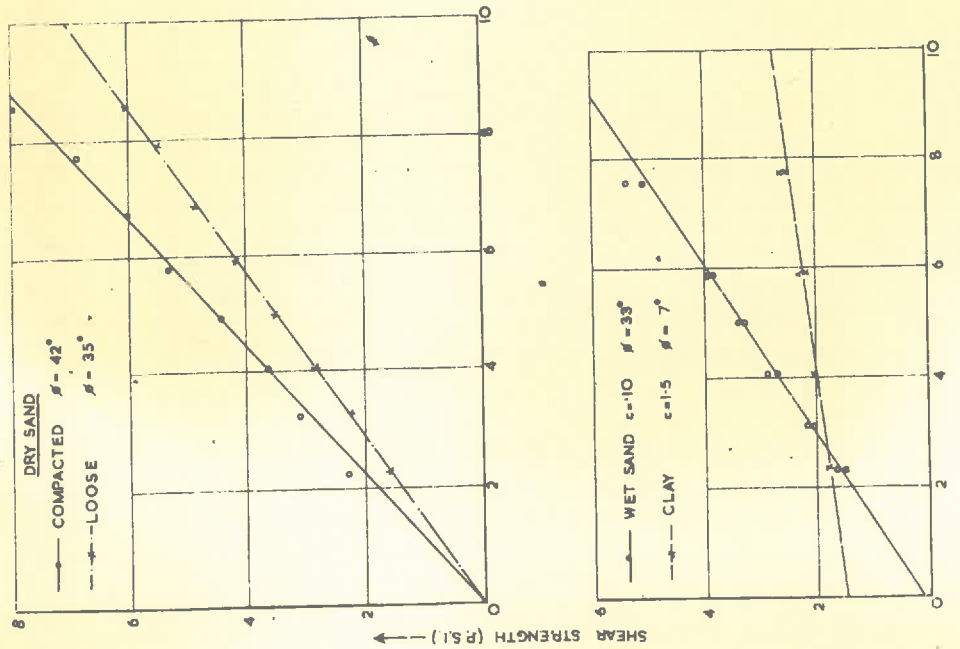


Fig.1 Shear Strength obtained from Translational Shear Box

Fig 22

Relation entre:
-essai de cisaillement direct
-essai NIAE

} essai de cisaillement direct

essai "N.I.A.E. Mean Cox"

Sable de Dunkerque : $\phi = 45°$ $c = 0,7$ psi

Sable de Cadix } $\phi = 35°$ $\phi' = 31°$

$\phi = 8°$ } Argile : $c = 1,5$ psi

$\phi = 7°$

$\phi = 4°$

10

5

psi

3 - L'ESSAI DE CISAILLEMENT N.I.A.E. [104] [501]

(National Institute of Agricultural Engineering)

L'appareil est enfoncé dans le sol -chargé à W- puis le sol est enlevé jusqu'à une profondeur de 1/8 in, en dessous du fond de la boîte pour que ses bords ne retiennent pas les charges appliquées (voir fig. 32).

Un couple est appliqué manuellement de telle sorte qu'il faille 30 s pour atteindre 100 p.in.

On trace : $M = f(\theta)$ le maximum de M et S n'est pas atteint
$S = f(\theta)$ pour la même valeur de θ .

Calcul de $S = f(\theta)$ [104] :

Hypothèse : 1) un couple pur est appliqué à la tranche de so située juste sous la partie inférieure de la boîte.

2) la charge W appliquée est transmise et répar- tie intégralement sur cette tranche sans l'in termédiaire des bords coupants.

3) La vitesse de déformation a un effet (assez négligeable) sur les contraintes.

4) $\phi = \theta \frac{x}{h}$ (Voir fig. 31).

Cette dernière hypothèse est très discutable, elle suppose que le sol est encore à l'état élastique, donc que le sol n'est pas cisaillé, que l'on n'atteint pas M maxi.

le calcul partant de $S = f(\phi) = f(\theta \frac{x}{h})$

fournit :

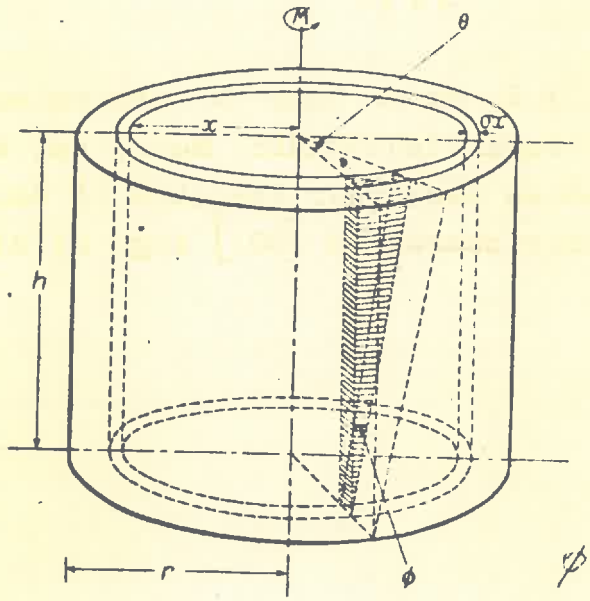
$$M = \int_0^R 2\pi x^2 f(\theta)\, dx$$

$$S = \frac{3}{2\pi r^3}\left(M + \frac{\theta}{3}\frac{dM}{d\theta}\right)$$

OSMANN prit $S = \frac{3}{2\pi r^3} M$

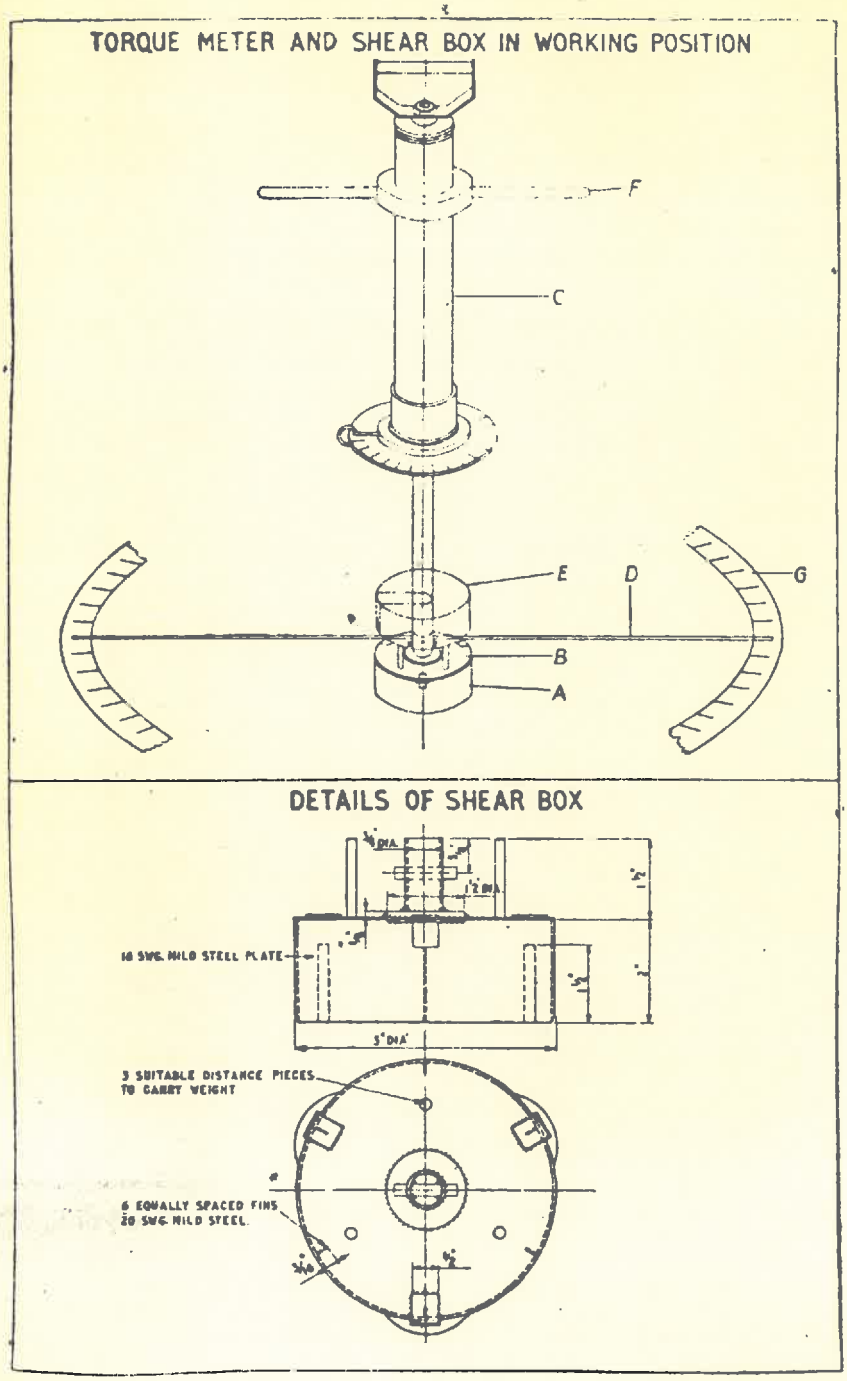
L'essai N.I.A.E. donne pour ϕ des valeurs qui semblent supérieures à l'essai CASAGRANDE. Mais, cet essai ne convient pas pour les sables secs pour lesquels il donne des valeurs trop faibles (voir courbe de [50] fig. 21 et 22).

Fig 31



$$\varphi = \frac{x\,\theta}{h}$$

Fig 32



La boîte de cisaillement N.I.A.E.

4 - LES APPAREILS "BEVAMETRE"

Ce sont des appareils conçus par BEKKER, développés et étudiés au L.L.L. (US-OTTAC) pour mesurer les "paramètres de BEKKER d'où Bévamètre (BEKKER values meter). (k_c, k_ϕ, n, c_b, ϕ_b et K) [101] [102].

4.1 Le Bévamètre normal ou essai d'enfoncement de plaque :

Cet essai consiste à tracer la courbe effort - enfoncement pour des plaques de dimensions différentes, afin de déterminer les valeurs des paramètres k_c, k_ϕ et n [101], [102].

Ces paramètres intervenant dans la loi donnée par BEKKER :

$$p = \left(\frac{k_c}{B} + k_\phi \right) . D^n$$

p : pression sur le sol

k_c : module de déformation dû à la cohésion

k_ϕ : module de déformation dû au frottement.

n : scalaire propre au sol

B : largeur ou diamètre de la plaque

D : enfoncement.

Lors de ses essais SMITH [504] a utilisé des plaques de dimensions

B en inches	L en inches
3/4	4
1	5
1,25	6,25

Les courbes de la fig. 41 donnent un exemple des valeurs des efforts et des enfoncements pour ces plaques, dans une argile.

La valeur de n est donnée par la partie de la courbe $p = f(z)$ tracée en coordonnées logarithmiques.

Les valeurs de k_c et k_ϕ sont obtenues en traçant

$$p = f(z) = K z^n = \left(\frac{k_c}{b} + k_\phi\right) z^n$$

en fonction de $\frac{1}{B}$ pour $z = 1$

- pour $\frac{1}{b} = 0$ on a $p = k_\phi$. La partie de la courbe nous donne
- pour b_1 on a $K = K_1 = \frac{k_c}{b_1} + k_\phi$
- pour b_2 on a $K = K_2 = \frac{k_c}{b_2} + k_\phi$

d'où une autre manière d'avoir k_ϕ et k_c

4.2 L'essai de cisaillement :

Cet essai est différent du précédent. Il consiste en une couronne dentée posée horizontalement sur le sol (les dents n'étant plus apparentes) et soumise ensuite :

- à une charge verticale constante appliquée par un vérin hydraulique (= charge constante)
- puis à un couple dont l'axe est vertical.

On enregistre alors la courbe Moment - Rotation (fig. 42-2-a).

Les dimensions de l'appareil et les conditions de l'essai sont données dans la figure 42-2.

Cet essai sert à déterminer les paramètres c_b (cohésion Bekker) et ϕ_b (angle de frottement de Bekker) qui interviennent dans la relation :

$$= c + p \cdot \operatorname{tg} \phi = \frac{3M}{2\pi (r_o^3 - r_i^3) f}$$

M : couple appliqué

f : coefficient de correction dit "friction loss factor
= 1,33.

4.3 Le Bévamètre "100" [201] :

BEKKER et le L.L.L. ont établi des relations entre les performances d'une roue et des paramètres liés au sol.

H : effort de traction appliqué à une roue
D : enfoncement
i : glissement
W : charge verticale appliquée à la roue.

- A partir de la relation $p = \left(\frac{k_c}{B} + k_\phi\right) D^n$

ils obtiennent : $$D = \left[\frac{3W}{(3-n)(k_c + B k_\phi)\sqrt{D}}\right]^{\frac{2}{2n+1}} \qquad (4.31)$$

en procédant avec 2 roues de largeurs B_1 et B_2 à des essais identiques à ceux du Bévamètre normal, on détermine k_c et k_ϕ pour une roue (fig. 43.1 et 43.2 A).

- En assimilant l'arc de contact sol-roue à un segment de droite :

$$H = A\left(c + p\,tg\,\phi\right)\left[1 - \frac{K}{i\ell}\left(1 - e^{-\frac{i\ell}{K}}\right)\right] \qquad (4.32)$$

$A = B \cdot L$ (surface de contact)

$p = \frac{W}{A}$

i = glissement

K = module de déformation ($\equiv$ longueur).

En traitant une roue, on peut tracer la courbe $H = f(i$

De la relation (4.32), on a :

$$\left(\frac{dH}{di}\right)_{i=0} = A\left(c + p\,tg\,\phi\right)\frac{1}{2K} = tg\,\beta$$

$tg\,\beta$ étant la pente à l'origine de la courbe $H = f(i)$

on a : $$K = \frac{LA\left(c + p\,tg\,\phi\right)}{2\,tg\,\beta}$$

où : $$c + p\,tg\,\phi = \frac{2K}{LA} \cdot tg\,\beta \qquad (4.33)$$

En supposant que $H_{maximum}$ est obtenu pour $i = 1$, ils écrivent :

$$H_{max} = A\left(c + p\,tg\,\phi\right)\left\{1 - \frac{K}{L}\left(1 - e^{-\frac{L}{K}}\right)\right\}$$

$\tau_{max} = \frac{H_{max}}{A}$ = contrainte de cisaillement (4.34).

On porte (4.33) dans (4.34) :

$$\tau_{max} = \frac{2K\,tg\beta}{A.L}\left\{1 - \frac{K}{L}\left(1 - e^{-\frac{iL}{K}}\right)\right\}$$

Soit : $$\frac{A\,L^2\,\tau_{max}}{2\,tg\beta} = KL - K^2 + \underbrace{K^2\,e^{-\frac{L}{K}}}$$

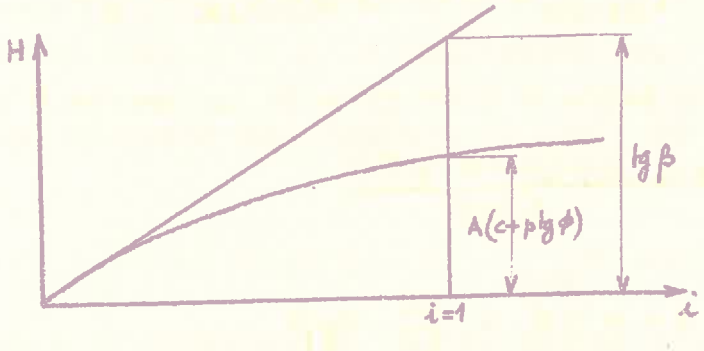
ce terme est négligé car $< 0{,}006$

Les solutions de K sont :

$$K = \frac{1}{2}\left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{2A\tau_{max}}{tg\beta}}\right]$$

La solution : $$K = \frac{1}{2}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2A\tau_{max}}{tg\beta}}\right] \quad (435)$$

est celle retenue, car correspondant aux expériences.



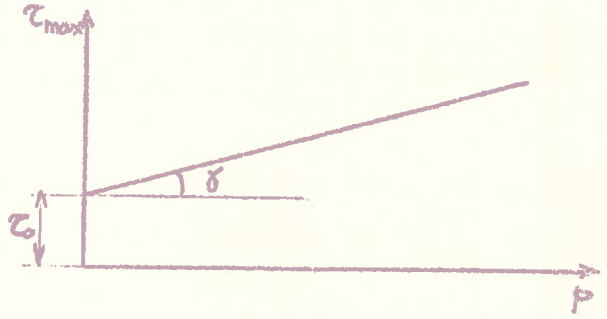
La connaissance de τ_{max} et tg β donne la valeur de K.

Le L.L.L. estime que la relation (τ_{max} - p) est une droite dont l'équation est :

$$\tau_{max} = (c + p\,tg\phi)\left\{1 - \frac{K}{L}\left(1 - e^{-\frac{L}{K}}\right)\right\}$$

(c'est 4.32 avec i = 1).

On obtient c et tg Ø à l'aide de la courbe (τ_{max} -



$$c = \frac{\tau_0}{1 - \frac{K}{L}\left(1 - e^{-\frac{L}{K}}\right)}$$

$$tg\,\phi = \frac{tg\,\gamma}{1 - \frac{K}{L}\left(1 - e^{-\frac{L}{K}}\right)}$$

Cet essai est donc un <u>essai de roue</u> dont on utilise les résultats pour déterminer c, Ø et K mais avec hypothèses :

1) Le long de l'arc de contact, la pression est uniforme. Ce qui est contestable.

2) La relation $\tau_{max} = (c + p\ tg\ \phi)\left\{1 - \frac{K}{L}\left(1 - e^{-\frac{L}{K}}\right)\right\}$ tente de décrire la loi effort déformation du matériau.

3) τ_{max} est obtenu pour i = 1.

Processus des essais :

1) Pour déterminer k_c et k_ϕ avec l'appareil de la fig. 43.3 on trace la relation D = f(w) pour B_1 (roue ① b_1) et B_2 (roue b_2).

La roue ③ sert de référence et donne le niveau de la surface du sol.

L'article ne précise pas si le chariot auquel est fixé l'axe ⑥ se déplace ou non. Il semble que lors de cet essai il ne faille pas déplacer le chariot.

2) Pour déterminer c, ϕ et K : On utilise l'appareil décrit par la figure 43.3.B.

Un couple résistant mesuré par l'enregistreur ⑦ est appliqué par un frein électromagnétique ⑧ à la roue ①. Ce couple fournit H (et $\tau = \frac{H}{A}$).

Le glissement est mesuré par l'enregistreur ⑭. Il mesure la différence des vitesses de rotation entre la roue ① chargée avec W et la roue-témoin ② dont le glissement est nul.

Le chariot est tracté lors de cet essai. Mais, l'article n'indique pas comment est mesuré L.

Résultats :

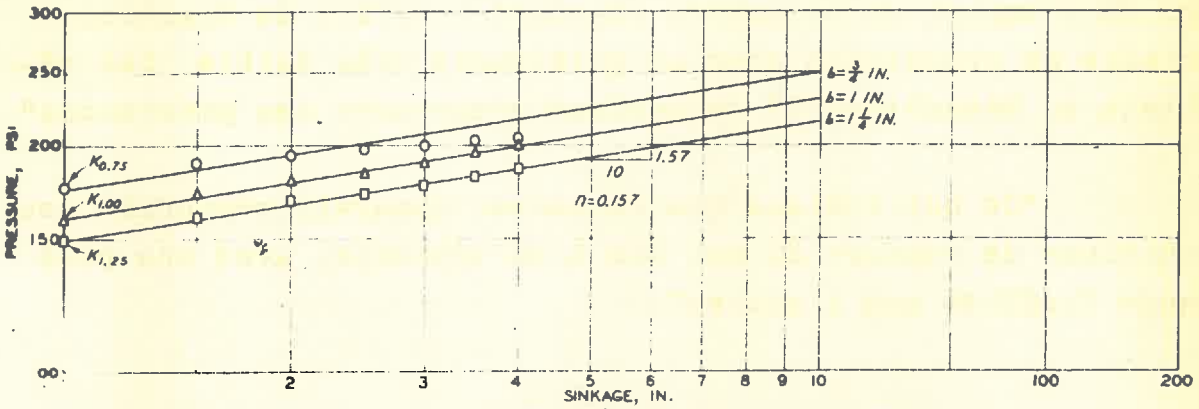
(Voir fig. 43.3, 4 et 5).

Conclusion :

"Cet essai et le bévamètre normal sont en bonne concordance sur des sols identiques" (Voir fig. 43.5.B).

"Le Bévamètre 100 donnant des valeurs légèrement supérieures toutefois la différence est plus importante pour K. Lors de l'emploi du bévamètre standard l'effort de traction maximale se produisant pour un glissement très faible. Les résultats du Bévamètre 100 concordent mieux avec les prévisions".

"Ce qui indique que le nouvel appareil reproduit les conditions de rupture du sol due à un véhicule, avec une plus grande fidélité que l'ancien".



a. DETERMINATION OF n

ALGEBRAIC SOLUTION

$K_1 = \frac{k_c}{b_1} + k_\phi$, $K_2 = \frac{1'' k_c}{b_2} + k_\phi$

$150 = \frac{k_c}{1.25} + k_\phi$, $160 = \frac{k_c}{1.00} + k_\phi$

$187.5 = k_c + 1.25\, k_\phi$

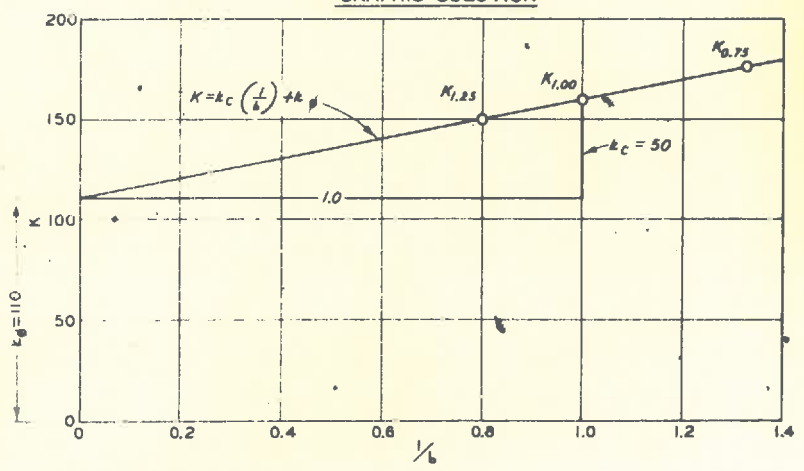
$160 = k_c + 1.00\, k_\phi$

$27.5 = 0.25\, k_\phi$

$k_\phi = 110$

$k_c = 50$

GRAPHIC SOLUTION



b. DETERMINATION OF k_c AND k_ϕ

Fig. 14. Example of data reduction in bevameter sinkage test

Calcul des coefficients de Bekker à partir d'essais d'enfoncement de plaques.

Fig 4

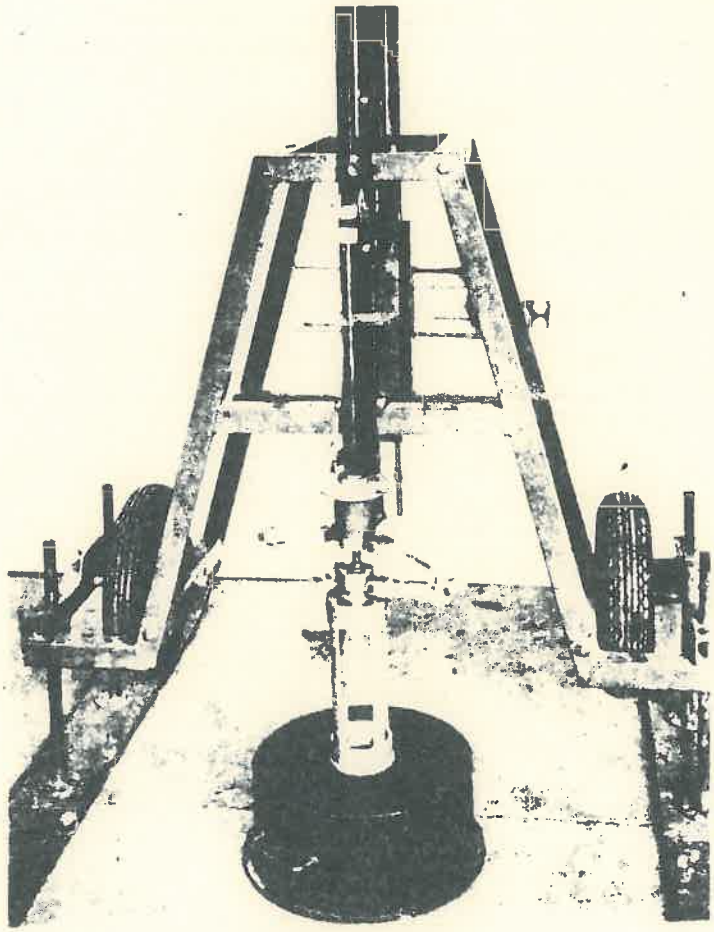
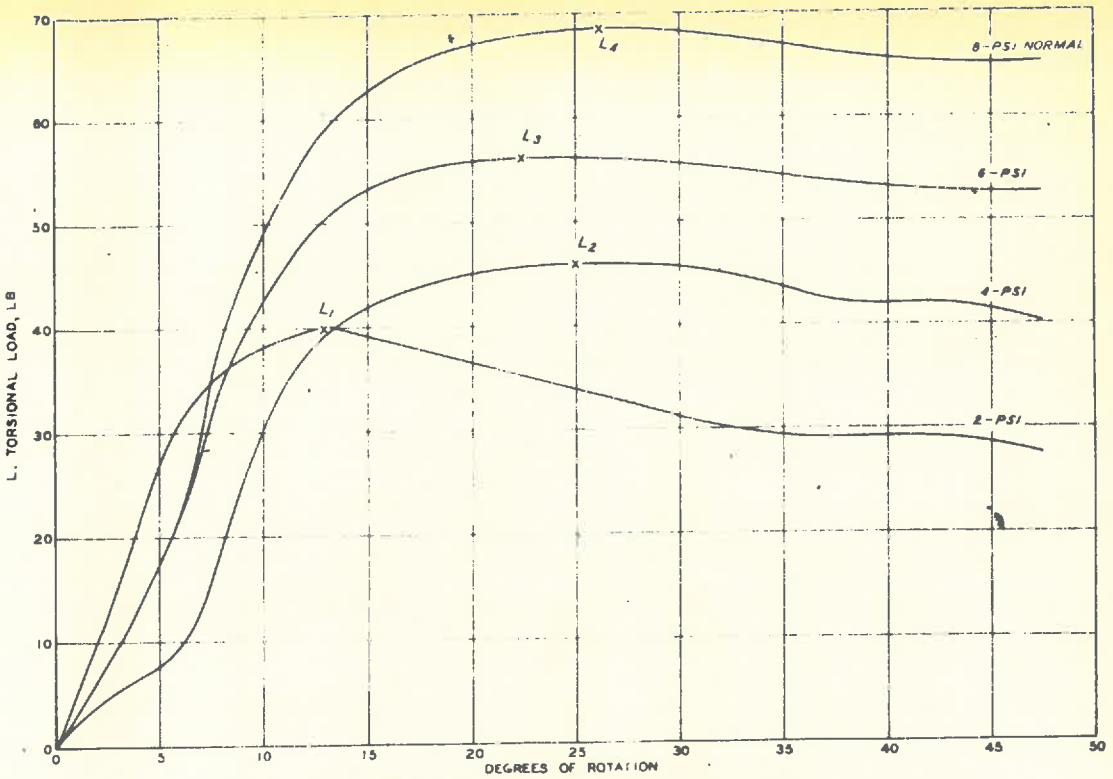


Fig. 8. - Bevameter shear test apparatus

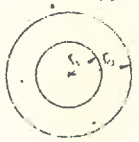
Appareil Bévamétre de cisaillement

Fig 4



a. TORSIONAL LOAD DEFORMATION CURVES

ALGEBRAIC SOLUTION



T_e = EFFECTIVE TORQUE IN LB
T_a = APPLIED TORQUE IN LB
f = FRICTION LOSS FACTOR (1.33)
s = SHEAR STRENGTH OF SOIL
r_o = OUTER RADIUS (2.375 IN.)
r_i = INNER RADIUS (1.750 IN.)
r_p = RADIUS OF PULLEY (2.50 IN.)
L = APPLIED TORSIONAL LOAD (LB)

$$T_e = \int_{r_i}^{r_o} s\,2\pi r^2\,dr \qquad s = \frac{T_e}{2\pi\left(\frac{r_o^3 - r_i^3}{3}\right)}$$

$$s = \frac{3T_e}{2\pi\left(r_o^3 - r_i^3\right)} \quad \text{BUT } T_e = \frac{T_a}{f}$$

AND $T_a = Lr_p$

$$s = \frac{3Lr_p}{2\pi\left(r_o^3 - r_i^3\right) f}$$

$s_1 = (L_1)(0.111) = (39.8)(0.111) = 4.42$ PSI
$s_2 = (L_2)(0.111) = (45.2)(0.111) = 5.07$ PSI
$s_3 = (L_3)(0.111) = (56.0)(0.111) = 6.22$ PSI
$s_4 = (L_4)(0.111) = (68.3)(0.111) = 7.58$ PSI

$T_{e4} = \frac{L_4 r_p}{f} = \frac{(68.3)(2.5)}{1.33} = 128.4$ IN.-LB.

$T_{e1} = \frac{L_1 r_p}{f} = \frac{(39.8)(2.5)}{1.33} = 74.8$ IN.-LB.

FROM FIG. 10b, DOWNWARD MOVING SHEAR HEAD
$\Delta P_A = -3.51$ PSI, $\Delta P_1 = -0.80$ PSI

$P_4 = 8 - 3.51 = 4.49$ PSI, $P_1 = 2 - 0.80 = 1.20$ PSI

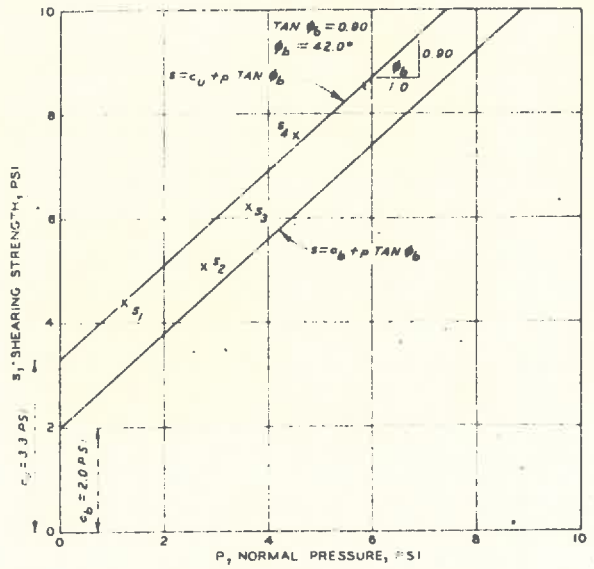
$s_4 = c_u + P_4 \tan\phi_b$ $s_1 = c_u + P_1 \tan\phi_b$

$7.58 = c_u + 4.49 \tan\phi_b$, $4.42 = c_u + 1.20 \tan\phi_b$

$7.58 = c_u + 4.49 \tan\phi_b$
$4.42 = c_u + 1.20 \tan\phi_b$
$3.16 = 3.29 \tan\phi_b$

$\tan\phi_b = 0.960$
$\phi_b = 43.8°$
$c_u = 3.27$ PSI
BUT $c_b = 0.6074\, c_u = (0.6074)(3.27) = 1.99$ PSI

GRAPHIC SOLUTION



b. DETERMINATION OF c_b AND ϕ_b

Fig. 9. Example of data reduction in bevameter shear test

Fig 43.1

F. PAVLICS "Bevameter 100" TURIN 1961 [201]

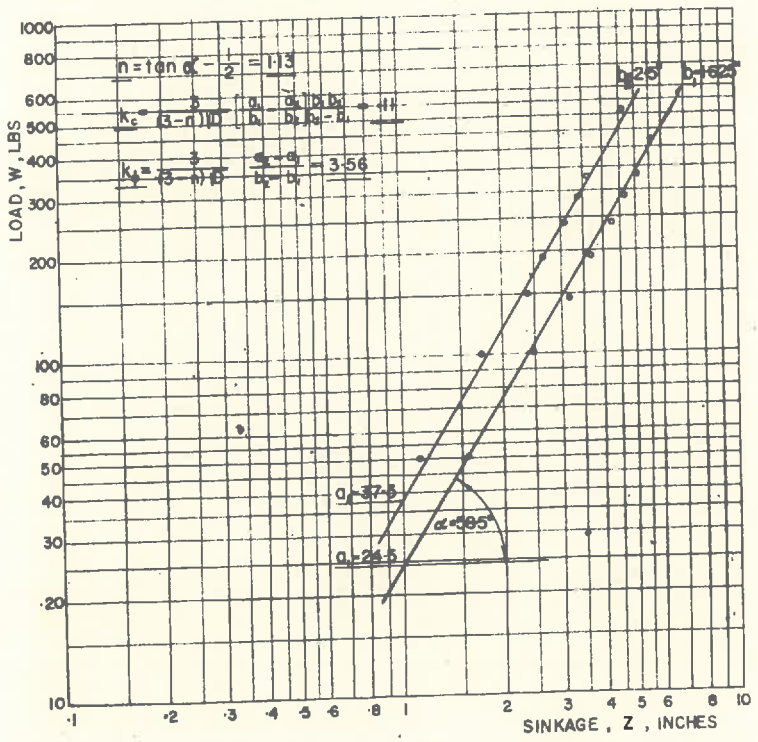


Fig. 12. — Sample computation of the sinkage soil values from test data; wheel sinkage test; soil: dry mason sand.

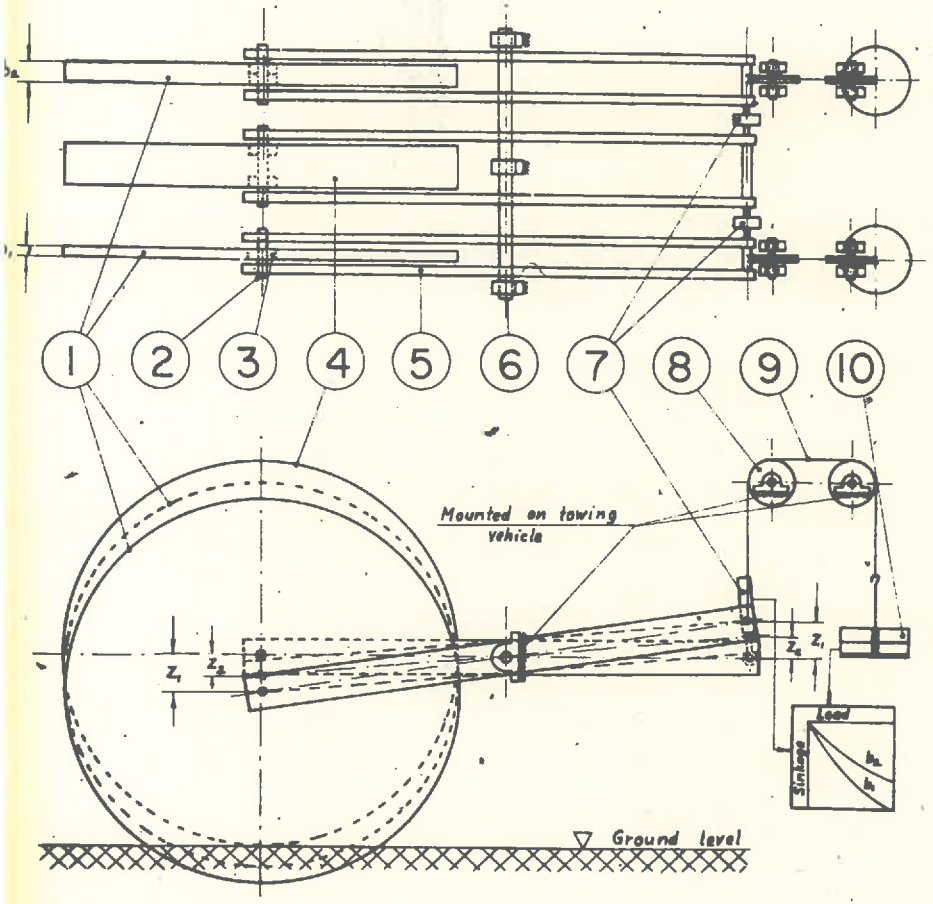


Fig. 6. — Schematic drawing of a wheel type test device for determining load-sinkage relations in the soil.

A

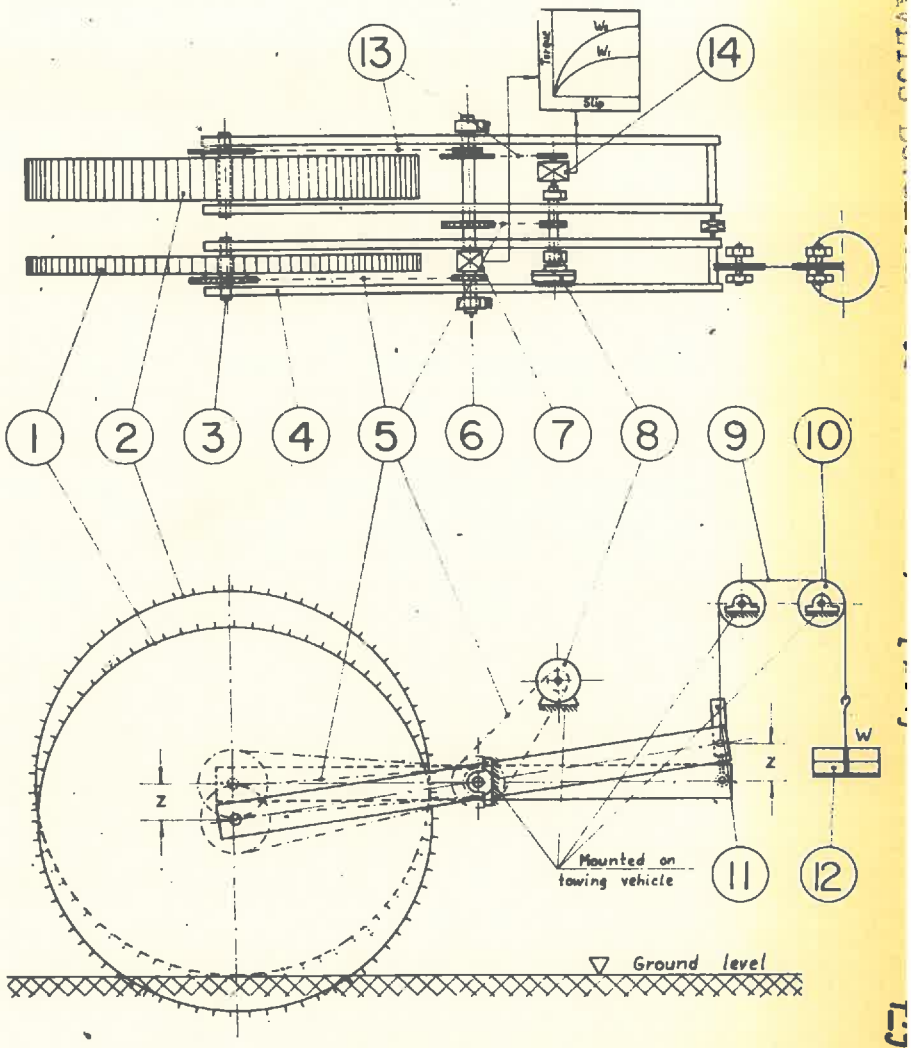


Fig. 7. — Schematic drawing of a wheel type test device for determining shear-slip relations in the soil.

B

Fig 43.3

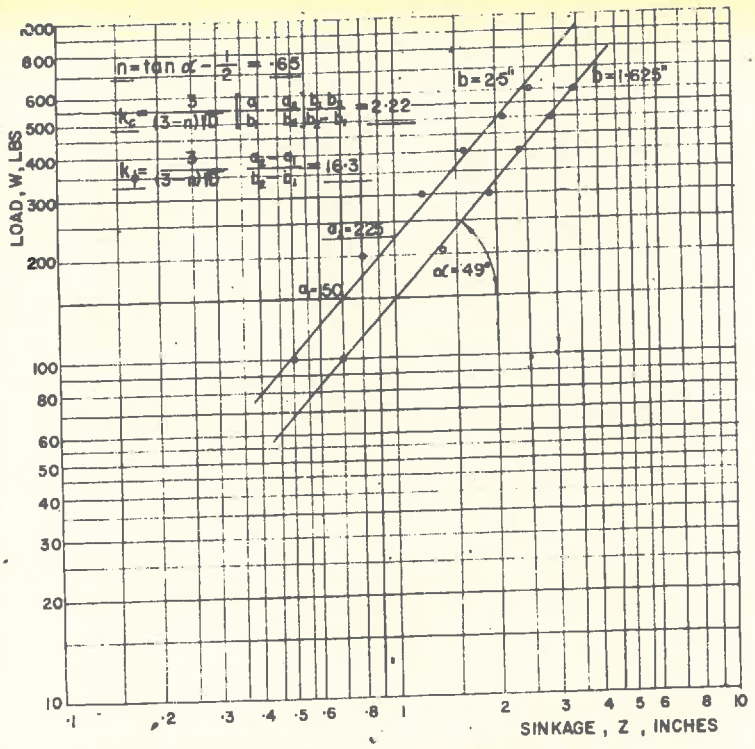
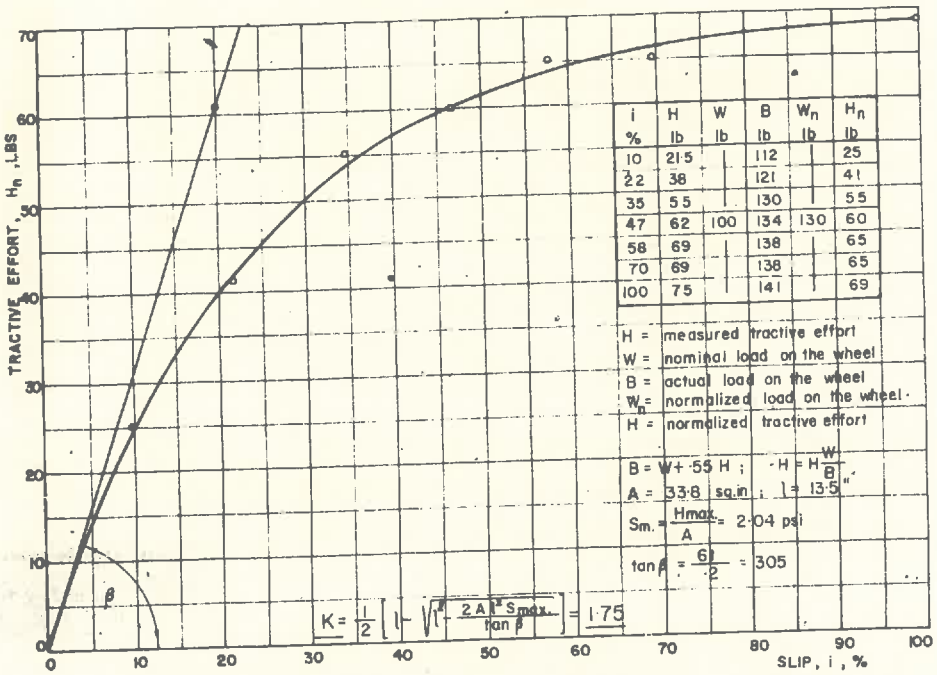


Fig. 13. — Sample computation of the sinkage soil values from test data; wheel sinkage test; soil: loam.



i %	H lb	W lb	B lb	W_n lb	H_n lb
10	21·5		112		25
22	38		121		41
35	55		130		55
47	62	100	134	130	60
58	69		138		65
70	69		138		65
100	75		141		69

H = measured tractive effort
W = nominal load on the wheel
B = actual load on the wheel
W_n = normalized load on the wheel
H_n = normalized tractive effort

$B = W + 55\,H$; $H_n = H\frac{W}{B}$

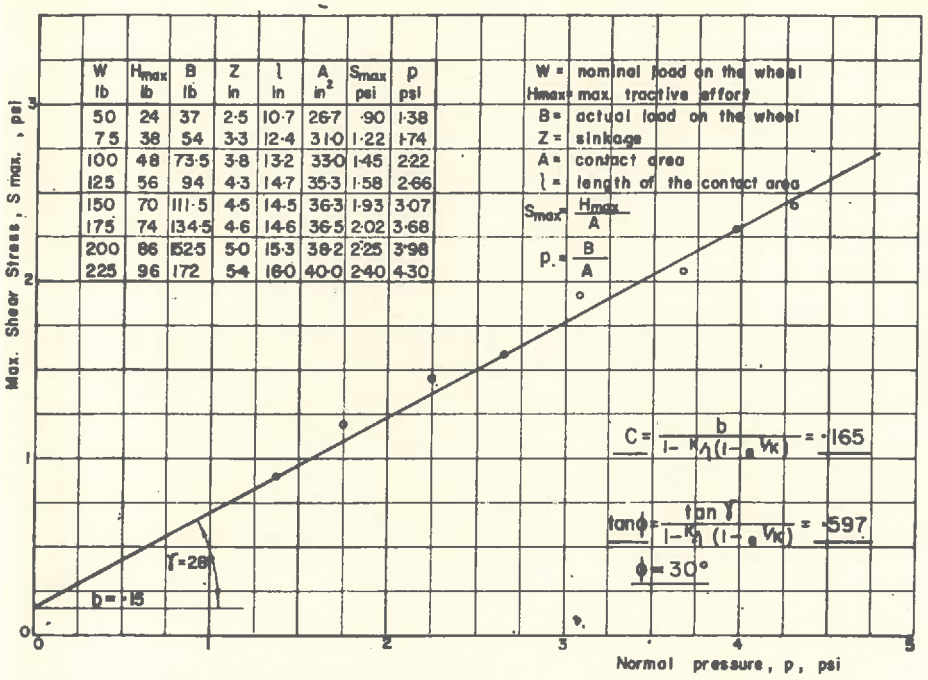
A = 33·8 sq.in ; l = 13·5"

$S_m = \frac{H_{max.}}{A} = 2{\cdot}04$ psi

$\tan\beta = \frac{61}{2} = 305$

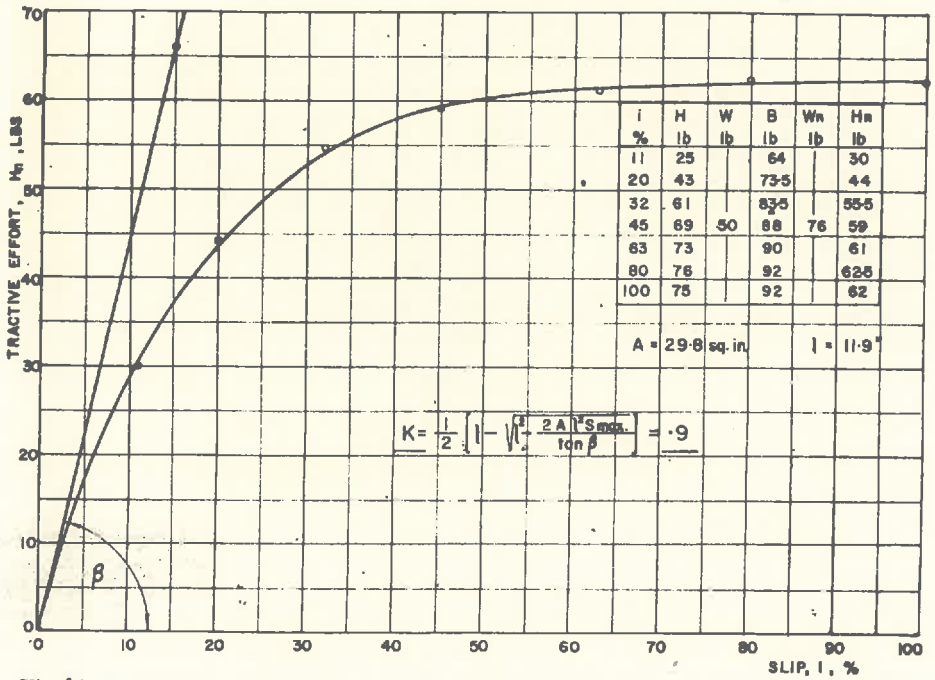
Fig. 14. — Sample computation of deformation modulus from test data; wheel test: D: 46"; soil: dry mason sand.

Fig 43.4



W lb	Hmax lb	B lb	Z in	l in	A in²	Smax psi	p psi
50	24	37	2·5	10·7	26·7	·90	1·38
75	38	54	3·3	12·4	31·0	1·22	1·74
100	48	73·5	3·8	13·2	33·0	1·45	2·22
125	56	94	4·3	14·7	35·3	1·58	2·66
150	70	111·5	4·5	14·5	36·3	1·93	3·07
175	74	134·5	4·6	14·6	36·5	2·02	3·68
200	86	152·5	5·0	15·3	38·2	2·25	3·98
225	96	172	5·4	16·0	40·0	2·40	4·30

Fig. 15. — Sample computation of shear soil values from test data; wheel test; dia: 46"; soil: dry mason sand.



i %	H lb	W lb	B lb	Wn lb	Hn lb
11	25		64		30
20	43		73·5		44
32	61		83·5		55·5
45	69	50	88	76	59
63	73		90		61
80	76		92		62·5
100	75		92		62

Fig. 16. — Sample computation of deformation modulus from test data; wheel test: d: 46"; soil: loam.

Fig 43-5

A)

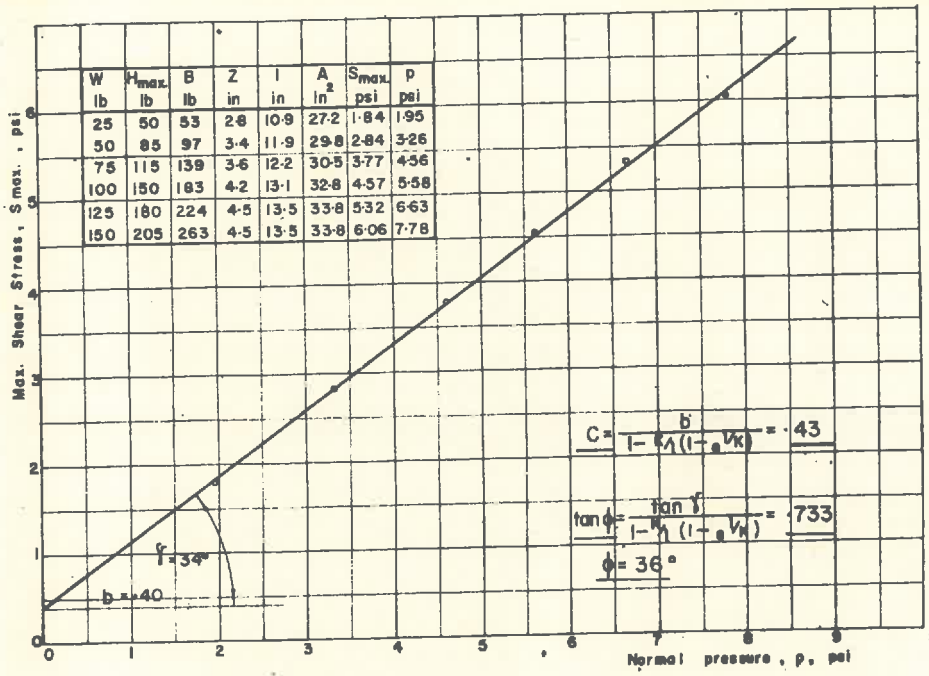


Fig. 17. — Sample computation of shear soil values from test data; wheel test; dia: 46"; soil: loam.

B) Comparison of test results obtained from wheel tests with the conventional Bevameter test data.

1) Soil: Dry mason sand

Soil values	Wheel type test device		Conventional bevameter	
	Mean value	Standard deviation	Mean value	Standard deviation
n	1.1825	.0554	1.110	.046
k_c	.04	.325	.112	.257
k_ϕ	3.58	.410	3.925	.504
c	.2375	.086	.150	.093
Φ	29.5	2.06	28	1.85
K	1.50		.70	

2) Soil: Loam (farm soil)

Soil values	Wheel type test device		Conventional bevameter	
	Mean value	Standard deviation	Mean value	Standard deviation
n	.680	.143	.690	.079
k_c	2.40	1.24	2.31	1.72
k_ϕ	15.78	1.32	16.85	2.30
c	.44	.104	.25	.061
Φ	33.66	1.07	29.7	1.09
K	1.10		.50	

5 - LE PENETROMETRE A CONE "WES" 300

5.1 Présentation :

L'appareil consiste en un cône fixé à l'extrêmité d'une tige. Les dimensions en sont données dans la figure 500b

- Le cône est enfoncé dans le sol :

On note l'effort W exercé lorsqu'on atteint différents enfoncements, à l'aide d'un dynamomètre.

En général, on note W pour D = 1, 2, 3, 4, 5 puis 6 inch. La section droite (S) du cône à la base est 0,5 square inch.

- Différents paramètres sont définis à partir de l'emploi du pénétromètre "WES".

Le WES définit :

1) Le Cone Index : $CI = \frac{W}{S} = R_p$

correspondant à un enfoncement D donné.

2) Le Remolding Index : $RI = \frac{CI \text{ pour sol remanié}}{CI \text{ pour sol non remanié}}$

RI est mesuré lors du "remolding test". C'est la mesure de R_p dans un échantillon du sol prélevé dans un petit cylindre, avant et après compactage avec 100 coups d'une dame de 2,5 livres (1,11 kg) tombant de 12 inch. (30,45 cm) [306].

3) Le Rating Cone Index : $RCI = CI \times RI$

CI et RCI ont la dimension d'une pression. Les américains les exprimant en livre par $(\text{inch.})^2$.

Le C I et le R C I sont surtout utilisés par le WES. Les différentes performances d'un véhicule étant établies en fonction du C I, le plus souvent.

D.R. FREITAG propose dans un rapport d'Août 1965 [302]:

- pour les argiles le paramètre C (average Cone Index) ou moyenne de C I pour D variant de 0 à 6 inch.

- pour les sables le paramètre G (average rate of increase of Cone Index with depth) ou gradient du C I en fonction de la profondeur.

(Voir fig. 501 et 502).

Classification des sols :

Le Corps des Ingénieurs du WES propose la classification ci-jointe [Table 51]. Par ailleurs, il attire l'attention sur l'importance primordiale de la teneur en eau.

Il a mis au point un système permettant de calculer la teneur en eau connaissant celle préexistante à une pluie et la quantité d'eau tombée. "Système (statistique) qui peut être étendu à tout point du globe".

A noter l'emploi en France par le Génie de l'air d'un pénétromètre dynamique semblable au pénétromètre statique du WES. Son indice de cône (enfoncement pour 10 coups de dame) a été rattaché à l'indice C.B.R. (intervention de BRINDEAU - TURIN 1961 - p. 384).

Influence de différents facteurs sur le C I [312] [313] :

Les sols étudiés (Argile CH et Silt ML) sont plus particulièrement ceux dont le C I est inférieur à 300. Les sols dont le R C I est supérieur à 150 sont faciles à traverser avec des engins militaires.

Les sols ayant C I < 300 ou R C I < 150 ont, en général une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale. La teneur en eau a alors plus d'influence que la densité, sur la résistance de ces sols [312]. (Voir figures 503 à 506).

La vitesse d'enfoncement doit être < 72 m/pm (≠ 3 cm/s pour les argiles.

Elle n'a pas une grande importance pour les sables ([302]). (Voir fig. 507).

Lors d'essais en Laboratoire, il conviendra de donner aux moules dans lesquels on fera les essais, les dimensions minimales indiquées sur le graphique ci-joint [313] (Voir fig. 508 et 509).

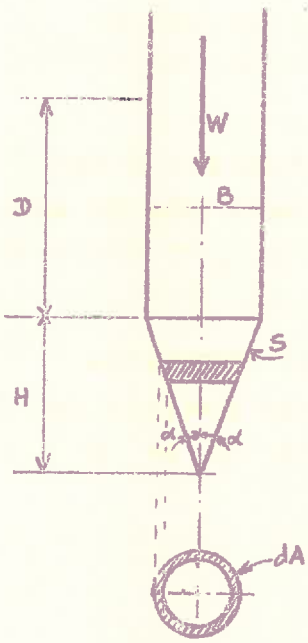
5.2 Calcul de la résistance de pointe par JANOSI avec les hypothèses de BEKKER 303 :

JANOSI établit une relation entre la résistance à la pointe R_p du pénétromètre et les paramètres k_c, k_ϕ et n de BEKKER. En prenant comme hypothèses :

1) $p = \left(\frac{k_c}{b} + k_\phi \right) D$

2) On connaît k_c, k_ϕ et n

3) $W = \int_S p \cdot dA$ S : surface du cône
dA : élément de section droite du cône.



$$W = \pi \operatorname{tg}\alpha \frac{k_c}{n+1} \left\{ \left[(D+H)^{n+1} - D^{n+1} \right] + 2 k_\phi \operatorname{tg}\alpha \left[\frac{(D+H)^{n+2}}{(n+1)(n+2)} + \frac{D^{n+2}}{n+1} - (D+$$

Puis, il fait tendre H vers 0 et utilise la règle de l'Hopital, ce qui donne :

$$W = \frac{\pi B^2}{4} \left[\frac{2 k_c}{B} + k_\phi \right] D^n$$

$$R_p = \left(\frac{k_c}{B} + k_\phi \right) D^n$$ (les figures 511A et B donnent la comparaison entre R_p calculé et mesuré).

A la suite d'essais [303] JANOSI conclut que $\frac{k_c}{B}$ convient mieux que $\frac{k_c}{B}$ lorsque l'on a une plaque circulaire (fig. 510). Toutefois, ayant R_p, on ne peut pas avoir k_c, k_ϕ et n.

5.3 Détermination de l'angle de frottement interne Ø et de la cohésion c à partir de la résistance de pointe R_p :

5.31 Introduction

Différents auteurs (BIAREZ, CAQUOT, MEYERHOF, TERZAGHI, KERISEL, L'HERMINIER) ont proposé des formules pour représenter la relation existant entre la force portante d'une fondation et les caractéristiques du sol (Ø, c et γ). La force portante étant calculée en utilisant les relations de PRANDTL et CAQUOT.

Ces formules sont établies en faisant différentes hypothèses :

- Le comportement du sol est représenté par la loi de COULOMB.

- Existence d'un "Coin rigide" sous la fondation. C'est principalement par la forme proposée pour ce coin rigide que diffèrent ces formules.

Nous nous proposons, à partir de ces formules, d'établir une relation entre les renseignements fournis par le pénétromètre et les caractéristiques du sol (Ø, c, et γ).

5.32 Les Méthodes de calcul de la force portante des fondations :

5.321 Fondations de surface :

BIAREZ, CAQUOT et TERZAGHI admettent que la rupture du sol sous une fondation filante se fait suivant le schéma de la figure 500a.

Cette hypothèse est admise, le plus souvent, pour les fondations de surface.

Dans le cas de fondations profondes, la compressibilité du sol semble intervenir et la rupture ne s'effectue plus suivant ce schéma.

Les 3 auteurs précédemment cités ont proposé, pour une semelle filante, des relations qui s'écrivent avec la notation internationale :

$$R_p = \frac{W}{BL} = \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c$$

Les termes N_γ, N_q et N_c sont fonctions de ϕ. TERZAGHI n'en donne pas les mêmes valeurs que CAQUOT ou BIAREZ.

N_γ, N_q et N_c sont établies à partir d'un calcul de stabilité du sol sous la fondation. Suivant l'hypothèse faite sur la valeur de l'angle β_1, les valeurs de ces termes diffèrent.

BIAREZ a montré, pour un milieu pulvérulent à 2 dimensions, que la valeur minimale de W correspond à $\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ dans le cas d'une forte surcharge. Si β est plus faible : le coin rigide se forme naturellement avec $\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$. A faible profondeur, le calcul montre que pour ϕ faible, le coin est insignifiant ; si ϕ augmente, le coin se forme.

La valeur de β varie de ϕ à faible profondeur, à $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ à grande profondeur [102].

CAQUOT prend $\beta_1 = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$, considérant que le plan vertical CY est un plan principal pour les contraintes.

TERZAGHI prend $\beta_1 = \phi$, considérant qu'en C_1 la surface de rupture est tangente à la verticale.

CAQUOT et TERZAGHI ont étendu ces relations au cas des fondations circulaires par l'intermédiaire de coefficients

TERZAGHI $\quad R_p = 0,3\ \gamma\ B \cdot N_\gamma + \gamma D \cdot N_q + 1,3\ C \cdot N_c$

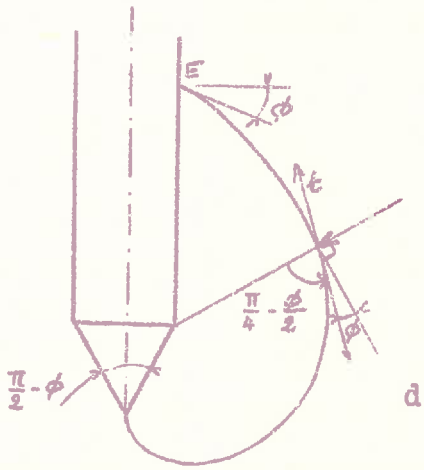
CAQUOT $\quad R_p = 0,25\ \gamma\ N_\gamma + \gamma D \cdot N_q + \frac{C}{tg\phi}(S_2 = 1)$.

MEYERHOF [308] a présenté en 1950 une méthode de calcul où la surcharge due au poids des terres intervient différemment.

5.322 Fondations profondes :

KERISEL, TCHENG, L'HERMINIER, MEYERHOF et PECK [305] [309] estiment que la résistance de pointe du pénétromètre tend vers une valeur constante quand on atteint une grande profondeur en milieu pulvérulent homogène.

La rupture du sol s'effectuerait suivant une spirale logarithmique :



d'après MEYERHOF (1951).

Dans la méthode de calcul de MEYERHOF 308 le passage d'une fondation de surface à une fondation profonde se fait d'une manière continue. La surface de rupture se développe jusqu'à ce que le point E atteigne la surface verticale de la fondation.

Les travaux de KERISEL, L'HERMINIER et TCHENG [305] confirment les résultats obtenus par MEYERHOF dès 1956.

De ces travaux, nous noterons que :

1) le diamètre de la tige a une influence non négligeable en "milieu serré".

2) cette influence s'atténue en "milieu plus lâche".

3) En milieu très serré, il faut atteindre une profondeur de 3 m pour que la résistance de pointe soit la même. Au-delà de 3 m, la résistance de pointe continue à augmenter, mais lentement.

Voir figure 512.

Les méthodes de calcul fondées sur les relations de PRANDTL et CAQUOT ne sont valables que pour des sols instantanément compressibles. Or, la compressibilité du sol semble intervenir dans le cas d'une fondation profonde.

TERZAGHI en tient compte, quand elle existe, en employant un angle de frottement fictif φ' : $tg\ \varphi' = \frac{2}{3}\ tg\ \varphi$.

L'HERMINIER propose une méthode de calcul pour les cas où $D > 25\ B$:

a) en milieu pulvérulent : cet auteur emploie pour calculer le frottement latéral $\varphi' = tg\ \varphi' \# \frac{2}{3}\ tg\ \varphi$

et propose : b. $R(\varphi) = \frac{R_p}{\lambda . \gamma . D}$ avec la correspondance donnée par la table 51.

b) en milieu cohérent : le calcul tient compte du frottement latéral.

5.323 Méthode de calcul de LE GALL [307] :

LE GALL a établi une méthode de calcul pour les fondations circulaires peu profondes, à partir de la théorie de l'équilibre limite, en supposant :

- la fondation rugueuse (formation d'un coin rigide)

- que le long de la surface du "coin rigide" les contraintes font un angle δ avec la normale à la surface

- qu'une grande partie du milieu est en état de plasticité parfaite.

Il a comparé les facteurs de capacité portante (N_γ, N_q et N_c) avec ceux de BEREZANCEV et TERZAGHI (fig. 513).

Dans le cas d'une argile ($\phi = 0$), la comparaison a été faite avec le terme N_c donné par MEYERHOF pour une plaque circulaire (fig. 514).

5.33 Détermination de ϕ et c, connaissant la résistance de pointe R_p, à l'aide du calcul de force portante des fondations circulaires :

Les méthodes de calcul précédemment exposées permettent, avec quelques réserves, de tenter de déterminer R_p connaissant les caractéristiques du sol (ϕ, c, γ_d).

Nous cherchons à procéder inversement : connaissant R_p, quelles sont les caractéristiques du sol ϕ et C ? La densité γ_d est difficile à évaluer avec un pénétromètre statique.

En utilisant la formule de TERZAGHI, nous avons tenté de donner une relation entre ϕ, c et R_p. Cette relation est théorique, il conviendrait de la confronter avec des mesures expérimentales. Plus loin, nous l'avons comparée aux mesures faites par SMITH (WES).

L'emploi de la formule de TERZAGHI dans le cas du pénétromètre "WES", nous amène à assimiler celui-ci à une fondation plane.

Pour une fondation circulaire TERZAGHI donne :

$$p \text{ (pression à la rupture)} = R_p = \frac{W}{\pi r^2} = 0{,}3\,\gamma\, B\, N_\gamma + \gamma\, D\, N_q + 1{,}3\, c\, N_c$$

Dans le cas du pénétromètre "WES" nous avons :

Section = 0,5 sq.in = 3,255 cm^2

Diamètre = 2,03 cm = B

D = 6 inch = 15,2 cm

$$R_p = 0{,}609 \cdot \gamma \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma \cdot N_q + 1{,}3 \cdot c \cdot N_c$$

$$R_p = 0{,}609 \cdot \gamma \cdot N_\gamma + 15{,}2 \cdot \gamma \cdot N_q + 1{,}3 \cdot c \cdot N_c$$

Dans le cas général où ϕ et $c \neq 0$, il est difficile de connaître ϕ et c avec la seule connaissance de R_p. On peut, avec le "Vane Test", essayer de connaître c dans une première approximation, puis ϕ avec le pénétromètre.

Aussi, nous ne considèrerons, pour le moment, que les 2 cas :

1) milieu pulvérulent : $c = 0$
2) milieu purement cohérent : $\phi = 0$.

5.331 Milieu purement pulvérulent : c = 0

Le diagramme effort - enfoncement a la forme donnée par la figure 502.

La lecture de W est faite pour D = 6 inch. = 15,2 cm.

Il vient :

$$R_p = \frac{W}{\pi r^2} = \gamma \left[0,609 . N_\gamma + 15,2 N_q \right]$$

Le terme $0,609 . N_\gamma$ est souvent négligeable par rapport à $15,2 N_q$. L'erreur commise est environ de 2,5 %.

On aurait alors :

$$R_p = 15,2 . \gamma . N_q \qquad N_q = \frac{R_p}{15,2 . \gamma} \rightarrow \phi \text{ connaissant } R_p .$$

Nous avons tracé les relations $\phi = f(R_p)$ pour 3 valeurs de γ :

$\gamma = 1$; 1,7 et 2 (fig. 517 et 518).

Par l'intermédiaire de N_q nous pourrions avoir ϕ, mais avec toutes les réserves attachées à l'emploi du pénétromètre et de la formule de TERZAGHI.

PECK donne une relation approximative entre ϕ, N_γ, N_q et la densité relative du matériau (fig. 519).

5.332 Milieu purement cohérent : $\phi = 0$

Nous avons alors à déterminer la valeur de la cohésion.

Au laboratoire, cela peut être fait par un essai de compression simple :

$$c = \frac{q_u}{2} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

quand $\phi \rightarrow 0$ $\quad c = \frac{q_u}{2}$

Dans la formule de TERZAGHI : $N_\gamma \rightarrow 0$

$N_q = 1$

$N_c = 5,7$

et nous avons : $R_p = 1,3 c + \gamma D$

$$R_p = 7,4 c + \gamma D$$

Pour le pénétromètre "WES" :

$$R_p = 7,4 c + 15,2 \gamma$$

On constate que : si $\gamma = 1,5 \text{ g/cm}^3$

et $c = 50 \text{ g/cm}^2$

$$R_p = 370 + 22,8 \# 393 \text{ g/cm}^2$$

en négligeant γD nous faisons une erreur de 17 %.

Si la cohésion a une valeur supérieure à 100 g/cm^2 le terme γD devient négligeable.

MEYERHOF propose : $c = \frac{R_p}{9}$ (voir fig. 520)

et de nombreux auteurs : $c = \frac{R_p}{10}$.

LE GALL nous donne par sa méthode de calcul :

$$R_p = 8{,}25\ c + 1{,}3\ \gamma .\ D.$$

Pour un matériau ayant $c > 100\ g/cm^2$, on peut écrire : $c = \frac{R_o}{8{,}25}$.

Pour les terrains cohérents, le frottement latéral minimal est égal à la cohésion et est souvent estimé à 10 c [310,]

d'où : $R_p \# 10\ c + 10\ c = 20\ c.$

Ce qui est le cas lors de l'emploi du pénétromètre hollandais. SANGLERAT a souvent obtenu $R_p \# 15\ c.$

BEGEMAN nous propose [301] :

$$c = \frac{R_p - \gamma D}{2 \times 1{,}3 \times 5{,}14} = \frac{R_p - \gamma D}{13{,}4}$$

Il a comparé des mesures faites au pénétromètre avec des mesures faites au Vane Test et a trouvé une bonne concordance entre les résistances au cisaillement obtenues par ces 2 méthodes.

SMITH (WES - 54) obtient (voir fig. 521)

$$c_{\text{triaxial U.N.C.}} = \frac{R_p}{12{,}5} \quad \text{pour} \begin{cases} 0 < R_p < 5600\ g/cm^2 \\ \text{des argiles fortement saturées dont } \phi < 3° \end{cases}$$

5.4 Comparaison des résultats expérimentaux obtenus par SMITH (WES) avec le calcul de la résistance de pointe par les méthodes de TERZAGHI, MEYERHOF et LE GALL :

5.41 Avec les données de SMITH (WES - 1964) (fig. 527 sur laquelle nous avons tracé les courbes à Ø constan

ϕ_t 0° à 17°5
c_t 70 à 800 g/cm^2 } déterminés au triaxial U.N.C.
γ_d 1,16 à 1,56 g/cm^3

R_{p_m} = C I mesure de R_p avec le pénétromètre "WES"

τ_v résistance au cisaillement mesuré au Vane-Test

B = 2,03 cm

D = 15,2 cm.

Nous avons calculé la résistance à la pointe par les formules de :

- TERZAGHI ⟶ R_{pT}
- MEYERHOF [309] ⟶ R_{pM}

et - LE GALL [307] ⟶ R_{pL}

Puis, nous avons comparé ces valeurs calculées à la résistance à la pointe R_{pm} mesurée avec le pénétromètre "WES" (fig. 525 et 526 - Tables 53 et 54).

Nous avons écrit la formule de TERZAGHI sous la forme : $R_{pT} = 0,609.B.\gamma . N_{\gamma_T} + \gamma . D . N_{qT} + c . N_{CT}$ en ne corrigeant pas le terme N_{c_T} par le coefficient 1,3.

L'influence des termes N_{γ_T} et N_{qT} est négligeable, il en sera de même lorsque nous emploierons les formules de MEYERHOF et LE GALL.

Nous avons alors : $R_{pT} = c \cdot N_{cT}$

- Pour l'argile CL nous obtenons $\frac{R_{pT}}{R_{pm}} = 0,447$
- Pour l'argile CM nous obtenons $\frac{R_{pT}}{R_{pm}} = 0,455$

$\left.\begin{array}{l}\\\\\end{array}\right\} \frac{R_{pT}}{R_{pm}} \simeq 0,45$

Le terme de correction à utiliser pour appliquer le calcul de TERZAGHI au cas du pénétromètre "WES" serait :

$$\frac{1}{0,45} = 2,22 \quad \text{et non} \quad 1,3$$

d'où : $R_{pm} = 2,22 . c . N_{cT}$ pour $0 < \phi < 17°$

Nous avons employé la méthode de calcul exposée par MEYERHOF en 1961 [309] pour les fondations à grande profondeur ($\frac{D}{B} > 4$) :

$$R_{pM} = c\, N_{cM} + p_o\, N_{qM} + \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma M}$$

Les termes N_{cM}, N_{qM} et $N_{\gamma M}$ sont fonctions de ϕ et λ (1/2 angle au sommet du cône du pénétromètre) et de la rugosité de la surface du cône.

Nous avons pris le cas du cône rugueux avec $\lambda = 15°$ pour appliquer cette formule au pénétromètre "WES" :

$$R_{pM} = c\, N_{cM} + K_p\, \gamma . 15,2\, N_{qM} + \gamma . \frac{203}{2} N_{\gamma M}$$

avec $K_p = 0,5$ pour sable
$K_p = 1$ pour argile.

Le terme N_{qm} (qui a une valeur inférieure à 40, valeur que ne précise pas MEYERHOF pour $\phi < 30°$) a une influence négligeable, de même que le terme $N_{\gamma m}$.

Le rapport $\frac{R_{pm}}{R'_{pm}}$ varie avec ϕ. Jusqu'à $\phi = 10°$, la relation est linéaire. Le rapport a une valeur voisine de 1,25.

La formule de capacité portante de LE GALL s'écrit :

$$R_{pL} = \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma R} + \gamma D N_{qR} + c N_{cR}$$

Les termes $N_{\gamma R}$ et N_{qR} ont également une influence négligeable, d'où :

$$R_{pL} = c N_{cR}$$

- Pour l'argile CL nous obtenons : $\frac{R_{pL}}{R_{pm}} = 0,603$
- Pour l'argile CM nous obtenons : $\frac{R_{pL}}{R_{pm}} = 0,606$

$\Big\}$ $\frac{R_{pL}}{R_{pm}} \# 0,604$

Le coefficient de correction à employer pour appliquer le calcul de LE GALL au cas du pénétromètre WES serait : $\frac{1}{0,604} = 1,65$.

d'où : $R_{pm} = 1,65 \times c \cdot N_{cL}$ pour $0 < \phi < 17°$

Pourrons-nous conclure, pour le cas particulier des 2 matériaux employés par SMITH, que le calcul de la résistance en pointe d'une fondation circulaire se ferait en corrigeant le calcul de force portante d'une semelle filante par un coefficient indépendant de ϕ ?

Le fait que la valeur de Ø soit inférieure à 17° nous situe dans un domaine où cette conclusion n'infirme pas celle de LE GALL à la fin de ses travaux ([307] p. 58).

Mais, le fait que SMITH ait utilisé un même matériau dont il ne faisait varier que la teneur en eau et la masse volumique, diminue peut-être la valeur des résultats précédents ; la relation entre Ø et c est peut-être alors propre au matériau.

5.42 Nous avons également comparé les valeurs de :

$$\frac{R_{pm}}{c_t} = N_{cr} \text{ et } \frac{R_{pm}}{\tau_v} = N_{cv} \quad \text{en fonction de } \emptyset$$

(Voir fig. 528 et 529) pour les 2 argiles.

τ_v est la valeur de la contrainte de cisaillement calculé à partir de la mesure au Vane. $\tau_v = \frac{M}{\frac{7}{6}\pi D^3}$. La mesure est faite à 1 inc. et 3 inch. (2,54 et 7,62 cm) ; la pression p due au poids du sol est dans ces conditions faible : 8 à 10 g/cm^2, donc négligeable dans la formule :

$$\tau_v = c + K_o \, p \, tg \, \emptyset$$

et :

$$\tau_v \neq c$$

Nous remarquons que $N_{cv} = \frac{R_{pm}}{\tau_v}$ a une valeur inférieure à $N_{cr} = \frac{R_{pm}}{c_t}$ mais reste supérieure au terme N_c de TERZAGHI.

Le rapport $\frac{N_{cr}}{N_{cv}}$ varie de 1,3 à 2 pour Ø variant de 0 à 16°.

L'allure de la courbe N_c (Ø) montre que l'on risque de commettre d'importantes erreurs si on veut l'utiliser pour déterminer Ø ; toutefois, elle encourage la poursuite de l'étude de la relation N_{cv} - Ø et de l'étude d'un appareil combinant le pénétromètre et le Vane.

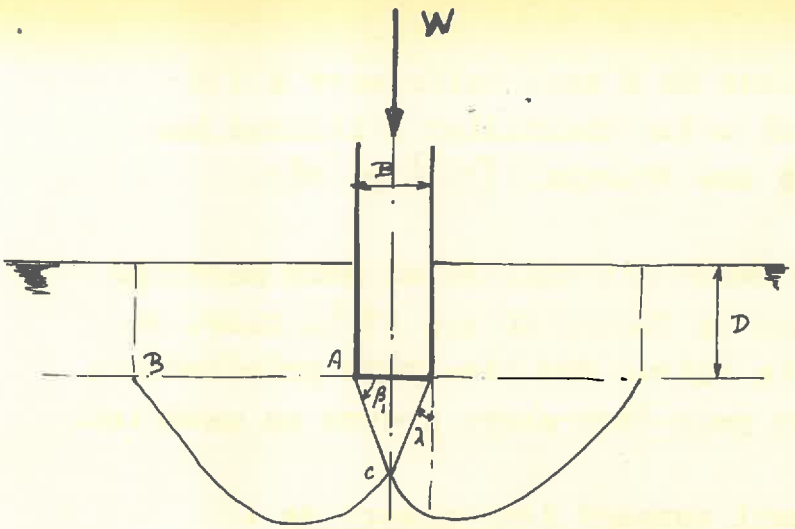


Fig 500-a: Rupture du sol dans les méthodes de calcul de TERZAGHI. CAQUOT

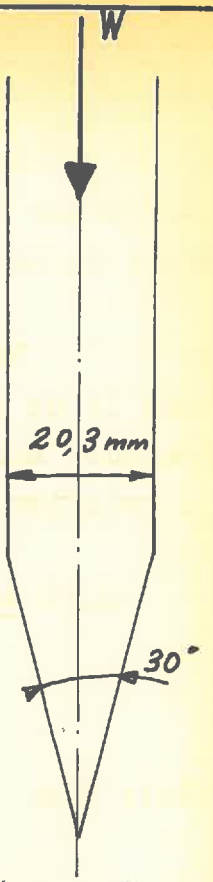
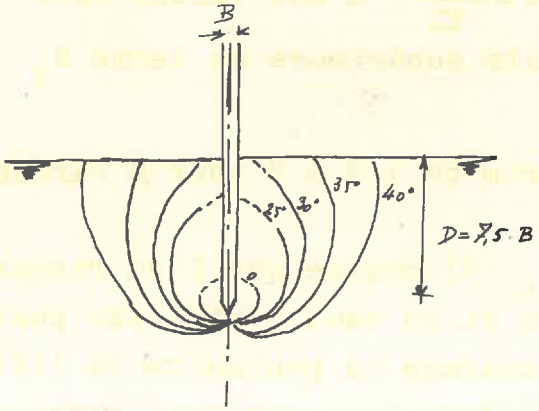


Fig 500-b. Le PÉNÉTROMÈTRE "WES"



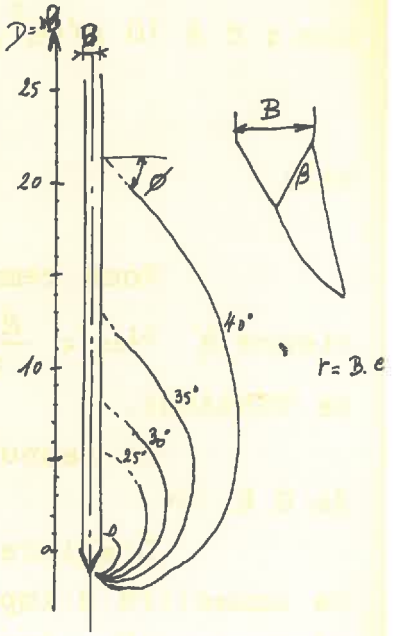


Fig 500-c: Schéma de transmission des contraintes d'aprés BEGEMANN

TABLE 2. — *Trafficability characteristics of soils in wet season.*

Group	SOILS	Unified soil classification system *)	Probable cone index range	Probable remolding index range	Probable rating cone index range	Slipperiness effects	Stickiness effects	COMMENTS
A	Coarse-grained, cohesionless sands and gravels	GW, GP, SW, SP	80 to 300	> 1	80 to 300	Slight to none	None	Will support continuous traffic of military vehicles with tracks or with high-flotation tires. Moist sands are good, dry sands only fair. Wheeled vehicles with standard tires may be immobilized in dry sands.
B	Inorganic clays of high plasticity, fat clays	CH	55 to 165	0.75 to 1.35	65 to 140	Severe to slight	Severe to slight	Usually will support more than 50 passes of military vehicles. Going will be difficult at times.
C	Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures	GC	85 to 175	0.45 to 0.75	45 to 125	Severe to slight	Moderate to slight	Often will not support 40 to 50 passes of military vehicles, but usually will support limited traffic. Going will be difficult in most cases.
	Clayey sands, sand-clay mixtures	SC						
	Gravelly clays, sandy clays, inorganic clays of low to medium plasticity, lean clays, silty clays	CL						
D	Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures	GM	85 to 180	0.25 to 0.85	25 to 120	Moderate to slight	Slight	Usually will not support 40 to 50 passes of military vehicles. Often will not permit even a single pass. Going will be difficult in most cases.
	Silty sands, sand-silt mixtures	SM						
	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands or clayey silts with slight plasticity	ML and CL-ML						
	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts	MH						
	Organic silts and organic silty clays of low plasticity	OL						
	Organic clays of medium to high plasticity, organic silts	OH						

LIGHT (1955) TURIN 1961 [306] Table 51

Fig 501

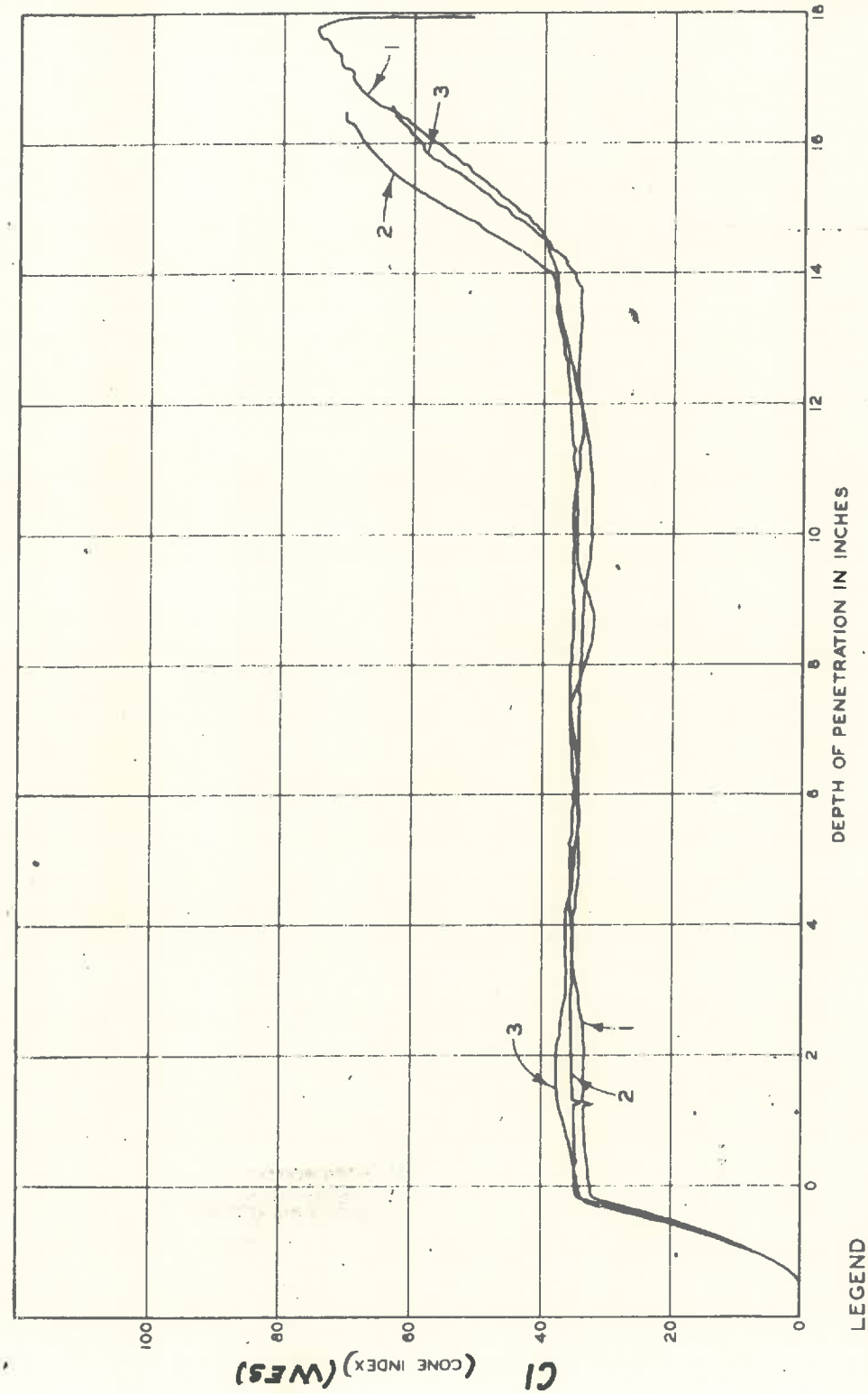


Fig. 12. Sample recording of cone penetration tests in clay

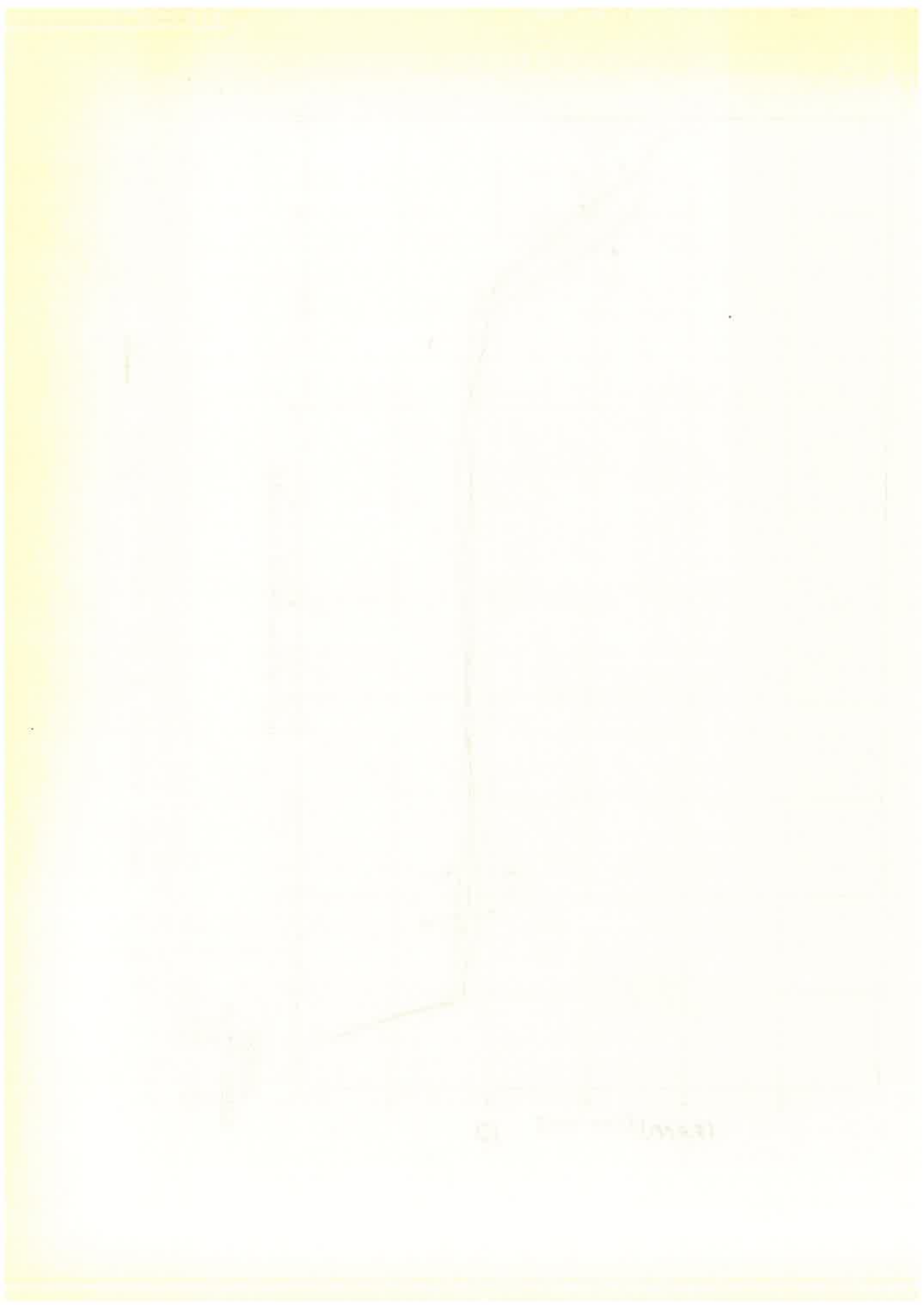


Fig 502

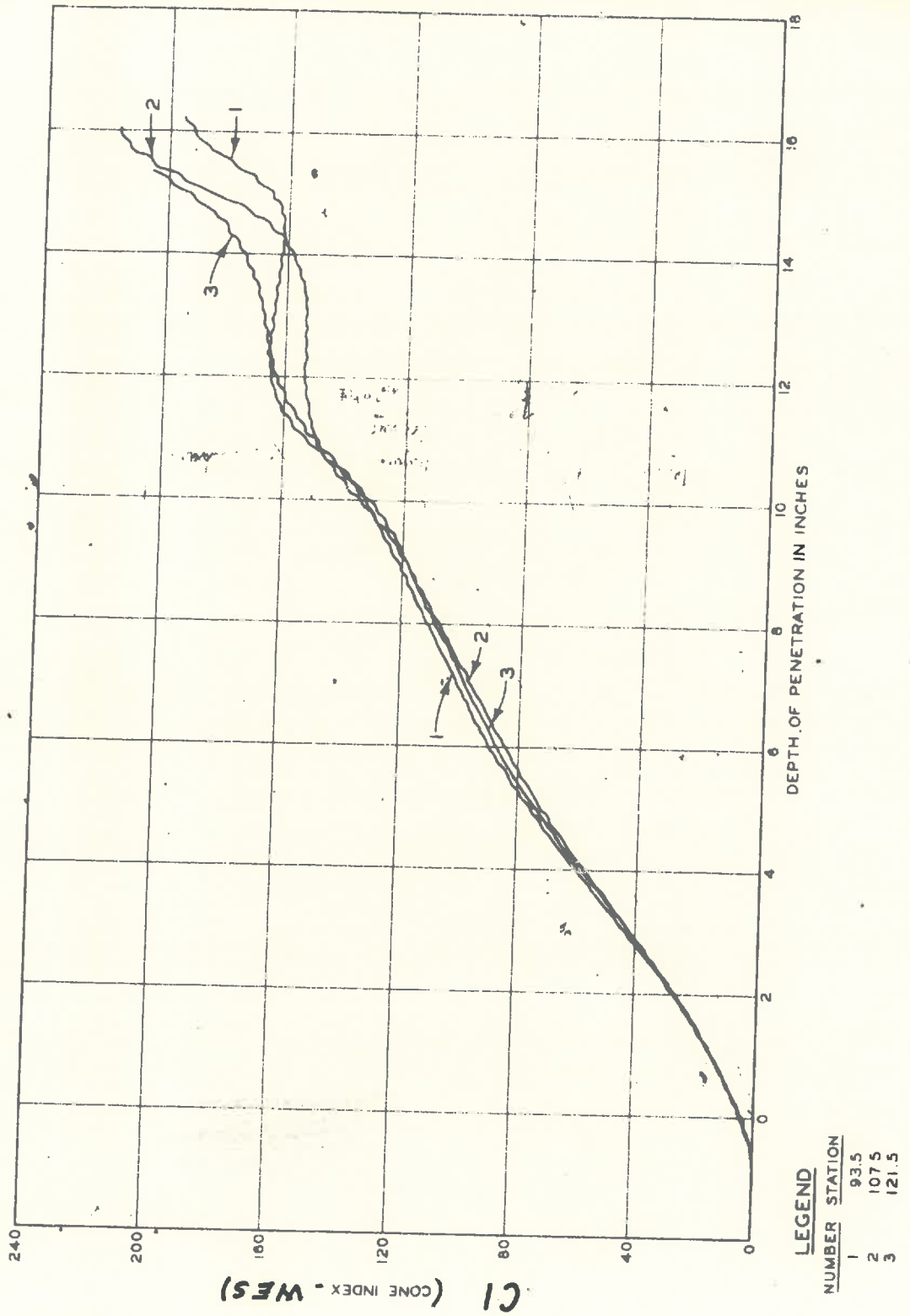
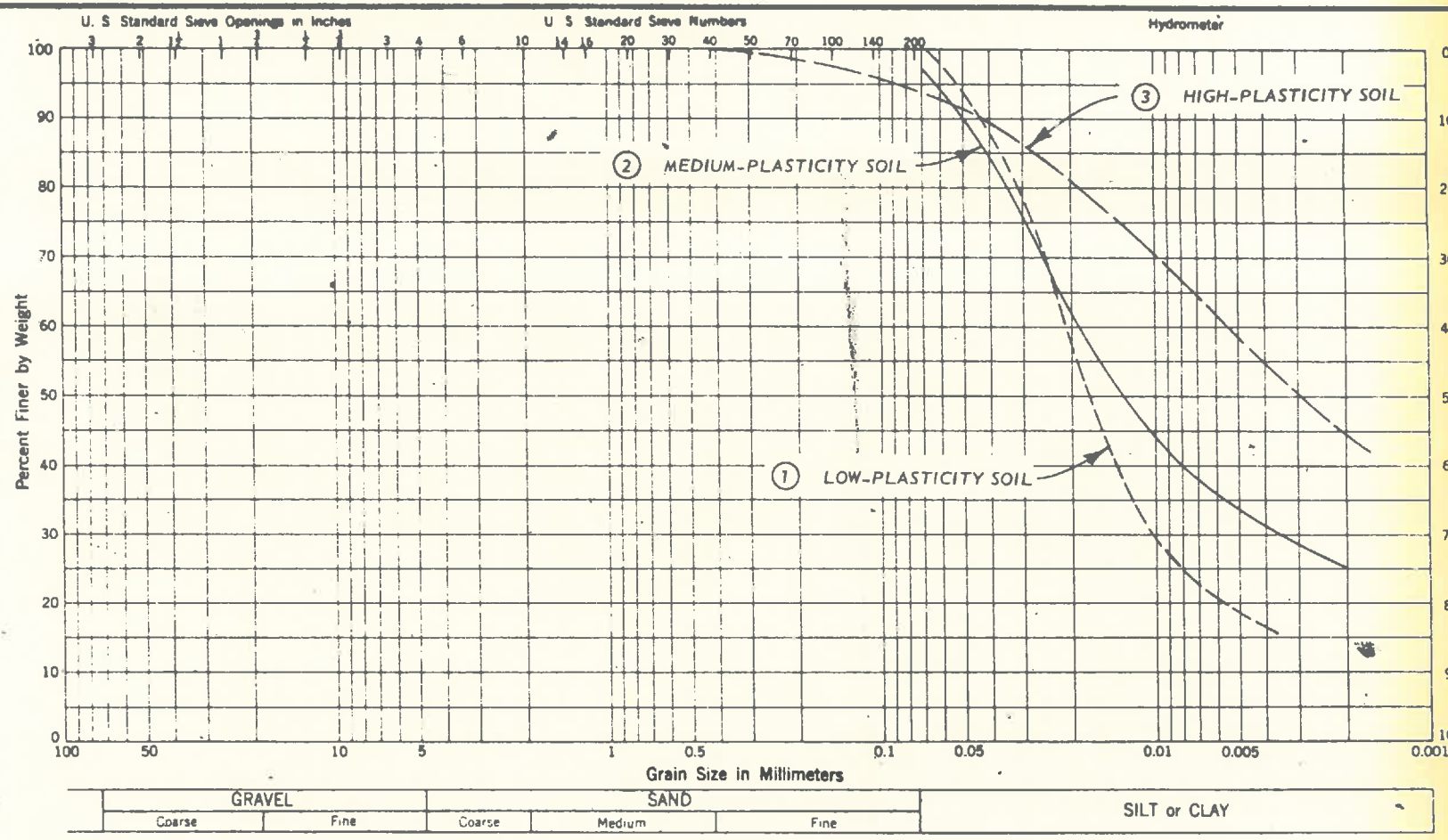


Fig. 15. Sample recording of cone penetration tests in sand

WES MP 4-457 (1961) [3-12]

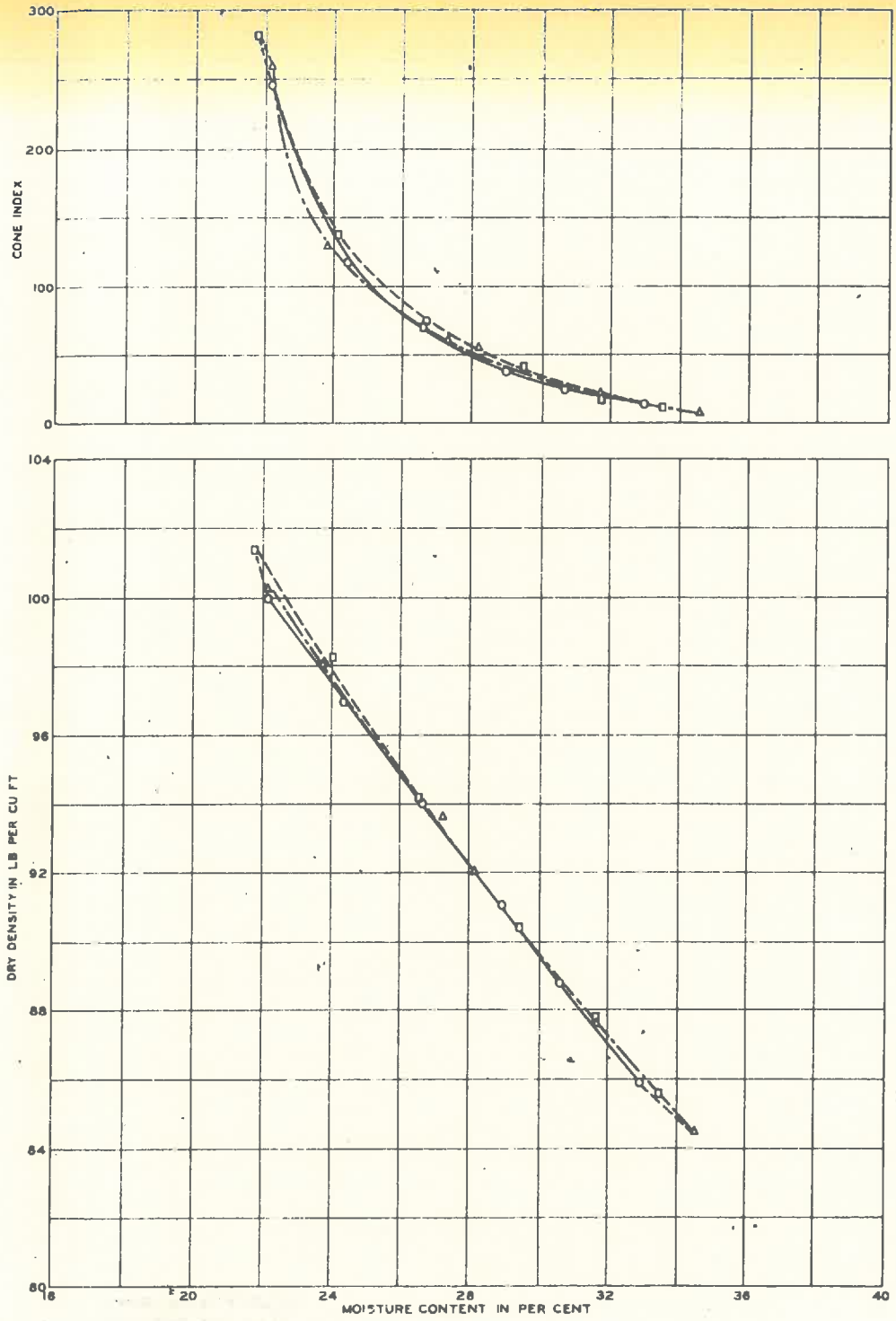


NO.	DEPTH	L L.	P.L.	P I	SP. GR.	CLASSIFICATION
1	6"-12"	35	26	9	2.70	CL
2	6"-12"	39	24	15	2.70	CL
3	6"-12"	67	26	41	2.70	CH

SOIL CLASSIFICATION DATA

PLATE I

4-457



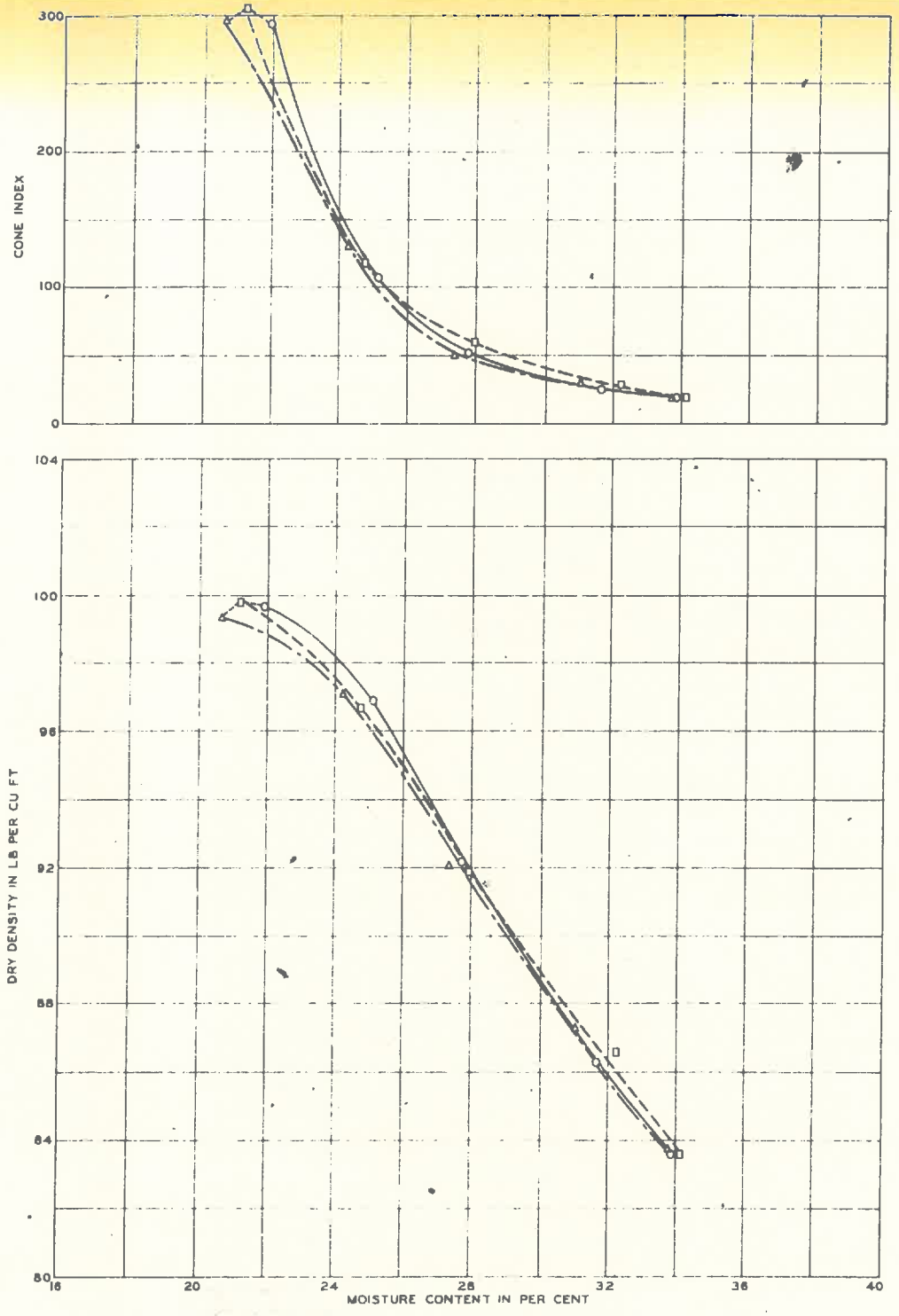
LEGEND
○ CURVE 1
△ CURVE 2
□ CURVE 3

REFERENCE RELATIONS
LOW-PLASTICITY SOIL
argile CL 1

PLATE 2

WES MP 4-457 (1961) [312]

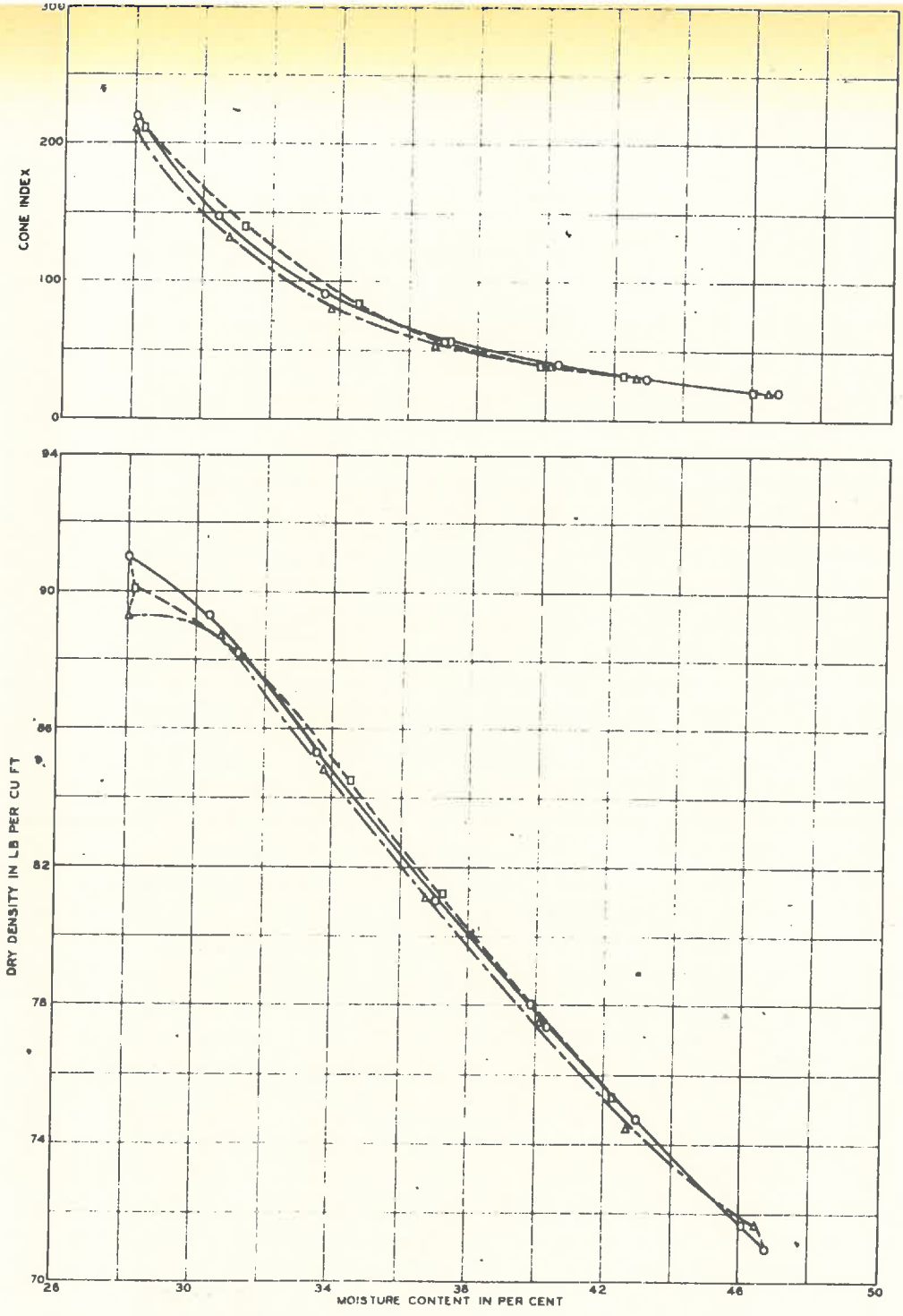
Fig 5



REFERENCE RELATIONS
MEDIUM-PLASTICITY SOIL
Argile CL 2

PLATE 3

WES MP 4-457 (1961)[312]

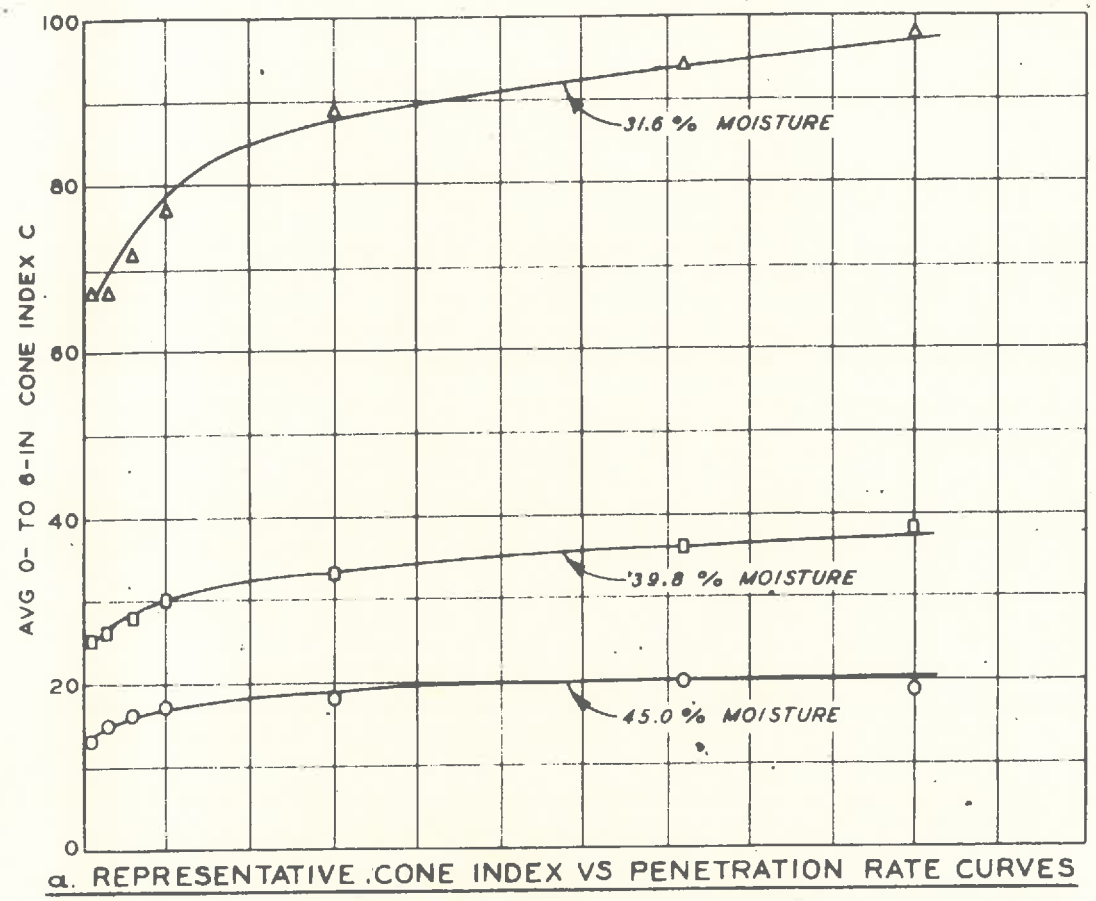


LEGEND
○ CURVE 1
△ CURVE 2
□ CURVE 3

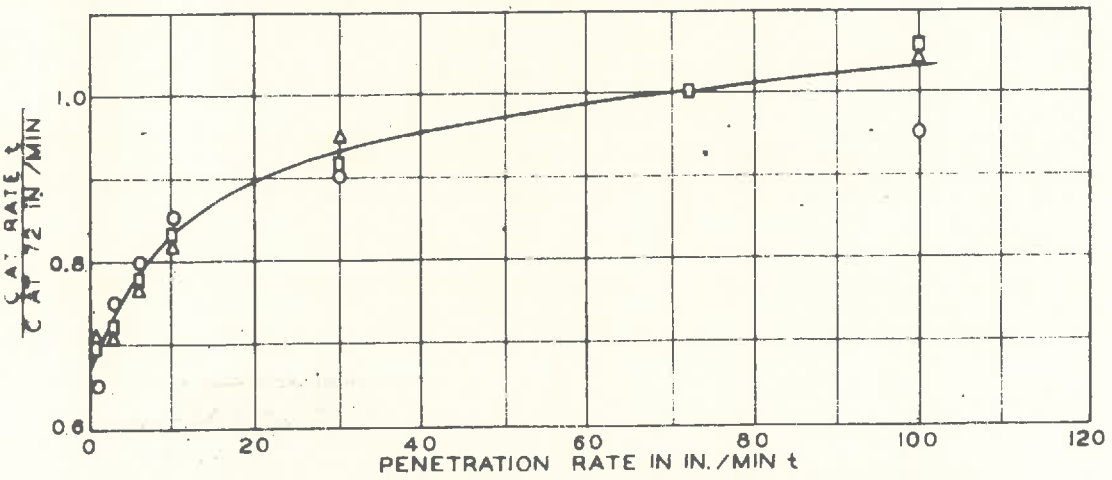
REFERENCE RELATIONS
HIGH-PLASTICITY SOIL
Argile CH 3

PLATE 4

WES MP 4-457 (1961)[312]



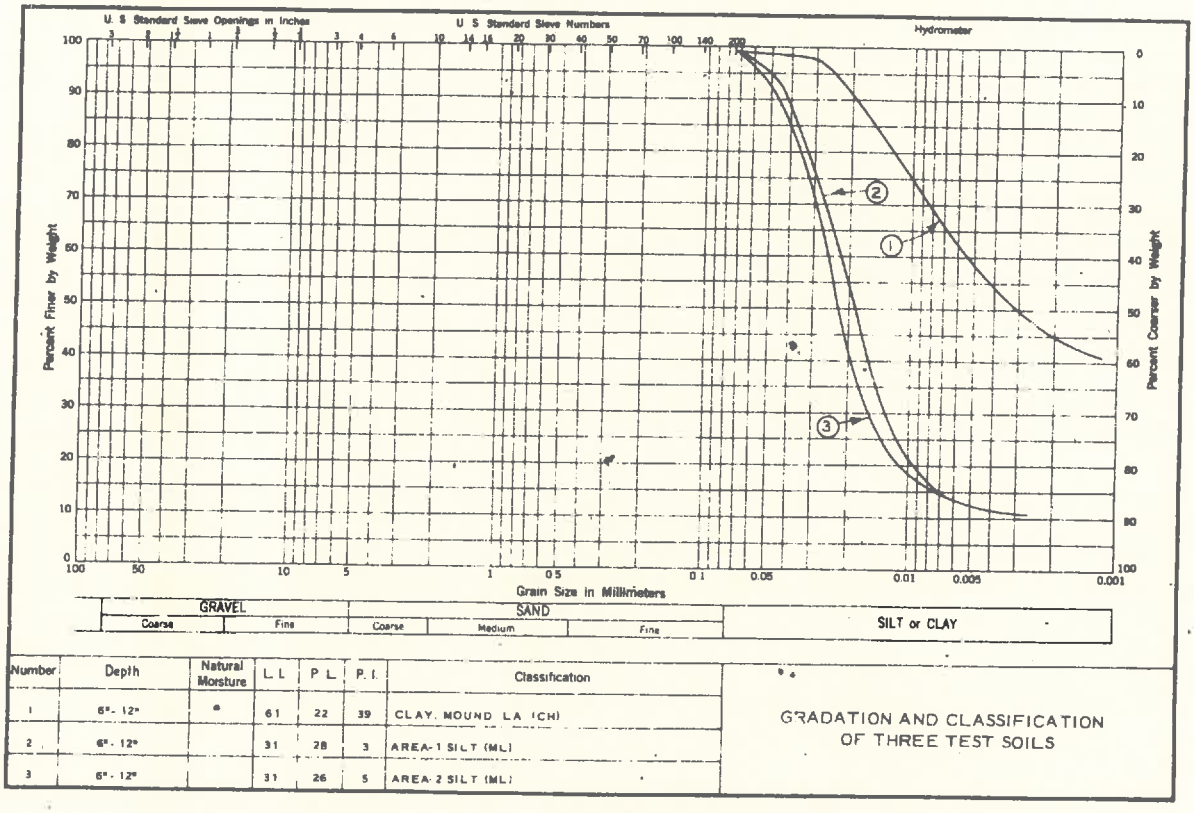
a. REPRESENTATIVE CONE INDEX VS PENETRATION RATE CURVES



b. COMBINED CONE INDEX VS PENETRATION RATE CURVE

Fig. 13. Effect of penetration rate on cone index

Fig 50



Number	Depth	Natural Moisture	L L	P L	P I	Classification
1	6"- 12"		61	22	39	CLAY, MOUND LA (CH)
2	6"- 12"		31	28	3	AREA-1 SILT (ML)
3	6"- 12"		31	26	5	AREA-2 SILT (ML)

GRADATION AND CLASSIFICATION OF THREE TEST SOILS

Fig. 1. Gradation and classification of three test soils

Fig 509

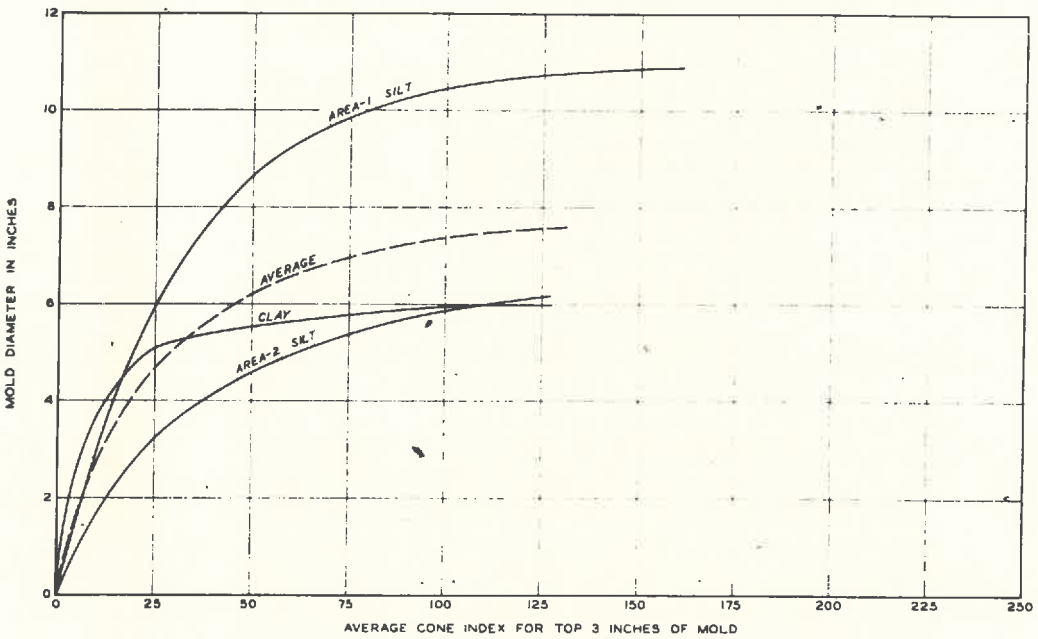


Fig. 7. Curves showing proper mold sizes for use with three soils prepared to various cone index conditions

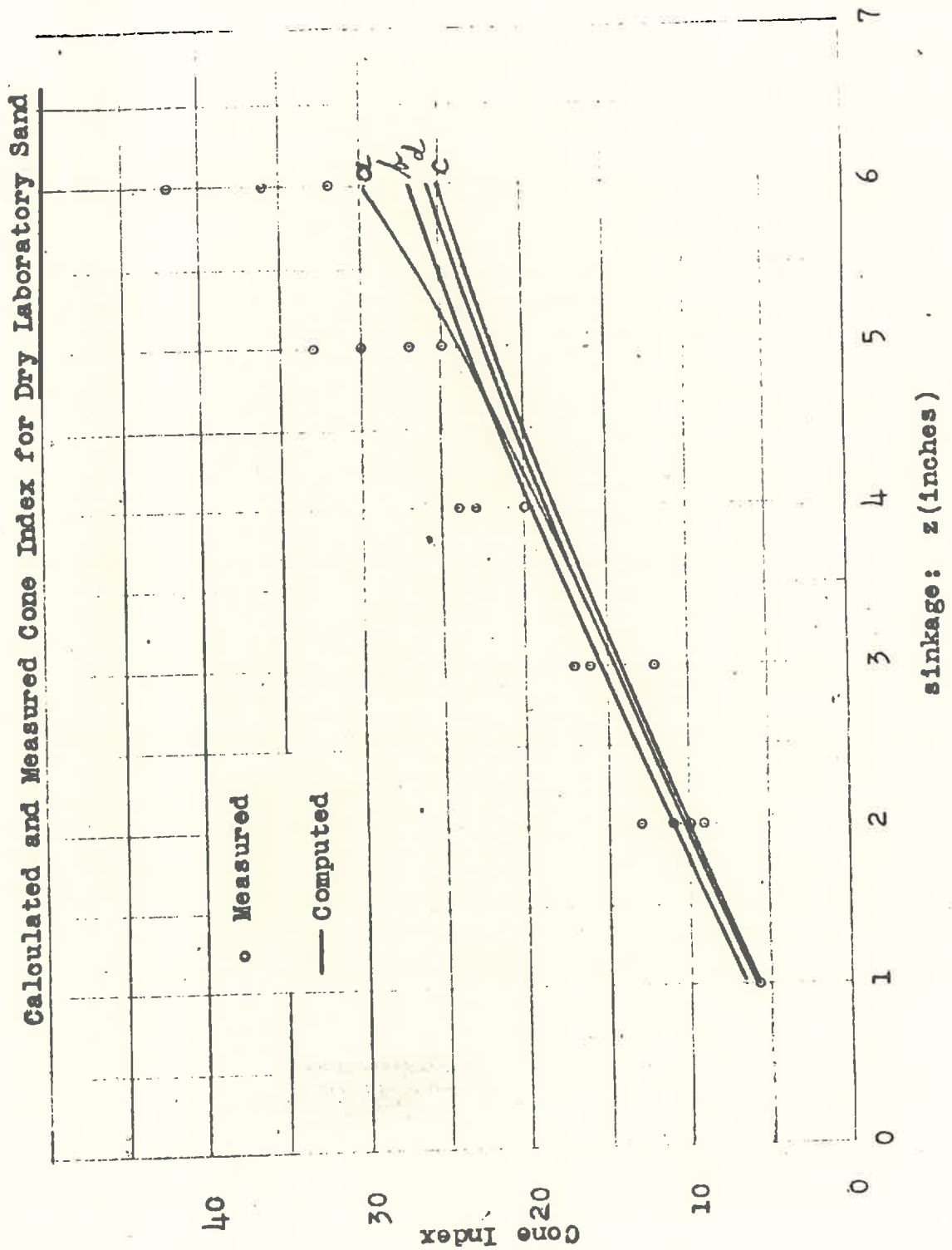
fig 510

Date	Wht % AF*	Plate	k_ϕ	n	$\frac{k_c}{\text{Rect}}$	$\frac{k_c}{b=R}$	$\frac{k_c}{b=D}$
27 Aug 58	60	Circ	2.95	0.27		13.1	26.2
		Circ	23.1	0.36		13.0	26.0
		Rect	22.0	0.33	13.5		
		Rect	22.8	0.24	14.1		
28 Aug 58	60	Rect	26.0	0.16	12.3		
		Rect	29.6	0.29	9.6		
29 Aug 58	60	Circ	28.2	0.1		16.8	33.6
		Circ	28.2	0.17		14.4	28.8
		Rect	26.8	0.1	15.9		
2 Sep 58	65	Rect	14.0	0.14	16.8		
		Rect	11.6	0.18	22.8		
		Circ	15.0	0.16		20	20
		Circ	16.8	0.11	15.9		
3 Sep 58	65	Rect	20	0.26	12.0		
		Circ	19	0.1		18.4	36.8
		Rect	18	0.22	12.9		
10 Sep 58	67	Circ	8.6	0.17		3.3	6.6
		Rect	10.7	0.18	3.6		
		Rect	9.9	0.17	2.4		
		Rect	10.3	0.17	4.0		
		Rect	8.6	0.21	3.9		
		Rect	10.0	0.21	1.8		
		Rect	9.3	0.21	3.2		
		Circ	8.8	0.25		3.5	7.0
		Circ	7.4	0.25		5.0	10.0

Notice the reasonable agreement between the values in columns 6 and 7 and the disagreement in columns 6 and 8.

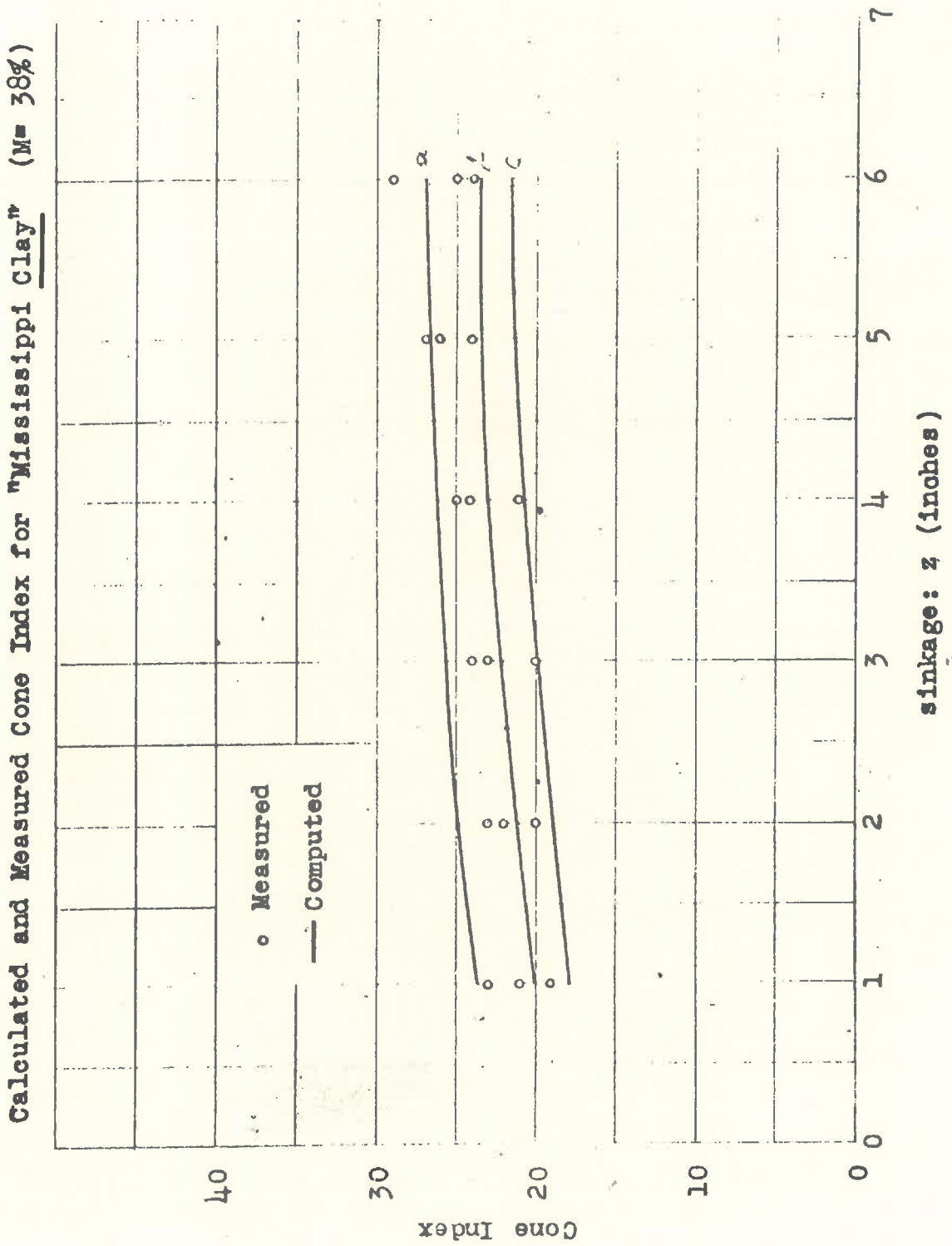
Comparaison des valeurs des coefficients de Bekker calculés différemment.

Fig 511 A



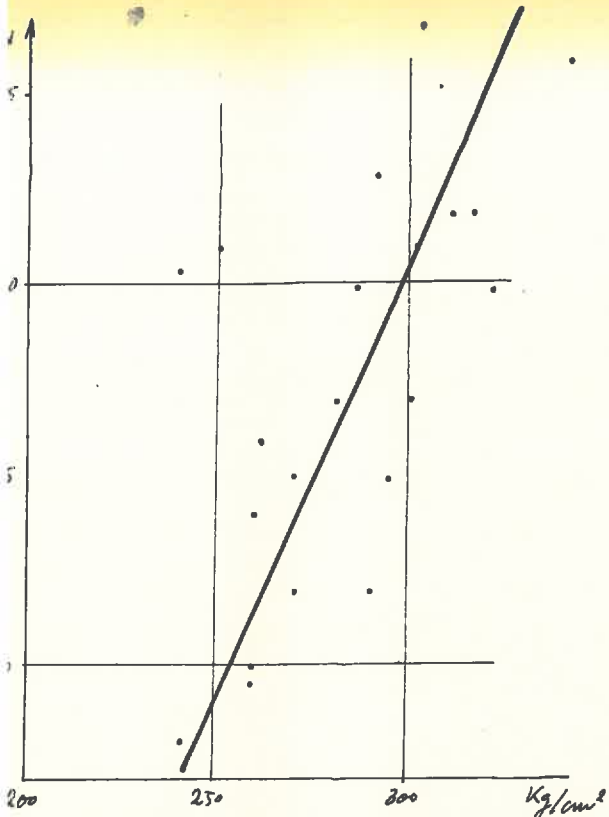
Curve 1

Fig 511 B



Curve 2

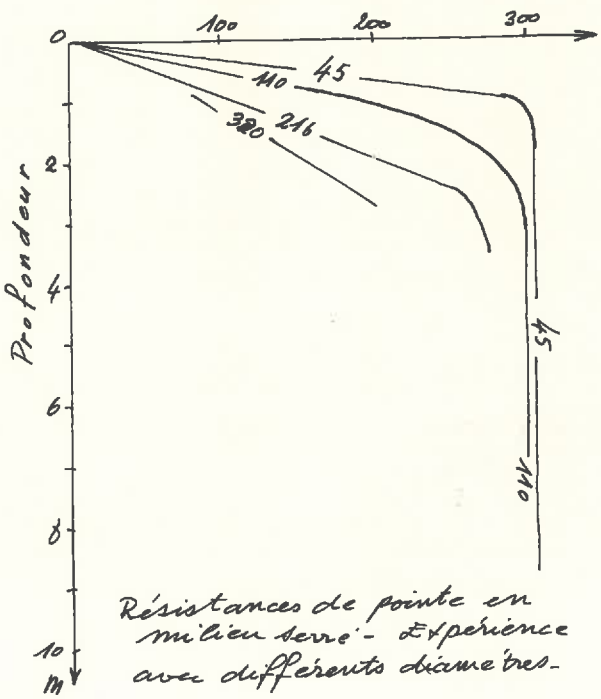
Fig 512



Pressions sur la pointe

pour D > 1 m

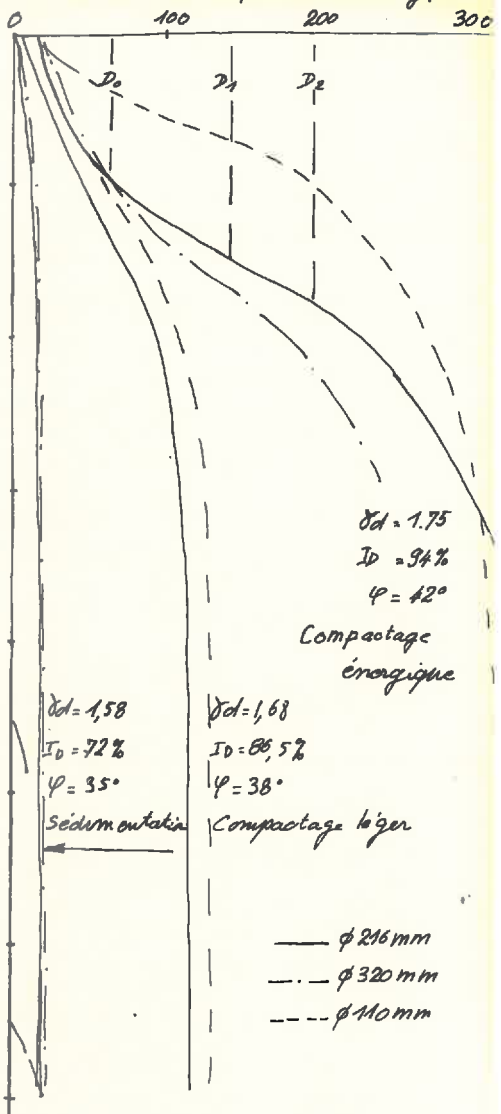
B = 45 mm de diamètre.



Résistances de pointe en milieu serré - Expérience avec différents diamètres.

(Cone Resistance Kg/cm²)

Pression de pointe P en Kg/cm²



Loi fondamentale de portance [illegible] pour pieux foncés en milieu sabl

Résultats expérimentaux.

KERISEL-L'HERMINIER-TCHENG
Montréal (1965)

KERISEL
Paris (1961)

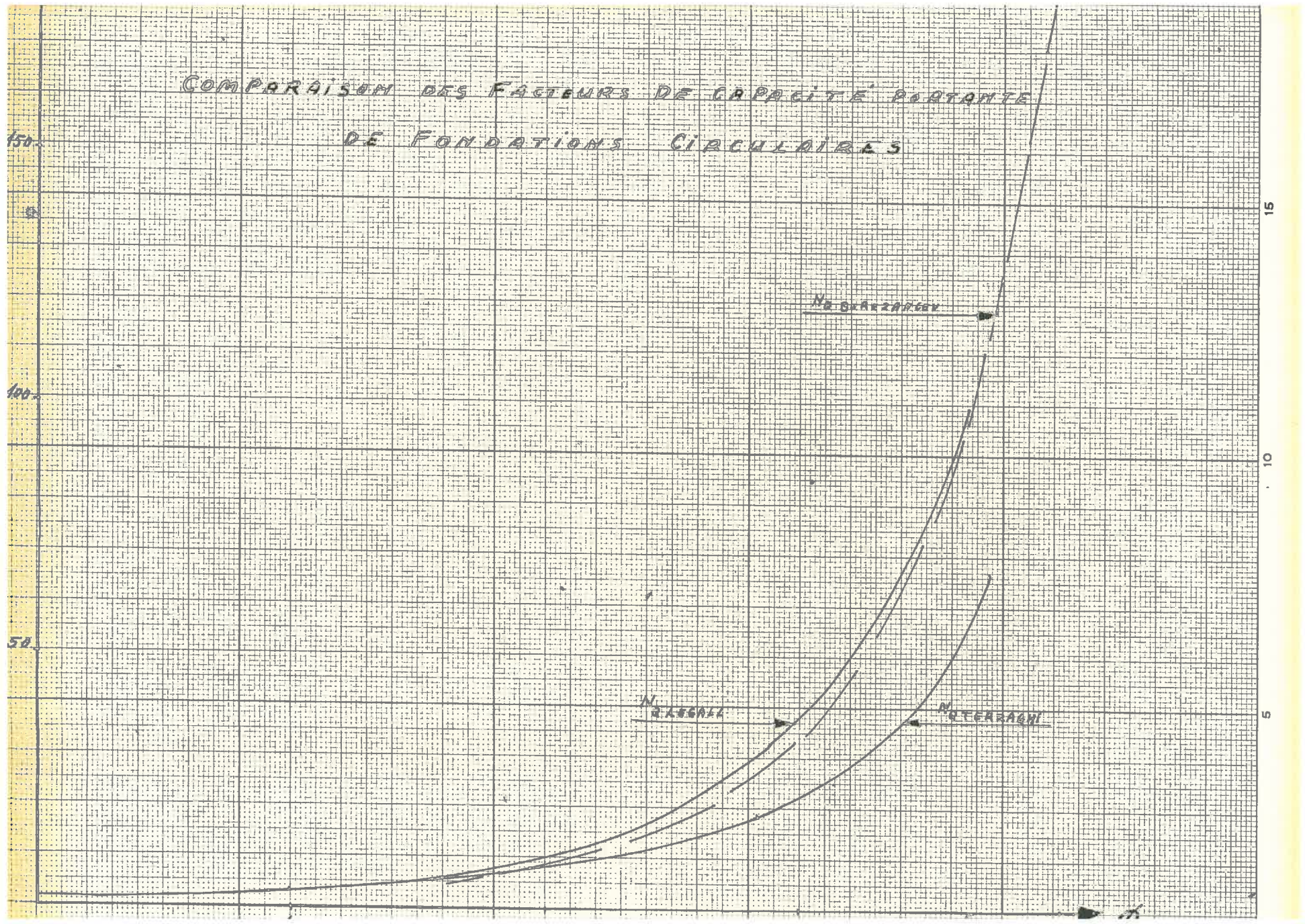
$$b\,R\,(\varphi_s) = \frac{R_p}{\lambda\,\gamma\,h_0}. \qquad (21)$$

Pratiquement le coefficient de frottement λ est égal à 1 pour les tubes lisses.

Les angles φ_s et φ des sables et graviers sont déterminés, d'après les diagrammes de pénétration, grâce au tableau ci-dessous.

φ_s	10°	12°	14°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°
$b\,R\,(\varphi_s)$	7,6	11,5	17,6	27,1	42,1	66	105	168	271	454	766
φ	15°	18°	20,5°	23°	26°	28,5°	31°	34°	36°	39°	41°

Calcul de l'angle de frottement interne Ø relatif à l'effort de pointe, par M. L'HERMINIER. pour un milieu pulvérulent.


COMPARAISON DES FACTEURS DE CAPACITÉ PORTANTE
DE FONDATIONS CIRCULAIRES
150
100
50
15
10
5
N_q (KREZANCEV)
N_γ (KREZANCEV)
N_q (TERZAGHI)

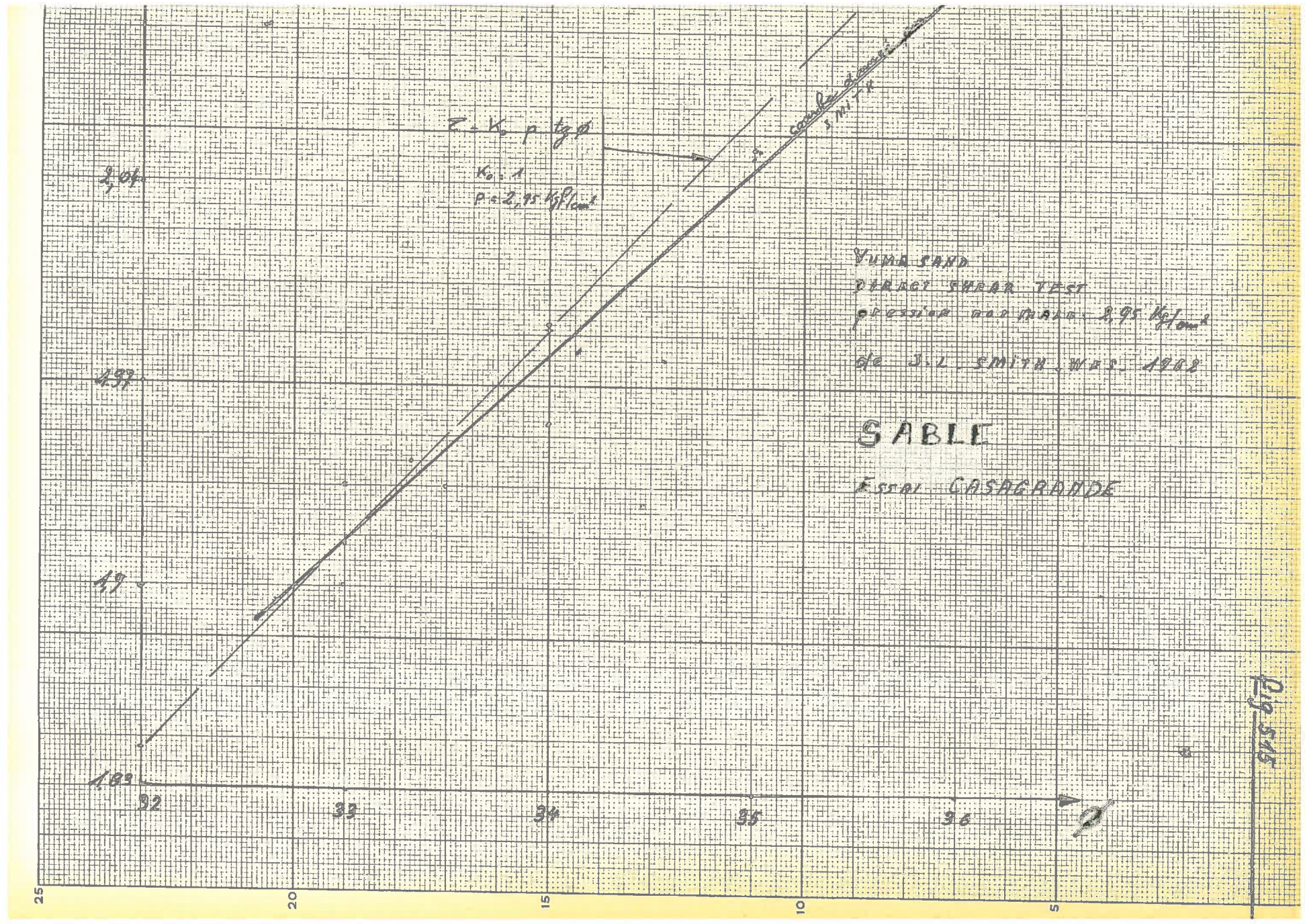
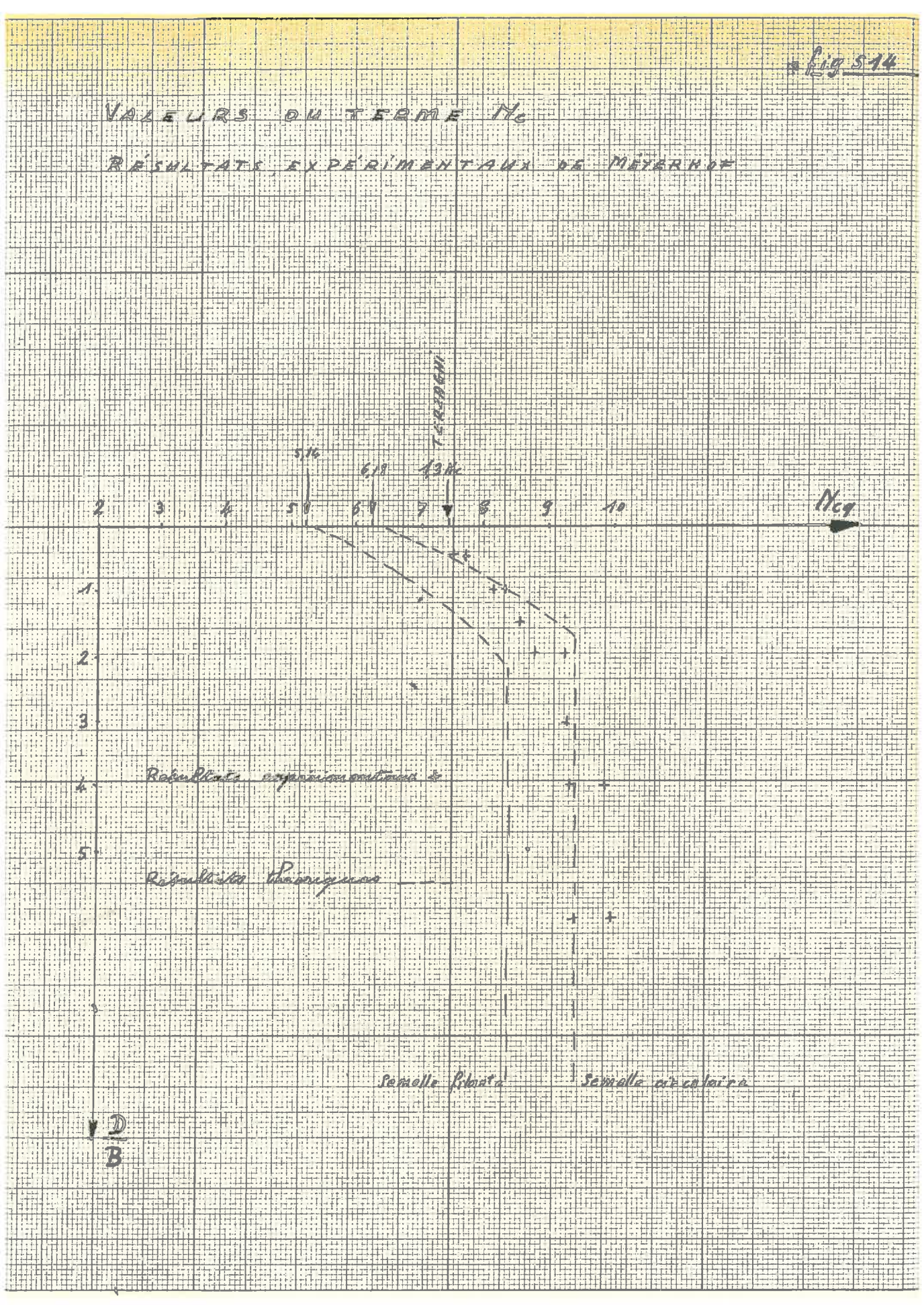

$\tau = K_o\, p\, tg\,\phi$
$K_o = 1$
$p = 2,95\ kg/cm^2$
ϕ
τ
τ_{max}
τ_{min}
$\frac{1}{2}\sigma_1$
$\frac{1}{2}\sigma_3$
1,89
32
33
34
35
36
25
20
15
10
5
YUMA SAND
DIRECT SHEAR TEST
pressure range 2,95 kg/cm²
de J.L SMITH, WES, 1963
SABLE
ESSAI CASAGRANDE
Fig 545

Fig 5-14

VALEURS DU TERME N_c

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX DE MEYERHOF

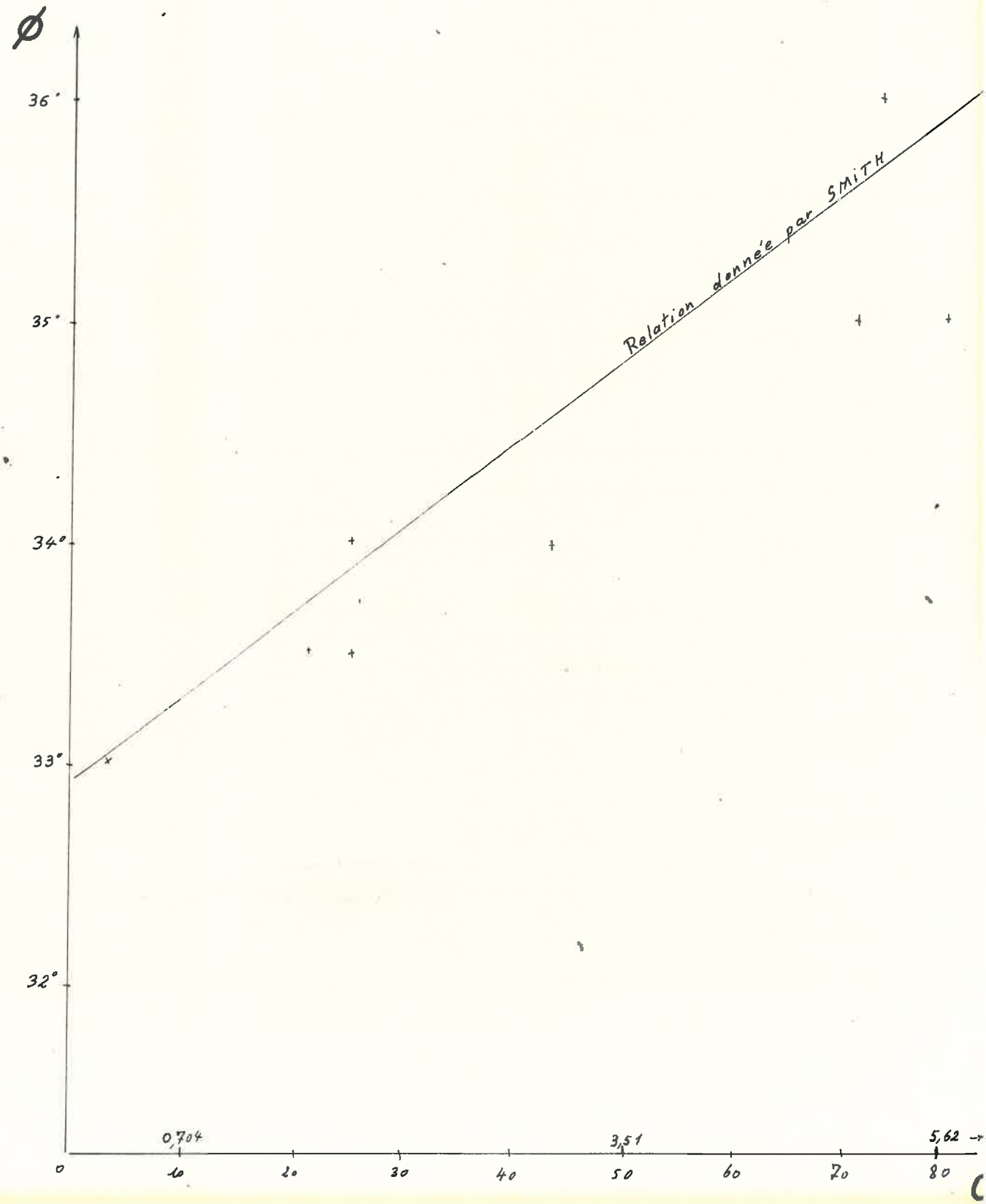


J.L. SMITH VES (1962) Pour un SABLE

Fig 516

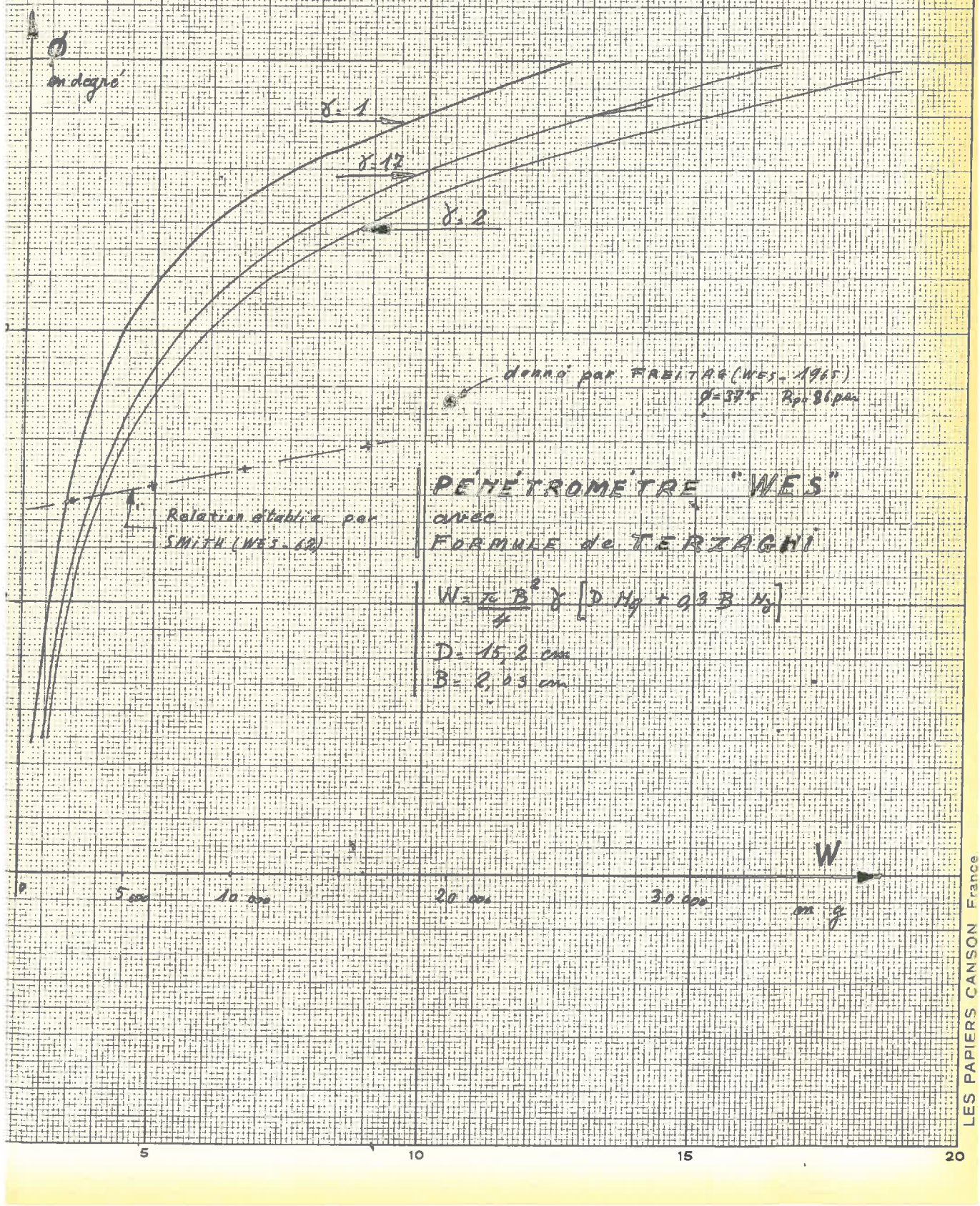
relation Ø - Cone Index

établie à partir des planches 14-15 et 26



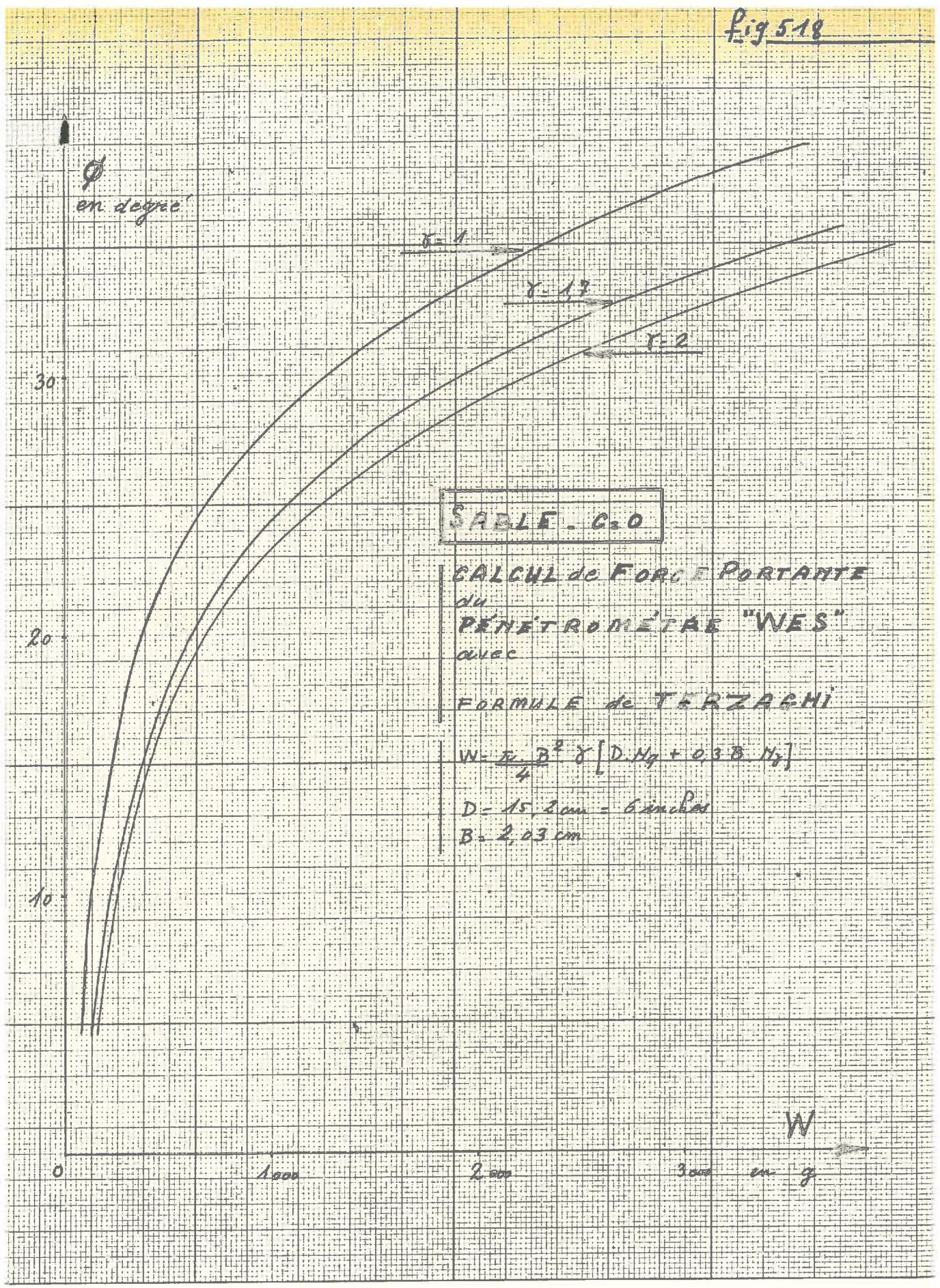
RELATION RESISTANCE EN POINTE - R_p
ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE : ϕ

SABLE c = 0



LES PAPIERS CANSON France

Fig 5.18



SABLE . C.O

CALCUL de FORCE PORTANTE
du
PÉNÉTROMÈTRE "WES"
avec
FORMULE de TERZAGHI

$$W = \frac{\pi}{4} B^2 \gamma \left[D.N_q + 0,3\, B.N_\gamma \right]$$

D = 15,2 cm = 6 inches

B = 2,03 cm

RELATION DE PECK ENTRE Ø, N_γ , N_q et N

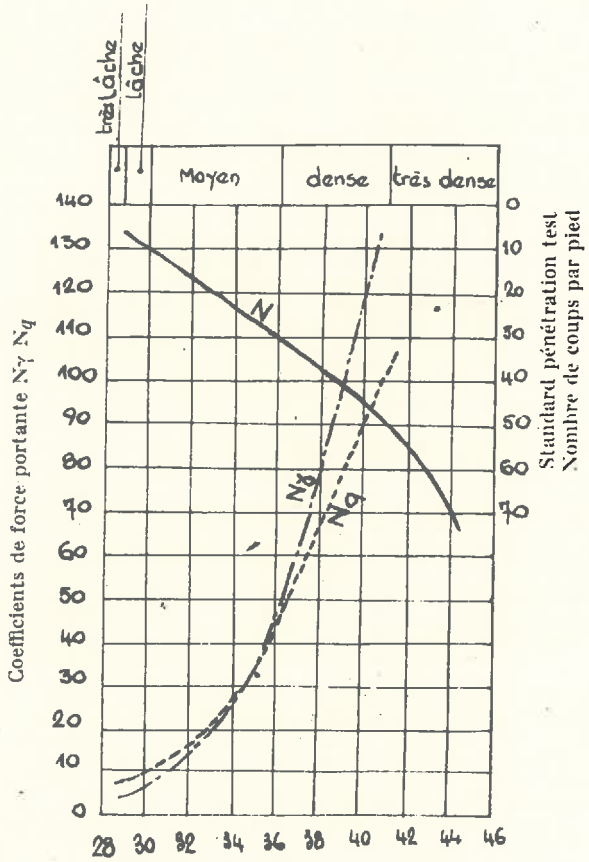
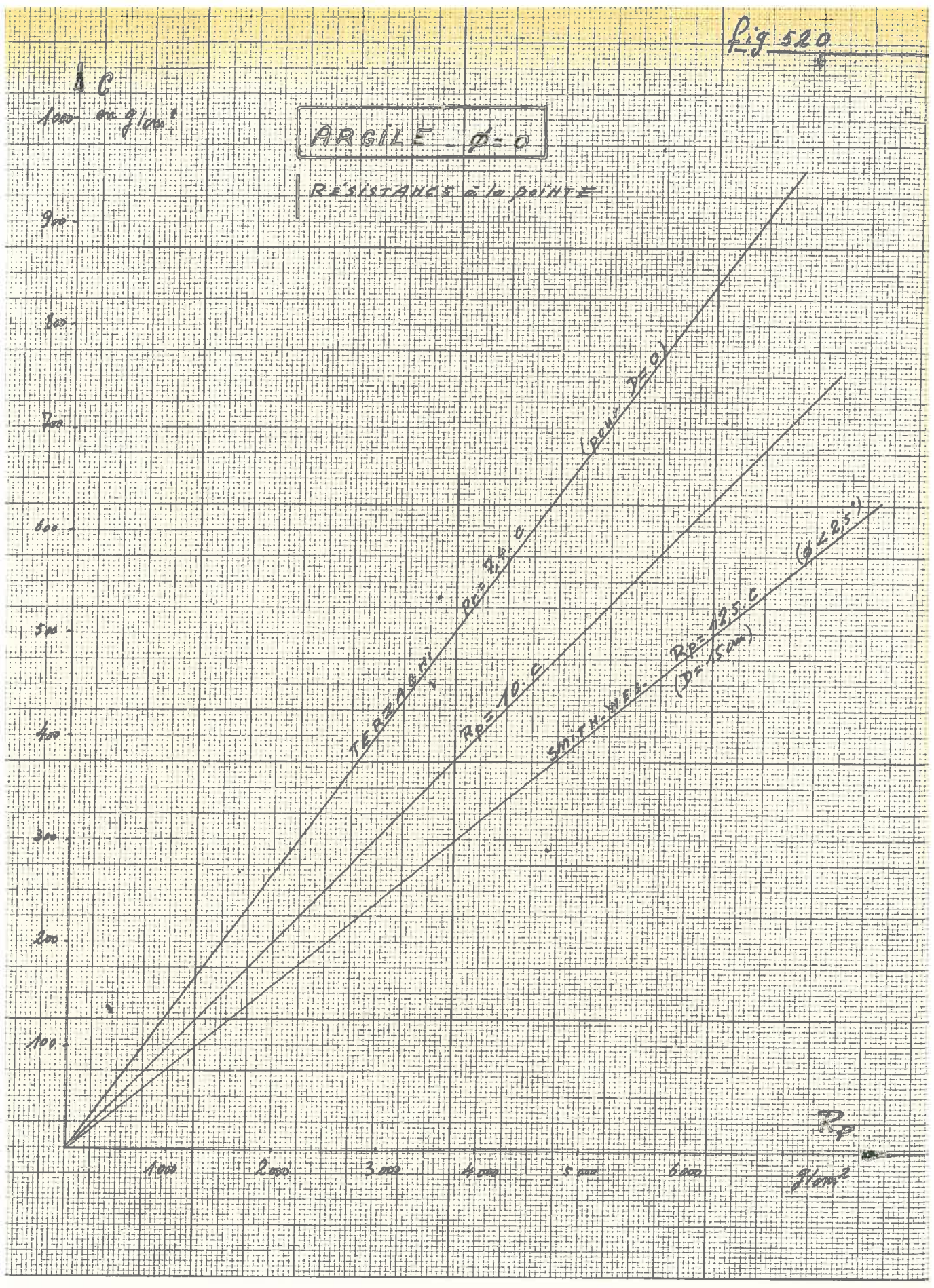


Fig. 67 (d'après B.B. Peck)

Fig 520


C
1000 en g/cm²
ARGILE φ = 0
RÉSISTANCE à la POINTE
900
800
700
600
500
400
300
200
100
(pour γ = 0)
TERZAGHI
Rp = 10. C
SMITH-WILDE
Rp = 12,5. C
(D = 15 cm)
(φ = 2,5°)
1000
2000
3000
4000
5000
6000
Rp
g/cm²

ARGILE

RELEVÉ de MESURES
avec :
PÉNÉTROMÈTRE "WES"

D = 6 mm² = 15,2 cm
B = 2,03 cm

30°

	Rp	C	$\gamma_{d\,pes}$	Φ	
Mound Clay	10 tsf	845	112		WES MP. 4-350
	8 500	600	99		
	6 800	352	92,1		
	4 900	220	85,6		
Vicksburg Clay	3600	494	88,5		
	2 330	268	83,4		
Alluvion "CH"	1490	112		0	FRELTAG (1965)
	2350	148		3°	
	5560	366		3°	WES-TR. 3-688
	g/cm²	g/cm²		degré	

Alluvion "CH"

Mound clay

Vicksburg

Rp = 12,5 g/cm²

0 — 2 000 — 4 000 — 6 000 — 8 000 — 10 000 — 12 000 — 14 000

10 psi

Rp g/cm²

Fig 521

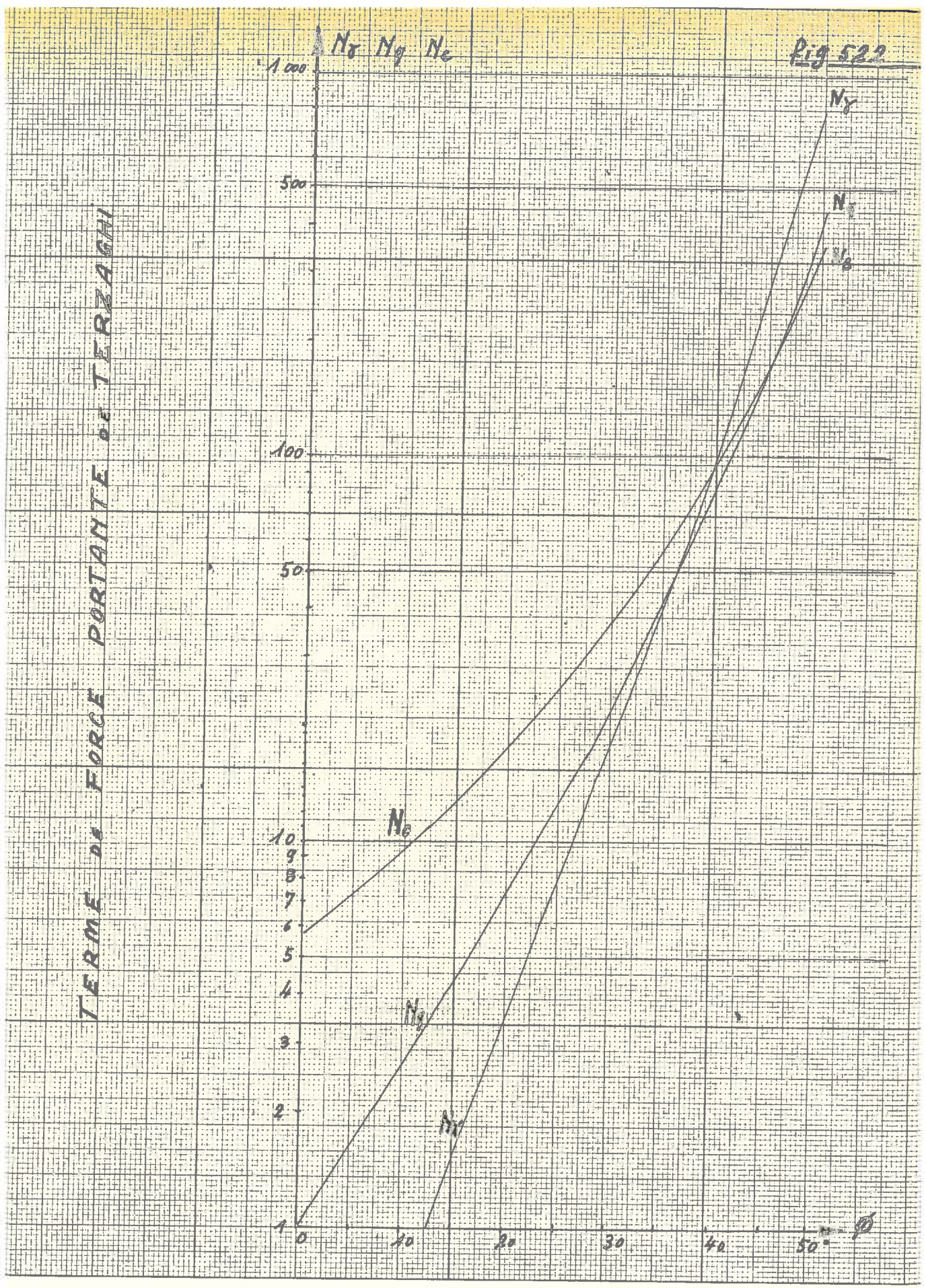
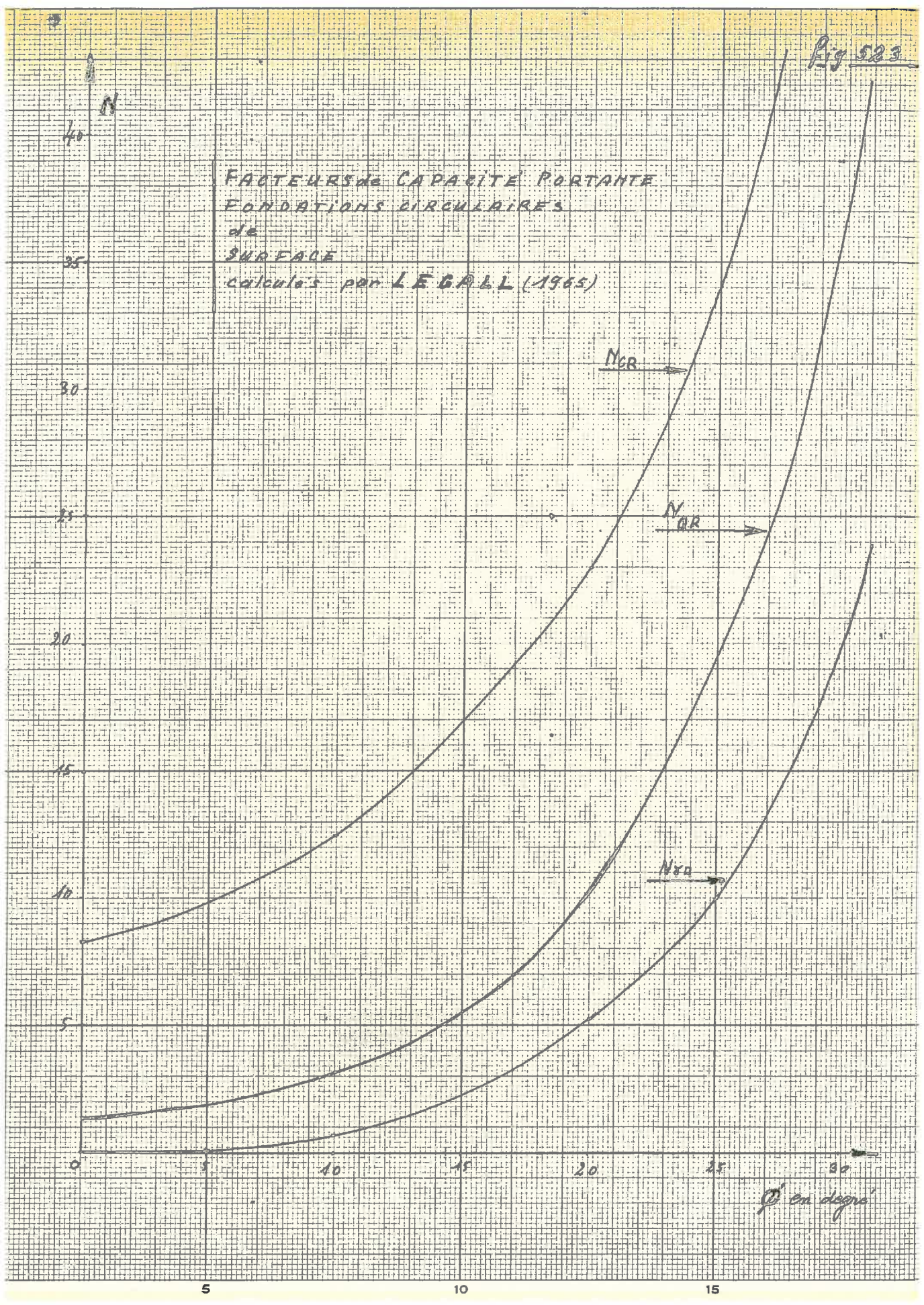


Fig 522
N_γ N_q N_c
TERME de FORCE PORTANTE de TERZAGHI
1 000
500
100
50
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
N_γ
N_q
N_c
0
10
20
30
40
50°
ϕ

Fig 523



FACTEURS de CAPACITÉ PORTANTE
FONDATIONS CIRCULAIRES
de
SURFACE
calculés par LEGALL (1965)

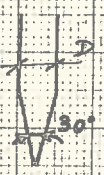
Fig. 584

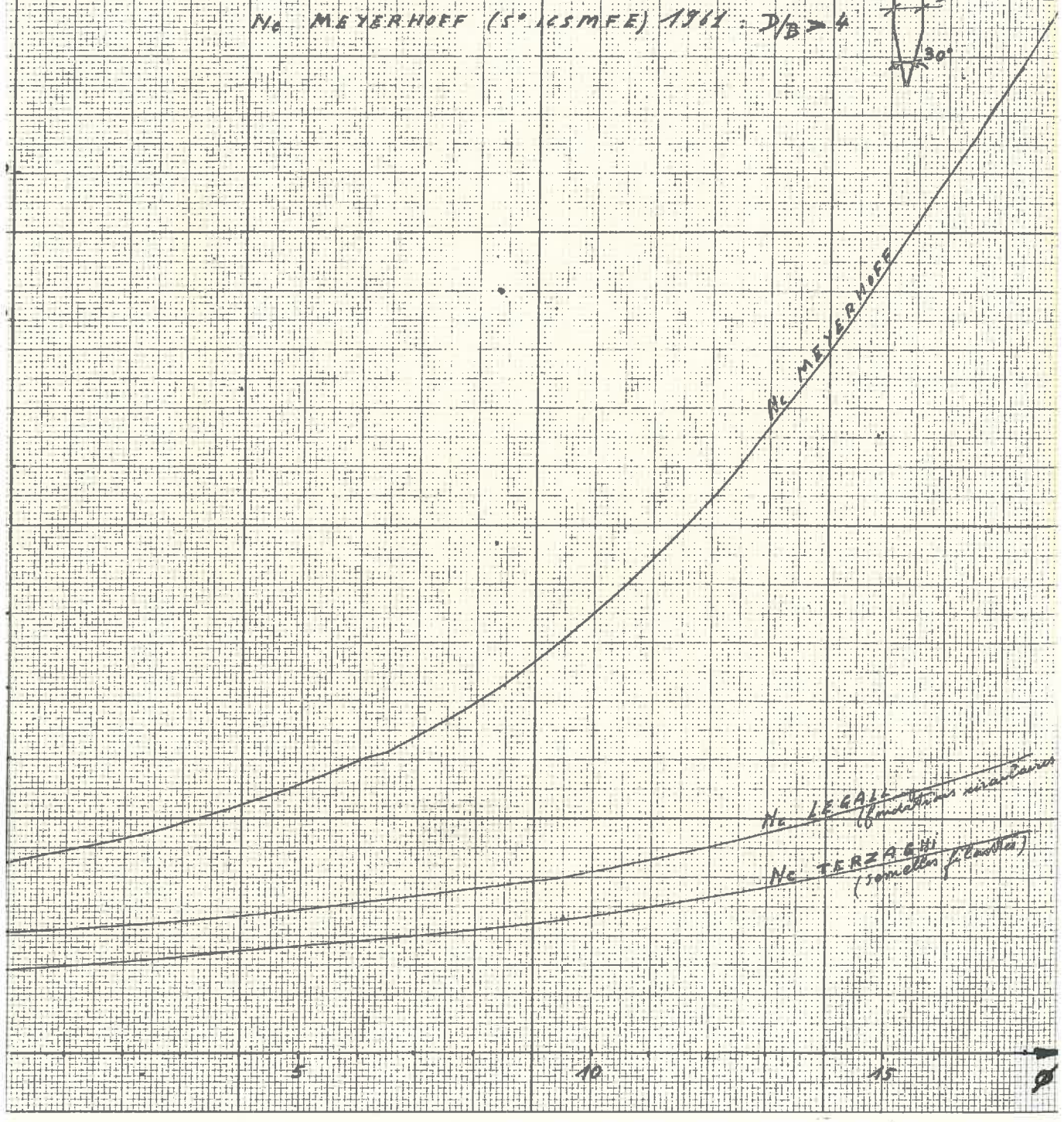
N_c

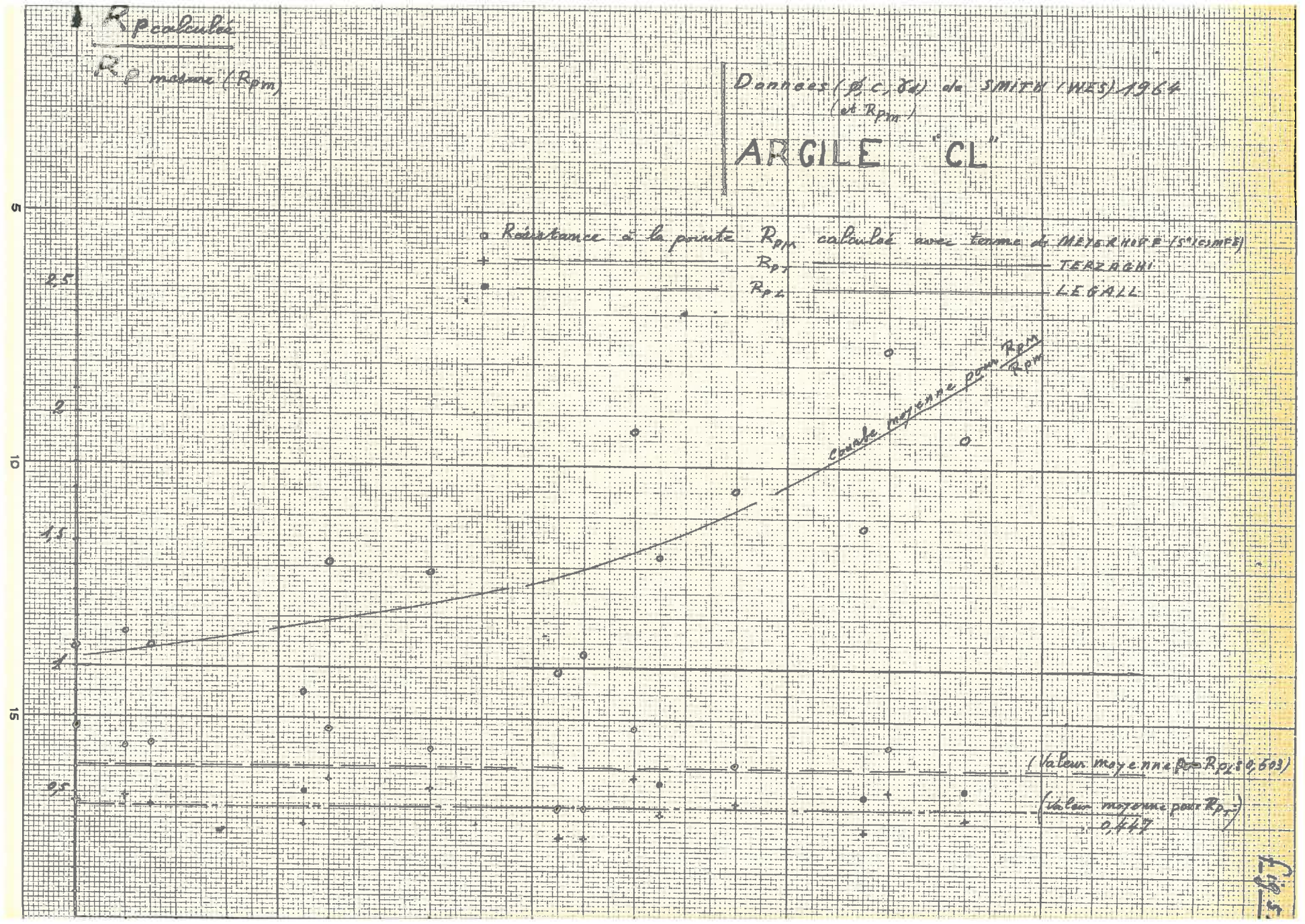
TERME DE FORCE PORTANTE

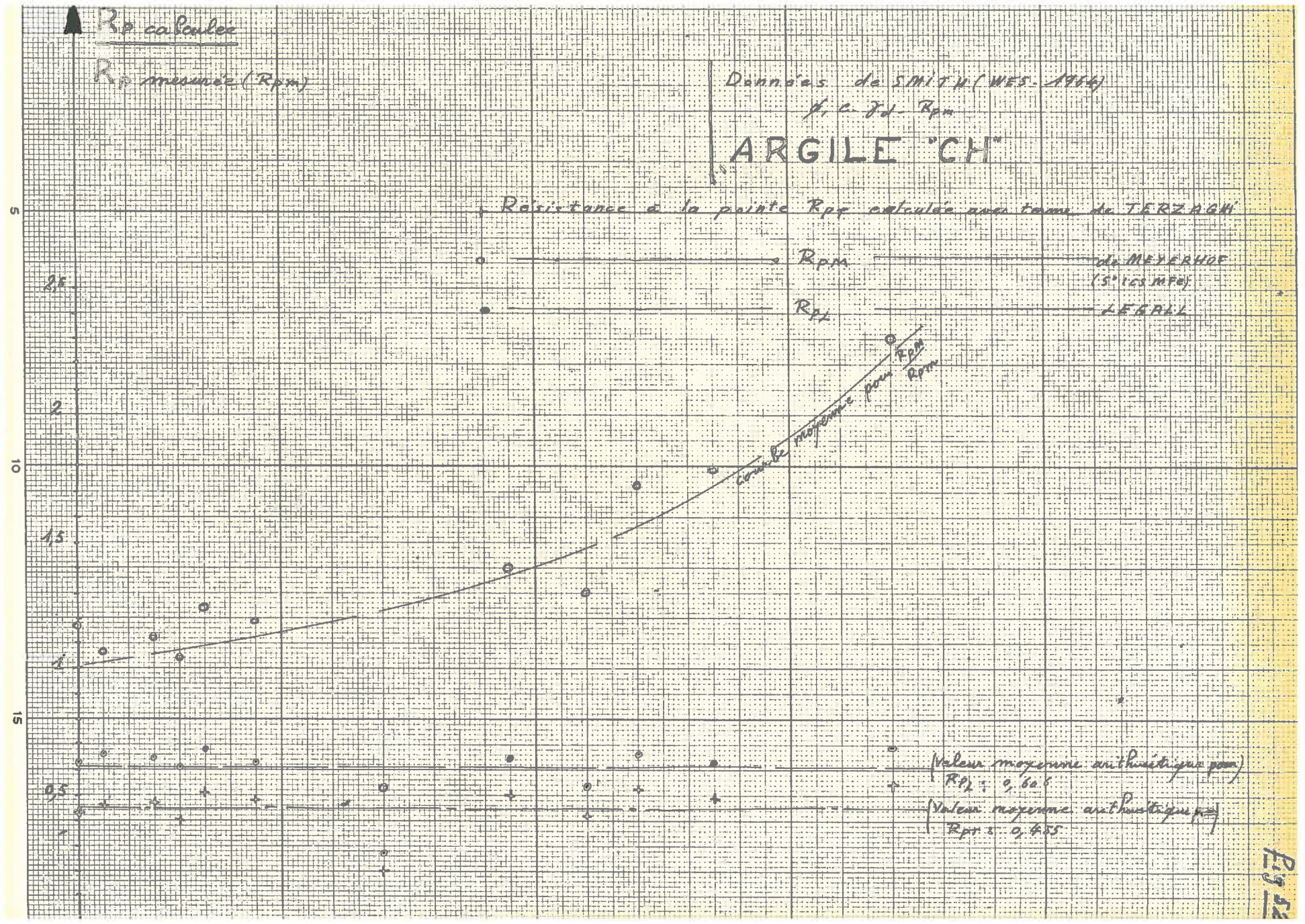
N_c LEGALL
N_c TERZAGHI
} pour fondations de surfaces

N_c MEYERHOFF (5° ICSMFE) 1961 : $D/B > 4$





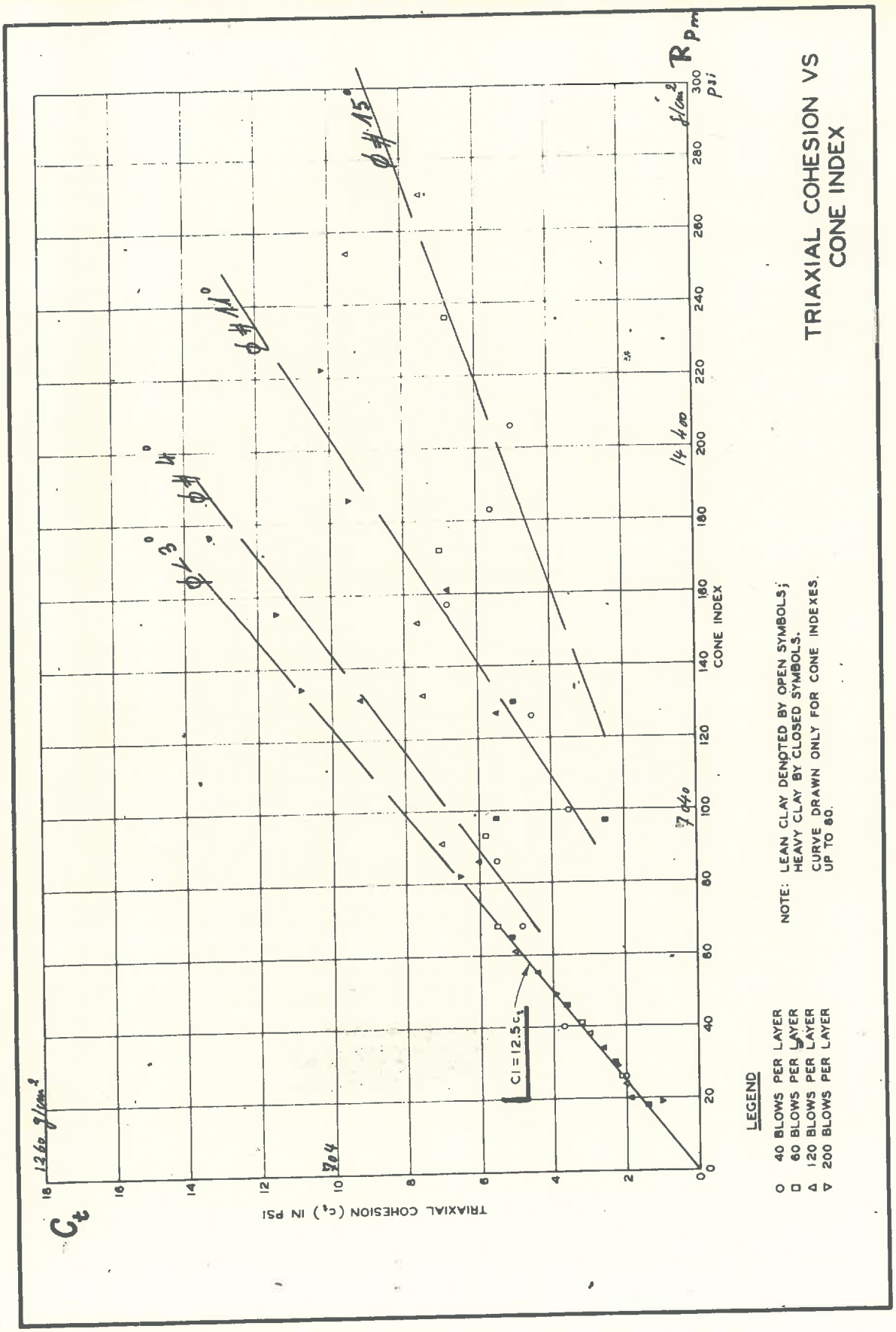

R_p calculée / R_p mesurée (R_{pm})
Données (ϕ, c, δ_d) de SMITH (MES) 1964 (et R_{pm})
ARGILE "CL"
Résistance à la pointe R_{pK} calculée avec formule de MEYERHOFF (5e EDITION)
R_{pT} TERZAGHI
R_{pL} LEGALL
Courbe moyenne pour $\frac{R_{pm}}{R_{pK}}$
(Valeur moyenne pour R_{pL} : 0,603)
(Valeur moyenne pour R_{pT} : 0,417)
2,5
2
1,5
1
0,5
5
10
15


R_p calculée
R_p mesurée (R_{pm})
Données de SMITH (WES. 1964)
ϕ, c, γ_d, R_{pm}
ARGILE "CH"
Résistance à la pointe R_{pf} calculée avec terme de TERZAGHI
R_{pM} de MEYERHOF (5" ICS MFE)
R_{pL} LEGRAL
courbe moyenne pour $\frac{R_{pf}}{R_{pm}}$
(Valeur moyenne arithmétique pour R_{pL} : 0,68)
(Valeur moyenne arithmétique pour R_{pf} : 0,455)
2,5
2
1,5
1
0,5
5
10
15

J.L. SMITH WES (1962) Pour une ARGILE

relation C_t - R_{pm}

Fig 527



ARGILE "CL"

Donnees de SMITH (WES) 1964

TABLE 53

γ_d g/cm³	ϕ deg	C g/cm²	R_{pm} g/cm²	$\frac{R_{pm}}{C_t}$	N_{ct} Terzaghi	$R_{pr} = C \cdot N_{ct}$	$\frac{R_{pT}}{R_{pm}}$	N_{cM} Meyerhof	$R_{pM} = C \cdot N_{cM}$	$\frac{R_{pm}}{R_{pM}}$	N_{cL} Lagall	$R_{pL} = C \cdot N_{cL}$	$\frac{R_{pL}}{R_{pm}}$	$\frac{R_{pm}}{\gamma_y}$
1,42	0	260	2816	10,8	5,7	1482	0,526	13	3380	1,19	8,25	2145	0,99	10,5
1,37	0	140	1830	13		798	0,436		1820	0,995		1155	0,65	9,7
1,42	0	225	2886	12,8		1280	0,443		20125	1,013		1856	0,65	11,4
1,38	0	147	1830	12,4		838	0,457		1911	1,044		1625	0,9	10,8
1,40	0	211	2675	12,6		1200	0,448		2743	1,026		1740	0,66	8,6
1,37	0	140	1610	12		798	0,472		1820	1,076		1155	0,7	9,2
1,47	1	352	4294	12,2	6	2110	0,491	13,6	4787	1,114	8,4	2957	0,69	9,2
1,49	1,5	387	4887	14,2	6,1	2360	0,482	14,5	5611	1,148	8,5	3290	0,69	10,9
1,46	1,5	338	4787	12,4		2061	0,43		4900	1,023		3300	0,7	10,9
1,47	4,5	478	11052	23,1	7,2	3440	0,311	17,2	8220	0,743	9,5	4541	0,415	16,6
1,51	4,5	408	6547	16,1		2937	0,448		6940	1,060		3876	0,6	11,8
1,5	5	432	6400	13	7,3	3590	0,560	18,4	9050	1,414	9,8	4820	0,76	11
1,43	7	387	6054	15,6	8,1	3135	0,517	21,6	8360	1,38	10,5	4064	0,68	
1,41	9,5	316	8870	28	9,4	2970	0,334	28	8848	0,997	12,3	3885	0,445	
1,47	10	246	7040	28,6	9,6	2360	0,335	30	7380	1,048	12,5	3075	0,445	13,4
1,56	11	528	9290	17,6	10,1	5330	0,573	34	17950	1,932	13,3	7022	0,77	
1,5	11,5	492	12108	24,6	10,5	5165	0,426	35,6	17515	1,446	13,5	6640	0,55	14,2
1,43	13	394	12880	32,7	11,8	4650	0,361	42,4	16705	1,296	15	5910	0,47	
1,56	13	535	10700	20	11,8	6313	0,59	42,4	22680	2,119	15	8025	0,76	11
1,54	15,5	528	19000	36	13,5	7128	0,375	56,5	29830	1,57	17,5	9240	0,495	
1,57	16	663	17800	26,8	14	9365	0,526	60	40140	2,26	18,5	12400	0,695	

Donnees de SMITH (WES) 1964 ARGILE "CH"

γ_d g/cm³	ϕ	C g/cm²	Rpm g/cm²	Rpm / c t	N_{cT} Terzaghi	$R_{pT} = C \cdot N_{cT}$	R_{pT}/Rpm	N_{cM} Meyerhof	$R_{pM} = C \cdot N_{cM}$	R_{pM}/Rpm	N_{cL} Legall	$R_{pL} = C \cdot N_{cL}$	R_{pL}/Rpm	Rpm/τ_v
1,21	0	162	2 112	13,05		924	0,438					1340	0,635	10
1,16	0	98	1 267	12,85		553	0,435					808	0,645	9,5
1,24	0	183	2 393	13,1		1040	0,434					1510	0,63	11
1,18	0	133	1 408	10,5	5,7	758	0,53	13	2 340	1,164		1100	0,78	10
1,35	0	422	3				0,433					3480		
1,30	0	274	3 450	12,55		1560	0,452				8,25	2260	0,65	8,75
1,21	0	162	2 110	13		924	0,438					1340	0,635	8,8
1,16	0	70,4	1338	19		401	0,3					580	0,44	7,9
1,30	0,5	309	3872	12,5	5,8	1790	0,462	13,5	4 170	1,07	8,25	2550	0,66	10,6
1,26	1,5	253	3 238	12,8		1540	0,475					2 100	0,645	10
1,45	1,5	809	10 900	13,5	6,1	4940	0,453	14,5	8 280	1,131	8,5	6 800	0,625	10,2
1,46	1,5	760	9 430	12,4		4640	0,492					6400	0,67	
1,41	1,5	457	5770	12,6		2780	0,482					3885	0,665	8,9
1,38	2	422	6 054	14,3	6,2	2620	0,4	15	6 320	1,04	8,7	3670	0,603	11,2
1,3	2,5	359	4570	12,5	6,5	2330	0,51	16	5700	1,247	8,8	3100	0,685	10,8
1,42	3,5	647	9200	14,2	6,8	4400	0,478	17	11000	1,195	9	5820	0,627	
1,25	6	176	6820	38,8	7,7	1354	0,198	20	3520	0,516	10	1720	0,255	11,8
1,29	8,5	387	6890	17,8	8,8	3410	0,495	25	9700	1,40	11,5	4450	0,64	
1,38	10	387	8900	23,1	9,6	3720	0,418	30	11000	1,3	12,5	4840	0,54	10,2
1,32	11	668	13200	19,8	10,1	6950	0,525	34	22700	1,72	13,3	8885	0,67	10,7
1,3	12,5	478	11900	23,7	11,2	5350	0,473	40	24000	1,78	14,5	6930	0,605	11
1,43	12,5	718	15600	21,8	11,2	8050	0,515	40			14,5	10410	0,665	

TABLE 54

Fig 52 a

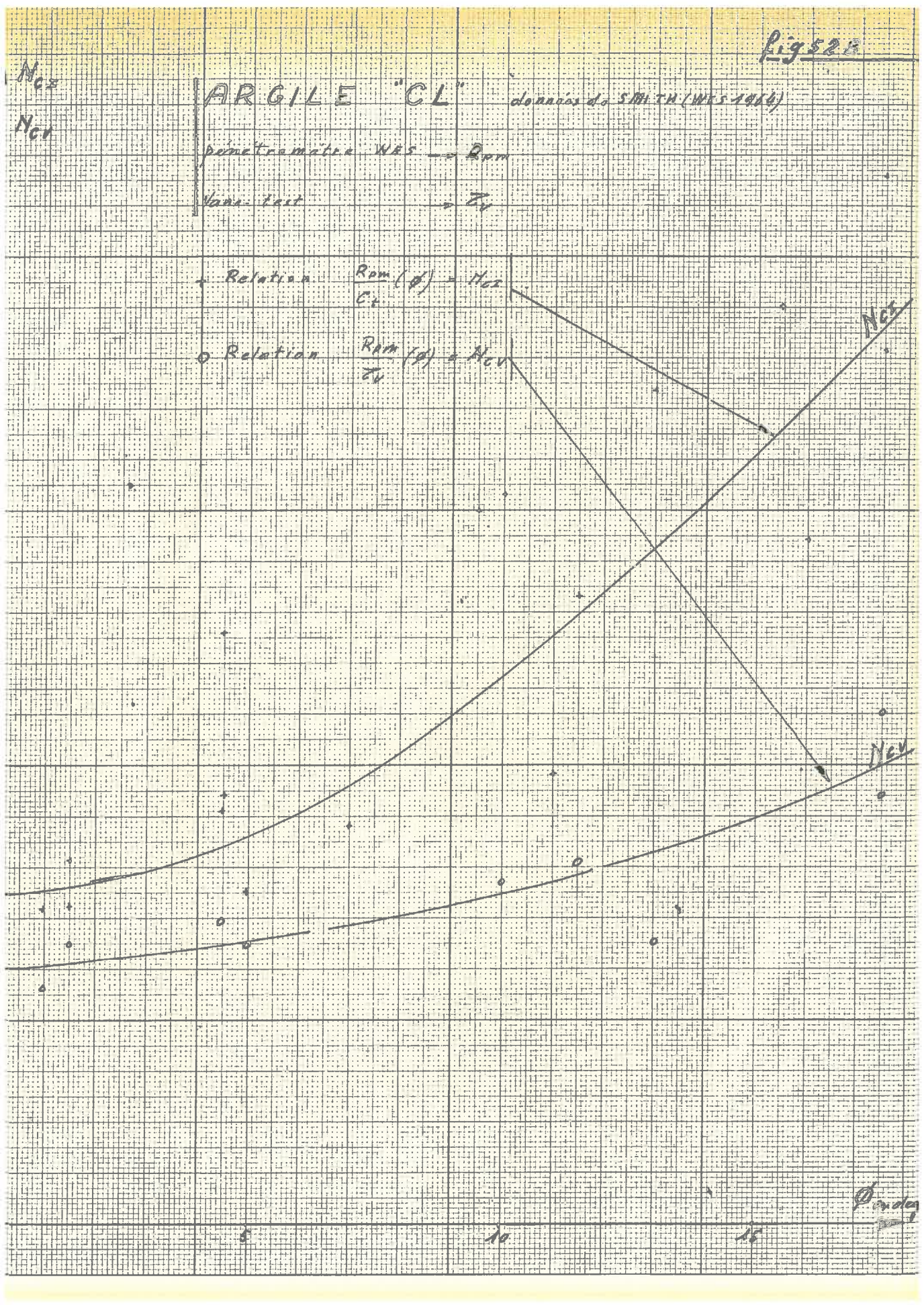

N_{cz}
N_{cr}
ARGILE "CL" données de SMITH (WES 1954)
pénétromètre WES → Q_{pm}
Vane-test → τ_v
Relation $\frac{R_{pm}}{c_z}(\phi) = N_{cz}$
Relation $\frac{R_{pm}}{\tau_v}(\phi) = N_{cv}$
N_{cz}
N_{cv}
5
10
15
ϕ (radians)

Fig. 529

N_{cs}

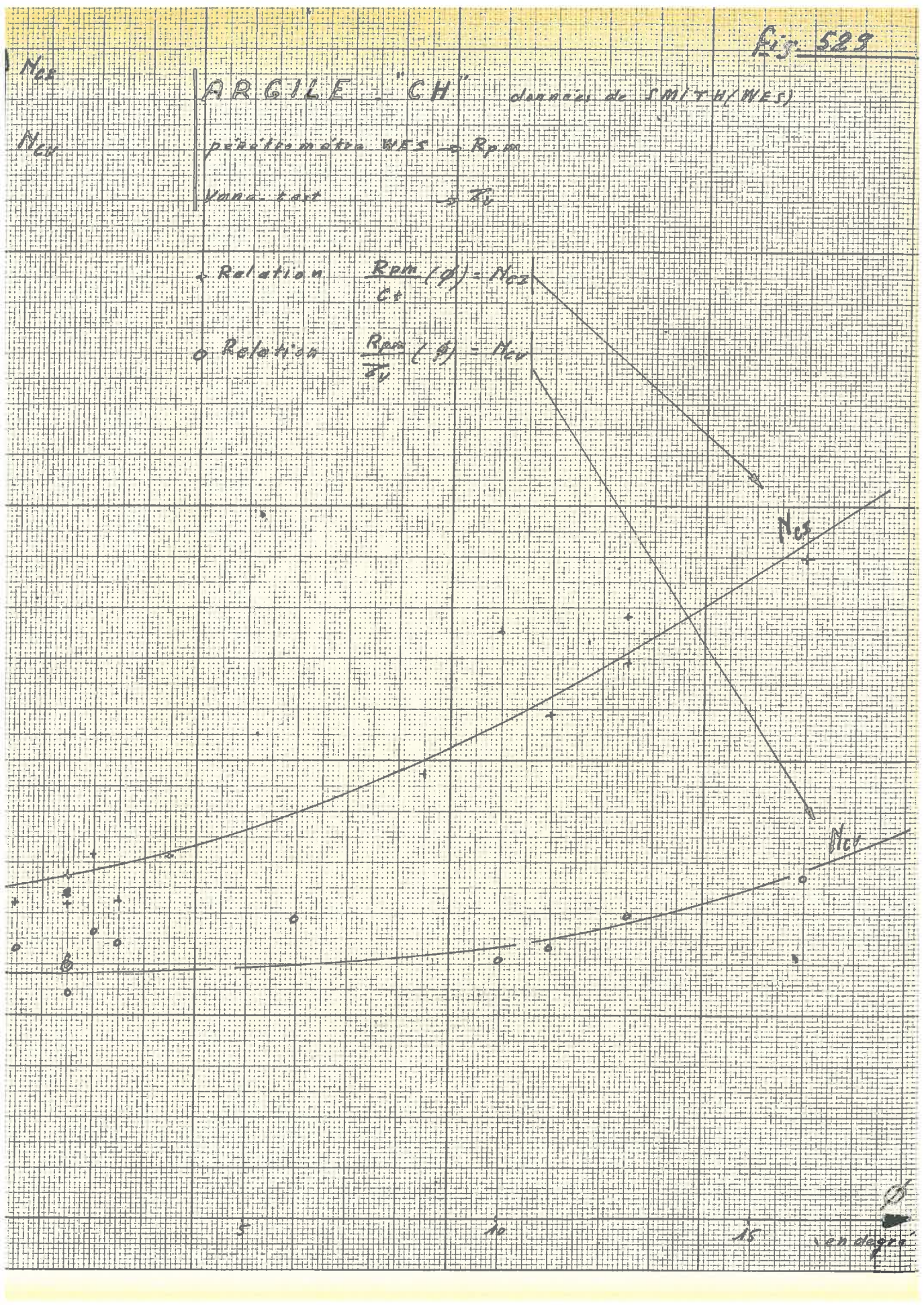
N_{cv}

ARGILE "CH" données de SMITH (WES)

pénétromètre WES → R_{pm}

Vane test → τ_v

- Relation $\frac{R_{pm}}{C_t}(\phi) = N_{cs}$
- Relation $\frac{R_{pm}}{\tau_v}(\phi) = N_{cv}$



6 - LE PENETROMETRE AERIEN [311]

Cet appareil est lancé avec un fusil et lors de son enfoncement dans le sol, il indique si le sol offre ou non une résistance fixée par avance. Il est décrit par la fig. 6.1 et la fig. 6.2.

La mise au point de cet appareil consista à étudier les relations entre :

- profondeur de la pénétration dans le sol
- vitesse juste avant l'impact > 70 ft/sec
- accélération du "pénétromètre aérien" lors de la pénétration dans le sol
- valeur du C I (résistance du sol)
- valeur de la force d'impact $F = \frac{W}{g} a$

$$g = 32,16 \text{ ft/sec}^2$$

c'est celle agissant sur la pointe (spike) du pénétromètre aérien.

Les relations profondeur de pénétration - vitesse
et décélération - vitesse
nous sont données par les courbes 6.2.A et 6.3.A.

Les essais faits à Vicksburg ont montré que la force d'impact ne dépend que très peu de la vitesse (pour une vitesse variant de 70 à 170 ft/sec), mais surtout du C I. Aussi, si l'on ignore l'influence de la vitesse on a une relation linéaire entre force d'impact et C I (fig. 6.3.B).

Lors des essais sur le terrain, la vitesse du
aérien était de 100 ft/sec. Ces essais ont permis de tra
des courbes : profondeur de pénétration - C I ou R C I. Mai
nous n'avons pu trouver une courbe - force d'impact - C I da
le document [31].

De même, nous n'avons pu trouver les courbes :

- Teneur en eau - force d'impact (voir fig. 6.4)
- Teneur en eau - profondeur de pénétration.

Il est toutefois possible de les établir à partir
des tables figurant en [31] (Voir fig. 6.4.).

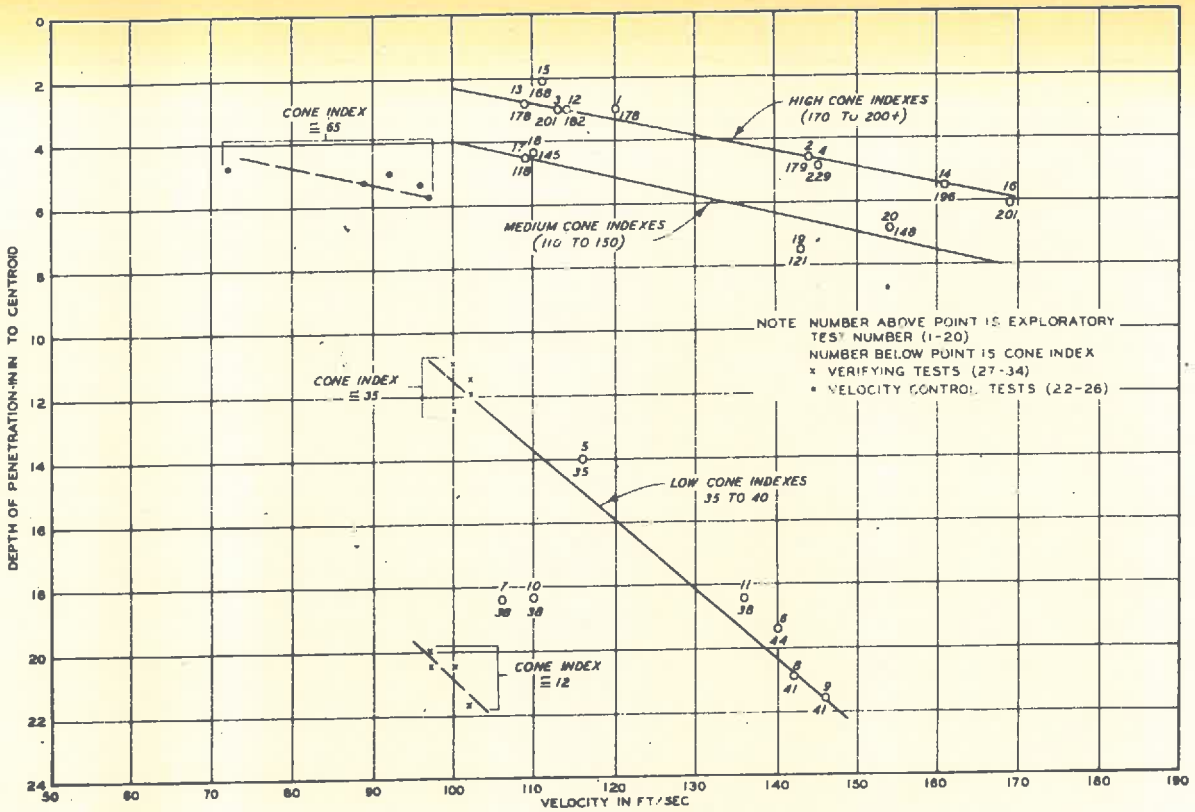
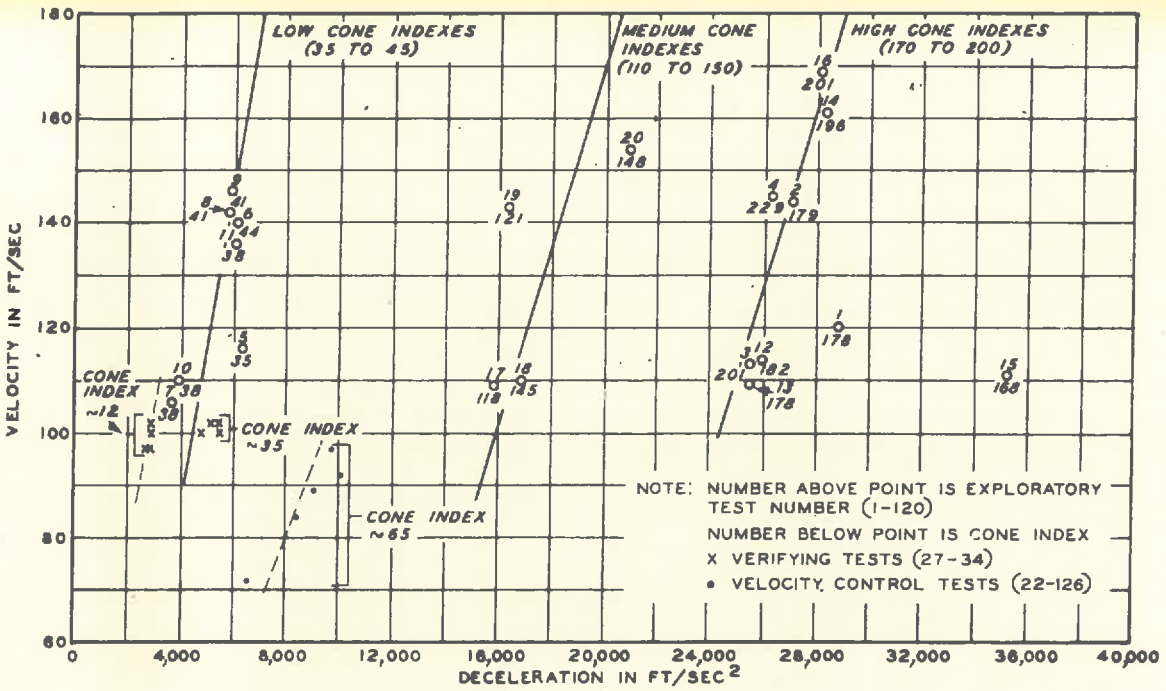


Fig. 8. Velocity-penetration relationships

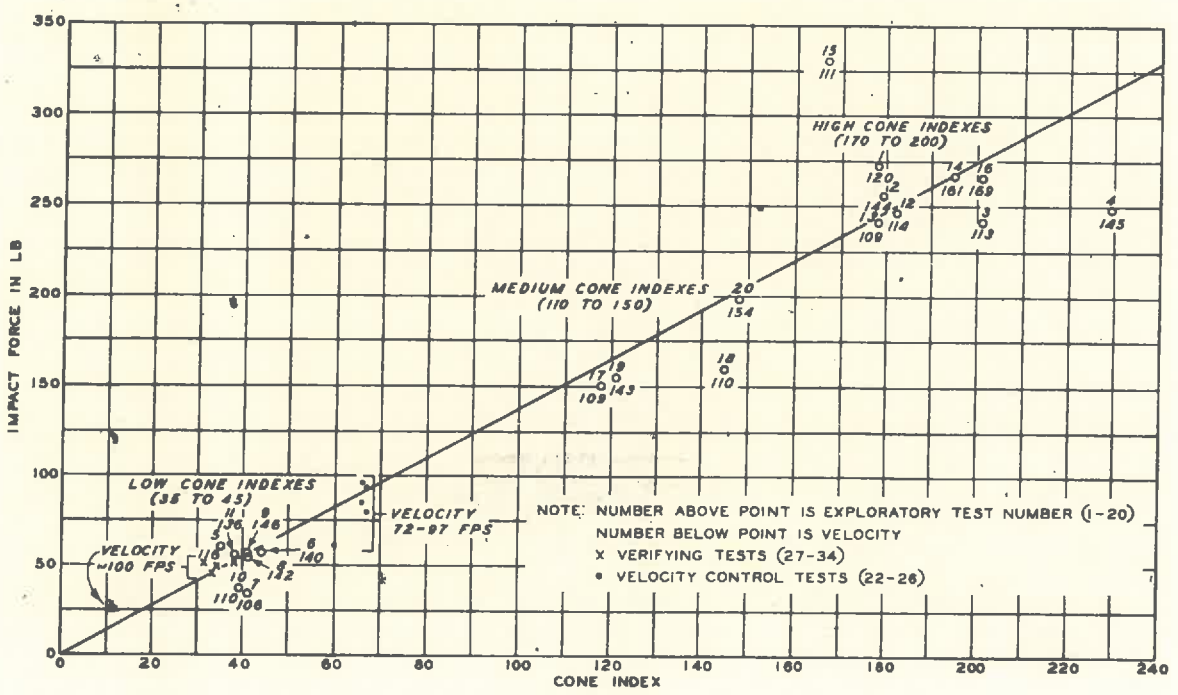
B DESCRIPTION DU PENETROMETRE AERIEN

14. The over-all length of the penetrometer is 30.5 in., the outside diameter of the barrel is 1.5 in., and its weight is 1.19 lb. Critical weights and dimensions of certain parts of the instrument (see fig. 1b) are as follows:

Part	Weight, lb	Length, in.	Diameter
Flare assembly	0.2978	--	--
Spring	0.0128	approx 2-1/4	--
Cone	--	2	Top, 1-1/2 in.; bottom, 1/2 in.
Spike	--	2	1/2 in. for 1 in. then tapers to point



A Fig. 9. Velocity-deceleration relationships



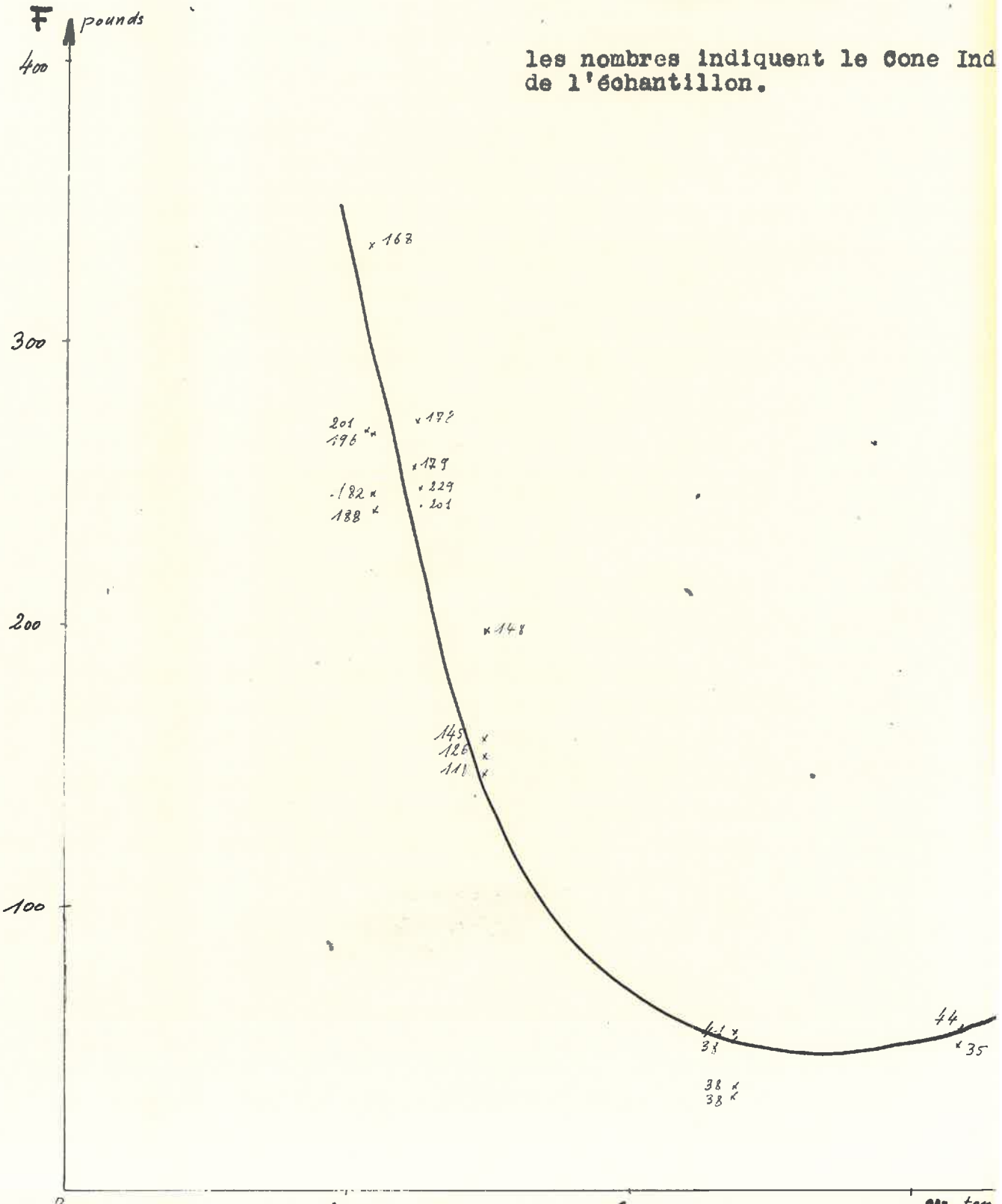
B Fig. 11. Impact-cone index relationship

Fig

Pénétrométer AERIEN "WES"

Relation Force d'impact
-teneur en eau

les nombres indiquent le Cone Ind
de l'échantillon.



7 - LE VANE TEST

7.1 Présentation :

Cet appareil est constitué de 4 pales que l'on enfonce verticalement dans le sol et auxquelles on applique ensuite un couple (fig. 700 a et c).

On relève le couple appliqué en fonction de la rotation des pales.

De nombreux travaux accomplis surtout par des Scandinaves ont permis d'étudier l'influence :

- des dimensions H, d, $\frac{H}{d}$
- de la vitesse de rotation

sur les résultats de mesures.

On a étudié la relation entre les mesures de la résistance au cisaillement avec le Vane et les mesures au laboratoire de :

- C_t cohésion (au triaxial U.N.C.)
- q_u résistance à la compression simple
- limites d'Atterberg.

Lors d'un essai de cisaillement d'un sol, la contrainte de cisaillement a pour valeur :

$$\tau = c + \sigma' . \operatorname{tg} \phi$$

σ' : contrainte effective normale

$= \sigma - u$.

Dans un essai au Vane (assimilé à un essai non drainé) la contrainte de cisaillement a pour valeur :

$$\tau_v = c_u + k_o \cdot \gamma \cdot D \cdot \operatorname{tg} \phi_u$$

Pour pouvoir déterminer c_u et ϕ_u, il nous faut connaître :

k_o : coefficient de poussée des terres au repos
γ
D

Pour une argile saturée avant tout drainage $\sigma' = 0$ donc $\tau = c_u$ = cohésion non drainée: c_u.

"Dans l'essai au Vane sur des sols argileux imperméables, même à faible vitesse, on peut admettre que nous sommes dans ces conditions et que $\tau = c_u$".

Il existe plusieurs types de "Vane-test". Ils se différencient par la forme des palettes et pour leur mode d'introduction dans le sol.

Les résultats des mesures sont influencés par :

1) <u>La vitesse de rotation</u> :

CADLING et ODENSTAD [405] ont estimé que la vitesse de rotation la plus favorable est $\frac{1}{10}$ de degré/seconde. A une vitesse plus rapide, les résultats sont de 15 à 30 % plus forts. Cette vitesse semble être la plus faible qu'il ait été possible d'obtenir (Voir fig. 700b et 701).

La vitesse de 1/10°/sec est adoptée par tous les auteurs que nous citons et, en particulier par le L.C.P.C. FRANC

AAS (Norvège) [401] a procédé à des essais originaux

a) Essai au Vane dit "DRAINE" :

La rupture est atteinte en 2 à 4 jours en appliquant le couple par paliers toutes les 8 heures (fig. 702).

b) Essai consolidé "NON DRAINE" :

Le Vane est abandonné 3 jours dans le sol, puis on applique le couple à la vitesse de 1/10 deg/sec. (fig. 702).

Cet auteur a relevé au moment de la rupture les valeurs des moments appliqués :

- M_D - Moment lors de l'Essai Drainé
- M_u - Moment lors de l'Essai Non Drainé (non consolidé)
- M_{cu} - Moment lors de l'Essai Consolidé - Non Drainé

et étudie $\frac{M_D}{M_u}$ et $\frac{M_{cu}}{M_u}$

$\frac{M_D}{M_u}$ est compris entre 0,9 et 1,4 (fig. 703)

$\frac{M_{cu}}{M_u}$ est compris entre 1,3 et 1,5 ou 1,7 (fig. 703).

Nous avons comparé les vitesses de déformations appliquées par le vane, à celles utilisées lors des essais triaxiaux ; en considérant que la longueur de l'échantillon est la valeur de la corde entre 2 pales successives, soit $\frac{\pi d}{4} = \frac{\pi R}{2}$

Si on exprime la vitesse de déformation en % de déformation par unité de temps, on a : (Ω : vitesse de rotation).

a) Essai Non Drainé :

$$\frac{R\Omega}{R\,\pi/2} = \frac{1}{10} \times \frac{2}{90} = 0{,}222 \times 10^{-2} \text{ \% par sec.}$$

ou $13{,}3 \cdot 10^{-2}$ % par min.

La rupture est atteinte pour une rotation de 20 à 30°, soit au bout de 3 min 20" au moins. Ce qui est de l'ordre de grandeur du % de déformation axiale/unité de temps, pour un essai triaxial non drainé où la rupture est atteinte de 10 à 100 min.

b) Essai Drainé de AAS :

Au triaxial la rupture est atteinte en 100 à 10000 minutes.

Avec le vane on pourrait se considérer comme étant dans les mêmes conditions si on atteint la rupture en 1000 minutes environ, soit en 16h.30. Ce qui correspond à une vitesse de $0{,}34 \cdot 10^{-3}$ deg/sec. si la rupture est atteinte pour une rotation de 20°. C'est le cas des essais drainés de AAS.

2) Remaniement du sol lors de la mise en place de l'appareil :

Si les Vanes sont mis en place après avoir foré un avant-trou et à l'aide d'un tube protecteur : il faut enfoncer les pales jusqu'à une distance de la base du trou égale à 5 fois le diamètre de celui-ci, pour que les résultats ne soient pas perturbés.

3) Dimension des pales :

"La répartition des contraintes de cisaillement restant indéterminée sur les faces extrêmes des pales, alors que le long de celles-ci elle semble uniforme, il y a intérêt à diminuer l'influence des faces extrêmes".

Les Suédois ont opté pour $\frac{H}{d} = 2$.

Calcul de la cohésion à partir du moment de torsion maximum :

Hypothèses :

1) la surface de rupture est un cylindre dont le diamètre est celui du Vane.

2) La répartition des contraintes est supposée uniforme :

- sur la surface latérale
- sur les surfaces extrêmes.

3) L'essai se fait sans drainage.

4) Les frottements parasites sont négligés :

$$M_{maxi} = \tau_v \cdot \frac{\pi D^2}{2} \left(H + \frac{D}{3} \right)$$

$$\text{Si } H = 2D \longrightarrow M_{maxi} = \left(\frac{7}{6} \pi D^3 \right) \tau_v$$

$$\tau_v = \frac{M_{maxi}}{\frac{7}{6} \pi D^3}$$

voir fig : 704

7.2 Comparaison avec divers essais de laboratoire :

7.21 Compression simple :

La cohésion peut être déterminée par un essai de compression simple sur un cylindre d'après la formule :

$$c_u = \frac{q_u}{2} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

dans le cas du milieu sans frottement : $\varphi \to 0$

$$c_u = \frac{q_u}{2}$$

De nombreux auteurs donnent une relation entre :

τ_v et c_u ou τ_v et q_u

SKEMPTON [412] dans le cas d'argile molle ($\varphi_u = 0$) trouve :

$$\frac{\tau_v}{c_u} = 0{,}95 \text{ à } 1{,}08$$

MARSAL [411] étudie $2\frac{\tau_v}{q_u}$ mais non $\frac{\tau_v}{c_u}$ alors que $\varphi_{cv} = 15$ à $20°$ et donne : $2\frac{\tau_v}{q_u} = 1{,}57$

(Voir fig. 706 et 707).

CADLING et ODENSTAD [405] constatent que $\frac{\tau_v}{q_u}$ croît de 1 à 3 lorsque la profondeur croît de 0 à 25 m

(Voir fig. 708)

mais, eux non plus, n'ont pas étudié $\frac{\tau_v}{c_u}$.

BENNET et MECHAM constatent que q_u croît moins vite que quand D croît.

FLAATE 409 compare τ_v et q_u sans donner d'indication sur Ø pour des argiles sensibles et des argiles silteuses (W de 20 à 100 %).

Il conclut : $\frac{2\tau_v}{q_u} = 1,66$

Ceci, en 1965, mais il ne reprend pas ce résultat en 1966 dans le "CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL", 1966.

Mais, il semble que l'échantillon servant à l'essai de compression simple n'est plus représentatif du sol en place ce qui expliquerait que q_u ne croît pas avec D.

(Voir fig. 709 et 710).

7.22 Cisaillement direct :

On obtient la valeur de la cohésion pour $\tau_c = c + p\,tg\varphi$ la comparaison avec τ_v peut être faite si l'essai de cisaillement direct reproduit au mieux les conditions du matériau en place. Soit, en appliquant lors de l'essai une pression p égale à la pression due au poids des terres situées au-dessus de l'endroit où est faite la mesure au Vane.

Pour une argile tourbeuse (parfois limoneuse), avec un Ø variant de 5 à 37° HILL retient [402] :

$\frac{\tau_v}{\tau_c} = 1,32$ en prenant p = poids des terres au-dessus de l'échantillon

Ø étant déterminé par l'essa de cisaillement direct.

(Voir fig. 711 et 712).

Nous avons calculé $\tau_c = c + k_o \times p \operatorname{tg} \varphi$ en prenant $k_o = \frac{1}{2}$, et nous avons tracé τ_v / τ_c en fonction de ϕ (fig. 713).

7.23 Triaxial :

On appelle C_t la cohésion obtenue au triaxial avec les indices :

u Non drainé
C consolidé
NC non consolidé.

SMITH (WES 64) [504] obtient $\frac{\tau_v}{C_{t\,UNC}} = 1{,}25$
avec : $\phi < 3°$
$\omega \# 90\ \%$

dans d'autres domaines la dispersion est grande (voir fig. 714).

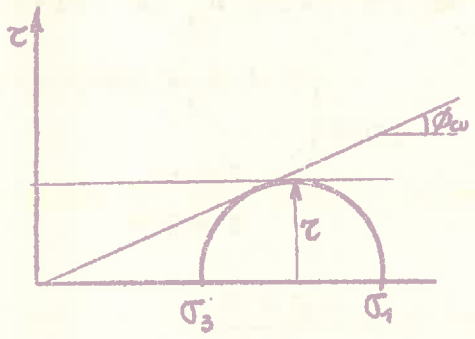
MARSAL compare τ_v à $p_c \times \operatorname{tg} \phi_{cu}$ [411] pour une argile volcanique ayant $\phi = 15$ à $20°$ normalement consolidée.

$\frac{\tau_v}{p_c \operatorname{tg} \phi_{cu}} = 1{,}17$ ϕ_{cu} étant déterminé par essai au triaxial.

SEED [411] estime qu'il convient mieux de comparer

à $q = \frac{p_c}{2}\left[\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_u}{2}\right) - 1\right]$ qu'il appelle "compression strength", ce que BOURGES et VALLEMONT [404] traduisent par : cohésion "consolidée - non drainée" (p_c = pression de consolidation).

Pour un essai "Consolidé - Non Drainé" au triaxial, la résistance au cisaillement τ a pour valeur :



$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi_{cu}$$

avec : $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{cu}}{2}\right)$

soit : $\tau = \frac{\sigma_3}{2}\left[tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{cu}}{2}\right) - 1\right]$

On notera que le déviateur : $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_3\left[tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{cu}}{2}\right) - 1\right]$

et que τ correspond à l'expression que donne SEED et $p_c = \sigma_3$

Il obtient alors :

$$q = \frac{p_c}{2}\left[tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - 1\right] = 0,85\ p_c$$

et :

$$\frac{q}{\tau_v} = \frac{0,85\ p_c}{1,19\ p_c\ tg\ \phi_{cu}} = 2,25$$

Ce qui, à son avis, est conforme au résultat traditionnel.

SKEMPTON propose $\frac{\tau_v}{p_c} = 0,3$. Cette valeur est confirmée par CRAWFORD et EDEN [407] pour une argile "Leda Clay".

7.24 Pénétromètre statique :

SMITH (WES 64) a trouvé entre τ_v et R_p la relation :

$$\tau_v = \frac{R_p}{10} \qquad \text{pour} \begin{cases} 0 < R_p < 5600 \text{ g/cm}^2 \\ \text{et } \phi < 4° \\ W \# 90° \end{cases}$$

BEGEMAN [301] a obtenu : $c = \frac{R_p \gamma D}{13,4}$

et une bonne concordance entre les mesures faites au Vane et celles faites au pénétromètre statique.

7.25 Relation avec la sensibilité des argiles et les limites d'Atterberg :

Des recherches faites en ce sens tendent à relier une caractéristique du sol à une des limites d'Atterberg ou à une combinaison de celles-ci.

SKEMPTON [412] propose entre ϕ_{cu} et LL la relation (fig. 715).

Un résultat expérimental de BRINCH HANSEN [410] dans une argile sensible confirme cette proposition (pour LL = 32 % $\rightarrow \frac{c_u}{p} = 0,18$)

. la sensibilité définie par TERZAGHI étant :

$$S = \frac{\text{résistance du sol non remanié}}{\text{résistance du sol remanié}} = \frac{\tau_v}{\tau_{vr}}$$

τ_{vr} étant obtenu en faisant tourner le moulinet rapidement, une fois le couple maximum obtenu, et en mesurant ensuite "le reliquat" de résistance.

SKEMPTON estime avoir obtenu des résultats comparables à ceux obtenus en laboratoire pour une argile dont S ≠ 4.

EDEN et HAMILTON [402] confirment ces résultats et proposent de lier S à $I_L = \frac{W - LP}{IP}$ (comme l'a fait M. BJERUM).

Ces résultats seraient à comparer avec le rapport $\frac{CI}{RCI}$ du WES ($\frac{\text{CONE INDEX}}{\text{RATING CONE INDEX}}$).

$$\frac{CI}{RCI} = \frac{1}{RI} = \frac{1}{\text{Remolding Index}}$$

7.3 Causes des différences observées entre les diverses méthodes de mesures :

1) Vitesses différentes d'essais en laboratoire et "in situ" avec drainage possible pendant l'essai au Vane test.

2) Remaniement des échantillons extraits (il est fort probable que l'on ne parvienne pas à replacer au laboratoire l'échantillon dans les conditions "in situ").

3) Les plans de rupture n'ont pas toujours, suivant l'essai, la même orientation (ceci est certain si le sol présente une anisotropie marquée ou si les particules d'argile ont une orientation préférentielle).

Le plan de rupture étant :

- vertical dans essai au vane test
- horizontal dans essai de cisaillement direct
- oblique dans essai de compression simple au triaxial.

7.4 Conclusion :

7.41 BOURGES et VALLEMONT (L.C.P.C. [404]) pensent que le vane test est adapté pour la mesure de la résistance au cisaillement des sols dont l'angle de frottement ϕ_u est nul ; il semble rendre bien compte de la variation de cette résistance en fonction de la profondeur. Son emploi semble limité au cas des argiles molles ou de consistance moyenne étant donnée la perturbation qu'il peut engendrer dans des sols plus consistants.

7.42 FLAATE [408] attire l'attention sur le mode de rupture possible du sol autour du Vane. La rupture progressive dans l'argile ne signifiant pas nécessairement une rupture selon un cylindre, on peut croire que la rupture se développe dans d'autres zones.

De même que le fait que "le pic" d'une argile soit marqué n'est peut être pas en liaison avec sa sensibilité.

7.43 Dans le cadre de notre étude, où les sols peu consistants retiennent notre attention plus particulièrement les argiles, tourbes et vases, le vane test semble pouvoir nous fournir la valeur de la cohésion et des renseignements sur la sensibilité du sol en place, ce dernier renseignement pouvant être précieux si l'on envisage de faire plusieurs passages. La mesure avec le Vane test serait alors plus simple et plus rapide qu'avec le pénétromètre.

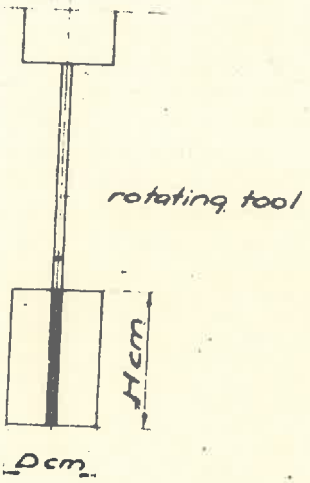
L'emploi du Vane test appelle quelques réserves et recommandations :

- Il faut tenir compte de l'anisotropie du sol en place (surtout si l'on est en présence d'une tourbe fibreuse).

- Si l'on peut identifier le sol en place, estimer sa teneur en eau ou sa limite de liquidité : les résultats donnés par le vane test ont une valeur accrue.

- Il faut effectuer la mesure avec une vitesse de rotation très lente (30° en 5 minutes) si l'on ne veut pas voir les résultats obtenus supérieurs de 20 à 30 % et même plus aux caractéristiques du sol.

fig 700. a



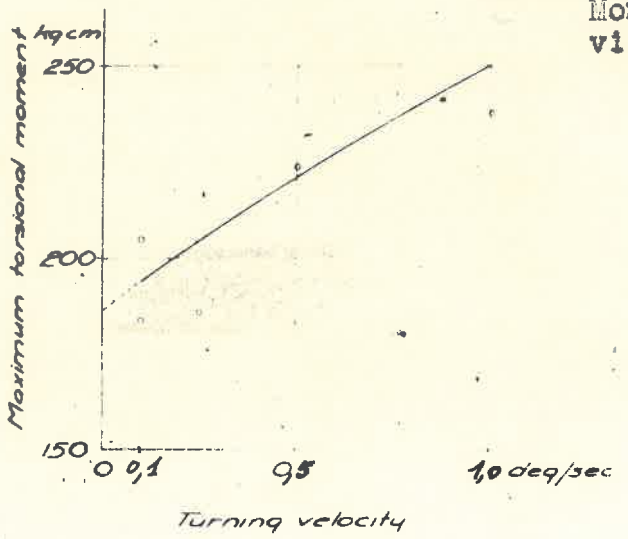
Lower part of the apparatus.

FIG. 6

$$M_{max} = \tau \left(\pi D H \frac{D}{2} + 2 \frac{\pi D^2}{4} \frac{2}{3} \frac{D}{2} \right)$$

$$\text{and } \tau = \frac{M_{max}}{C}$$

fig 700 b Relation entre le Moment maximum et la vitesse de rotation:

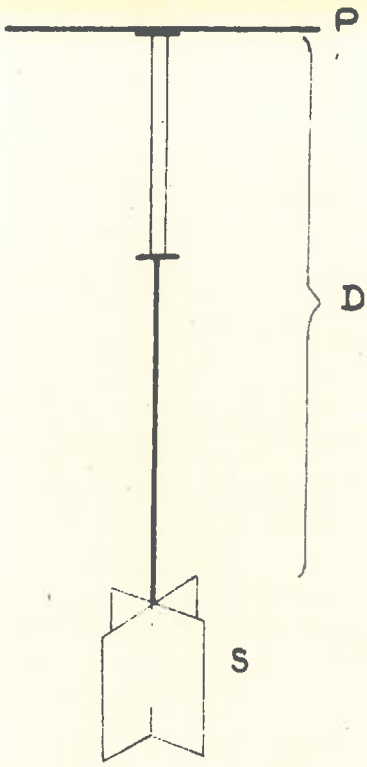


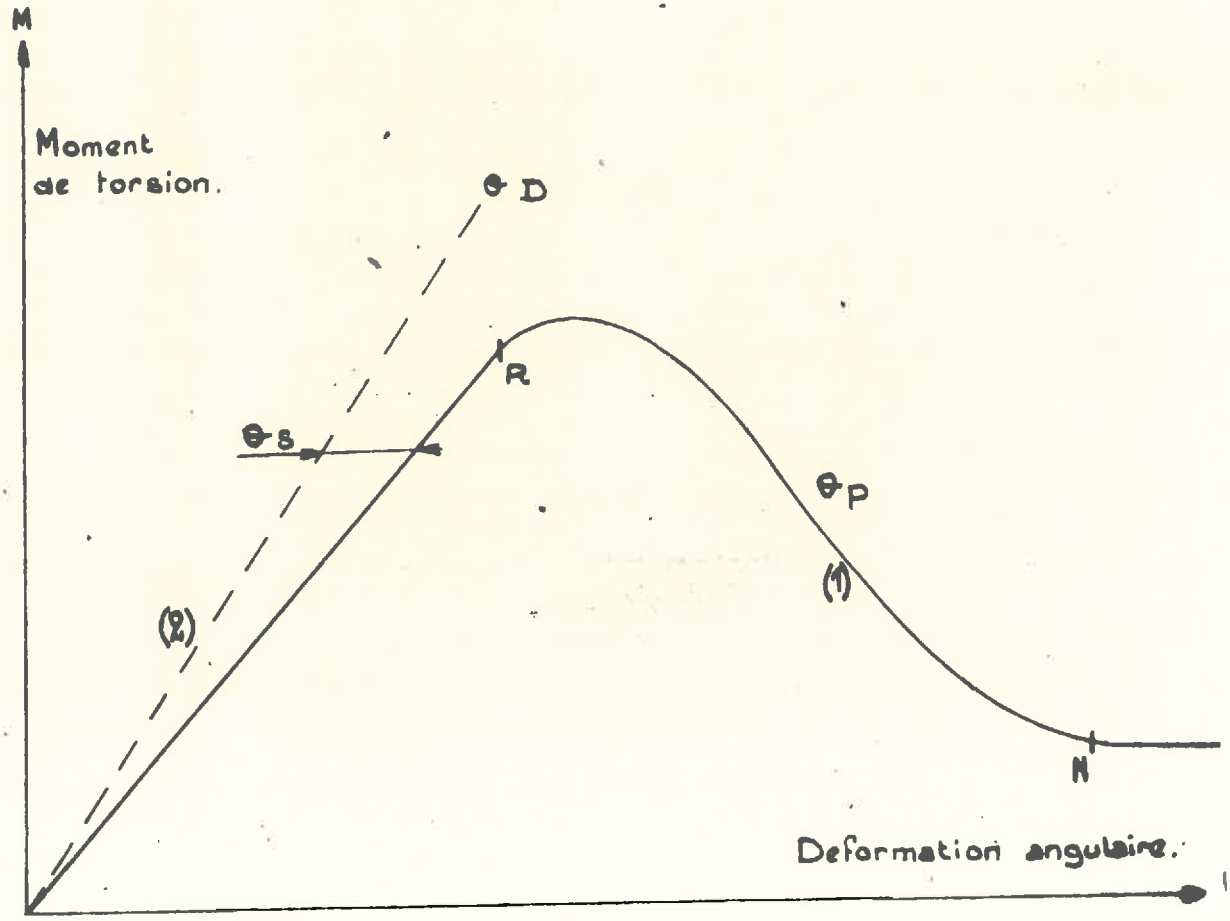
Maximum torsional moment at different turning velocities for a rotating tool with two wings.

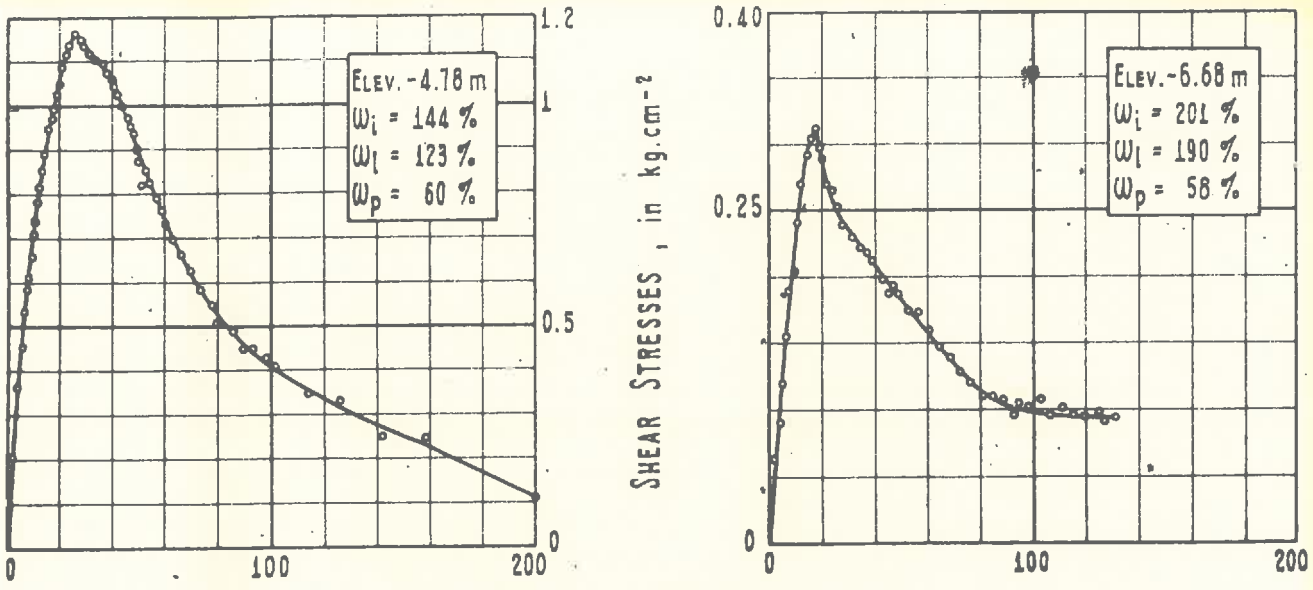
FIG. 4

Fig 7 00

Fig. 4







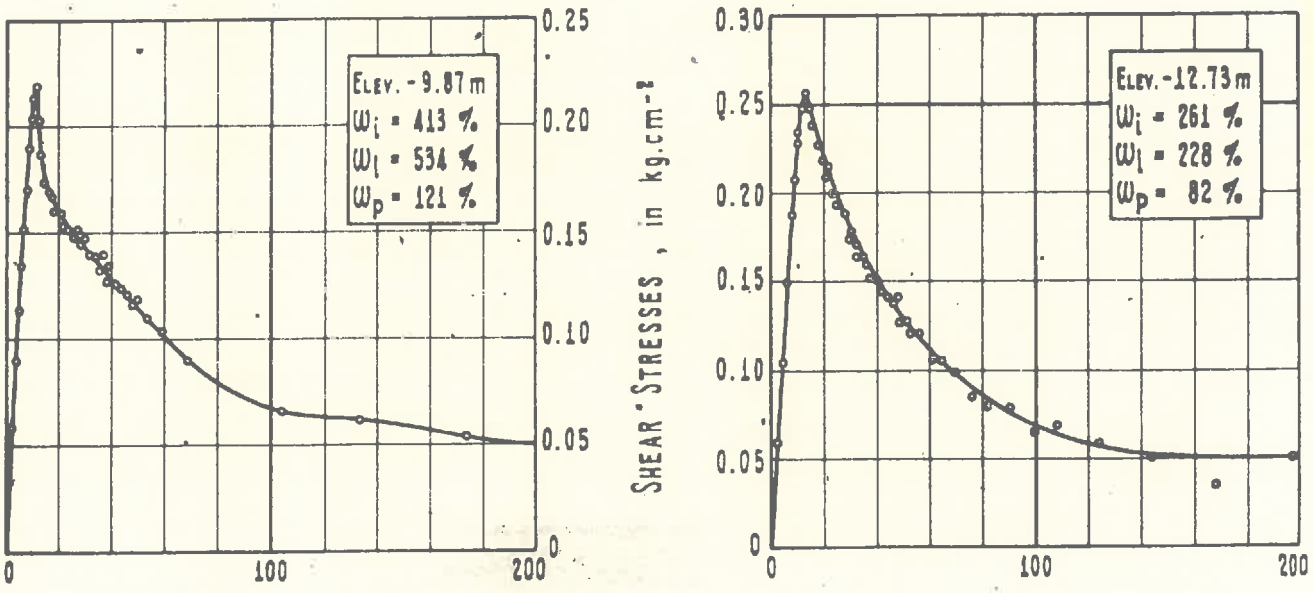
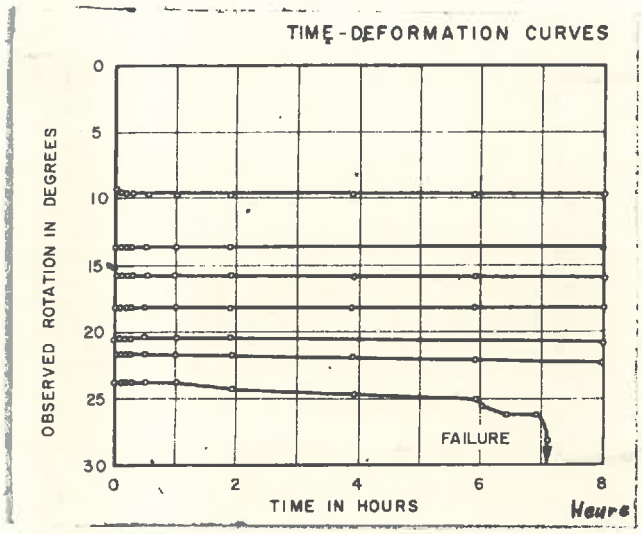


Fig. 4 – Stress – Angular Displacement Curves.

Fig 702

Résultat d'ESSAI DRAINE



COURBE TEMPS DÉFORMATION

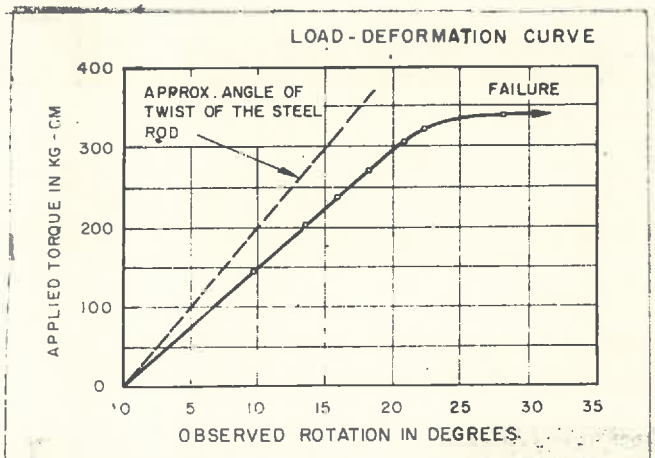
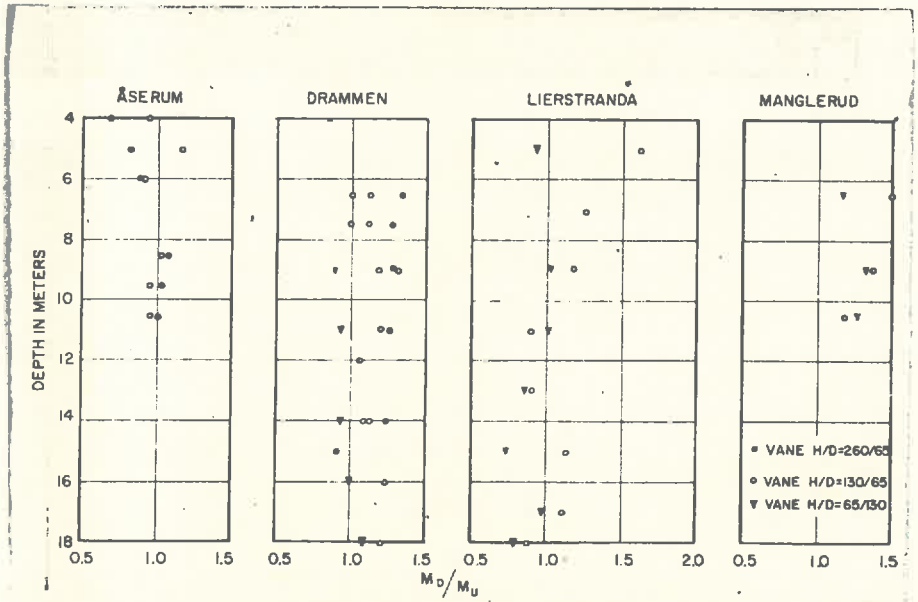


FIG. 4. Typical results from a drained vane test. Lierstranda test site, vane $H/D \doteq 65/130$, depth 9.0 m.

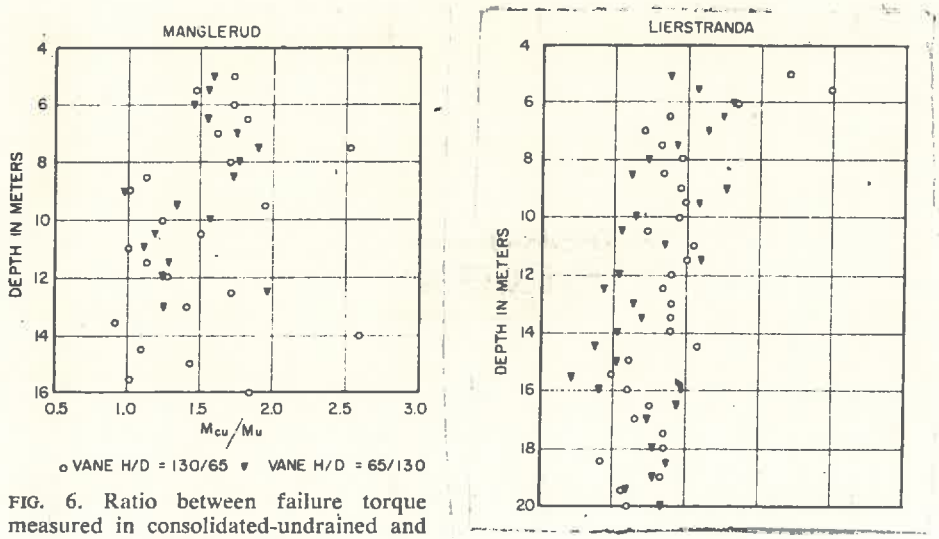
COURBE EFFORT DÉFORMATION

Fig 703



$\frac{M_D}{M_u}$

FIG. 5. Ratio between failure torque measured in drained and undrained vane tests.

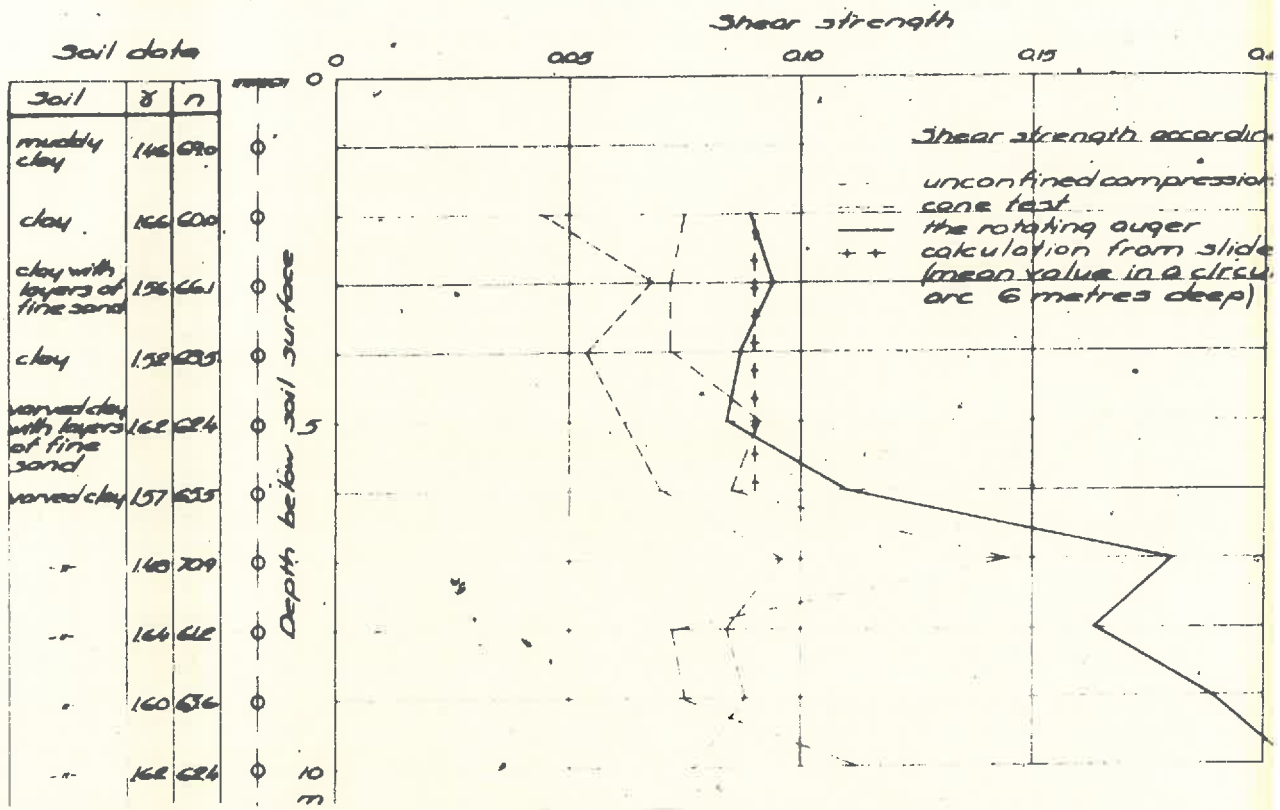


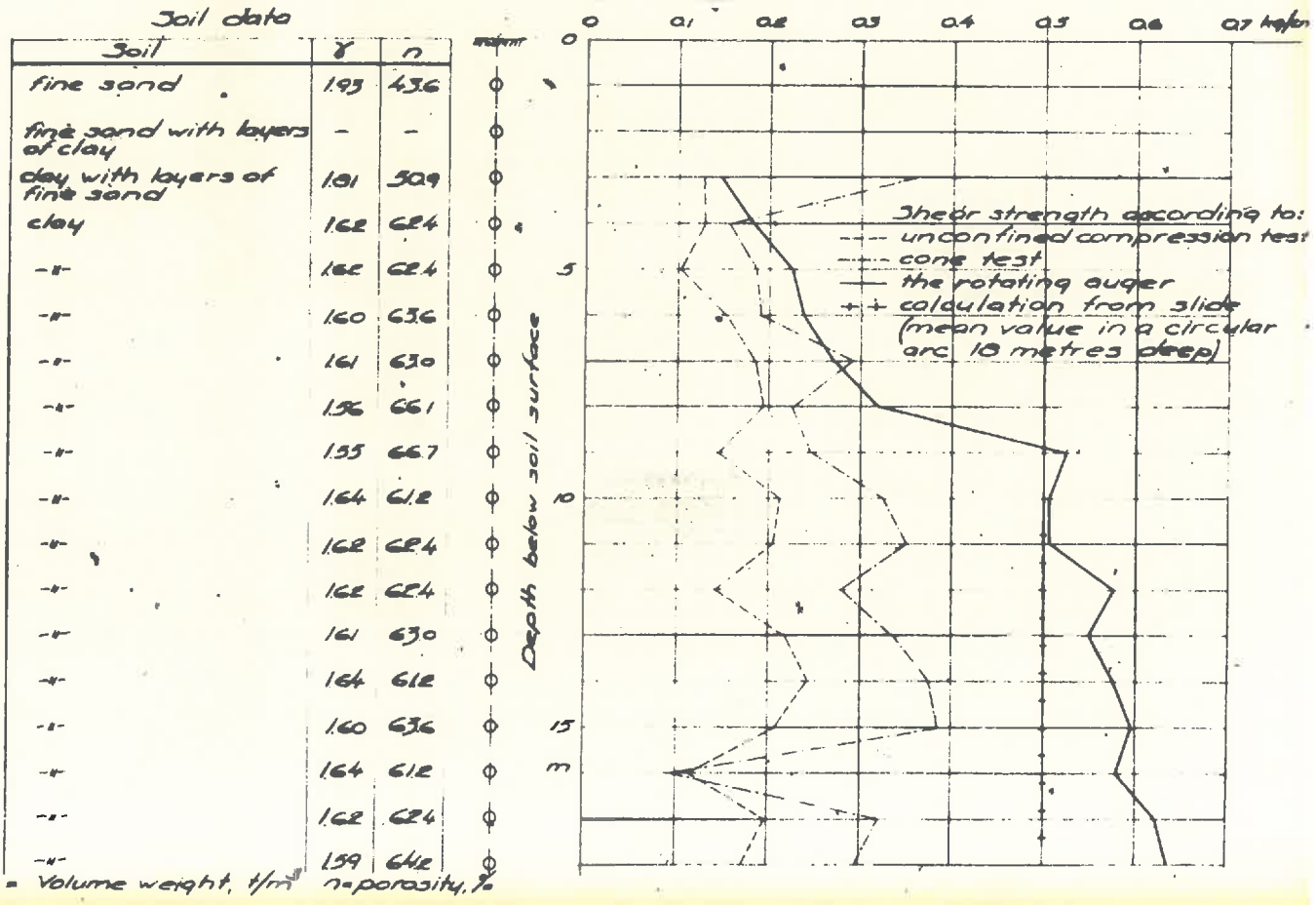
$\frac{M_{cu}}{M_u}$

FIG. 6. Ratio between failure torque measured in consolidated-undrained and undrained vane tests.

Fig 704

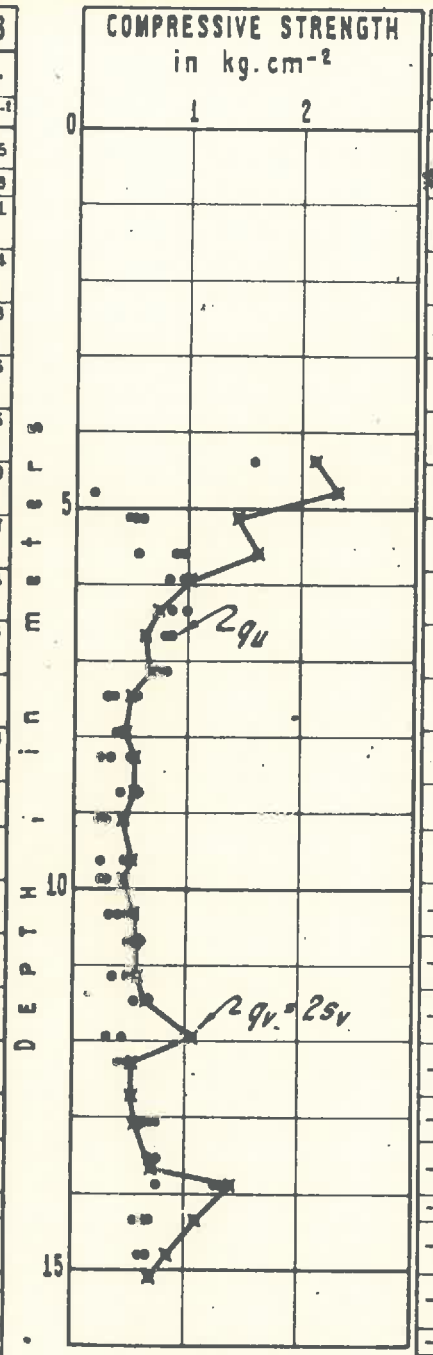
Relation entre divers essais en fonction de la profondeur:





UNCONFINED COMPRESSION TESTS

Elev.	w_i	w_l	w_p	q_u	q_{ur}
m	%	%	%	kg.cm^{-2}	kg.cm^{-2}
-4.37	90.2	99.7 109.3	55.8 54.1	1.59	0.15
-4.78	102.8	146.8	64.3	—	0.18
-5.12	104.5 103.0 112.5	96.3	60.6	0.48 0.64 0.60	0.11
-5.58	123.7 121.5 122.0	94.2	57.5	0.55 0.97 0.89	0.04
-5.92	174.6 185.0 174.5	206.2 203.2	77.4 77.4	1.03 0.83 0.98	0.08
-6.33	254.6 259.9 258.6	254.5 253.0	73.2 69.2	0.87 0.99 0.79	0.06
-6.67	210.7 204.9 197.4	198.0 199.5	58.9 55.1	0.87 0.86 0.81	0.05
-7.13	315.5 344.8 351.3	375.0 380.0	96.3 98.3	0.76 0.81 0.82	0.10
-7.47	509.2 502.4 477.5	532.0 526.0	112.8 111.8	0.36 0.24 0.30	0.07
-7.93	353.1 361.6 348.2	276.0 297.0	85.3 81.7	0.38 0.45 0.46	0.04
-8.27	480.7 449.4 444.0	504.0 498.0	120.9 118.1	0.23 0.33 0.45	0.05
-8.73	413.6 402.4 406.9	513.0 510.0	117.0 117.2	0.57 0.42 0.56	0.07
-9.07	375.8 370.0 392.6	485.0 488.0	122.6 127.8	0.30 0.23 0.26	0.08
-9.63	520.2 555.2	541.8 560.0	180.8 159.8	0.24 0.46	0.05
-9.87	440.8 442.1 436.0	498.0 513.0	138.6 139.6	0.26 0.30 0.27	0.05
-10.33	361.4 378.8 377.3	406.0 409.2	111.1 107.1	0.49 0.41 0.34	0.06
-10.67	368.4 360.2 374.0	398.0 400.0	100.9 103.8	0.50 0.58 0.80	0.06
-11.13	360.7 365.4 360.1	477.0 479.0	121.0 121.8	0.36 0.52 0.49	0.08
-11.47	140.7 134.8 132.4	187.9 186.0	69.8 67.8	0.65 0.67 0.84	0.09
-11.93	447.7 454.9	470.0 473.0	113.9 117.0	0.43 0.30	0.08
-12.27	219.0 223.6 217.7	197.0 196.0	76.2 79.8	0.48 0.46 0.42	0.05
-12.73	350.8	—	—	—	0.06
-13.07	314.0 313.1 314.8	—	—	0.69 0.76 0.88	0.07
-13.53	222.4 210.2 212.5	—	—	0.77 0.77 0.68	0.09
-13.67	—	—	—	—	—
-13.87	37.7 42.5 44.2	—	—	0.74 1.26 1.31	—
-14.33	264.1 274.9 266.2	—	—	0.66 0.57 0.68	0.08
-14.80	240.9 217.4 219.9	—	—	0.66 0.66 0.60	0.06
-15.08	199.2 205.4 193.4	—	—	0.68 0.67 0.69	0.05



q_u = *Unconfined compressive strength, undisturbed.*

q_{ur} = *Unconfined compressive strength, remolded.*

s_v = *Insitu shearing strength (vane).*

$s_{vult.}$ = *Ultimate shearing strength (vane).*

VANE TESTS

Elev.	w_i	w_l	w_p	s_v	s_{vult}
m	%	%	%	kg.cm^{-2}	kg.cm^{-2}
-4.37	102.3	73.1	73.0	1.05	0.99
-4.78	144.2	129.2	60.1	1.16	0.10
-5.12	118.4	98.2	58.1	0.71	0.17
-5.58	124.4	129.5	52.0	0.81	0.17
-5.92	142.9	120.0	61.8	0.52	0.14
-6.33	250.7	218.0	73.8	0.36	0.03
-6.67	201.2	190.2	57.8	0.31	0.10
-7.13	497.8	540.0	118.3	0.34	0.14
-7.47	459.5	541.0	137.0	0.26	0.07
-7.93	310.4	295.0	118.3	0.23	0.09
-8.27	364.7	463.5	131.0	0.26	0.14
-8.73	444.1	520.0	148.5	0.27	0.03
-9.07	339.3	367.2	107.2	0.22	0.06
-9.63	411.7	475.0	111.2	0.26	0.07
-9.87	413.3	534.0	120.9	0.22	0.06
-10.33	505.3	544.0	121.0	0.25	0.07
-10.67	404.8	442.0	116.0	0.24	0.07
-11.13	373.5	486.0	130.1	0.29	0.02
-11.47	257.8	295.0	86.6	0.32	0.06
-11.93	384.4	279.0	92.2	0.53	0.10
-12.27	215.9	176.0	70.4	0.26	0.02
-12.73	260.8	228.0	82.0	0.26	0.05
-13.07	377.9	355.0	91.5	0.28	0.04
-13.53	192.0	135.0	46.2	—	—
-13.67	—	—	—	0.35	0.04
-13.87	123.0	125.2	80.1	0.70	0.25
-14.33	179.2	169.0	74.9	0.55	0.10
-14.80	—	—	—	0.42	0.10
-15.08	—	—	—	0.36	0.10

FIG. 3 – COMPARISON OF THE UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH (q_u), WITH TWICE THE INSITU SHEARING STRENGTH (q_v).

Fig 7.06

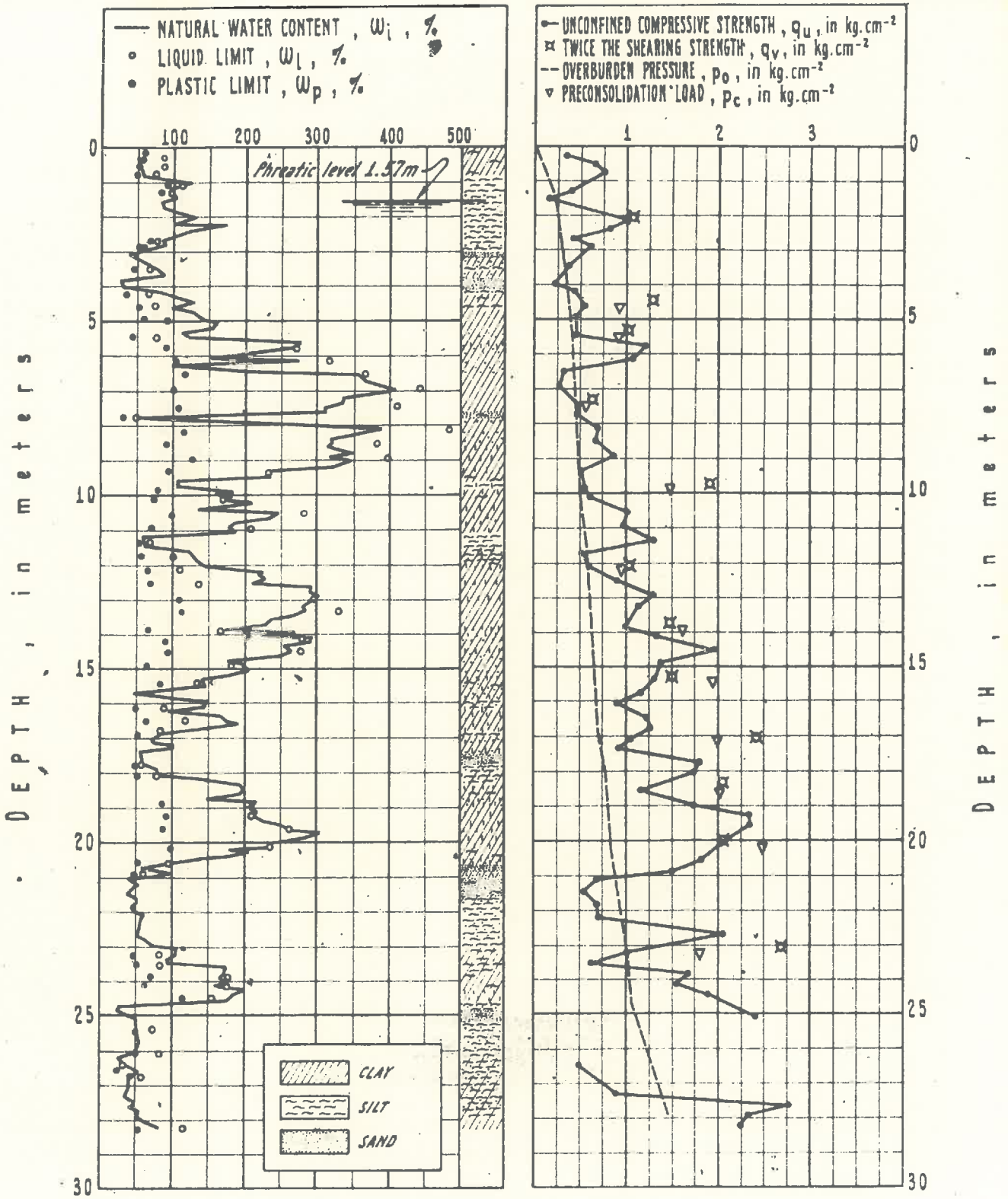


FIG. 5 - COMPARISON OF THE SHEARING STRENGTH AS DETERMINED BY UNCONFINED COMPRESSION AND VANE TESTS.

Fig 1.07

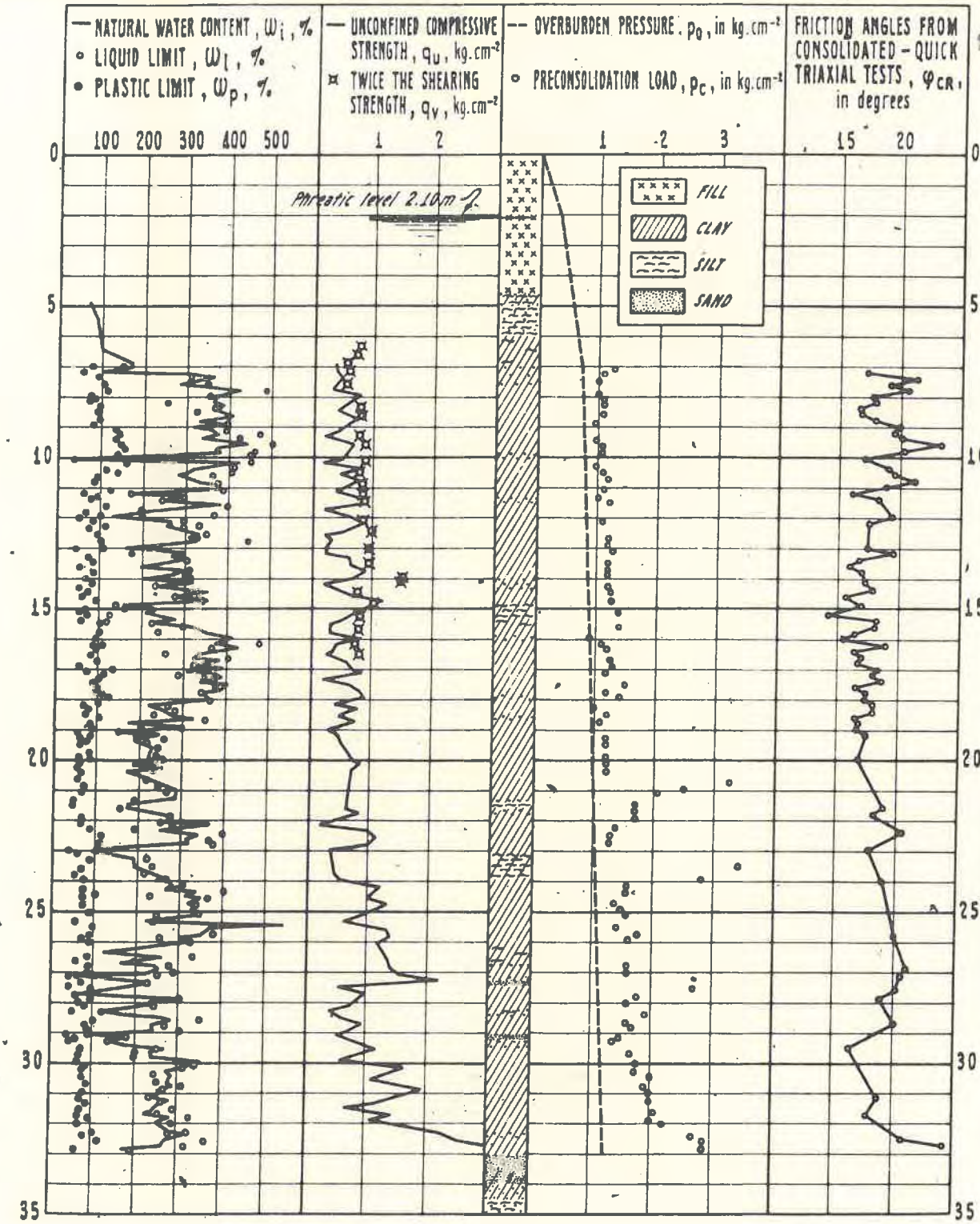


FIG. 6 - MECHANICAL PROPERTIES OF CLAYS OF THE VALLEY OF MEXICO AT A TYPICAL SPOT OF THE CITY.

fig I 08

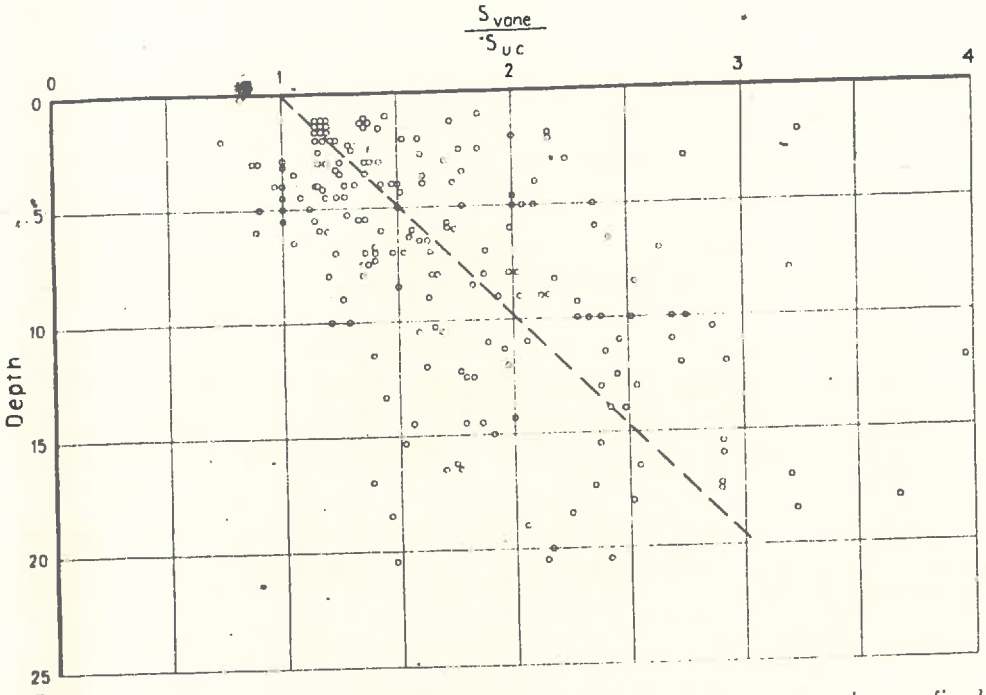


Fig. 66. Diagram showing the relation between vane test results (s_{vane}) and unconfined compression test results ($s_{u\,c}$) at different depths.

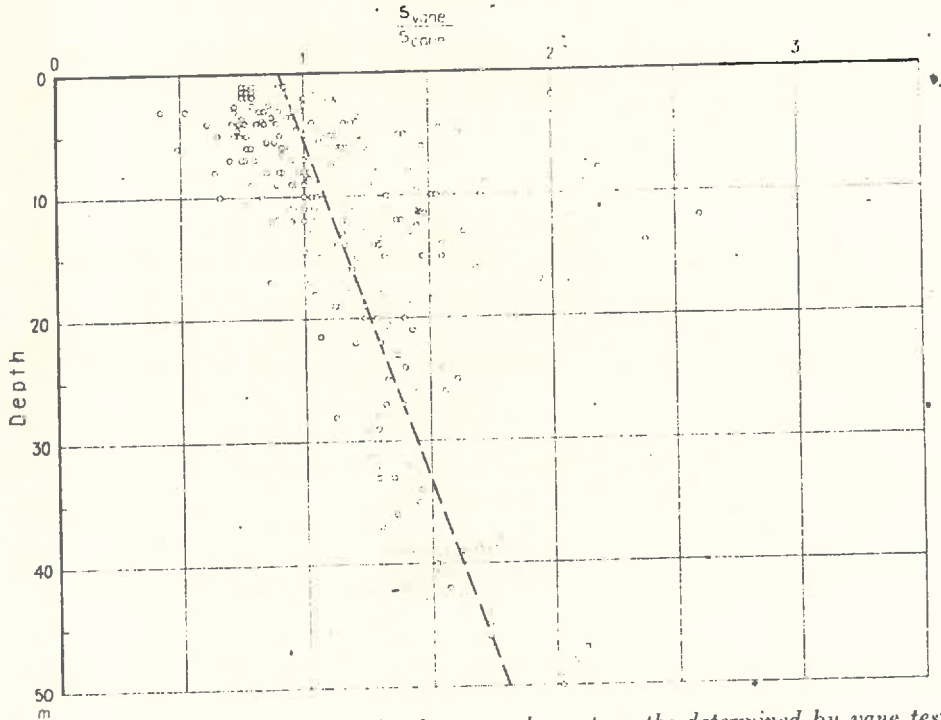


Fig. 67. Diagram showing the relation between shear strengths determined by vane tests (s_{vane}) and by cone tests (s_{cone}) at different depths.

Comparaison entre:

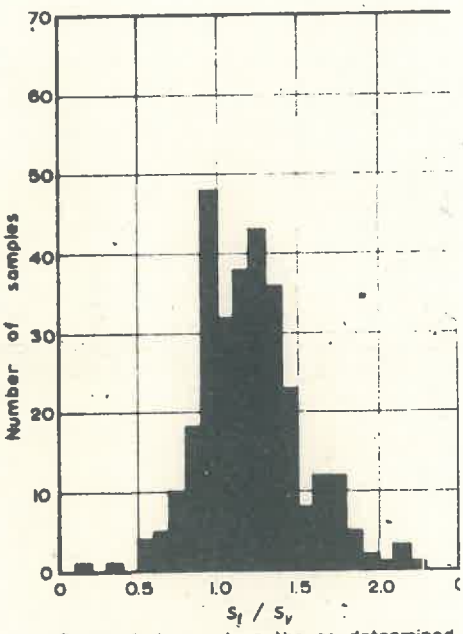
fig 67 { -cohésion mesurée au Vane test: S_{vane}
-résistance mesurée par essai de compression simple
-résistance mesurée au "cône tombant". } fig

FLATE Norvegian Geotechnique Institute(1965)[409]

fig 709

Comparaison entre τ_v ($= s_v$)

et q_u . ($= s_t$)



Ratio of shear strengths as determined by the unconfined compression test and the vane test

fig 10

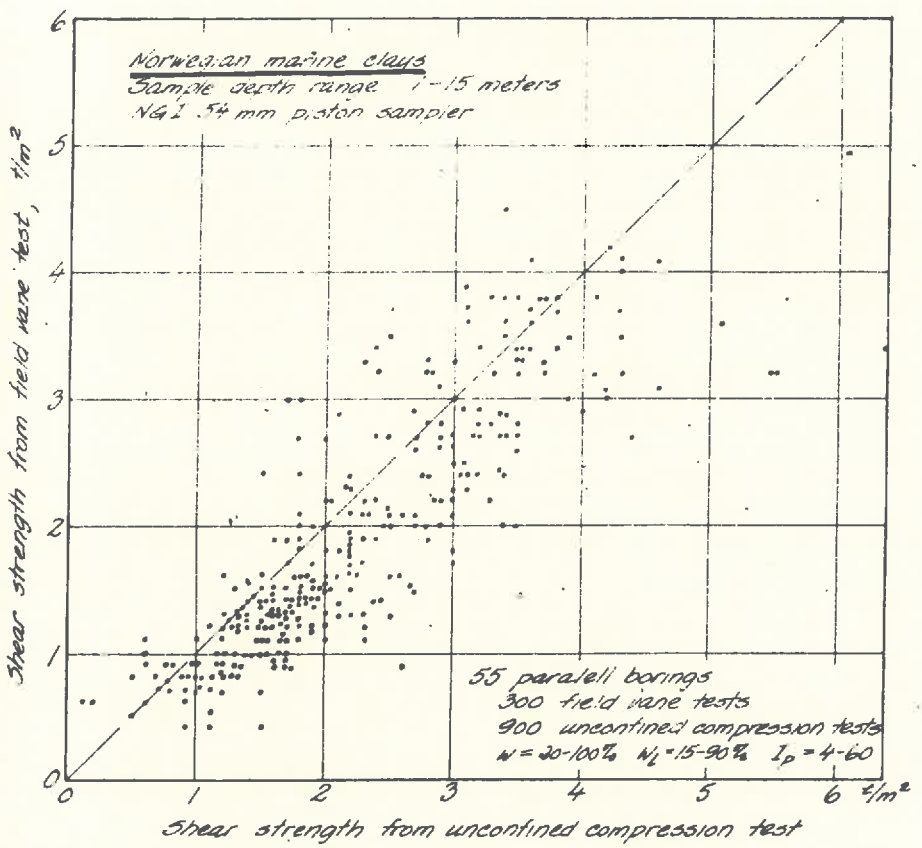


FIGURE 2. Comparison of vane and unconfined compression tests

Relation entre:

-cohésion mesurée au Vane test: $C_{u\,v} = \frac{6}{7} \cdot \pi \frac{M}{D^3}$

- cohésion mesurée à partir d'un essai de compression simple

Fig 11

TABLE I.—COMPARATIVE SOIL SHEAR VALUES; VANE SHEAR *versus* DIRECT SHEAR.

Soil				Laboratory Direct Shear Test			Soil Shear Strength, psi	
Location	Depth, ft.	Type	Moisture, w per cent	Unit Cohesion, C, psi	Angle of Friction, φ, deg	Weight of Soil Above, N, psi	Calculated	Field Vane
Banfield Expressway								
Sta. 0 + 18	19.5	Org. clay	242	2.0	5	8.94	2.8	9.4
	27.5	Org. silt loam	268	1.5	34	9.55	6.9	7.9
	32.5	Org. silt loam	115	1.5	37	10.31	9.2	8.7 and 9.6
Sta. 23 + 85	27.5	Clayey peat	278	1.5	34.5	4.55	4.6	8.3
	39.5	Peaty clay loam	154	0	36.5	6.04	4.5	4.6
Oregon Coast								
Astoria—W. Lake								
Sta. 126 + 50	4.5	Peaty silty clay	92	2.5	24	3.28	4.0	3.6
								3.2
	11.5	Peaty silty clay	96	0.5	35	6.36	5.0	3.4
	13.5	Peaty silty clay	96	0.5	35	6.68	5.2	3.6
	15.5	Peaty silty clay	96	0.5	35	7.14	5.5	4.9
	16.5	Peaty silty clay	96	0.5	35	7.34	5.6	3.3
Sta. 127 + 50	4.5	Silty clay loam	80	2.0	13.5	2.13	2.5	3.4
	8.5	Silty clay loam	109	1.0	32	2.80	2.8	3.7
	17.5	Silty clay loam	60	2.0	30	4.55	4.6	5.5
Sta. 145 + 00	4.5	Silt loam	128	0.5	25	1.71	1.3	2.2
	15.5	Org. clay	54	0	37	4.99	3.9	3.1
Sta. 165 + 00	11.5	Silty clay	99	2.0	4.5	3.60	2.3	2.6
	15.5	Peaty silt	57	1.0	31	5.24	4.1	2.2
	20.5	Org. clay loam	61	1.0	33	5.94	4.9	5.0
Sta. 270 +	6.5	Silty clay loam	91	2.0	7	2.58	2.3	3.0
	7.5	Org. clay loam	71	2.0	30	2.81	3.6	7.4
Sta. 297 + 00	9.5	Silty clay	158	1.5	22	1.28	6.7	3.8
Sta. 310 + 00	9.5	Silty clay loam	87	0	33	1.95	1.3	3.0
Beaver Slough—Bandon								
County Bridge	8.5	Org. silt	70	1.5	11	3.13	2.2	2.8
Siletz River—Depoe Bay								
Sta. 72 + 30	16.5	Silty clay loam	81	0.5	27.5	3.50	2.0	3.0
Coos Bay—Roseburg								
Coquille—Myrtle Pt								
Sta. 29 + 00	15.5	Clay	34	7.5	33	11.70	15.0	14.7
Corvallis—Newport								
Toledo By-Pass								
Sta. 296 +	6.0	Silty clay	85	2.0	24	1.04	2.5	2.6
	7.0	Silty clay	85	2.0	24	1.22	2.5	2.8
The Dalles—California								
Klamath Falls By-Pass								
Sta. 159	9.5	Peat (Ap '54)	588	6.5	31.5	1.59	7.5	5.3
		(Jl '54)	392	1.5	30	1.71	2.5	2.2

Fig 12

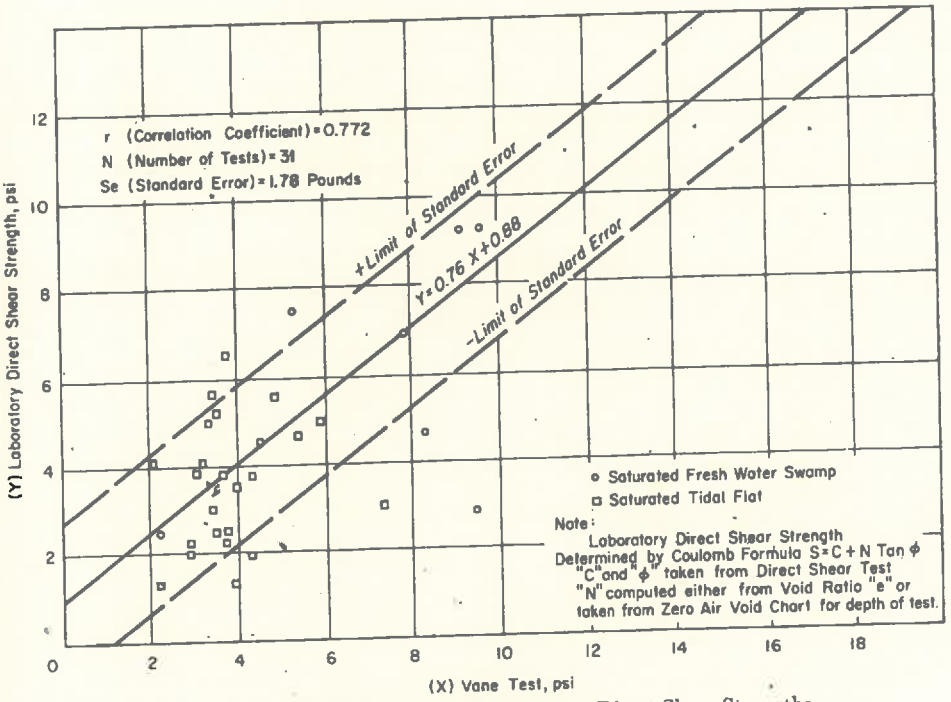


FIG. 11.—Field Vane Tests *versus* Laboratory Direct Shear Strengths.

Relation entre:

-la cohésion calculée à partir d'essais de cisaillement direct: $C_u = C_{cu} + p_c \operatorname{Tg} \phi_{cu}$

et -la cohésion mesurée à partir du vane test.

sur argiles tourbeuses (parfois limoneuses) avec $\phi_{cu} \neq 0$.

$\frac{\sigma_v}{\sigma_0} = \frac{1+K_0}{2}$ Eq. 2.13

à partir des mesures de HILL (ASTM STP 193) [402]

Calcul de $\tau_c = c + \sigma_n \cdot p \cdot tg\,\phi$

et $\frac{\tau_v}{\tau_c}$

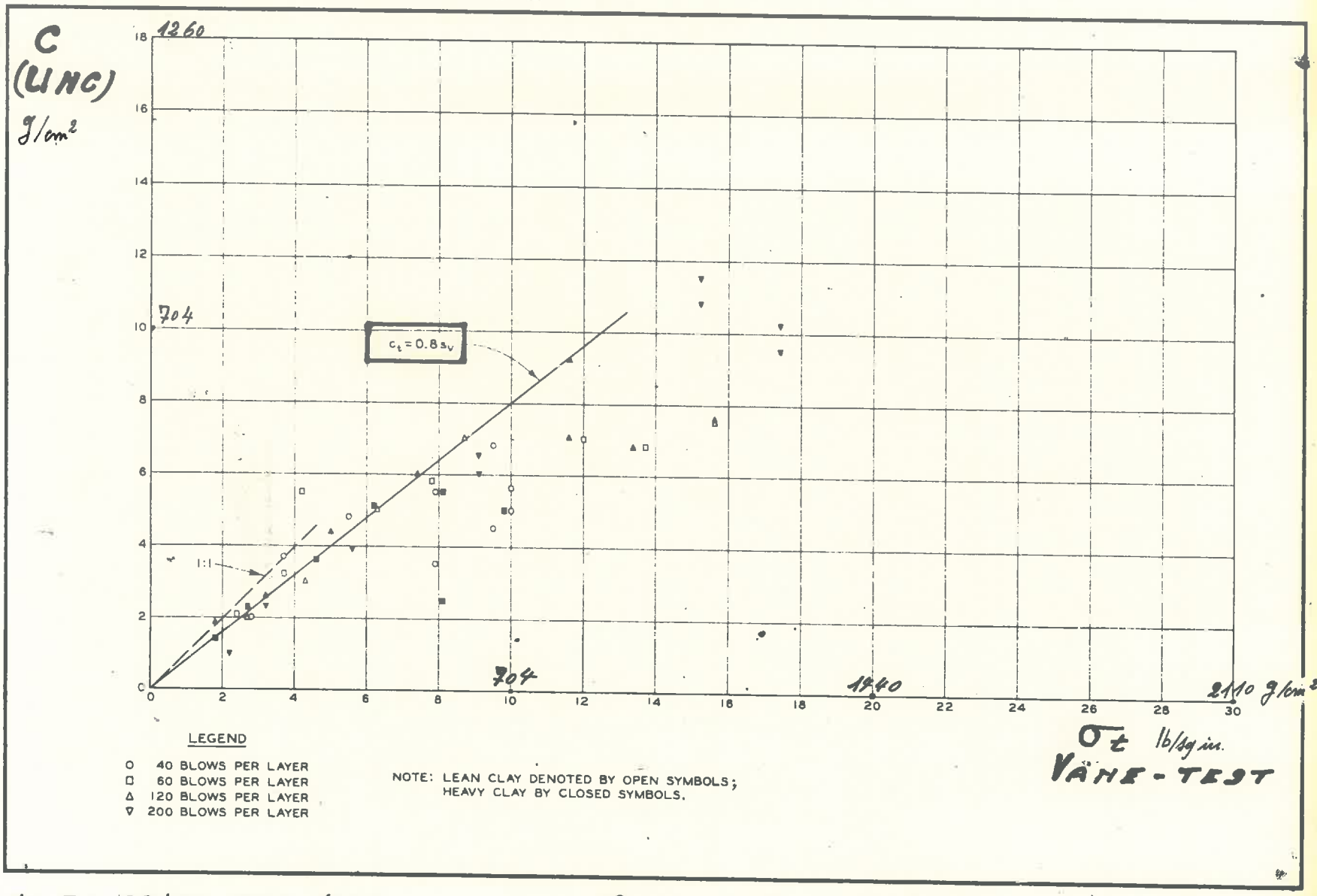
τ_a

les nombres expriment la valeur de la cohésion en psi (1 psi = 70,4 g/cm²)

τ_a

+0,5 +1,5 +2 +1,5 +2 +1,5 +1,5 +1,5

15 10 5



de J.L. SMITH - WES - 1964 -

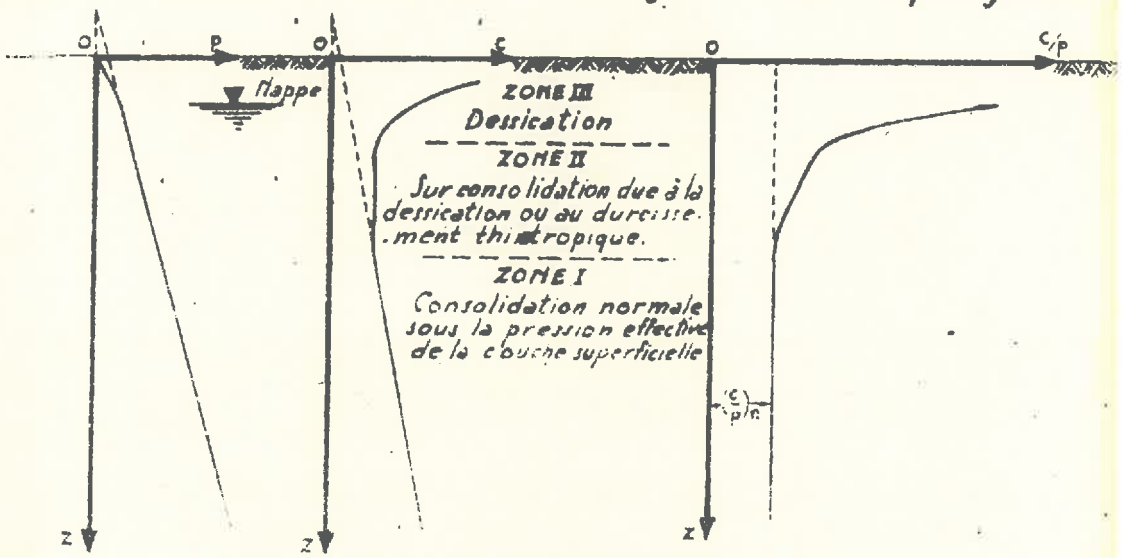
COHÉSION (triaxial) = f (Vane Test)

Fig 7.14

SKEMPTON "vane tests in the alluvial plain of the river Forth" Dec. 1948 [412]

Fig 7 15

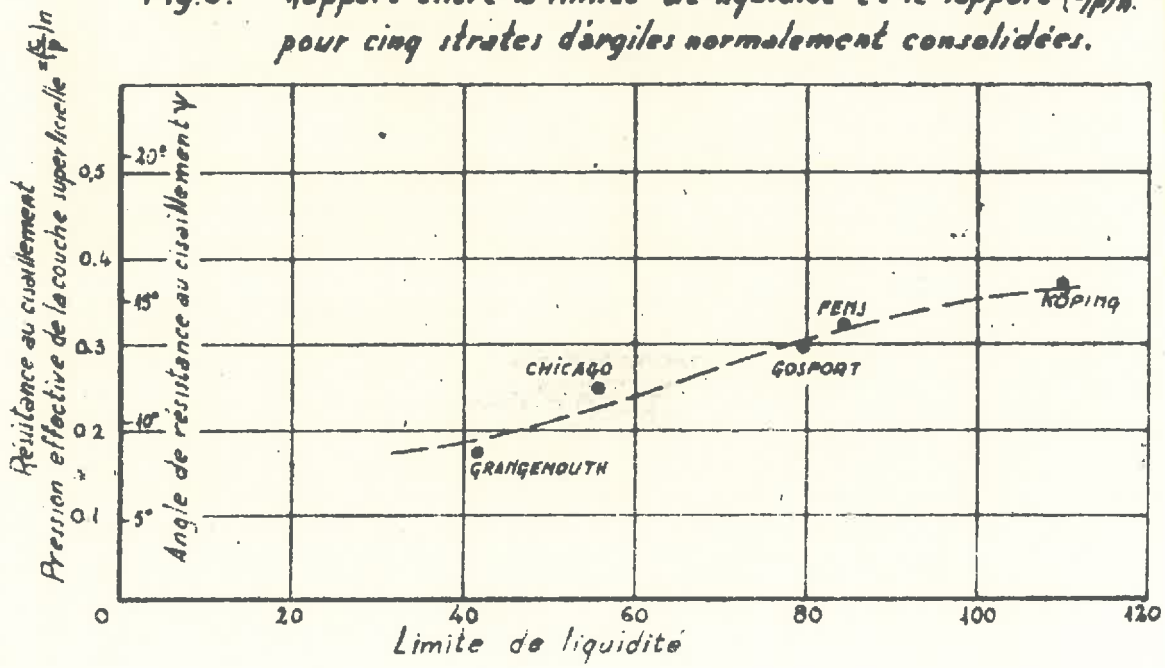
fig.4. Profil de la résistance au cisaillement d'une argile récente ou post-glaciaire



Dans la zone I le rapport de la résistance au cisaillement c à n'importe quelle profondeur à la pression effective de la couche superficielle p est indiqué par $(c/p)_n$. L'angle de la résistance au cisaillement est défini par la formule:

$$\varphi = \sin^{-1}\left\{\frac{c}{pc}\right\}_n$$

Fig.3. Rapport entre la limite de liquidité et le rapport $(c/p)_n$ pour cinq strates d'argiles normalement consolidées.



AUTEUR	observations dimensions - profondeur	τ_c cisaillement	C_t Triaxial UHC	q_u compression simple	C_I cone index	MATÉRIAUX
CADLING ODENSTAD [405] SUÈDE	d | H en cm 5,5 | 11 6,5 | 13 8 | 18 $\tau_v = \frac{6}{7}\frac{M_{max}}{\pi d^3}$			$\frac{\tau_v}{q_u} = f(D)$ de 1 à 3		Argiles diverses
FLAATE NORVÈGE [409]	$d = \frac{H}{2} = 2,5"$ $D = 10$ à $15m$ rupture progressive			$\frac{2\tau_v}{q_u} = 1,66$ (1965) résultat non repris en 1966		"NORWEGIAN marine clays" "quick and silty clays" $w - Ip$ à 100%
HILL [402] USA	$d = \frac{H}{2} = 2", 3"$ et $4"$ $D = 1$ à $12m$	$\frac{\tau_v}{\tau_c} = 1,32$				Argile tourbeuses - parfois limoneuses - $\phi_{cu} \neq 0$ (5 à $37°$)
MARSAL MEXIQUE [411]	$d = 6,3$ ou $12,7$ cm $D = 5$ à $45m$		$\frac{\tau_v}{p_c \cdot tg\,\phi} = 1,17$ SEED → $\frac{\tau_v}{\frac{p_c}{2}\left[tg\left(\frac{45}{4} + \frac{\phi_a}{2}\right) - 1\right]} = 0,88$	$\frac{2\tau_v}{q_u} = 1,57$		"Volcanic lacustrine clay" (mais aussi silt et sable) $\phi = 15°$ à $20°$ $q_u \neq 0,6$ kg/cm²
SMITH USA-WES	le CI est mesuré à $D = 15cm$		$\frac{\tau_v}{C_t} = 1,25$ optimum pour : ϕ petit grande saturation		$\frac{\tau_v}{CI} = 0,1$ valable pour CI de 0 à 100 psi	Argile CL et CH → Loess "buckshot" $\phi \neq 0$
					$\frac{C_v}{CI} = 0,3$	SABLE - pour CI de 0 à 50 psi
SKEMPTON [412]	$d = 2"$ ou $3"$ $D = 0$ à $30m$	$\left(\frac{C_u}{p}\right)_n = 0,17$ pour $\phi \neq 0°$ u.c.		$\frac{\tau_v}{C_u} = 0,95$ à $1,08$ $\phi_u = 0$		Argile en place - limoneuse molle - glaciaire et post-glaciaire - normalement consolidé
BRINCH-HANSEN [410]		$\frac{C_u}{p} = 0,18$ $w = 32\%$				Argiles sensibles
BENNETT et MECHAM				q_u croît moins vite que τ_v, avec D		

8 - AUTRES METHODES EN ETUDE AUX U.S.A. AU CENTRE WES-VICKSBUR

Analyse du terrain par des appareils électromagnétiques [105]

Quelques succès sont obtenus en employant la photo aérienne, mais cette méthode nécessite le recours d'experts et n'est toutefois qu'approximative.

La section "Trafficabilité du WES" a rassemblé beaucoup d'informations et de connaissances sur la relation entre la tenue du sol, sa teneur en eau et les conditions atmosphériques. Elles peuvent être employées pour estimer "la trofficabilité" du sol.

Mais, si on a besoin de résultats certains et précis il faut avoir recours à un appareil nécessairement mobile. Cette section projette de déterminer d'autres composantes : microrelief, pente, végétation et facteurs hydrographiques.

Le projet est de concevoir un appareil aérien équipé d'un système à vocations multiples capables de percevoir, enregistrer et intégrer les analyses du terrain survolé et de les transcrire sous forme de cartes et de photos.

Les détecteurs à infrarouge et le radar sont étudiés comme les premiers maillons de ce système.

A. Les détecteurs à infrarouge :

Leur mise au point nécessite de connaître l'influence de la variation des caractéristiques d'un sol : nature du sol, teneur en eau, densité, dimension des grains, sur les caractéristiques électromagnétiques (puissance émise, réfléchie, réfractée...) des ondes infra-rouges ou ultra-violettes (pour les radars).

1) "Perkin Elmer" photomètre (fig. 8.2) :

L'appareil analyse les rayons réflectés par des objets, la source lumineuse étant une lampe à arc.

Les radiations explorées : ultraviolet 0,25

visible 0,39
0,76

infrarouge 5,00

L'appareil donne % de réflection = f (longueur d'onde). L'angle d'incidence variant entre 35° et 70°.

La mesure du % est faite à l'aide d'une correction de zéro effectuée automatiquement par un servo-moteur.

Trois détecteurs sont employés pour les radiations explorées :

- 1 photomultiplicateur 0,25
- 1 tube de détection 0,88
- 1 "lead sulphide" détecteur 2,86
5,00

Il faut de 2 à 320 mn pour explorer cette bande.

2) Le "Barnes Radiometer" By the Barnes Eng. Co. Optithem spectral radiometer - Model R8J2 :

Cet appareil mesure et analyse les radiations d'un échantillon entre 10 pieds et l'infini sous quelques conditions d'emploi (voir fig. 8.3).

3) La "Westinghouse infrared Camera" :

Elle est conçue pour mesurer la puissance relative rayonnée ou réfléchie par le terrain dans la région du visible jusqu'à 12 μ. Un oscilloscope ou autre appareil en permet la lecture (voir fig. 8.4).

Les essais :

Au laboratoire, plusieurs échantillons ont été préparés en ne faisant varier qu'une seule caractéristique du sol à la fois. L'échantillon est testé :

1) avec le R.E spectromètre
2) avec le Barnes radiometer.

Pour déterminer quelle est la longueur d'onde donnan la plus grande variation du % de rayonnement.

Cette indication permet de choisir le filtre à employer avec la Caméra Westinghouse pour avoir le résultat optimum. Si l'essai est concluant, on notera aussi :

1) la teneur en eau
2) la température de surface

Quelques résultats en ne faisant varier que la teneur en eau pour silt, argile et sable (voir fig. 8.5).

Les essais ont dû être poursuivis jusqu'en Fév. 63.

B. Le Radar :

L'étude de son emploi a été commencée en Avril 1961.

Il permettrait d'avoir des renseignements sur une couche de sol de 1 à 2 pieds, alors que les appareils à infra-rouges n'étudient que sa surface.

Le premier travail est de déterminer quelle bande du spectre électromagnétique du radar doit être explorée pour avoir des renseignements sur le sol.

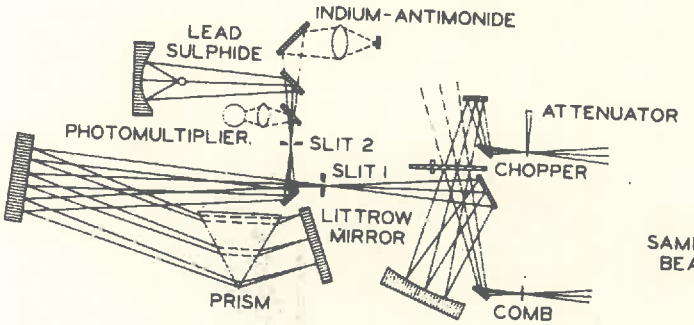
(Voir fig. 8.1 et 8.6).

Fig 8.

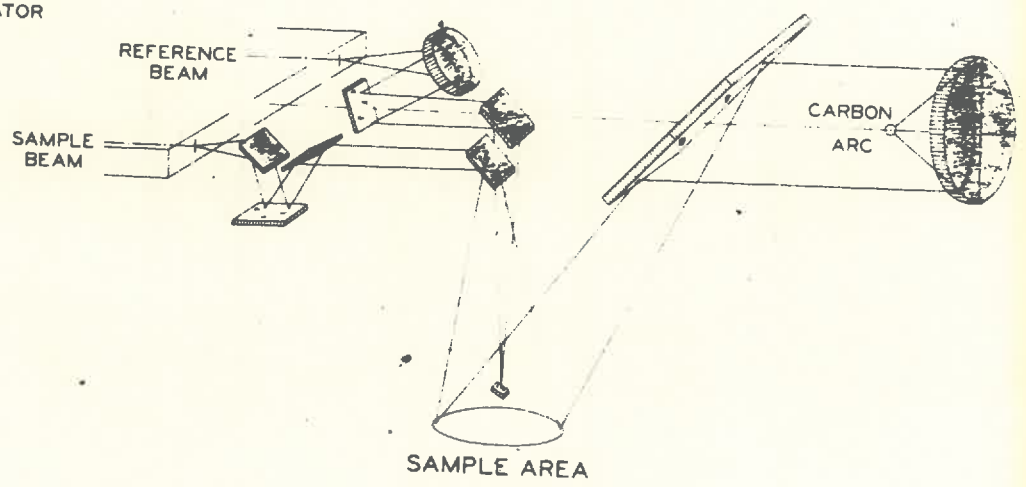
LIPSCOMB (WES) Septembre 1961 [165]

Band	Center Frequencies, Megacycles	Wave Length
P	300	1 m
L	900	33 cm
S	3000	10 cm
C	5000	6 cm
X	10000	3 cm
K	20000	1.5 cm
Q	40000	0.75 cm

PERKIN-ELMER REFLECTANCE SPECTROPHOTOMETER



TOP VIEW OF
MONOCHROMATOR-OPTICAL SCHEMATIC

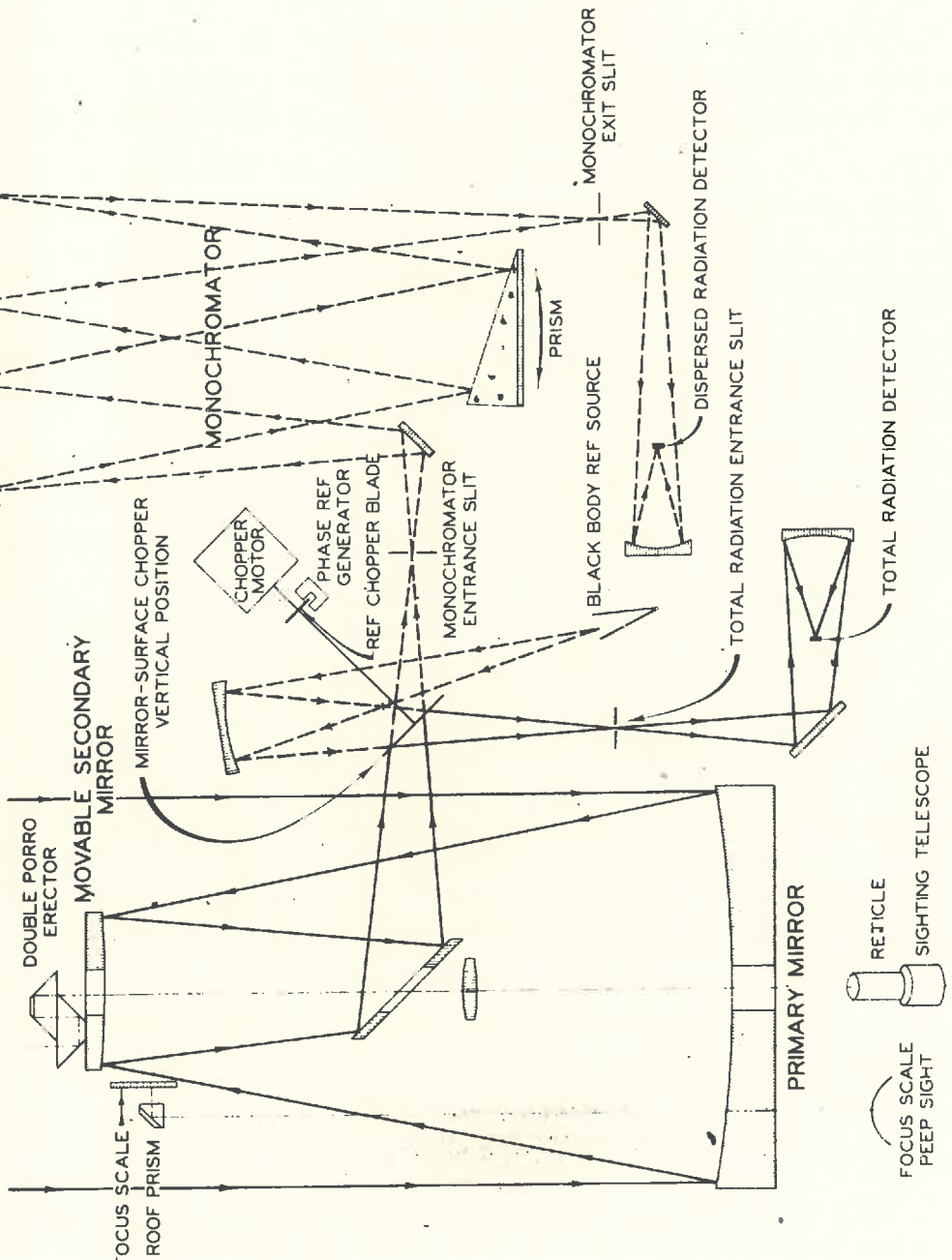


SIDE VIEW OF
DUAL BEAM SOURCE OPTICS

Fig 8

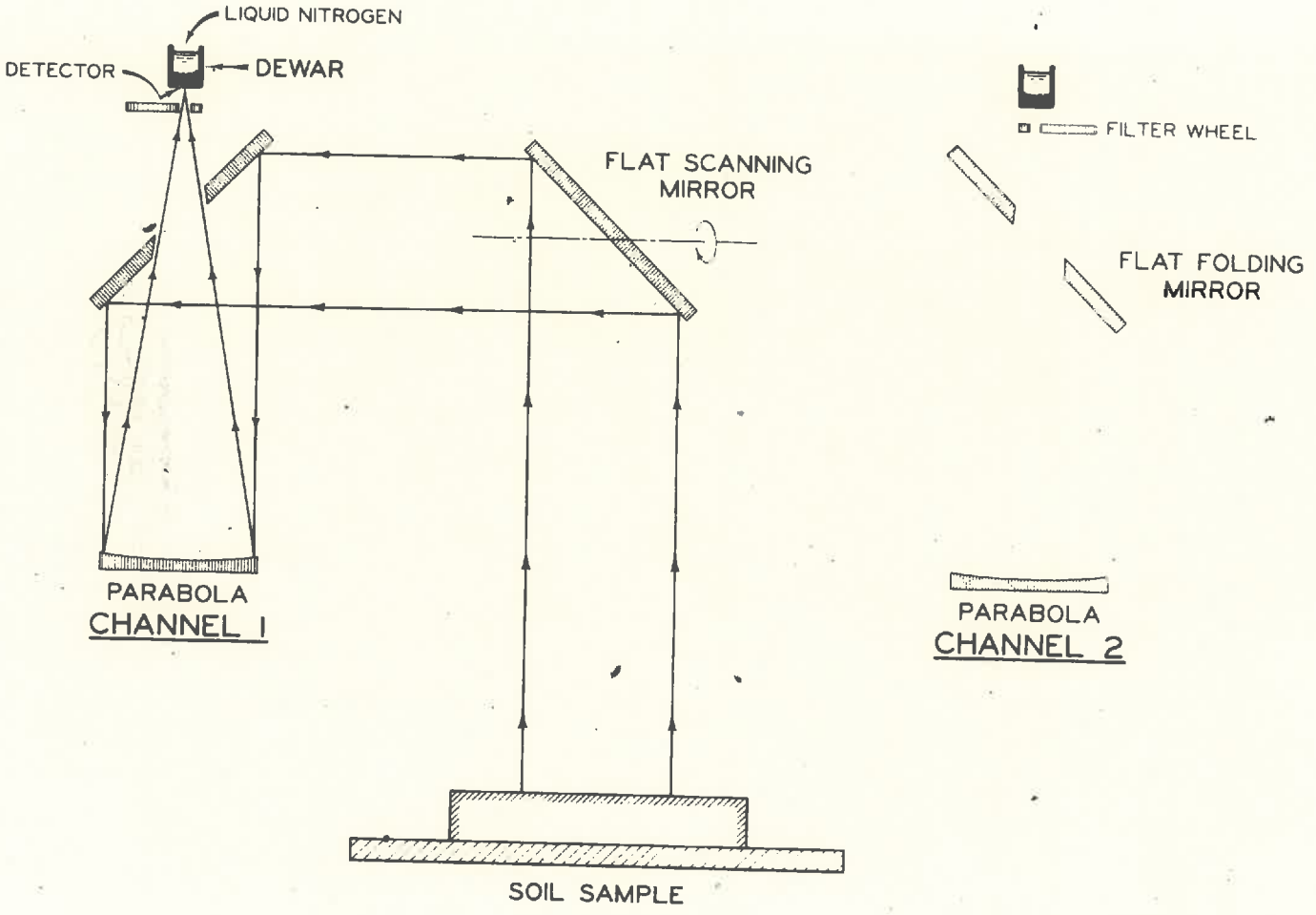
Fig 8.

BARNES SPECTRAL AND TOTAL RADIATION RADIOMETER



WESTINGHOUSE INFRARED CAMERA

SCANNER OPTICS



LIPSCOMB (ES 1961) [105]

Fig 8.4

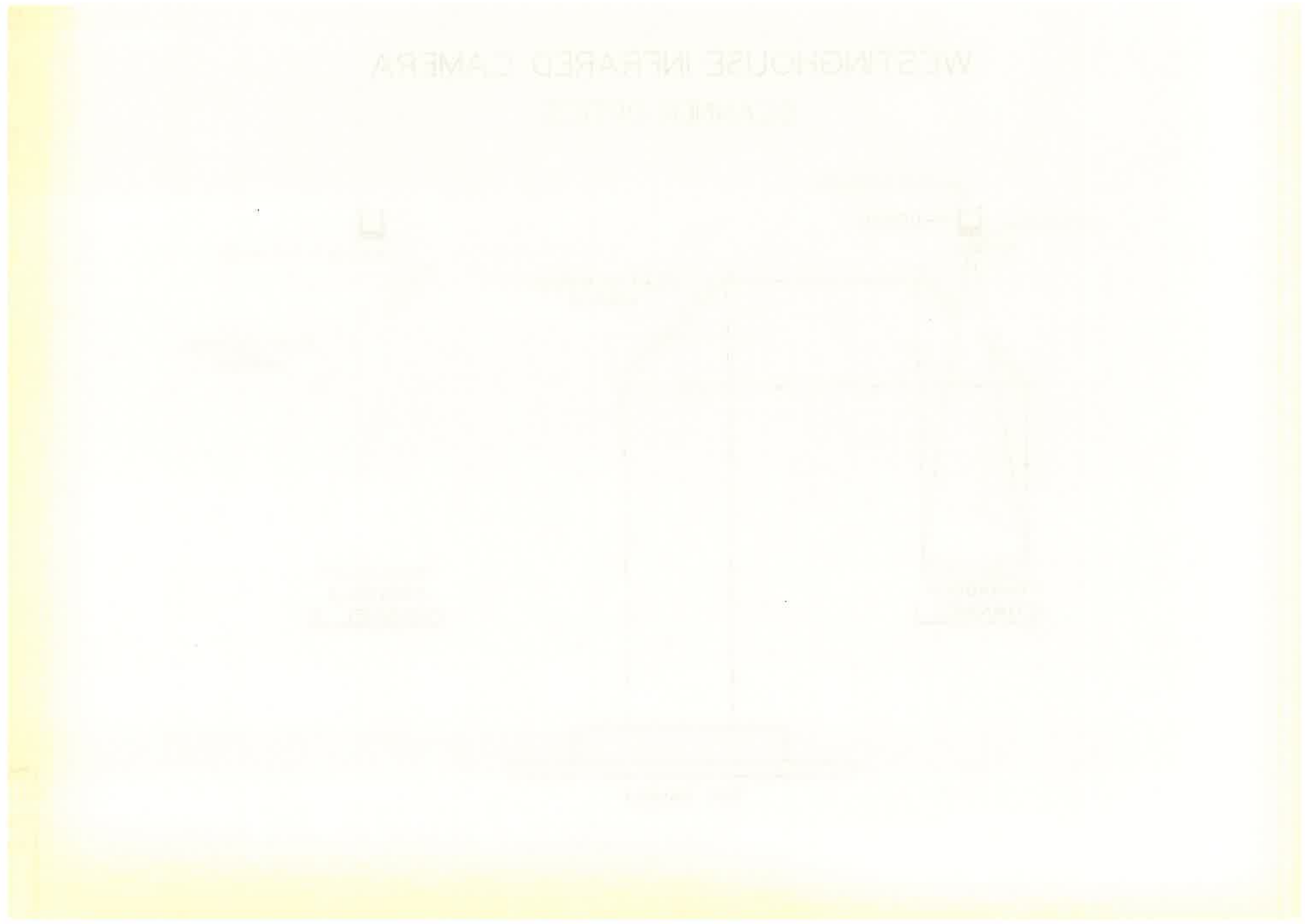


Fig 8

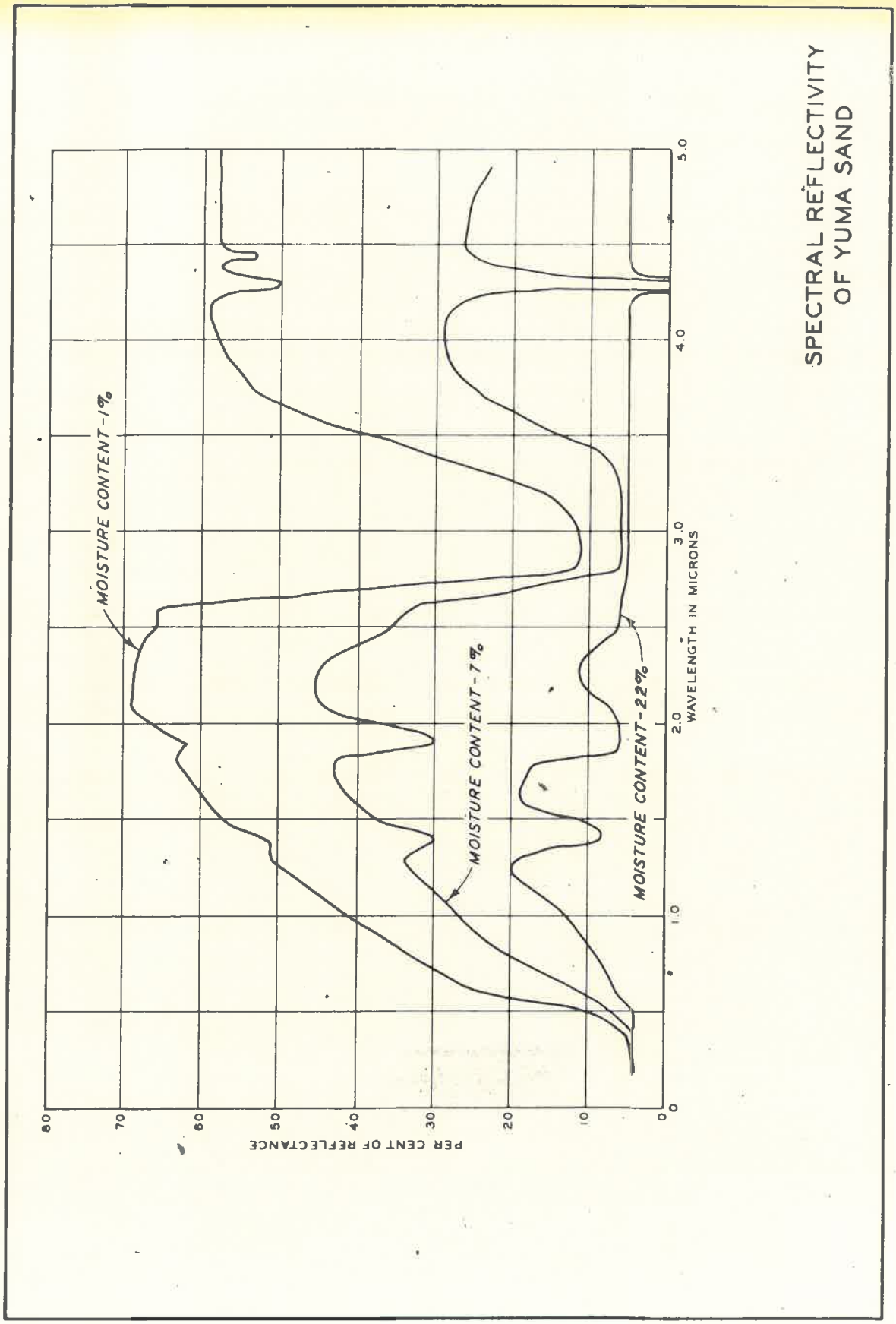
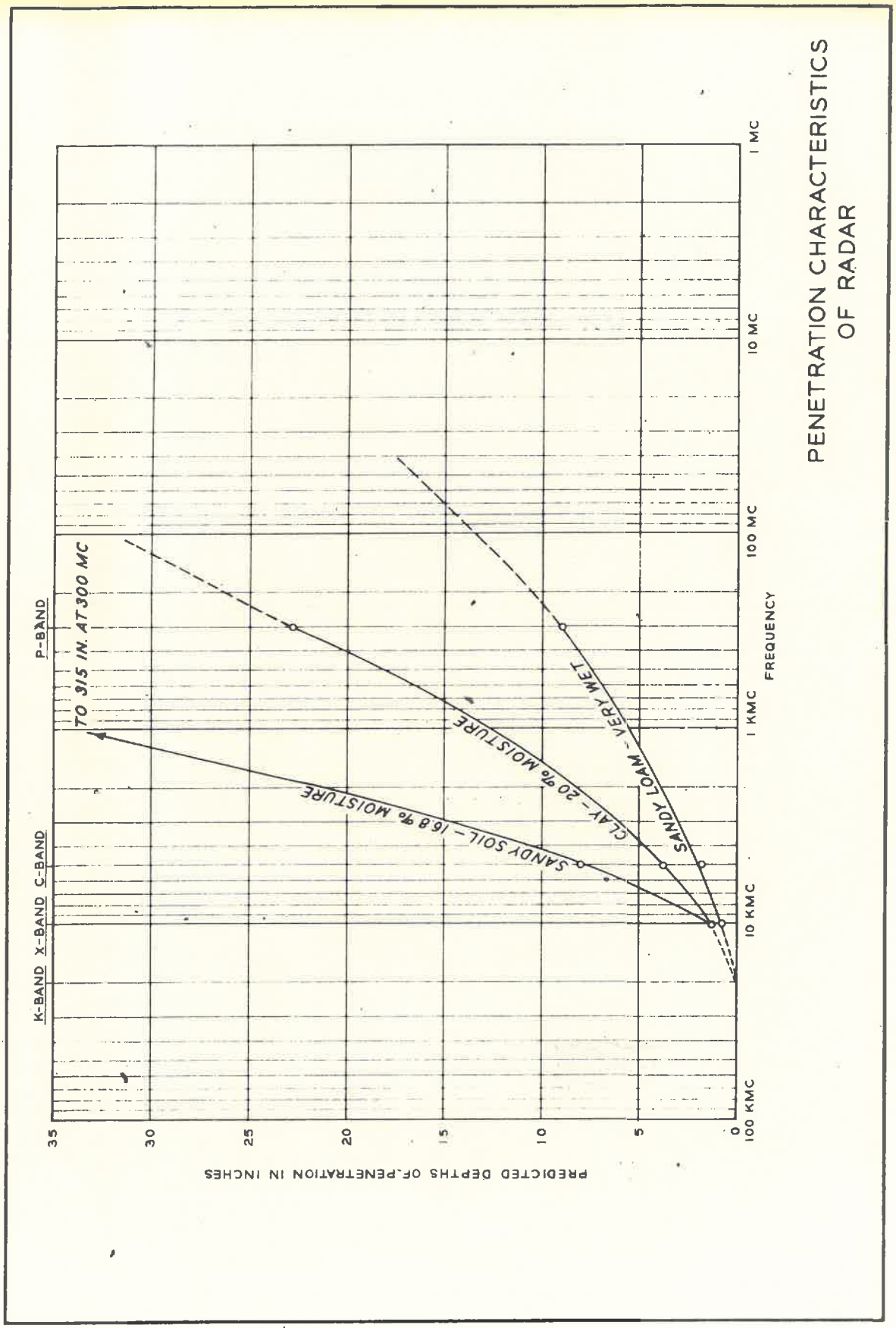

SPECTRAL REFLECTIVITY
OF YUMA SAND
MOISTURE CONTENT-1%
MOISTURE CONTENT-7%
MOISTURE CONTENT-22%
PER CENT OF REFLECTANCE
WAVELENGTH IN MICRONS
0
10
20
30
40
50
60
70
80
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0

Fig 8-


PENETRATION CHARACTERISTICS OF RADAR
P-BAND
K-BAND X-BAND C-BAND
TO 315 IN. AT 300 MC
SANDY SOIL – 16.8 % MOISTURE
CLAY – 20 % MOISTURE
SANDY LOAM – VERY WET
1 MC
10 MC
100 MC
1 KMC
10 KMC
100 KMC
FREQUENCY
PREDICTED DEPTHS OF PENETRATION IN INCHES
35
30
25
20
15
10
5
0

9 - DISCUSSION ET COMPARAISON

9.1 Discussion par REECE [106] (1964) (Membre du Laboratoire de l'Université de Newcastle upon Tyne - Angleterre et du F.V.R.D.E.) (Fighting Vehicle Research and Development Establishment)

En consultant des travaux non publiés (!), cet auteur note que les paramètres k_c, k_ϕ et n de BEKKER conduisent à des valeurs de l'enfoncement D inférieures à celles mesurées (p. 10 de [106]).

Tracées en coordonnées logarithmiques, les courbes pression - enfoncement ne donnent pas des droites et ne satisfont pas à la relation de BEKKER $p = \left(\frac{k_c}{B} + k_\phi\right) D^n$ pour des essais de plaques.

Aussi, REECE conteste cette relation, lui préférant une de la forme :

$$p = p_o + k' D^n$$

ou, mieux encore : $$p = \left(k'_c\, c + \gamma\, k'_\phi\, \frac{B}{D}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^n$$

(fig. 91.2, 91.3 et 91.4)

Les coefficients k'_c, k'_ϕ et n sont adimensionnels.

- Les essais de plaques peuvent, à son avis, être utilisés dans l'étude de la locomotion tous terrains si le rapport des dimensions de la plaque est supérieur à 4.

De plus, les plaques étroites provoqueraient une compression latérale du sol plus qu'une rupture générale (fig. 9.1.1).

Dans les sables, le rapport des dimensions a peu d'influence si $\phi < 35°$.

- REECE conteste la validité du calcul et des expériences de JANOSI [303] que nous avons exposés précédemment dans le chapitre 5.

Il a procédé à des expériences qui ont mis en défaut la proposition de JANOSI (p. 45 [106]).

- Le pénétromètre WES ne lui apparaît pas adéquat pour l'étude de la locomotion tous terrains : le rapport $\frac{D}{B}$ étant trop important. Il lui a semblé que le WES en était moins partisan et les investigations dans ce domaine seraient abandonnées (p. 6 [106]).

Fig 91.1

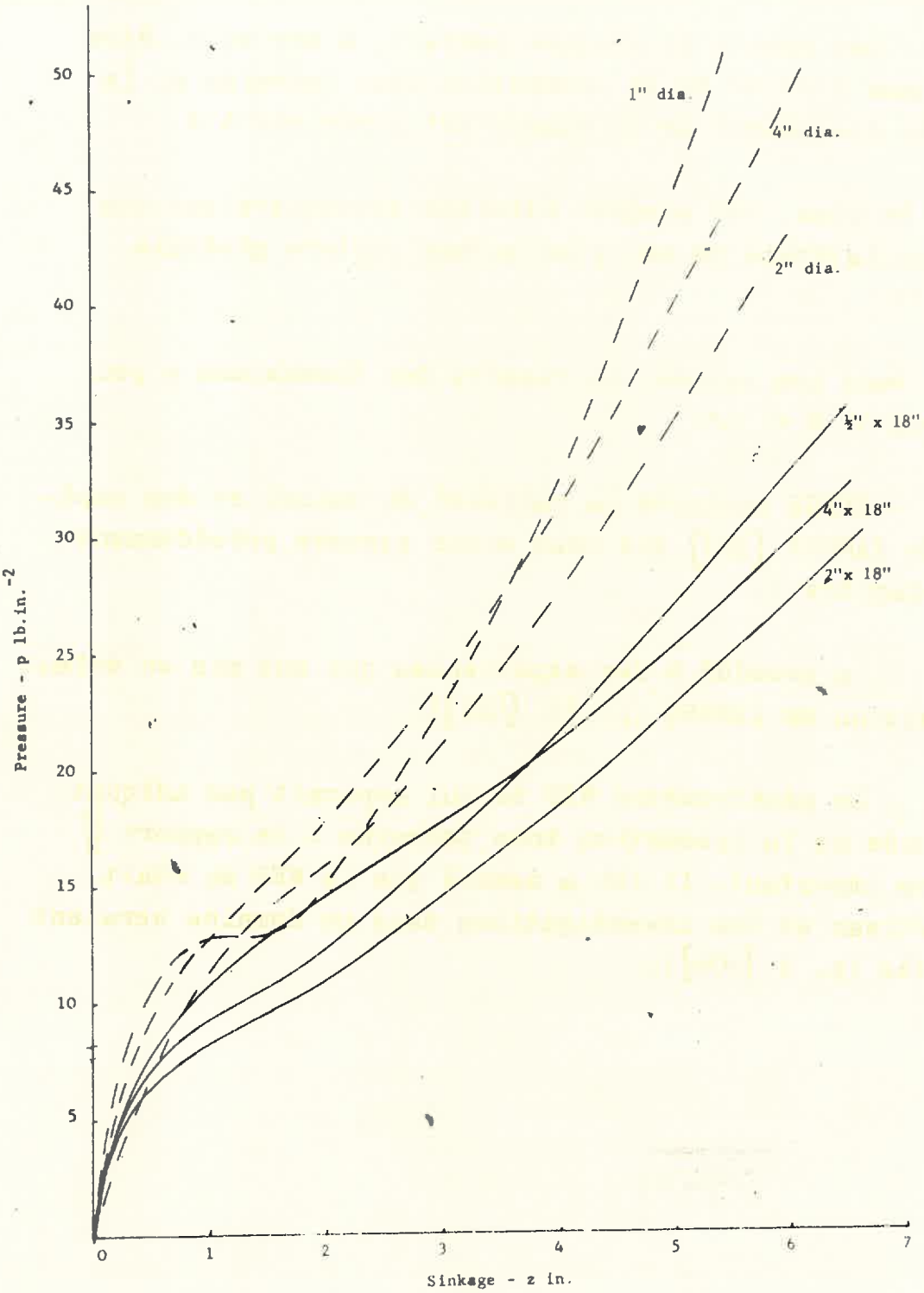


Fig.4.1.1. Pressure sinkage curves for circular and rectangular plates in compact wet sand.

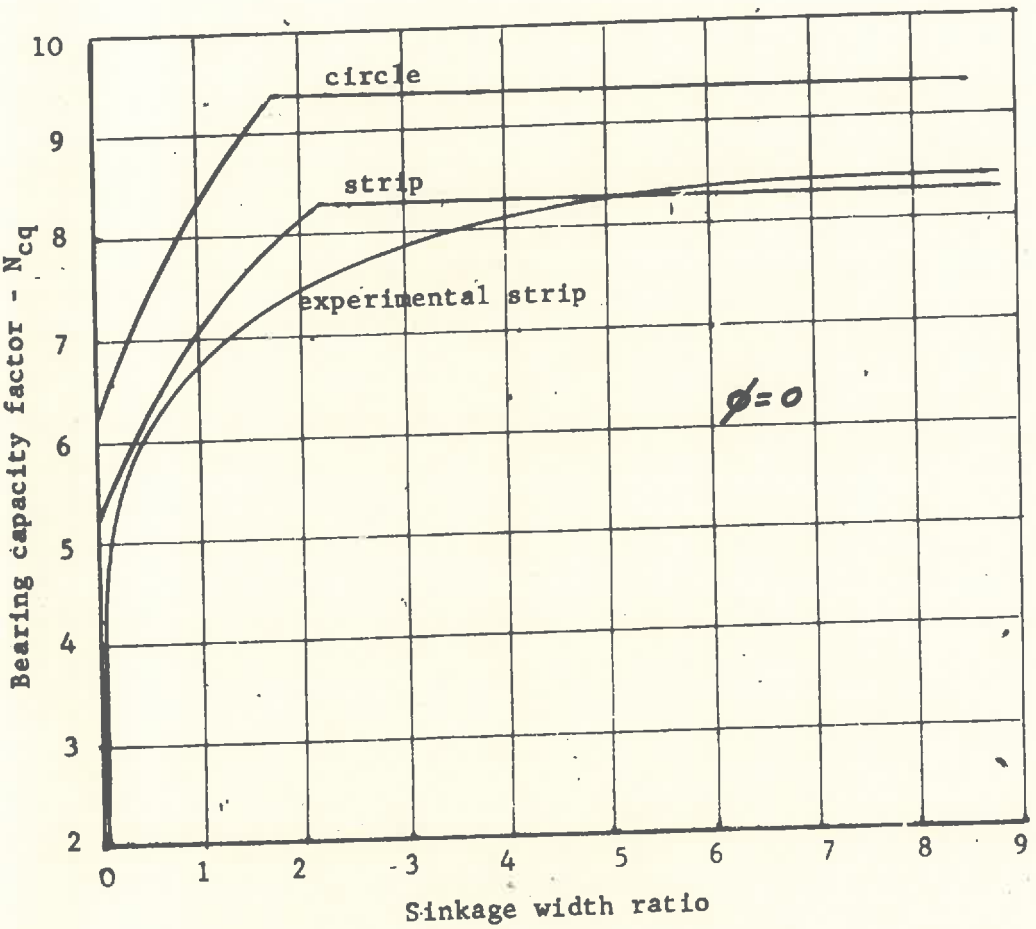


Fig.4.6.3. Theoretical and experimental bearing capacity factor N_{cq} as a function of sinkage width ratio for strip and circular footings in frictionless soil. (after Meyerhof)

ARGILE

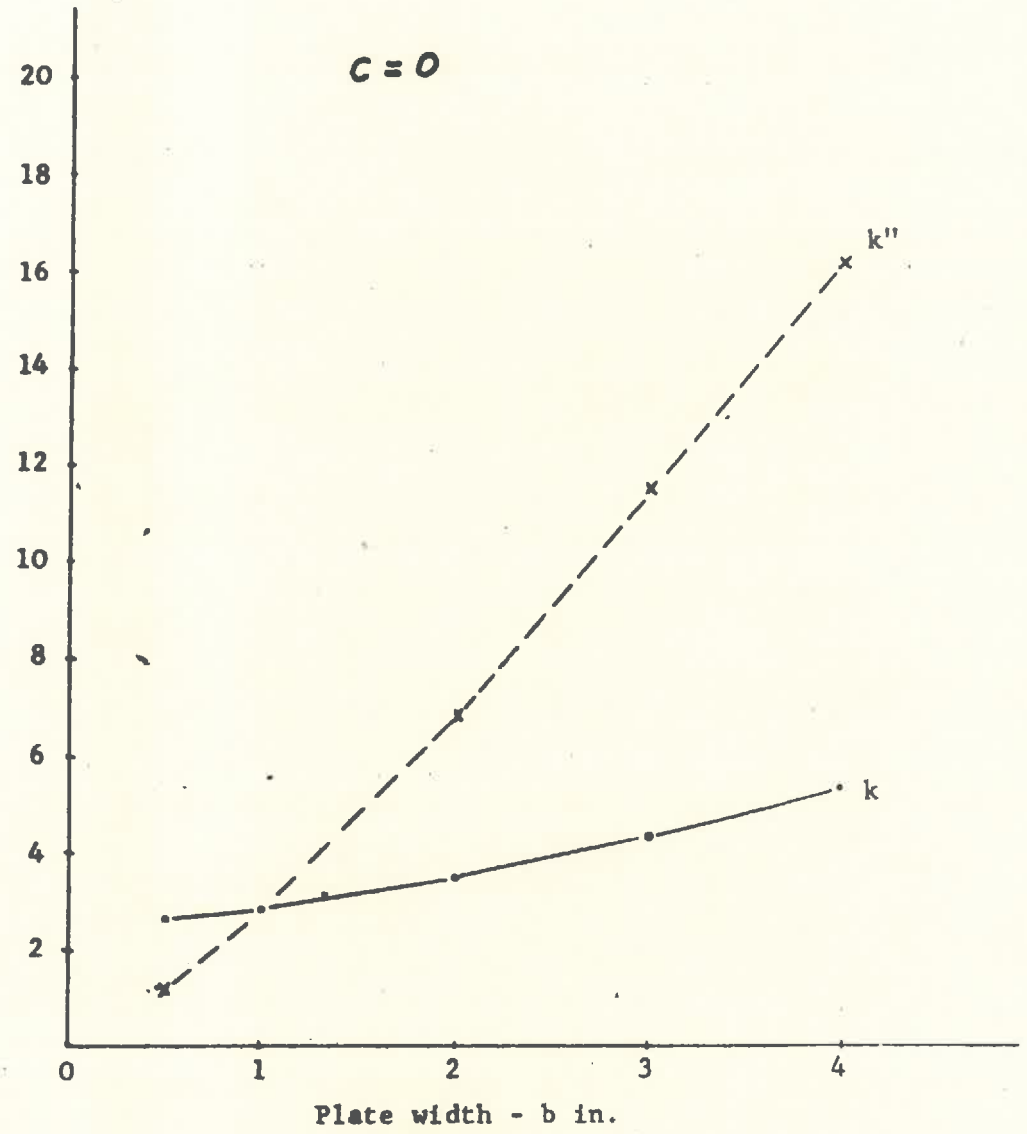


Fig.4.8.7. The relation between k in $p = kz^n$ and k'' in $p = k''\left[\frac{z}{b}\right]^n$ and plate width for rectangular plates in dry sand.

Fig 91.4

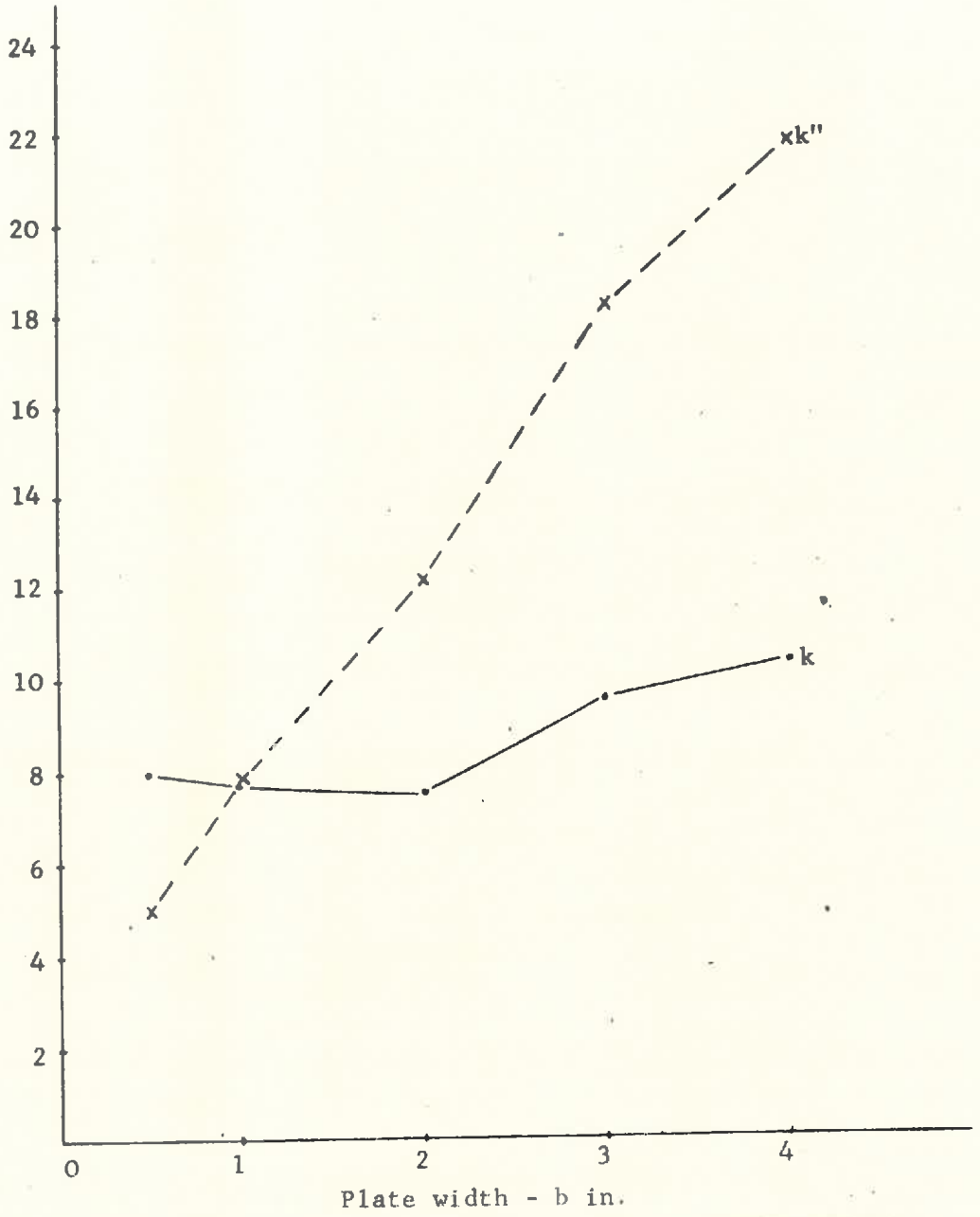


Fig.4.8.8. The relation between k in $p = kz^n$ and k" in $p = k''\left[\frac{z}{b}\right]^n$ and plate width for rectangular plates in wet sand.

9.2 Comparaison entre Vane test ——→ τ_v

Pénétromètre WES ——→ C I

Bévamètre normal ——→ k_c, k_ϕ et

Bévamètre de cisaillement → C_b, ϕ_b

Essai de cisaillement direct $C_{u,v}$

et triaxial ——→ C_t, ϕ_t

Les Laboratoires du WES (U.S.A. - Vicksburg) ont entrepris sous la direction de J.L. SMITH des essais pour établi une comparaison entre ces appareils :

- en 1962 [503] sur Argiles CL et CH, et sur sables

puis, - en 1964 [504] sur Argiles CL et CH seulement.

- Les essais ont été faits sur 2 matériaux cohérents

. "Lean Clay" (argile CL)

. "Heavy Clay" (argile CH)

dont cet auteur faisait varier la teneur en eau et la masse volumique sèche,

et sur un matériau pulvérulent :

. "Yuma Sand"

dont il faisait varier la masse volumique sèche.

9.21 Pour les ARGILES, la teneur en eau est un facteur primordial. Si elle est faible, la densité a une influence accrue.

Pour ces matériaux, il nous fournit les valeurs de C_t, ϕ_t, k_c, k_ϕ et n en fonction de la teneur en eau et, pour une même énergie de compactage (exprimée en nombre de coups de dames), il aurait fallu paramétrer en fonction de la densité, mais cela n'a pas été fait. Sur la figure 92.4, nous avons rassemblé quelques unes de ces courbes.

- L'essai triaxial est non consolidé non drainé :

L'écrasement se fait en 7 à 10 minutes.

σ_1 est pris au pic ou pour une déformation axiale de 10 %.

- Vane test : $\tau_v = \frac{M \text{ maxi}}{2\pi r^2 (R + \frac{2}{3} r)}$ (formule analogue à celle du L.C.P.C.).

-"Cone Index"C I ou effort de pénétration en Livre/$(in)^2$ = 70 g/cm^2.

On remarquera que la valeur donnée de C I en 1962 est la moyenne arithmétique de C I en tous les inch de 0 à 6 inch. Pour une argile cela peut se concevoir. Pour un sable, cela a moins de sens. La valeur de C I, alors donnée, serait approximativement celle obtenue pour D = 3 inch (voir fig. 502).

- Le "Bévamètre normal" est l'essai de plaque décrit au paragraphe 4.1, il nous donne k_c, k_ϕ et n

- Le "Bévamètre de cisaillement" est l'essai décrit au paragraphe 4.2, il nous donne C_b, ϕ_b.

Comparaison -

- La cohésion déterminée par le "Bévamètre de cisaillement" est peu différente de celle obtenue au triaxial (fig. 92.14)

$$C_b \neq C_t$$

Entre ϕ_b et ϕ_t la dispersion est grande.

- Entre la résistance au cisaillement obtenue au Vane-test (τ_v) et C_t la relation :

$C_t = 0{,}8\ \tau_v$ n'est valable que pour ϕ faible $< 3°$

les fortes teneurs en eau

et τ_v assez faibles < 850 g/c

(Voir figure 92.9).

Par ailleurs, il nous donne la relation :

$\tau_v = \tau_{max} + 0{,}6$; $\left(\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$ (fig. 92.10).

- Entre "C I" et τ_v : $\tau_v = \frac{1}{10} \cdot C\,I$ cette relation est valable pour $0 < C\,I < 5600$ g/cm^2 (voir fig. 92.11).

- Entre la valeur de C I et les mesures de C_t et ϕ_t faites au triaxial, nous avons :

$C\,I = 12{,}5\ C_t$ pour $0 < C\,I < 5600$ g/cm^2

de fortes teneurs en eau

$\phi_t < 3°$.

(voir fig. 52.7).

La relation entre CI et ϕ_t ne donne pas lieu à une exploitation facile (fig. 92.12). Mais le rapport $\frac{CI}{c} = N_{cm}$ (N_c mesuré) est lié à ϕ (voir chap. 5.4) et doit permettre une exploitation intéressante du pénétromètre.

Les courbes $C_t = f(\phi_t)$ paramétrées avec CI seraient à compléter avec les résultats en milieu pulvérulent ($C_t = 0$). Cela n'a pu être fait car SMITH n'a pas donné en 1962 les relations directes entre CI et ϕ_t pour les sables.

- Les comparaisons entre le Bévamètre normal - le triaxial et le pénétromètre "WES" présentent de grandes dispersions qui ne permettent pas d'en tirer des conclusions ; hormis :

$$k_\phi = 0{,}48 \times CI \quad \text{(fig. 92.16)}$$

$$k_c = 0{,}19 \times CI \quad \text{(fig. 92.15)}$$

et $k = (k_c + k_\phi) = 0{,}67 \times CI$ (fig. 92.17)

cette dernière relation est la valeur de $K = \left(\frac{k_a}{B} + k_\phi\right)$ pour B = 1 inch.

- Le document [502] du WES (établi en 1959) nous donne la résistance au cisaillement obtenue par des essais triaxiaux, de compression simple et des essais de cisaillement direct (JURGENSON) en fonction de CI (voir fig. 92.18).

Ces essais qui ne concordent pas exactement avec ceux de SMITH ont encouragé la poursuite des recherches.

9.22 Pour les SABLES, on a un ensemble de courbes en fonction de la masse volumique sèche :

τ_c (cisaillement direct) = f(C I)

τ_v = f(C I) $\tau_v \neq 0{,}24$ C I (fig. 92.8)

τ_v = f(γ_d) (fig. 92.7).

C.I = f(γ_d) (fig. 92.6).

Par recoupement, on peut établir, à partir de ces divers graphiques :

$\tau_c = f(\phi)$

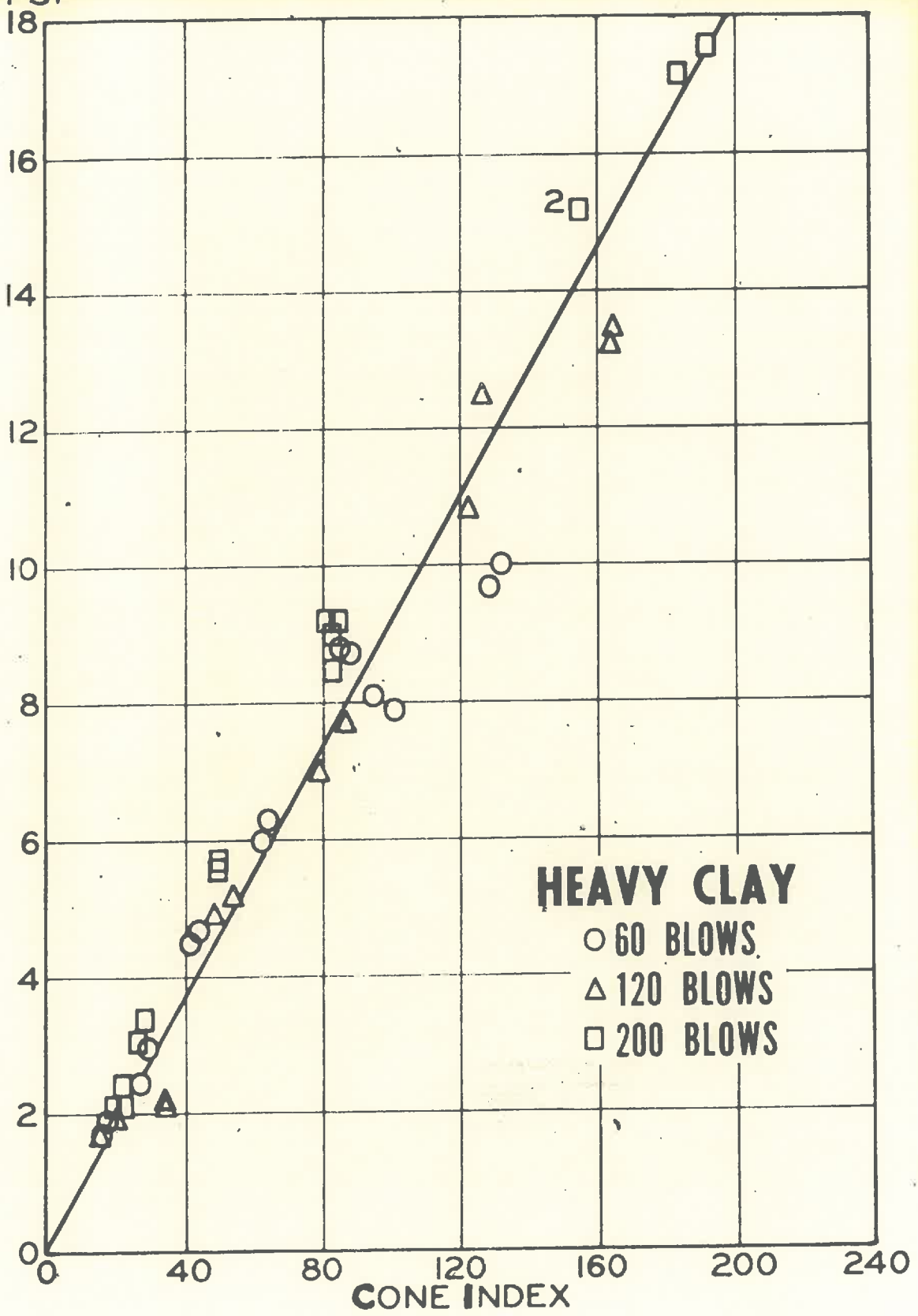
et : C I = f(ϕ) (Voir figures 515 et 516).

Mais, cela est sujet à caution. On regrettera que ces relations n'aient pas été établies directement.

Les valeurs de k_c, k_ϕ et n ainsi que ϕ_b en fonction de γ_d présentent une très grande dispersion. Ce qui contribu à mettre en doute la valeur de la loi de BEKKER et de ses para mètres.

Pour une ARGILE

Fig



relation C_{uv} - Cone Index

PLATE 31

fig

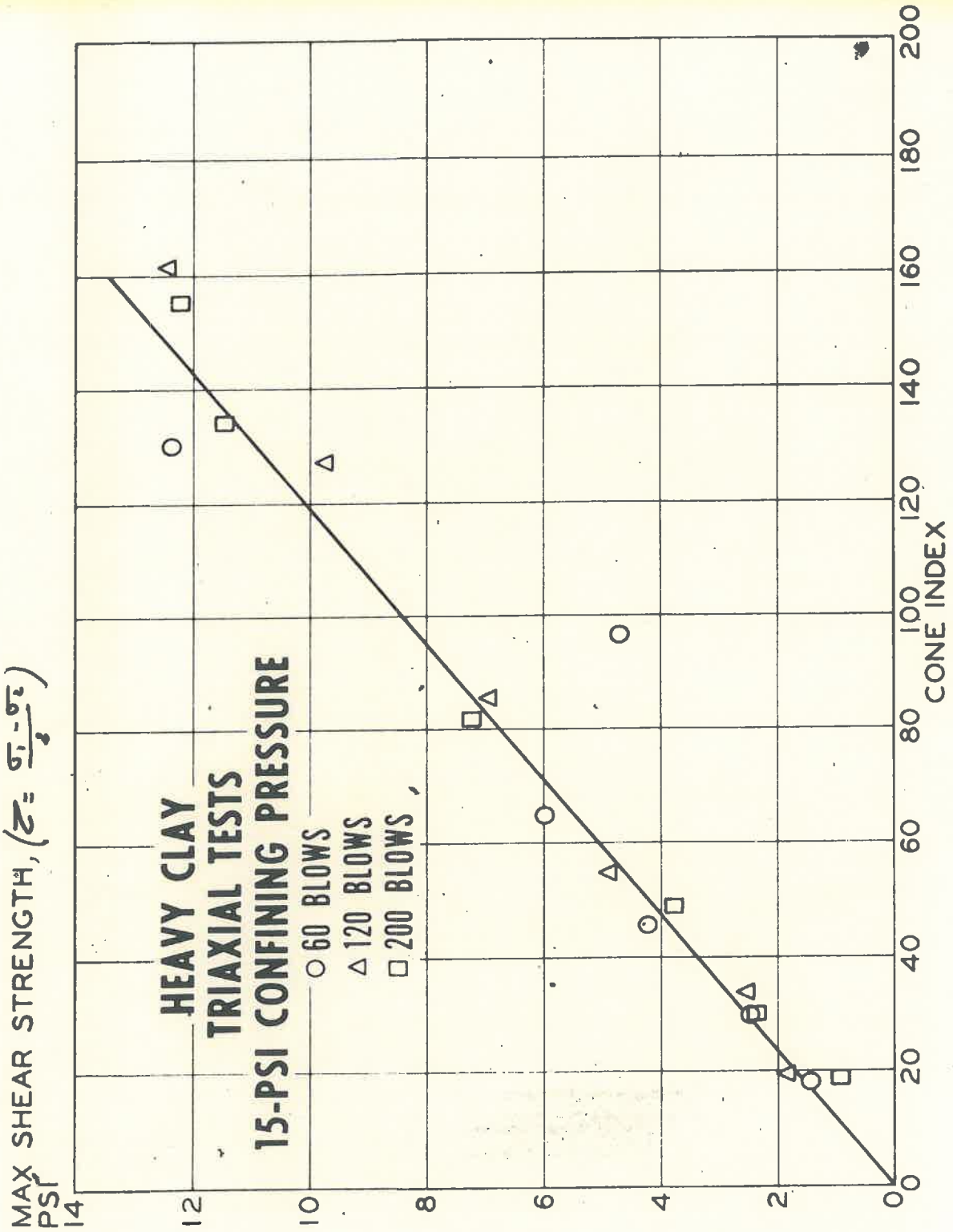


PLATE 25

Pour une ARGILE

Relation z - Cone Index

J.L. SMITH WES (1962)

relation entre K (paramètre de Bekker) - Cone Index

Fig 9

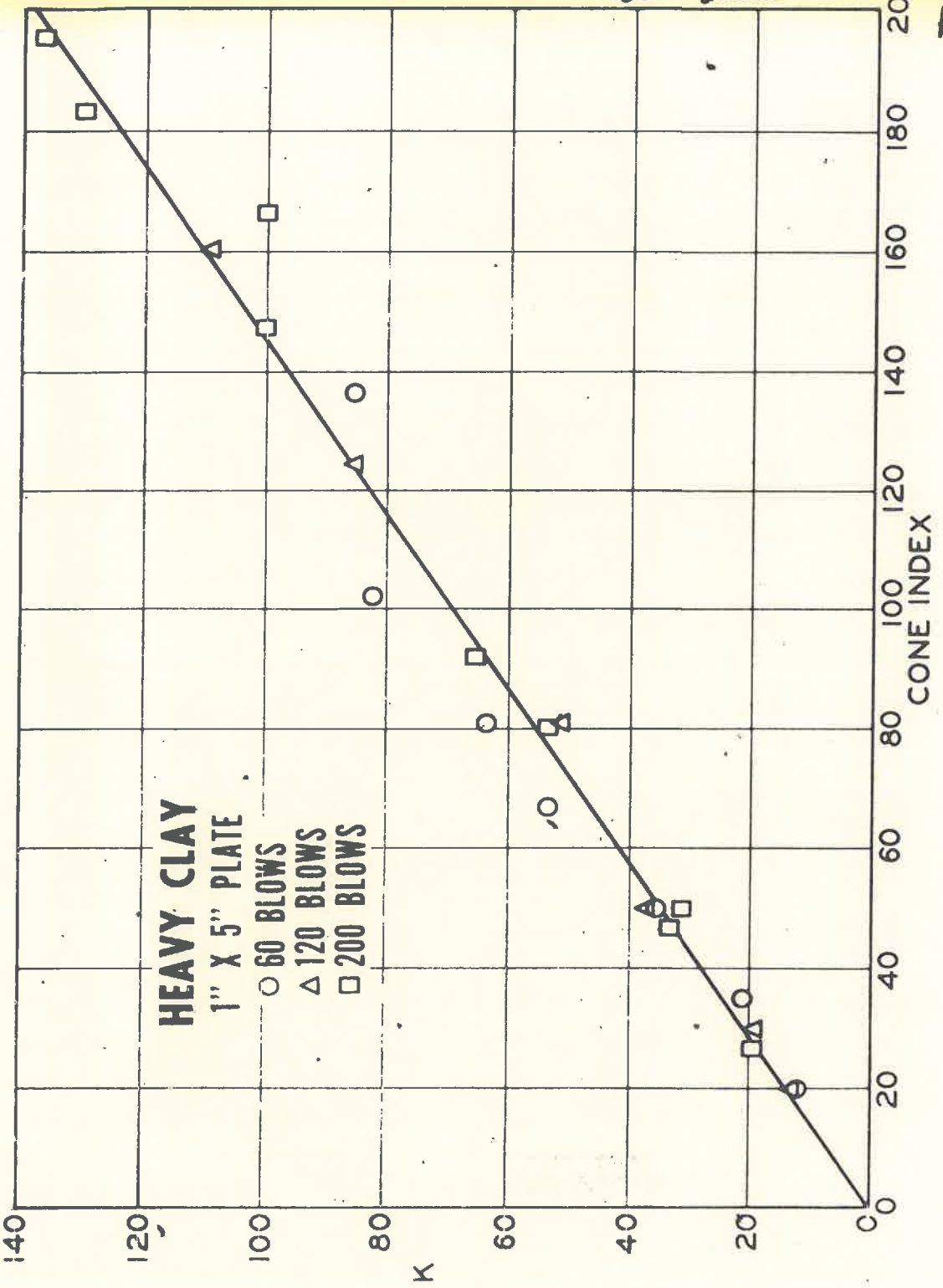
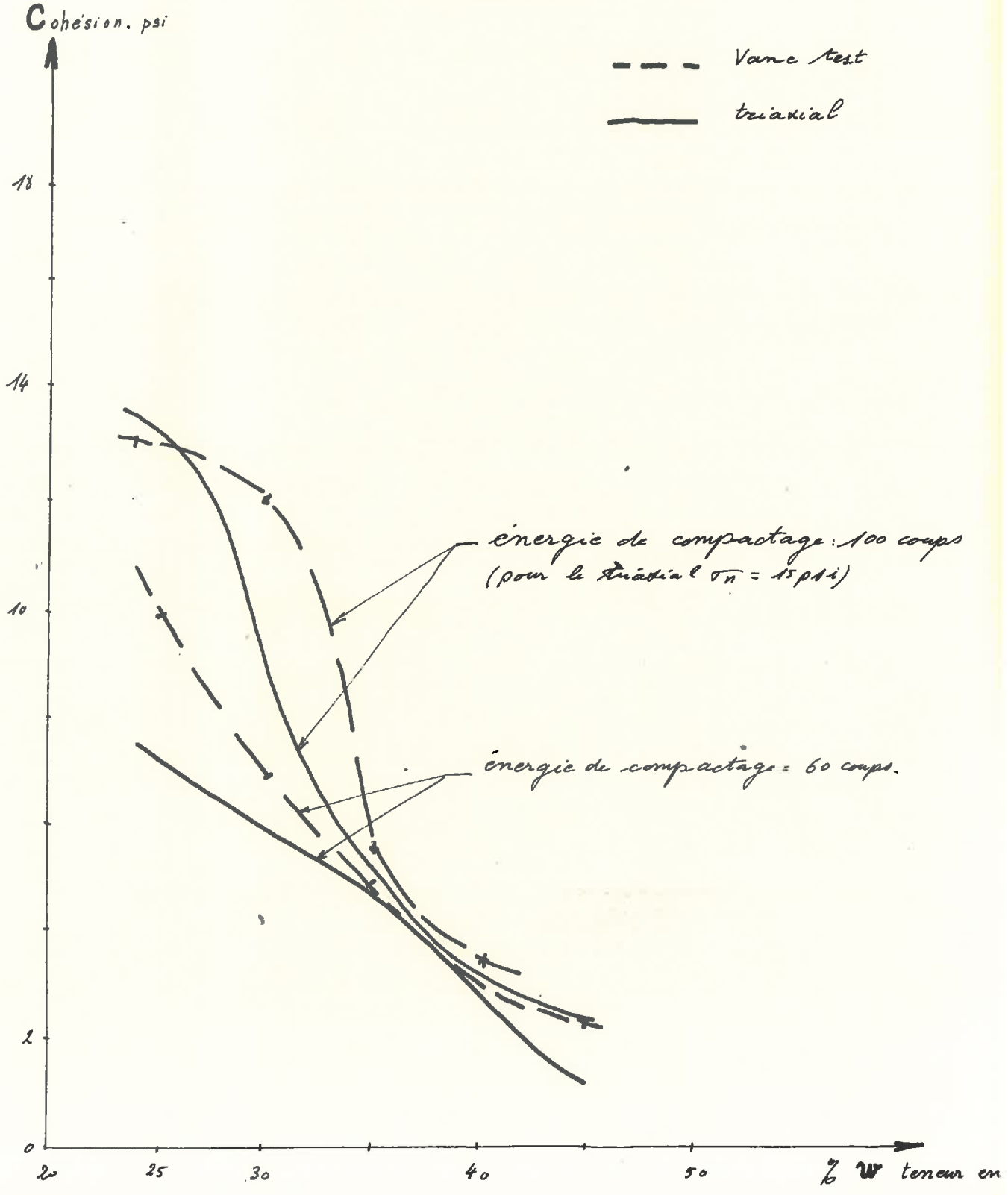


PLATE 29

SMITH WES 1962 pour une ARGILE CH

Fig 92

Relation entre:
-Vane test
-Essai triaxial
en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage



Four an SAND
relation: 2 cisaillement direc
Cone Index

Fig 9

YUMA SAND
DIRECT SHEAR TEST

Note: Numeral on curve indicates 2 tests gave same reading.

C1 (0-6 Inch Average Cone Index)

0 10 20 30 40 50 60 70 80

25 26 27 28 29 30

C2 (Maximum Shear Strength, psi)

PLATE 26

J.L. SMITH WES (SEX 1962)

Fig 92

Pour un SABLE

relation Cone Index - densité séche

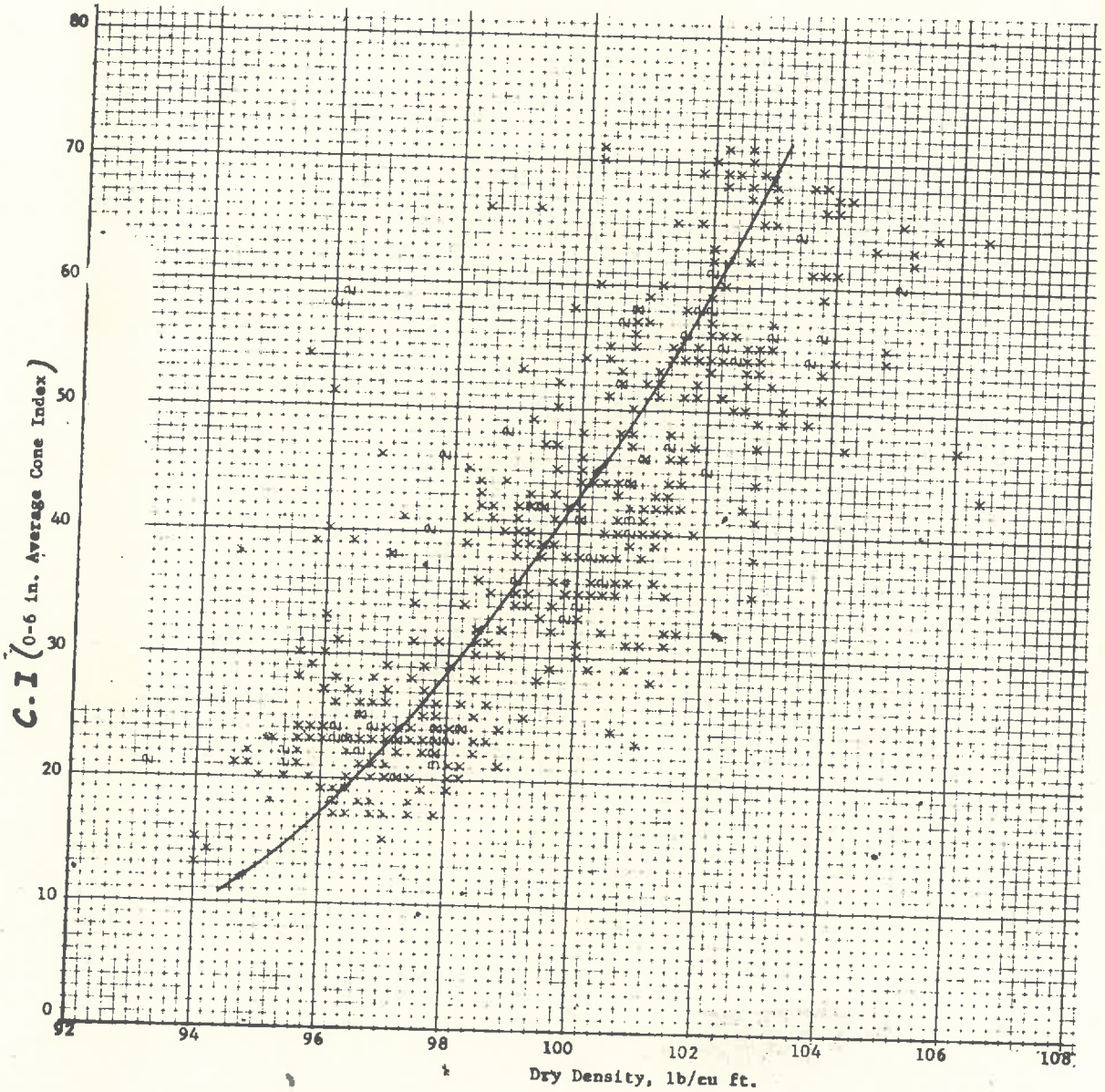


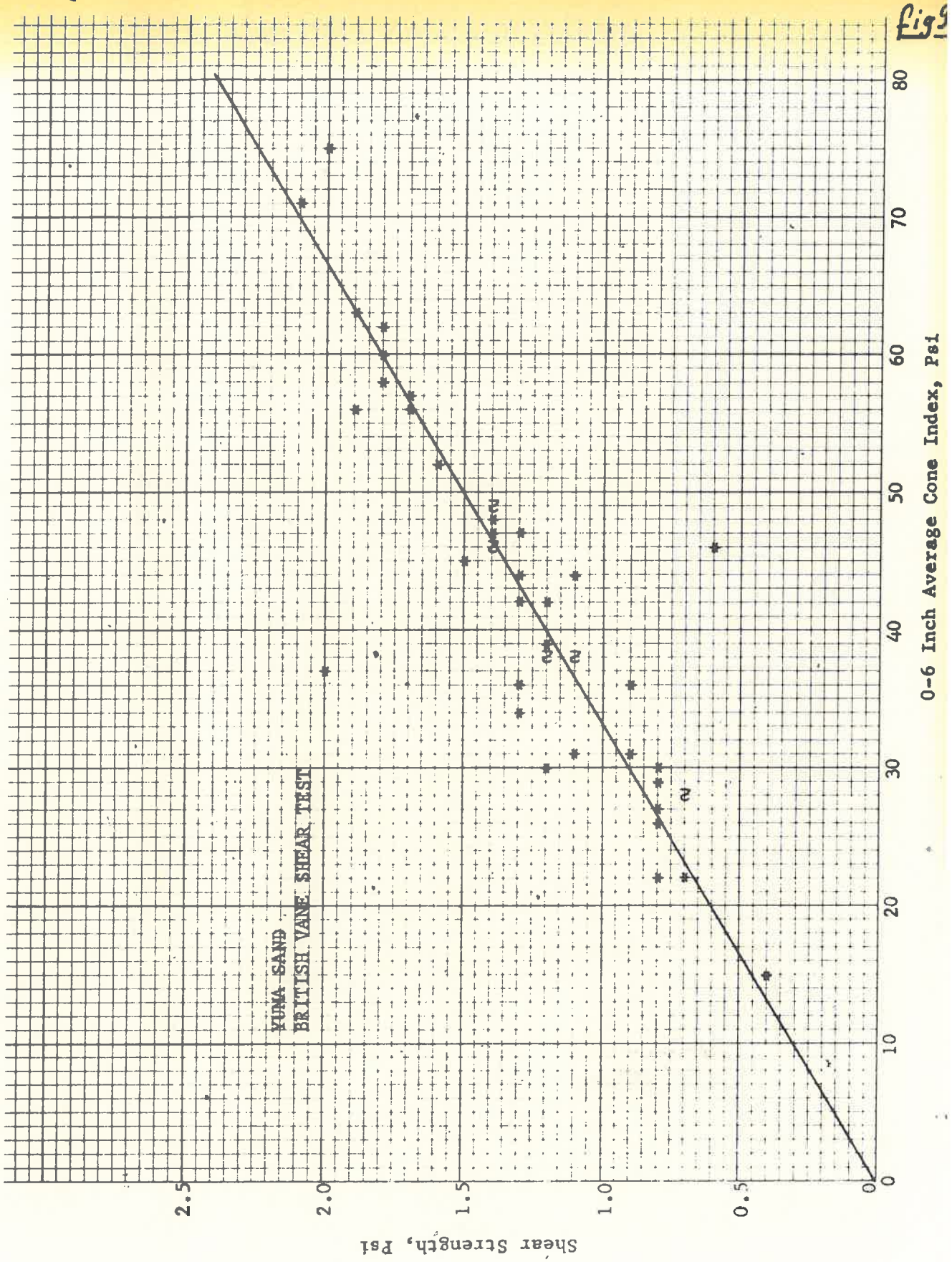
PLATE 23

Fig 9

Pour un SABLE

relation τ vane test – densité séche

PLATE 22



pour un SABLE

relation τ vane test - Cone Index

PLATE 32

relation C_t - $C_{u,v}$ (vane test)

fig.

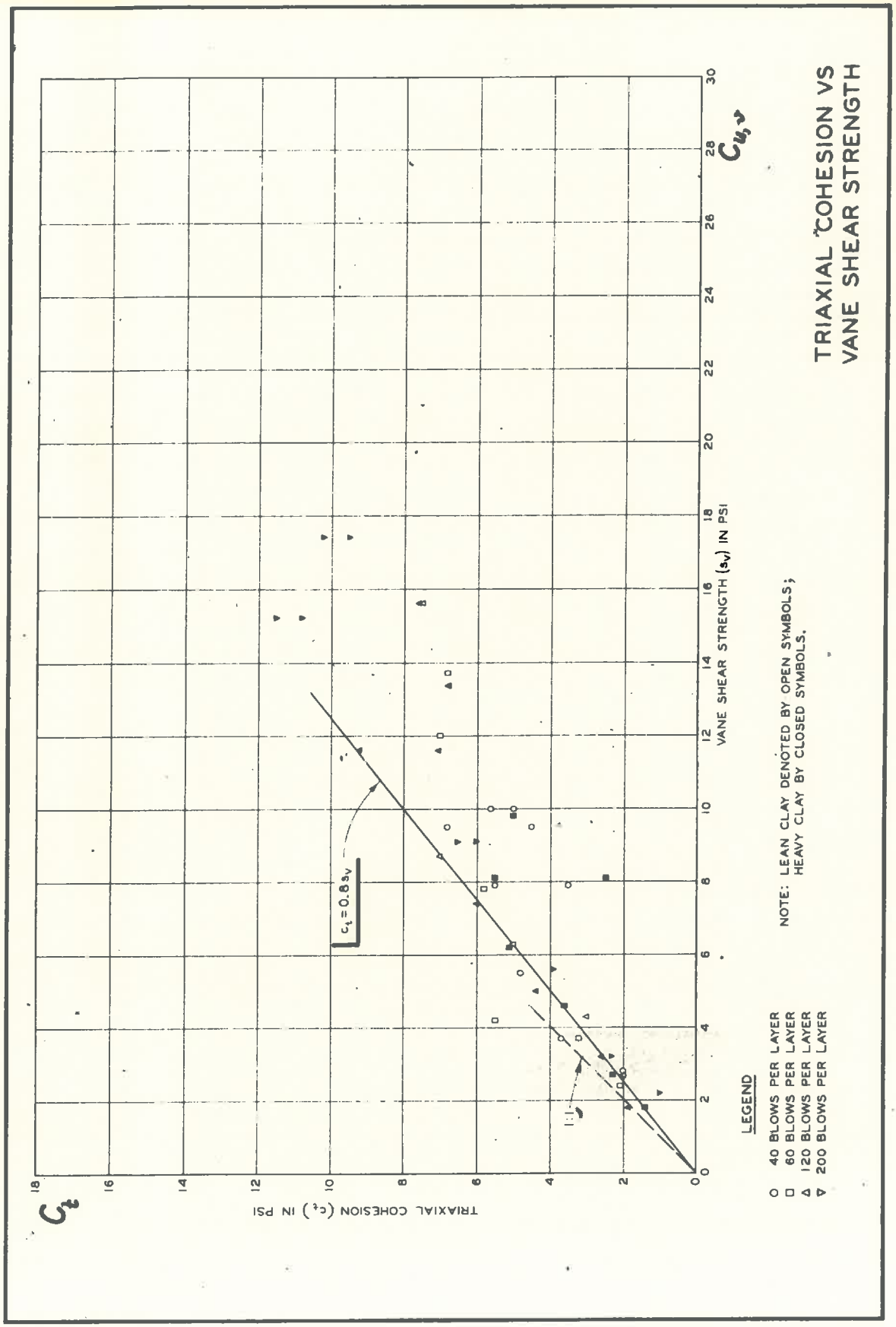
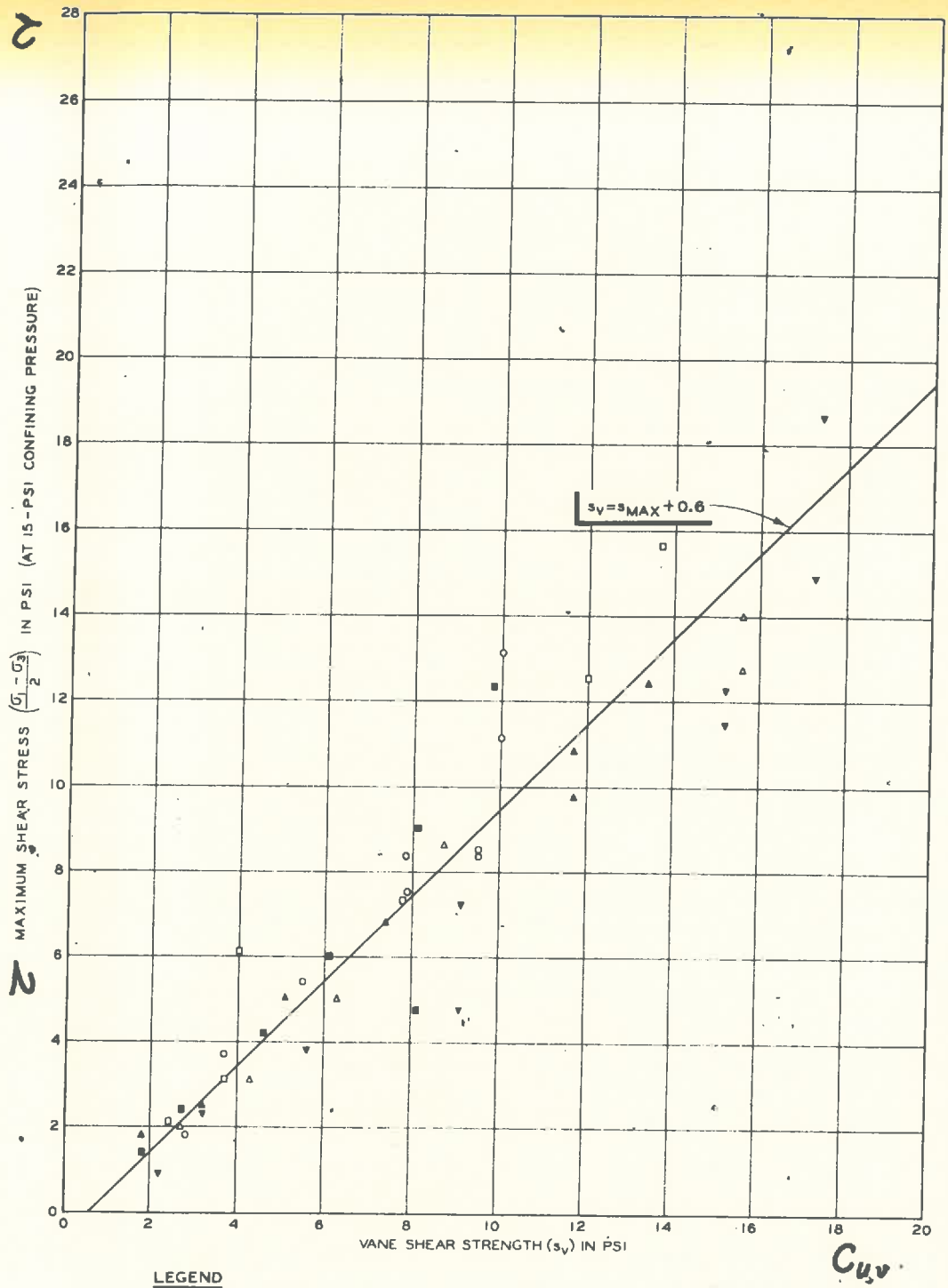


fig 92

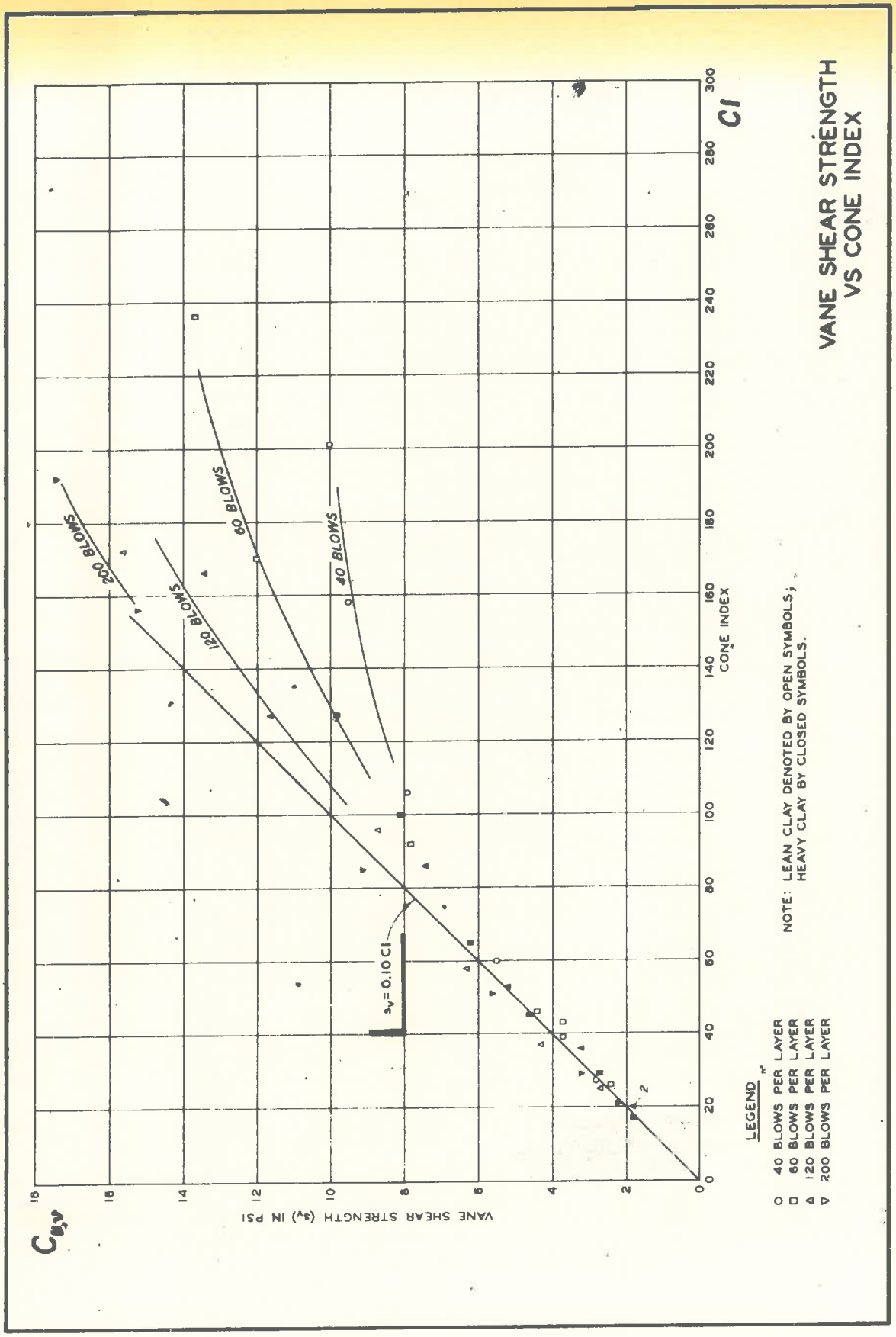


Pour une ARGILE

RELATION τ (triaxial UNC) - $C_{u,v}$ (vane test)

J.L. SMITH MBS (1964)

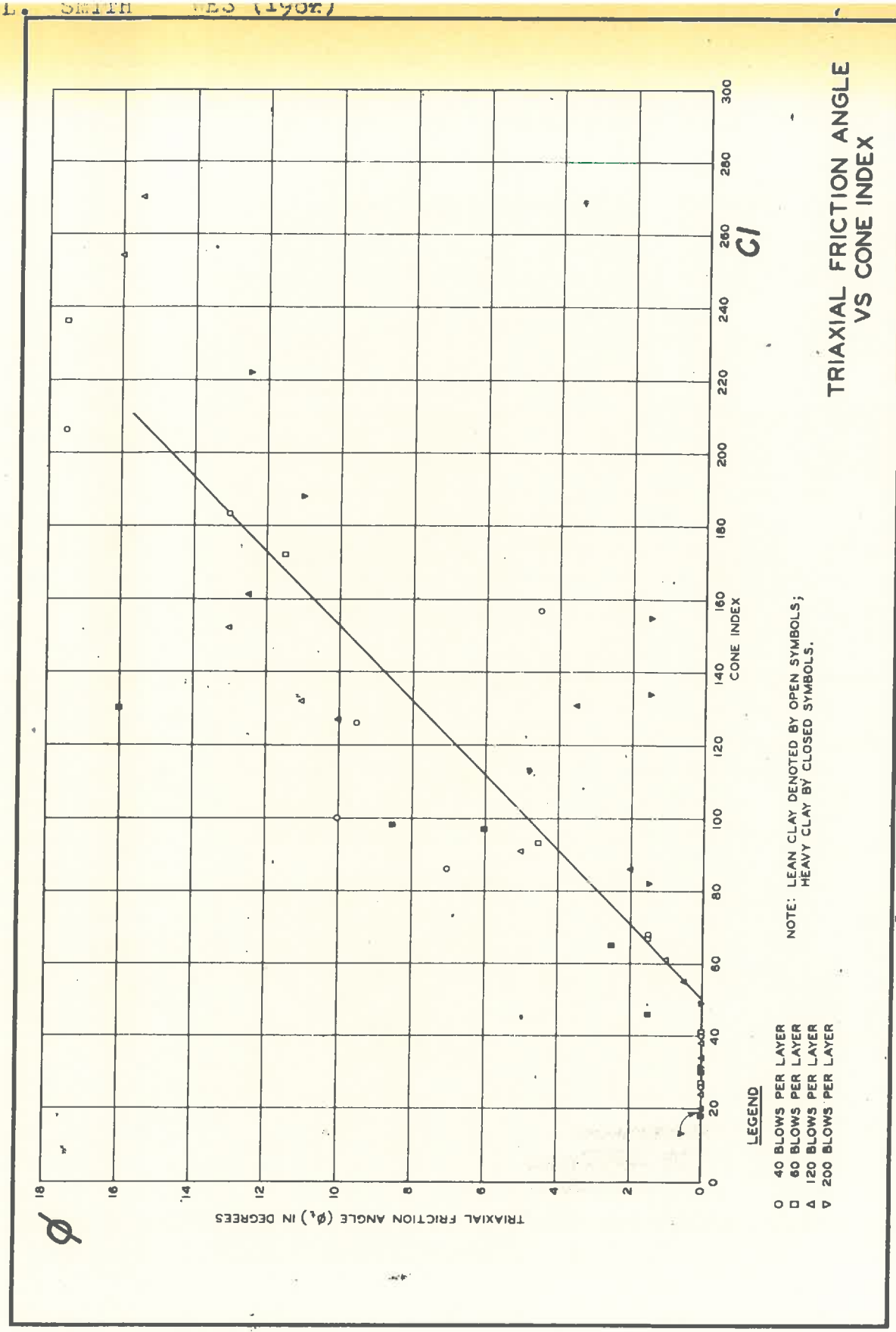
Fig 15



Pour une ARGILE relation $C_{u,v}$ (vane test) - Cone Index

J.L. SMITH WES (1960)

Fig 5

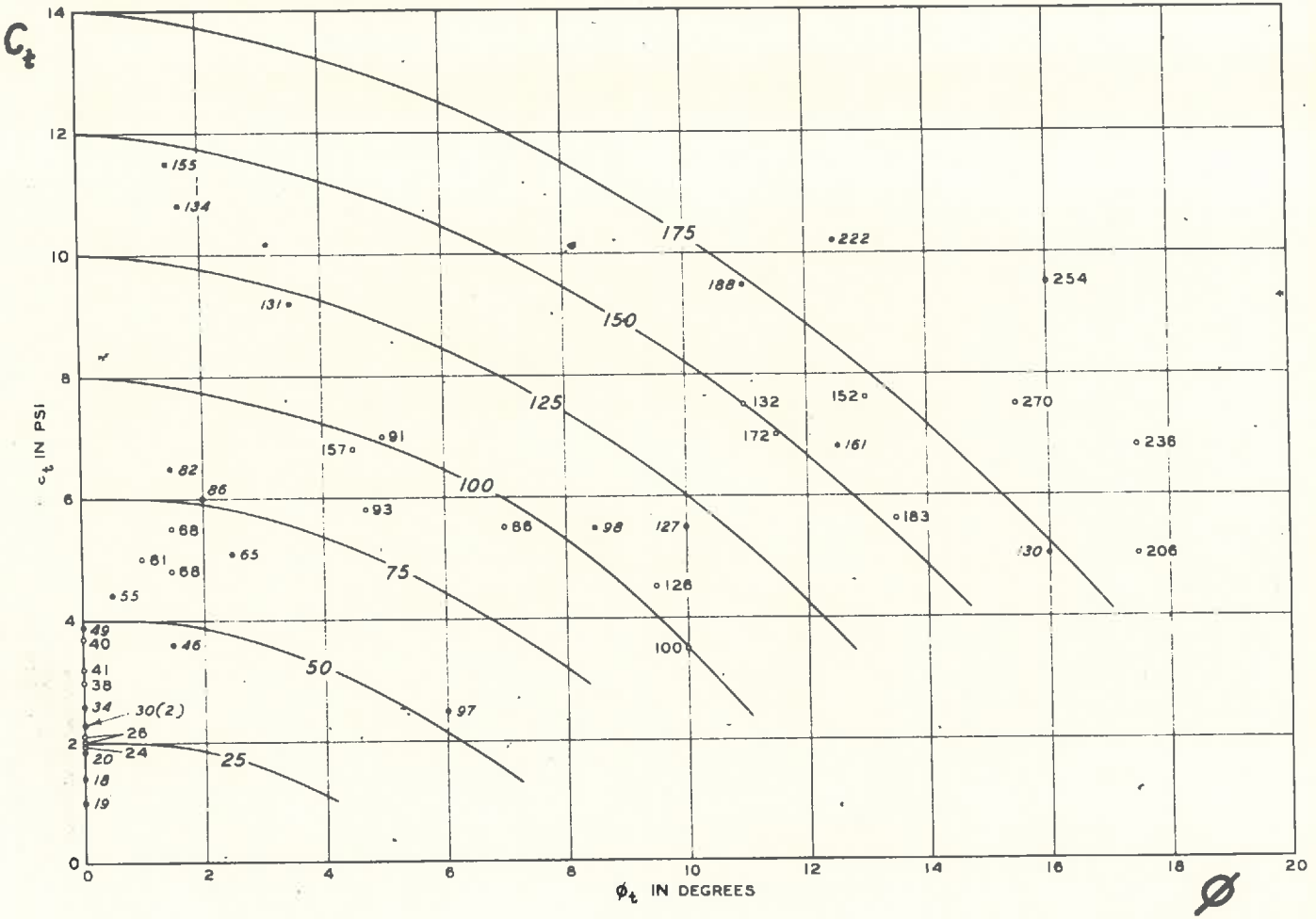


Pour une ARGILE

relation Cone Index - ϕ triaxial UNC

Pour une ARGILE

relation Cone Index - ϕ C_t } obtenu par essais triaxial UNC



NOTE LEAN CLAY DENOTED BY OPEN SYMBOLS; HEAVY CLAY BY CLOSED SYMBOLS.

VALUES ON CURVES AND VALUES BESIDE PLOTTED POINTS ARE CONE INDEXES.

CONE INDEX VS TRIAXIAL FRICTION ANGLE AND COHESION

Fig.

J.L. SMITH WES (1964)

Fig

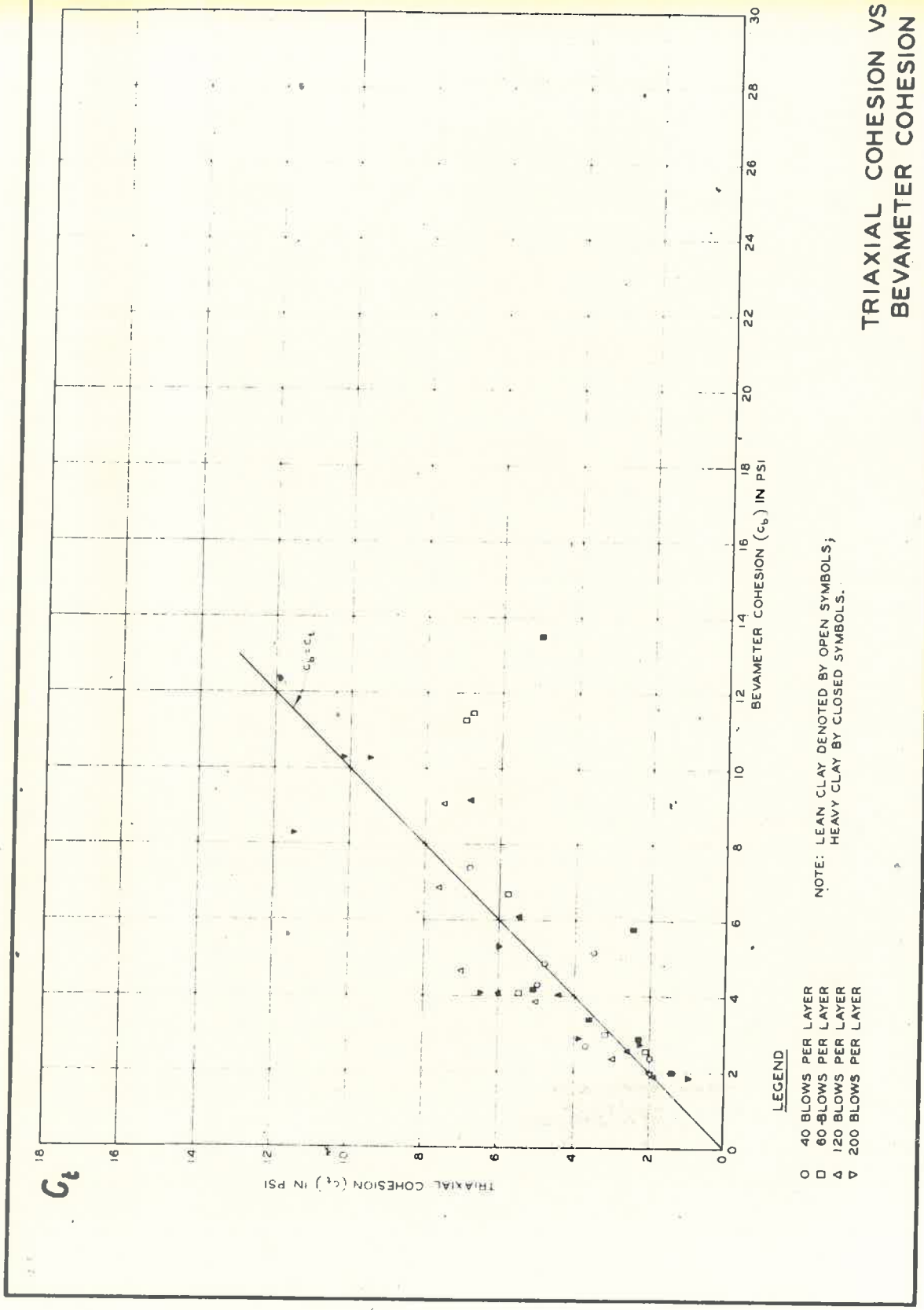
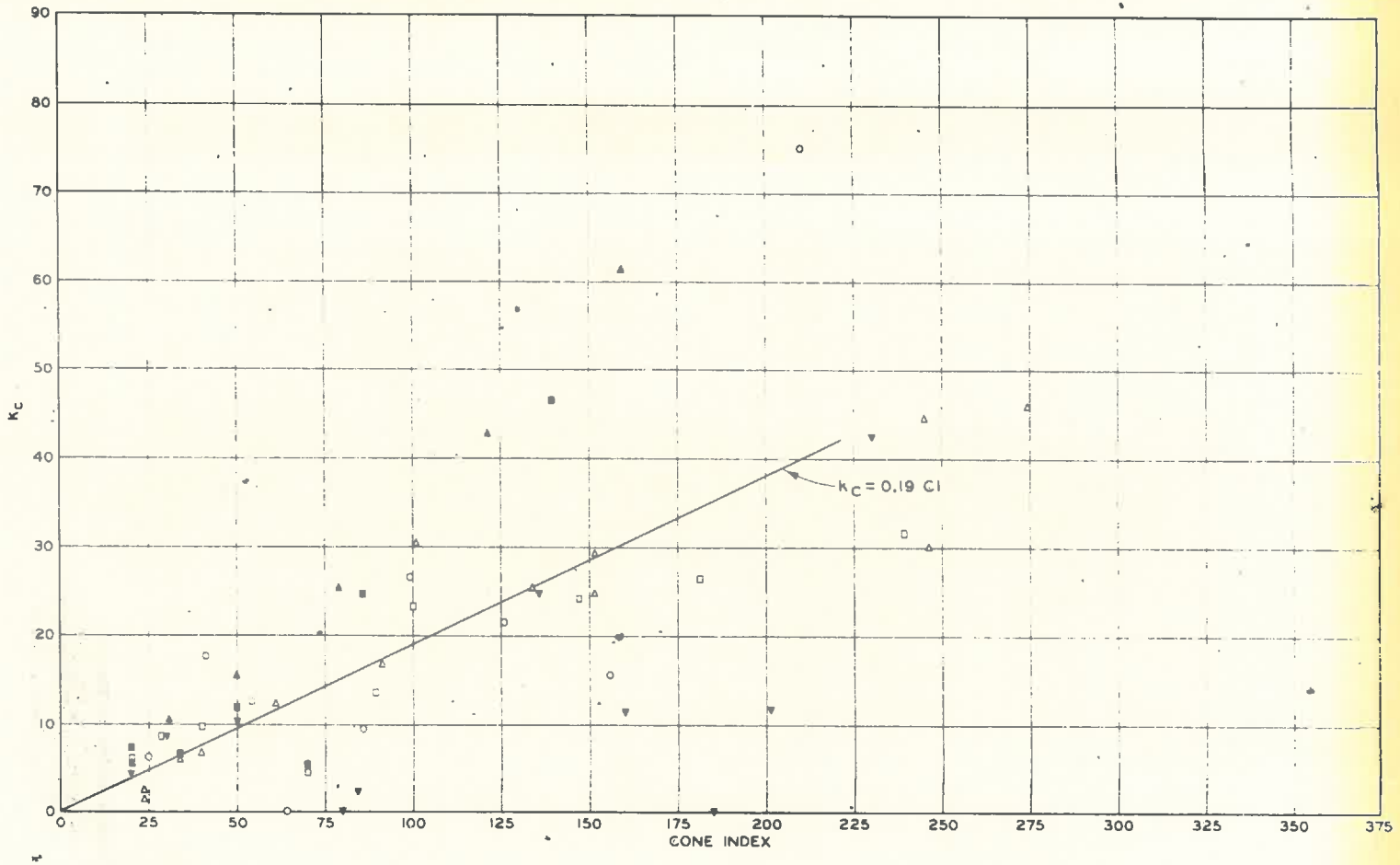


PLATE 14 pour une ARGILE

relation C_t -Cohésion obtenu au Bévamétre



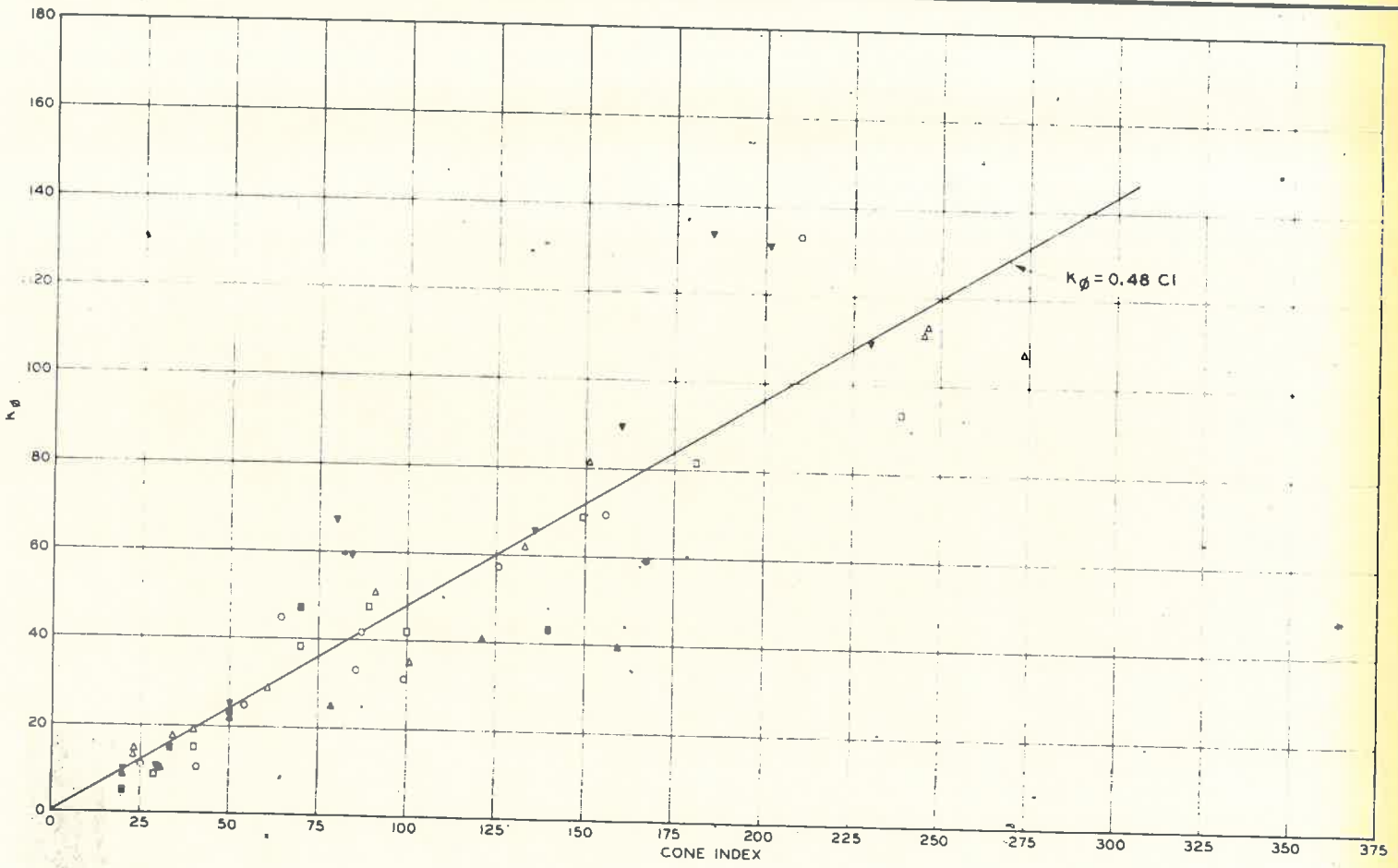
LEGEND

- ○ 40 BLOWS PER LAYER
- □ 60 BLOWS PER LAYER
- △ 120 BLOWS PER LAYER
- ▽ 200 BLOWS PER LAYER

NOTE: LEAN CLAY DENOTED BY OPEN SYMBOLS;
HEAVY CLAY BY CLOSED SYMBOLS.
CONE INDEX VALUES PLOTTED ARE THE AVERAGES
OF DATA FROM WHICH k_c, k_ϕ, AND n WERE DERIVED.

k_C VS CONE INDEX

Fig 15

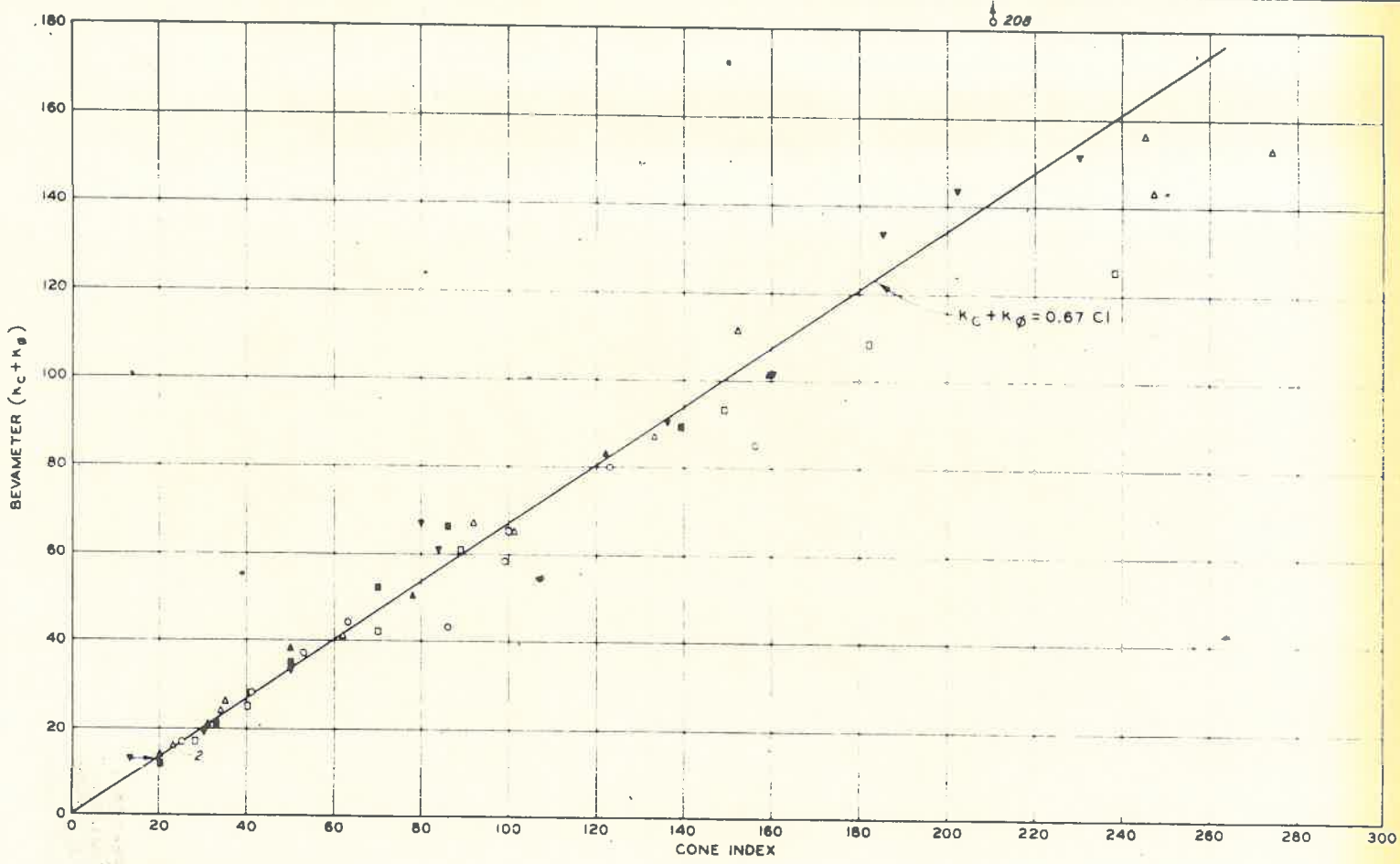


LEGEND

- ○ 40 BLOWS PER LAYER
- □ 60 BLOWS PER LAYER
- △ 120 BLOWS PER LAYER
- ▽ 200 BLOWS PER LAYER

NOTE: LEAN CLAY DENOTED BY OPEN SYMBOLS; HEAVY CLAY BY CLOSED SYMBOLS. CONE INDEX VALUES PLOTTED ARE THE AVERAGES OF DATA FROM WHICH k_c, k_ϕ, AND n WERE DERIVED.

k_ϕ VS CONE INDEX



LEGEND

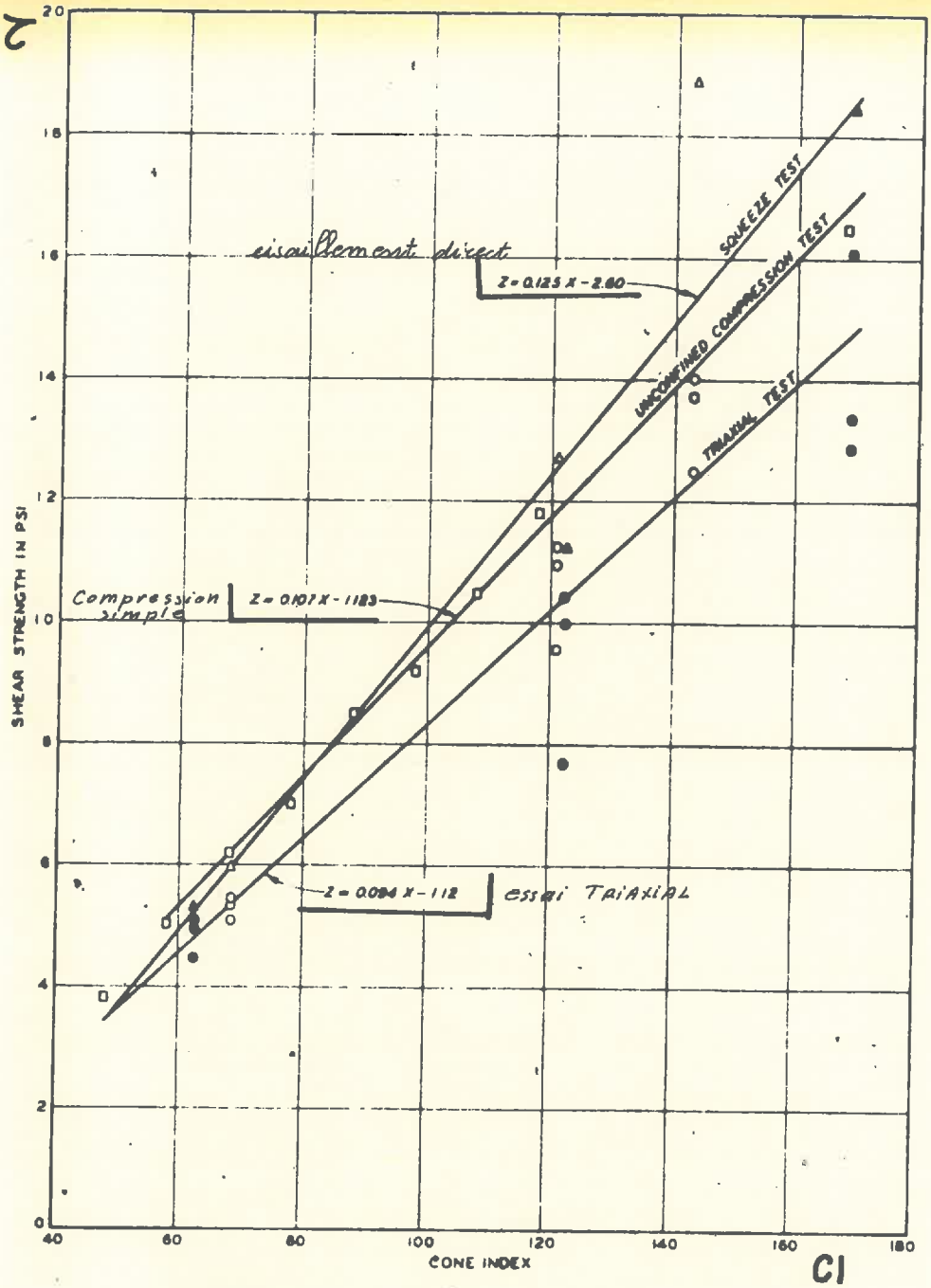
- ○ 40 BLOWS PER LAYER
- □ 60 BLOWS PER LAYER
- △ 120 BLOWS PER LAYER
- ▽ 200 BLOWS PER LAYER

NOTE: LEAN CLAY DENOTED BY OPEN SYMBOLS;
HEAVY CLAY BY CLOSED SYMBOLS.
CONE INDEX VALUES PLOTTED ARE THE AVERAGES
OF DATA FROM WHICH k_c, k_ϕ, AND n WERE DERIVED.

$k_C + k_\phi$ VS CONE INDEX

Fig.

Fig 9



SHEAR STRENGTH
UNCONFINED COMPRESSION, TRIAXIAL AND SQUEEZE TESTS VS CONE INDEX

Pour des ARGILES relation τ -Cone Index

10 - CONCLUSION

Notre travail avait pour but d'étudier les méthodes de mesure "in situ" des caractéristiques d'un sol.

Le processus de l'essai N.I.A.E. et son interprétation nous sont apparus contestables et nous n'avons pas retenu cet essai dans la suite de nos travaux.

Notre étude nous a amené à mettre en doute la validité de la loi proposée par BEKKER :

$$p = \left(\frac{K_c}{B} + K_\phi\right) D^n$$

Mais, le processus de l'essai de plaque qui lui est lié ne doit pas pour cela être rejeté. Son emploi est répandu sur certains chantiers et dans plusieurs laboratoires, principalement à Grenoble où il permet de faire de fructueuses recherches sur la force portante des fondations.

Le "Bévamètre 100" reste pour le moment un essai de laboratoire. Il conviendrait de l'appeler plus simplement "Essais de roues rigides".

D'après les résultats de mesures que nous possédons, le "shear test" de BEKKER peut nous renseigner fidèlement sur les caractéristiques de la couche superficielle d'un sol. Il nous donne ϕ et c, mais avec les mêmes réserves que lors de l'essai de cisaillement direct (essai de CASAGRANDE).

Nous avons comparé (§ 541) les résultats expérimentaux obtenus par SMITH (WES), lors de l'emploi du pénétromètre statique WES, dans des argiles CL et CH et un sable, avec le calcul de la résistance en pointe d'un pénétromètre par les méthodes de calcul de TERZAGHI, MEYERHOF et LE GALL.

Nous avons constaté que la résistance en pointe correspondait au calcul de la force portante d'une semelle filante corrigée par un coefficient indépendant de Ø, dans le cas d'une argile (Ø compris entre 0 et 17 degrés).

Ainsi :

R_{pm} = résistance en pointe mesurée $\simeq$ 2,22 force portante d'une semelle filante, calculée avec le terme N_{cT} de TERZAGHI.

$R_{pm} \simeq 2{,}22\ (c.N_cT)$

et $R_{pm} \simeq 1{,}65\ (c.N_{\underbrace{c}}L)$

terme de force portante de LE GALL.

Dans les milieux purement cohérents (Ø inférieur à 3°) le pénétromètre donne la valeur de la cohésion par la relation :

$R_{pm} = 12{,}5.c$ (le poids spécifique du sol a une influence faible

et le Vane par la relation :

$$\tau_v = \frac{6\ M_{maxi}}{7\ \pi\ d^3} = 1{,}25\ c$$

L'emploi du pénétromètre dans un milieu purement pulvérulent (c = 0) nécessite encore des études pour préciser la relation entre le poids spécifique $\emptyset$ et la résistance en pointe.

Dans le cas général où $\emptyset$ et $c \neq 0$, nous avons noté, en utilisant les mesures de SMITH, que la connaissance de :

$$N_{cv} = \frac{R_{pm}}{\tau_v} = \frac{R_{pm}}{\text{résistance au cisaillement mesurée au V}}$$

peut nous permettre de déterminer $\emptyset$. Mais, la relation $N_{cv}, \emptyset$ doit être encore étudiée.

Pour déterminer N_{cv}, $\emptyset$ et c, nous avons proposé un appareil combinant le pénétromètre et le Vane. Cet appareil peut être facilement transformé pour pouvoir y adapter le processus de l'essai "Shear test" de BEKKER.

1ère P A R T I E

B) PROPOSITION D'UN APPAREIL DE MESURE - PENETROMETRE - VANE-TES

1 - OBJET DE L'APPAREIL

Dans le but d'essayer de déterminer les caractéristiques d'un sol jusqu'à une profondeur d'environ 1 m, nous avons associé en un seul appareil de mesure le vane test et le pénétromètre. Il nous est apparu que cette association pourrait permettre d'apprécier les caractéristiques des sols les plus variés.

Dans les sols purement cohérents ou pulvérulents, cette estimation peut être précise moyennant quelques précautions.

Pour les sols qui présentent de la cohésion et un angle de frottement $\phi \neq 0$, des recherches devraient permettre de parvenir à proposer une relation entre $c - \phi - \tau_v$ et R_p.

Bien qu'ayant employé des résultats d'essais sur un petit nombre de types de sols, nous avons pu dégager des renseignements prometteurs.

a) Pour un sol ayant un faible angle de frottement $\phi < 2$ à 3° le vane test nous donne la valeur de la cohésion par une relation linéaire :

$$c = \tau_v \cdot k$$

Le pénétromètre peut confirmer cette valeur dans le rapport $c = k \rho_r$ avec k allant de 0,08 à 0,135.

b) Pour un sol pulvérulent $c = 0$.

La valeur de R_p est liée à la valeur de ϕ et γ_d. Diverses relations sont proposées par différents auteurs et suivant que D/B est grand ou petit :

On se considèrera en surface quand $D/B \leq 5$

ou à grande profondeur pour $D/B > 4$.

L'emploi du pénétromètre à diverses profondeurs peut nous permettre d'être renseignés sur la nature de la couche supérieure.

Les mesures seront effectuées à $D/B = 3$ et $D/B \neq 7,5$

puis à $D/B = 20$.

c) Dans le cas général où $c \neq 0$
$\phi \neq 0$

Le vane test nous donne la résistance au cisaillement $\tau_v = c + p \operatorname{tg} \phi$.

Le rapport $\frac{P_r}{\tau_v}$ est peut-être lié à ϕ par le terme N_c.

Pour les argiles expérimentées par SMITH, nous avons dégagé une relation donnée dans la 1ère Partie.

Il est évident que des travaux sont à poursuivre pour vérifier cette suggestion.

d) Par ailleurs, le vane test semble pouvoir nous renseigne sur la sensibilité des argiles en procédant en plus à un essai dans l'argile remaniée (référence au chapitre précédent).

Cet essai est intéressant lorsque l'on envisage le passage de plusieurs véhicules.

2 - DESCRIPTION

L'appareil comporte un ressort qui travaille à la compression lors de l'essai avec le pénétromètre à la torsion lors de l'essai avec le vane.

Un guide empêche le ressort de travailler à la compression et à la torsion à la fois.

Un comparateur donne la flèche du ressort et par là l'effort de pointe. Le comparateur peut être gradué en pression

Une aiguille indique le couple appliqué ou la cohésion, une aiguille suiveuse indique le maximum atteint. Le dispositif peut également être employé pour mesurer la valeur maximum de R_p.

Le ressort peut être changé pour adapter l'appareil à différentes situations.

3 - CALCUL DE L'APPAREIL

Les ressorts sont calculés :

pour une valeur donnée de R_p

et pour une flèche d'environ 25 mm

et pour une valeur maximale de τ_v

et pour une torsion de 180°.

Toutefois, il convient d'étalonner le ressort à la torsion et à la compression lorsqu'il est monté sur l'appareil

3.1 Calcul des ressorts :

- Le pénétromètre a été calculé pour une valeur maximale de R_p de 220 p.s.i soit pour un effort de 50 kg à la pointe avec une pression de 15,5 kg/cm^2 en donnant au ressort une flèche de 25 mm.

C I (en psi) $\Rightarrow$ effort de pointe $\frac{CI}{2} \times 454 = W$ (en g.)

pression moyenne en g/cm^2 : $W \cdot \frac{2}{6,45} = \frac{CI}{2} \times \frac{0,454}{6,45} \times 2 = CI \times \frac{0454}{6,45}$

- Le vane test a été calculé en lui donnant la forme indiquée ci-après.

On verra en annexe le calcul de $C_u = f(M)$ pour la forme retenue.

On a $M = C_u \frac{\pi D^2}{2}\left(H + \frac{D}{3}\right) = \frac{7}{6} a_u \pi D^3$

$D = 6$ cm

$C_u = 600$ g/cm^2

$M = \frac{7}{6} 600 \cdot \pi \cdot (6)^3 = 475.10^3 (g \times cm)$

$M = 4{,}75$ kg.m pour une torsion du ressort de 180°.

On a pris $M_{maxi} = 5$ m kg pour le calcul du ressort.

3.2 Calcul du Ressort (fil rond)

Calcul à la compression

$$f = \frac{8}{G} \frac{D^3}{d^4} n W$$

D = diamètre d'enroulement en m
d = diamètre du fil en mm
G = 8000 kg/mm^2
n = nombre de spires travaillan
W = charge axiale en kg
M = moment en mm kg

Calcul à la torsion

$$\omega \frac{D}{2} = \frac{64}{\pi . E.} M . \frac{L D}{d^4 . 2} = \frac{64}{\pi E} M \frac{\pi D n D}{2 d^4}$$

$$\omega = \frac{64}{E} M n \frac{D}{d^4}$$

Les conditions étant :

$W_{maxi} = 50$ kg $\Rightarrow f = 25$ mm

$M_{maxi} = 5000$ mm kg $\quad \omega = \pi$

Il faut que les caractériatiquees du ressort satisfaa sent à :

$$\left(\frac{d^4}{n}\right)^2 = \frac{f}{W_m} \cdot \frac{G}{8}\left(\frac{64\,M}{\omega E} n\right)^3 \quad \text{et} \quad D = \frac{WE}{64\,M} \frac{d^4}{n}$$

en vérifiant que : $R = \dfrac{32\,M}{\pi d^3} < 180$

1er ressort :

Nous nous sommes imposés $\omega = \pi$

$M = 5000$ mm kg

$W = 50 \quad R_p = 15$ kg/cm^2

$$\left(\frac{d^4}{n}\right)^2 = f \cdot 2640$$

$D = 0{,}196 \times \dfrac{d^4}{n}$ en vérifiant f après calcul

ou $D^2 = 105\,f$

avec $D = 50$ et $d = 7 \rightarrow f \# 25$ mm et $n = 9{,}5$

ou $d = 6 \rightarrow f \# 25$ mm et $n = 5{,}1$.

2ème ressort :

Si on calcule pour $CI = 110$ $W_m = 25$ kg $R_p = 7{,}75$ kg/cm^2

$C_u = 200$ g/cm^2 $\rightarrow$ $M_{(max)} = \frac{1}{6} 200 \cdot \pi \cdot (6)^3 = 158 \cdot 10^3$ (g/cm)

$M = 1{,}58$ m kg

$M = 1580$ mm kg.

On prendra $M_{maxi} = 1500$ mm kg pour les calculs pour $\omega = \pi$

$$\left(\frac{d^4}{n}\right)^2 = \frac{f}{w} \cdot \frac{a}{8} \cdot \left(\frac{64 \cdot M_m}{\omega \cdot E}\right)^3 = \frac{f}{25} \cdot \frac{8000}{8} \left(\frac{64 \cdot 1500}{\pi \cdot 2\,10^4}\right)^3$$

$$\left(\frac{d^4}{n}\right)^2 = 142{,}5\, f$$

$$D = \frac{\omega E}{64\, M}\left(\frac{d^4}{n}\right) = \frac{\pi \cdot 2.10^4}{64 \cdot 1500}\left(\frac{d^4}{n}\right) = 0{,}654\, \frac{d^4}{n}$$

$$D^2 = 60{,}8\, f$$

On se donne $\begin{cases} D = 48 \\ d = 5 \end{cases}$ $\qquad \frac{d^4}{n} = \frac{48}{0{,}654} = 73{,}5 \qquad n = 8{,}5$

$$f_{maxi} = \frac{(48)^2}{60{,}8} = 38 \text{ mm.}$$

4 - METHODE D'EMPLOI

Il est certain que l'emploi du vane test et du pénétromètre joint à une connaissance qualitative du sol permettra d'apprécier au mieux les caractéristiques du terrain.

L'emploi du pénétromètre nécessite la connaissance de la valeur de γ .

4.1 Emploi du pénétromètre :

- La vitesse d'enfoncement est de 3 cm/s (SMITH WES 1964)

Dans les sables :

- La valeur de R_p sera relevée pour les enfoncements de :

  - 6 cm (= 2,36 in) (D/B = 3)
  - 15 cm (= 6 in) (D/B = 7,5)
  - 40 cm (= 15,7 in) (D/B = 20)

et on notera si possible à quelle profondeur la valeur maximale de R_p est obtenue.

Dans les argiles :

- La valeur de R_p atteint une valeur constante quel que soit l'enfoncement.

- Si cela n'est pas le cas : on est probablement en présence d'une argile non purement cohérente ou dont la valeur

de la cohésion varie avec la profondeur. Ce renseignement peut être très utile, quand la valeur de la cohésion décroît.

On complètera ou on vérifiera l'essai au pénétromètre par un essai avec le vane test.

4.2 Emploi du vane test :

Il faut imprimer aux pales une rotation de au plus 1/10 de degré/seconde, soit 30° en 5 minutes, faute de quoi la lecture sera entachée d'une erreur pouvant dépasser 40 % (CADLING).

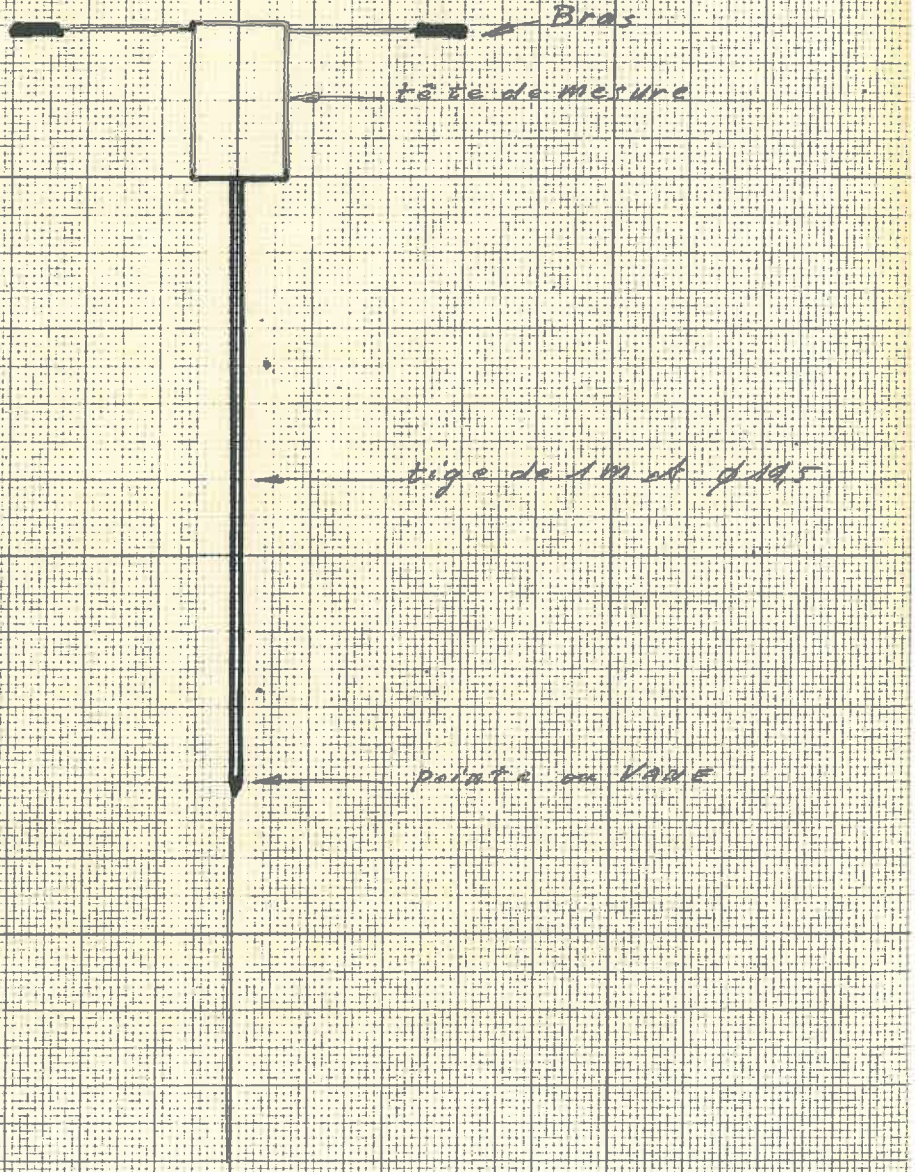
Des mesures faites à différentes profondeurs nous donneront la valeur de τ_v en fonction de D.

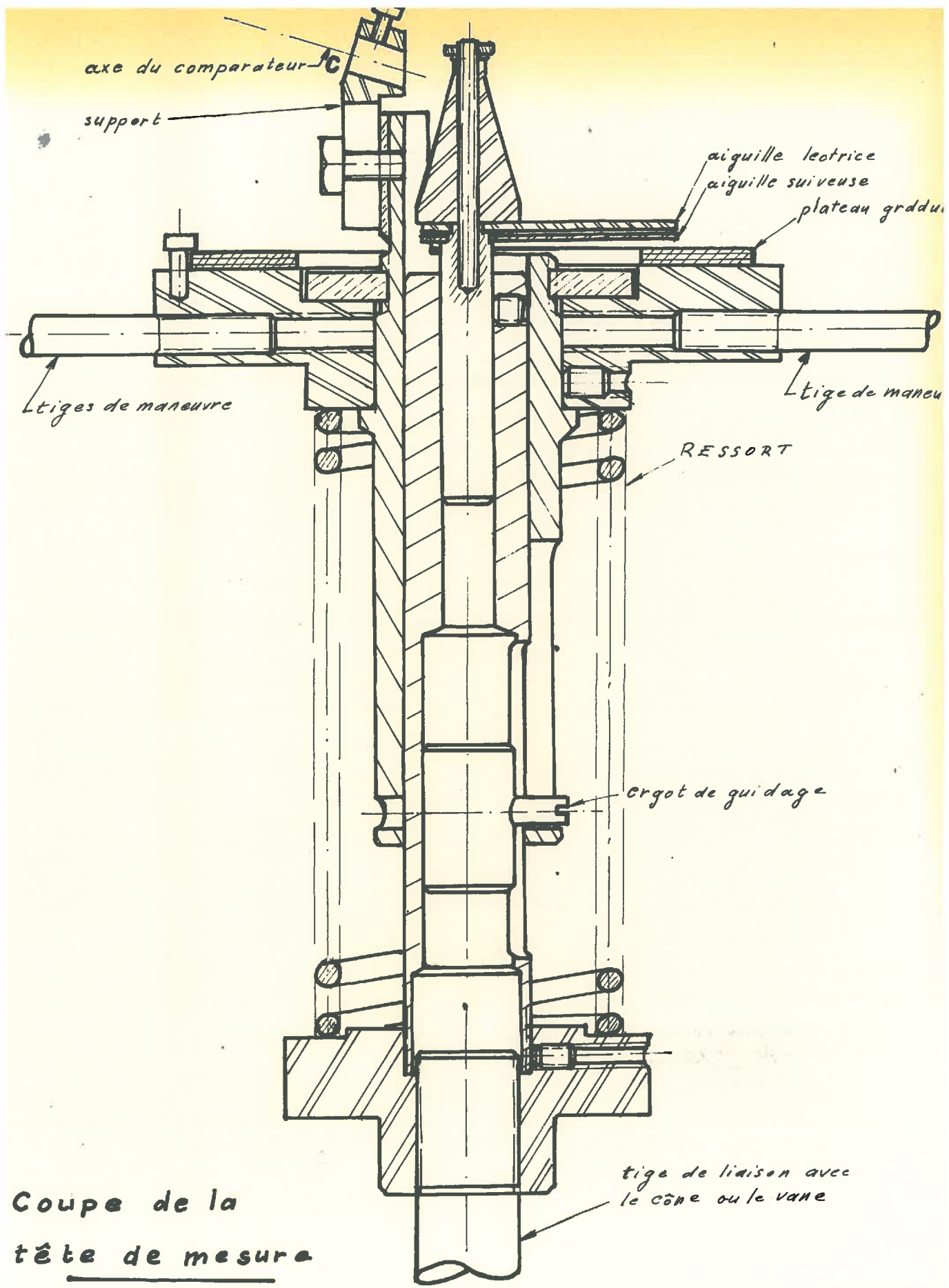
Pour chaque enfoncement, on mesurera d'abord la valeur de la cohésion non remaniée en respectant la vitesse de rotation indiquée auparavant. Une fois le maximum atteint, on fera tourner rapidement les pales d'environ 1/2 tour pour remanier le sol et on mesurera alors "le reliquat" de résistance au cisaillement.

On verra en annexe A_2 la relation entre le couple appliqué et la valeur de τ_v.

Lorsqu'on sera en présence d'un matériau cohérent avec $\phi \neq 0$, on déterminera le rapport $\frac{R_p}{\tau_v}$. Dans la 1ère Partie, nous avons présenté la relation existant entre $\frac{R_p}{\tau_v}$ et ϕ déduites des expériences de SMITH sur 2 argiles (CL et CH).

Schéma d'ENSEMBLE du PENÉ-VANE





Coupe de la tête de mesure

Pointe du pénétromètre

échelle 1

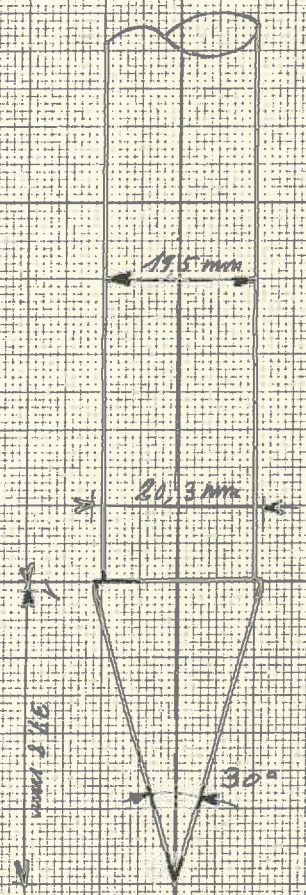
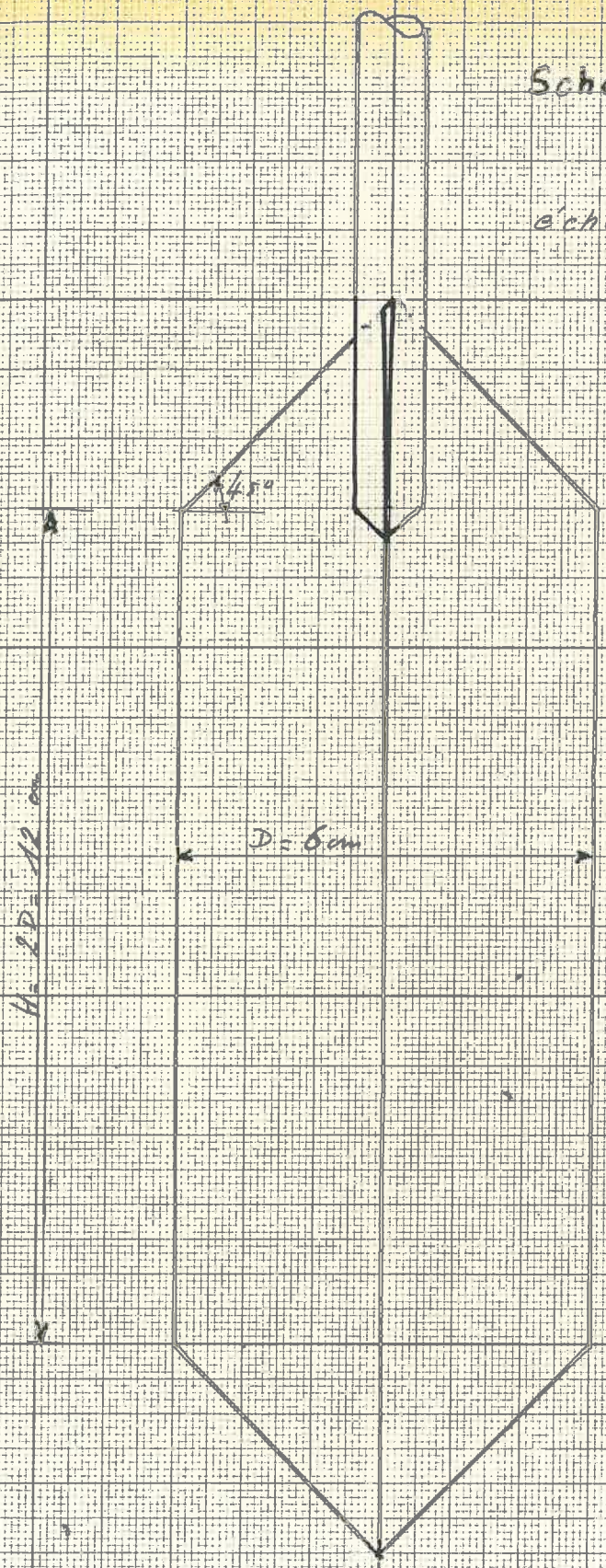


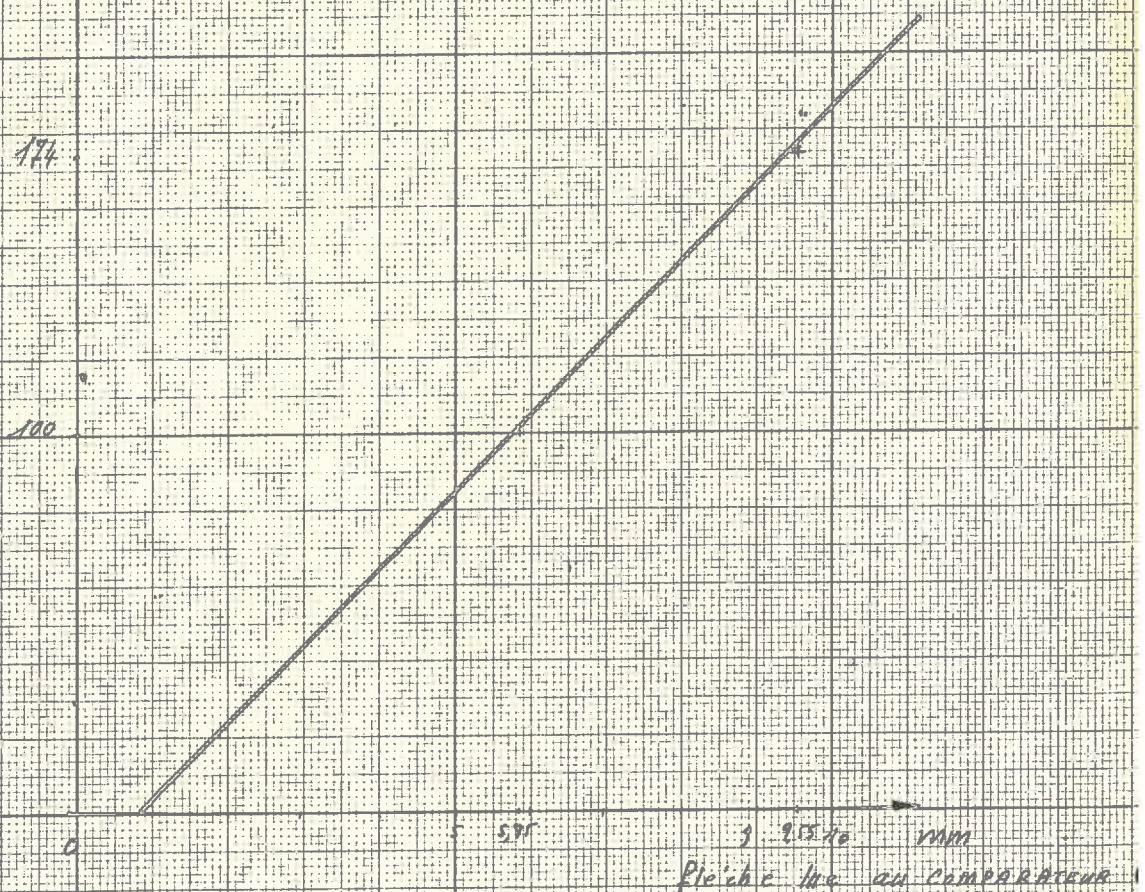
Schéma du VANE

échelle 1

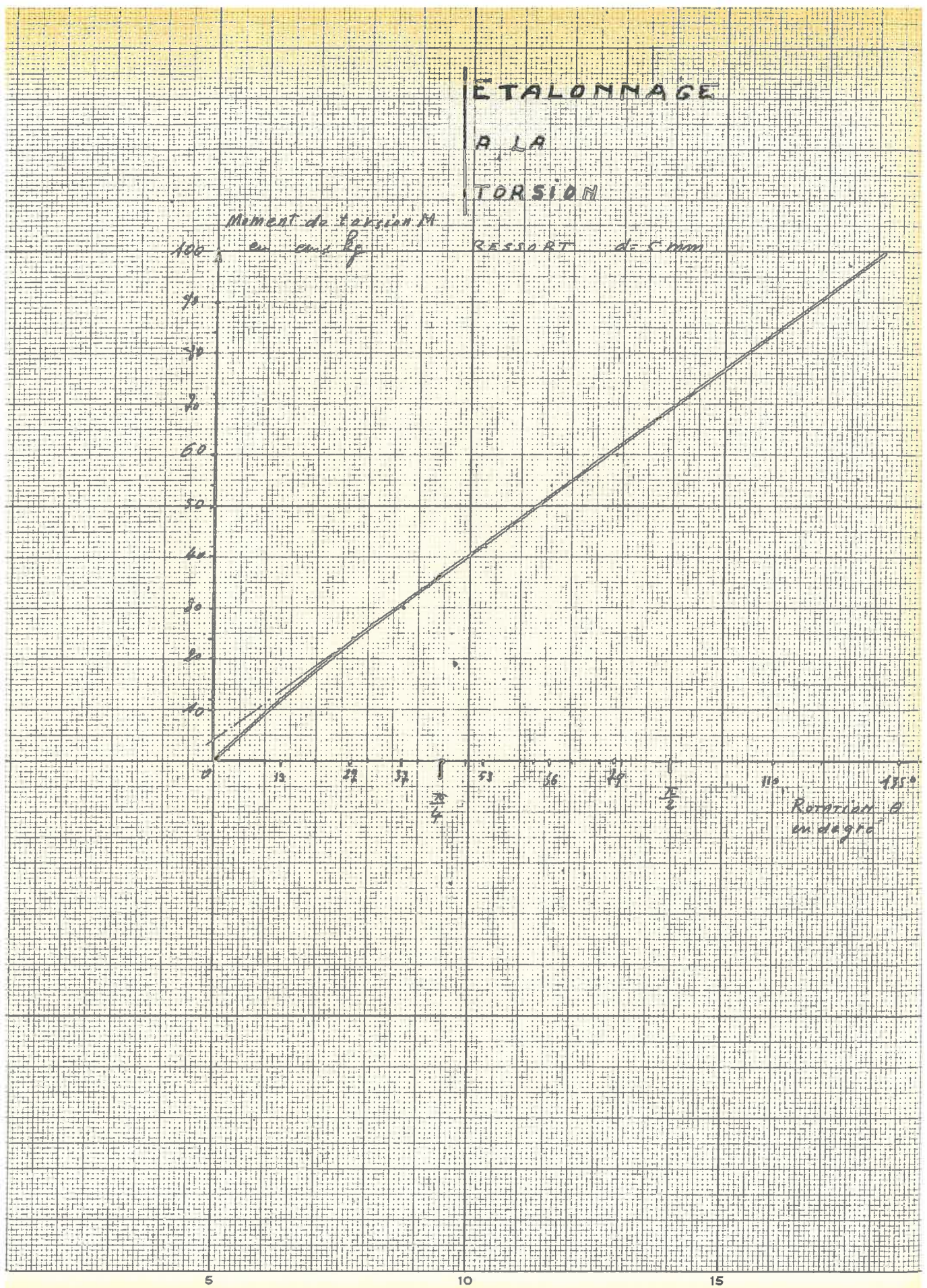


ETALONNAGE A LA COMPRESSION

RESSORT d=5mm



ÉTALONNAGE A LA TORSION



5 10 15

ANNEXE 1

CALCUL DE LA COHESION NON DRAINEE A PARTIR DU MOMENT DE TORSION MAXIMUM

Avec pour hypothèse :

1) la section transversale de la surface de rupture est supposée circulaire (CADLING).

2) la répartition des contraintes est supposée uniforme :
   - sur la surface latérale
   - sur les faces extrêmes.

3) On suppose que l'essai se fait effectivement sans drainage.

4) Les frottements parasites sont négligés.

Moment résistant sur la surface latérale : M_1

$$M_1 = C_u \cdot \frac{\pi D^2}{2} \cdot H$$

Moment résistant sur les surfaces extrêmes : M_2

$$M_2 = 2 \int_0^{2\pi} \int_0^R C_u \, r^2 \sqrt{2} \, dr \, d\theta = \pi C_u \sqrt{2} \, \frac{D^3}{6}$$

Le Moment résistant total est :

$$M = M_1 + M_2 = \pi C_u \frac{D^2}{2} \left[H + \frac{\sqrt{2}}{3} D \right]$$

Si $H = 2D$ $\qquad M = \pi C_u \frac{D^2}{2} \cdot D\left[2 + \frac{\sqrt{2}}{3}\right] = \pi C_u \frac{D^3}{2}\left(\frac{6+\sqrt{2}}{3}\right)$

$$M = \pi C_u \frac{D^3}{2} \cdot \frac{7,414}{3}$$

Soit : $$C_u = \frac{6}{7,414.\pi} \cdot \frac{M}{D^3} = 0,2575 \frac{M}{D^3}$$

Le vane test construit a D = 6 cm

$$C_u = \frac{0,2575}{216} M = \frac{119,25}{10000} \quad \text{en g/cm}^2$$

(en exprimant M en g x cm)

$$C_u = \frac{119,25}{10\,000} M$$

C_u : g/cm^2 ; M : $g \cdot cm$

ANNEXE 2

RELATION

MOMENT

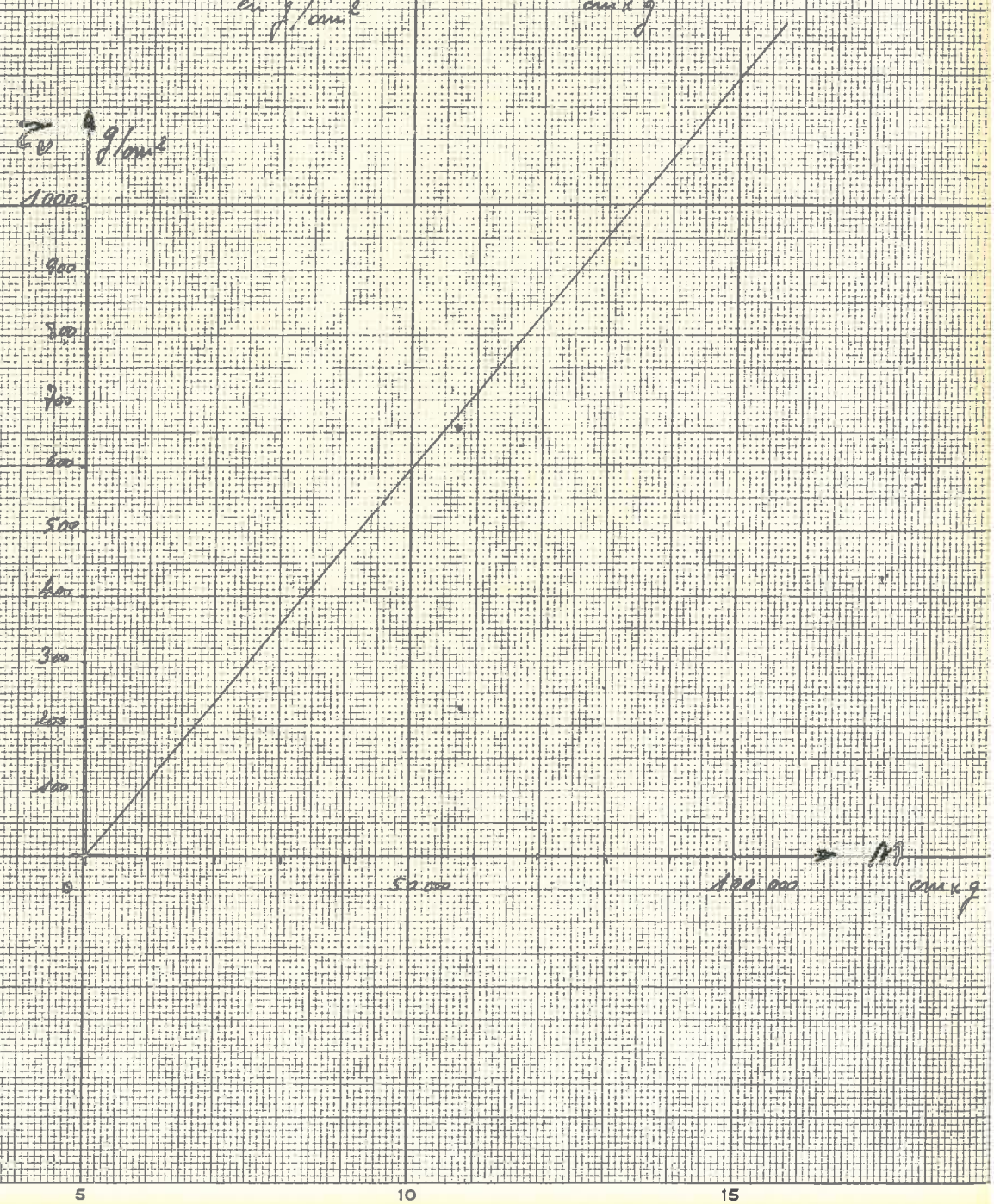
CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

$$\tau_v = \frac{1}{I} 0{,}011925\ M$$

τ_v en g/cm²

I en cm⁴

M en cm x g



2ème P A R T I E

CONTRIBUTION A L'ETUDE DU DEPLACEMENT D'UNE ROUE RIGIDE "MOTRICE P

DANS UN MILIEU PULVERULENT A TROIS DIMENSIONS

1 - MESURES AVEC LA ROUE MOTRICE DANS UN MILIEU A 3 DIMENSIONS

1.0 Description du matériel :

La figure 1.A présente l'ensemble chariot - rail de guidage et cuve.

- Nous pouvions monter 2 séries de roues :

- l'une ayant pour diamètre : d = 35 cm
- l'autre : d = 70 cm.

Chaque série comporte des roues de largeur b = 1,5 - 3 - 6 - 12 et 24 cm.

- La charge verticale W appliquée aux roues est obtenue en posant sur le chariot des poids marqués (ceux que nous disposions l'étaient en livres). Le rapport $\frac{O'A}{O'O}$ est choisi pour pouvoir exprimer, rapidement et simplement, W en kg : $\frac{O'A}{O'O}$ = 0,551. Pour pouvoir appliquer une forte charge W , nous avons placé l'axe O' à l'extrêmité du chariot O" (voir figures 1 A, B et C).

- Le couple moteur est transmis à la roue par un cable. La force T est fournie par un moteur et 2 réducteurs. Nous avons relevé que la vitesse tangentielle sur la périphérie de la roue garde sensiblement la même valeur : 2,13 cm/sec quelle que soit la valeur du couple.

Le dynamomètre D permet de mesurer 2 fois la valeur de la force T : 2 T.

Lors de nos essais, nous avons utilisé l'enregistreur "Luxy-Trace". Cet appareil permet de tracer directement la variation d'une valeur en fonction d'une autre sur un graphique avec coordonnées rectangulaires.

Ainsi, nous avons relevé deux séries de mesures ; pour une charge verticale W donnée :

1) La variation de l'effort 2 T ou du couple M en fonction de l'enfoncement D.

2) La variation de l'effort 2 T en fonction de $(l_o - l)$ différence entre le chemin que parcoure la roue si elle ne patine pas (l_o) et le chemin effectivement parcouru (l) .

Nous avons donné à W des valeurs telles que :

$\frac{W}{b}$ = 0,156 - 0,312 - 0,625 - 1,25 - 2,5 - 5 - 10 - 20 et 40.

1.1 Mesure du couple M en fonction de l'enfoncement D :

Un potentiomètre monté sur le dynamomètre D nous donne, à tout moment, la valeur de l'effort 2 T que nous enregistrons suivant l'axe des abscisses.

Un autre potentiomètre, avec un curseur ayant une course de 20 cm, monté dans le plan vertical passant par l'axe O de la roue nous donne la valeur de D. Une roulette, fixée à l'extrêmité inférieur du curseur, se déplaçait sur une réglette fixée à la cuve de sable ; cette réglette servant d'axe de référence. La valeur de l'enfoncement est portée sur l'axe des ordonnées.

Le processus de l'essai était de charger le chariot pour avoir la charge W sur la roue, puis de poser celle-ci sur le sable sans lui appliquer de couple. Le point initial de la courbe (M - D) nous donne donc la valeur de D pour M = 0. Mais, dans ce processus, l'intervention humaine est trop importante pour que nous puissions utiliser, si besoin était, les valeurs $D_{(M=0)}$

Lorsque le régime permanent est atteint, les valeurs D et M se stabilisent, et on a alors une zone d'accumulation sur le graphique. Pour obtenir D et M au régime permanent, nous avons pris le point qui nous apparaissait être au centre de cette zone d'accumulation (graph. 2). Ce sont ces valeurs de D et M que nous avons portées dans les tableaux 1 et 2 ; D étant porté sous la forme $\frac{D}{r}$ (enfoncement relatif).

1.2 Mesure du couple M en fonction du glissement g :

Le couple M est mesuré comme précédemment, mais porté en ordonnées.

Dans le cas d'une roue motrice, le glissement g est défini par :

$$g = \frac{\Omega . r - \Omega ro}{\Omega r}$$

(I est le centre instantané de rotation de la roue).

$\ell_o = t \Omega r$ est la distance que parcourerait la roue si elle ne patinait pas

$\ell = t \Omega ro$ est la distance effectivement parcourue, ou celle parcourue par son axe O (ou l'axe O')

Les caractéristiques du moteur sont telles que nous avons vérifié que $l_o = t \cdot \Omega \cdot r$ = constante.

En faisant s'enrouler le fil f et le cable c (voir fig. 1B et fig. 2) en même temps sur le tambour d'entraînement E, nous pouvons connaître la valeur de $l_o - l$. A l'aide du potentiomètre (3) nous mesurions cette valeur, elle a été portée sur l'axe des ordonnées X. En même temps, à l'aide d'un générateur très basse fréquence (T.B.F.), nous avons porté sur cet axe un top toutes les 5 ou 10 secondes suivant le besoin.

Nous avons pu ainsi tracer la courbe $l_o - l = f(t)$

Le mouvement étant continu, nous pouvons considérer qu'il est possible de prendre avec ce procédé la valeur de

$\frac{d(l - l_o)}{dt} = tg\,\beta$ à tout moment (voir graphique 4).

Comme $\frac{dl}{dt} = \Omega \times r = tg\,\beta_o$, la valeur du glissement nous est donnée par : $g = \frac{tg\,\beta}{tg\,\beta_o}$

La valeur de $tg\,\beta_o$ peut être calculée, connaissant la vitesse de rotation du tambour E et le rayon d'enroulement ou mesurée en faisant $g = 1$ (c'est-à-dire en empêchant le chariot d'avancer, alors $l_o = 0$). Nous avons obtenu ainsi :

Calcul : $tg\,\beta_o = \frac{\pi \cdot 50}{60} \times \frac{130}{16} = 2,13$ cm/sec

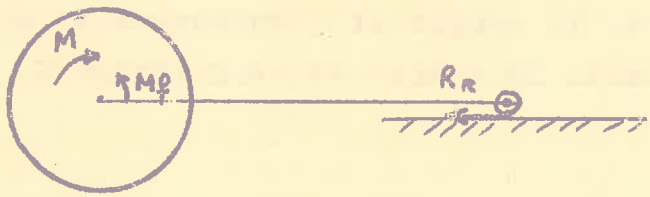
Mesure : $tg\,\beta_o \# 2,24$ (le graphique 3 donne une des mesures effectuées. $tg\,\beta_o$ est la moyenne de plusieurs mesures).

Nous avons porté sur le tableau 2 les valeurs de M et de g ainsi mesurées avec les roues de diamètre $d_2 = 70$ cm.

1.3 Remarques sur les mesures :

- Le sable dans lequel nous avons fait évoluer les roues présente un poids spécifique moyen de 1,5 g/cm^3. Mais, nous n'avions pas les moyens de mettre le sable en place après chaque essai, pour lui assurer en tout point un poids spécifique égal. Nous ne pouvions que le ratisser après chaque passage de roue. Aussi, peut-on tout au plus estimer que le poids spécifique gardait la même valeur pour une profondeur donnée.

- Nous nous sommes efforcés de diminuer les frottements. Toutefois, les résistances s'opposant au mouvement ne pouvaient pas être toutes compensées.



La résultante R_r des forces s'opposant au mouvement du chariot se compose :

- de la résistance au roulement opposée par les roues portantes sur les rails de guidage,

- des frottements sur paliers,

- de la composante parallèle aux rails du poids du chariot, (due à la flèche que présentaient les rails de guidage et que nous ne pouvions corriger).

Cette résistance R_r négligeable par rapport aux autres forces quand W et M ont une forte valeur nous plaçait dans le cas d'une roue motrice ayant à développer un effort de traction horizontal quand W a une faible valeur.

Aussi, la validité des mesures effectuées quand W est faible est sujette à caution.

Le graphique 1 montre le procédé employé pour essayer de mesurer les résistances au mouvement.

L'emploi de l'enregistreur "Luxy trace" nous a permis d'effectuer les essais assez rapidement, de contrôler en même temps leur validité.

Toutefois, il ne permet que l'enregistrement simultané de deux variables X et Y, et du temps en plus. Ainsi, nous avons dû mesurer :

- d'une part, le couple et l'enfoncement, et
- d'autre part, le couple et le glissement.

2 - LES RESULTATS DES MESURES

2.1 Relation entre le couple M la charge verticale W l'enfoncement D et les dimensions b et d de la roue :

Nous avons tracé les courbes (Tableaux 3 - 4)

$M = M(b)$ pour les valeurs de $\frac{W}{b} = cte$

On note que ces courbes constituent une famille de droites d'équation : $M = M_o + k\left(\frac{W}{b}\right) b$

(k a la dimension d'une force

Nous avons effectué le produit $1/k\left(\frac{W}{b}\right)$ par $\frac{W}{b}$ correspondant : $\frac{1}{A} = K = \frac{1}{k} \cdot \frac{W}{b} \rightarrow k = \frac{W}{b} \cdot \frac{1}{K} = A \cdot \frac{W}{b}$

(A a la dimension d'une longueur)

Voir tableau 5

et $M = M_o + \frac{W}{K} \cdot = M_o + {}^{W}A = M$ (21)

Le coefficient A est fonction de $\frac{W}{b}$ et passe par une valeur minimale pour $1,25 < \frac{W}{b} < 2,5$ dans le cas des roues étudié

La valeur moyenne de A est assez voisine dans les 2 cas ($\# 6,5$) ainsi que M_o

$M_o \# 30$ ou 40 cm x kg

$A_{moy} \# 6,4$ ou $6,6$ cm

$$M = M_o + A_{moy} \cdot W \qquad (22)$$

Dans le domaine étudié, nous relevons que le couple est fonction linéaire de la charge verticale et que les dimensions de la roue ont une faible influence sur cette relation.

L'examen de la relation (21) et de $A(\frac{W}{b})$ nous montre qu'il existe pour chaque largeur de roue une charge pour laquelle nous passons d'un état à un autre.

Puis, nous avons tenté d'introduire l'influence de l'enfoncement D. Nous avons étudié les relations entre

$$\frac{M}{R \sin \alpha} \qquad \text{avec} \qquad \sin \alpha = \frac{\sqrt{R^2 - (R-D)^2}}{R}$$

et $\frac{W}{b}$

Nous avons tracé les courbes $\frac{M}{\sin \alpha}\left(\frac{W}{b}\right)$ pour b = constante (Voir tableaux 6 et 7). Nous constatons que ces courbes constituent une famille de droites. Dans le tableau 7.1, nous avons porté la valeur de leur pente :

$$\frac{M}{\sin \alpha} = k_b \left(\frac{W}{b}\right) \qquad (23)$$

k_b est lié à la largeur de la roue par les relations :

d = 35 cm $k_b = 93,5 \times b = k' \times b$

d = 70 cm $k_b = 150 \times b = k' \times b$

soit : $$M = M'_o + k' . b . \frac{W}{b} . \sin\alpha = k' . W . \sin\alpha + M'_o \quad (24)$$

Par ailleurs, nous avons tracé $\frac{D}{R} = \frac{D}{R}\left(\frac{W}{b}\right)$ pour b = constante.

(Voir tableaux8 et 9.)

Si on considère que ces courbes sont constituées de 2 droites, nous notons :

W/b	0,312	4	5	20
d = 35cm	$\frac{D}{R} \neq 0,045 \frac{W}{b} + \frac{D_o}{R}$		$\frac{D}{R} \neq 0,027 \frac{W}{b} + 0,35$	D_o fonction de b
d = 70cm	$\frac{D}{R} \neq 0,031 \frac{W}{b}$		$\frac{D}{R} \neq 0,02 \frac{W}{b} + 0,1$	

La pente des courbes change pour une valeur sensiblement identique de $\frac{W}{b}$ dans les 2 cas.

Comme précédemment, ces relations sont à vérifier pour $\frac{W}{b} < 0,3$ et pour les fortes valeurs de W (W > 100 kg).

Ces dernières relations nous font penser que le sol se comporte de manière différente suivant la valeur de $\frac{W}{b}$.

Les expériences faites par BOUCHERIE dans un milieu à 2 dimensions nous ont montré que, sous la roue, se produisent les mêmes phénomènes que sous une fondation plane de surface : formation d'un coin dont la forme et les dimensions varient avec la charge W, l'excentricité de son point d'application et son inclinaison.

Lorsque la roue se déplace dans un milieu à 3 dimensions, les mêmes phénomènes semblent se produire, mais dans 2 directions cette fois (Tableau 10):

- dans le plan de la roue
- et dans la direction perpendiculaire à ce plan.

Il se formerait alors, sous la roue, une sorte de pyramide.

On note en étudiant les courbes $\frac{W}{b} = f\left(\frac{D}{R}\right)$

1) que lorsque $\frac{W}{b} < 4$ une même variation de b modifie plus $\frac{D}{R}$ que lorsque $\frac{W}{b} > 4$

2) que lorsque $\frac{W}{b} > 4$ une même variation de $\frac{W}{b}$ modifie moins $\frac{D}{R}$ que lorsque $\frac{W}{b} < 4$.

Il apparaît ainsi qu'il existe un domaine, défini par $\frac{W}{b} > 4$, où le comportement du sol dans le plan de la roue a une plus grande influence sur la capacité portante W que son comportement dans la direction perpendiculaire.

Mais, nous ne pouvons affirmer que dans le domaine défini par $\frac{W}{b} < 4$ l'influence de la largeur b devienne prépondérante.

Dans les tableaux (11 et 12) nous avons reporté les observations faites lors des essais. Ces observations n'ont qu'une valeur qualitative. Nous avons relevé l'importance des mouvements verticaux apparents des grains à la surface du sabl et l'étendue sur laquelle nous observions ces mouvements.

Nous noterons qu'à partir d'une certaine valeur de $\frac{W}{b}$ l'étendue de ces mouvements est plus grande devant la roue que sur les côtés.

2.2 Relations entre le couple M
la charge verticale W
le glissement g
et les dimensions b et d de la roue

Pour les roues de diamètre $d_2 = 70$ cm :

nous avons tracé les courbes :

$\frac{W}{b}$ (g) avec b = constante (Tableau 14)

M (g) avec $\frac{W}{b}$ = constante (Tableau 13).

Les frottements du chariot et des roulements nous ont permis de tracer des allures de courbes qui doivent théoriquement passer par l'origine. Cependant, la dispersion des résultats pour un couple voisin de 100 kgxcm (couple moyen nécessaire à l'avancement de la roue pour vaincre les frottements) laisse de nombreuses éventualités.

La courbe M(g) avec $\frac{W}{b}$ = constante semble indiquer que dans la relation entre le couple et le glissement, les facteurs W, b et d n'interviennent que très faiblement.

Nous avons en outre exprimé M(W) à b = constante

et $\frac{D}{R}$(b) à $\frac{W}{b}$ = constante

pour les roues de 35 cm et 70 cm de diamètre.

Cette dernière courbe laisse apparaître un minimum de $\frac{D}{R}$ pour un b donné. Ce qui est tout à fait normal puisque la forme de la surface de contact varie.

Il apparaît nécessaire d'étudier la relation entre le couple M, l'enfoncement D et le glissement g. Nous avons étudié séparément M(D) et M(g). Les conditions matérielles et le sol qui sont quelque peu différents dans chacune de ces études, ne nous permettent pas d'essayer d'établir ici une telle relation.

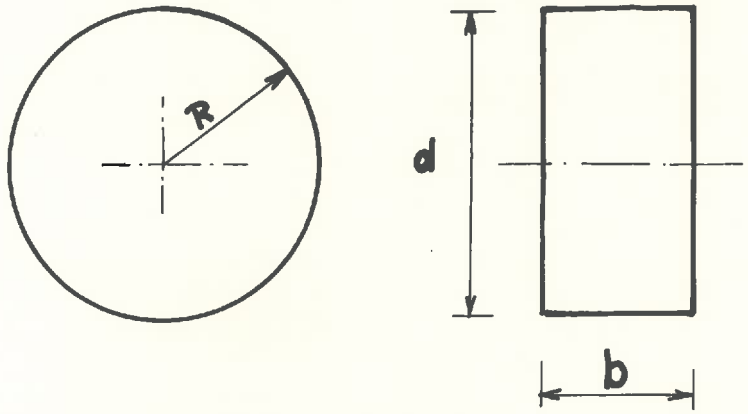
3 - CONCLUSIONS

Notre étude a porté sur les roues motrices pures. Il conviendrait de la compléter par des essais avec des charges faibles et des charges plus fortes. Il faudrait alors revoir l'appareil.

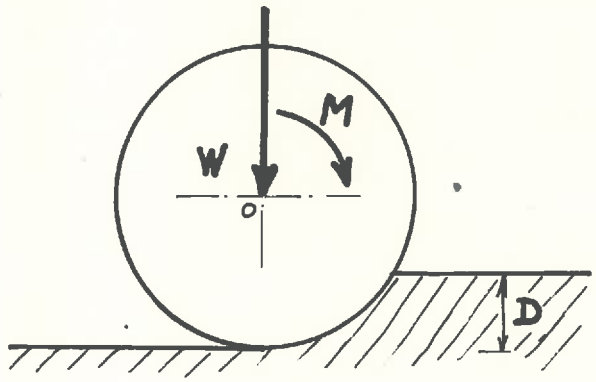
Nous avons constaté qu'il y avait une analogie entre le comportement du sol sous une roue et le comportement du sol sous une plaque.

Toutefois, une étude de la répartition des contraintes le long de la roue permettrait de préciser qualitativement et quantitativement les déductions faites à partir des mesures relevées. En particulier, sur la forme et les dimensions des zones en déformation dans le sol.

NOTATION



ROUE MOTRICE PURE



glissement : g

W	Charge Verticale appliquée sur l'axe de la roue	
M	Couple moteur appliquée en O à la roue	
D	enfoncement	
g	$= \frac{V_0 - V}{V_0}$	V_0 = Vitesse du chariot si la roue ne patine pas
		V = Vitesse réelle du chariot

fig. 1

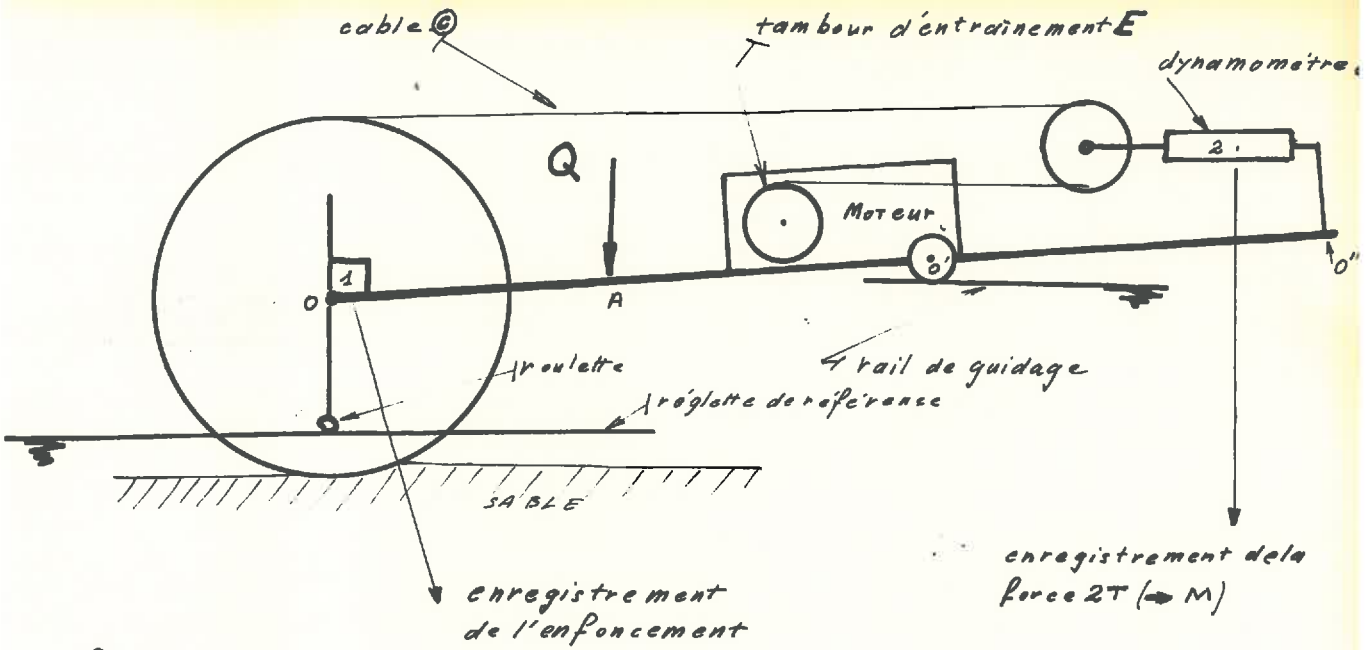


fig A $\quad \overline{O'A} = 0{,}551 . \overline{OO}$

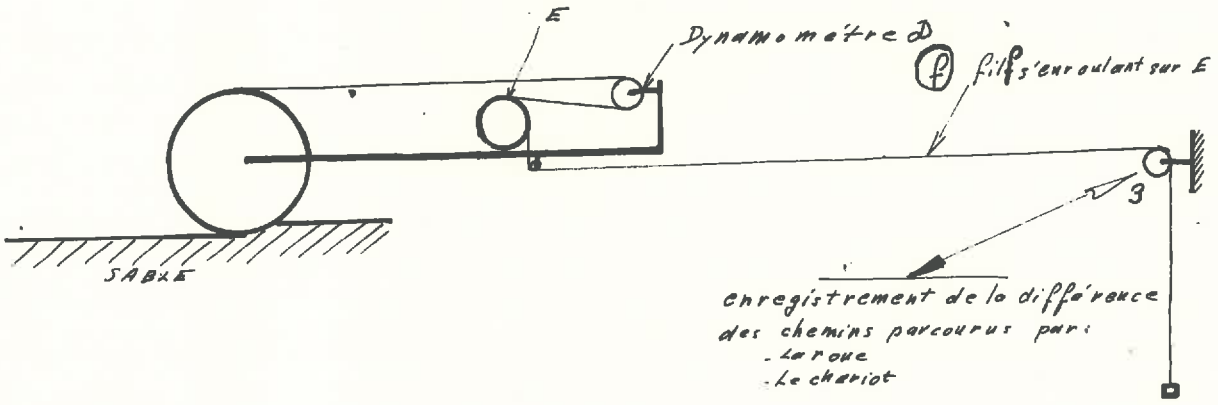
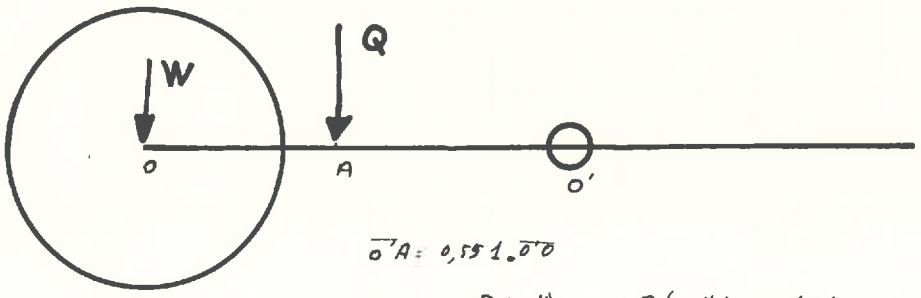


fig B

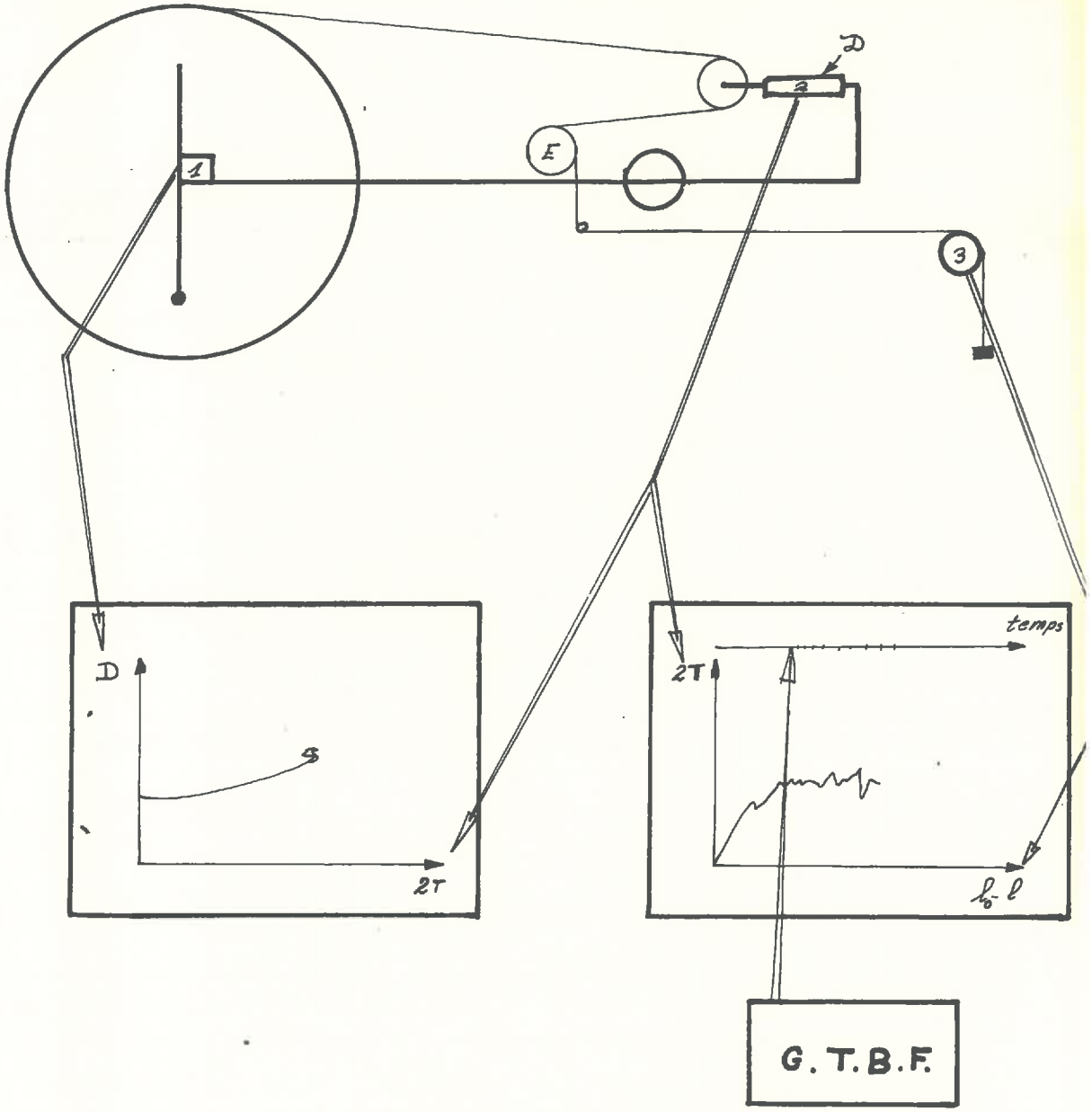


$\overline{O'A} = 0{,}551 . \overline{OO}$

$$W_{\text{en Kg}} = \frac{Q(\text{en lb})}{4} = Q(\text{en lb.}) \times 0{,}454 \times 0{,}551 = Q(\text{en lb}) \times 0{,}25$$

fig C

fig 2



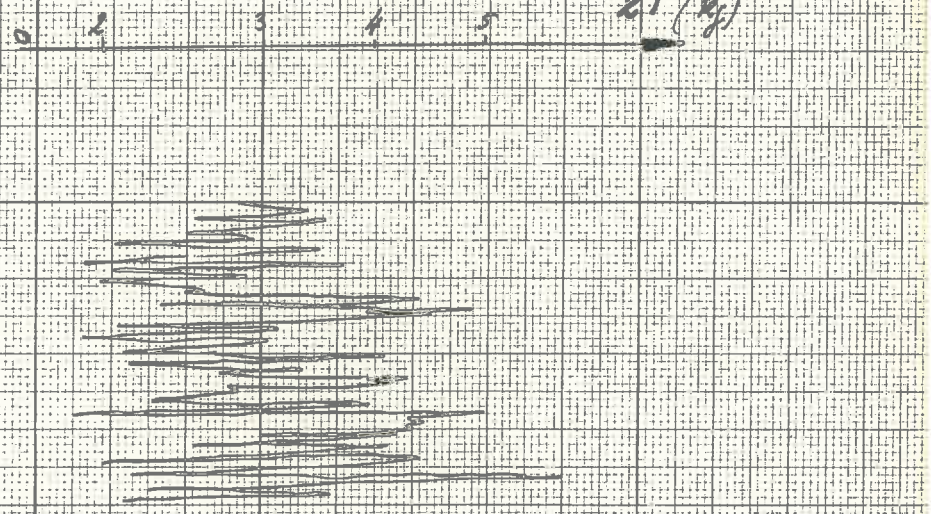
Graphique - 1

Roue Motrice Pure

Sable $\phi = 36°$ $\gamma = 1,5\ g/cm^3$

d: 35 b: 1,5 cm

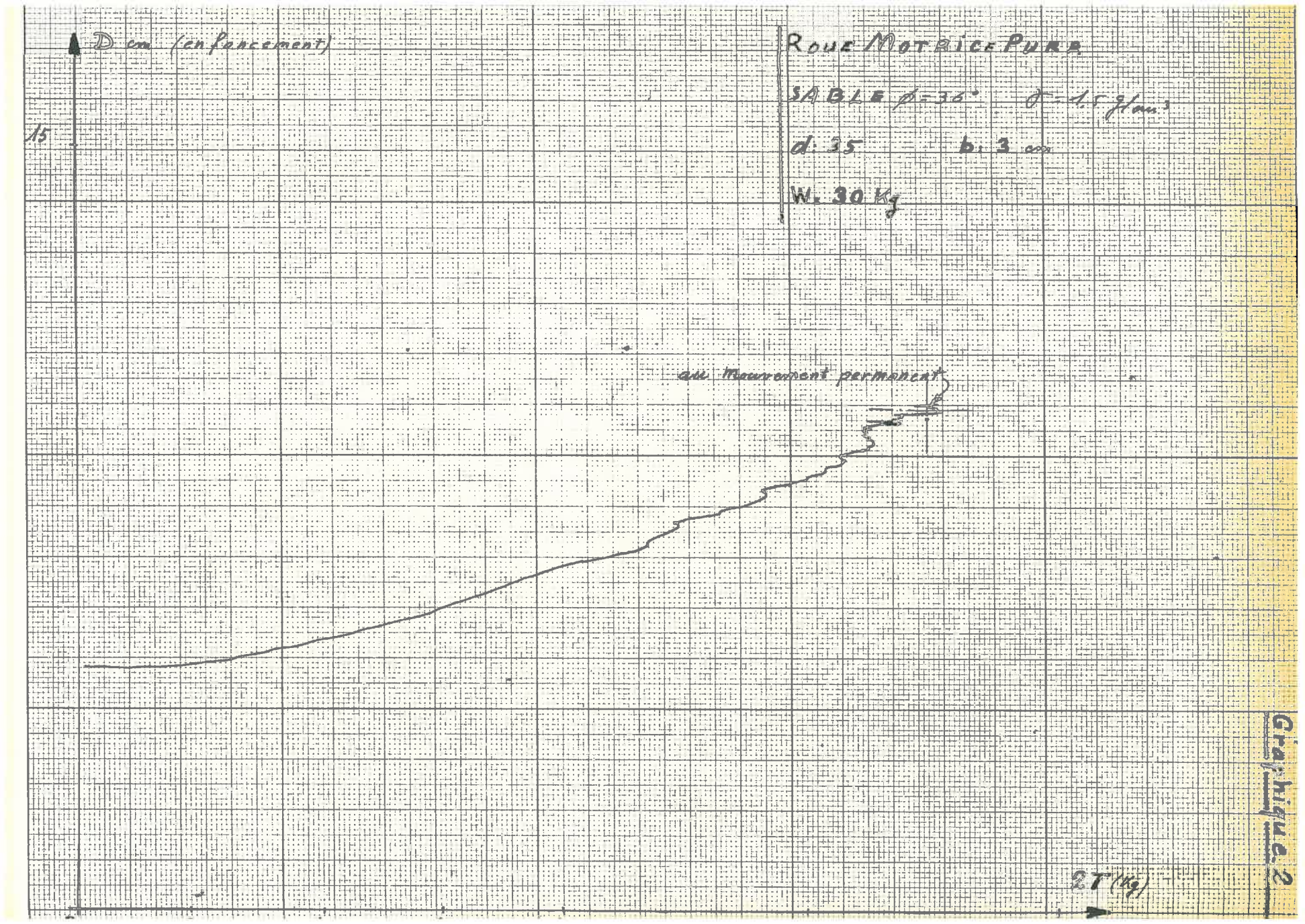
W = 35 kg



déplacement horizontal du chariot

mesure du couple moteur

Torque roule sur une planche

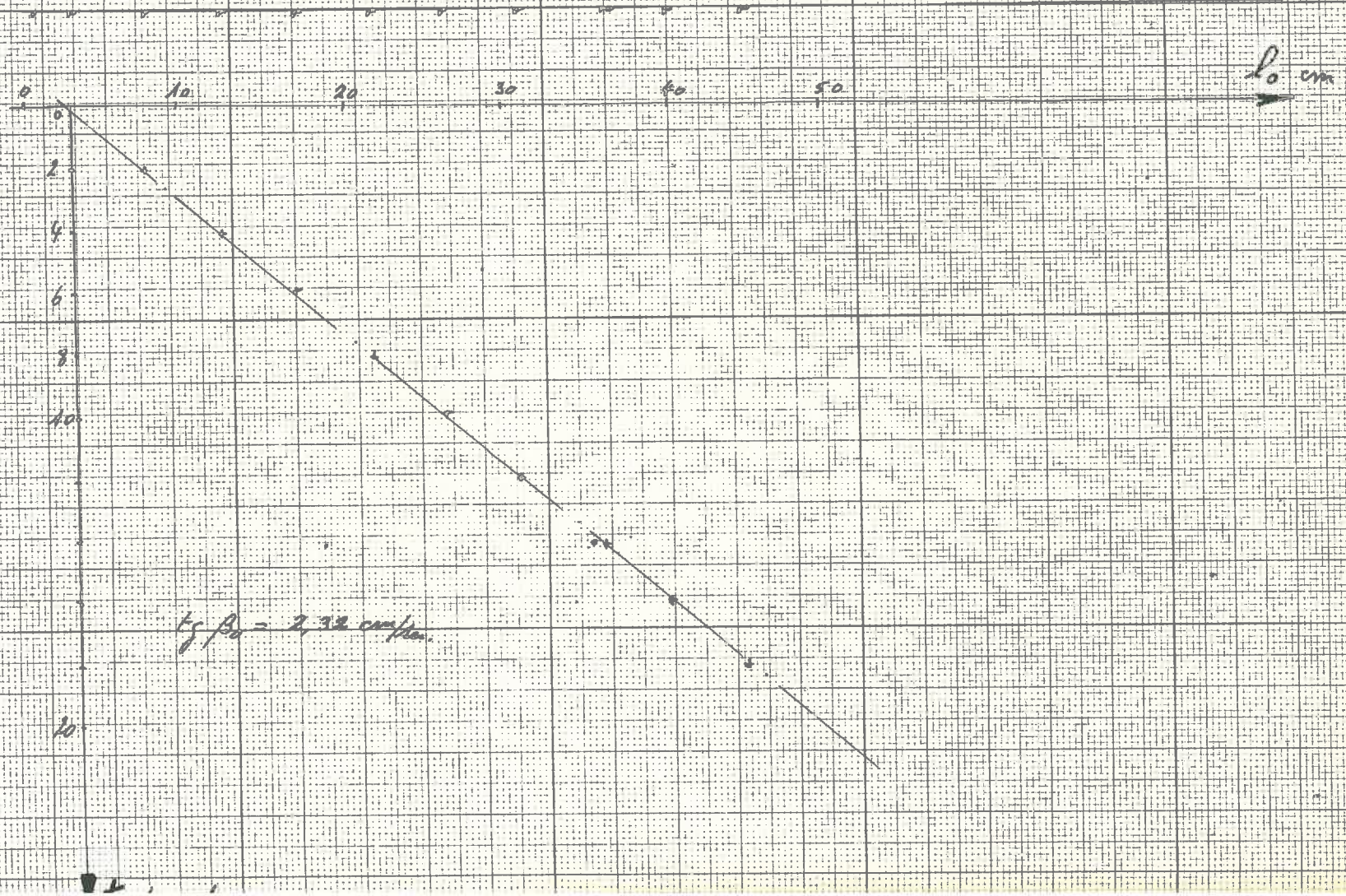

D cm (enfoncement)
15
ROUE MOTRICE PURE
SABLE φ = 36° δ = 1,5 grams
d. 35 b. 3 cm
W. 30 Kg
au mouvement permanent
2T (Kg)
Graphique 2

ROUE MOTRICE PURE

d. 70 cm

Mesure de $tg\beta_0$ ($g = 1$)

1 top toutes les 2 secondes sur l'échelle l_0



Graphique 3

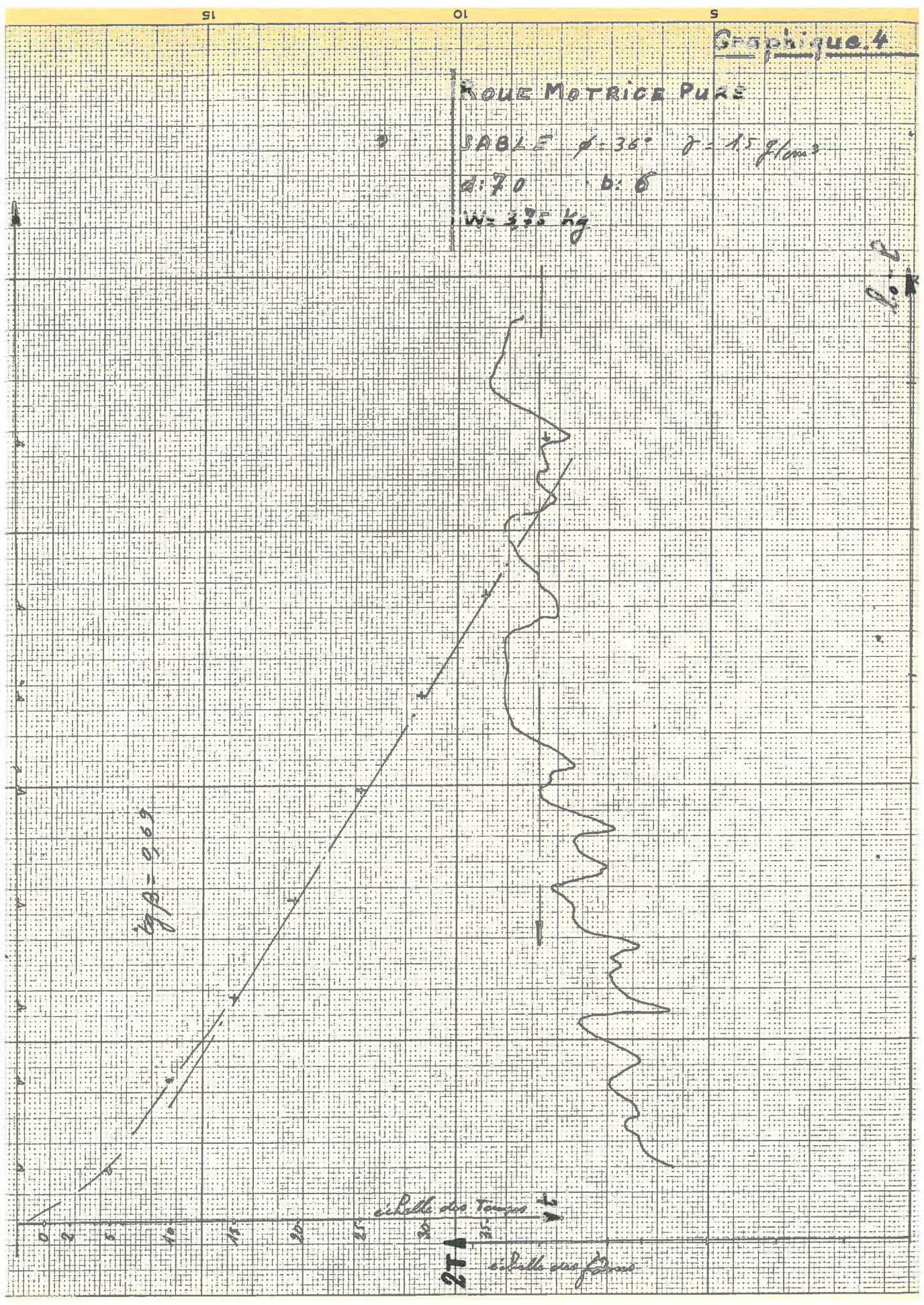
Graphique 4

ROUE MOTRICE PURE

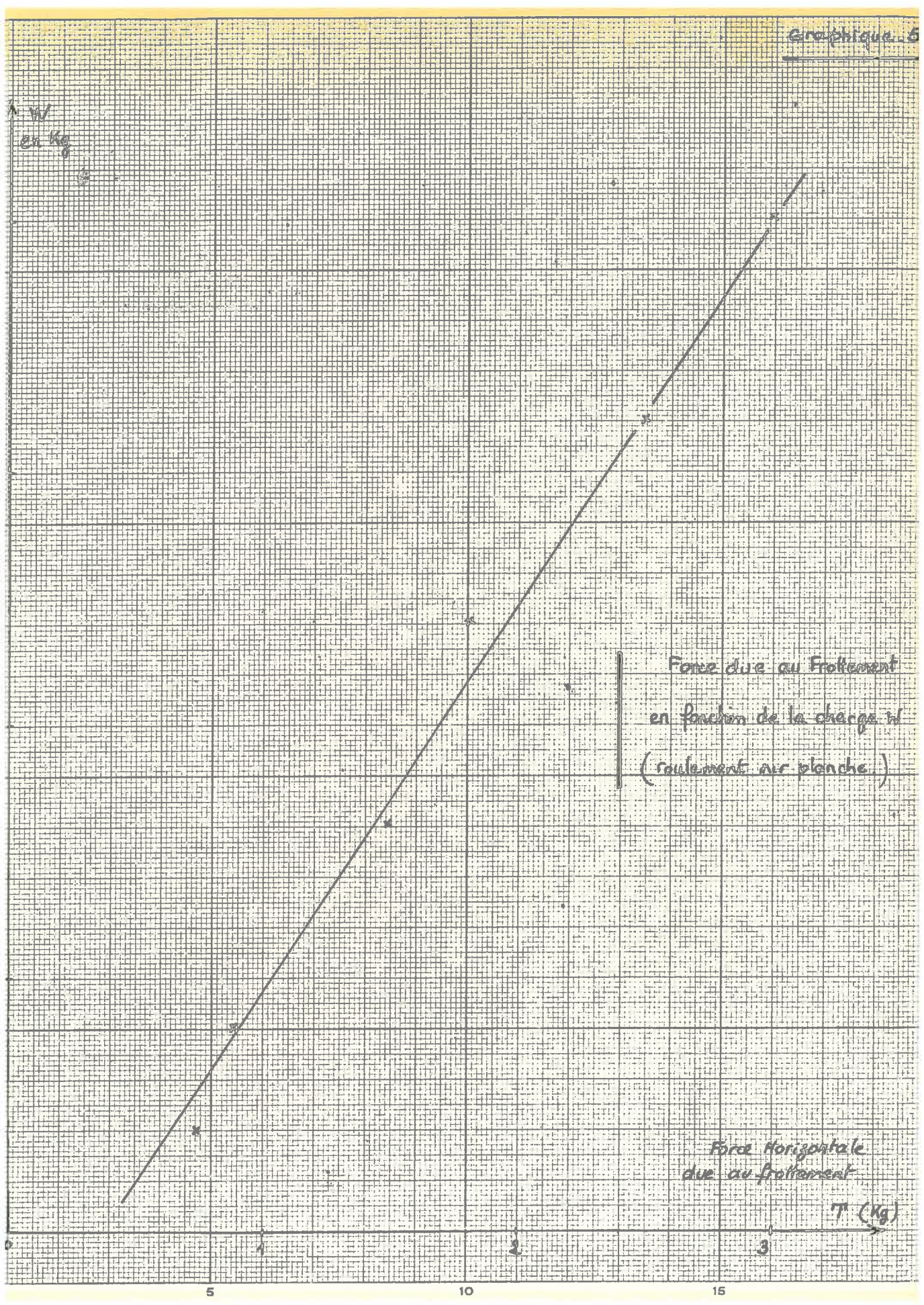
SABLE $\varphi = 36°$ $\gamma = 1{,}5$ g/cm³

d: 70 b: 6

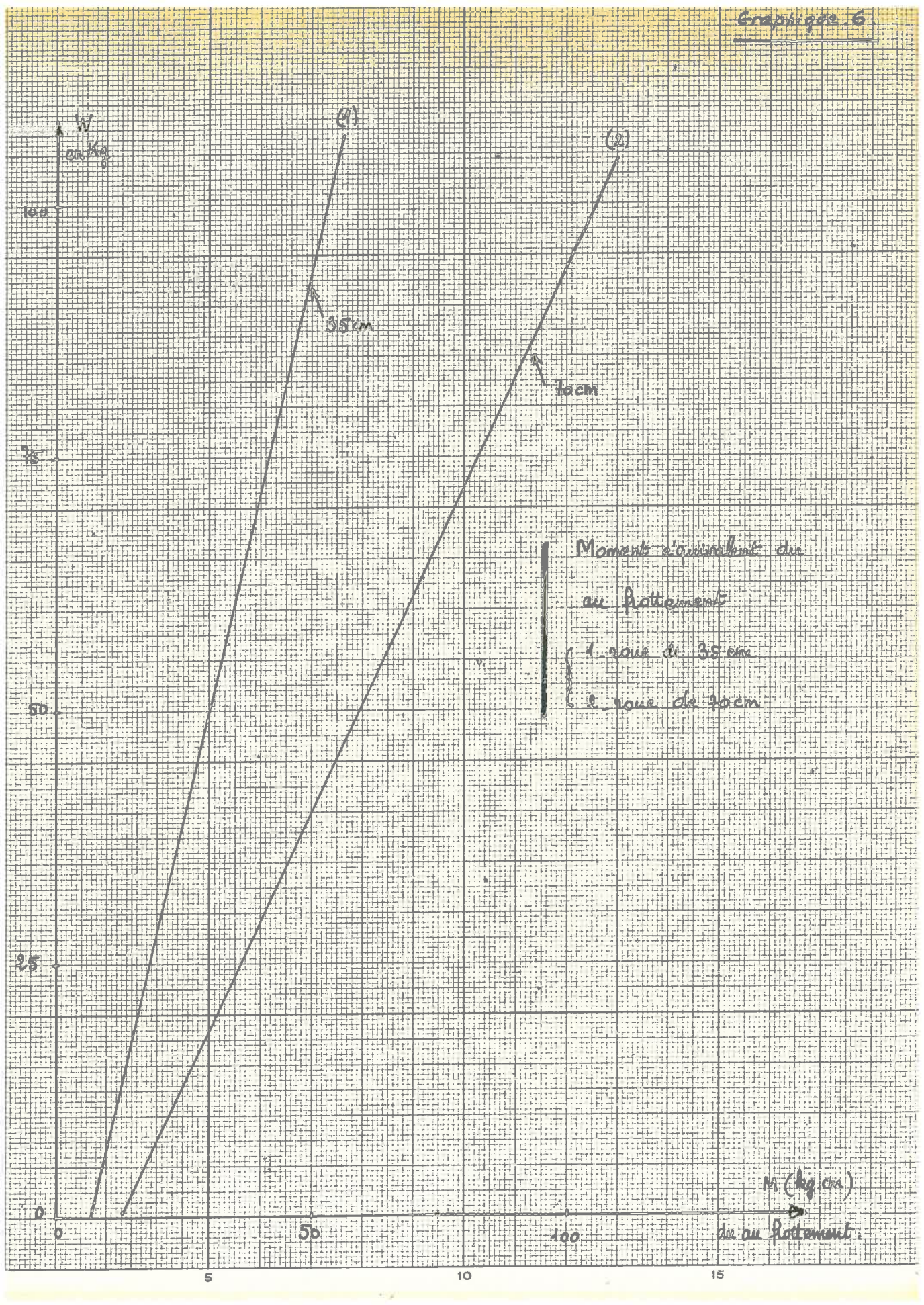
W = 375 kg



Graphique 6


W en Kg
Force due au Frottement
en fonction de la charge W
(roulement sur planche)
Force Horizontale
due au frottement
T (Kg)
1
2
3
5
10
15

Graphique 6


W
en Kg
100
75
50
25
0
(1)
(2)
35 cm
70 cm
Moment d'équivalent dû
au Rottement
1 roue de 35 cm
2 roue de 70 cm
M (Kg cm)
dû au Rottement.
0
50
100
5
10
15

ROUE MOTRICE PURE — d. 35 cm — date : 6-1986

SABLE φ 36° γ 1,5 g/cm³ — Tableau n° 35

W/b Kg/cm	b. 1,5 cm		b. 3		b. 6		b. 12		b. 24	
	M en Kg	c/r	M	c/r	M	c/r	M	c/r	M	c/r
0,156			17,5	0,14	26,2	0,195	44	0,175	34,4	
0,3125			24,2	0,125	32,5	0,135	62	0,05	56,9	
0,625	26,3	0,217	30,5	0,105	41	0,09	45,5	0,056	107	0,063
1,25	38,5	0,285	43,2	0,155	57	0,125	95	0,056	146	0,058
2,5	79	0,45	69	0,234	114	0,18	195	0,11	350	0,08
5	82	0,44	122	0,34	182	0,314	422	0,28	960	0,39
10	116	0,56	298	0,54	640	0,61	1100	0,63		
20	332	0,76	718	0,88						
30	448	0,94								
40										

TABLEAU 1

ROUE MOTRICE PURE $d = 70cm$

SABLE $\phi = 36°$ $\delta = 1,5\ g/cm^3$

W/b	$b = 1,5\ cm$		$b = 3\ cm$		$b = 6\ cm$		$b = 12\ cm$		$b = 24\ cm$	
Kg/cm	M	e/r	M	e/r	M	e/r	M	e/r	M	e/r
0,625			15,7	0,015	30,5	0,03	22	0,03	87,5	0,01
1,25	10,5	0,06	33,2	0,040	105	0,04	79	0,034	180	0,03
2,5	75	0,11	105	0,07	172	0,05	239	0,05	388	0,045
5	110	0,135	180	0,115	280	0,083	525	0,083	895	0,086
10	193	0,177	253	0,19	665	0,15	1150	0,135		
20	212	0,267	735	0,31	1170	0,23				
30	376	0,343	1070	0,34						
40	1040	0,4								
W/b	M	g	M	g	M	g	M	g	M	g
0,625					105	0,31	108	0,158	147	0,067
1,25					114	0,19	135	0,06	242	0,03
2,5	102	0,25	102	0,47	166	0,115	196	0,022	425	0,04
5	157	0,153	197	0,08	296	0,118	515	0,115		
10	292	0,134	326	0,05	1[illegible]	0,118				

T49L

TABLEAU (6)

Roche Motrice pure

Sable $\phi = 36°$ $\gamma = 1,5$ g/

$d = 20$ cm.

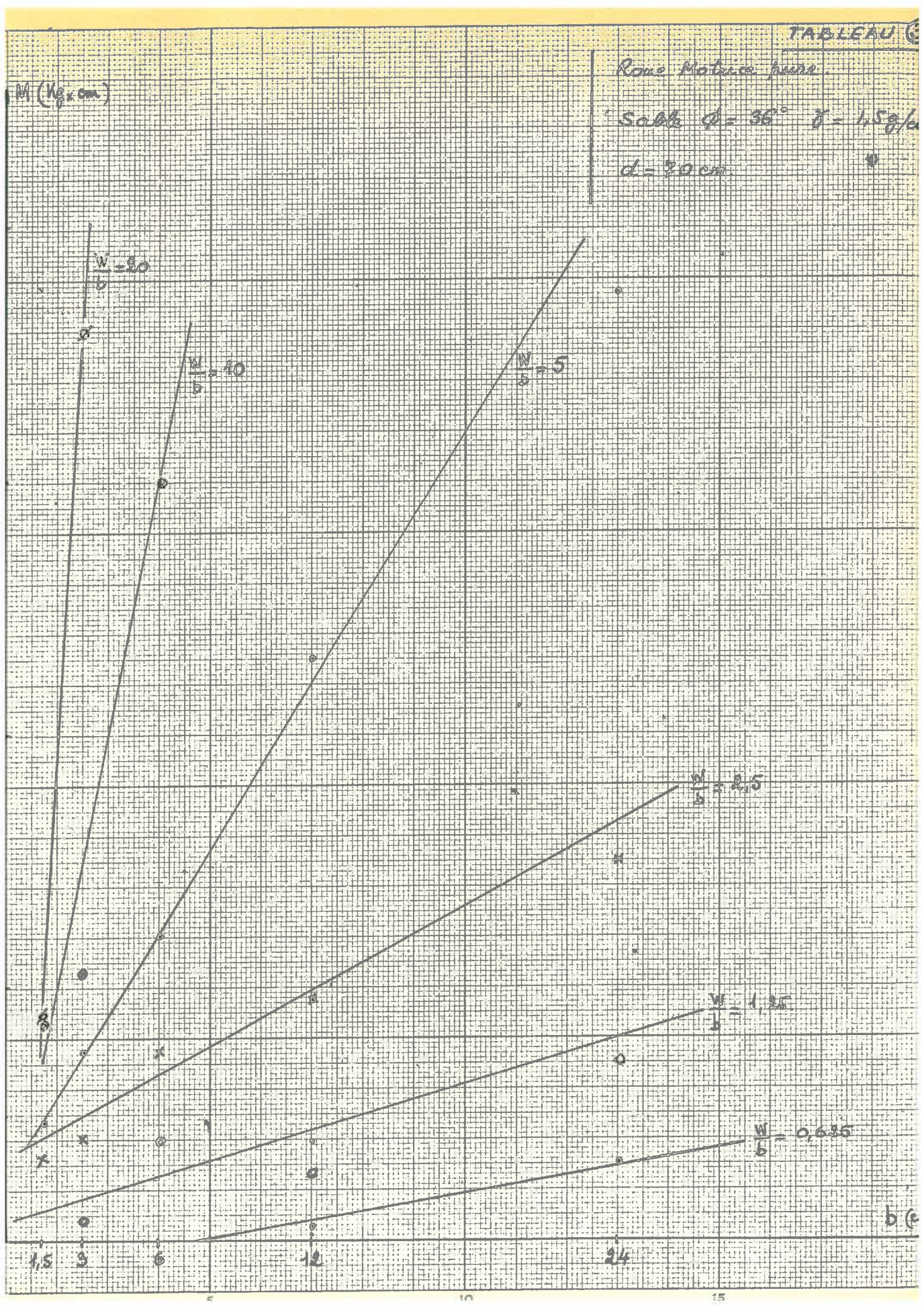
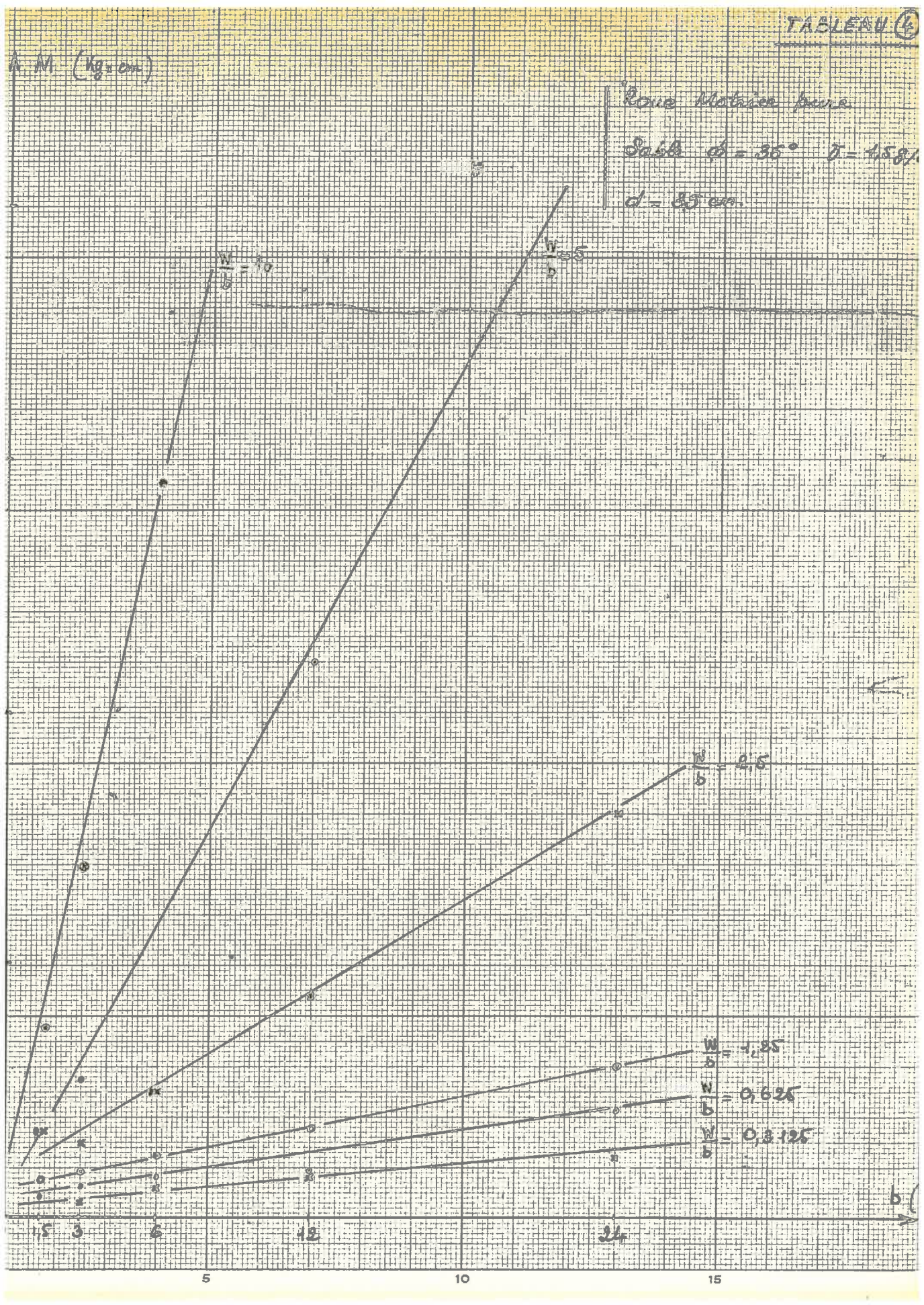


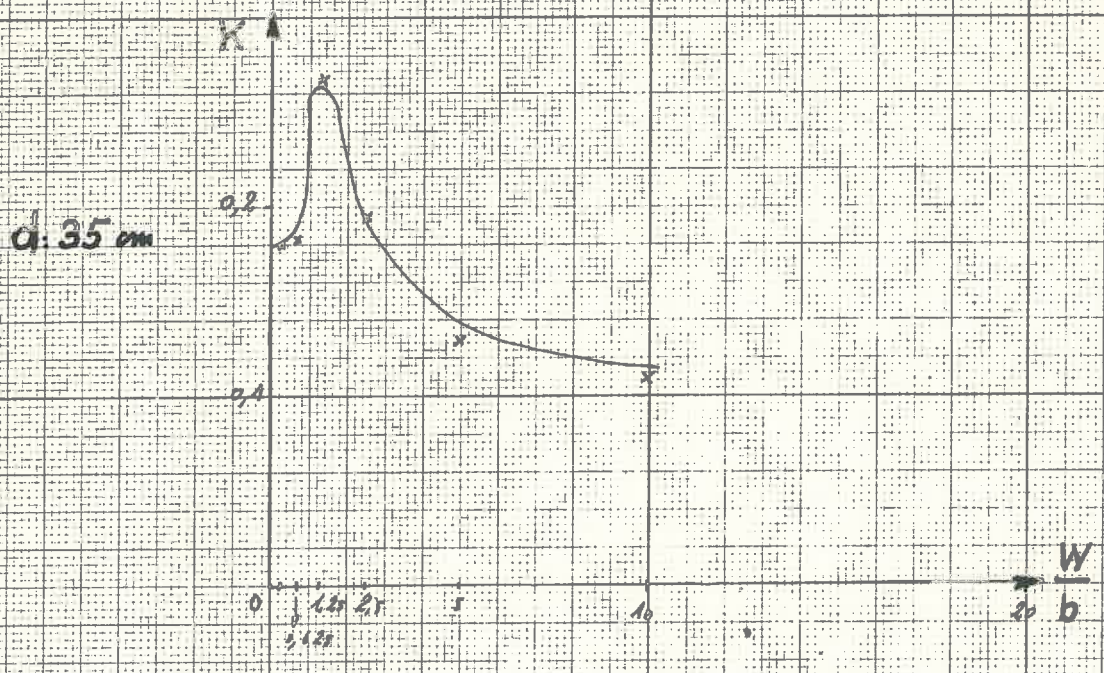
TABLEAU (4)

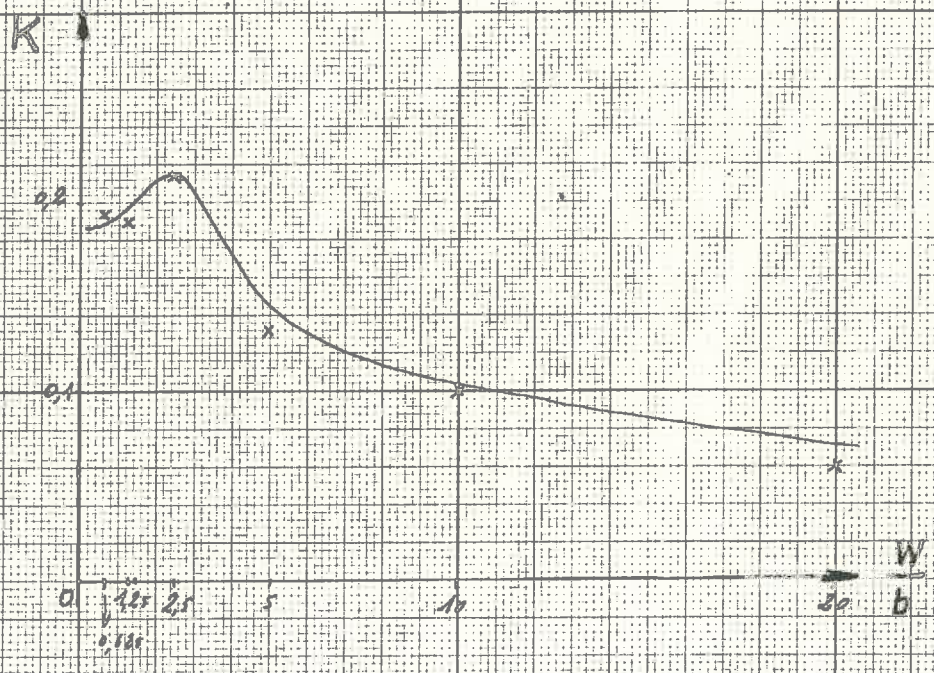

M (kg × cm)
Roue Motrice pure
Sable $\phi = 35°$ $\gamma = 1,5$ g/
$d = 3,5$ cm.
$\frac{W}{b} = 10$
$\frac{W}{b} = 5$
$\frac{W}{b} = 2,5$
$\frac{W}{b} = 1,25$
$\frac{W}{b} = 0,625$
$\frac{W}{b} = 0,3125$
b (
1,5
3
6
12
24
5
10
15

TABLEAU

VALEURS de $K = \frac{1}{A}$

(A a la dimension d'une longueur)





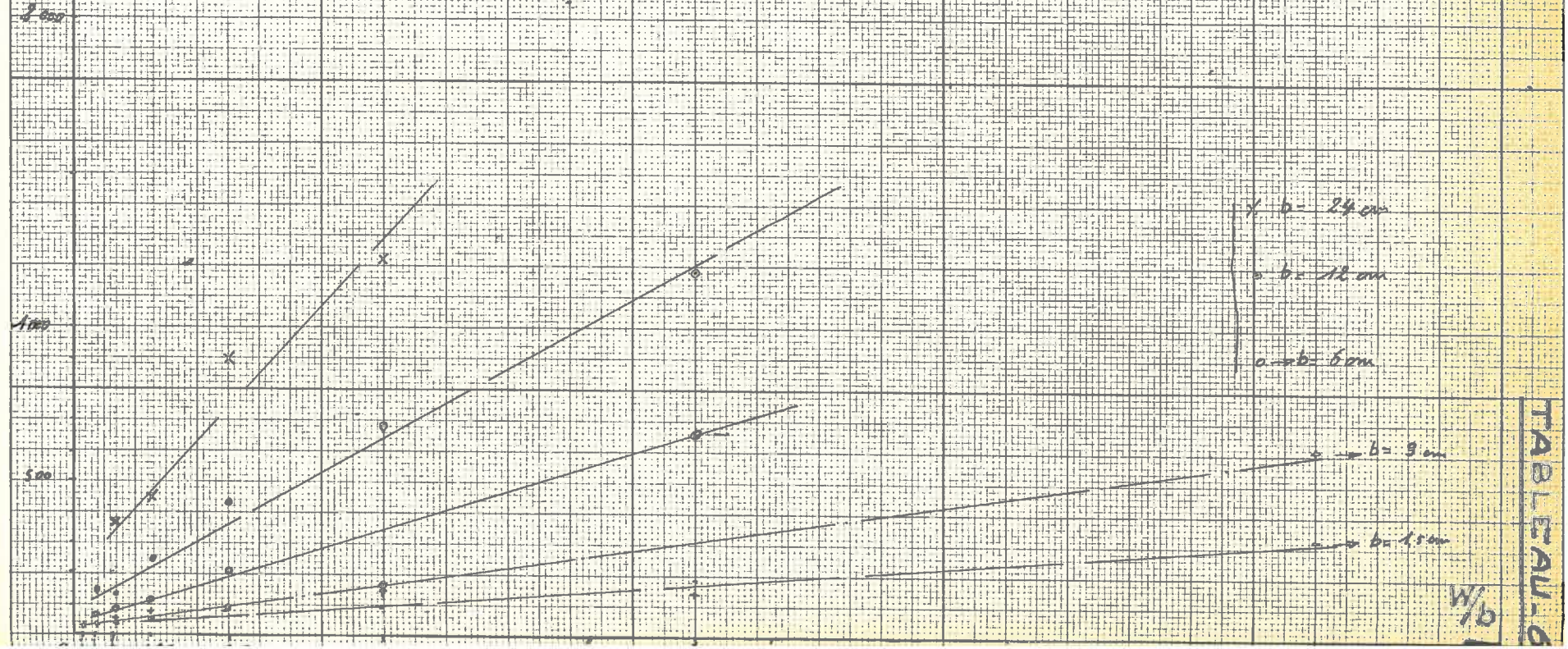
5 10 15

ROUE MOTRICE PURE

SABLE $\phi = 36°$ $\gamma = 1{,}5\ t/m^3$

d : 35 cm

$\frac{M}{\sin\alpha}$ en t



W/b

TABLEAU

ROUE MOTRICE PURE

SABLE $\phi = 34°$ $\gamma = 1{,}7\ t/m^3$

d: 70 cm

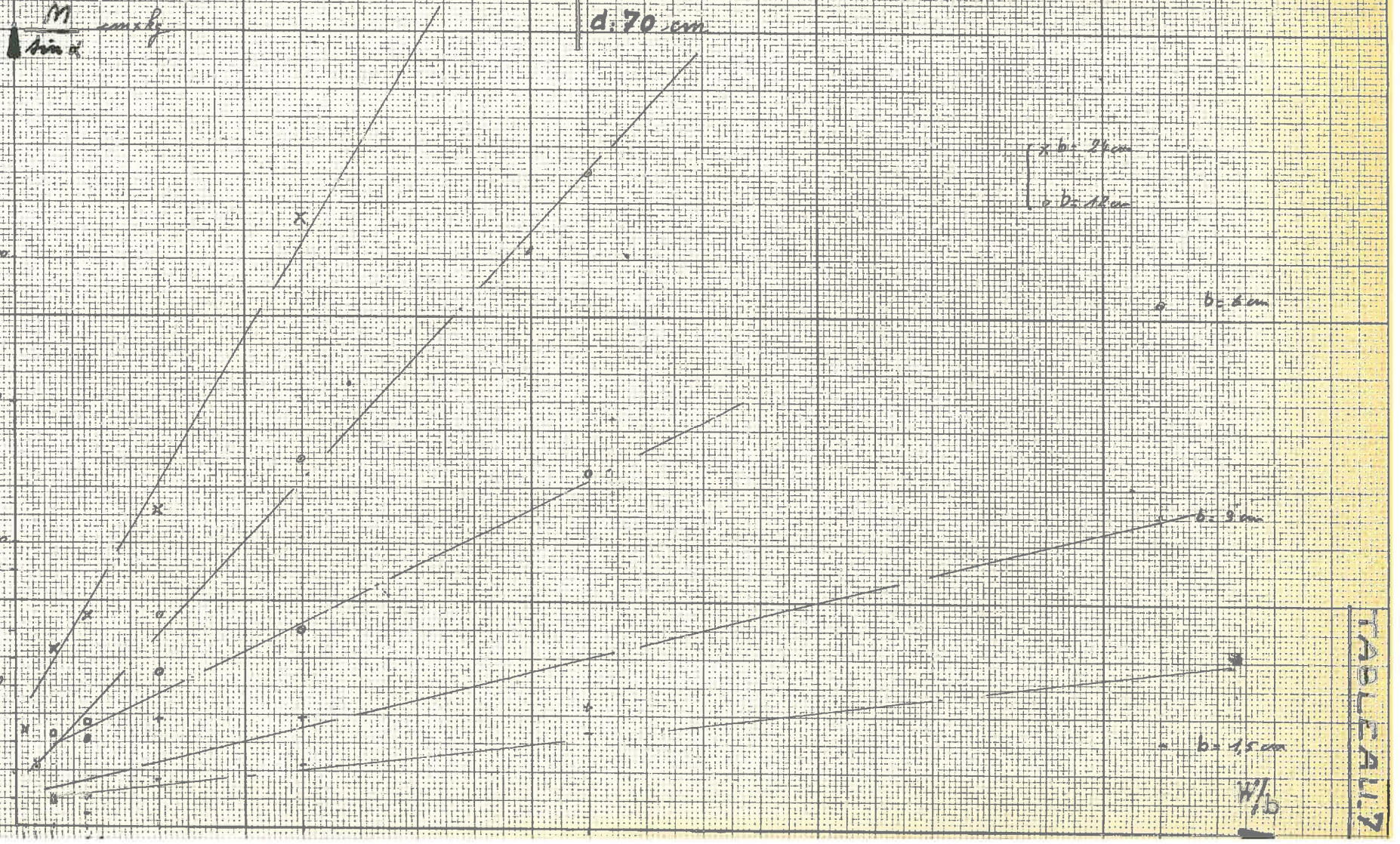


TABLEAU 71

Valeurs de k_b

$d = 35$ cm

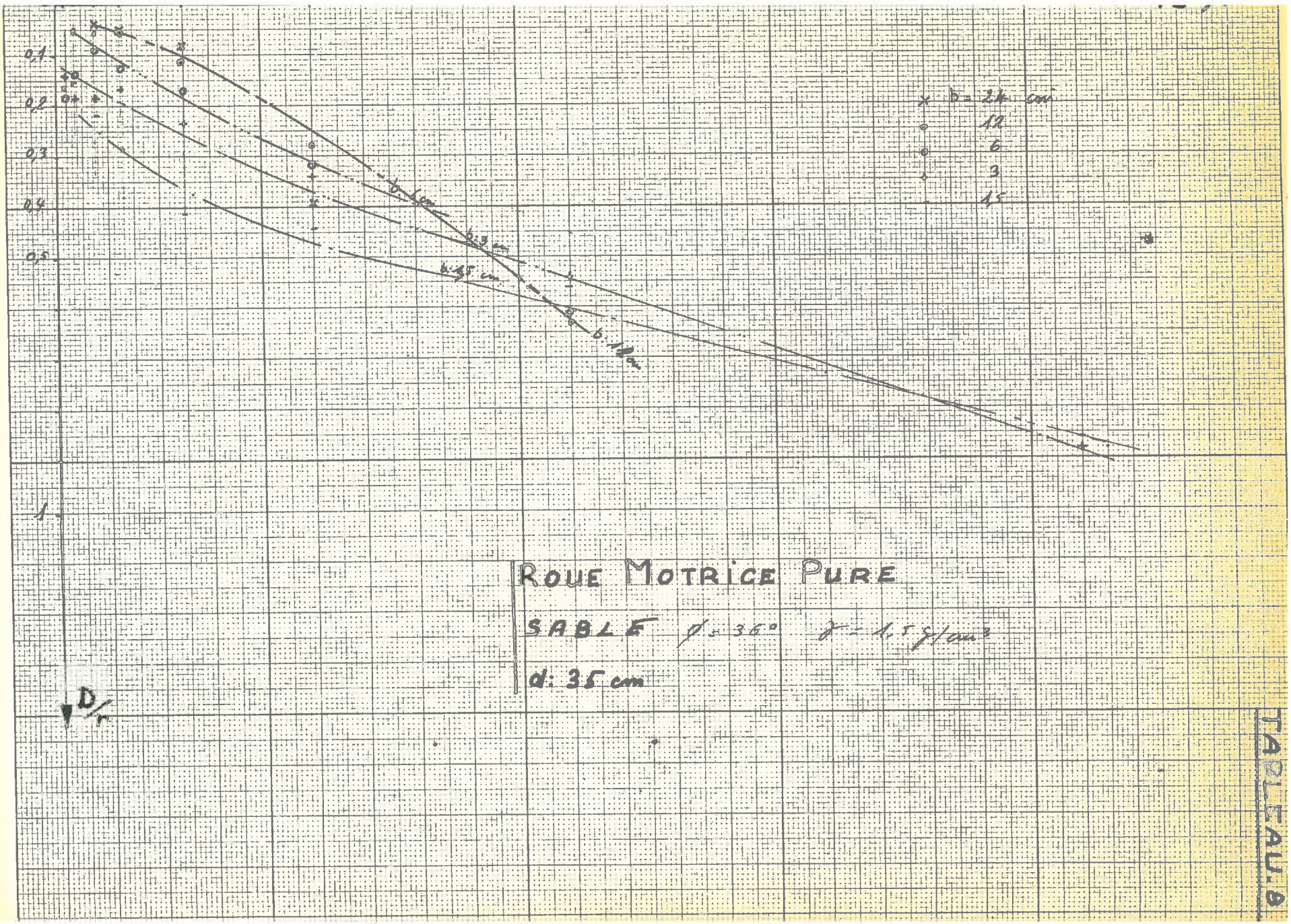
b	k_b
1,5	140
3	280
6	560
12	1120
24	2240

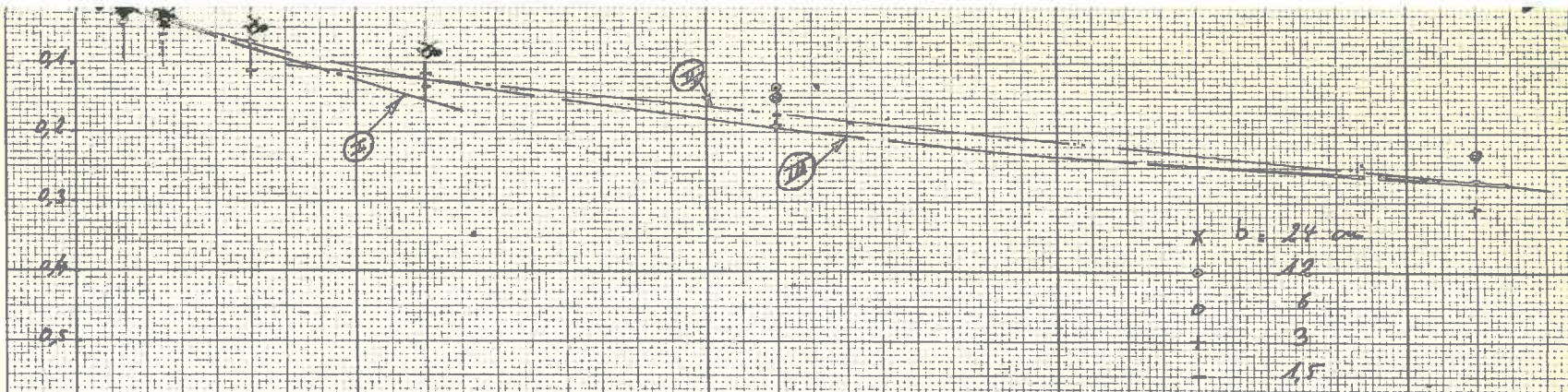
$k_b \# 140 \left(\frac{b}{1,5}\right) \# 93,5.b$

$d = 70$ cm

b	k_b
1,5	240
3	520
6	1 000
12	2 150
24	3 000

$k_b \# 225 \frac{b}{1,5} \# 150.b$


0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
1
b = 24 cm
12
6
3
1,5
b = 12 cm
b = 6 cm
b = 3 cm
b = 1,5 cm
D/r
ROUE MOTRICE PURE
SABLE φ = 36° γ = 1,5 g/cm³
d: 35 cm
TABLEAU 9



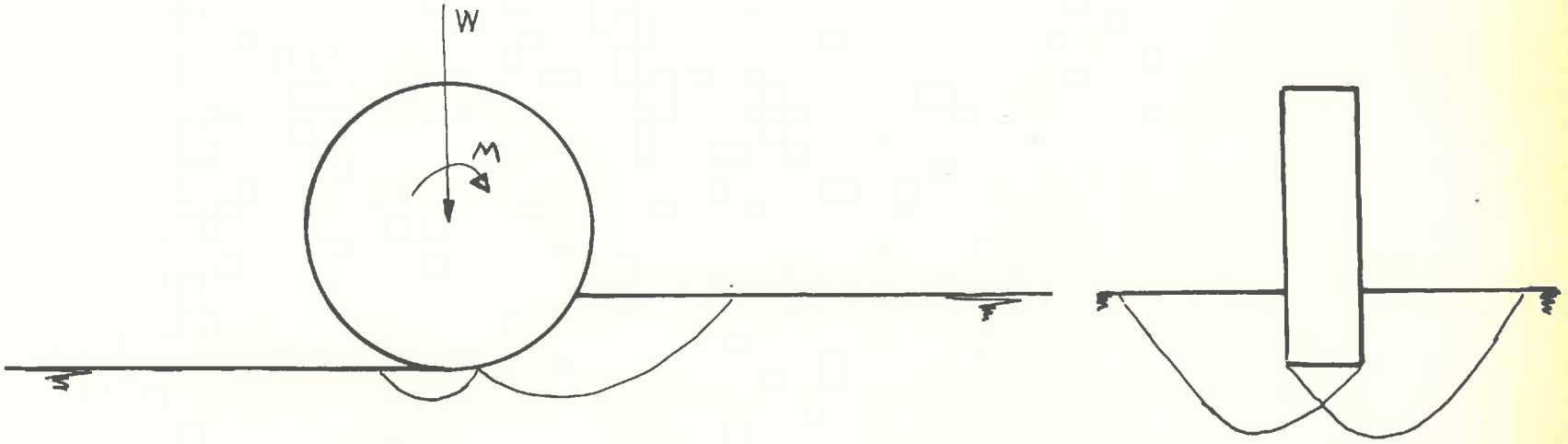
ROUE MOTRICE PURE

SABLE $\varphi = 30°$ $\gamma = 1,5\ g/cm^3$

d : 70 cm

TABLEAU 9

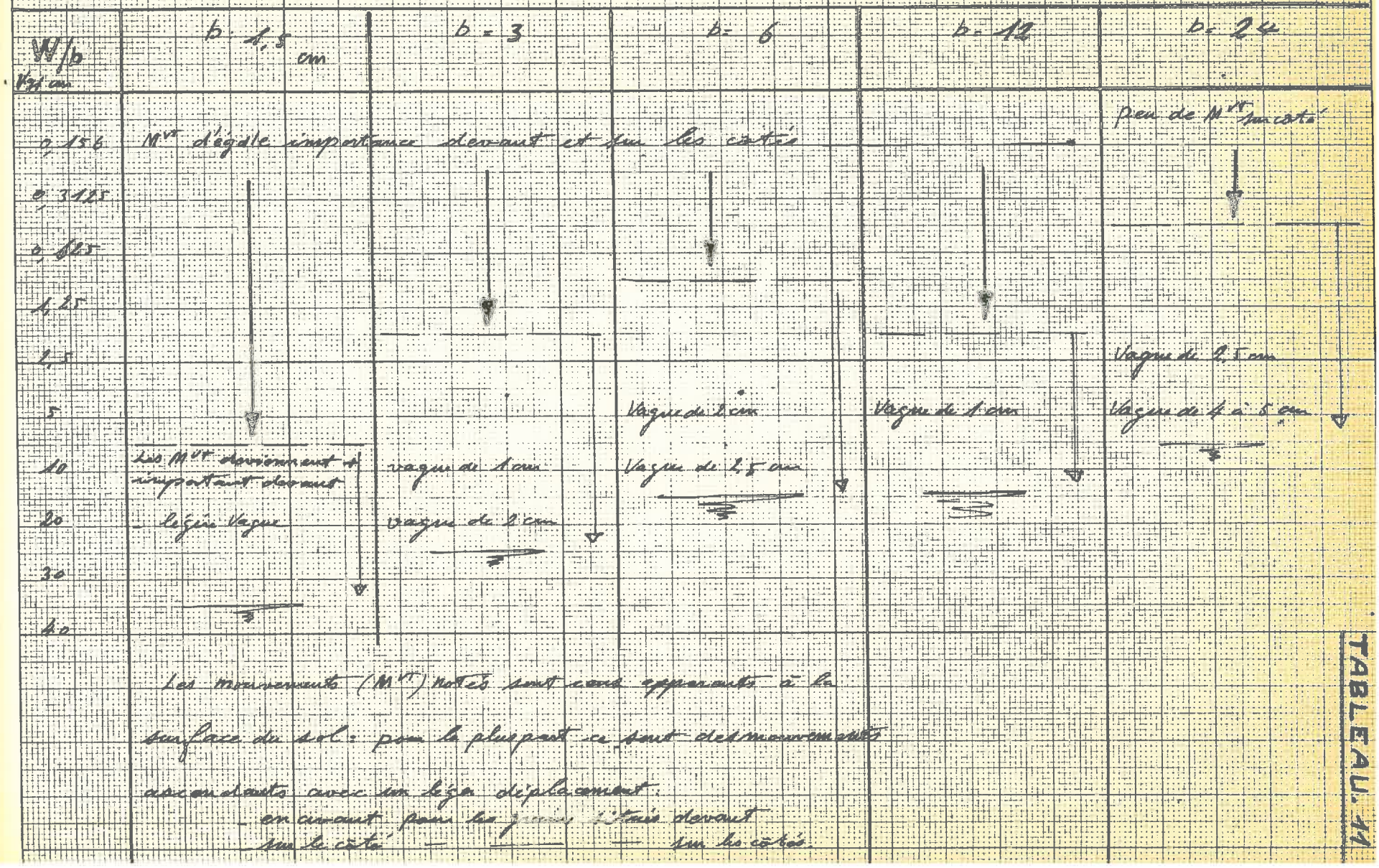
Schéma des zones de déformations.



TABLEAU

ROUE MOTRICE PURE d: 35 cm date: 6-1906

SABLE φ: 30° γ: 1,5 g/cm³ Tableau n° 35



Les mouvements (Mvt) notés sont ceux apparents à la surface du sol: pour la plupart ce sont des mouvements d'ensemble avec un léger déplacement:
- en avant pour les points situés devant
- sur le côté — — — sur les côtés

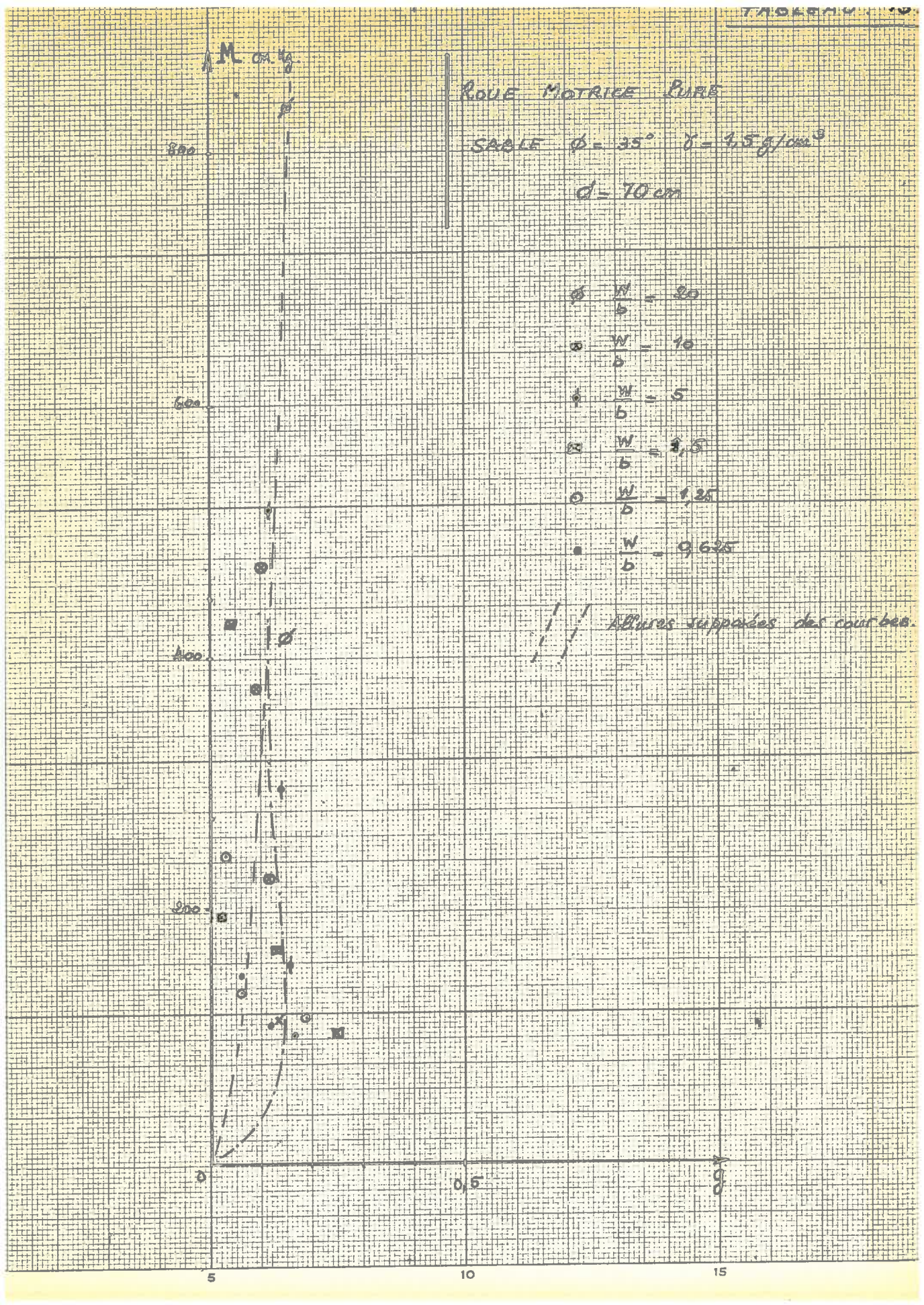
TABLEAU 11

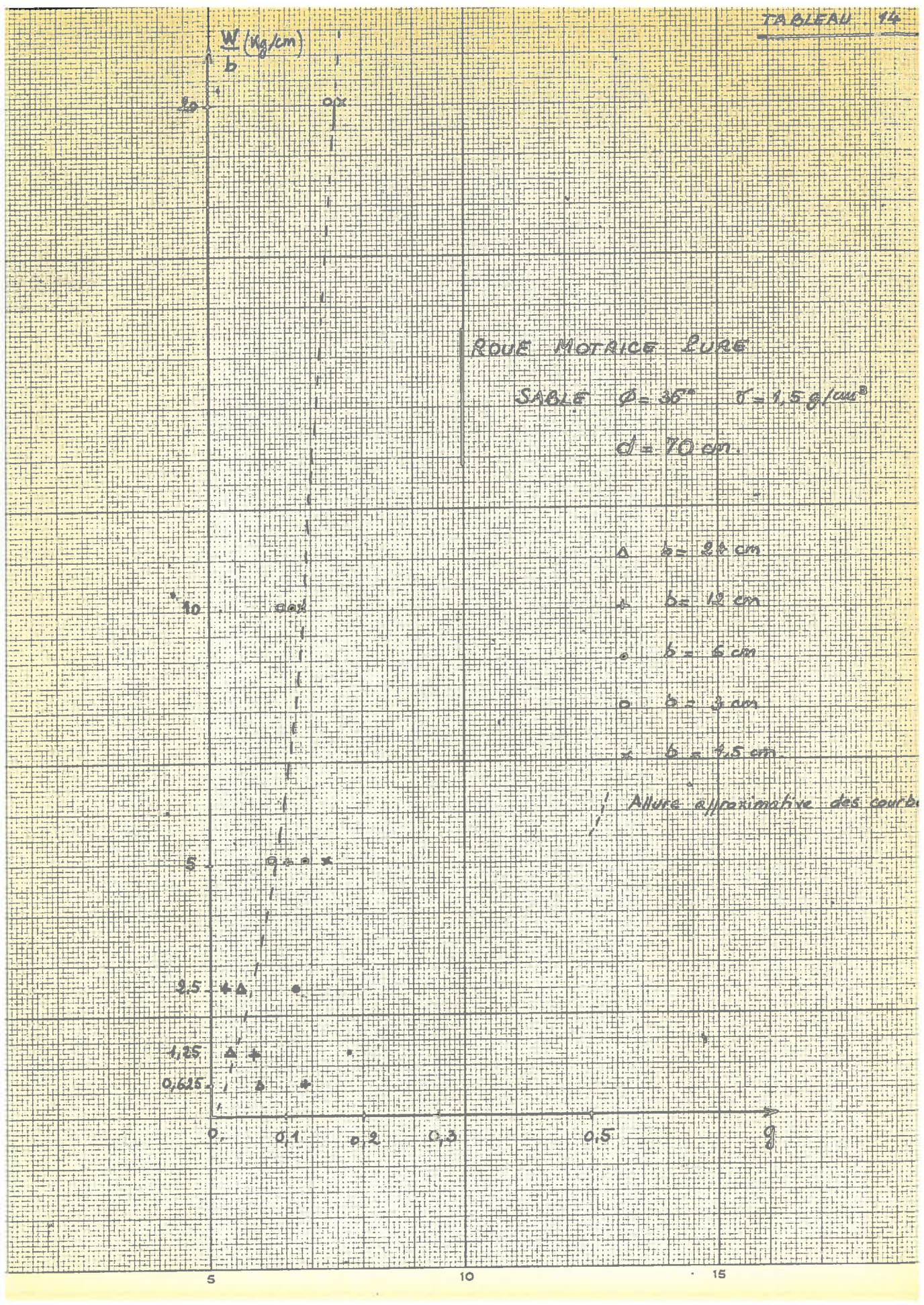
ROUE MOTRICE PURE c: 50 cm date: 6-1966

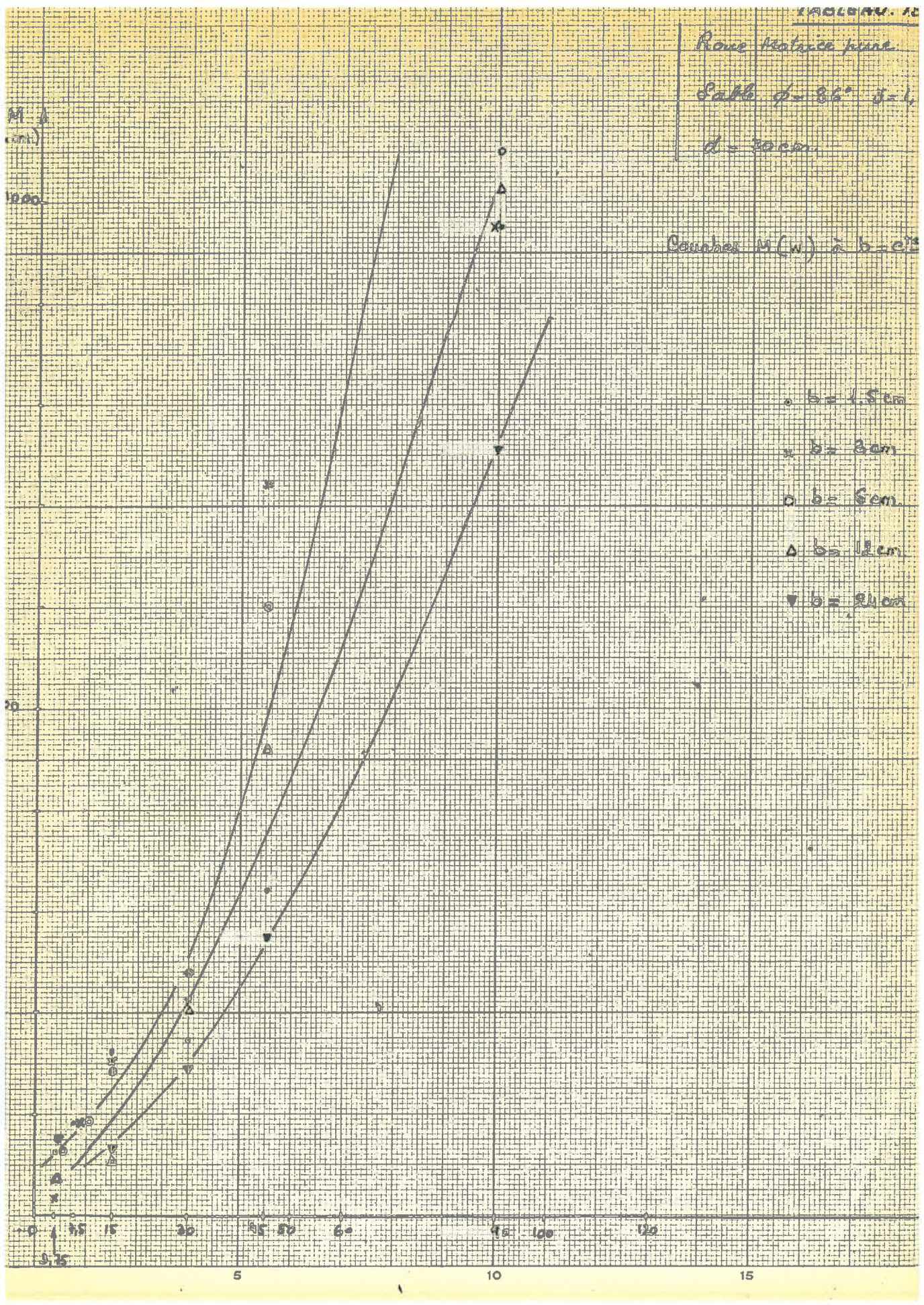
SABLE φ: 36° γ: 1,5 ft/cm³ Tableau n° 70

W/b kg/cm	b = 1,5 cm	b - 3	b - 6	b - 12	b - 24
0,156	Mvt du côté plus important que celui devant				Les Mvts sont dans l'ensemble insignifiants
0,3125					
0,625					
1,25					Mvt devant de 10 cm
2,5		du côté de 8 cm devant de 2 cm	du côté du fond de 10 cm	Vague devant Mvt au fond de 15 cm du côté + légers Mvts du côté de 3 cm	
5					
10		Les Mvts devant et du côté ont la même importance			
20	Mvt devant décroissant + important que du côté				
30					
40	Mvt devant de 9 cm				

TABLEAU 12


M en kg
ROUE MOTRICE LISSE
SABLE φ = 35° γ = 1,5 g/cm³
d = 70 cm
W/b = 20
W/b = 10
W/b = 5
W/b = 3,5
W/b = 1,25
W/b = 0,625
Allures supposées des courbes.
800
600
400
200
0
0,5
5
10
15


W/b (kg/cm)
20
10
5
2,5
1,25
0,625
0
0,1
0,2
0,3
0,5
g
ROUE MOTRICE LURE
SABLE Ø = 35° δ = 1,5 g/cm³
d = 70 cm.
Δ b = 24 cm
+ b = 12 cm
o b = 6 cm
□ b = 3 cm
× b = 1,5 cm
Allure approximative des courbes
5
10
15


Roue Rotrice pure
Sable $\phi = 36°$ $\gamma = 1,$
$d = 20$ cm.
Courbes $M(w)$ à $b = c^{te}$
• $b = 1.5$ cm
× $b = 3$ cm
○ $b = 6$ cm.
△ $b = 12$ cm.
▼ $b = 24$ cm
M (cm.)
1000
50
0
15
30
45
60
90
100
120
5
10
15

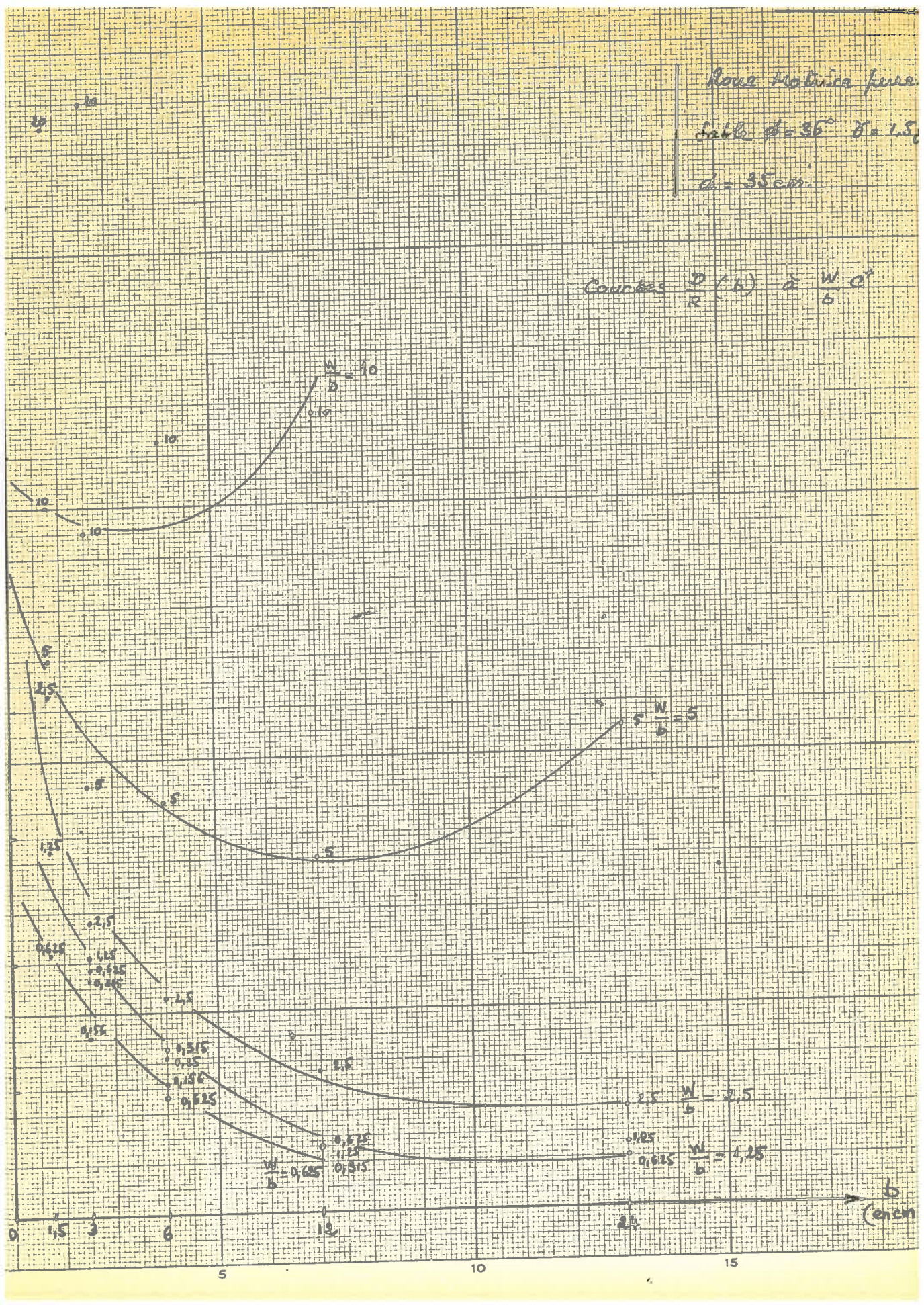

Roue Mobile pesa
Sable φ = 36° δ = 1,5
d = 35 cm
Courbes D/R (b) à W/b c²
W/b = 10
10
10
10
5
5
5
5
W/b = 5
2,5
2,5
2,5
2,5
2,5
W/b = 2,5
1,25
1,25
1,25
1,25
1,25
W/b = 1,25
0,625
0,625
0,625
0,625
0,625
W/b = 0,625
0,315
0,315
0,315
0,315
0,315
b (en cm
0
1,5
3
6
12
24
5
10
15

TABLEAU 1

Pour Matière pure

Sable $\varphi = 35°$ $\gamma = 1.5$

$d = 70$ cm.

Courbes $\frac{D}{R}(b)$ à $\frac{W}{b}$ Cte

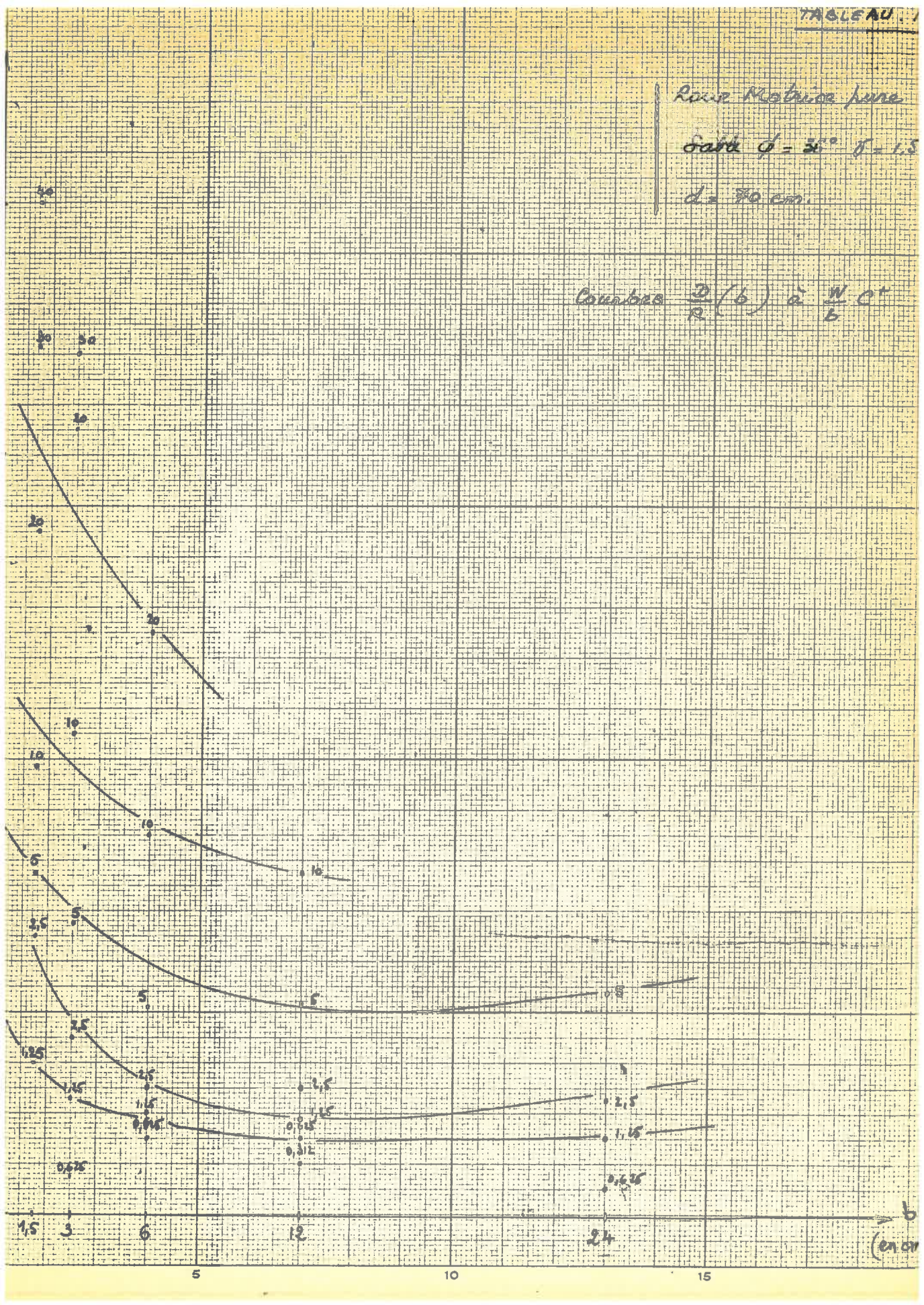
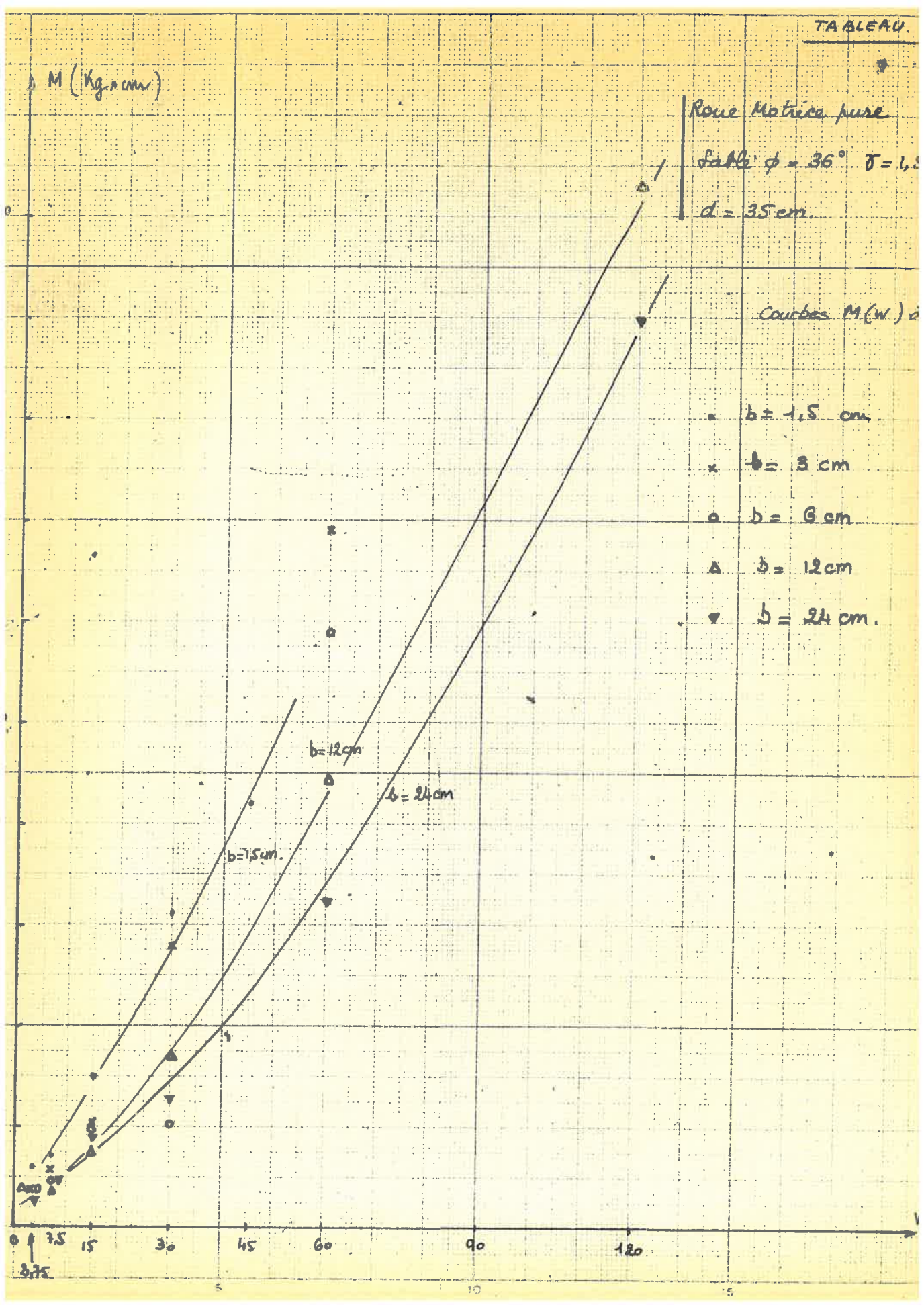


TABLEAU.


M (Kg.cm)
Roue Motrice pure
Sable $\phi = 36°$ $\gamma = 1,5$
$d = 35$ cm.
Courbes M(W)
b = 1,5 cm
b = 3 cm
b = 6 cm
b = 12 cm
b = 24 cm.
b=12cm
b=24cm
b=1,5cm
0
3,75
7,5
15
30
45
60
90
120
3,75
5
10
15

BIBLIOGRAPHIE sur l'étude du déplacement d'une roue rigide en milieu à deux et trois dimensions

---

- C. DUPERRIN, "Etude de la locomotion tous terrains - Etude statique et cinématique du comportement d'une roue rigide en milieu sans cohésion à deux dimensions".
  Thèse de Doctorat de Spécialité, 1962, Grenoble.

- A. OBERTI, "Etude de la locomotion tous terrains - Evolution de roues rigides en milieu pulvérulent".
  Thèse de Doctorat de Spécialité, 1963, Grenoble.

- J. STERENBERG, "Etude de la locomotion tous terrains - Etude théorique à deux dimensions des états statiques d'une roue rigide en milieu pulvérulent".
  Thèse de Doctorat de Spécialité, 1963, Grenoble.

- M. BOUCHERIE, "Etude du déplacement d'une roue en milieu pulvérulent",
  Thèse de Doctorat de Spécialité, 1964, Grenoble.

- D. PONCET-MONTANGE, "Evolution des roues rigides sur un milieu pulvérulent et sur une argile saturée".
  Thèse de Doctorat de Spécialité, 1965, Grenoble.

BIBLIOGRAPHIE

100. BIBLIOGRAPHIE GENERALE

101. BEKKER M.G. : "Theory of land locomotion".
(1956).

102. BEKKER M.G. : "Off the road locomotion".
(1960), Ann Arbor Press.

103. BIAREZ J. : "Contribution à l'étude mécanique des sols et matériaux pulvérulents".
Thèse de Doctorat ès-Sciences (Grenoble, 1962).

104. BISHOP, HENKEL : "The measurement of soils properties in the triaxial tests".
(1957).

104. FOUNTAINE, PAYNE : "A field method of measuring the shear strength of soils".
Journal of Soil Science, Vol. 3 (N° 1, 1952) (p. 136 144).

105. LIPSCOMB : "Terrain investigation by electromagnetics sensors".
W.E.S. (article préparé pour la "3e Conférence" tripartite "Working group on ground mobility" (Sept. 1961).

106. REECE A.R. : "Problems of soils mechanics".
U.S. OTTAC. LLL. Report 97 (1964).

200. BEVAMETRE

201. PAVLICS F. : "Bevameter 100. A new type of field apparatus for measuring locomotion stress-strain relationships in soil".
(Turin, 1961, p. 330).

202. HANAMOTO B., JANOSI Z. : "Determination of K_c, K_ϕ and n values by means of circular footings, modified procedure".
OTTAC. LLL. (Nov. 1959, Report n° 57).

300. LE PENETROMETRE

301. BEGEMANN : "Prévision des fondations profondes à l'aide du pénétromètre".
5° I.C.S.M.F.E. Paris (1961), Vol. III, 3/B (p. 265)

302. FREITAG D. : "A dimensional analysis of the performance of pneumatic types on soft soils".
W.E.S., Août 1965.

303. JANOSI Z. : "Prediction of W.E.S. Cone Index by means of a stress-strain function of soils".
OTTAC. LLL. (Fév. 1959), Report N° 46.

304. KERISEL : "Fondations profondes en milieu sableux".
5e I.C.S.M.F.E., Paris (1961), Vol. II, 3 B/12 (p. 783).

305. KERISEL, L'HERMINIER, TCHENG : "Résistance de pointe en milieu pulvérulent de serrages divers".
6e I.C.S.M.F.E., Montréal (1966), Vol. II, 4/9 (p. 265).

306. KNIGHT, RULA (W.E.S.) : "Measurement and estimation of th trafficability of fine grained soils".
Turin, 1961 (p. 371).

307. LEGALL : "Contribution à l'étude de la force portante des fondations circulaires peu profondes".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Science Grenoble (1965).

308. MEYERHOF G. : "The ultimate bearing capacity of foundatio
Géotechnique, Vol. 2, 1951 (p. 301-332).

309. MEYERHOF G. : "The ultimate bearing capacity of Wedge-sha Foundations".
5e I.C.S.M.F.E., Paris (1961), Vol. II, 3 B/16.

310. SANGLERAT : "Le pénétromètre et la reconnaissance des sol
Dunod, Paris, 1965.

311. W.E.S. TR3. 462 : "Studies of Aerial Cone penetrometer".
Report 1 (1957) : Laboratory studies.
Report 1 (1958) : Frid tests.

312. W.E.S. M.P. 4-457 : "Some factors affecting moisture content, density, Cone Index relations".
(Nov. 1961).

313. W.E.S. M.P. 4-327 : "Effect of mold size and others factors on laboratory, Cone Index measurements".
(Mars 1959).

400. LE VANE TEST

401. AAS G. : "A study of the effect of Vane Shape and rate of strain on the measured values of in-situ shear strength of clays".
6e I.C.S.M.F.E., Montréal, Vol. I, 2/1.

402. A.S.T.M. : S.T.P. N° 193, 1956.
"Symposium on Vane shear testing of soils".

403. A.S.T.M. : S.T.P. N° 351, 1963.
"Symposium on Soil Exploration".

404. BOURGES, VALLEMONT : "Utilisation du scissomètre (Vane test) pour la détermination de la cohésion non drainée des sols peu consistants".
L.C.P.C. Journée des Fondations, 6 au 11 Mai 1963.
Section Sols et pieux.

405. CADLING, ODENSTRAD : "The Vane borer".
Royal Swedish Geotechnical Institute. Proceeding N° (1950).

406. CARLSON L. : "Determination in situ of the shear strength of undisturbed clay by means of a rotating Anger".
2e I.C.S.M.F.E., Rotterdam, Vol. 1, III b. 3 (1948).

407. CRAWFORD C.B., EDEN W.J. : "A Comparison of laboratory results with "in situ" properties of Leda Clay".
6e I.C.S.M.F.E., Montréal (1965), Vol. I, 1/7.

408. FLAATE K. : "Factors influencing the results of Vane test
Canada Geotechnique Journal, V. III (N° 1, 1966), p. 18-31.

409. FLAATE K. : "Norvegian Geotechnique Institute"
N° 62 (1965), p. 1-9.

410. HANSEN B. : "Vane tests in a Norvegian quick-clay".
Géotechnique (Juin 1950).

411. MARSAL : "Unconfined compression and vane shear tests in volcanic lacustrine clay".
A.S.T.M. S.T.P. N° 232 (1957) (comporte une discussi de SEED).

412. SKEMPTON : "Vane tests in the alluvial plain of the River forth".
Géotechnique, Déc. 1948.

500. COMPARAISON ENTRE : BEVAMETRES
PENETROMETRES
TRIAXIAL
VANE TEST
ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT

501. OSMAN M.S. : "The measurement of soil shear strength". Journal of terramechanics, Vol. 1, N° 3 (1964), p. 54.

502. W.E.S. M.P. 4-350 (Juillet 59) : "Comparaison de 3 essais évaluant la trafficabilité des sols" :
- essai de cisaillement Jurgenson
- essai triaxial
- pénétromètre "W.E.S.".

503. W.E.S. : "Report of Mobility Consultant Conference". Exhibit 7 (Juin 1962) par J.L. SMITH.

504. W.E.S. TR 3-639, Janvier 1964 : "Strength moisture density relations of fine grained soils in vehicle mobility research" par J.L. SMITH.

BIBLIOGRAPHIE COMPLEMENTAIRE

BIBLIOGRAPHIE GENERALE

KARAFIATH L. : "An analysis of new techniques for the estimati
of footing sinkage in soil",
US OTAC, LL Research branch, Report n° 18 (1957).

REECE A.R., WILLS M.D. : "An investigation into validity of so
sand vehicle mobility theories",
F.V.R.D.E., Chopham (England) 1963, Report BR 175.

REECE A.R. : "The fundamental equation of earthmoving mechanic
Symposium on earthmoving machinery 1965.
Institute of mechanical engineering, Londres.

WILLS M.D., BARRET, SHAW : "An investigation into rolling resi
tance theories for towed rigid wheels",
Journal of Terramechanics (1965) 2, N° 1.

LE VANE TEST

BENNETT G.B., MECHAM J.G.:"Use of Vane borer on foundation investigation of fill",
H.R.B. Proc. 32 : 486-99.

DARIENZO, VEY : "Consistency limits of clay by the same method",
H.R.B. Proc. 34 : 559-66.

EDEN, CRAWFORD : "Geotechnical properties of Loda Clay in Ottawa area",
4e I.C.S.M.F.E. Londres, 1957, Vol. 1, 22/7.

EDEN, HAMILTON : "The use of a vane apparatus in sensitive clay"
N.R.C. Paper 52.

EVANS I., SHERRAT : "A simple and convenient instrument for measuring the shearing resistance of clay soils",
Journal of scientific instruments and physics in industry (Déc. 1948), Vol. 25, p. 411-414.

FLAATE K. : "Field Vane tests with delayed shear"
5e Pacific Area National Meeting of ASTM (SEATTLE), 1965.

GIBBS H.J. : "Shear strength of cohesive soils",
Proc. A.S.C.E. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, (Boulder), (1960), 143-60.

GOUGHNOUR R.G. et SALLBERG J.R. : "Evaluation of the laboratory vane shear test",
H.R.B. Re 48 (19-33), (1964).

GRAY, HAMILTON : "Field vane shear tests of sensitive cohesive soils",
Proc. A.S.C.E. 81, paper 755, (1957) (in A.S.C.E. Trans. 844 (1957)).

REITZ :"Applications and limitations of vane testing",
Proc. A.S.C.E. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils (Boulder) 1101.

SKEMPTON, BISHOP : "The measurement of the shear strength of soils",
Géotechnique (1950), 2,1 (90108).

LE PENETROMETRE

DE BEER : "Etude des fondations sur pieux et des fondations directes : l'appareil de pénétration en profondeur", Annales des T.P. Belges, 1945, Av. Juin et Août.

DE BEER : "Données concernant la résistance au cisaillement déduites des essais de pénétration en profondeur", Géotechnique, Vol. 1, N° 1, Juin 1948.

DE BEER : "Prévisions des fondations profondes à l'aide du pénétromètre", 5e I.C.S.M.F.E. Paris, (1961), Vol. III, p. 250.

BEGEMANN : "The use of the static soil penetrometer in Holland New Zealand Engineering (15 Fév. 1963).

BOGDANOVIC Lj. : "Determination of bearing capacity of piles from the soil penetration resistance", Reports of the Institute for Testing materials, n° 1 (p. 3-16), Belgrade (Yougoslavie), (1959).

BOGDANOVIC Lj. : "The use of penetration tests for determining the bearing capacity of piles", 5e I.C.S.M.F.E. Paris (1961), Vol. II, p. 17.

CAMBEFORT H. : "L'essai de pénétration et le S.P.T.", Génie Civil, 1957.

DAVIS H.E. : "The penetrohamma in engineering investigations", Proc. of the 2nd annual engineering geology and soil engineering symposium, Idaho State University, (Mars 1964), p. 74.

Earth Manual : "Field penetration test with split-tube sampler U.S. Dept of the interior. Bureau of Reclamation. Denver Colorado (1953), p. 574.

GAWITH A.H., BARTLETT A.H. : "Deep sounding cone penetrometer and discussions", 4th Australian New Zealand Conf. on Soil Mechanics and foundations Engineering (p. 8 et p. 287.

PAREZ L. : "Les pénétromètres et leurs interprétations", Journées des Fondations (L.C.P.C.), Mai 1963).

PAREZ L., BACHELIER M. : "Contribution à l'étude de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre à cône", 6e I.C.S.M.F.E. (Montréal) 1965, Section II.

SHERRER H.N. : "Determination of Liquid Limit by the static cone penetration test", 5e I.C.S.M.F.E. (Paris), (1961), Vol. I, p. 319.

GIBBS H.J., HOLTZ W.G. : "Progress report of research on the penetration resistance method of subsurface exploratic U.S. B.R. Earth Laboratory Report n° EM 314 (Sept. 1952)

GIBBS H.J., HOLTZ W.G. : "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing", U.S. B.R. Earth Laboratory Report n° EM 460 (Août 1956)

GIBBS H.J., HOLTZ W.G. et HOUSTON W.N. : "Correlation of field penetration and vane shear tests for saturated cohesive soils", U.S. B.R. Earth Laboratory Report n° EM 586 (Sept. 1960)

HAEFELI R., FEHLMANN H.B. : "Measurements of soil compressibility in situ by means of the model pile tests", 4e I.C.S.M.F.E. (Londres) Tome I (p. 225-230), (1957)

KONDNER L. : "A penetrometer study of the in situ strength of clays", A.S.T.M. Bulletin March 1963, p. 193.

L'HERMINIER : "Le pénétromètre et les fondations superficielles" Journées de mécanique des sols de Paris, (1962).

MAYER, L'HERMINIER : "Le pouvoir portant des pieux en milieu cohérent", 3e I.C.S.M.F.E. (Zurich) (1953), Vol. II, p. 60.

MEIGH, NIXON : "Comparaison of in situ tests for granular soils" 5e I.C.S.M.F.E. (Paris), (1961), Vol. I, 2/13 (p. 499)

MEYERHOF G.G. "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils", A.S.C.E. Journal of S.M.F., Vol. 82, papier 866, (Janvier 1956).

SOMMAIRE

Pages

1ère Partie

A - Contribution à la détermination "in situ" des caractéristiques d'un sol 1

1 - Introduction 2

2 - Les essais traditionnels de Laboratoire .. 5

3 - L'essai de cisaillement M.I.A.E. 7

4 - Les appareils "Bévamètre" 9

4.1. Essai de plaque : "Bévamètre normal" 9
4.2. Essai de cisaillement "Shear test" 10
4.3. Le "Bévamètre 100" (essai de roues) 11

5 - Le pénétromètre à cône "W.E.S." 17

5.1. Présentation 17
5.2. Calcul de la résistance de pointe par JANOSI avec Hypothèse de BEKKER 20
5.3. Détermination de l'angle de frottement Ø et de la cohésion c à partir de la résistance de pointe R_p 21
5.4. Comparaison des résultats expérimenteux obtenus par SMITH (W.E.S.) avec le calcul de la résistance de pointe par les méthodes de TERZAGHI, MEYERHOF et LEGALL 31

6 - Le pénétromètre aérien "W.E.S." 35

7 - Le Vane-Test 37

7.1. Introduction 37
7.2. Comparaison avec d'autres méthodes de mesures 42
7.3. Causes des différences observées entre les méthodes 47
7.4. Conclusion 48

Pages

8 - Les appareils de détection électromagnétiques 50

A. Détecteurs à infrarouges 51
B. Le radar 53

9 - Discussion et comparaison entre triaxial, bévamètre, pénétromètre, vane-test, essai de cisaillement direct 54

10 - Conclusion 61

B - Proposition d'un appareil de mesure : "Le Pénétromètre-Vane-Test" 64

1 - Objet de l'appareil 65

2 - Description 68

3 - Calcul de l'appareil 69

4 - Méthode d'emploi 73

Annexe 1 : Calcul de la cohésion non drainée à partir du moment de torsion maximum ... 75

Annexe 2 : Relation moment-contrainte de cisaillement (voir graphiques)

2ème Partie : Contribution à l'étude du déplacement d'une roue rigide "motrice pure" dans un milieu pulvérulent à trois dimensions 77

1 - Mesures avec la roue motrice dans un milieu à 3 dimensions 78

1.0. Description du matériel 78
1.1. Mesure du couple en fonction de l'enfoncement D 79
1.2. Mesure du couple en fonction du glissement g 80
1.3. Remarques sur les mesures 82

2 - Les résultats des mesures 84

2.1. Relation entre le couple la charge verticale W, l'enfoncement D et les dimensions b et d de la roue 84

Pages

2.2. Relations entre le couple la charge verticale W, le glissement g, et les dimensions b et d de la roue 88

3 - Conclusions 90

Bibliographie 91

100. Bibliographie générale 91

200. Bévamètre 92

300. Le pénétromètre 93

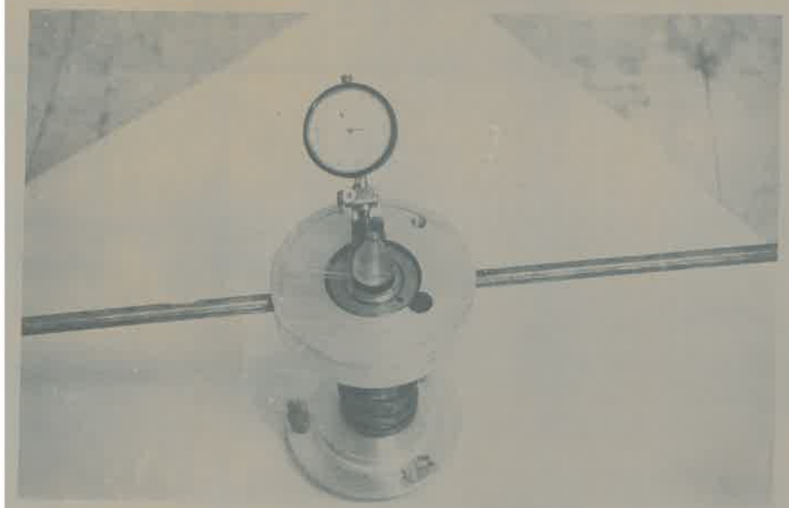
400. Le vane-test 95

500. Comparaison entre bévamètres, pénétromètres, triaxial, vane-test, essai de cisaillement direct 96

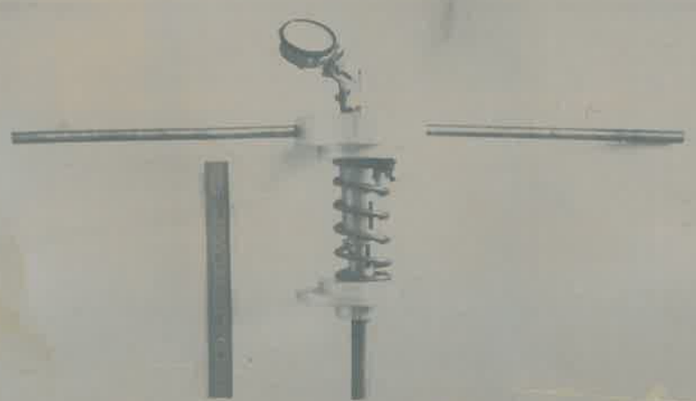
Bibliographie complémentaire 97

Bibliographie générale 97
Le Vane-test 98
Le Pénétromètre 99

Vue d'ensemble de l'appareil permettant le pénétromètre et le vane

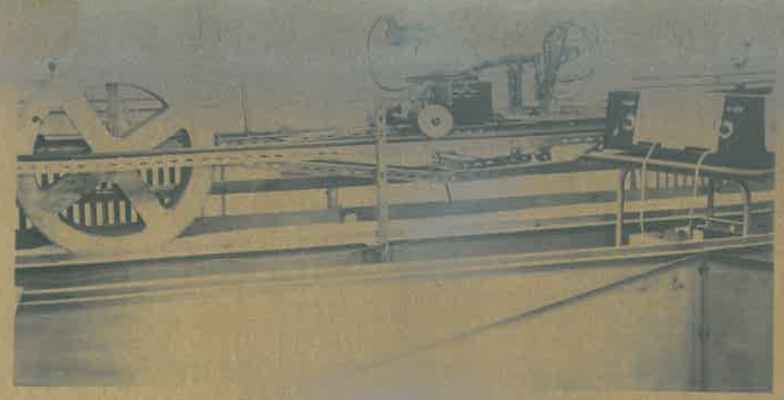


Vue de détail (détail) Tête appareillage de la force d'enfoncement et du couple

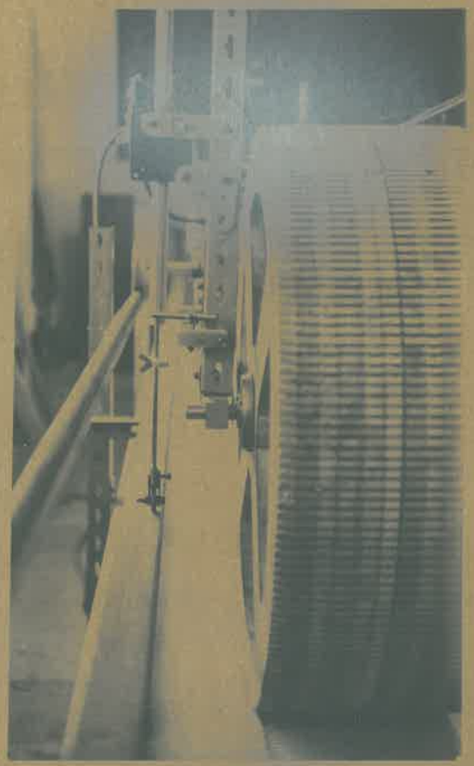


Détail

Ressort permettant la détermination du couple



Vue d'ensemble du banc d'essai des pieux



Détail de la vue et de l'appareil permettant l'enregistrement de l'enfoncement

Vue de détail de l'ensemble moteur-entraînement de la roue et mesure de la force T