

# THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ SCIENTIFIQUE ET MÉDICALE  
ET  
L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE  
DE GRENOBLE

pour obtenir le titre de

DOCTEUR DE SPÉCIALITÉ  
Troisième Cycle de Mécanique des Solides

par

Etienne FLAVIGNY

Ingénieur E. C. P.

SUJET

Trois aspects des  
propriétés mécaniques des sols

---

Soutenue le 27 Novembre 1978 devant la Commission d'Examen

M. KRAVTCHENKO	Président
M. NEGRE	Examinateur
M. AURIAULT	Rapporteur

**SS AVS-TH-GC32**

Flavigny, E. - 1978/11/27. Trois aspects des propriétés mécaniques des  
sols. chap. 1 : Comportement mécanique de sol sur chemin oedométrique -  
97 p.

**DEMANDEUR | STATION | DATE D'EMPRUNT**

121 122 123 124 125 126 127 128 129 130 131 132 133 134 135 136 137 138 139 140 141 142 143 144 145 146 147 148 149 150 151 152 153 154

99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114 115 116 117 118 119 120

## SOMMAIRE

Présentation

CHAPITRE I : Comportement mécanique de sols sur chemin oedométrique (page 7)  
A. Définition et acquis  
B. Autres modes de consolidation  
C. Moyens de mesures du  $K_0$ . Essais réalisés  
D. Résultats des mesures et comparaison.

CHAPITRE II: Comportement mécanique de sols sur chemin triaxial de révolution (page 99)  
A. L'essai triaxial, montage réalisé  
B. L'essai C.U sur sable  
C. Simulation numérique non drainée

CHAPITRE III: Loi incrémentale élasto-plastique de matériaux argileux (page 173)  
A. Essais réalisés  
B. Détermination des paramètres de la loi  
C. Intégration de la loi

CONCLUSION

Ce chapitre est divisé en quatre parties.

#### A - DEFINITION ET ACQUIS

Nous rappelons brièvement la définition et les résultats classiques de l'essai oedométrique. Le mode opératoire du L.C.P.C. (26) propose une procédure d'essai pour la détermination de l'indice de compressibilité  $C_c$  et des coefficients de consolidation  $C_v$ . Nous exposons ensuite les difficultés que soulève la réalisation des essais oedométriques habituels, en insistant particulièrement sur:

- le problème du frottement sur la bague
- la saturation initiale des échantillons
- l'influence du taux de chargement
- la valeur des gradients hydrauliques.

#### B - AUTRES MODES DE CONSOLIDATION

A côté de l'essai oedométrique classique, d'autres modes de consolidation se sont développés :

- consolidation isotrope
- consolidation à gradient constant
- consolidation par élévation de température
- consolidation à vitesse de déformation constante.

Nous les comparons entre eux et nous indiquons leurs avantages et leurs inconvénients. Nous indiquons aussi pourquoi nous avons choisi la consolidation à vitesse de déformation constante.

#### C - MOYENS DE MESURES DU $K_0$ - ESSAIS REALISES

Les différentes méthodes de mesure de  $K_0$  sont ici exposées en détail : les méthodes in situ et les appareillages de laboratoire dérivés ou d'un oedomètre ou d'un triaxial. Le montage d'une bague oedométrique modifiée - décrite ici - a

permis de réaliser des essais dont nous donnons quelques résultats à la fin de ce paragraphe (cf 27) .

#### D - RESULTATS DES MESURES - COMPARAISONS

Nous présentons une revue aussi complète que possible des résultats des essais des différents auteurs ; nous citons aussi certaines lois partielles plus ou moins classiques : de la formule de JAKY (16) à celle de SCHMIDT (28) et ALPAN (29) . Les résultats que nous avons obtenus sont présentés, nous en dégagons les principaux aspects.

A - DEFINITION ET ACQUIS

L'essai oedométrique consiste en la mesure de la compressibilité d'un sol fretté latéralement : on a donc un essai où l'on impose

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$$

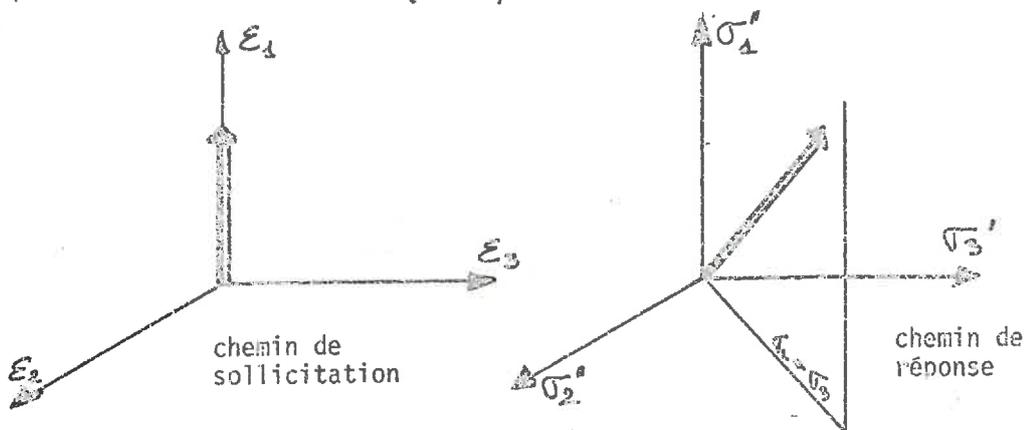
$$\varepsilon_1 \neq 0$$

On a alors :

$$\sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$$

$$\sigma_1 \neq 0$$

On peut symboliser cet essai (cf 30) par les schémas ci-dessous



L'échantillon est bien entendu drainé et l'essai oedométrique a été développé par TERZAGHI pour l'étude de la consolidation du sol provoquée par la dissipation des pressions interstitielles et le départ de l'eau en excès.

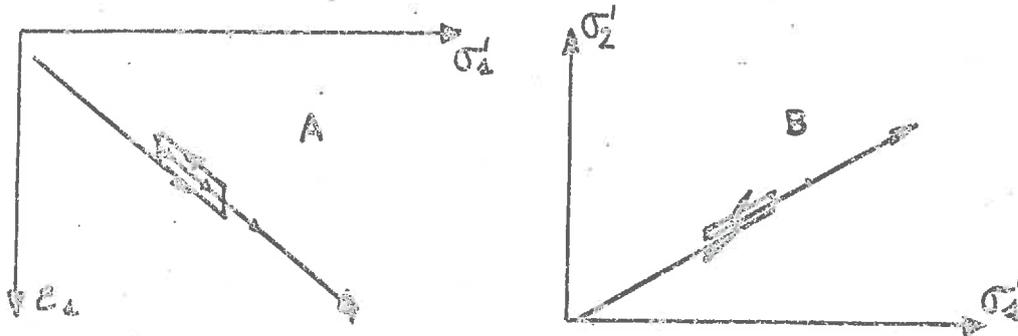
La pression interstitielle est notée  $u$ , et pour les études de consolidation il faut se placer en contraintes effectives.

$$\sigma_1' = \sigma_1 - u$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u$$

Le chemin de réponse présenté ci-dessus correspondant à l'état de contrainte après dissipation des pressions interstitielles est un chemin de réponse en contraintes effectives.

On fait souvent la supposition que le comportement du sol peut être représenté par l'élasticité linéaire : si l'on appelle  $E'$  et  $\nu'$  les modules et coefficient de Poisson du sol (\*), on obtiendrait comme réponse les schémas ci-dessous :



Le schéma (A) représenterait la courbe "charge, tassement" et le schéma (B) l'évolution des contraintes.

On définit le module oedométrique par.

$$E'_{\text{oed}} = \left( \frac{\partial \sigma'_1}{\partial \epsilon_1} \right)_{\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0}$$

et l'on montre simplement (cf 31)

$$E'_{\text{oed}} = E' \frac{1 - \nu'}{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}$$

De même :

$$\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = \frac{\nu'}{1 - \nu'}$$

Pour faire cadrer le comportement réel du sol avec celui qu'impose le modèle, on est obligé

- soit de supposer que l'on se place uniquement en charge (car en décharge, le sol fait preuve d'une grande irréversibilité). Cela est souvent justifié dans les études de fondation où la charge diminue rarement.
- soit de se restreindre à un domaine suffisamment faible de contrainte pour que l'élasticité n'apparaisse que comme la tangente

\*  $E'$  et  $\nu'$  car caractéristiques drainées (cf 31)

initiale au comportement.

- soit de se limiter à certains types de sols auxquels une histoire "chargée" a procuré un domaine élastique : les argiles fortement surconsolidées sont l'exemple le plus souvent cité (on verra cependant en §D les limitations qu'il faut apporter même dans ce cas).

L'essai oedométrique classique est généralement effectué sur des échantillons de diamètre  $D$  de 70 mm ou de 3 pouces, et de hauteur  $H$  comprise entre 12 mm et 24 mm. La charge qui est appliquée à l'échantillon est une contrainte totale qui devient après dissipation des pressions interstitielles une contrainte effective. On suit généralement en fonction du temps le report de la contrainte totale à la contrainte effective. La détermination du  $C_v$ , coefficient de consolidation, paramètre qui règle la vitesse de consolidation-se fait à partir des constructions de TAYLOR ou de CASAGRANDE (cf 32, 33) \*.

Pour chacun des paliers de charge - en général 0, 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800 Kpa - on mesure le tassement de l'échantillon : 6, 15, 30 sec., 1, 2, 5, 10, 20, 60 minutes, 2 h, 5 h, 10 h, 24 h. La réponse de l'échantillon est généralement traduite

- soit par la courbe  $\sigma'_1, \varepsilon_1$  : contrainte axiale, déformation axiale: cette courbe permet de visualiser le module oedométrique sécant ou tangent
- soit par la courbe indice des vides  $e, \sigma'_1$  en échelle logarithmique décimale : cette courbe est utilisée pour déterminer la pression de préconsolidation  $\sigma'_{pc}$  du sol étudié et les indices de compressibilité  $C_c$  et de gonflement  $C_g$  qui caractérisent les pentes des parties linéaires de ces courbes

$$C_c = - \frac{de}{d \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}} \quad \begin{array}{l} \text{en charge} \\ \sigma'_0 : \text{unité de pression} \end{array}$$

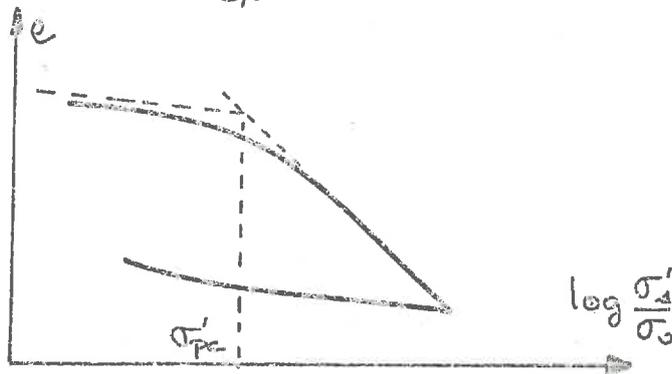
$$C_g = + \frac{de}{d \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}} \quad \text{en décharge}$$

Notons qu'un logarithme naturel est souvent employé à la suite des travaux du Groupe de Cambridge (cf 34) : on définit alors  $\lambda$  et  $K$  et l'on a bien entendu :

\* Notons que ces constructions ne traduisent que la forme particulière de la courbe qui relie  $U$  (pourcentage de consolidation) au facteur temps ou temps réduit  $T_v$ .

$$k = \frac{c_c}{2,3}$$

$$k = \frac{c_c}{2,3}$$



Voilà résumé en quelques mots ce qu'est l'essai oedométrique "classique" tel que le réalisent les laboratoires d'essais de sol. Cela n'est pas original, mais nous voudrions faire plusieurs remarques.

a) C'est la recherche d'une pression de préconsolidation  $\sigma'_{pe}$  dans les axes semi-logarithmiques qui conduit à réaliser des doublements successifs de la charge. Ceci ne se justifie pas lorsqu'on ne recherche pas  $\sigma'_{pe}$ . Cette pratique est même mauvaise dans le cas des argiles sensibles (cf 35, 36) où l'utilisation d'un taux de chargement trop important peut amener la destruction de la structure de l'échantillon.

b) La détermination de  $\sigma'_{pe}$  n'est souvent pas aussi évidente que semble le figurer le schéma précédent : il faut être sûr d'avoir dépassé largement le coude de la courbe de consolidation ; ce n'est pas toujours possible : comme les courbes de consolidation sont tracées en échelles semi-log, il est nécessaire que la contrainte maximale dans l'essai soit de l'ordre de quatre fois la contrainte de consolidation.

c) Le problème important et trop souvent négligé dans les laboratoires d'essais est celui de la saturation initiale de l'échantillon dans le cas de matériau intact : initialement l'eau interstitielle de l'échantillon se trouve en dépression (cf SKEMPTON et SOWA, (37)). 3 modes de saturation sont possibles :

- \* saturer l'échantillon en bloquant la position du piston
- \* laisser le piston libre et l'échantillon libre de gonfler
- \* empêcher le gonflement par une augmentation adéquate de la charge verticale.

Aucun ne nous semble bon : le premier est mauvais, on ne connaît pas la contrainte verticale, le second peut créer avec certains types d'argile des gonflements importants et inutiles, le troisième est délicat d'emploi.

Il nous semble meilleur d'attendre d'avoir atteint la valeur de la contrainte verticale en place pour procéder à la saturation de l'échantillon par une percolation de gradient suffisamment faible.

Ceci s'adapte très bien lorsque l'essai oedométrique est réalisé en vue de problèmes de tassement. Ceci est aussi logique lorsque l'on étudie un gonflement de fond de fouille par exemple : il semble préférable de commencer par ramener l'échantillon à l'état initial en place, de le saturer puis de procéder au déchargement.

d) Dans l'exploitation habituelle faite des essais oedométriques il faut souligner que :

- on ne s'intéresse pas à la contrainte latérale créée
- on ne mesure pas la dissipation des pressions interstitielles.

Sur le premier point, c'est oublier un des deux éléments de la réponse du sol : cela équivaut à négliger l'effet Poisson.

La consolidation est l'étude de la dissipation des pressions interstitielles et l'essai oedométrique sert à cela : ne pas mesurer les pressions interstitielles équivaut à laisser de côté la cause pour l'effet (le tassement). Cela tient sans doute à la difficulté d'une mesure fiable des pressions interstitielles dans l'oedomètre.

e)  $\epsilon_1$  est la déformation axiale de l'éprouvette. Si  $H_0$  est la hauteur initiale de l'éprouvette et  $\Delta H$  son tassement, on peut définir (cf GIROUD (30)) :

$$\begin{aligned} & \text{- la déformation "vraie"} \quad [\epsilon_1] \text{ vraie} = L \cdot \log \frac{H_0 - \Delta H}{H} \\ & \text{- la déformation approchée} \quad [\epsilon_1] \text{ approchée} = \frac{\Delta H}{H_0} \end{aligned}$$

Tant que les déformations sont faibles, il n'y a que peu de différence. Pour des déformations importantes - disons plus de 10% - la différence est sensible. Mais ce cas correspond en fait à des argiles de faibles pressions de consolidation - argiles molles - et la représentation en  $e$ ,  $\log \sigma'_1$  évite tout problème. Dans les essais que nous présentons ultérieurement la définition de la déformation

utilisée est la déformation approchée, nous avons gardé cette définition car la variation de teneur en eau de l'éprouvette est proportionnelle à cette déformation approchée : notons que la courbe  $[\epsilon_s]$  vraie,  $\log \sigma'_z$  ne présenterait pas de partie linéaire.

f) L'essai oedométrique présente la particularité de ne pas être un essai homogène, sauf à la fin de chacun des paliers ; en effet, pendant un palier de charge, ni les déformations ni les contraintes effectives ne sont homogènes dans l'échantillon ni par conséquent aussi, les teneurs en eau, perméabilité... Dans ces conditions on comprend l'écart qu'il peut y avoir entre théorie et pratique.

g) L'essai oedométrique est un essai long : sa durée est de l'ordre de 15 jours en suivant les procédures classiques : on comprend alors l'intérêt d'augmenter la rapidité de l'essai, nous y reviendrons en B. Mais, conséquence de la remarque ci-dessus, les vitesses de déformation ne sont pas "lentes" dans l'oedomètre : elles sont très rapides juste après l'application de la charge et décroissent pour atteindre les très faibles vitesses de la phase de consolidation secondaire que l'on observe en laboratoire.

La théorie de Terzaghi indique qu'il faut autant de temps pour passer de 0 à 60 % du tassement final que de 90 à 95% !

D'autre part, pour un facteur temps ( $T_v$ ) de 0,08, 35% du tassement final est obtenu alors que la surpression interstitielle reste à 97% de sa valeur initiale dans le plan moyen de l'échantillon. Pour  $T_v = 1,10$  on est à 95% du tassement final avec une surpression de 10%.

Les gradients hydrauliques développés sont énormes : en passant de 400 à 800 kPa, pour un échantillon de 2 cm de haut, les gradients hydrauliques peuvent être supérieurs à  $10^3$ .

On peut alors se demander quelle est la validité de l'essai par rapport à ce qui se passe in-situ : CRAWFORD (38) l'a fait et observe :

- des gradients hydrauliques bien plus faibles en place qu'au laboratoire
- des vitesses de compression jusqu'à  $10^6$  fois plus faibles.

Les vitesses de consolidation secondaires observées en laboratoire sont de l'ordre de grandeur de la vitesse de consolidation primaire observée in situ !

Les temps de consolidation observés en place sont pourtant très souvent plus brefs dans le cas de remblais que ce qu'aurait pu prédire un  $C_v$ . SIMON (39) ou COX (40) expliquent cela par l'écoulement de l'eau préférentiel horizontal vers les zones non surchargées. Cela traduit aussi la non représentativité des conditions cedométriques habituelles.

h) Une autre cause de mauvaise simulation est le choix des taux de chargement\*. On procède généralement par doublement de la charge. En place les surcharges appliquées aux couches sont - surtout en profondeur - beaucoup plus faibles que le poids des terres.

Sous faibles taux, les courbes du tassement fonction du  $\log t/t_0$  ne présentent pas la forme caractéristique qui permet la détermination de la fin de la consolidation primaire et la construction de CASAGRANDE pour la détermination du  $C_v$  (LEONARDS et GIRAULT, 41). L'importance de la consolidation secondaire est accrue.

On retrouve cette importance accrue de la consolidation secondaire lorsque l'on effectue des essais sous des taux de charges inférieurs à 1 : on a création d'un effet de quasi-préconsolidation comme celui rencontré dans les matériaux argileux en place. Cet effet se double d'une diminution de la compressibilité (YONG et MARKENTIN (42)). LEONARDS et GIRAULT (41) notent aussi une augmentation des vitesses de consolidation secondaire.

Il est certain que la différence faite habituellement entre consolidation primaire et consolidation secondaire ne se justifie pas : les deux phénomènes [consolidation hydrodynamique] et vraisemblablement [terme visqueux de la loi du squelette] jouant simultanément. Le ratio de charge unité donne une importance beaucoup plus grande au premier terme qu'au second. C'est pourquoi BJERRUM (43) trouve plus réaliste et plus adapté aux problèmes pratiques d'utiliser la notion de -en gardant volontairement ces termes - consolidation instantanée et de consolidation "delayed".

---


$$\text{* taux de chargement} = \frac{(\sigma'_1) \text{ nouveau} - (\sigma'_1) \text{ ancien}}{(\sigma'_1) \text{ ancien}} = 1$$

c'est-à-dire un doublement de la charge.

i) Problèmes de frottement dans l'oedomètre

Une partie de la charge appliquée à l'échantillon est transmise par frottement sur la paroi latérale de la bague. Quelle est la valeur vraie de la contrainte appliquée et comment diminuer le frottement ?

- Soient  $P$  la charge appliquée
- $Q$  la charge transmise à l'échantillon,
- $H$  = hauteur de l'échantillon
- $R$  = rayon de l'échantillon
- $K_0 = \frac{\sigma_3'}{\sigma_1'}$  le coefficient des terres au repos
- $f = \text{tg } \psi$  le coefficient de frottement sol-bague

TAYLOR (44) propose :

$$\frac{P}{Q} = \exp \left( -2 K_0 \cdot f \cdot \frac{H}{R} \right)$$

plus simplement on a :

$$P - Q = 2\pi R H \cdot (\sigma_3' \text{tg } \psi)$$

$$\frac{P - Q}{P} = \frac{2\pi R H (\sigma_3' \text{tg } \psi)}{\pi R^2 \sigma_1'} = 2 \frac{H}{R} K_0 \text{tg } \psi$$

ce qui revient au même que la formule de TAYLOR lorsque  $(2 K_0 f \frac{H}{R})$  est suffisamment faible.

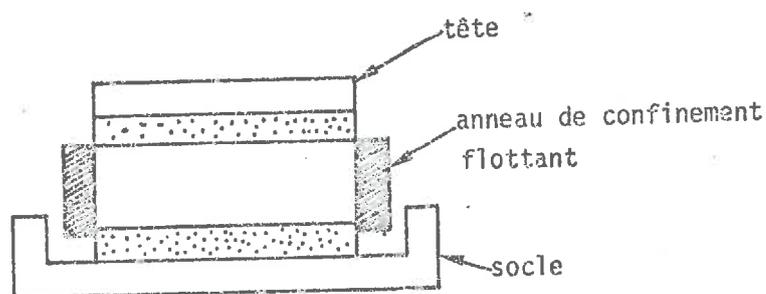
Les conséquences pratiques sont importantes :

- 1°) Le rapport  $\frac{R}{H}$  doit être le plus grand possible, la valeur de 3 représentant un minimum : les échantillons courants de laboratoire  $D = 70 \text{ mm}$ ,  $H = 24 \text{ mm}$  qui présentent un rapport

$$\frac{\text{Surface latérale}}{\text{Surface échantillon}} = 1,4$$

ne répondent pas à cette condition.

- 2°) Il y a avantage, lorsque cela est possible, à utiliser des anneaux de confinement "flottants" c'est-à-dire qu'ils sont entraînés par le tassement du sol. Le rapport  $H/R$  peut alors être doublé. Le schéma page suivante en donne le principe.



3°) Une amélioration possible consiste en la diminution du coefficient de frottement sol-paroi par l'utilisation de traitements de surface qui peuvent être :

- le graissage : graisse au bisulfure de molybdène
- le Téflon

Pour nos essais, les parois oedométriques avaient été recouvertes de Molykot.

Citons quelques résultats obtenus.

LAMBE (33) donne des pertes par frottement de 12 à 22% pour l'argile de Boston remaniée et de 10 à 15% pour les argiles intactes.

LEONARDS et GIRAULT (41) obtiennent des valeurs de 27% pour des oedomètres en acier de 4"7/16 en diamètre et de 1,50" en hauteur qui sont réduites à 10% lorsque l'on utilise du Téflon graissé.

Enfin, ROSCOE et BURLAND (45) en utilisant un rapport  $H/R = 2$  ont obtenu les résultats présentés sur la figure 1. Il faut remarquer que la détermination du coefficient  $C_c$  n'est pas affectée par le frottement : les deux droites de consolidation sont en effet parallèles. Il n'en est pas de même en décharge où ils observent une augmentation de l'importance du frottement : en décharge bien entendu les forces de frottement changent de sens et leur effet est doublé. La valeur de  $C_g$  mesurée peut donc être faussée.

BALASUBRAMANIAN (47) obtient des résultats comparables en ce qui concerne le frottement latéral ; à partir de mesures locales de la déformation par utilisation de billes de plomb et de rayons X il note une consolidation non uniforme de l'échantillon.

Il faut savoir que tous les essais présentent des causes d'imperfections. Le module oedométrique qui sert tant dans les calculs de tassement de fondation porte en lui-même une erreur due à l'appareillage qui est au moins de l'ordre de 5 à 10%. Les autres questions que nous avons soulevées montrent les difficultés qui peuvent se rencontrer dans la réalisation des essais oedométriques et nous voudrions que les utilisateurs de ces essais en aient conscience.

Pour clore ce paragraphe, nous présentons un essai oedométrique effectué selon la procédure classique qui nous a servi d'étalonnage et de base de comparaison :

Le matériau employé est l'argile d'Eybans

$$W_L = 37,1 \quad W_P = 19,3 \quad W_{S_L} = 21,0$$

Après malaxage avec de l'eau distillée le matériau était mis en place dans l'oedomètre. Les courbes de tassement fonction du temps (fig.2), teneur en eau  $\log \frac{w}{w_0}$  (fig.3) et  $C_v$ ,  $\log \frac{t}{t_0}$  (fig.4) sont fournies ainsi que les résultats de l'essai, tableau 1.

Il est intéressant de noter :

- la diminution des valeurs de  $t_{100}$  et de  $t_{50}$  - temps correspondants à 100% et 50% de consolidation - lorsque la charge augmente, due - en partie - à la diminution de hauteur de l'échantillon
- ceci est confirmé par l'augmentation du coefficient  $C_v$  qui est multiplié par 20 entre le début et la fin de l'essai
- dans le même temps la perméabilité de l'échantillon diminue de  $1.10^{-6}$  cm/s à  $8.10^{-8}$  cm/s
- la valeur du coefficient de consolidation secondaire

$$C_d = \frac{-\Delta e}{A \log_{10} t/t_0}$$

passé de  $2,6 \cdot 10^{-3}$  à  $6,3 \cdot 10^{-3}$

e) Il nous semble surtout intéressant de constater l'évolution des courbes (tassement,  $\log t$ ) lorsque la charge augmente. Des résultats comparables ont été obtenus par FLEUREAU (47). Pour les charges les plus fortes, la teneur en eau de l'échantillon s'approche des limites de retrait et de plasticité\* : l'eau libre interstitielle entre les grains n'est plus prépondérante et subsiste l'eau fortement liée. On peut se demander si la résistance hydrodynamique à la consolidation existe toujours : la mesure de pression interstitielle permettrait une vérification. On se trouverait alors toujours en présence d'un matériau diphasique - des grains et de l'eau - mais avec une liaison eau - grain. L'application du principe de Terzaghi ne serait plus alors justifiée. Il faut rapprocher ces résultats des études de SRIDHARAN et RAO (48, 49) sur le retrait des sols argileux et aussi de ceux de BOUCEK (50) sur le rôle de la limite de retrait dans l'étude du fluage de matériau argileux.

---

\* Notons que cette argile présente une limite de retrait supérieure à la limite de plasticité.

TABLEAU I

## ESSAI OEDOMETRIQUE - ARGILE D'EYBENS

MPa Charge	e	t <sub>50</sub> (sec)	t <sub>100</sub> (sec)	C <sub>v</sub> (Casagrande) cm <sup>2</sup> /sec	C <sub>d</sub>	K cm/s
0,005	1,090	710	3600	2,68 10 <sup>-4</sup>	2,6 10 <sup>-3</sup>	
0,0177	0,950	300	2100	5,32 10 <sup>-4</sup>	3,5 10 <sup>-3</sup>	
0,030	0,907	600	5000	2,36 10 <sup>-4</sup>	7,3 10 <sup>-3</sup>	
0,069	0,810	159	1232	8,21 10 <sup>-4</sup>	5,3 10 <sup>-3</sup>	1,15 10 <sup>-6</sup>
0,132	0,745	75	1098	15,5 10 <sup>-4</sup>	2,9 10 <sup>-3</sup>	9,15 10 <sup>-7</sup>
0,260	0,680	50	501	22 10 <sup>-4</sup>	4,8 10 <sup>-3</sup>	4,00 10 <sup>-7</sup>
0,515	0,621	24	300	42 10 <sup>-4</sup>	5,4 10 <sup>-3</sup>	1,30 10 <sup>-7</sup>
1,02	0,556	15	220	61 10 <sup>-4</sup>	6,3 10 <sup>-3</sup>	7,9 10 <sup>-8</sup>

## B - AUTRES MODES DE CONSOLIDATION

L'étude de la consolidation s'est développée historiquement à partir de la consolidation monodimensionnelle de TERZACHI. Les limitations vues précédemment ont incité le développement d'autres modes de consolidation. Précisons d'abord que nous ne parlerons pas de la consolidation sous charge variable ou de consolidation radiale. La première a été étudiée en détail par PEIGNAUD (51), (52), (53) reprenant les travaux de SCHIFFMAN (54) pour l'application aux tassements de remblais. La seconde a fait l'objet de beaucoup d'études (Ponts & Chaussées (55), BARON (56), et TAN (57)) que le développement actuel des drains de toutes natures - sable-textile ou carton - justifie et amplifie.

Dans le développement des autres modes de consolidation, le progrès est venu d'abord des capteurs de pression interstitielle. Ces systèmes s'ils présentent une rigidité comparable à celle de la balance de Bishop (BISHOP et HENKEL (58)) présentent un temps de réponse beaucoup plus faible permettant alors de suivre l'évolution des pressions interstitielles pendant la consolidation.

La mesure de la pression interstitielle suppose pour être valable l'utilisation dans l'essai oedométrique d'une contre-pression assurant la saturation de l'échantillon. Les problèmes d'étanchéité et de libre coulissement du piston ont été souvent résolus par l'utilisation d'une membrane type Bellofram.

Cette membrane peut jouer ou un rôle de joint sous un piston rigide comme chez PEIGNAUD (53) et l'on applique alors à l'échantillon une déformation uniforme. Elle peut aussi appliquer directement la charge à l'échantillon, on est alors sûr d'appliquer à l'échantillon une contrainte uniforme. Des appareils du premier type sont fabriqués par ANTEUS CORPORATION, des oedomètres du second par WIKHAM-FARRANCE. Pour des essais sur les échantillons de gros diamètre ou dont on n'est pas assuré de l'homogénéité, la seconde solution semble préférable. Des appareillages tels que celui de ROWE et BARDEN (59), permettent d'avoir des cellules oedométriques de grandes dimensions sans avoir recours à des vérins importants.

Notons que l'utilisation d'une contrepression élimine les bulles d'air et permet donc la saturation. Le "tassement instantané" - anormal pour un matériau saturé - disparaît lui aussi. On peut obtenir les courbes de dissipation de la pression interstitielle.

On trouvera chez PEIGNAUD (53) ou chez LOWE ZACCHEO et FELDMANN (60) une comparaison des valeurs de  $C_v$  obtenues.

Nous aborderons quatre points particuliers :

- a) la consolidation isotrope
- b) la consolidation par élévation de température
- c) la consolidation à gradient constant
- d) la consolidation à vitesse de déformation constante

a) La consolidation isotrope

La consolidation isotrope est l'initialisation des essais triaxiaux consolidés drainés ou consolidés non drainés. C'est aussi une méthode pour obtenir à partir d'une argile malaxée à une forte teneur en eau des échantillons dont on soit sûr de l'isotropie. La vérification nécessite la mesure séparée de  $\epsilon_1$ ,  $\epsilon_3$  et  $\epsilon_v$

$\epsilon_1$  : déformation axiale

$\epsilon_3$  : déformation radiale

$\epsilon_v$  : déformation volumique

pour obtenir

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$$

Dans l'essai triaxial conventionnel, la mesure de  $\epsilon_1$  est inadaptée à la mesure de la déformation longitudinale en consolidation : il serait nécessaire d'avoir un dispositif à l'intérieur de la cellule, comparateur ou mesure locale de la déformation telle que ROBINET (61). Signalons qu'une source d'erreurs peut être la perméabilité des membranes de latex à l'eau et à l'air par effet d'osmose. Les membranes de Néoprène que nous avons utilisées semblent résoudre le problème\*.

BALASUBRAMANIAN (46) montre le rôle des têtes et embases d'échantillons rugueux ou lisses dans l'essai de consolidation isotrope ainsi que l'évolution locale des déformations axiales et radiales dans l'échantillon.

KHERA (62) à la suite de JOSSELIN de JONG (63) utilise pour préparer des échantillons isotropes un ballon de caoutchouc rempli d'argile, mis sous pression isotrope et dont le drainage est assuré par une pastille poreuse centrale. Ce dispositif semble donner de bons résultats et permet surtout d'opérer

---

\* mais à un coût supérieur.

avec une teneur en eau de mélange forte, tandis que le montage dans une cellule triaxiale nécessite un sol ayant déjà une certaine cohésion ou alors des membranes renforcées ; on y est d'autre part moins sur des conditions isotropes de départ. Ce montage n'est pas - à la limite - sans faire penser aux filtres-presses utilisés dans l'industrie céramique.

#### b) Consolidation par élévation de température

La perméabilité d'un sol telle que définie par la loi de DARCY dépend de la viscosité de l'eau ; celle-ci diminue lorsque la température augmente. Pour diminuer la durée de l'essai oedométrique, de nombreux auteurs - citons NOBLE et DEMIREL (64) , FLEUREAU (47) , PHILIPPONAT (65) - ont réalisé des essais oedométriques à des températures allant de l'ambiante à +90°C. L'étude des propriétés mécaniques sous températures supérieures à la normale se trouve chez MITCHELL (66) dans le cadre de la "rate process theory".

Nous présentons la figure (5) empruntée à FLEUREAU . Les temps de consolidation sont effectivement réduits et les courbes oedométriques obtenues dans les axes  $e$  ,  $\log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}$  sont parallèles entre elles, par conséquent conduisant aux mêmes valeurs de  $C_c$  et de  $C_g$  .

Ce résultat ne nous semble pas surprenant : le paramètre  $C_c$  qui règle la compressibilité "isotrope" du sol est peu sensible aux conditions d'expériences : que ce soit sous conditions isotropes ou oedométriques, le  $C_c$  obtenu est le même. Qu'il y ait frottement ou non, les courbes obtenues sont parallèles.

Le décalage vertical des différentes courbes traduit qu'une quantité plus importante d'eau peut être expulsée de l'échantillon pour une même contrainte verticale : il faut voir là une diminution de la quantité d'eau liée par l'élévation de la température.

L'application "industrielle" de la méthode ne semble pas évidente, pour plusieurs raisons :

- Si le  $C_c$  obtenu est le même, rien n'indique que les résultats avant la pression de préconsolidation soient comparables, notamment les modules oedométriques.
- La mesure des pressions interstitielles peut présenter des difficultés.
- Les paramètres coefficient de consolidation et perméabilité (déjà peu fiables dans l'essai classique) ne représentant plus la réalité.

Par contre ces études doivent rappeler le rôle important des variations de température sur les propriétés mécaniques des sols : un échantillon qui sera prélevé en place à 10 mètres de profondeur se trouve à une température de l'ordre de 12°C : il subira donc des variations de température qui peuvent avoir une influence non négligeable sur son comportement.

c) Consolidation à gradient constant

Le principe de l'essai oedométrique à gradient constant est d'établir dans l'échantillon une répartition constante dans le temps des pressions interstitielles. La réalisation de l'essai nécessite une régulation : toute baisse du gradient entraîne une variation de la charge.

Ce type d'essai est décrit par LOWE, JONAS et OBCRIAN (66) qui utilisent un oedomètre hydraulique ANTEUS.

Le calcul de l'essai est simple : avec les mêmes hypothèses que dans la théorie oedométrique de TERZAGHI (voir par exemple, PUTZ (67) ), on a :

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = -c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

et 
$$\sigma' = \sigma - u$$

Par conséquent 
$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} = -c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Le principe de l'essai repose sur 
$$\frac{\partial u}{\partial t} = 0$$

donc 
$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = -c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

$\sigma$  est la contrainte totale appliquée à l'échantillon, elle est indépendante de  $z$ ,  $u$  pression interstitielle est indépendante de  $t$ , il vient donc :

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = A = -c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

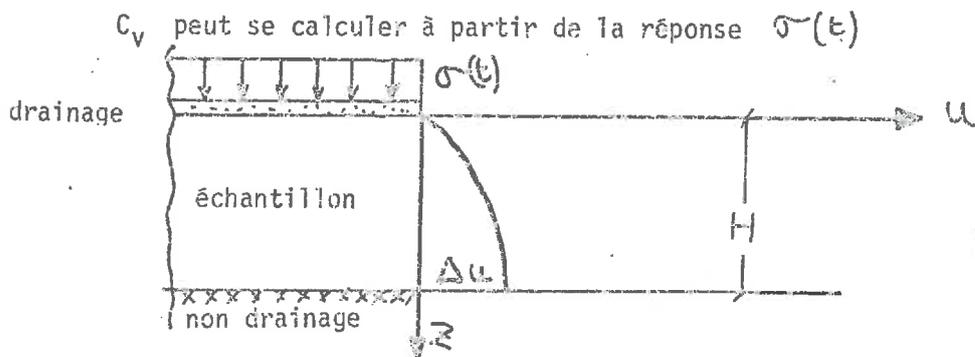
Si  $\Delta u$  est la surpression interstitielle créée (et maintenue) à la frontière  $z = H$

et

$$u = \Delta u \left( 1 - \frac{z^2}{H^2} \right)$$

$$\sigma = \frac{2 C_v \Delta u}{H^2} \cdot t$$

La surpression interstitielle peut varier dans l'appareillage de LOWE et al. de 6 à 28 KPa.



Le début du chargement est réalisé comme dans un essai conventionnel en appliquant un palier de contrainte totale. Lorsque la pression interstitielle a atteint le niveau désiré, la régulation intervient et maintient le niveau de surpression interstitielle au pied et l'isochrone obtenue.

La figure 6 (de (66) ) fournit une comparaison entre essai conventionnel et essai à gradient contrôlé.

Les avantages de cet essai sont :

- il permet la détermination continue de la courbe de consolidation et du  $C_v$
- il est facilement "enregistrable" à partir de capteurs de pression et de déplacement
- la durée de l'essai est réglable par l'intermédiaire de la valeur de la surpression imposée
- on peut effectuer des paliers de charges constants en cours ou en fin d'essai
- son principal avantage est sa rapidité : de l'ordre de 1 à 3 jours !

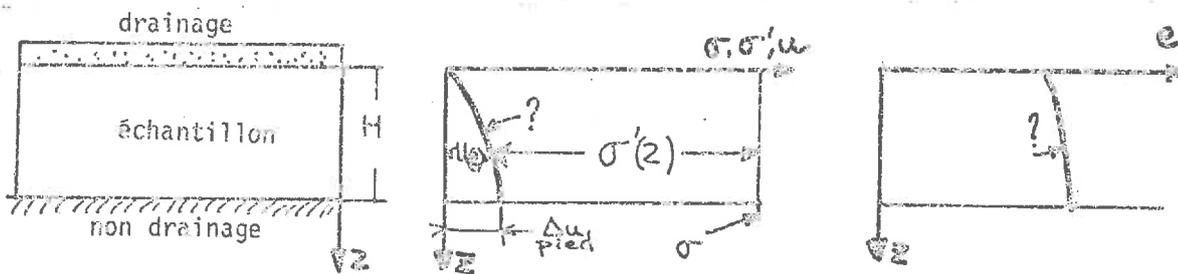
Par contre, l'étude du gonflement semble plus délicate : il faut passer d'une surpression interstitielle à une dépression : c'est cependant là un inconvénient mineur dans la mesure où les courbes de gonflement ne sont pas souvent utilisées.

d) Consolidation à vitesse de déformation constante

On cherche à réaliser une lente compression drainée de l'échantillon dans des conditions oedométriques ; il faut bien entendu que la vitesse de déformation imposée soit suffisamment faible pour ne pas créer de surpressions interstitielles importantes.

Ce type d'essai permet d'obtenir rapidement les caractéristiques de consolidation. Employé par CRAWFORD (68), SMITHS et WAHLS (69), WISSA et HEIBERG (71), il est souvent désigné sous le nom de "CRSC Test" pour Constant Rate of Strain Consolidation.

Pour interpréter l'essai il est nécessaire de calculer la contrainte intergranulaire (et sa valeur moyenne) et la répartition de déformations dans l'échantillon.



Les schémas ci-dessus montrent les inconnues. Une première solution (approchée) permet d'effectuer simplement l'interprétation de l'essai : elle consiste à prendre :

$$\sigma'_{\text{moyen}} = \sigma'_{\text{tête}} - \frac{\Delta u_{\text{pied}}}{2}$$

$$e_{\text{moyen}} = \text{indice des vides déduit de } \Delta h$$

Cette solution est amplement suffisante lorsque la surpression  $\Delta u_{\text{pied}}$  est de l'ordre de quelques pourcent de la contrainte appliquée en tête.

WISSA et HEIBERG (70) ont résolu l'équation de la consolidation adaptée aux conditions-limites de l'essai :

- $z$  profondeur
- $u(z,t)$  pression interstitielle à la profondeur  $z$  et au temps  $t$
- $\mathcal{E}(z,t)$  déformation

e indice des vides  
 v déplacement vertical  
 $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$  facteur temps

$$C_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

équation classique de l'oedomètre

devient avec les mêmes hypothèses :

$$\frac{\partial}{\partial z} \left( -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$$

et

$$C_v \cdot \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$$

avec les conditions aux limites

$v = r \cdot t \cdot H$  à  $z = 0$   $r =$  vitesse moyenne de déformation  
% par min.

$v = 0$  à  $z = H$

$\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = 0$  à  $z = H$  non drainage à  $z = H$

La solution obtenue est

$$\varepsilon\left(\frac{z}{H}, T_v\right) = r t \left[ 1 + \frac{6}{T_v} \left( 2 - \frac{6z}{H} + \frac{3z^2}{H^2} \right) - \frac{2}{\pi^2 T_v} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos(n\pi \frac{z}{H})}{n^2} e^{-n^2 \pi^2 T_v} \right]$$

ou

$$\varepsilon\left(\frac{z}{H}, T_v\right) = r t \left[ 1 + F\left(\frac{z}{H}, T_v\right) \right]$$

$\varepsilon = r t$  est la déformation moyenne imposée =  $\varepsilon_{\text{moy}}$

Le terme  $F\left(\frac{z}{H}, T_v\right)$  comporte deux parties.

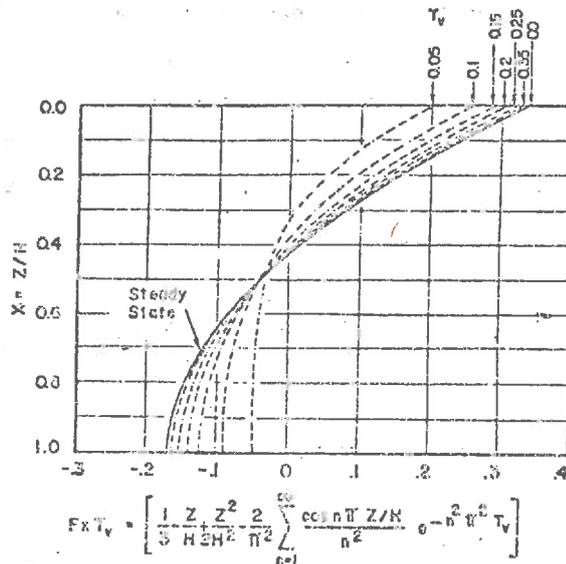
La première correspond à l'état stationnaire : en effet, en négligeant le  $\sum$  :

$$\varepsilon\left(\frac{z}{H}, T_v\right) = \varepsilon_{\text{moy}} + \frac{\gamma H^2}{6C_v} \left( 2 - \frac{6z}{H} + \frac{3z^2}{H^2} \right)$$

est indépendant du temps (sauf pour  $\varepsilon_{\text{moy}}$ ).

La seconde correspond à l'écart par rapport à l'état stationnaire défini plus haut.

La figure ci-dessous donne le terme  $F\left(\frac{Z}{H}, T_v\right)$  : pour  $T_v > 0,35$  l'écart avec l'état stationnaire est négligeable.



(d'après WISSA et HEIBERG).

FIG. 7

Pour l'état stationnaire l'interprétation de l'essai est très simple puisque l'on a alors

$$\left| \begin{array}{l} E'_{oed} = \frac{\Delta \sigma_v}{r \Delta \epsilon} \\ C_v = \frac{H^2}{2 \Delta u} \frac{\Delta \sigma_v}{\Delta \epsilon} \end{array} \right. \quad E'_{oed} \text{ module oedométrique}$$

Les résultats de WISSA et HEIBERG sont présentés sur la figure 8. La surpression interstitielle en pied pour l'argile de Boston n'excédait pas 5%.

SMITH et WAHLS ont utilisé une kaolinite ( $W_L = 65$   $I_p = 34$ ) et des vitesses variant de 0,24% /min à  $2,4 \cdot 10^{-3}$ % /min. Le temps pour atteindre 1 MPa variait alors de 1,2 à 120 heures. La surpression interstitielle en pied variait de

8% à moins de 1% de la charge. Par contre sur une montmorillonite calcium ( $W_L = 120$ ,  $I_p = 59$ ) une vitesse de  $2,4 \cdot 10^{-3} \%$ /min et une durée de 210 heures laissent subsister en pied une surpression de 25% de la charge\*.

Sans aucun doute la "CRS" consolidation doit être employée avec prudence : il est indispensable d'adapter la vitesse de déformation employée aux caractéristiques du matériau - et par conséquent de connaître ou d'avoir une idée du coefficient  $C_v$ . A priori inconnu, il y a lieu d'être prudent avec les matériaux contenant de la montmorillonite (et la valeur des limites d'Atterberg renseigne simplement sur ce point).

Les avantages de cet essai sont :

- sa rapidité : il est possible de fournir dans bien des cas les résultats d'un essai oedométrique pour le lendemain !
- sa facilité : à la différence de l'essai à gradient contrôlé, il ne nécessite pas de régulation coûteuse mais uniquement une presse à plusieurs vitesses
- les paramètres de l'essai sont facilement enregistrables.

L'inconvénient de l'essai est la surpression interstitielle qui risque d'être créée en pied de l'échantillon, qu'il est souhaitable de contrôler. Cependant lorsque l'on ne recherche pas particulièrement la valeur du  $C_v$ , le drainage par tête et pied d'échantillon diminue par deux le chemin de drainage. La surpression au centre de l'échantillon sera aussi plus faible. On pourra alors dans certains cas supposer que la contrainte en tête est uniforme dans l'échantillon.

Dans les essais oedométriques que nous avons effectués pour la mesure de  $K_0$ , nous avons utilisé la technique de la consolidation à vitesse constante. Pour garder la liberté d'effectuer soit des essais de consolidation à vitesse constante mais aussi pour pouvoir

- laisser la surpression interstitielle se dissiper
- suivre la consolidation secondaire (et arrêter l'essai sans diminution de la charge)

nous avons eu recours à un vérin hydraulique interposé entre le plateau de la presse et la cellule oedométrique. Le montage est visible sur la figure 9.

---

\* Notons que sur ce type de matériau, un chargement journalier d'un essai standard n'est pas possible.

Les résultats d'un CRS Test sont présentés sur la figure 10 ; l'accord avec les résultats obtenus dans un essai classique (cf fig.3) est excellent, le matériau employé étant l'argile d'Eybens (CL).

Nous avons choisi de présenter en détail ces différents essais de consolidation car ils ont pour le laboratoire d'essais de sol différents intérêts. Les trois derniers types d'essais sont trois essais oedométriques plus rapides que les essais conventionnels : c'est là leur qualité principale ; il peut y avoir un choix à faire entre ces trois méthodes. Nous avons résumé sur le "mémo" 1 les avantages et inconvénients de ces trois méthodes.

Nous estimons que l'élévation de température est sans doute la méthode la moins facile et la moins sûre d'emploi notamment à cause du peu de connaissance que l'on a des propriétés des sols sous températures élevées et aussi parce que l'on conserve en réduisant l'échelle des temps les inconvénients de l'essai classique.

Restent alors l'essai à gradient constant et l'essai à vitesse de déformation constante au fond très proche l'un de l'autre dans leur principe : effectuer une consolidation sous faible gradient hydraulique, maintenu constant dans un cas, presque constant en valeur relative  $\frac{\Delta u_{\text{piéd}}}{\sigma'_{\text{tête}}}$  dans l'autre cas. A ce niveau le choix n'est plus un choix technique mais économique, fonction des disponibilités du laboratoire (presses, etc ..) et du coût des appareils à acquérir.

Nous avons repris dans ce paragraphe quelques éléments d'un texte de Formation Permanente écrit en 1974 (FLAVIGNY (72) ). Au moment où ces lignes sont écrites, l'American Society of Testing Materials annonce la parution d'un nouveau journal "Geotechnical Testing Journal" et nous avons remarqué que le premier article du premier numéro de ce journal porte comme titre : "Constant rate of strain and controlled gradient consolidation testing". Cet article contient sûrement des éléments intéressants dont nous n'avons pu faire part ici.

## M E M O I

## ESSAIS OEDOMETRIQUES "RAPIDES"

	Avantages	Inconvénients
Consolidation avec élévation de température	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Essai rapide</li> <li>- <math>C_c</math> est conservé par élévation de température</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>* <math>C_v</math> peut être modifié</li> <li>* Manque de connaissance actuellement sur le rôle de la température sur les propriétés mécaniques</li> <li>* On conserve les inconvénients de l'essai oedométrique classique</li> <li>* Nécessité d'une enceinte thermostatée</li> </ul>
Consolidation à gradient constant	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Essai rapide</li> <li>- Contrôle continu de la pression interstitielle</li> <li>- Meilleur "suivi" des courbes</li> <li>- Changement progressif (argiles sensibles)</li> <li>- Possibilité de suivre la consolidation secondaire</li> <li>- Facilement enregistrable</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>* Peu utilisable en décharge</li> <li>* Asservissement nécessaire</li> <li>* Oblige à la mesure de la pression interstitielle</li> </ul>
Consolidation à vitesse de déformation constante	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Essai rapide</li> <li>- Possibilité de calcul de <math>C_v</math></li> <li>- Cellules oedométriques facilement adaptables à ce type d'essai</li> <li>- Meilleur "suivi" des courbes de consolidation</li> <li>- Chargement progressif (argiles sensibles)</li> <li>- Facilement enregistrable</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>* Demande ou un contrôle de pression interstitielle ou vitesse de déformation suffisamment lente</li> <li>* Nécessite une presse d'écrasement</li> </ul>

### C - COEFFICIENT $K_0$ . DEFINITION ET MOYENS DE MESURE

Le coefficient des terres au repos  $K_0$  est défini comme le rapport

$$K_0 = \frac{\sigma_H'}{\sigma_V'}$$

$\sigma_H'$  contrainte effective horizontale

$\sigma_V'$  contrainte effective verticale

$\sigma_V'$  est égale au poids des terres susjacentes,  $\sigma_H'$  contrainte horizontale est généralement inconnue et dans l'ignorance de la loi de comportement du sol on a introduit le coefficient  $K_0$ .

Bien entendu le coefficient  $K_0$  est compris entre  $K_a$  coefficient de poussée et  $K_p$  coefficient de butée.

L'application du coefficient  $K_0$  à tous les calculs de soutènement est évidente : c'est le coefficient de répartition des pressions à prendre en compte lorsque l'écran a un déplacement nul : formes d'écluses, etc...

Le coefficient des terres au repos s'applique aussi au calcul des tassements lorsque l'on veut suivre le chemin de contrainte imposé au sol par la fondation. Les travaux de SIMONS et SOM (73) en fournissent un exemple.

C'est sans doute dans les argiles surconsolidées que le coefficient  $K_0$  acquiert sa plus grande importance, il permet de comprendre leur comportement et les difficultés qu'elles peuvent présenter notamment dans les problèmes des fouilles et de soutènement. Certains problèmes de gonflement lui sont aussi liés.

Les calculs de tunnels, le calcul du frottement négatif sur les pieux nécessitent l'introduction de  $K_0$ .

Tous les calculs par éléments finis et autres nécessitent une initialisation réaliste du calcul qui devrait être une initialisation oedométrique c'est-à-dire le champ de contrainte géostatique.

On se trouve souvent dans l'ignorance de l'histoire en contrainte d'un sol : le  $K_0$  peut être alors le rapport en place

$$K_0 = \frac{\sigma'_H}{\sigma'_V}$$

et il intègre dans ce cas toute l'histoire antérieure du massif, il peut valoir  $K_a$  ou  $K_p$  à la suite de mouvements tectoniques : c'est le "K<sub>0</sub> en place" le vrai en quelque sorte.

Les variations d'un niveau de nappe phréatique uniquement entraînent en un point sous-jacent des cycles isotropes de contraintes effectives pour un sol se déformant dans des conditions  $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ . Il y a à ce moment des variations de la contrainte horizontale effective  $\sigma'_H$  et du  $K_0$ .

C'est ce coefficient  $K_0$  en place que mesurent les appareils d'essais de sol que nous décrirons dans la suite : la contrainte  $\sigma'_V$  est connue, il faut mesurer la contrainte  $\sigma'_H$  en remaniant le sol le moins possible.

La mesure en laboratoire nécessite la prise d'échantillon intact de soi : l'échantillon se trouve donc déchargé mais la dépression interstitielle qui s'y crée empêche un gonflement trop important (SKEMPTON et SOMA (74)). Il faut ensuite procéder à la consolidation d'un échantillon à l'aide d'appareils de laboratoire gardant une déformation latérale nulle.

#### a) Moyens de mesures en place

Trois types d'appareillages sont disponibles pour la mesure en place de la contrainte horizontale

- les cellules de contraintes type Glötz
- la fracturation hydraulique
- le pressiomètre autoforeur.

L'utilisation de cellules Glötz a été décrite par MASSARCH (75) : une cellule Glötz de 10 x 20 cm, mince (4 mm) est foncée dans le sol avec un fourreau de protection. Ce fourreau est relevé 30 cm avant le niveau désiré et la cellule est foncée seule en place. La mesure de la contrainte totale horizontale est faite comme avec une Glötz habituelle. Les déflexions des membranes n'excèdent pas 5 microns. La mise en place de la cellule crée une augmentation de la contrainte horizontale - parasite par conséquent - qui se dissipera au bout d'une semaine, pour atteindre une valeur constante, la contrainte totale horizontale en place.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 2.

Il semble que la méthode proposée soit plus adaptée à la mesure des variations de contrainte horizontale lors de la construction d'ouvrage - ainsi que l'a fait MASSARCH sur un site expérimental de remblai - qu'à la seule mesure de la contrainte horizontale.

BJERRUM et ANDERSEN (76) ont proposé une méthode de détermination de  $K_0$  basée sur la fracturation hydraulique : à partir d'un essai de perméabilité on cherche à réaliser la fracturation hydraulique du sol par augmentation de la pression d'injection (ce que l'on évite au contraire dans l'essai de perméabilité). On crée ainsi des ruptures du sol par traction et des fissures qui se forment selon un plan vertical lorsque la contrainte horizontale est plus faible que la contrainte verticale. On mesure alors la pression d'injection qui produit l'ouverture de ces fissures. Cette méthode ne s'applique qu'à des argiles normalement consolidées faiblement surconsolidées ( $K_0 < 1$ ).

WILKES (77) interprète différemment l'essai à partir de la relation débit - temps pour une pression d'injection donnée : le débit doit être proportionnel à  $\sqrt{t}$  : l'apparition des fissures se traduit par une déviation par rapport à cette loi.

Ce moyen, dont on trouve aussi les résultats dans le tableau 2, présente l'inconvénient d'être limité à des matériaux normalement consolidés et il est soumis à un grand nombre d'incertitudes comme la direction réelle des fissures créées, l'existence préalable de fissures, de varves sableuses ou de lentilles de matériaux plus perméables.

Le pressiomètre autoforeur développé par BAGUELIN et JEZEQUEL peut être enfoncé dans le sol sans décompression ni compression du terrain avoisinant (2). La cellule de mesure présente le même diamètre que le carottier et est dilatable radialement comme dans un pressiomètre classique. La mesure de la contrainte totale horizontale se fait avant dilatation mais après stabilisation de la pression interstitielle au voisinage de la sonde (78).

Comme lors de la mise en place de la cellule Glötz, on observe cet accroissement momentané de la contrainte horizontale qui se dissipe plus rapidement dans ce cas (quelques heures).

Un appareillage de même type a été développé par WROTH et HUGHES (79) .

L'intérêt du système autoforeur réside dans le double rôle de l'essai : la mesure du  $K_0$  n'est que l'initialisation de l'essai avant l'expansion cylindrique. Il semble (80) que le développement du système autoforeur ait été lié à Cambridge à la mise en place de sondes pour la mesure de la contrainte horizontale.

Les limitations actuelles pour les systèmes autoforeurs sont imposées par tous les sols sablo-graveleux depuis que sont développés des autoforeurs pour sols raides (80), (81) .

L'avantage du pressiomètre autoforeur est aussi de pouvoir donner une vue d'ensemble des variations de  $K_0$  avec la profondeur.

Nous renvoyons le lecteur au tableau 2 où sont regroupés les résultats. Sur les figures (11) et (12) nous avons emprunté à BAGUELIN et JEZEQUEL (78) et WINDLE et WROTH (81) deux courbes de répartition de  $K_0$  avec la profondeur, l'une dans le cas d'un site normalement consolidé, l'autre pour de l'argile de Londres fortement surconsolidée.

L'ensemble de ces résultats est discuté ultérieurement notamment en ce qui concerne le rapport  $K_0$  laboratoire /  $K_0$  in situ. Notons que pour les matériaux normalement consolidés les valeurs de  $K_0$  s'étagent de 0,35 à 0,60, le site de Lanester (82) étant une exception. Par contre des valeurs de 3,5 à 4 se rencontrent dans l'argile de Londres.

#### b) Mesure du $K_0$ à l'aide d'un appareillage triaxial

La mesure du  $K_0$  à l'aide de l'appareillage triaxial a été réalisée par BISHOP (85) dès 1958. Le principe de l'appareillage utilisé était le suivant : l'échantillon est entouré par un anneau ouvert : une extrémité de l'anneau agit sur un réservoir de mercure porté par l'autre extrémité, toute déformation latérale fait mouvoir le mercure dans un capillaire. L'inconvénient de la méthode est de réaliser une mesure ponctuelle de la déformation latérale de l'échantillon avec une résolution excellente : pour un échantillon  $\varnothing$  10 cm, la déformation radiale mesurée est inférieure à  $0,75 \cdot 10^{-4}$  : il faut, pour pouvoir garder un diamètre constant, que le processus de consolidation soit homogène dans l'échantillon, et que l'échantillon soit aussi homogène.

Pour un échantillon saturé si on lui applique  $\Delta\sigma_v$  accroissement de contrainte verticale, il faut faire varier la contrainte latérale de  $\Delta\sigma_H = \Delta\sigma_v$  initialement à  $\Delta\sigma_H = K_0 \Delta\sigma_v$  à la fin du drainage.

La réalisation de tels essais est alors délicate et il est indispensable d'utiliser un asservissement reliant l'indicateur de zéro à la contrainte latérale, la contrainte verticale étant délivrée par une presse électromécanique. PAUTE et MACE (86) fournissent un exemple d'une telle réalisation.

MEIMON (82) rencontra des problèmes avec l'indicateur de déformation latérale tel que modifié par PAUTE et MACE, notamment en ce qui concerne la qualité du contact mercure électrode de commande d'asservissement. Il a réalisé alors un indicateur à contact "solide-solide" composé d'un palpeur et d'une aiguille ; une variation de diamètre 1 micron suffit pour avoir le déclenchement. L'intérêt - à signaler - du dispositif est d'être réglable de l'extérieur de la cellule : un aimant suffisamment puissant peut agir sur la position du palpeur. C'est au même déplacement latéral qu'arrivent MENZIES, SUTTON et DAVIES (87), en utilisant deux asservissements.

D'autres appareillages ont été développés en utilisant des cellules triaxiales dont le diamètre du piston était le même que celui de l'échantillon : si la cellule utilisée est suffisamment rigide pour ne pas subir de variation de volume sous la pression qui y règne, on se trouve tout à fait dans des conditions voisines de l'oedomètre.

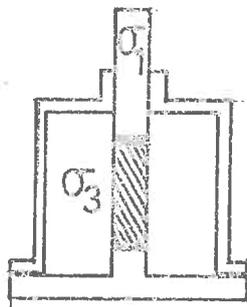


Schéma de principe

AKAI et ADACHI (83) ont utilisé un dispositif de ce type, doublé d'un indicateur de déformation latérale. CAMPANELLA et VAID (84) ont développé une cellule triaxiale basée sur le même principe mais qui présente en plus l'avantage de permettre - après consolidation  $K_0$  ou isotrope - d'amener l'échantillon à la rupture en compression ou en extension, drainée ou non drainée, par augmentation ou

diminution de  $\sigma_1'$  et  $\sigma_3'$  (au sens contrainte axiale, contrainte verticale). Tête et pied n'y sont cependant pas rotulés.

La variation de volume de la cellule sous pression isotrope est de  $6.10^{-4} \text{ cm}^3/\text{kPa}$  : ceci peut entraîner quelques erreurs (3,5%) sur la mesure du  $K_0$ .

LEWIN (90) propose des montages légèrement différents où il utilise un appareil de mesure de changement de volume ayant le même diamètre que l'échantillon.

Ces appareillages permettent tous la mesure du coefficient  $K_0$  :

L'utilisation de l'appareillage triaxial présente un bon nombre d'avantages :

- il n'y a pas de frottement latéral comme dans un oedomètre
- l'absence de déformation latérale élimine le problème du frettage en tête et en pied
- l'utilisation d'une contre-pression et la mesure de pression interstitielle sont faciles
- la consolidation  $K_0$  peut être le début d'un essai d'écrasement ou d'extension.

Il présente aussi des sujétions :

- il est nécessaire d'employer des échantillons relativement hauts et les durées de consolidation sont importantes même en utilisant des drains filtres latéraux. MEINON (82) par exemple employait une vitesse d'écrasement de 0,6  $\mu\text{m}/\text{minute}$  pour des échantillons de 100 mm de haut.
- il faut être certain de l'homogénéité de l'échantillon.

Un problème a retenu une attention particulière ; c'est la mise en place de l'éprouvette et sa saturation avant l'initialisation de l'essai.

MEINON (82) trouve pour le site de Lanester des valeurs de  $K_0$  variant de 0,34 à 0,43 sur des éprouvettes qui avaient été approximativement reconsolidées

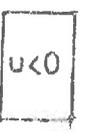
aux contraintes supposées en place avant l'essai. La valeur du  $K_0$  descend à 0,29 pour un échantillon qui n'avait pas été reconsolidé. Cette importance de la reconsolidation initiale avait déjà été vue par SKEMPTON (91) qui propose pour déterminer  $K_0$ , de mesurer d'abord la pression de capillarité  $p_k$  soit à l'oedomètre en empêchant le gonflement soit en observant la variation de volume d'échantillons non remaniés en consolidation : sous faible  $\sigma_3$ , ils gonflent, sous fort  $\sigma_3$  ils diminuent de volume. La connaissance de  $p_k$  et du coefficient  $A$  en décharge permet alors de calculer le  $K_0$  en utilisant

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

Cette méthode, reprise par BLIGHT (92), même si elle n'est plus employée permet de voir comment le coefficient  $K_0$  peut être déterminé à partir de la resaturation d'échantillons intacts décomprimés.

POULOS et DAVIS (93) reconsolident l'éprouvette sous  $\sigma_1' = \sigma_3'$  contrainte verticale effective en place et  $\sigma_3' = 0,3$  à  $0,4 \sigma_1'$ . Puis à partir de cet état,  $\sigma_3'$  est augmenté par faibles paliers jusqu'à  $\sigma_1'$  maintenue constante. La contrainte horizontale en place se détermine comme le coude de la courbe indice des vides,  $\sigma_3'$  par une construction analogue à celle de la pression de préconsolidation. Des essais de ce type faits avec des échantillons consolidés isotropes sous 210 kPa ont donné des valeurs de la contrainte horizontale allant de 210 kPa à 270 kPa : il y a là un effet de la perturbation créée par la préparation de l'échantillon.

CHANG, MOH, LIU et VIRANUVUT (94) résument sur le schéma ci-dessous les conditions qui sont habituellement employées dans l'essai  $K_0$  au triaxial.

Après préparation	Avant consolidation $K_0$	Après consolidation $K_0$
 <p><math>u &lt; 0</math> <math>-D_i</math></p> <p>pression interstitielle <math>&lt; 0</math></p>	 <p><math>u = 0</math> <math>-D_i</math></p> <p>Saturation sous <math>\sigma_1'</math></p>	 <p><math>\sigma_1' = \sigma_3'</math> <math>-D_i</math></p> <p><math>\sigma_H = K_0 \sigma_V</math></p>
 <p><math>u &lt; 0</math> <math>-D_i</math></p>	 <p><math>-D</math> <math>-D_i</math></p> <p>Préconsolidation sous <math>\sigma_1'</math> pour annuler la dépression initiale <math>D &lt; D_i</math></p>	 <p><math>-D</math> <math>-D_i</math></p> <p>Essai <math>K_0</math> à partir de la préconsolidation</p>
 <p><math>u &lt; 0</math></p>	 <p><math>-D</math> <math>-D_i</math></p> <p>Préconsolidation isotrope sous <math>\sigma_H'</math> en place <math>D &lt; D_i</math></p>	 <p><math>-D</math> <math>-D_i</math></p> <p>Essai <math>K_0</math> à partir de la remise sous contrainte</p>

et ils notent que les zones perturbées par la préparation de l'échantillon n'ont pas été initialement reconsolidées : dans le cas (a) le  $K_0$  trouvé sera alors plus faible.

Une solution possible alors serait de reconsolider l'éprouvette sous une pression isotrope égale à la dépression initiale, mais celle-ci est en général inconnue. (cas b):

Ils proposent alors de consolider l'éprouvette de façon isotrope sous  $\sigma'_H$ , et de commencer l'essai à partir de cette contrainte isotrope ; le  $\sigma'_H$  est inconnu, mais des essais comparatifs ont montré que pour des valeurs voisines du réel, le résultat était correct. (cas c).

Cette méthode reste valable, mais la méthode proposée par MEIMON (83) semble encore meilleure : l'essai n'est commencé qu'à partir de la reconsolidation aux contraintes en place.

Mentionnons - pour être complet - le principe des essais réalisés par EL SHOBY et ANDREAWES (95) qui réalisent des essais triaxiaux drainés en imposant  $\sigma'_3 = K \sigma'_1$ . Pour l'essai  $K_0$  on a  $\epsilon_3 = 0$ , donc  $\epsilon_1 = \epsilon_v$

En comparant  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_v$  obtenus pour différentes valeurs de  $K$ , ANDREAWES et EL SHOBY en déduisent la valeur de  $K_0$ . Facilement réalisable dans le cas des sables si l'on est sûr de l'identité de deux échantillons consécutifs (?) cette méthode est inapplicable à des matériaux faiblement perméables. La comparaison des résultats qu'ils obtiennent avec d'autres obtenus de façon conventionnelle permet d'affirmer que de légères variations par rapport à la condition  $\epsilon_3 = 0$  n'influent pas grandement sur la valeur du  $K_0$ .

Les résultats obtenus par les auteurs cités et d'autres à partir de la consolidation  $K_0$  au triaxial seront regroupés ultérieurement avec ceux obtenus par consolidation oedométrique.

### c) Moyens de mesure à l'oedomètre

Plusieurs types de montages ont été développés, tous à partir de la même idée : connaître la contrainte de confinement que la bague oedométrique impose à l'échantillon : nous respecterons un ordre chronologique.

Le premier oedomètre à jauges a été utilisé par HENDRON (96) et repris par BROOKER et IRELAND (97) : c'est un des appareillages les plus performants : la contrainte verticale peut atteindre 15 MPa, la bague oedométrique est mince et porte des jauges de déformations sur sa périphérie extérieure. Ces jauges asservissent une régulation qui peut injecter de l'huile dans l'espace compris entre la bague et le corps de l'oedomètre. La variation relative de diamètre est de l'ordre de  $10^{-5}$ .

ORLIAC (98) a utilisé divers appareillages pour la mesure du  $K_0$  sur matériaux sableux. Ces montages permettaient des déformations latérales dans certains cas importantes lorsque deux demi-cylindres étaient réunis par des anneaux dynamométriques.

L'appareillage de SOM (99) est une adaptation de l'oedomètre hydraulique de BISHOP (100) : la bague conteneur porte quatre jauges de déformation. SOM a utilisé des bagues de bronze de différentes épaisseurs : 0,8 , 1,6 et 3,2 mm pour un diamètre intérieur de 76,2 mm. Chacune des bagues était étalonnée sous pression isotrope. Si la flexibilité des bagues n'a que peu d'influence sur la valeur du  $K_0$  mesuré, le  $\sigma'_v$  maximum obtenu étant de 3,5 MPa il n'en est pas de même sur la réponse instantanée en pression interstitielle où le rapport  $\frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \sigma'_v}$  est de l'ordre de 0,8 sauf pour la bague la plus épaisse, où un rapport voisin de 1 est obtenu.

SINGH , HENKEL et SANGREY (101) ont utilisé pour leurs essais orientés sur le gonflement un oedomètre d'Anteus Corporation : le système de mesure de la contrainte latérale consistait en une chambre ménagée dans la bague et séparée de l'échantillon par une membrane flexible en téflon. Le fluide remplissant cette cavité était relié à une balance de Bishop. La contrainte axiale maximale était de 3,5 MPa.

BELLOTTI, FORMIGONI et JAMIOLKOWSKI (102) ont comparé deux appareillages différents : le premier était une bague cylindrique en acier (équipée de jauges) de 0,8 mm d'épaisseur et le second une bague à faces planes où étaient logés des

capteurs de pression : ils estiment que le second système est plus rigide que le premier. . Notons que ces capteurs à membrane affleurante ont aussi une respiration et - sauf construction spéciale permettant le découplage des efforts - ils peuvent être sensibles aux contraintes tangentiellles de frottement. Ces essais sur des matériaux intacts sont aussi comparés à des essais  $K_0$  au triaxial.

NADARAJAH (103) utilise aussi un capteur de contrainte placé dans le côté du moule oedométrique. La déflexion de la membrane est de 1,6 microns à pleine charge pour un diamètre d'échantillon de 100 mm. Cet auteur présente des résultats de variation de  $K_0$  dans le temps.

ABDELHAMID et KRIZEK (104) utilisent aussi des capteurs de pressions latéraux.

En conclusion, trois modifications permettent de connaître la contrainte latérale dans l'oedomètre.

La meilleure, car elle se rapproche le plus de la condition  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$  est d'utiliser une bague déformable avec un système de compensation tels les montages de HENDRON et SINGH et al.

La plus simple est d'utiliser une bague légèrement déformable telle que SOM et BELLOTTI et al.

La plus complexe nous semble être l'utilisation de capteur de pression à membrane affleurante pour plusieurs raisons :

- il s'agit dans ce cas d'une mesure locale de la contrainte latérale en un endroit qui est plus déformable que les autres
- ces capteurs ont généralement des faces planes et leur intégration dans un moule oedométrique peut poser des problèmes d'usinage
- il semble nécessaire d'utiliser des capteurs insensibles aux contraintes tangentiellles, ce qui n'est pas le cas des capteurs "fluides"
- même si ces capteurs donnent une résolution meilleure, la précision atteinte dans la mesure doit être comparable à celle des autres appareillages.

L'essai oedométrique présente pour l'étude du  $K_0$  les avantages suivants :

- mise en place simple de l'échantillon
- essai relativement plus rapide que l'essai au triaxial à cause du faible chemin de drainage
- comparaison facile avec les essais oedométriques habituels.

Nous avons alors cherché à développer notre propre système pour l'étude du  $K_0$ . A la lumière des résultats bibliographiques précédents, notre premier souci a été de réaliser un appareillage simple et nous avons opté alors une bague "dilatante". Pour pouvoir "suivre" avec le maximum de points de mesure les courbes de consolidation, les essais réalisés ont été effectués à vitesse de déformation constante.

La bague dilatante de notre appareillage [ $\phi$  70 mm , hauteur échantillon  $h = 15$  mm] était équipée de deux jauges 120  $\Omega$ , 250 BH auto-compensées, collées à mi-hauteur. Pour améliorer l'insensibilité à la température, 2 autres jauges inactives complétaient le pont.

Bien que l'acier utilisé soit un acier inox P12 signalons que nous avons eu quelques problèmes d'oxydation avec du kaolin. Les intérieurs des bagues étaient recouverts d'un vernis de glissement MOLIKOT.

Nous avons utilisé des bagues d'épaisseur 1 et 2 mm et l'étalonnage était réalisé en introduisant une pression isotrope à l'intérieur. Le signal de sortie des jauges était faible : c'est la conséquence de bagues que l'on veut rigides : c'est pourquoi nous avons utilisé pour les mesures du signal de sortie un pont Vishay P 351 en affichant un facteur de jauge unité. Les étalonnages donnaient des coefficients de corrélation supérieurs à 0,999.

Il est un point sur lequel - pas plus que SOM (99) d'ailleurs - nous n'apportons que peu d'éléments : c'est l'influence sur la réponse des jauges des efforts de frottement ; nous avons pensé que la disposition des deux jauges circonférentielles seulement évitait le problème.

Beaucoup de nos essais ont été réalisés jusqu'à des contraintes verticales de 2,5 MPa sans que cela soit une limitation de l'appareillage, mais plutôt

des anneaux dynamométriques utilisés pour la mesure de  $\sigma'_1$  : prêtant une attention particulière au gonflement lors de la décharge, nous souhaitons avoir une résolution suffisante sur la mesure de la contrainte en décharge.

La résolution obtenue avec le système de mesure utilisé était de 0,15 KPa pour les bagues de 1 mm d'épaisseur.

Le montage général est tel que sur les figures (9) et (13) et nous présentons sur les figures (14), (15), (16) les résultats relatifs aux courbes

$$\left( \sigma'_H, \sigma'_V \right) \quad \left( \sigma'_H - \sigma'_V, \varepsilon_1 \right) \quad \left( K_0, \sigma'_V \right)$$

qui complètent le résultat de la figure 10 (courbe teneur en eau,  $\log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}$ ).

Les résultats sur d'autres matériaux seront présentés dans le paragraphe suivant avec la synthèse des résultats disponibles.

Quelle conclusion tirer de ce paragraphe ?

La première - mais c'est plus une constatation - c'est qu'on ne sait pas mesurer le  $K_0$  d'un matériau sableux, ou sablo-graveleux : aucune des méthodes que nous avons décrites ne s'appliquent vraiment : les méthodes de laboratoire nécessitent des échantillons intacts difficiles ou impossibles à prélever, les méthodes in situ semblent réservées actuellement à des matériaux argileux. Le pressiomètre autoforeur doit pouvoir cependant travailler en matériau sableux propre. Il reste alors le recours aux échantillons remaniés comme pour les mesures de modules ou d'angles de frottement.

La seconde consiste à se demander pourquoi les essais oedométriques avec mesure du  $K_0$  restent encore d'une utilisation si limitée au niveau des laboratoires de sol : si le coût des appareillages est plus élevé, les informations supplémentaires recueillies le justifient à notre avis ; la consolidation  $K_0$  au triaxial est trop spécifique pour que son usage puisse s'en étendre.

Enfin, il reste un point que beaucoup d'auteurs abordent du bout de la plume : c'est l'effet de la consolidation secondaire, ou plus exactement de la cause de la consolidation secondaire, sur le coefficient  $K_0$  : observe-t-on une augmentation ou une diminution ? BISHOP (85) annonçait dès 1958 une tendance à l'augmentation ;

BJERRUM et ANDERSEN attribuent à l'effet de la consolidation secondaire les différences entre valeurs mesurées en place et valeurs mesurées en laboratoire. Notons qu'une augmentation du  $K_0$  - donc de  $\sigma_{\text{K}}^f$  devrait amener le tassement différé d'un échantillon à se stabiliser ; si le  $K_0$  restait constant, l'oedomètre fournirait un appareillage particulier pour une étude du fluage drainé de matériaux argileux.

Les "memos" II et III résument les avantages ou inconvénients des différents moyens de mesures.

MEMO IIMESURES DE  $K_0$  IN-SITU

	"Avantages" et usages	"Inconvénients"
Pressiomètre autoforeur	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mesure de <math>K_0</math> sans déformation latérale du forage</li> <li>- Le <math>K_0</math> n'est qu'un élément de l'essai</li> <li>- Matériaux argileux normalement et surconsolidés et sableux fins</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessité d'attendre une "relaxation" des contraintes horizontales</li> </ul>
Fracturation hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Matériaux argileux normalement consolidés</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- On ne contrôle pas les fissures obtenues</li> <li>- Il faut être sûr de l'homogénéité du site</li> </ul>
Cellules de charge	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Moyens de contrôle dans les essais en vraie grandeur (remblais, etc...)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fonçage dans le sol par refoulement même si l'épaisseur est faible (4mm)</li> <li>- "Relaxation" des contraintes avant mesure</li> </ul>

Nota : Avantages et Inconvénients sont des termes schématiques

MEMO IIIMESURE DU  $K_0$  EN LABORATOIREAppareillage  
Triaxial

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Contrôles des conditions de l'essai</li> <li>- Pas de frottement latéral ni de frettage en tête et pied</li> <li>- Initialisation d'un essai d'écrasement ou d'extension sur des éprouvettes de sol</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mesure ponctuelle de la condition <math>\epsilon_3 = 0</math></li> <li>- Problème de la saturation et de la remise sous contrainte</li> <li>- Durée importante de l'essai</li> </ul>

Appareillage  
Oedométrique

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Installation plus simple</li> <li>- Complément de l'essai oedométrique classique</li> <li>- Essai relativement rapide</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Dans de nombreux appareillages, légères déviations de la condition : <math>\epsilon_3 = 0</math></li> <li>Problème du frottement latéral</li> </ul>

## D - RESULTATS DES MESURES ET COMPARAISONS

Commençons par commenter les résultats d'essais obtenus sur l'argile d'Eybens et présentés sur les figures 10, 14, 15, 16 : qui illustrent le comportement des sols sous chargement oedométrique.

La figure 10 permet de calculer un  $C_c = 0,205$ . Lorsque la charge verticale  $\sigma'_v$  avait atteint  $400 \text{ kN/m}^2$  la presse d'écrasement avait été arrêtée : il y avait eu alors détente de l'anneau dynamométrique accompagnée d'un tassement de l'échantillon ; lors de la reprise de l'essai, on observe un effet analogue à une préconsolidation. A  $\sigma'_v = 1 \text{ MPa}$  l'échantillon avait été déchargé jusqu'à  $9 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$  et rechargé à  $2,6 \text{ MPa}$  avant de subir une décharge finale.

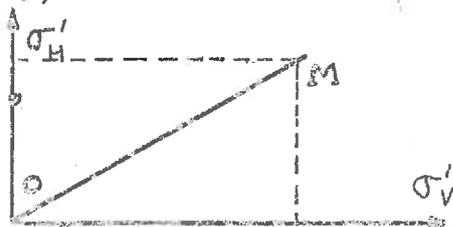
La figure 14 représente le chemin de contrainte dans le plan  $(\sigma'_H, \sigma'_v)$ . Quatre constatations s'imposent :

- à la charge, le  $K_o$  observé est constant
- la courbe de décharge, passe au-dessus de la courbe de charge :
- $\sigma'_H$  diminue moins vite que  $\sigma'_v$
- lors d'une recharge, on rejoint la courbe de première charge
- lors de la décharge finale, on ne rejoint pas l'origine.

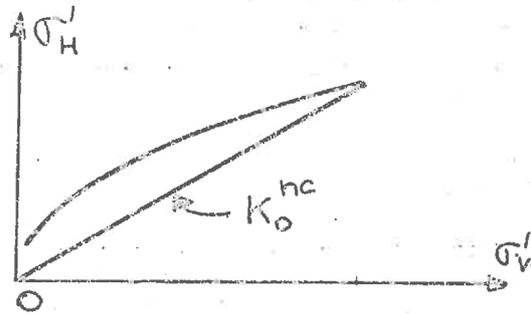
Ces deux figures constituent les résultats de base d'un essai oedométrique avec mesure du  $K_o$ .

Précisons notre vocabulaire et les définitions que nous employons par quelques schémas simples.

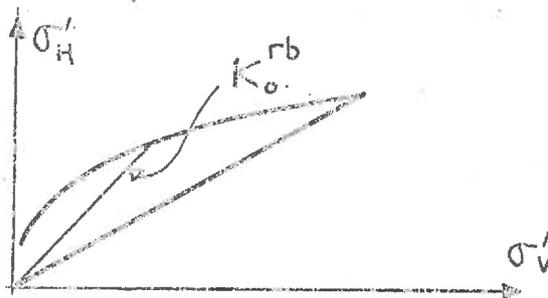
$K_o = \left( \frac{\sigma'_H}{\sigma'_v} \right)$  pour  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$  est la "pente" de la sécante OM



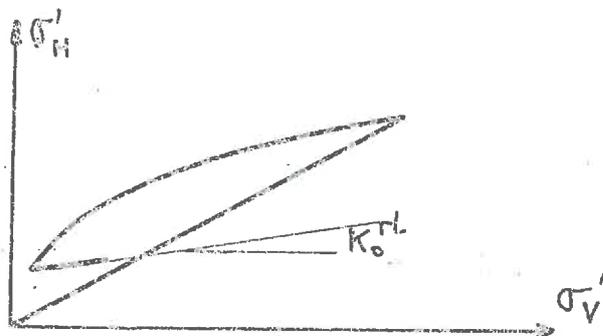
$K_o^{nc}$  désigne la pente de la sécante OM pour un matériau normalement consolidé dans l'oedomètre : c'est-à-dire que la contrainte verticale actuelle est supérieure à la plus forte des contraintes verticales subies dans l'échantillon.



$K_o^{rb (*)}$  désigne la pente de la sécante pour la décharge oedométrique : le matériau est donc surconsolidé dans l'oedomètre.



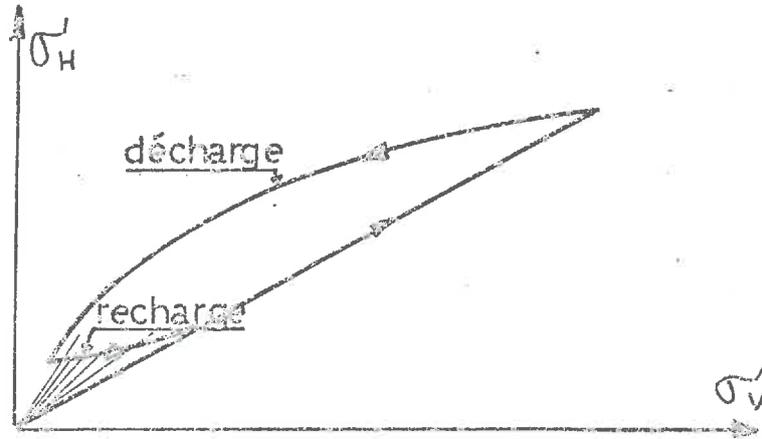
$K_o^{rl}$  désignera la pente locale de la tangente lorsque le matériau est rechargé après une décharge



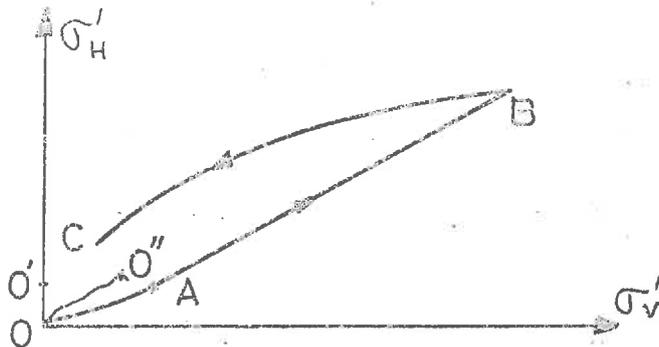
\* "rb" pour "rebound", nous conservons ici une notation utilisée par SCHMIDT (104) ou SOM(99)

"rl" pour "reload"

Si l'on introduit ici une pente de tangente c'est pour bien distinguer la particularité de la phase de recharge : le  $K_0$  décroîtra quant à lui de la valeur obtenue à la fin de la décharge à la valeur  $K_0^{nc}$



Dans le cas d'un matériau intact normalement consolidé en place et essayé en laboratoire, on obtiendra une réponse dans le plan  $(\sigma'_H, \sigma'_V)$  de la forme schématisée ci-dessous par la courbe OABC



O. = initialisation de l'essai

OA correspond à la recharge du matériau jusqu'à la pression de préconsolidation

AB correspond à un matériau normalement consolidé

BC à la décharge et au gonflement.

Deux remarques sont à faire :

- Lors de la mise en place de l'échantillon, une légère contrainte latérale est créée et l'essai part souvent de  $O'$

- Il est possible d'empêcher le gonflement de l'échantillon en suivant l'évolution de  $\sigma'_H$  et  $\sigma'_V$  et l'essai partira alors d'un point 0".

Le cas d'un matériau surconsolidé en place sera tout à fait analogue.

On utilisera ultérieurement :

$$\Omega = \frac{\sigma'_1 \text{ max}}{\sigma'_2} \text{ est le degré de surconsolidation } (\sigma'_1 = \sigma'_V)$$

$$\bar{\mu} = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \text{ est la contrainte moyenne effective } (\sigma'_3 = \sigma'_H)$$

$$q = \sigma'_2 - \sigma'_3 \text{ est l'excédent axial de contrainte}$$

$$\eta = \frac{q}{\bar{\mu}}$$

$$\bar{\mu}_{\text{max}} \text{ est la pression moyenne maximum effective subie}$$

(la surconsolidation pourrait se caractériser aussi par le rapport  $\frac{\bar{\mu}_{\text{max}}}{\bar{\mu}}$ )

$K_a, K_p$  coefficients de poussée et de butée

La figure 16 représente l'évolution du  $K_o$  en fonction de la contrainte verticale à laquelle est soumis l'échantillon. En charge le " $K_o$ " est constant et augmente en décharge ; il dépasse la valeur de 1 et augmente jusqu'à des valeurs supérieures à 3. (cf. fig. 18)

La figure 15 est tracée dans les axes  $(\sigma'_V - \sigma'_H), \epsilon_1$  : ce sont les axes qui sont utilisés habituellement pour représenter les essais triaxiaux. En décharge la différence  $(\sigma'_V - \sigma'_H)$  diminue, s'annule et devient négative. Il faut noter alors que l'échantillon se trouve alors dans un état d'extension drainée où les deux contraintes diminuent, avec  $\sigma'_H > \sigma'_V$ .

Sur les figures 17, 18, et 19 nous avons tracé les courbes  $(\sigma'_1, \epsilon_1)$  (courbe oedométrique habituelle), la courbe  $K_o^{rb}$  fonction du degré de

surconsolidation et la courbe  $\eta$  fonction de  $\log \frac{p_{max}}{p}$

La première courbe (fig.17) permet la mise en évidence de la pression de gonflement que nous noterons  $\sigma_g'$  (CAQUOT et KERISEL (105) ) . MOUROUX (106) note que la mise en évidence de la pression de gonflement est plus facile dans ces axes qu'en axes semi-log.

La seconde courbe (fig.18) est une représentation de l'évolution des contraintes lors du gonflement proposé par SCHMIDT (28) et ALPAN (29) . L'allure linéaire des courbes obtenues permet alors de caractériser simplement le  $K_o^{rb}$  par

$$K_o^{rb} = K_o^{nc} (\Omega)^h$$

La dernière (fig.19) représente le même phénomène dans des axes proposés par WROTH (107) . L'allure de la droite - là encore - obtenue permet d'écrire

$$\eta_{décharge} = \eta_{max} - \frac{1}{m} \log \frac{p_{max}}{p}$$

Nous reviendrons ultérieurement sur ces deux représentations.

Voici présenté les résultats d'un essai particulier et défini le cadre de l'interprétation dans lequel nous nous placerons.

On fournit sur les figures 20 à 37 un ensemble de résultats oedométriques pour trois autres argiles que nous avons utilisées : les argiles de La Croix Rouge, de La Roche Chalais et de Saint Geoirs. Le lecteur trouvera d'abord les courbes  $\sigma_v'$ ,  $\varepsilon_1$  et  $W$ ,  $\log \sigma_v'$  qui sont les résultats habituels d'essais oedométriques. Nous présentons ensuite :

Les courbes  $(\sigma_v', \sigma_H')$  et  $(\sigma_v' - \sigma_H', \varepsilon_1)$  .

Les courbes  $(K_o^{rb}, \Omega)$  et  $(\eta, \log \frac{p_{max}}{p})$

Nous avons essayé aussi trois autres matériaux argileux (l'argile de Vallauris, un kaolin du commerce et l'argile de Notre Dame du Cormiers) dont les

caractéristiques de consolidation sont regroupées avec les précédents dans le Tableau III.

Les figures 38 à 40 synthétisent l'ensemble de nos résultats avec ceux que nous avons extrait de la littérature et regroupé dans le tableau IV ; sans prétendre être exhaustif, nous pensons que les principaux résultats s'y trouvent rassemblés.

Les figures 41 et 42 comparent les deux coefficients  $h$  et  $m$  qui règlent le comportement en décharge d'échantillons oedométriques.

Enfin, les figures 43 à 46 se rapportent à deux sables pour lesquels nous avons pu comparer la valeur de  $K_0$  que nous avons obtenue à celle déterminée par d'autres auteurs.

### Interprétation des résultats

Lors de la première charge, le coefficient  $K_0$  est constant dans la gamme de contrainte que nous avons étudiée : les figures 14, 26, 28, 30 fournissent cette valeur constante. Sauf l'argile de la Roche Chalais, tous nos matériaux avaient été remaniés à une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité ; cela explique les valeurs élevées de la déformation axiale conventionnelle  $\epsilon_a$  des figures 20 et 24 notamment. Nous avons voulu présenter en figure 16 le résultat de l'argile d'Eybens où le coefficient  $K_0$  de première charge semble pour les faibles valeurs de  $\sigma'_v$  être supérieur à la valeur moyenne obtenue par la suite. Il y a à cela deux causes possibles :

- Les résultats sur l'argile d'Eybens ont été obtenus à l'aide d'une première version de l'appareillage qui présentait quelques inconvénients au niveau du bridage trop souple de la bague oedométrique entre le socle supérieur et le socle inférieur. D'autre part, nous n'étions pas placé en salle climatisée.
- Nous avons traité en partie A de ce chapitre du rôle du frottement sur la valeur mesurée de la contrainte axiale  $\sigma'_v$ . Il ne faut pas oublier que dans le calcul du

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

Les deux erreurs relatives peuvent s'additionner : cette remarque vaut aussi pour les autres calculs qui seront faits.

A la décharge, le chemin de contrainte effective  $\sigma'_V, \sigma'_H$  passe au-dessus de la courbe de charge : ceci traduit l'augmentation du coefficient  $K_o^{rb}$  lors de la décharge et le fait que  $\sigma'_H$  diminue moins vite que  $\sigma'_V$ . Pour des degrés de surconsolidation de l'ordre 3 à 6 le coefficient  $K_o^{rb}$  vaut l'unité, et augmente jusqu'à des valeurs de l'ordre de 5.

Le chemin de contrainte effective peut se représenter valablement par les deux formules

$$K_o^{rb} = K_o^{nc} \cdot (\Omega)^h$$

ou

$$\eta_{\text{décharge}} = \eta_0 - \frac{1}{m} \cdot \text{Log} \frac{P_{\text{max}}}{P}$$

(cf figures (18, 19, 32 à 37) ).

Intéressante est la représentation dans les axes  $(\sigma'_V - \sigma'_H, \epsilon_d)$  des figures 15, 27, 29, 31 où l'on observe un extremum de  $(\sigma'_V - \sigma'_H)$  lors de la décharge. C'est ce point que nous avons représenté par une flèche verticale (!) sur les autres figures : dans le plan  $(\sigma'_V, \sigma'_H)$  c'est le point correspondant à la tangente orientée à  $(\pi/4)$  de la courbe de rebond. L'échantillon se trouve alors en un état d'extension drainée.

La forme même des chemins de contrainte dans le plan  $(\sigma'_V, \sigma'_H)$  montre que l'état de contrainte s'approche de l'enveloppe de résistance en extension passive (cf CAMPANELLA et VAID (84) ) : nous n'avons pas pu comparer les chemins obtenus aux enveloppes de résistance dont la détermination précise poserait d'ailleurs des difficultés. Il nous semble plus utile en ce qui concerne cette approche de la rupture de rappeler quelques résultats :

- les observations de SKEMPTON (91) sur le site de BRADWELL où la valeur de  $K_o$  déduite de différents essais de laboratoire ( $K_o > 2,5$ ) est proche de la valeur du coefficient  $K_p$
- les conclusions de BLIGHT (92) sont aussi similaires.

- les essais de SINGH, HENKEL et SANGREY (101) comparent le chemin de contrainte obtenu lors du gonflement d'un échantillon de BEARPAW SHALE à la courbe intrinsèque déduite d'essais de cisaillement direct sur des échantillons surconsolidés très minces (épaisseur 1 mm).

On peut aussi démontrer cette approche de la rupture passive dans l'oedomètre en utilisant les paramètres de Hvorslev qui fournissent une expression de la courbe intrinsèque d'un matériau en fonction de sa surconsolidation : c'est ce type de calcul qu'a effectué ALPAN (28) et que nous avons repris sous une forme légèrement différente (FLAVIGNY (72)). Avec des valeurs habituelles de paramètres de Hvorslev on peut voir que des degrés de surconsolidation de l'ordre de 20 à 100 conduisent à l'approche de la rupture passive.

Nous employons le terme "d'approche de la rupture passive" volontairement car si l'état de contrainte auquel est soumis l'échantillon est proche de la surface limite, on n'obtient pas vraisemblablement l'écoulement plastique du matériau - en raison des conditions aux limites qu'impose l'essai. Les deux contraintes  $\sigma'_H$  et  $\sigma'_V$  diminuent au cours de l'essai simultanément lorsque la surconsolidation augmente.

Enfin, sur les figures 17, 20, 22, 24 nous avons représenté par une flèche verticale ( $\uparrow$ ) la valeur de la pression de gonflement  $\sigma'_g$  (cf MOUROUX 88) la concordance avec la flèche verticale ( $\downarrow$ ) marquant l'extrémum de la différence des contraintes ( $\sigma'_V - \sigma'_H$ ) nous semble intéressante:  $\sigma'_g$  définit une limite entre deux phases de gonflement. Il se trouve que cette limite correspond à l'approche de la rupture passive dans l'échantillon : l'aspect du gonflement que nous envisageons ici est un aspect uniquement mécanique dans un matériau qui reste saturé : nous n'abordons pas ici l'aspect physico-chimique du gonflement qui peut se superposer à l'aspect mécanique : les argiles que nous avons utilisées n'étaient pas des argiles gonflantes.

Lors de la recharge d'échantillons ayant déjà subi un ou plusieurs cycles de charge (argile d'Eybens et argile de la Croix-Rouge) on observe plusieurs faits intéressants :

- a) sur les figures 14 et 26, le chemin de contrainte rejoint la courbe de chargement vierge (défini par  $K_0^{nc}$ ) bien avant que la pression

de consolidation antérieure ait été atteinte. Ceci peut conduire à émettre un doute sur la méthode utilisée par POULOS et DAVIS (93) pour la détermination du coefficient  $K_o^{nc}$ .

- b) La valeur du coefficient  $K_o^{re}$  est beaucoup plus faible que celle du  $K_o^{nc}$  : de l'ordre de 0,10 pour l'argile d'Eybens, de 0,20 pour l'argile de la Croix Rouge.  $K_o^{re}$  augmente jusqu'à la valeur de  $K_o^{nc}$  SOM et SIMONS (73) traitent de l'influence de cette valeur faible pour des applications pratiques de calcul des tassements.
- c) Le comportement en recharge dépendra de l'amplitude du gonflement qui aura été obtenu en décharge : dans cette optique, il serait intéressant d'étudier l'influence de la décompression des échantillons intacts de sol sur les modules oedométriques obtenus pour de faibles charges : on rejoint ici un point qui avait été soulevé dans le paragraphe A de ce chapitre.

Pour décrire la décharge oedométrique les deux coefficients ( $h$ ) et ( $m$ ) ont été proposés. Sur la figure 41 nous avons tracé à partir de

$$K_o^{rb} = \frac{\sigma'_H}{\sigma'_V} = K_o^{nc} \cdot \left( \frac{\sigma'_{Vmax}}{\sigma'_V} \right)^h$$

les valeurs de  $\eta$

$$\eta = \eta_0 - \frac{1}{m} \text{Log} \frac{P_{max}}{P}$$

(les points noirs ne représentant pas des points expérimentaux mais les valeurs particulières de  $\sigma'_V$  que nous avons utilisées). On constate l'accord entre ces deux formes de représentation, accord qui se retrouve sur la figure 42 où nous avons comparé les valeurs de  $m$  et  $h$  obtenues.

La formule de JAKY (16) est universellement connue sous la forme :

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

et on peut trouver, par exemple chez WROTH (89) une synthèse des résultats obtenus par différents auteurs. Il est indispensable de préciser que pour les matériaux argileux cette formule ne s'applique qu'au cas de matériaux normalement consolidés et que

l'angle de frottement  $\phi$  est l'angle de frottement effectif (noté souvent  $\phi'$ ) ; il n'y a pas pour cette classe de matériaux d'ambiguïté possible entre angle de frottement de pic et angle de frottement de plasticité parfaite.

En cas de surconsolidation, on pourra utiliser la formule

$$K_o^{rb} = K_o^{hc} (\Omega)^h$$

Les valeurs de  $h$  sont données en fonction de  $K_o$  sur la figure 40 ; la relation

$$h = 1 - K_o^{hc}$$

ya été tracée et peut permettre une évaluation empirique simple de  $h$ . Une valeur de  $h = 0,5$  (cf CAQUOT, KERISEL (105)) est aussi une valeur médiane utilisable.

Nous avons tracé sur la figure 38 les variations de  $K_o^{hc}$  avec l'indice de plasticité, pour les essais présentés ici et pour les essais extraits de la littérature. Une régression linéaire fournit :

$$K_o^{hc} = 0,42 + 0,0039 I_p$$

avec un coefficient de corrélation de 0,69.

(Aucun essai n'a été effectué avec des matériaux ayant  $I_p > 65$ ).

La figure 39 présente les variations de  $K_o^{hc}$  avec  $C_c$  : l'indice de compressibilité n'est pas fourni par de nombreux auteurs et il manque de résultats expérimentaux pour pouvoir proposer une relation empirique entre  $K_o^{hc}$  et  $C_c$ , il serait normal que le coefficient  $K_o^{hc}$  augmente avec la valeur de  $C_c$ .

Les figures (43) et (44) concernent un sable "connu" celui de Fontainebleau : la valeur de  $K_o$  obtenue pour un indice des vides de 0,71 est de 0,39, valeur comparable à celle que trouvait ZANGHELLINI (111) sur un appareillage triaxial.

Les figures (45) et (46) résument un essai oedométrique sur un sable fin du Havre où nous avons  $K_o = 0,37$ . Sur le même matériau JOSSEFAUME (112) rapporte des essais de laboratoire sur échantillons intacts (profondeur 15 m) ayant conduit à  $K_o = 0,42$  et des essais au pressiomètre autoforeur à la même profondeur donnant  $K_o = 0,40$ . La valeur légèrement inférieure que nous avons eue pouvant aisément

s'expliquer par

- un matériau remanié dans notre cas
- une gamme de contrainte plus importante.

Voici présentés les résultats que nous avons obtenus avec l'appareillage que nous avons développé ; les points importants que nous retiendrons sont :

- la constance de  $K_0^{nc}$
- les deux modes d'évaluation de  $K_0^{rb}$  et l'équivalence de ces deux formules
- le développement d'un état d'extension drainée dans l'échantillon
- la comparaison entre pression de gonflement et l'extremum de  $\sigma_v' - \sigma_h'$
- le collationnement de différentes valeurs de la littérature et la façon dont nos résultats s'y intègrent.

Si la mesure de  $K_0$  en laboratoire donne des résultats, qu'en est-il de la comparaison entre essais de laboratoire et essais in-situ ?

Le tableau II fournit les résultats disponibles qui sont - à l'heure actuelle - peu nombreux : les valeurs plus faibles de  $K_0$  (laboratoire) sont attribuées par BJERRUM et ANDERSEN (76) à un effet de préconsolidation. MEIMON (82) trouve un désaccord total entre les valeurs en place et en laboratoire. Les mesures de  $K_0$  commencent à devenir courantes et il est encore trop tôt pour conclure sur ce point : ceci n'est pas sans rappeler les différences dans les valeurs de cohésion non drainées mesurées en place et en laboratoire.

Comportement mécanique des sols sur chemin oedométrique, ce chapitre n'avait pas pour objet de traiter de consolidation - couplage entre squelette et fluide interstitiel - mais voulait traiter du chemin oedométrique  $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ , et de l'essai oedométrique comme essai homogène. Nous avons été cependant amenés pour parler des essais à gradient contrôlé et à vitesse de déformation constante, à utiliser la théorie de Terzaghi.

Qu'est-ce qu'un "bon" essai oedométrique ? sera la conclusion de ce chapitre.

D'abord c'est un essai où l'on est sûr d'avoir minimisé le frottement sol-paroi latérale si on ne le mesure pas (ce qui est mieux ...).

C'est ensuite un essai où la procédure de chargement ne crée pas de gradients trop élevés et où la simulation de ce qui se passe in situ est raisonnable.

Il faut savoir comment resaturer l'échantillon (ce qui n'est pas simple).

Si l'on souhaite mesurer des dissipations de pression interstitielles, il faut pouvoir utiliser une contrepression.

C'est un essai axisymétrique et la contrainte latérale existe, pourquoi ne pas la mesurer ?

Enfin l'essai oedométrique n'est pas nécessairement un essai long demandant une immobilisation de matériel, une procédure plus rapide permet d'obtenir d'excellents résultats : l'essai sur l'argile de la Croix Rouge n'a duré que cinq jours - huit avec la préparation et le démontage final, tout en comportant trois cycles de charge-décharge avec une vitesse de déformation de l'ordre de 3% par heure.

TABLEAU II

MESURES EN PLACES DE  $K_0$ 

Auteur	Appareillage	Site	W	$W_L$	$W_D$	OCP	$K_0$ in situ	$K_0$ laboratoire
MASSARCH (75)	Cellule GLOTZ	Skä Edby	68	54	26	1	0,58 - 0,62	
BJERRUM ANDERSEN (76)	Fracturation hydraulique	Konnerud	52	61	32		0,60	0,49
		Konnerud	30	33	22		0,50	0,49
		Sundland	58	52	29		0,55	0,45 - 0,53
		Studenten- Tunden	35	35	22		0,60	0,50
WILKES (77)	Fracturation hydraulique	King's Lynn					0,57	
BAGUÉLIN JEZEQUEL (78)	Pressiomètre autoforeur	St André de Cubzac	0,5	80	30		0,35	0,50
MEIMON (82)	Pressiomètre autoforeur	Lanester				1 à 2	0,7 à 1,5	0,34 à 0,43
WINDLE et WROTH	Pressiomètre autoforeur	Gault clay	30	75	30		3,0	

TABLEAU III

MATERIAUX UTILISES :  
Caractéristiques  $K_o$ ,  $C_c$ ,  $h$ ,  $m$

Matériau	$W_L$	$W_P$	$I_P$	$K_o$	$C_c$	$h$	$m$
CROIX ROUGE	58	29	29	0,45	0,26	0,44	1,50
EYBENS	37,1	19,3	17,8	0,44	0,205	0,39	1,85
KAOLIN	53	32	21	0,58	0,51	0,35	2,17
NOTRE DAME DE COMNIERS	45	20	25	0,51	0,24	0,46	1,54
LA ROCHE CHALAIS	45,3	25	20,3	0,51	0,22	0,52	1,28
SAINT GEOIRS	57	35	22	0,58	0,38	0,56	1,20
VALLAURIS	46	22,5	23,5	0,57	0,24	0,39	1,90

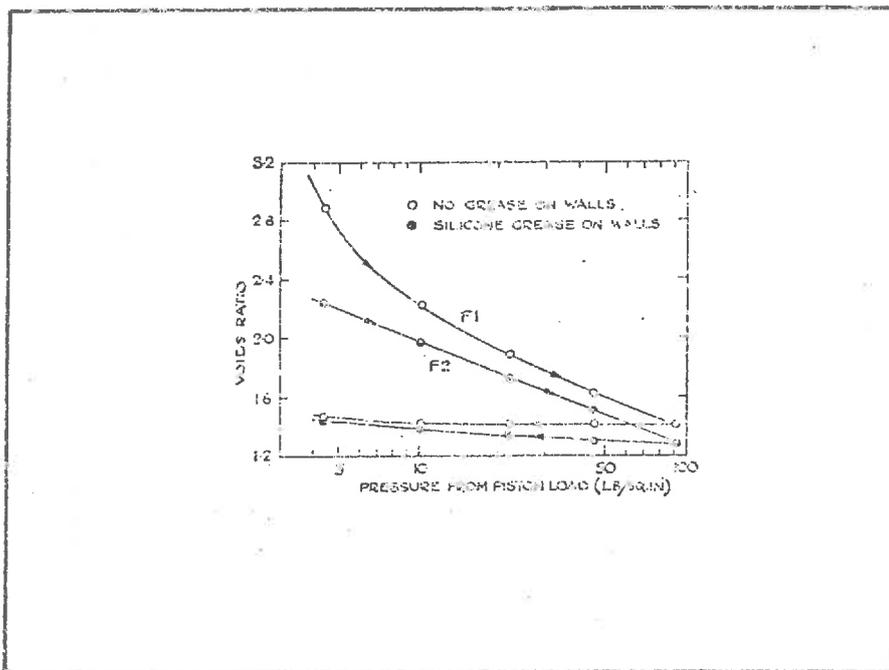


FIG. 1 : Influence du frottement latéral sur les résultats d'essais oedométriques : la courbe  $F_1$  correspond à des parois non graissées, la courbe  $F_2$  à des parois graissées.

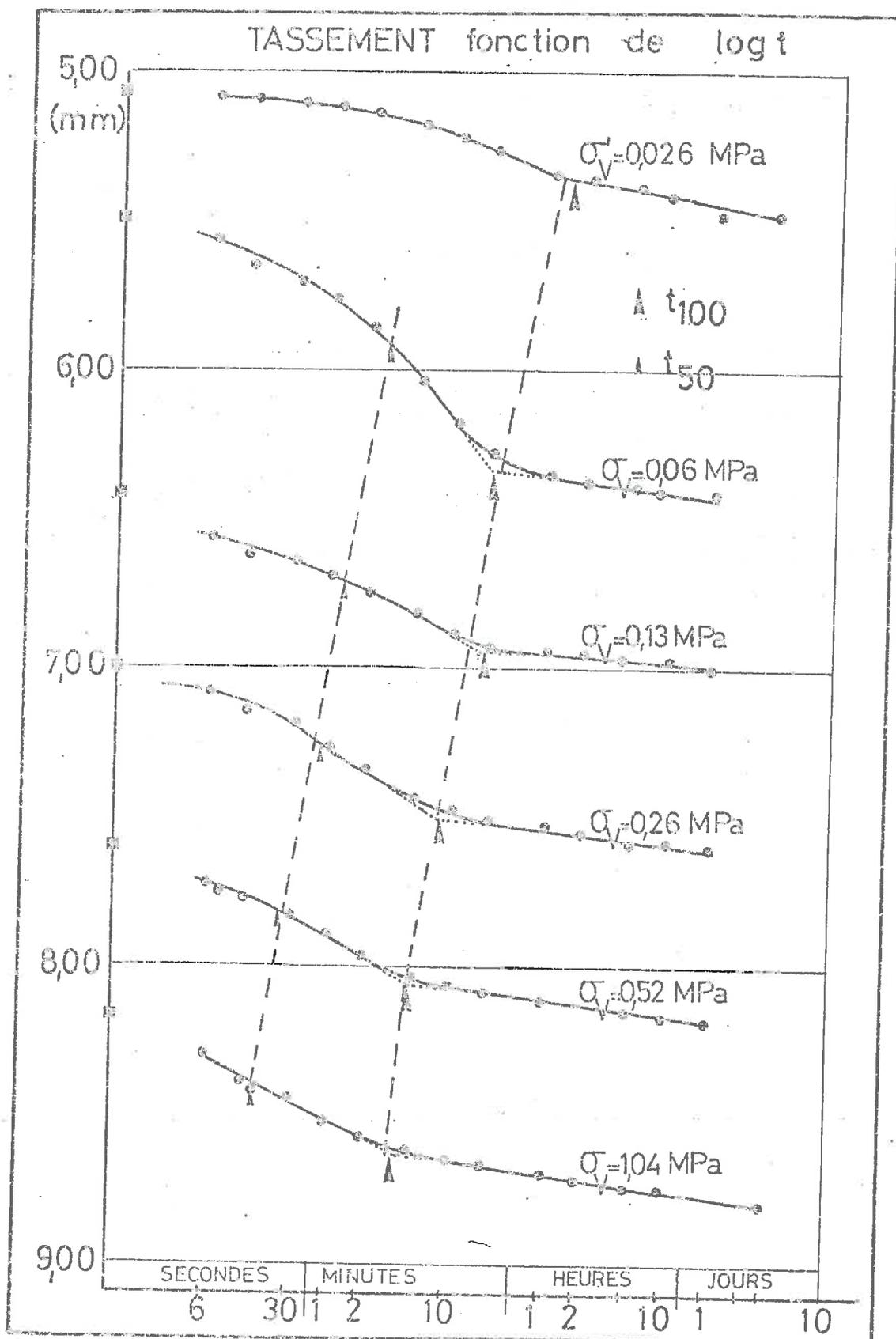


FIG.2 : Essai oedométrique conventionnel sur l'argile d'Eybens. Noter la diminution des valeurs de  $t_{100}$  correspondant à la fin de la consolidation.

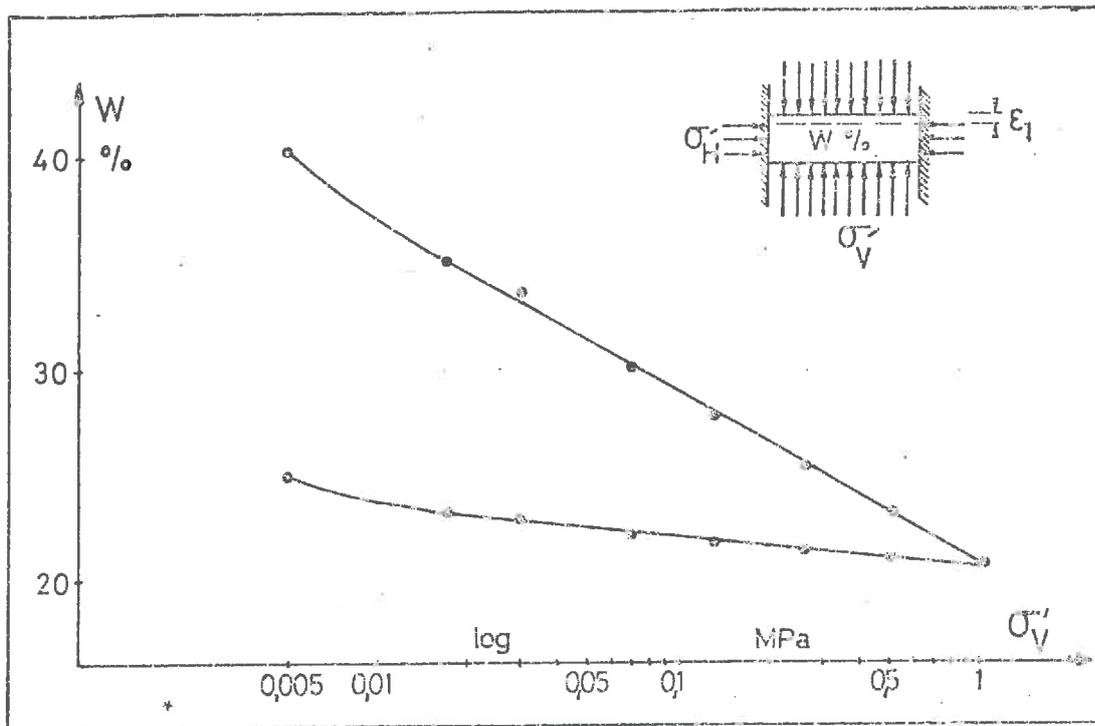


FIG.3 : Essai oedométrique conventionnel sur l'argile d'Eybens : courbe teneur en eau,  $\sigma'_v$  en échelle log.

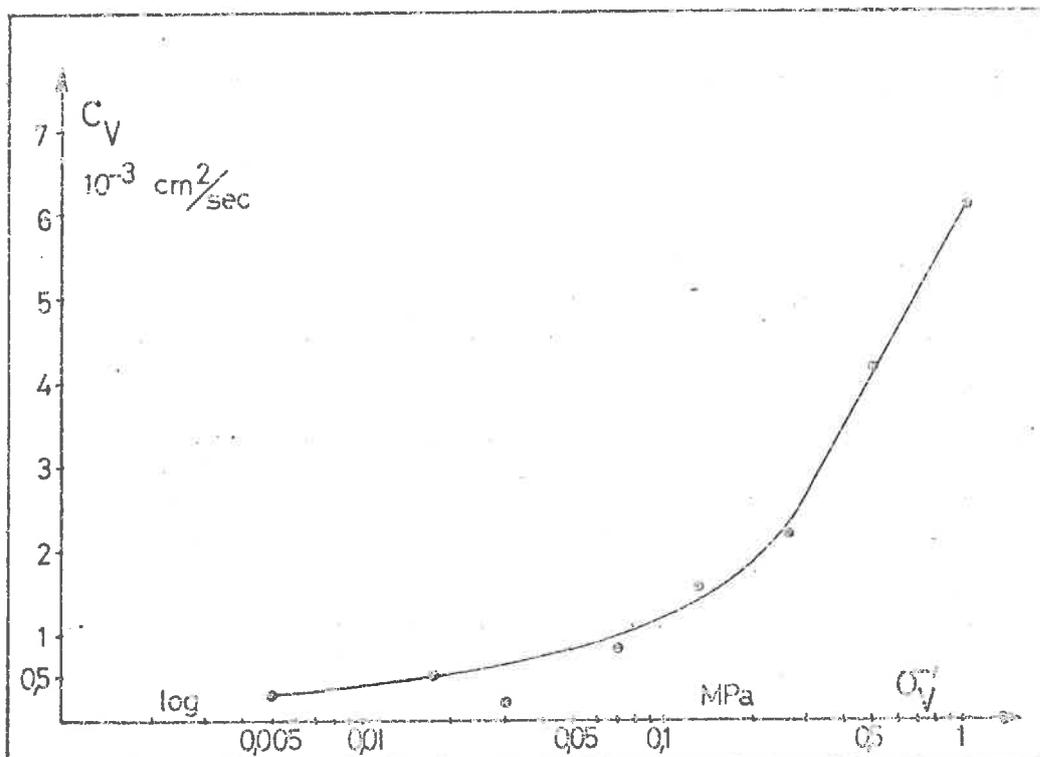


FIG.4 : Essai oedométrique conventionnel sur l'argile d'Eybens : valeur du coefficient  $C_v$  déterminée par la méthode de Casagrande.

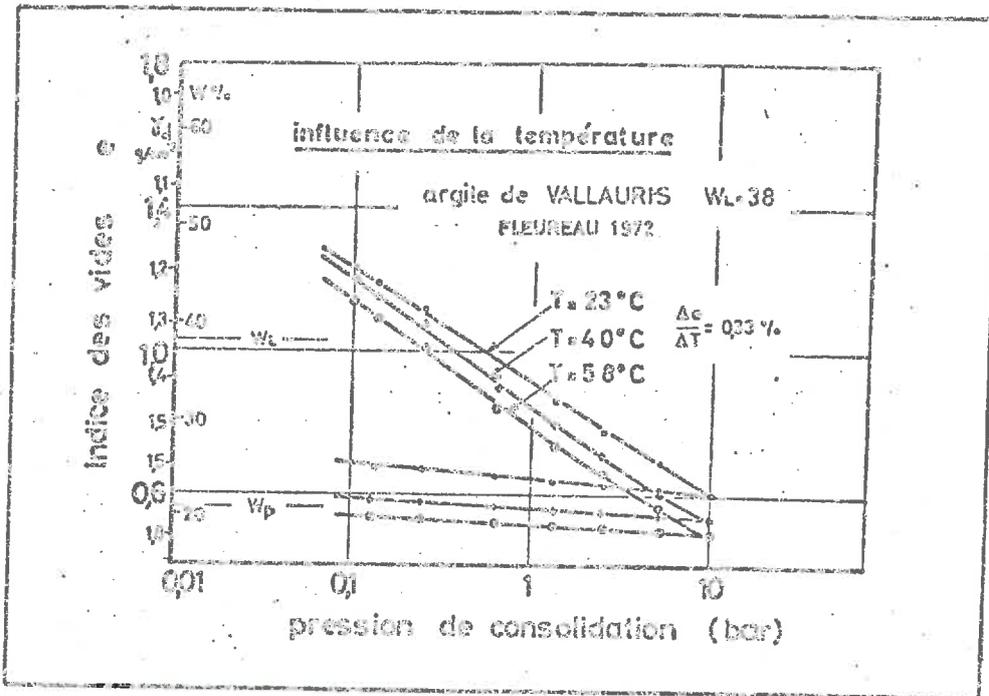


FIG.5 : Courbes de consolidation à différentes températures (d'après FLEUREAU).

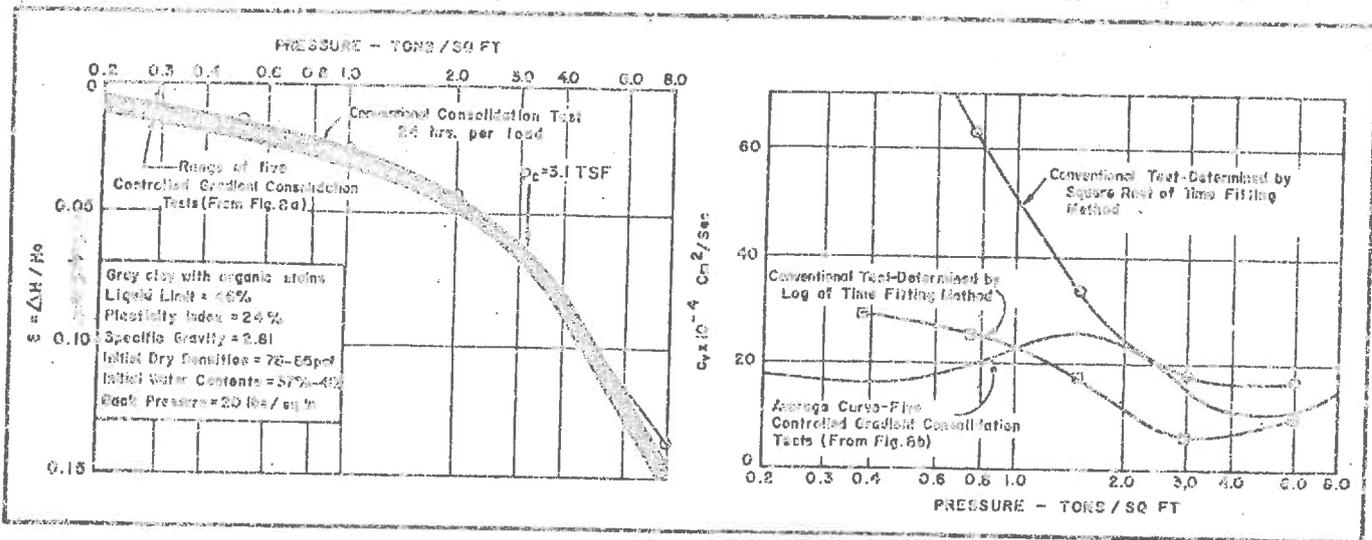


FIG.6 : Comparaison entre un essai conventionnel et un essai à gradient contrôlé (d'après LOWE, JONAS, OBCRIAN, ASCE, Soils Mech. and Foundations, Vol. 95, n° SM1, 1965).

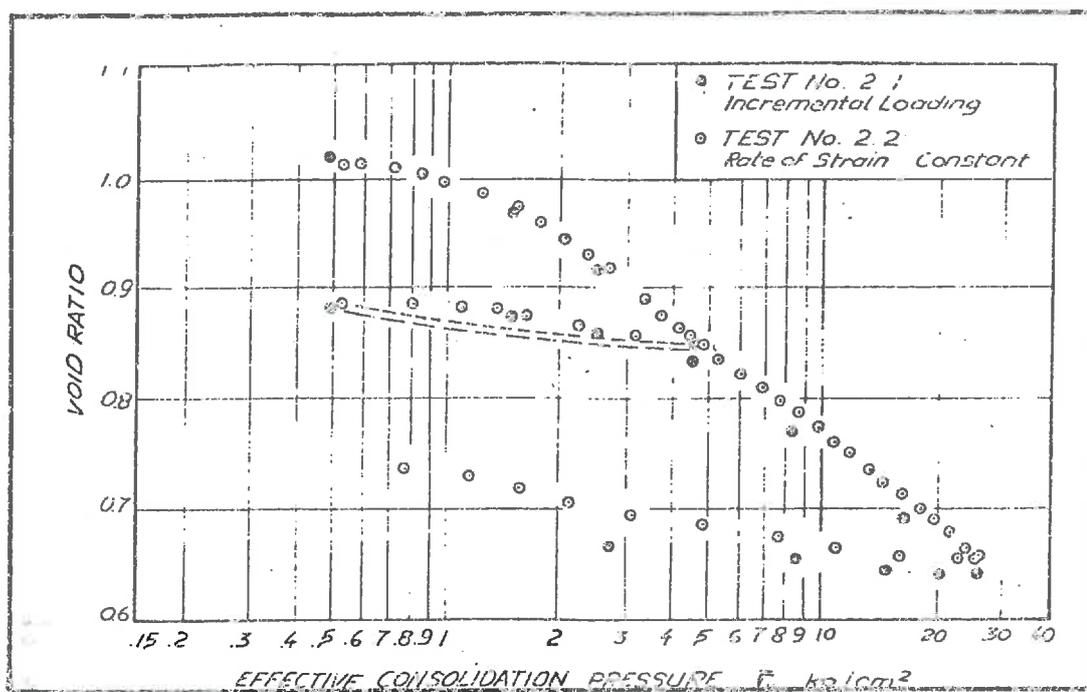


FIG.8 : Comparaison entre un essai conventionnel (\*) et un essai à vitesse de déformation constante (○) (d'après WISSA et HEIBERG).

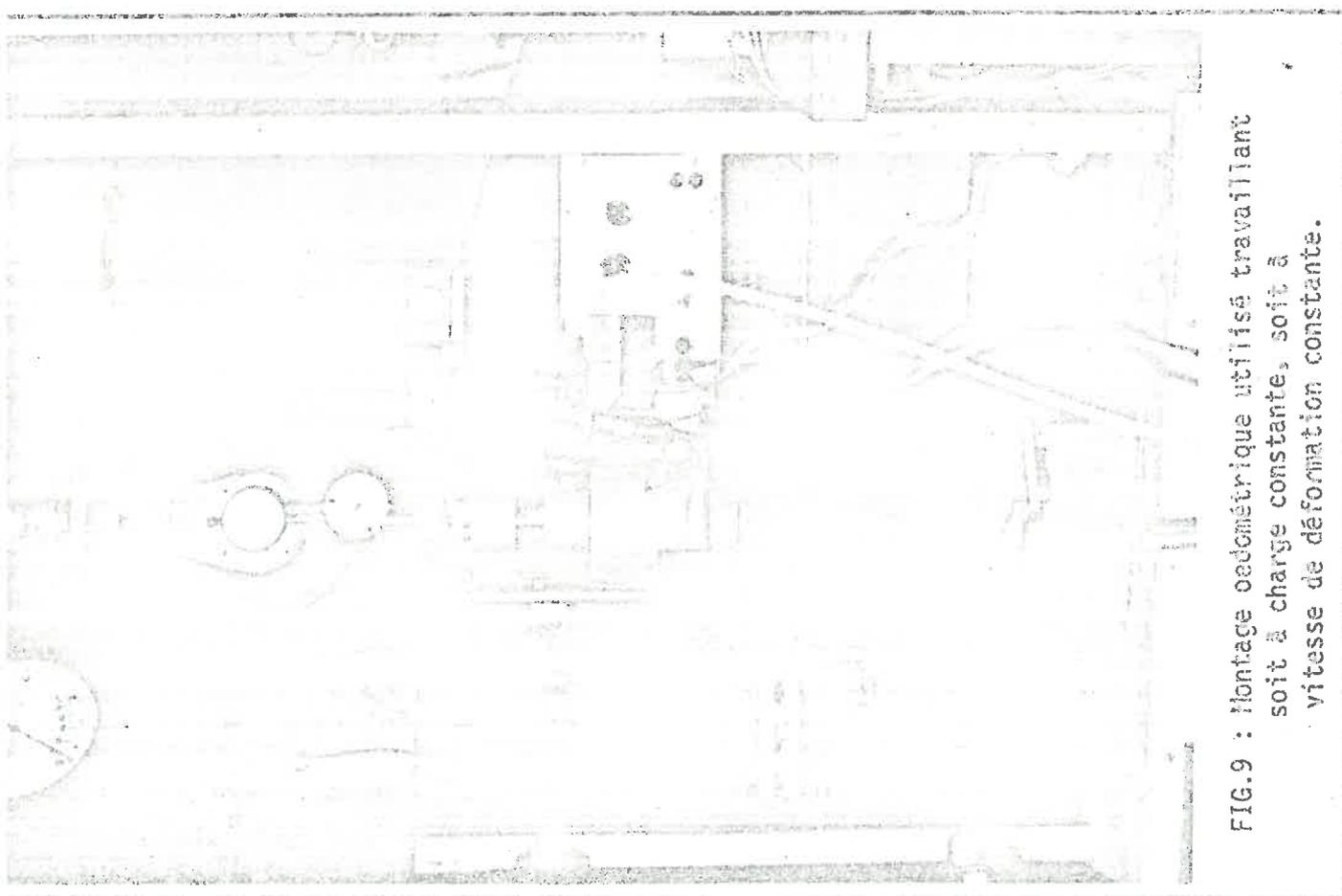


FIG.9 : Montage oedométrique utilisé travaillant soit à charge constante, soit à vitesse de déformation constante.

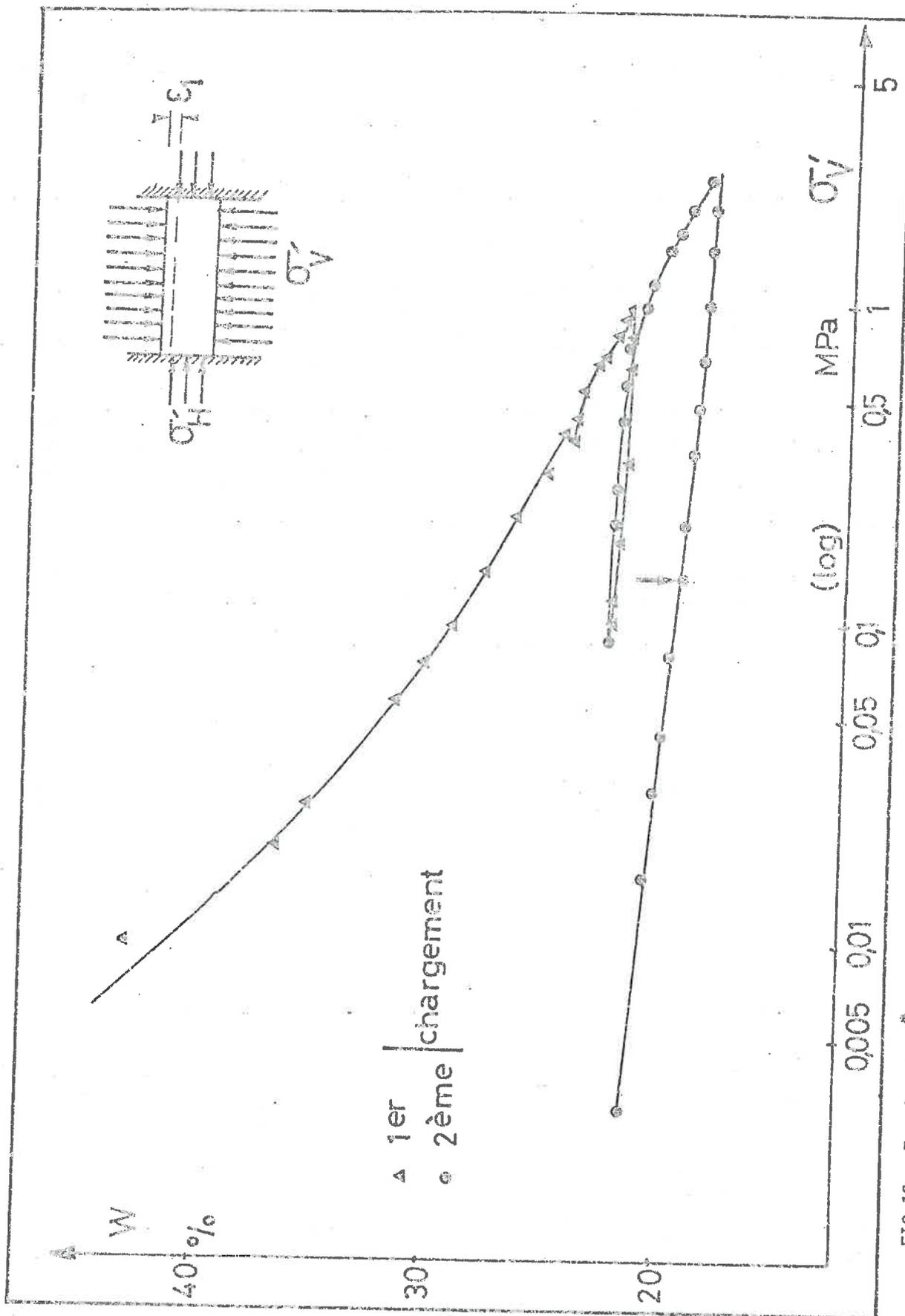


FIG.10 : Essai "CRSC" sur l'argile d'Eybens , courbe (W - log  $\sigma_V$ ).

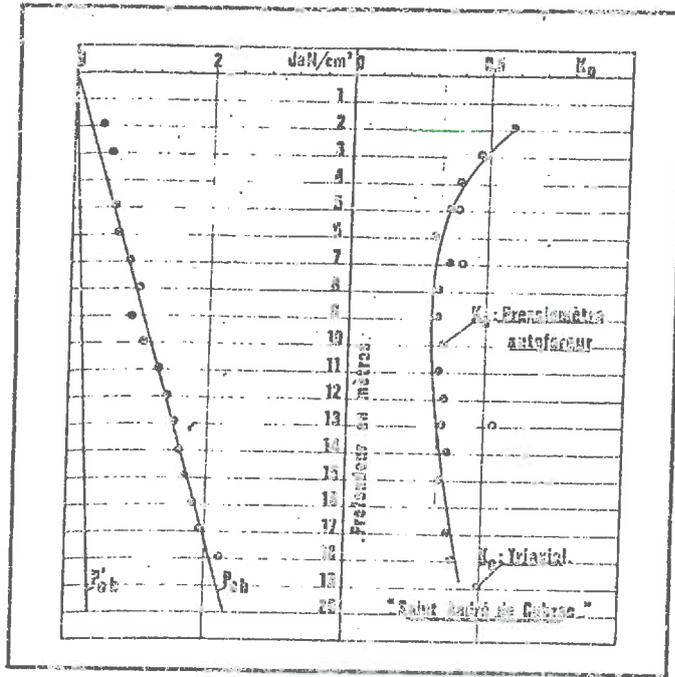


FIG.11 : Répartition du coefficient  $K_0$  fonction de la profondeur (d'après BAGUELIN et JEZEQUEL) pour le site de St André de Cubzac.

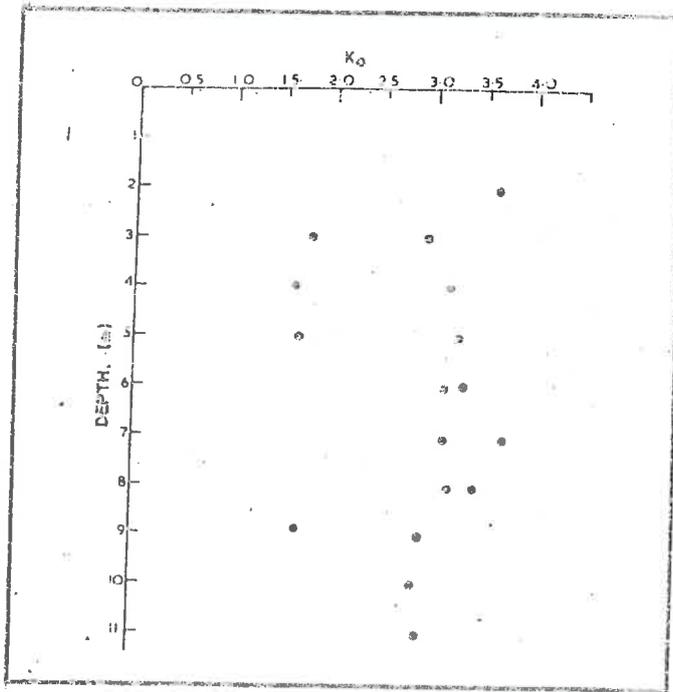
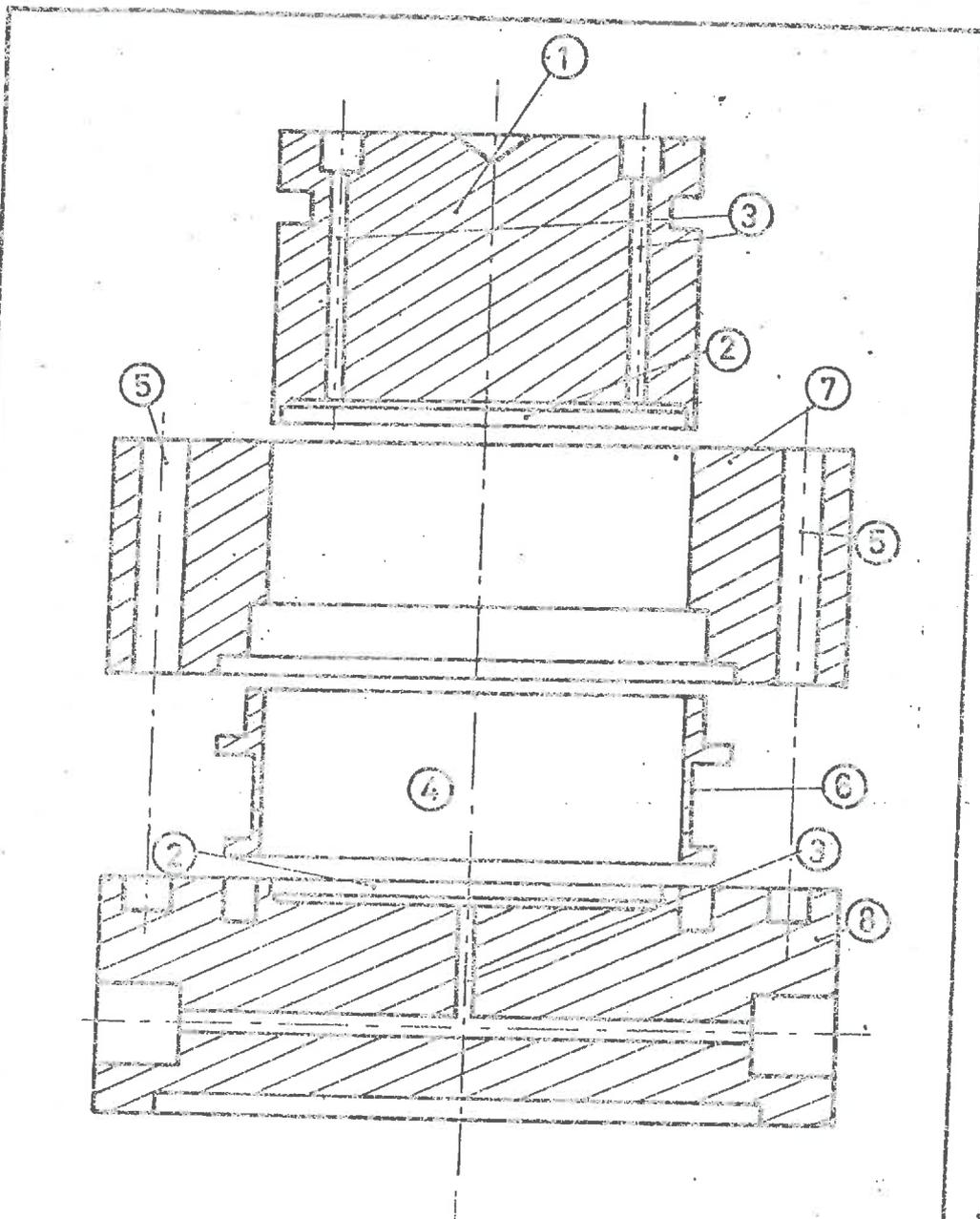


FIG.12 : Répartition du coefficient  $K_0$  fonction de la profondeur (d'après MINDLE et WROTH) pour l'argile de Londres.



- |                        |                      |
|------------------------|----------------------|
| 1 - Piston             | 5 - Passage de vis   |
| 2 - Plaque poreuse     | 6 - Jauge métallique |
| 3 - Drainage           | 7 - Socle supérieur  |
| 4 - Bague oedométrique | 8 - Socle inférieur  |

FIG.13 : Principe du montage oedométrique réalisé.

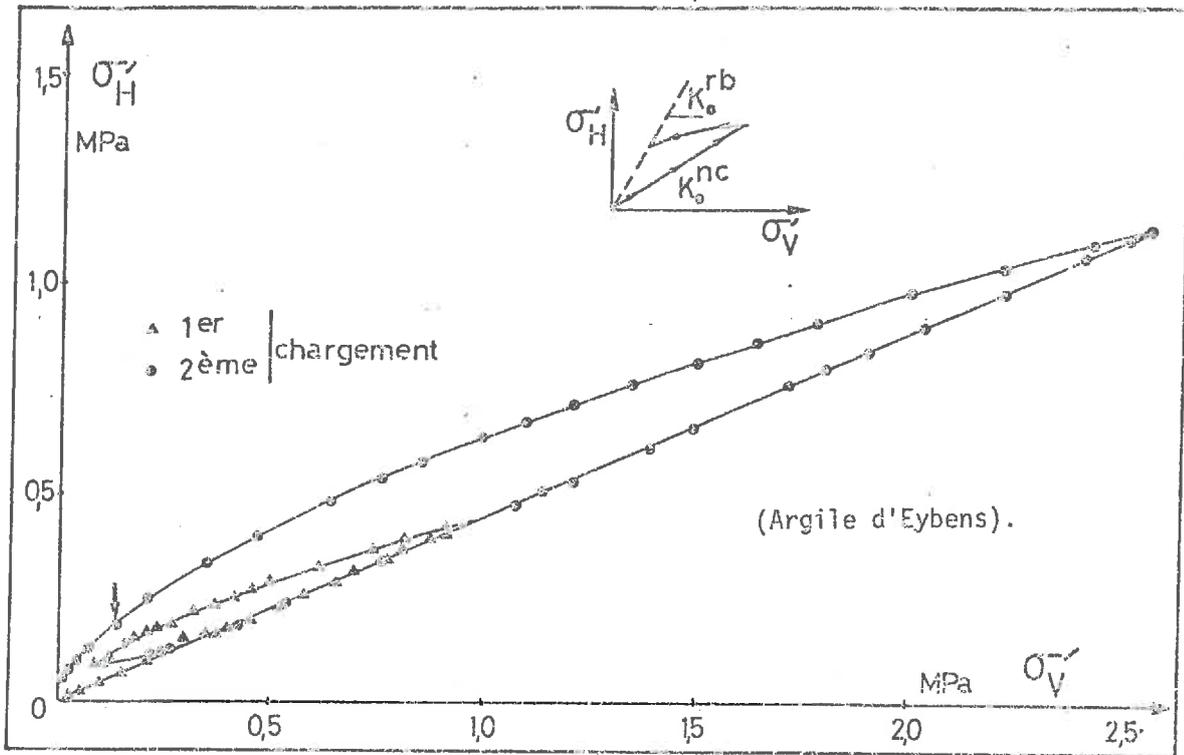


FIG.14 : Evolution des contraintes  $\sigma'_H$  et  $\sigma'_V$  dans un essai oedométrique

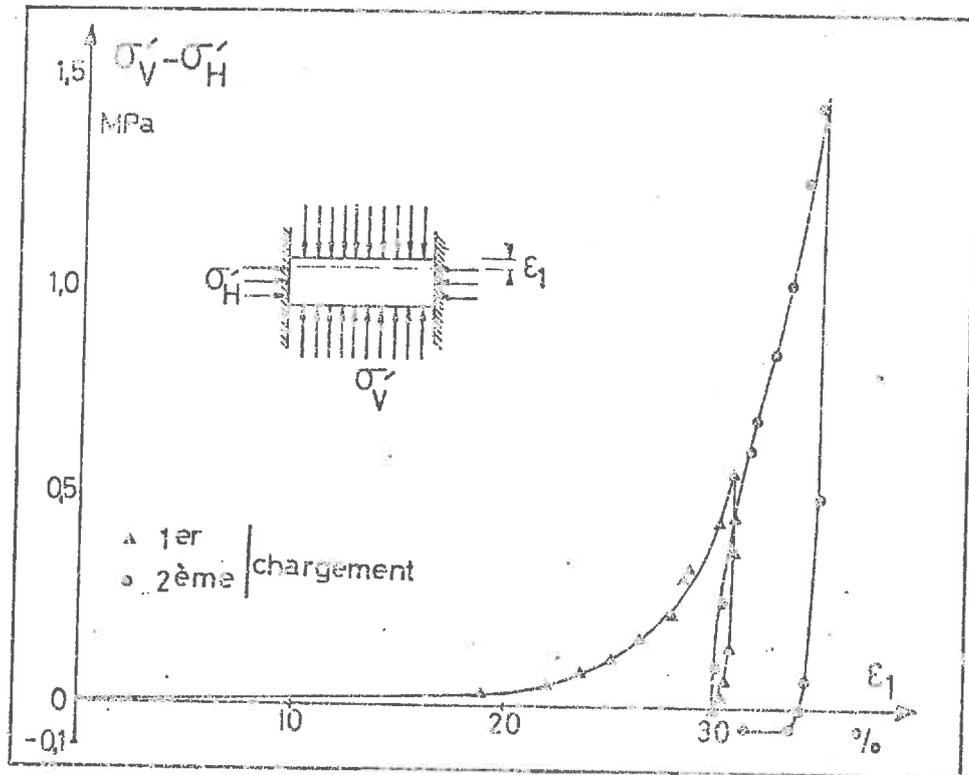


FIG.15 : Evolution de  $\sigma'_V - \sigma'_H$  fonction de  $\epsilon_1$  (Argile d'Eybens).

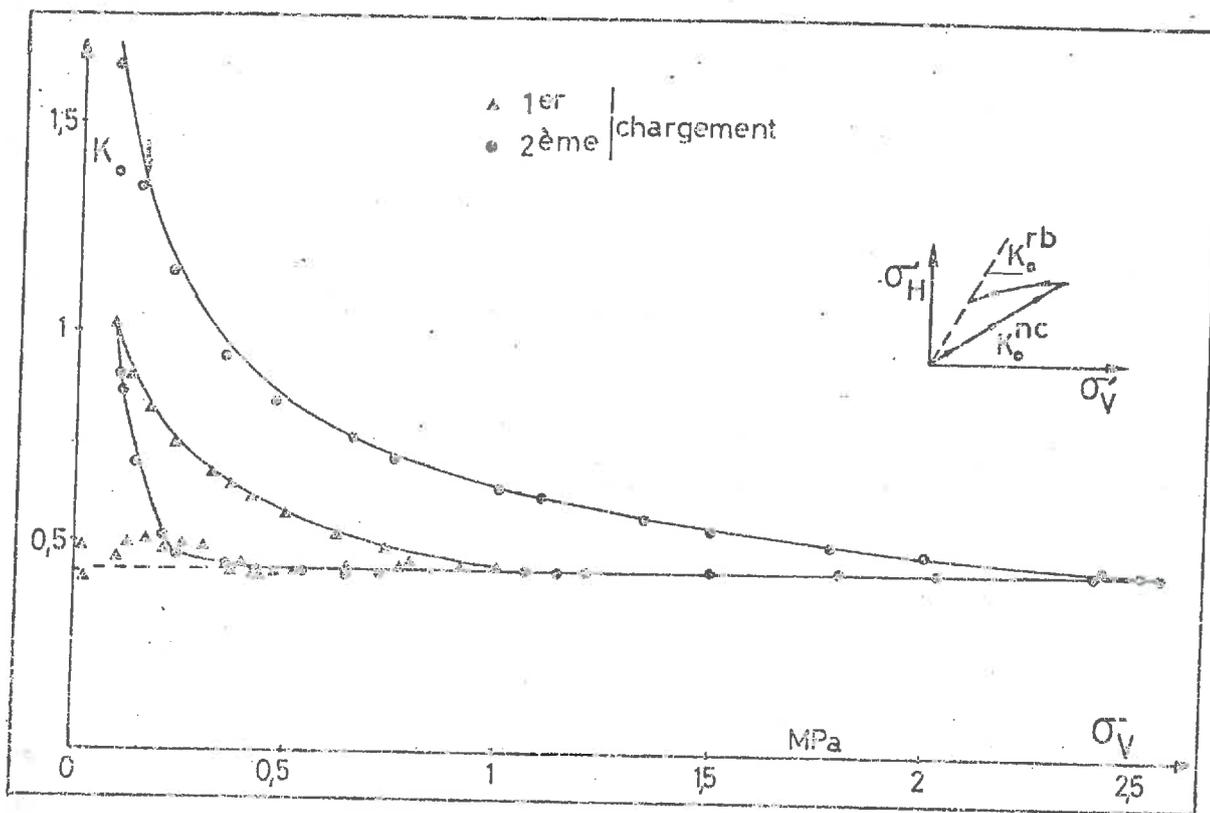


FIG.16 : Evolution du  $K_0$  avec la surconsolidation: courbe ( $K_0, \sigma'_V$ )

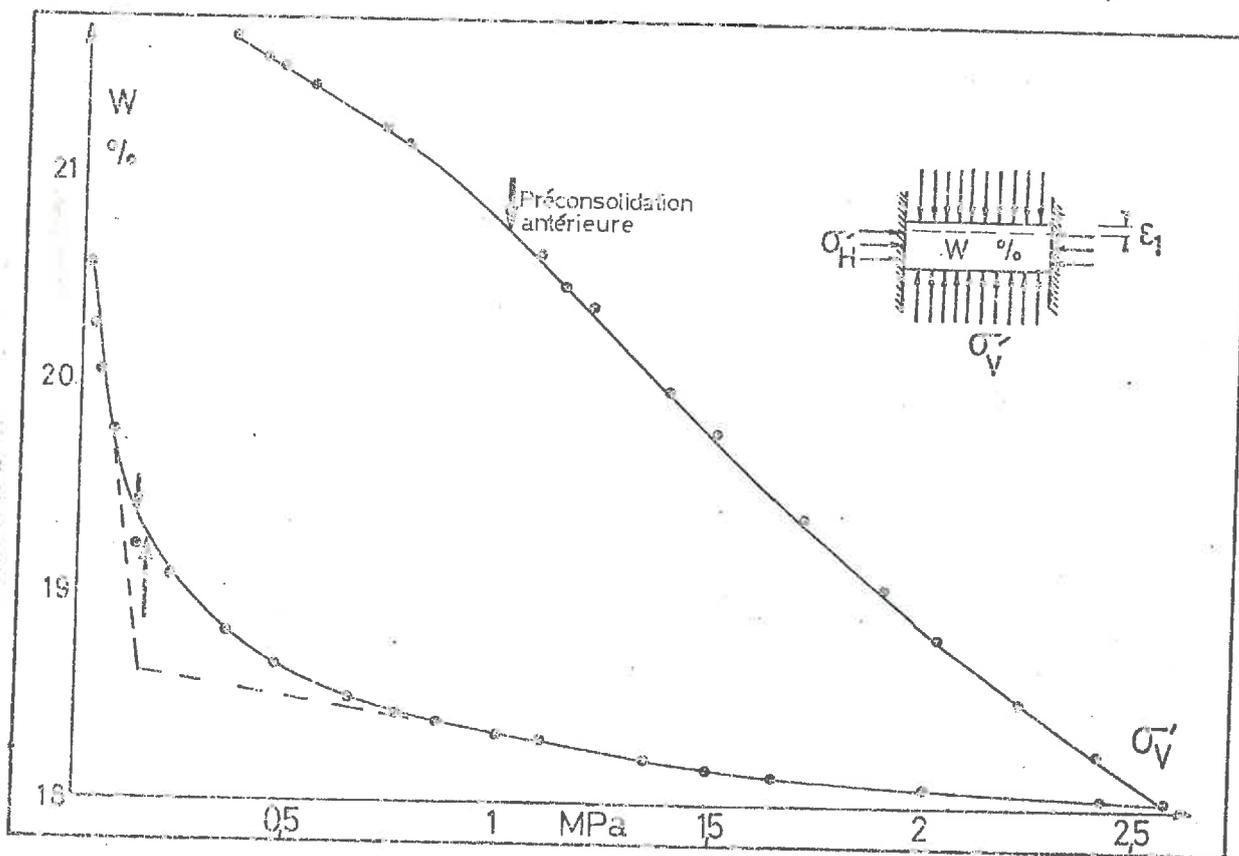


FIG.17 : Courbe oedométrique ( $\sigma'_V, \epsilon_v$ ) pour le deuxième cycle de charge sur l'argile d'Eybens.

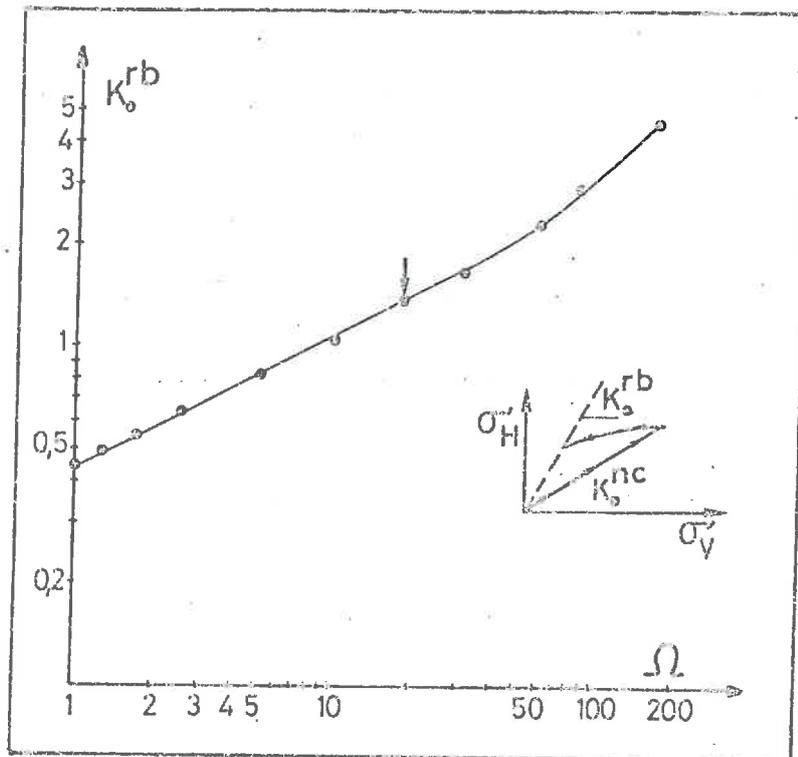


FIG.18 : Evolution du coefficient lors de la surconsolidation. Courbe  $\log K_0$  fonction de  $\log \Omega$  (Argile d'Eybens).

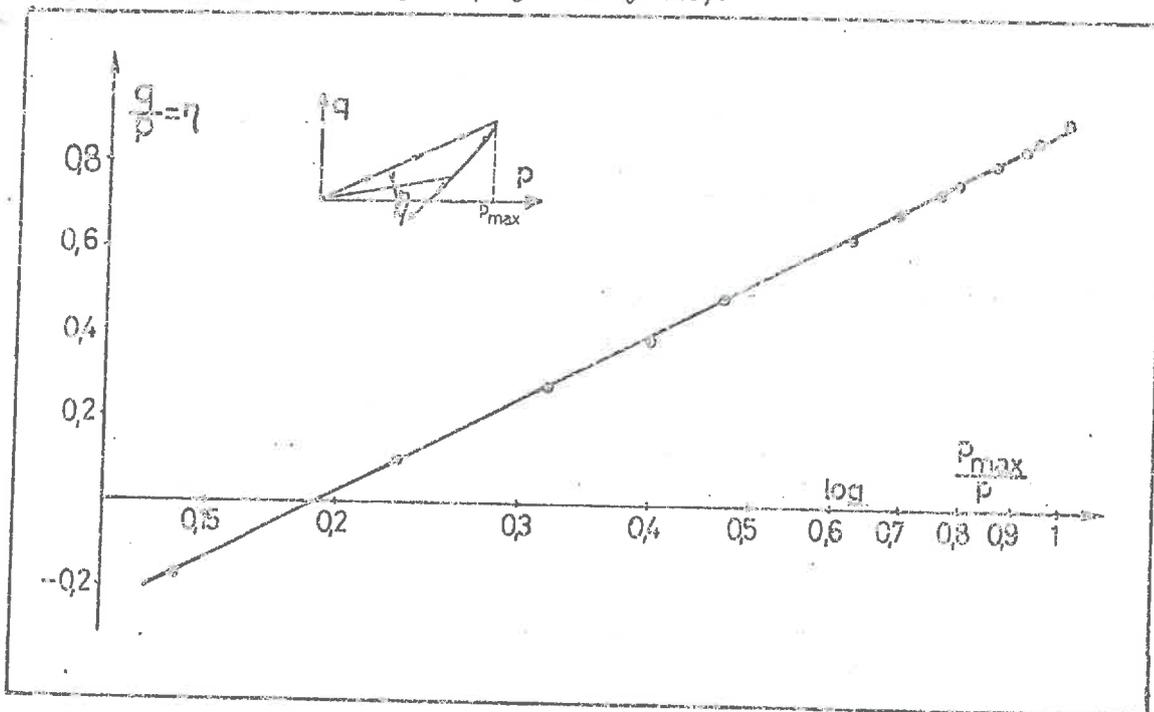


FIG.19 : Evolution de  $\eta = q/p$  lors de la décharge, courbe  $\eta$  fonction de  $\log P/P_{max}$ .

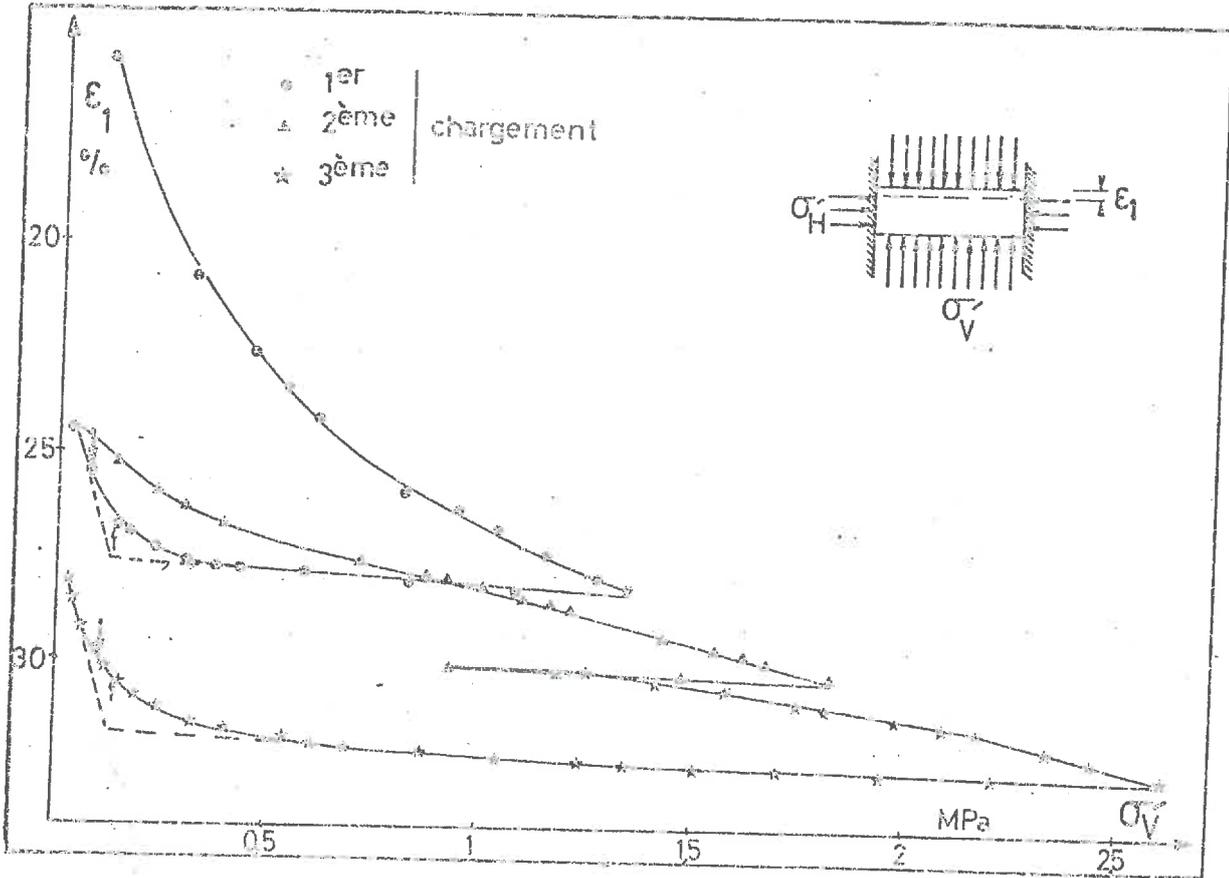


FIG.20 : Essai oedométrique sur l'argile de la Croix Rouge. Courbe  $\sigma_v, \epsilon_1$

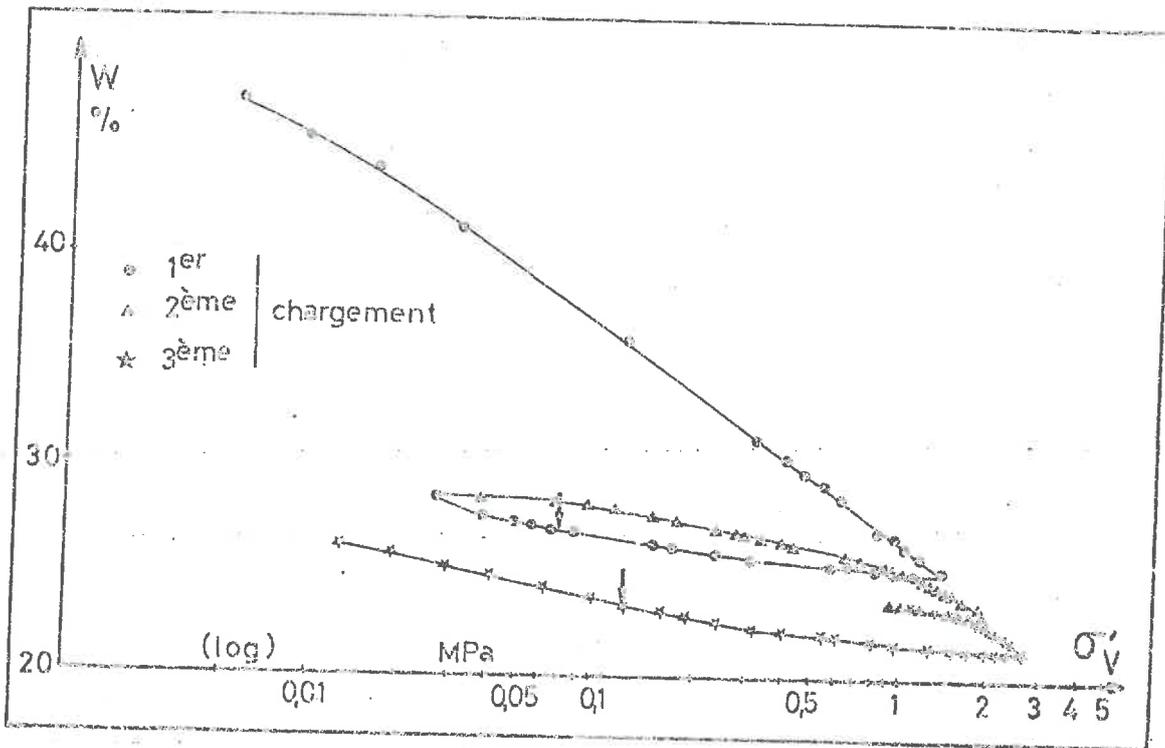


FIG.21 : Essai oedométrique sur l'argile de la Croix Rouge. Courbe  $(W, \log \sigma_v)$ .

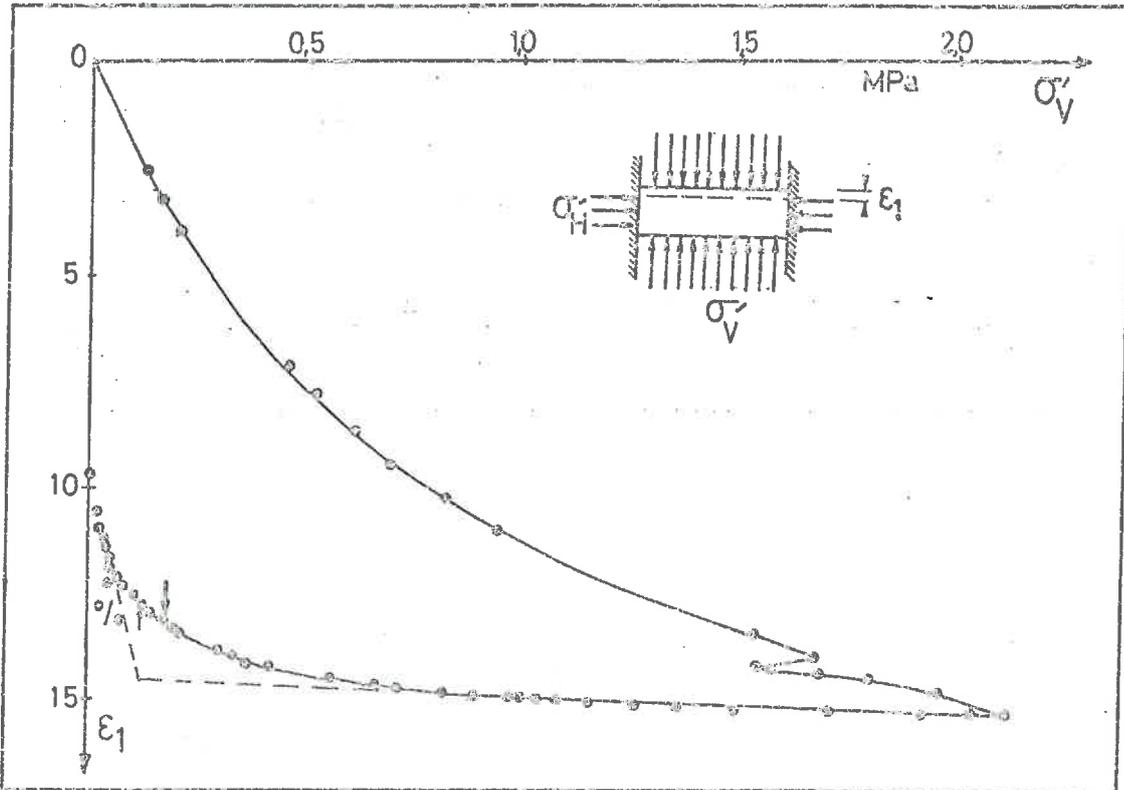


FIG.22 : Essai oedométrique sur l'argile de La Roche Chalais. Courbe  $(\sigma'_V, \epsilon_1)$

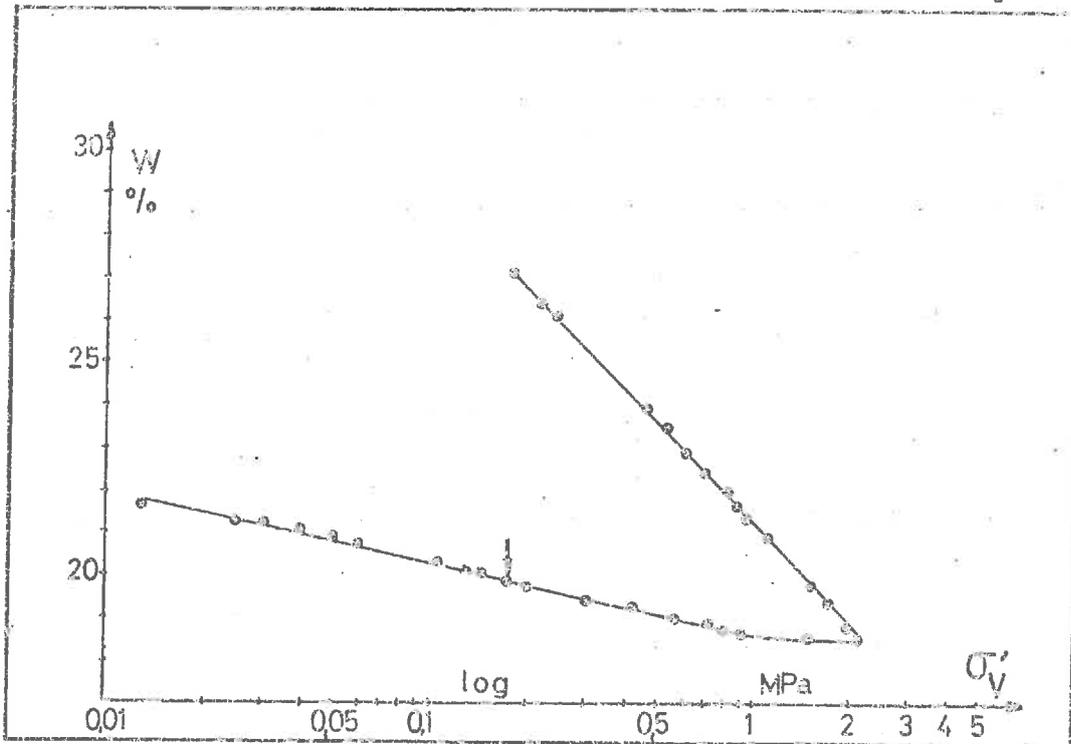


FIG.23 : Essai oedométrique sur l'argile de La Roche Chalais. Courbe  $(w, \log \sigma'_V)$

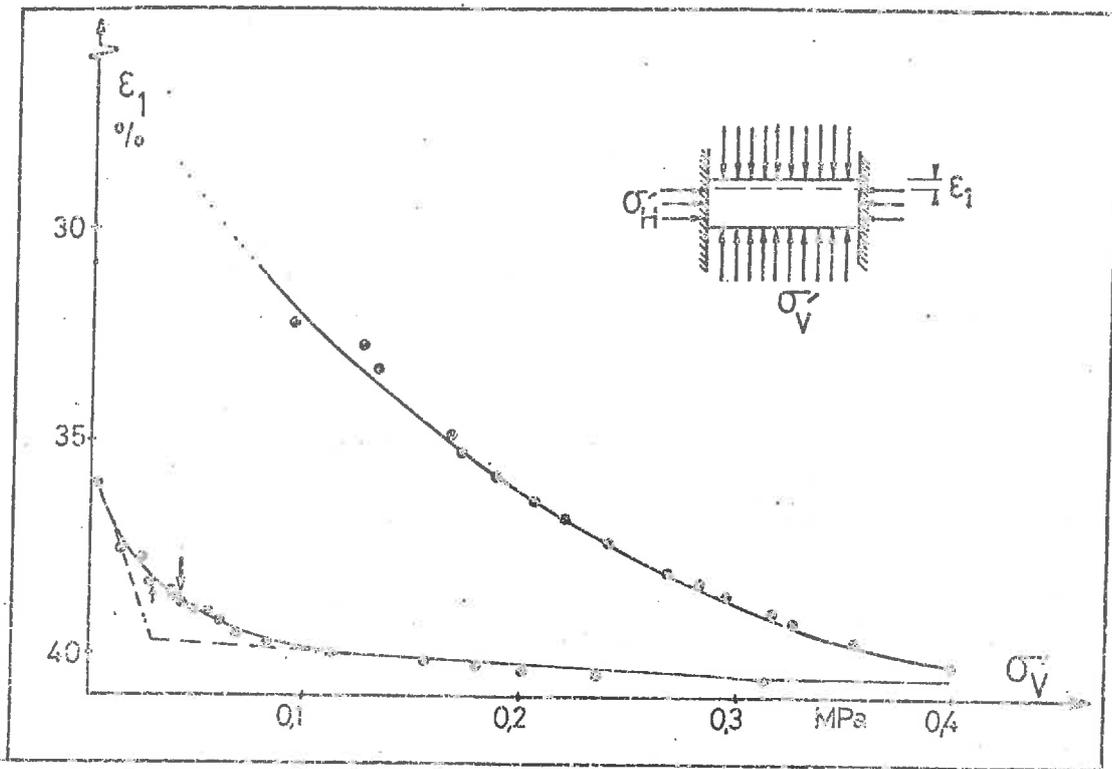


FIG. 24 : Essai œdométrique sur l'argile de St Geoirs. Courbe  $\sigma'_v, \epsilon_1$ .

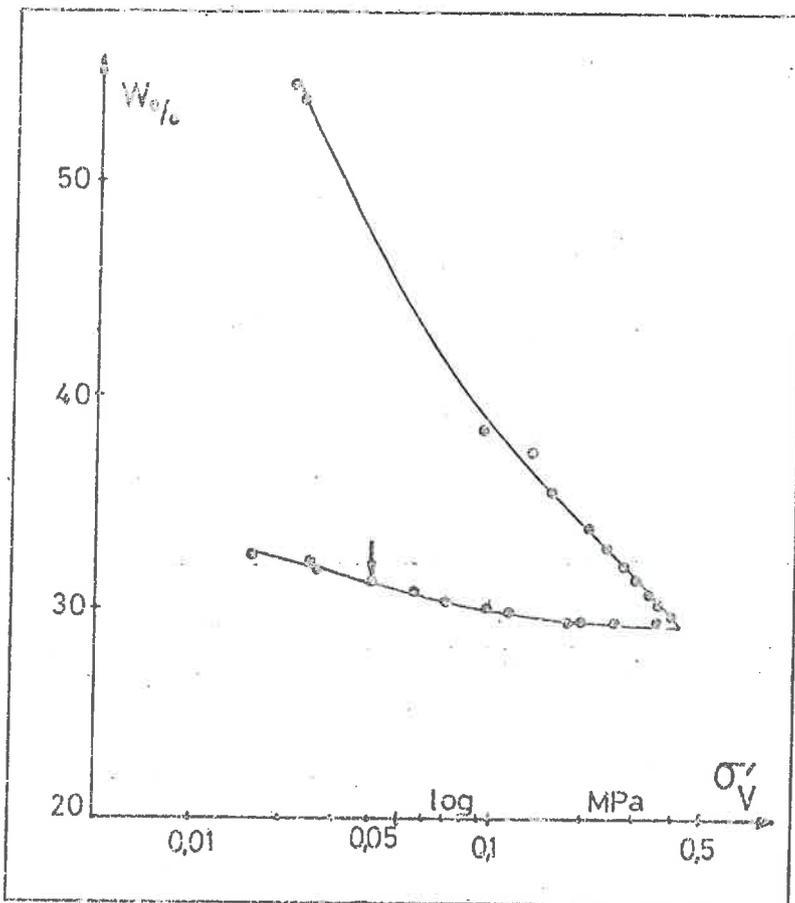


FIG.25 : Essai œdométrique sur l'argile de St Geoirs. Courbe ( $w, \log \sigma'_v$ ).

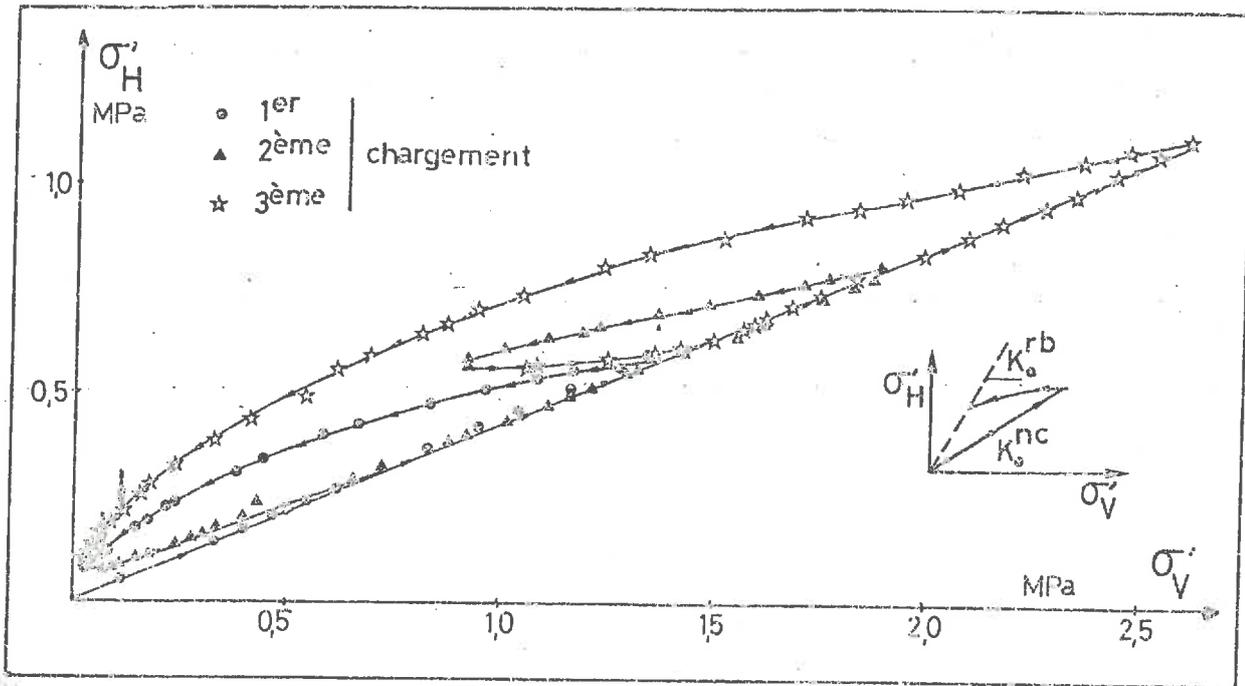


FIG.26 : Essai oedométrique sur l'argile de la Croix Rouge. Evolution des contraintes  $\sigma'_V$  et  $\sigma'_H$ .

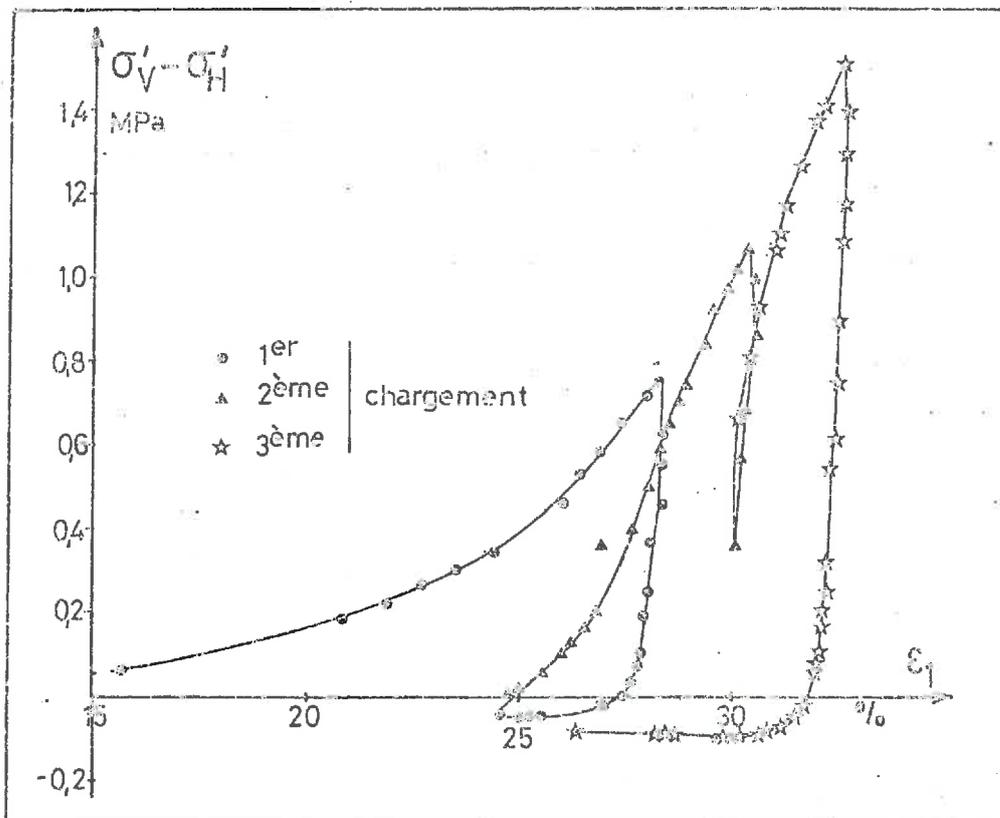


FIG.27 : Essai oedométrique sur l'argile de la Croix Rouge. Courbe  $\sigma'_V - \sigma'_H, \epsilon_1$

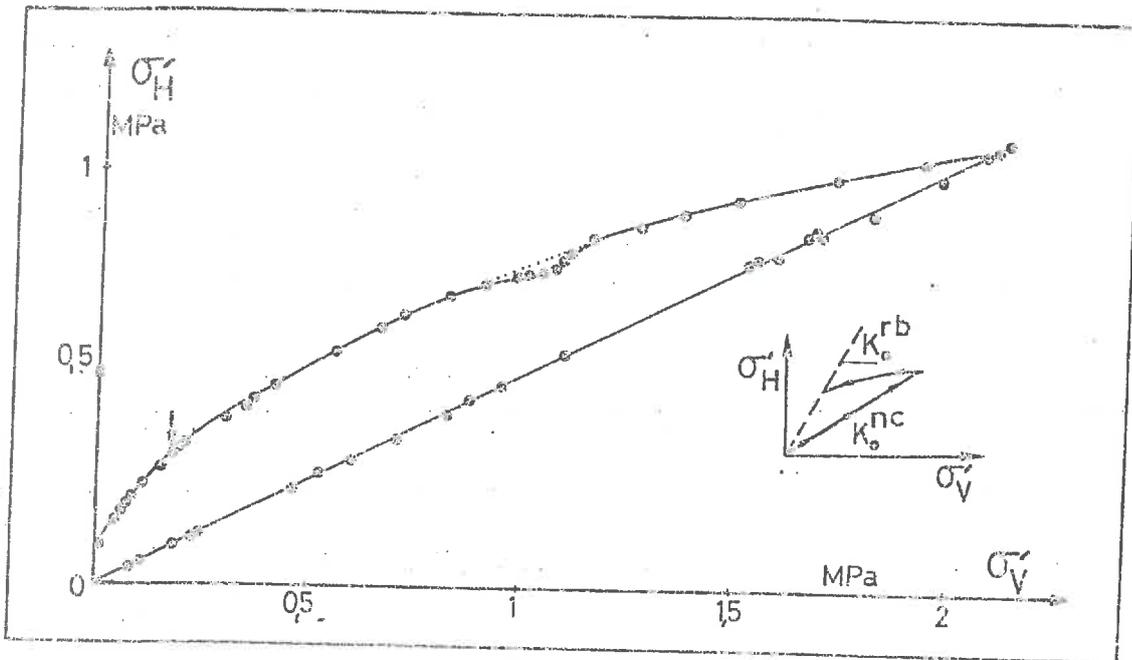


FIG. 28 : Essai oedométrique sur l'argile de La Roche Chalais. Evolution des contraintes  $\sigma'_V$  et  $\sigma'_H$

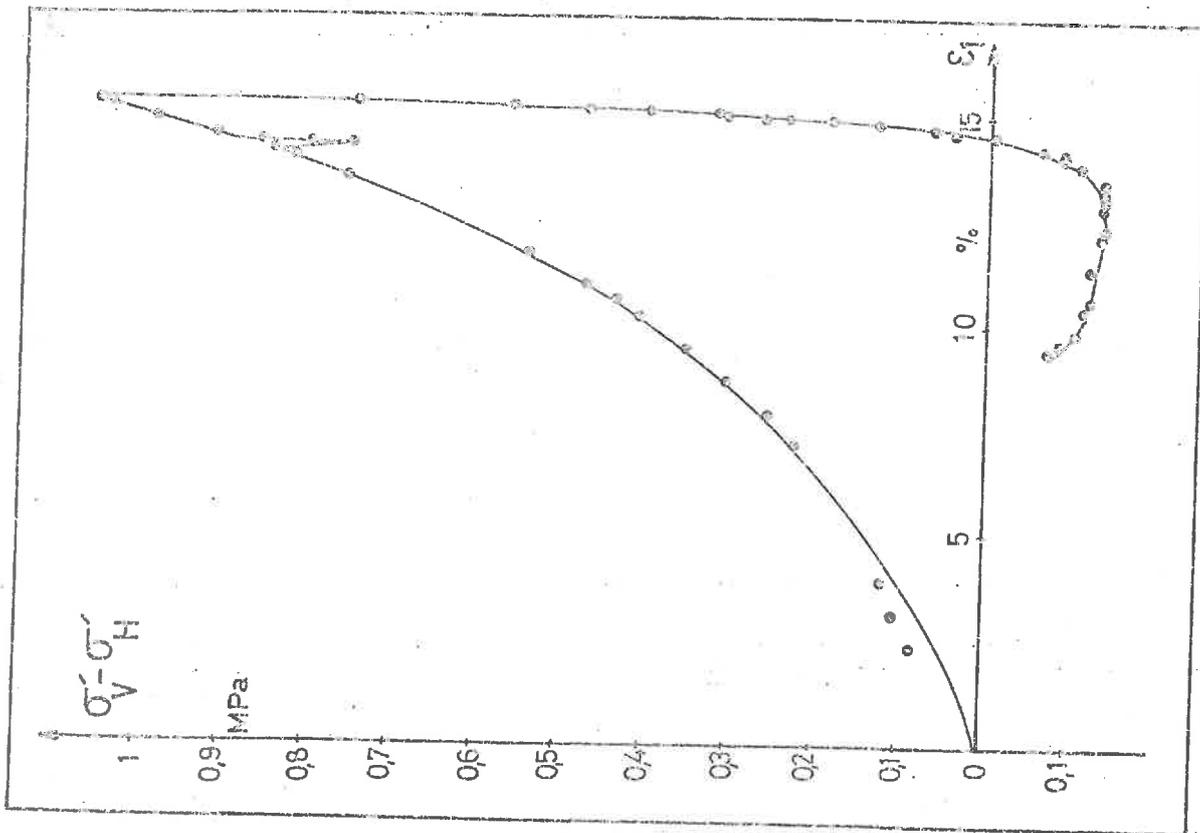


FIG. 29 : Essai oedométrique sur l'argile de la Roche Chalais. Courbe  $\sigma'_V - \sigma'_H, \epsilon_v$

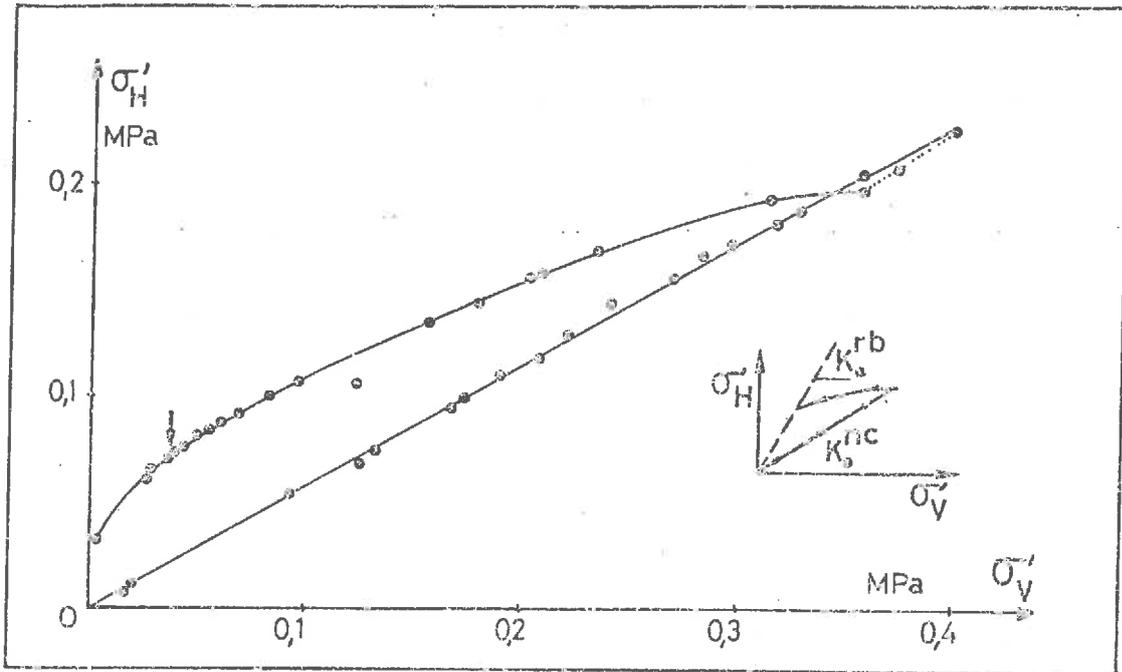


FIG.30 : Essai oedométrique sur l'argile de Saint Geours. Evolution des contraintes  $\sigma'_V$  et  $\sigma'_H$

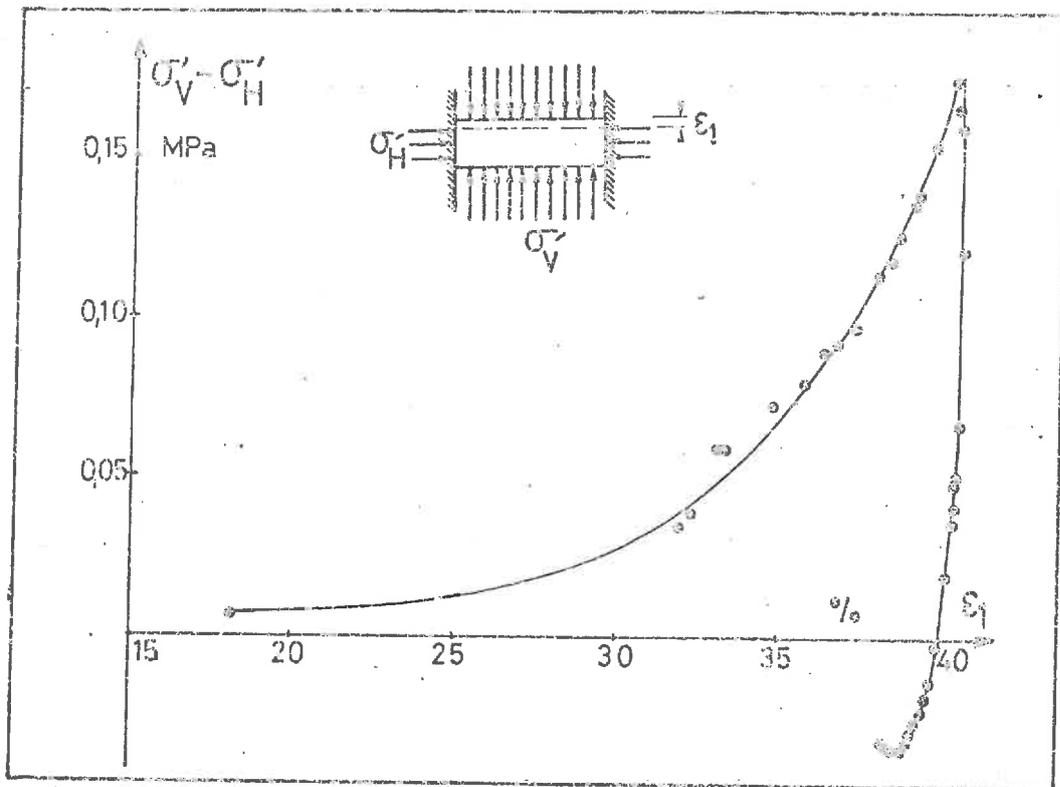


FIG.31 : Essai oedométrique sur l'argile de Saint Geours. Courbe  $\sigma'_V - \sigma'_H, \epsilon_h$

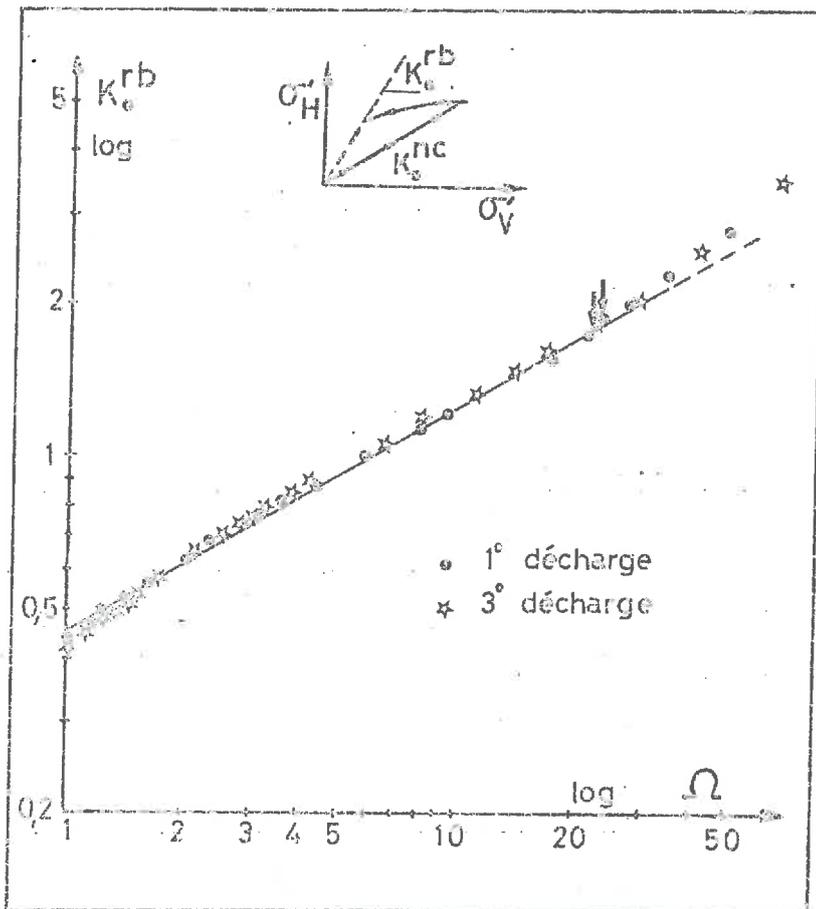


FIG. 32 : Essai oedométrique sur l'argile de La Croix Rouge. Variations de  $K_o^{rb}$  avec la surconsolidation. Echelle (log log).

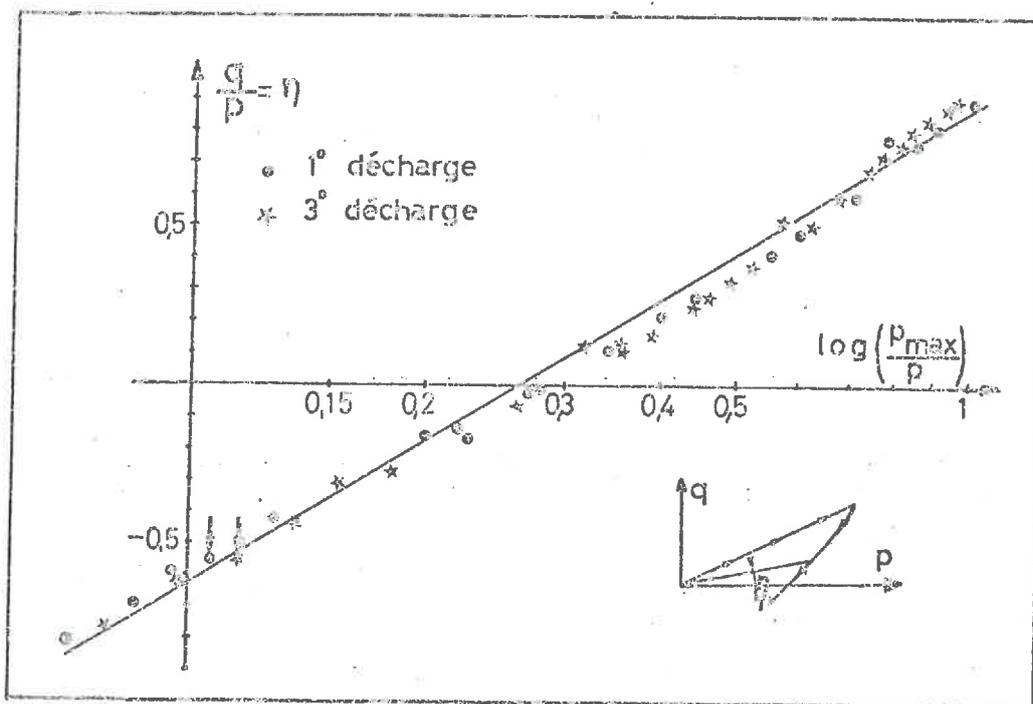


FIG. 33 : Essai oedométrique sur l'argile de la Croix Rouge. Variation de  $\eta = \frac{q}{p}$  lors de la décharge oedométrique.

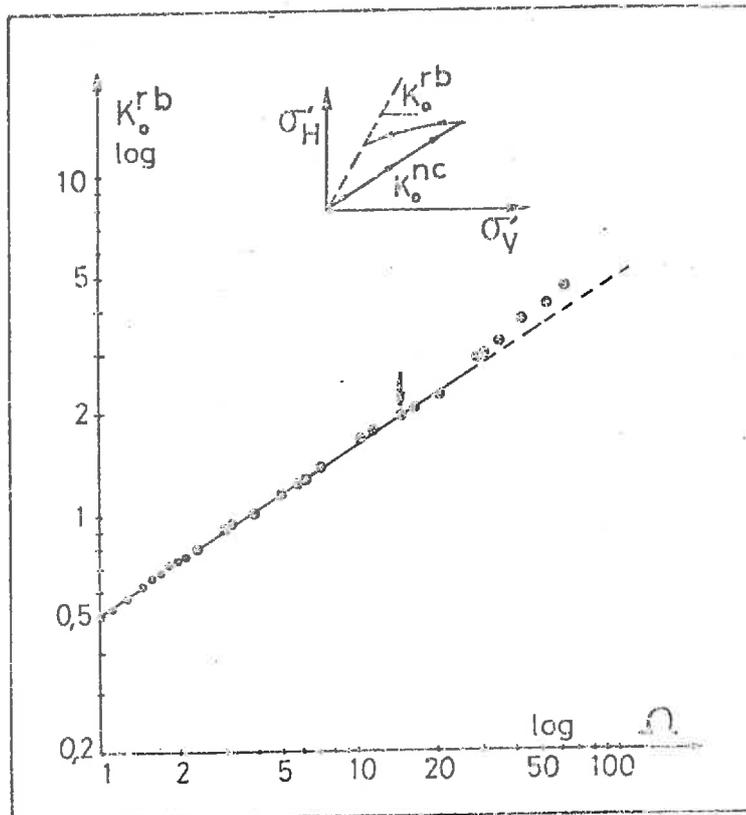


FIG.34 : Essai oedométrique sur l'argile de la Roche Chalais. Variation de  $K_o^{rb}$  avec la surconsolidation. Echelle (log log)

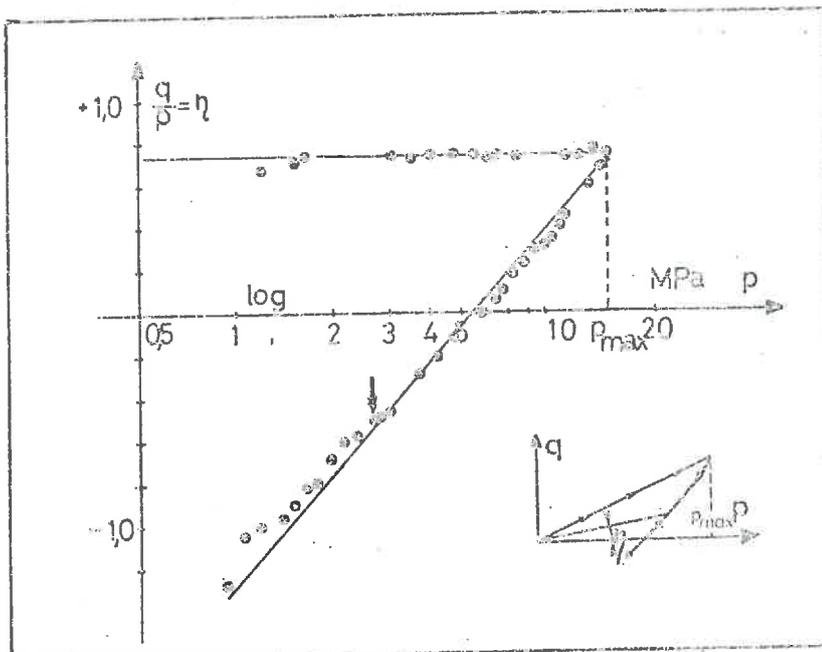


FIG.35 : Essai oedométrique sur l'argile de la Roche Chalais. Variation de  $\eta = \frac{q}{p}$  lors de la décharge oedométrique.

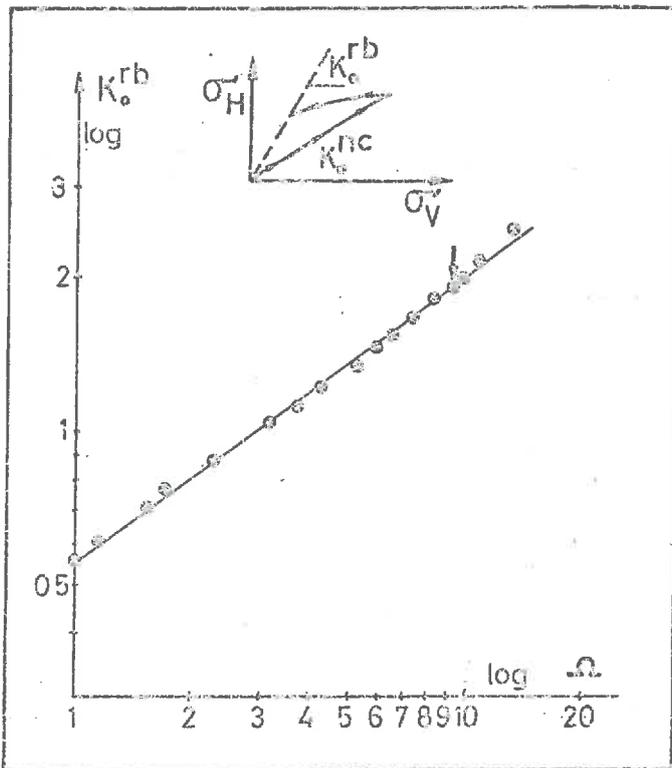


FIG. 36 : Essai oedométrique sur l'argile de St Geoirs. Variations de  $K_o^{rb}$  avec la surconsolidation. Echelle (log log).

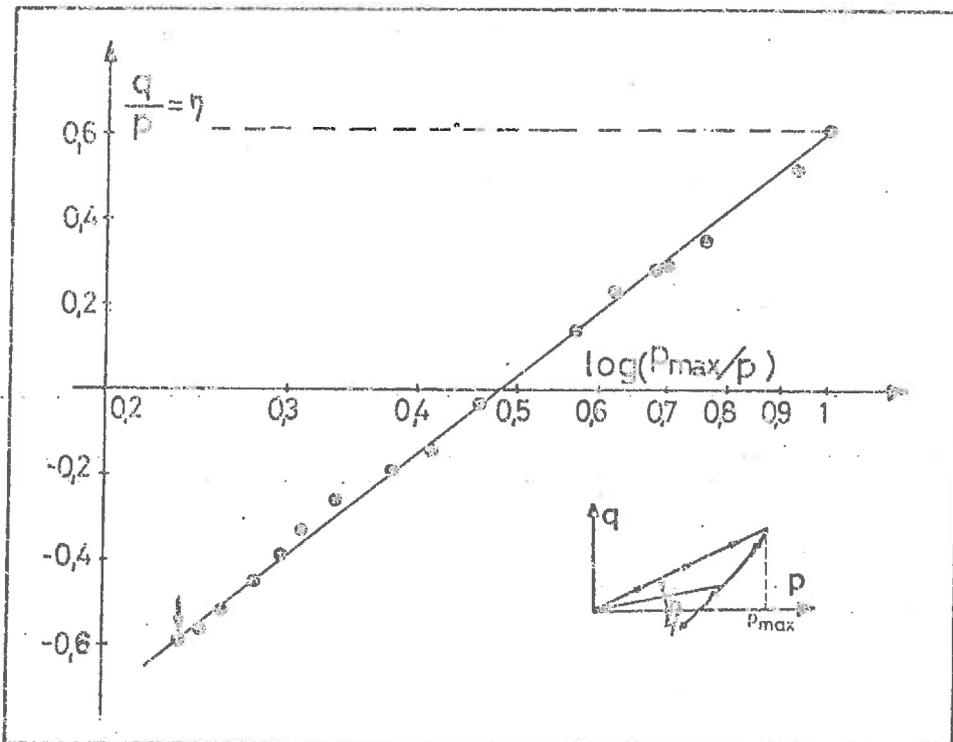


FIG. 37 : Essai oedométrique sur l'argile de St Geoirs. Variation de  $\eta = \frac{q}{p}$  lors de la décharge oedométrique.

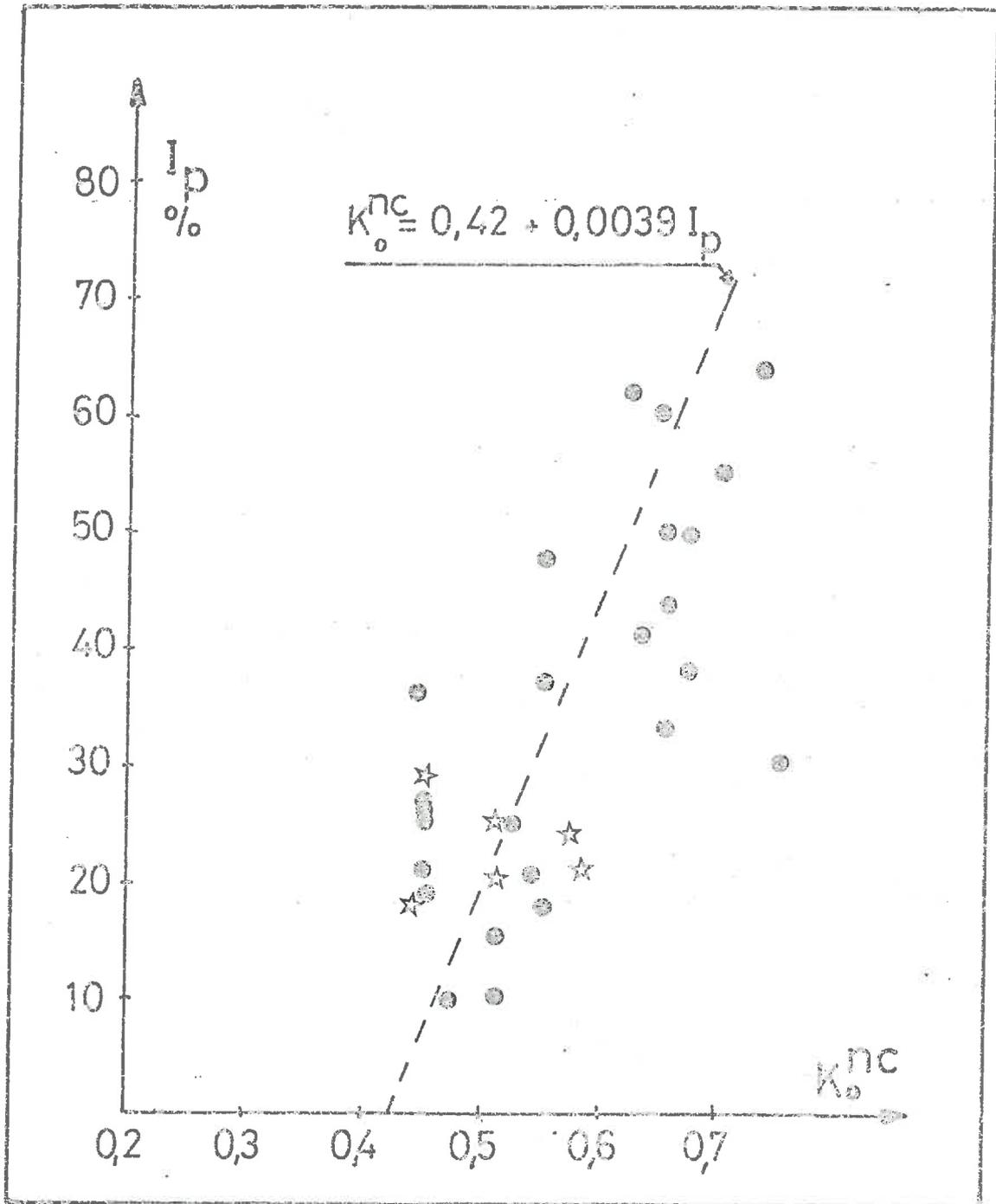


FIG.38 : Synthèse des résultats :  $K_0^{nc}$  fonction de  $I_p$ , indice de plasticité.

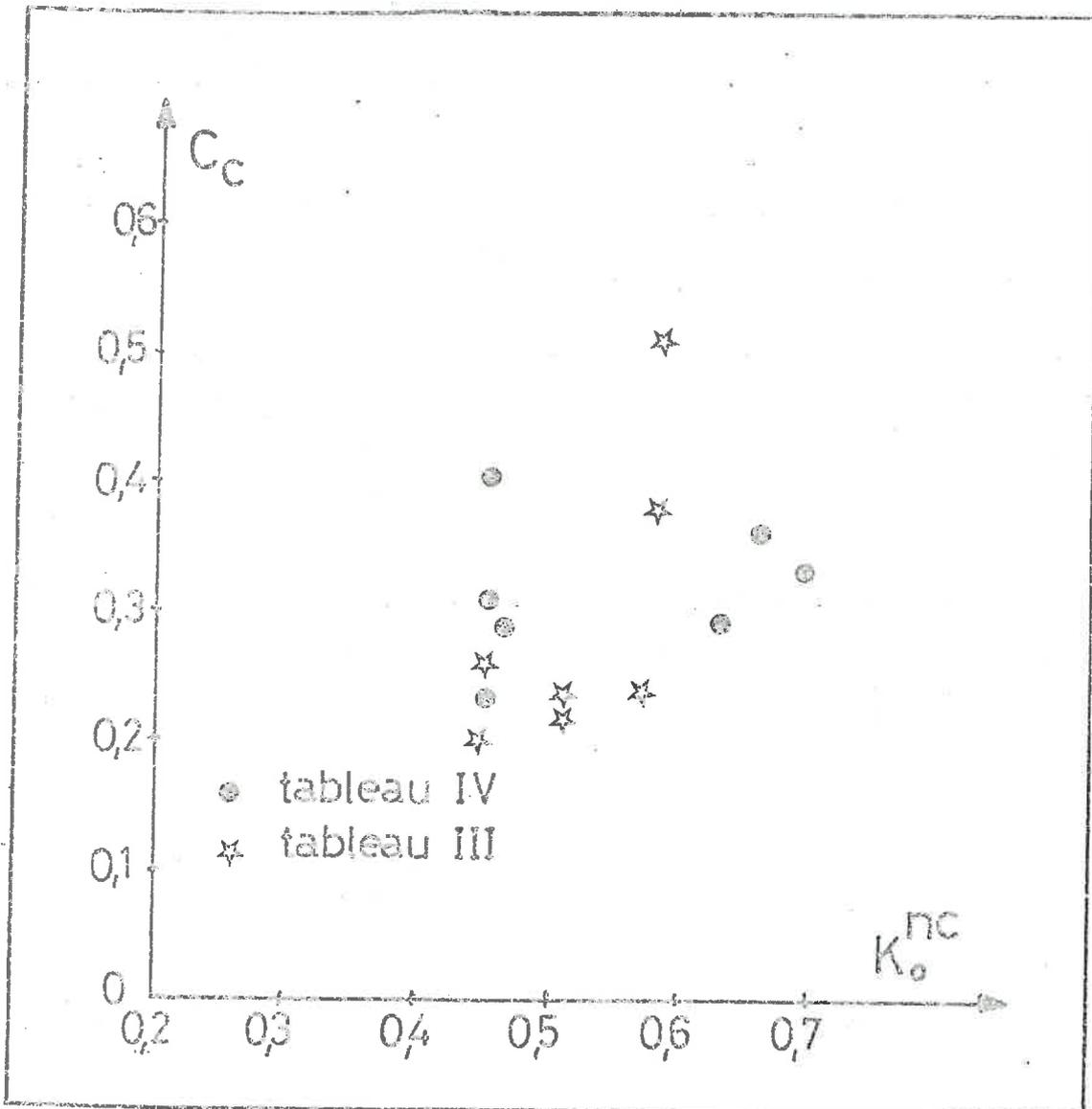


FIG.39 : Synthèse de résultats :  $K_0^{nc}$  fonction de  $C_c$ , indice de compressibilité.

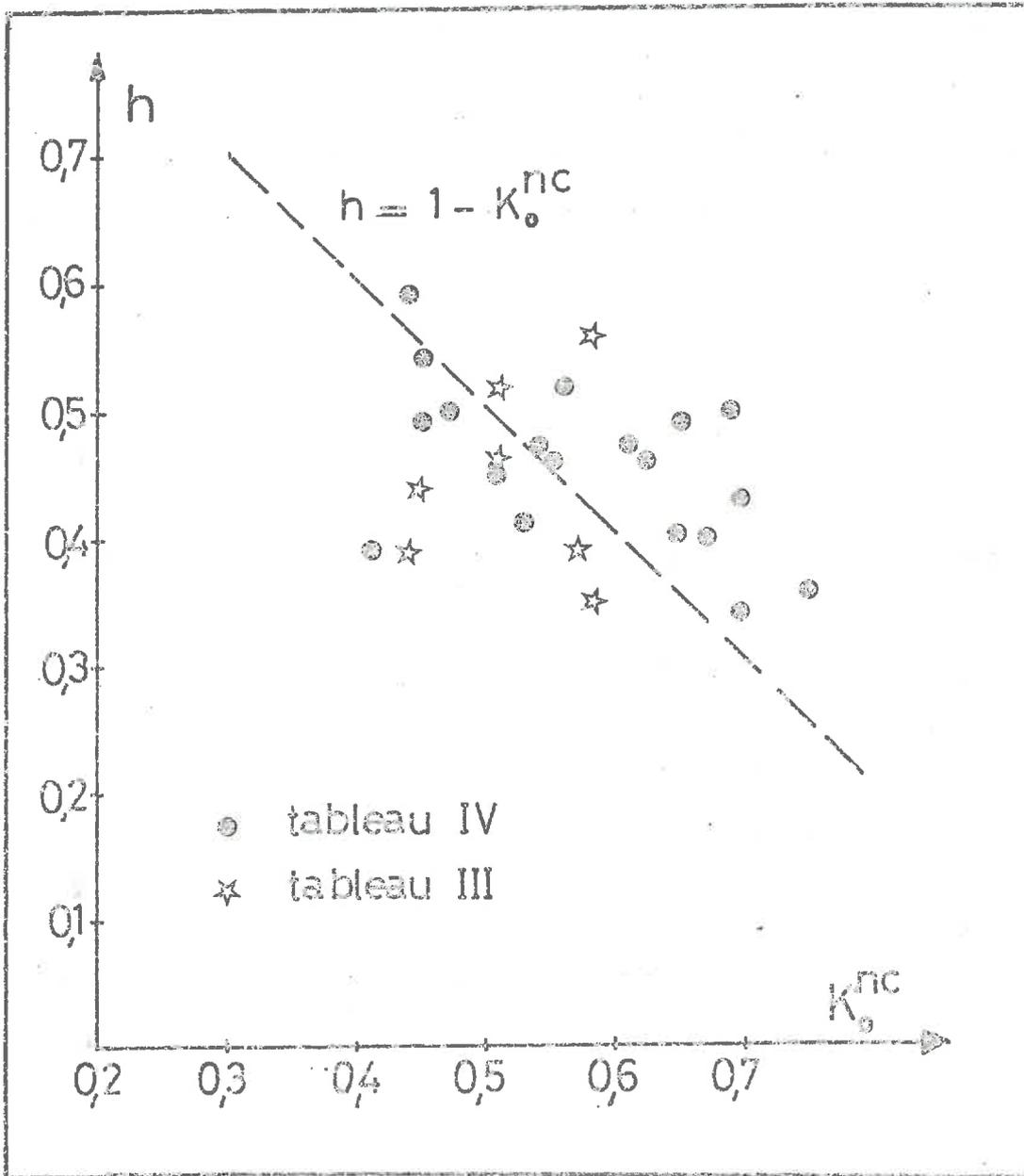
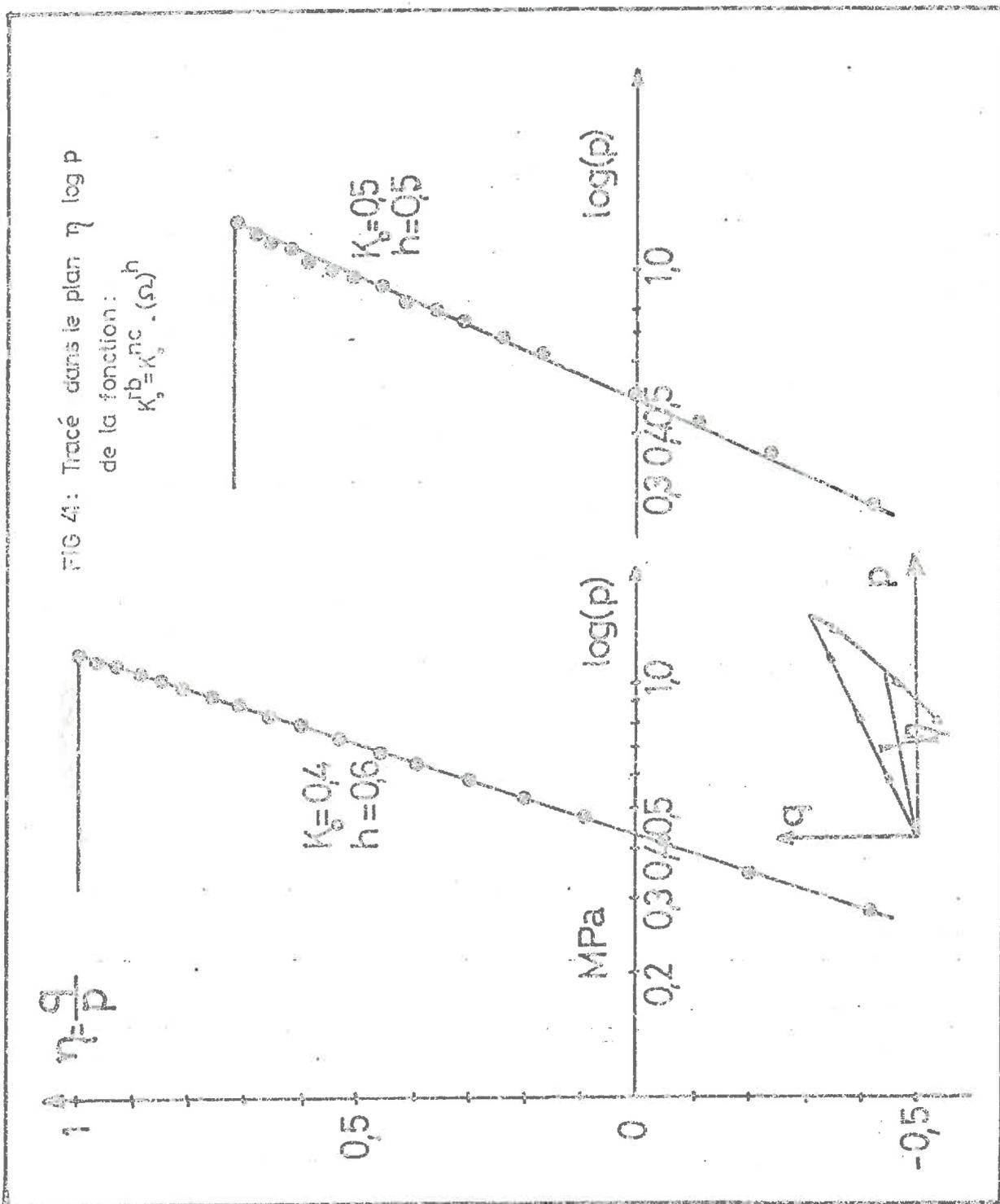
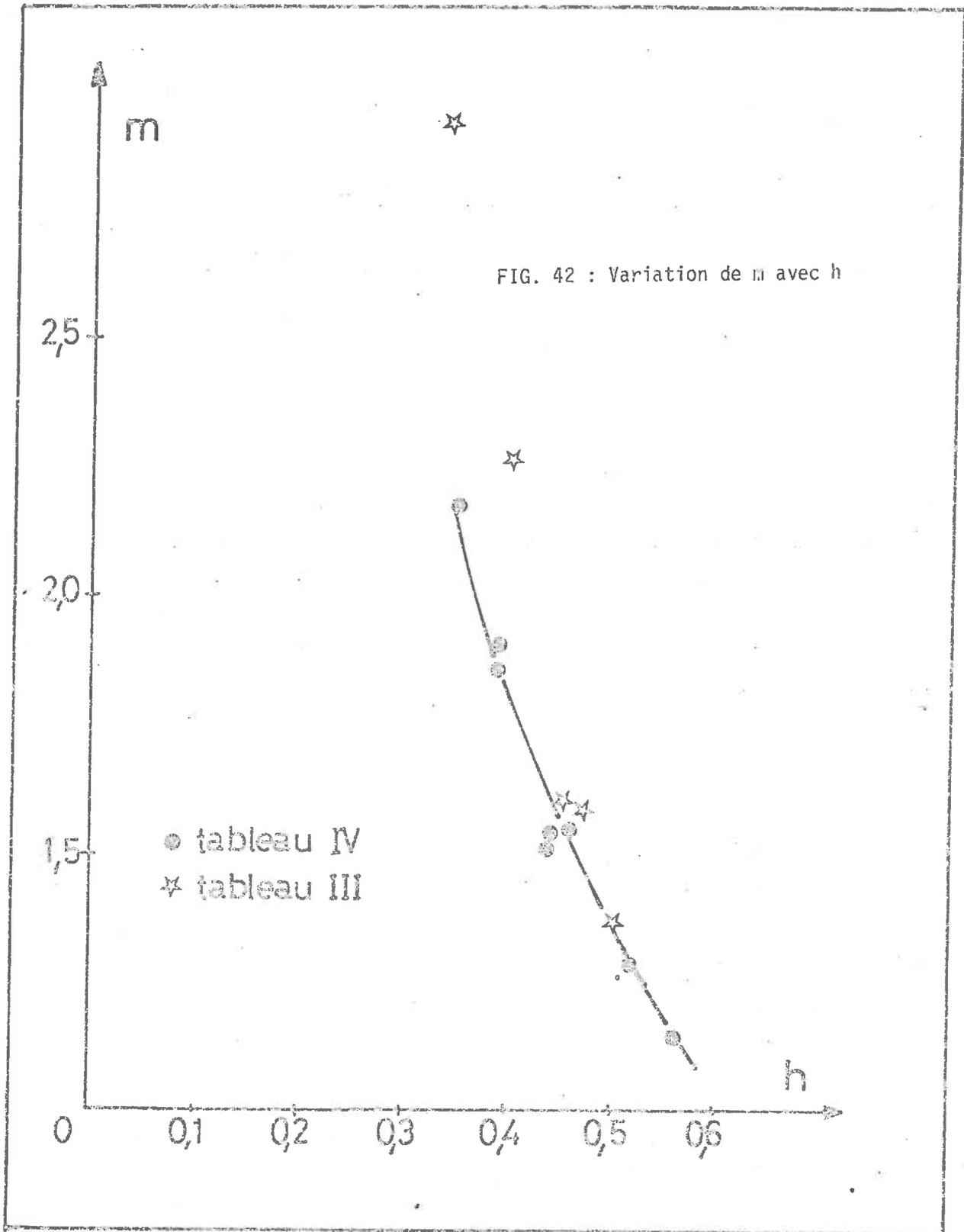


FIG.40 : Synthèse de résultats : h fonction de  $K_o$ .





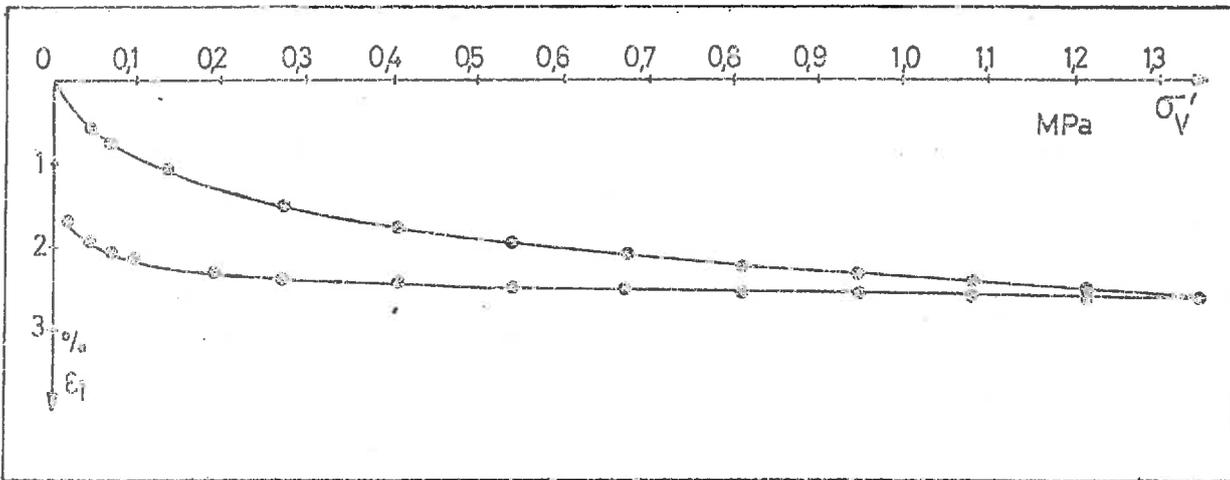


FIG. 43 : Essai oedométrique sur le sable de Fontainebleau. Courbe  $\sigma'_V, \epsilon_1$ .

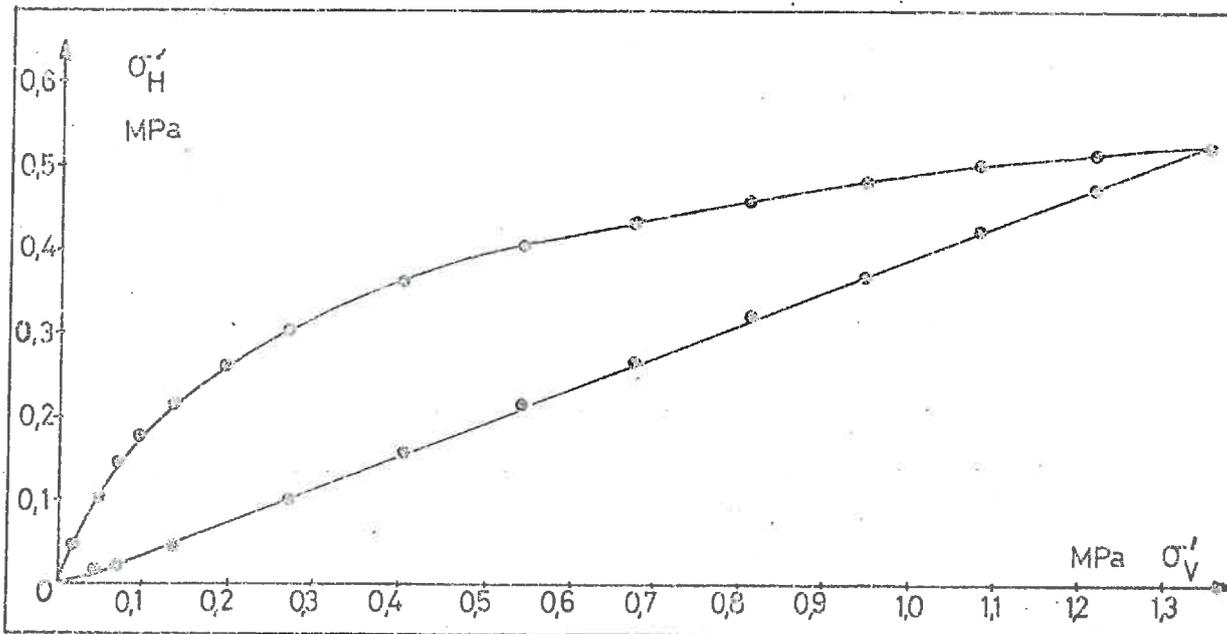


FIG. 44 : Essai oedométrique sur le sable de Fontainebleau. Courbe  $\sigma'_H, \sigma'_V$ .

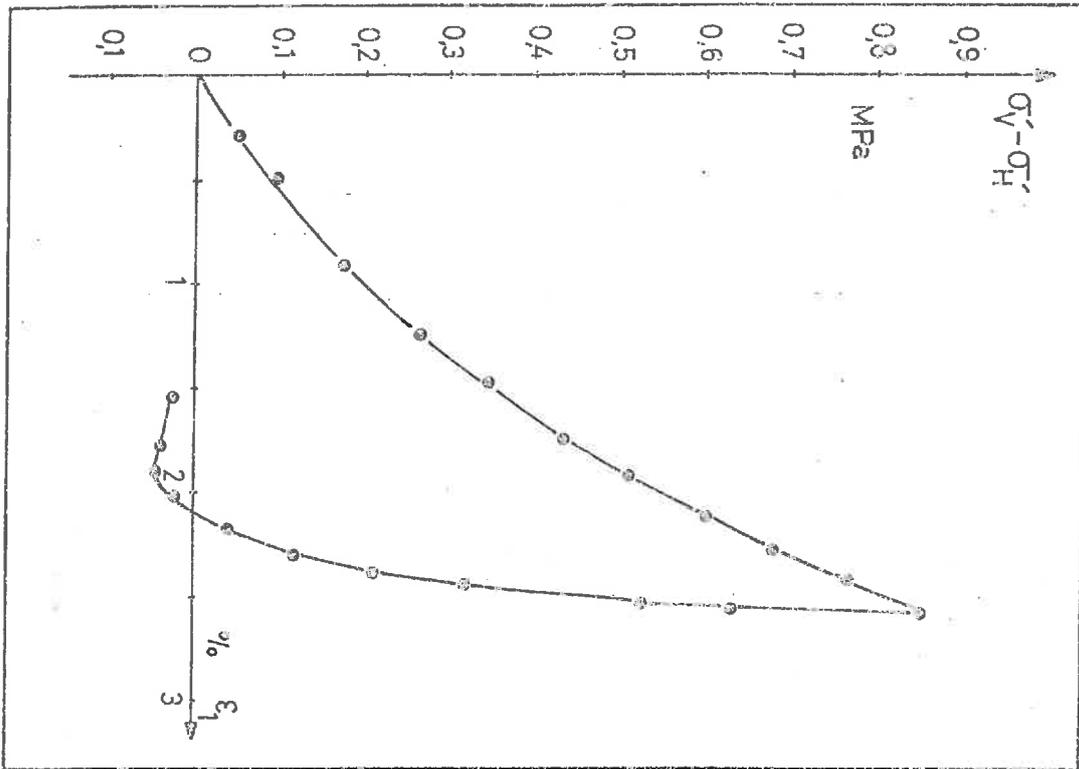


FIG. 45 : Essai oedométrique sur un sable du Havre. Courbe  $\sigma'_V - \sigma'_H : \epsilon_1$

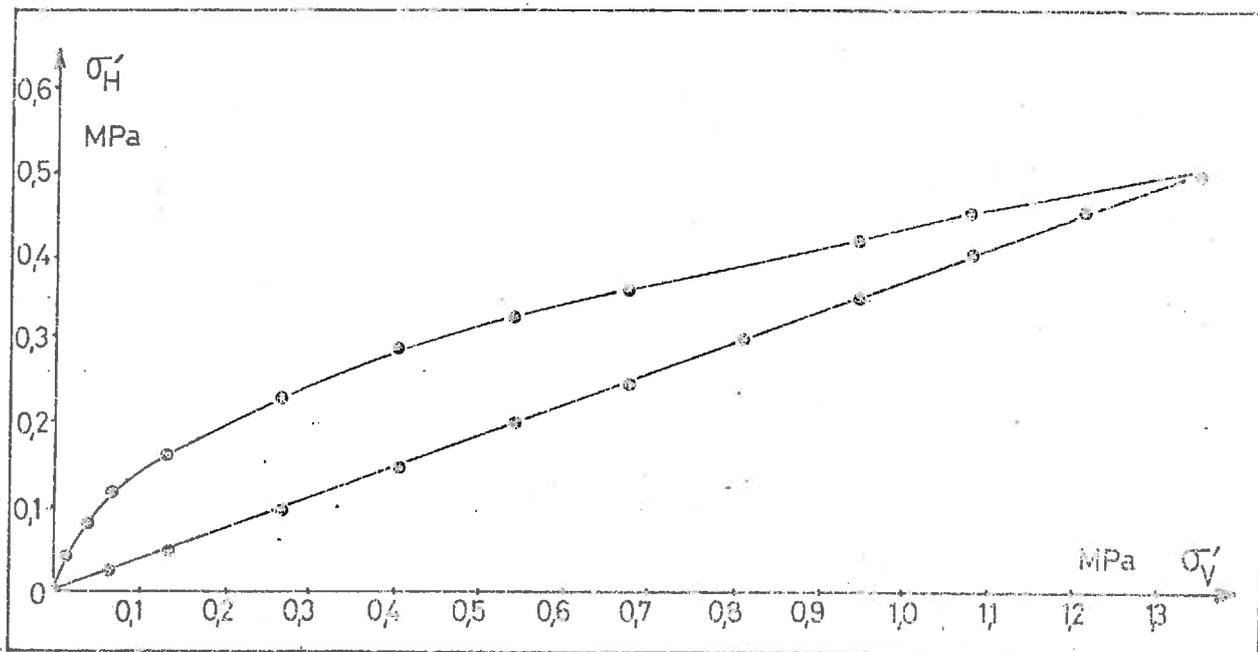


FIG. 46 : Essai oedométrique sur le sable du Havre. Courbe  $\sigma'_H, \sigma'_V$

## BIBLIOGRAPHIE CHAPITRE I

- 1 SANGLERAT "Le pénétromètre et la reconnaissance des sols", Dunod Paris 1965
- 2 CASSAN "Les essais in situ en Mécanique des Sols", Tomes I et II. Eyrolles Paris 1978
- 3 BAGUELIN, JEZEQUEL, SHIELDS : "The pressurimeter and foundation engineering". Trans. Tech. Publications.
- 4 Numerical Methods in Engineering : conf. BLAKSBURG , Desai editor, 1975
- 5 Proceeding of the IX International Congress of Soils Mechanic and Foundations Engineering. TOKYO 1977.
- 6 ROSCOE, SCHOFIELD : "Mechanical Behaviour of an idealised wet-clay". Proc. 2nd Eur. Conf. Soil Mech., Vol.I pp 47-54, Viesbaden 1963.
- 7 DUNCAN, CHIANG : "Non linear analysis of stress and strain in soils" Proc. ASCE. Journal of Soil Mech. and Found. Div. , Vol.96 n°SM 5, Sept 70.
- 8 HABIB : La résistance au cisaillement des sols. Annales ITBTP N°61, pp 1-39. Janvier 1953
- 9 PEARCE : "Un véritable appareil Triaxial" Journées Nationales de Mécanique des Sols. Paris 17-19 Mai 1971.
- 10 LADE, DUNCAN : "Cubical triaxial Test on cohesionless soil" Proc. ASCE. Journal of Soil Mech. and Found Div., Vol.99, n°SM 10, pp 793-811, Oct. 1973.
- 11 YONG, MCKYES "Yield and Failure of a clay under triaxial stresses" Proc. ASCE, Journal of Soil Mech. and Found Div., Vol.97 n°SM 1 pp 159-176. Janvier 1971.
- 12 GREEN "Strength and deformation of sand measured in an independent stress control cell" Proc. Roscoe Mem. Symp. Cambridge University, March 1971.
- 13 GUNDERUS, GOLDSCHIEDER "Rectilinear extension of dry sand : testing apparatus and experimental results" Proc. VIII ICSMFE tome 1, pp 143-149, Moscou 1973.
- 14 DARVE "Une formulation incrémentale des lois rhéologiques, application aux sols", Thèse d'Etat, Grenoble 1978.
- 15 LAED, FOOTT, ISHIMARA, SCHLOSSER, POULOS : "Stress-Deformation and Strength characteristics" State of the Art. IX ICSMFE Tome 2, pp 421-454, TOKYO 1977.
- 16 JAKY "The coefficient of Earth Pressure at Rest" Magyar Mernok es Epitesz Egylet Közloyle 1944.
- 17 ANQUETIL "Déformation des sables sous différents états de contraintes", Thèse D.S. Paris 1976.
- 18 ROUTHWELL "On the yield behavior of cohesionless materials" Soil Mechanics n°7, Duke University, 1963.
- 19 REMDLIC "Ein Grundgesetz der Tenmechanik und sein experimenteller Beweis" Der Bauingenieur Vol.18, p.459-467, 1937.
- 20 PARRY : "Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clay" Geotechnique Vol.10 n°4 pp 166-180, 1960.

- 21 HENKEL : "The correlation between deformation pore water pressure and strength characteristics of saturated clays" Ph. D. Thesis, Londres 1958.
- 22 ROSCOE, BURLAND : "On the generalised Stress-Strain behaviour of wet clay" Conf. Engineering Plasticity, Cambridge, pp 535-609, 1969.
- 23 CORDARY : "Contribution à l'étude du tassement des fondations superficielles", Th. D.S. Grenoble 1973.
- 24 FURAY, PUECH : "Influence de la compressibilité sur la force portante à la rupture des pieux en milieu pulvérulent". Annales ITBTP n°339, pp 1-19, Mai 1976.
- 25 DARVE : "Contribution à la détermination de la loi rhéologique incrémentale des Sols" Thèse D.I. Grenoble 1974.
- 26 Notes opératoires des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Dunod Paris Editeur.
- 27 FLAVIGNY : "Coefficient  $K_0$  et consolidation de matériaux argileux" First Baltic Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering T.1 pp 137-143, GDANSK 1975.
- 28 SCHMIDT : "Lateral stresses in uniaxial strain". Danish Geotechnical Institute n°23, pp 5-12, 1959.
- 29 ALPANI : "The Empirical evaluation of the coefficient  $K_0$  at rest" Soils and Foundations. Vol.7 n°1, pp 31-39, 1967.
- 30 BIAREZ, FLAVIGNY : "Propriétés mécaniques des Sols", Journées du GAMI, Mécanique Matériaux et Electricité (1972).
- 31 GIROUD : "Tassement et stabilité des Fondations superficielles" PUG Grenoble Editeur, 1976.
- 32 AKROYD "Laboratory Testing in Soil Engineering" Soil Mechanics Limited, London 1957
- 33 LAMBE "Soil Testing for Engineers" John Wiley and Sons. New York 1957.
- 34 SCHOFIELD, WROTH "Critical State Soil Mechanics" Mc Graw-Hill London 1968.
- 35 BIAREZ, BOUCEK "Paramètres de calcul de la stabilité d'une digue fondée sur l'argile sensible"
- 36 RUNACHER "La structure des argiles, application à l'étude de leurs propriétés macroscopiques" Thèse D.U., Grenoble 1970.
- 37 SKEMPTON, SOJA "The Behaviour of saturated clays during sampling and testing" Geotechnique XIII n°2, pp 269-290, Mars 1965.
- 38 CRAWFORD "Interpretation of the consolidation test" Proc. ASCE Journal of the Soil Mech. and Found. Div., Vol.90, n°SM 5, pp 87-102, Sept 1964.
- 39 SIMON "Propriétés mécaniques des argiles. Synthèses des lois usuelles et rôle des vitesses de déformation comparé à celui des températures" Thèse D.S., Septembre 1978.
- 40 COX : "Shear Strength characteristics of the recent marine clays in South East Asia" Geotechnical Engineering, Vol.1 n°1, pp 1-28, 1970.
- 41 LEONARDS, GIRAULT : "A Study of the One-Dimensional Consolidation Test". Proc. V ICSMFE, Vol.1, pp 213-218, Paris 1961.

- 42 YONG WARKENTIN : "Soil properties and behaviour" Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam 1975.
- 43 BJERRUM : "Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings" 71th Rankine Lectures, Vol.17, n°2 p.81-118, 1967.
- 44 TAYLOR : "Research on the consolidation of clays" Dept Civil Eng. M.I.T., Serial n°82, 1942.
- 45 ROSCOE, BURLAND : "Local strains and pore pressure in a normally consolidated clay layer during one dimensional consolidation" Geotechnique 19, n°3 pp 335-356, Sept 1969.
- 46 BALASUBRAMANIAM : "Local strains in cylindrical Specimens of Kaolin during consolidation" Geotechnical Engineering Vol.V N°2, pp 89-108, Dec.1974.
- 47 FLEUREAU : Rapport de 3ème Année. Ecole Centrale, Paris 1972.
- 48 SRIDHARAN, VEKATAPPA RAO : "Mechanisms controlling volume change of saturated clays and the role of the effective stress concept" Geotechnique Vol.23 N°3, pp 359-382, Sept 1973.
- 49 SRIDHARAN, VENKATAPPA RAO : "Effective Stress Theory of Shrinkage Phenomena" Canadian Geotechnical Journal Vol.8 N°4, pp 503-513, 1971.
- 50 DOUCEK : "Resistance Maximale, ultime et à long terme de l'argile" Thèse Etat, Grenoble 1969.
- 51 PEIGNAUD : "Consolidation d'un sol sous charge variable. Théorie, vérification en laboratoire" Rapport de recherche n°13. Laboratoire des Ponts et Chaussées, Mars 1971.
- 52 PEIGNAUD : "Compressibilité à l'oedomètre sous charge variable" Remblais sur sols compressibles, N° Spécial du Bull. de Liaison des Ponts et Chaussées, Mai 1973.
- 53 PEIGNAUD : "Consolidation sous charge variable, tassements et pression interstitielle. Etude théorique et expérimentale" Annales ITBTP n°269 pp 117-136, Janv. 1978.
- 54 SCHIFFMAN : "Field applications of soil consolidation, time dependant loading" HSB n°248, 1960.
- 55 "Remblais sur sols compressibles" N° Spécial du Bulletin de Liaison des Lab. des Ponts et Chaussées, Mai 1973.
- 56 BARON : "Consolidation of fine grained soils by drains wells" Proc. ASCE, Journal of Soil Mech., Vol.73, June 1947.
- 57 TAN : "A laboratory study of the consolidation characteristics of clays using the constant head permeability test" Proc. 2nd Southeast Asian Conf. SMFE, pp 11-27 Singapore, 1970.
- 58 BISHOP, HENKEL : "The triaxial test" Edward ARNOLD, London 1962.
- 59 ROWE, BARDEN : "A new consolidation cell" Geotechnique, Vol.16 n°2, pp 162-163, June 1966.
- 60 LOHE, ZACCHEO, FELDMAN : "Consolidation testing with back pressure" Proc. ASCE, Journal of Soil Mech. and Found. Div., Vol.90 n° SM5, 1964.
- 61 ROBINET : Thèse, à paraître.
- 62 KHERA : "A Laboratory Method of preparing isotropic samples of clay" Journal of Testing and evaluation, vol.1 n°6, pp 480-483, Nov.73.
- 53 JOSSELIN de JONG : "Primary and Secondary consolidation of a spherical clay sample. Proc. VI° ICSEFE, Montreal 1965.

- 64 NOBLE, GEMIREL : "Effect of temperature on Strength Behavior of cohesive soil" HRJ Special Report N°103 pp 204-219, 1963.
- 65 PHILIPPONAT : "Mesure de la compressibilité des sols par un essai oedométrique accéléré" Annales ITBTP n°347, pp 117-132, Fév. 1977.
- 66 LOME, JONAS, OBCRIAN: "Controlled gradient consolidation Test" Proc. ASCE, Journal of the Soil Mech. and Found. Div. vol.95, n°SM pp 77-97, Janv. 1969.
- 67 PUTZ : "Contribution à l'étude de la consolidation", Thèse D.S., Grenoble 1967.
- 68 CRANFORD : "The resistance of soil structure to consolidation" Canadian Geotechnical Journal, Vol.II, n°2, pp 90-97, May 1965.
- 69 SMITH, WAHLS : "Consolidation under constant rate of strain" Proc. ASCE, Journal of the Soil Mech. and Found. Div. , Vol.95 n°SM2, pp 519-539, Mars 1969.
- 70 WISSA, HEIBERG : "A new one dimensional consolidation test", MIT Res. Rep. n°69/9 MIT
- 71 WISSA, HEIBERG : "Consolidation at constant rate of strain". Proc. ASCE, Journal of Soil Mech. and Found. Div. Vol.97 n°SM 10 , pp 1393-1413, Oct.1971.
- 72 FLAVIGNY : Cours de Formation Permanente. Mesure des Prop. mécaniques des sols. Grenoble 1974.
- 73 SOM, SIMONS : "The influence of lateral stresses on the stress deformation characteristics of London Clay" Proc. VII ICSMFE, Vol.1, pp 369-378, Mexico 1969.
- 74 SHERIF, STRAZER : "Soil parameters for design of Mt Baker Ridge Tunnel in Seattle". Proc. ASCE, J. of Soil Mech. and Found. Div., vol.99 n°SM 1, pp.111-122, Jan. 1973.
- 75 MASSARCH : "New Method for Measurement of Lateral Earth Pressure in Cohesive Soils" Canadian Geotechnical Journal Vol.12, pp 142-146, 1975.
- 76 BJERRUM, ANDERSEN : "In Situ measurements of lateral pressures in clay" Proc. Europ. Conf. of Soil Mech., Vol.1, pp 11-20, 1972.
- 77 WILKES : "Permeability test in alluvial deposits and the determination of  $K_v$ " Geotechnique, Vol.24, n°1 pp 1-11, Janv. 74
- 78 BAGUELIN, JEZEQUEL : "Le pressiomètre autoforeur" Annales ITBTP n°307-307, pp 134-159, 1973.
- 79 WROTH, HUGHES : "An instrument for the in situ measurement of the properties of soft clays" VIII° ICSMFE, tome 1, pp 487-494, Moscou (1973).
- 80 BAGUELIN, JEZEQUEL : " Le développement des appareils autoforeurs et le pénétromètre latéral". Annales ITBTP n°355, pp 97-106 , nov.1977.
- 81 WINDLE, WROTH : "In situ measurement of the properties of stiff clays" Proc IX ICSMFE, Vol.1 pp 347-352.
- 82 MEIMON : "Loi de comportement des sols mous et application au calcul d'ouvrages en terre" thèse D.I., Université Paris VI, 1975.
- 83 AKAI, ADACHI : "Study of the one dimensional consolidation and the shear strength of fully saturated clay" Proc. VI° ICSMFE, Vol.1, pp 146-150, Montreal 1965.

- 84 CAMPANELLA, VAID : "A simple  $K_0$  triaxial cell" Canadian Geotechnical Journal, Vol.9, pp 249-260, 1972.
- 85 BISHOP : " Test Requirements for measuring the coefficient of Earth Pressure at rest". Proc. Conf. Earth Pressure Problems, pp 2-14, Bruxelles, 1958.
- 86 PAUTE, MACE : "Un dispositif d'asservissement de l'essai triaxial" Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, pp 37-40, Nov. 1969.
- 87 MENZIES, SUTTON, DAVIES : "A new system for automatically simulating  $K_0$  consolidation and  $K_0$  swelling in the conventional triaxial test" Geotechnique Vol.XXVII, N°4, pp 593-597, Dec.77.
- 88 NOUROUX : "Contribution à l'étude des problèmes de retrait et gonflement des sols" Thèse D.S. Grenoble 1969.
- 89 WROTH : "General Theories of Earth Pressures and deformations" Proc. Vth Europ. Conf. Soil Mechanic, Vol.2, pp 33-61, Madrid 1972.
- 90 LEWIN : "Use of servo-mechanisms for volume change measurements and  $K_0$  consolidation" Geotechnique, Vol.21, N°3, pp 259-262, 1971.
- 91 SKEMPTON : "Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay" Proc. Vth ICSMFE, Vol I, pp 351-357, Paris 1961.
- 92 BLICHT : "Horizontal Stresses in Stiff and fissured Lacustrine clay" Proc. IV Afric. Conf. Soil Mech., pp 95-99, Capetown 1967.
- 93 POULOS, DAVIS : "Laboratory Determination of in situ horizontal stress in soil masses". Geotechnique Vol.22, n°2 pp 177-182, June 1972.
- 94 CHANG, MOH, LIU, VIRANUVUT : "A method for determining the in situ  $K_0$  coefficient" Proc. IX ICSMFE Vol.1, pp 61-64.
- 95 ANDRAEMES, EL-SHOBY : "Discussion on the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$ " Vth Europ. Conf. on Soil Mech., Vol.2, pp 95-97, Madrid 1972.
- 95 HENDRON : "The behavior of sand in one dimensional compression", Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois (1963).
- 97 BROOKER, IRELAND : "Earth Pressure at Rest related to stress history" Canadian Geotechnical Journal, Vol.2, n°1, pp 1-15, 1965.
- 93 ORLIAC : "Contribution à l'étude du coefficient de transmission de contrainte de matériaux pulvérulents limités par des enveloppes cylindriques indéformables". Thèse D.S., Grenoble 1966.
- 99 SOH : "Lateral stresses during one dimensional consolidation of an overconsolidated clay" 2nd Southeast Asian Conf. Soil Mech., pp 295-307, Singapore 1970.
- 100 BISHOP, GREEN, SKINNER : "Strength and deformation measurements on Soils". Proc. VIII° ICSMFE, Tome I.1, pp 57-64, Moscou, 1973.
- 101 SINGH, HENKEL, SANGREY : "Shear and  $K_0$  swelling of overconsolidated clay". Proc. VIII th ICSMFE , pp 367-376 Moscou 1973.
- 102 BELLOTI, FORMIGONI, JAMOLKOWSKI : "Remarks on the effect of overconsolidation on the coefficient of earth pressure at rest" First Baltic Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., T.1, pp 61-71, Odansk 1975.
- 103 NADARAJAM : "Determination of  $K_0$  values for kaolin and some field applications" 4th Southeast Asian Conf. on Soil Eng., pp 2-19 - 2-23, Kuala Lumpur, 1975.

- 104 ABDELHAMID, KRIZEK : " At Rest Lateral Earth pressure of a consolidating clay". Proc. ASCE Journal of Geotech. Eng. Div., Vol.102, n°GT 7, pp 721-738, July 1976.
- 105 CAQUOT, KERISEL : "Traité de Mécanique des Sols", Gauthiers Villars, Paris 1966.
- 106 LADD : "Stress-Strain Behaviour of anisotropically consolidated clays during undrained shear" VI ICSMFE , tome 1, pp 282-286, Montreal 1965.
- 107 SIMONS : Discussion. Proc. Conf. Earth Pressures Problems, pp 50-53, tome II, Bruxelles 1958.
- 108 MITACHI, KITAGO : "Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling" Soils and Foundations, Vol.16, n°1, pp 45-58, Mars 1976.
- 109 SAMUELS : "Some properties of the Gault clay from the Ely-Guse Essex Water Tunnel". Geotechnique, 25, n°2, pp 239-254, juin 1975.
- 110 AMERASINGHE, PARRY : "Anisotropy in Heavily overconsolidated Keolin". Proc. ASCE. Journal of Geotech. Eng. DIV. n°GT 12, pp 1277-1293, Dec. 1975.
- 111 ZANGHELLINI : "Expansion de cavités sphériques dans les sols. Application à la résistance de pointe des pieux" Thèse D.S., Paris 1970.
- 112 JOSSEAUME : "Mesures des pressions de Terres sur rideaux de palplanches et parois moulées". Colloque Franco-Polonais, Gdansk, 1970.