

ETUDE DU TASSEMENT IMMEDIAT
D'UNE SEMELLE CARREE
REPOSANT SUR UNE ARGILE SENSIBLE

Présentée comme exigence partielle
pour l'obtention du grade de
Maître ès Sciences Appliquées

par

Yves N. GAUMY
Ingénieur E.T.P.

Département de Génie Civil
Faculté des Sciences et de Génie
Université d'Ottawa
Ottawa, Canada

Octobre 1970

ABSTRACT

IMMEDIATE SETTLEMENT OF A SQUARE FOOTING
RESTING ON A SENSITIVE CLAY

By

Yves N. Gaumy

Submitted to the Department of Civil Engineering
on October 7, 1970, in partial fulfillment for the
Degree of Master of Applied Sciences in Civil Engineering

Reliable predictions of stress and displacement in soil masses under load are essential to the economic design of many civil engineering structures. In the past, settlements have been considered without analysing the importance of the immediate settlement phase.

The objective of the thesis is to compare the actual immediate settlement of a structure with theoretical computations based on laboratory experiments and elastic assumptions.

A full-scale footing load test was conducted to obtain information on the deformation properties of a stiff fissured clay crust underlain by stiff sensitive clay. The full size footing was 10 feet square and influenced both the crust soils and the deeper clays. The footing was loaded to 600 kips with a single prestressing tendon in an axial tube anchored to rock at 70 ft. It was instrumented to observe the vertical deformations at several depths, contact stresses, and lateral movements.

A number of triaxial tests of different types was run on samples taken close to the footing. Using elastic theories, an estimate of the immediate settlement under the same load was made assuming the soil to be undrained, homogeneous, isotropic and of constant volume.

Reasonable agreement was found between observed and predicted immediate settlements.

The results of routine tests and the description of the apparatus used in the field and for the triaxial tests are given in appendices. The appendices also include considerations about immediate settlement and the results of computation of primary consolidation.

Thesis Supervisor : Donald H. Shields
Title : Professor of Civil Engineering

TABLE DES MATIERES

	PAGE
AVANT-PROPOS	VI
REMERCIEMENTS	VII
NOTATIONS	IX
LISTE DES TABLEAUX	XI
LISTE DES FIGURES	XII
INTRODUCTION	XIV
CHAPITRE 1 - CONSIDERATIONS THEORIQUES	1
1.1 Notion de tassement	1
1.2 Les phases du tassement	1
1.3 Limitations de l'étude	2
CHAPITRE 2 - ESSAI DE CHARGEMENT	3
2.1 Géologie et profil du sol	3
2.2 Réalisation de l'essai	4
2.21 Application de la charge	5
2.22 Processus de chargement	5
2.23 Mesure des déformations verticales	5
2.24 Mesure des déformations horizontales	6

2.25	Mesure de la pression de contact	6
2.3	Résultats de l'essai de chargement	7
2.31	Tassements en surface	7
2.32	Tassements en profondeur	7
2.33	Déformations horizontales	8
2.34	Pressions de contact	8
2.4	Discussion des résultats	9
2.41	Tassements	9
2.42	Déformations horizontales	11
2.43	Pressions de contact	12
CHAPITRE 3 - PREDICTION DU TASSEMENT IMMEDIAT		15
3.1	Théorie de l'élasticité	15
3.11	Charge ponctuelle	16
3.12	Charge superficielle	17
3.13	Cas d'un milieu d'épaisseur finie	18
3.2	Utilisation du "chemin des contraintes"	19
3.3	Utilisation d'un "module d'élasticité"	20
3.31	Equations générales	20
3.32	Sommaire des méthodes utilisées	22
3.33	Critères utilisés pour la détermination de E	23

3.4	Discussion	24
3.41	Restrictions à l'emploi de la théorie de l'élasticité	24
3.42	Prise en compte de la rigi- dité de la semelle	25
3.43	Discussion sur l'applicabili- té de la méthode du chemin des contraintes	27
3.44	Discussion sur l'utilisation d'un module E	28
CHAPITRE 4 - ESSAIS TRIAXIAUX EFFECTUES EN LABORATOIRE		30
4.1	Préparation des éprouvettes	30
4.2	Essais "Ko" suivis d'une réduction d'étreinte latérale	31
4.21	Phase Ko	32
4.22	Phase de réduction de l'é- treinte latérale	33
4.3	Essais triaxiaux U.U. cyclés	34
4.4	Essais triaxiaux C.U. cyclés	35
4.5	Limitations apportées aux critères utilisés pour les essais triaxiaux U.U. et C.U. cyclés	36
4.6	Comparaison entre les différents modules	37

CHAPITRE 5 - TASSEMENT IMMEDIAT	41
5.1 Calcul du tassement	41
5.2 Comparaison des tassements prédits et observés	42
5.21 Comparaison des résultats pro- duits par les différentes ana- lyses	42
5.22 Comparaison entre les résul- tats prédits en laboratoire et ceux obtenus sur le terrain	44
5.3 Comparaison avec d'autres travaux	45
CONCLUSION	47
Recommandations pour des études ulté- rieures	48
APPENDICE A - ESSAIS USUELS EFFECTUES EN LABORATOIRE	50
Teneur en eau et limites d'Atterberg	51
Analyse de la teneur en sel	51
Analyses sédimentométriques	52
Détermination du poids spécifique des grains	53
Degré de saturation des échantillons	53
APPENDICE B - APPAREILLAGE UTILISE POUR LES ESSAIS TRIAXIAUX	55

AVANT-PROPOS

Par suite d'un emploi toujours en vigueur en Amérique du Nord et dans certains pays du Commonwealth, le système anglais d'unités a été largement utilisé dans cette étude.

Il ne faudra donc pas s'étonner si l'on a conservé l'écriture originale des abréviations d'unités, telles que psi ou tsf (livres par pouce carré ou tonnes par pied carré), afin de respecter, dans une thèse écrite en français, la nature du système anglo-saxon.

C'est la première étude qui soit soumise en français au Département de Génie Civil. Le lecteur voudra bien en tenir compte et excuser les inévitables imperfections de style ou de vocabulaire qui auraient pu s'y glisser.

Tous les résultats ont été obtenus après traitement sur l'ordinateur IBM - 360/65 du Centre de Calcul de l'Université d'Ottawa.

Certaines des figures ont été dessinées en utilisant le traceur de courbes, type Milgo, du Centre.

REMERCIEMENTS

A l'issue de cette période d'étude au Département de Génie Civil de l'Université d'Ottawa je désire exprimer ma reconnaissance à toutes les personnes et organisations qui m'ont apporté leur soutien.

Le docteur G.E.A. Bauer, avant de partir à l'étranger poursuivre de fructueuses recherches, m'a orienté vers le sujet de cette étude et m'a amicalement aidé à en franchir les premières étapes.

Par la suite le docteur D.H. Shields, professeur au Département de Génie Civil et mon conseiller, m'a constamment soutenu tout au long de mes recherches. J'ai pu faire appel à son aide en tout temps et profiter en toutes occasions de sa grande expérience et de ses conseils. C'est avec humour et diplomatie qu'il a su diriger mon travail dans le sens d'une recherche pratique et enrichissante.

Le docteur J.D. Scott, professeur et directeur du Département de Génie Civil, m'a encouragé dans mes études. Il m'a prodigué, ainsi que l'ont fait tous les professeurs du Département, son aide et ses conseils.

La firme d'ingénieurs-conseils McRostie, Seto, Genest et Associés Ltée d'Ottawa a largement contribué à la réalisation de cette étude. Elle a assuré la réalisation de l'expérience

sur le terrain, m'a prêté hommes et matériel pour le sondage effectué, m'a communiqué ses rapports de chantier et a permis l'utilisation des photos en planche 1.

Monsieur Verma, étudiant gradué en Mécanique des Sols, m'a enseigné la base des techniques de laboratoire.

Le Département des Recherches en Bâtiment, du Conseil National de Recherches du Canada, m'a aimablement permis d'utiliser ses installations. Ses chercheurs et techniciens m'ont fourni des remarques intéressantes.

Le Département de Génie Civil de l'Université d'Ottawa et le Conseil National de Recherches du Canada m'ont financièrement aidé au cours de mes études graduées.

Enfin mademoiselle N. Renaud, secrétaire du Département de Génie Civil, a dactylographié le manuscrit et exécuté les tableaux.

NOTATIONS

B	Côté de la semelle
C_r	Indice de compression
E	Module de déformation linéaire
E_c	Module sécant (essai cyclé C.U.)
E_f	Module "apparent" sur le terrain
E_u	Module sécant (essai cyclé U.U.)
E'_c	Module sécant (essai C.U.)
E'_u	Module sécant (essai U.U.)
G	Densité du sol
H	Hauteur de l'éprouvette
I	Coefficient sans dimension (équation 5)
K_0	Coefficient de pression au repos
P	Charge ponctuelle
S_c	Teneur en sel
$S_r\%$	Degré de saturation
V	Volume d'eau interstitielle évaporée
V_0	Volume de l'éprouvette
e_0	Indice initial des vides
l_0	Hauteur initiale
q	Surcharge uniforme
r	Distance d'un point à la ligne d'action d'une force
w	Teneur en eau
z	Profondeur (ou côte d'un point)

Δl	Variation de hauteur
$\Delta \sigma_z$	Accroissement de la contrainte verticale
$\Delta \sigma_1$	Accroissement de la contrainte axiale (essai triaxial)
$\Delta \sigma_3$	Accroissement de l'étreinte latérale (essai triaxial)
δh	Epaisseur de sous-couche
γ	Masse volumique du sol
γ_w	Masse volumique de l'eau
ϵ	Déformation axiale
ϵ_v	Dilatation volumique
ϵ_x	Déformations selon les trois directions du trièdre de référence
ϵ_y	
ϵ_z	
μ	Coefficient de "Skempton" (équation 8)
ν	Coefficient de Poisson
p_c	Tassement de consolidation
p_i	Tassement immédiat
p_u	Tassement final
σ_c	Etreinte latérale
σ'_{ov}	Pression effective du terrain de couverture
σ_x	Contraintes selon les trois directions du trièdre de référence
σ_y	
σ_z	
σ'_1	Contrainte effective verticale
σ'_3	Contrainte effective latérale
ϕ	Diamètre de l'éprouvette

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAUX		PAGE
1	Tassements observés sur le terrain	83
2,3,4	Déformations horizontales	84
5	Diverses méthodes de détermination d'un module de rechargement	87
6	Essais "Ko" + réduction d'étreinte laté- rale	88
7	Essais triaxiaux avec étreinte latérale cyclés non drainés (U.U.)	89
8	Essais triaxiaux consolidés cyclés non drainés (C.U.)	90
9 et 10	Tassements immédiats superficiels	91
11 et 12	Caractéristiques des échantillons utilisés pour les essais	93

LISTE DES FIGURES

FIGURE		PAGE
1	Région d'Ottawa-Hull	95
2	Profil souterrain et résumé des essais	96
3	Schéma de l'installation	97
4	Coupe sur la semelle	98
5 - 1 et 2	Affaissements au centre sous charges	99
6 - 1 et 2	Affaissements au milieu du côté sous charges	101
6 - 3	Affaissements supplémentaires au deuxième cycle	103
7	Affaissements au coin sous charges	104
8	Tassements en fonction du temps : point E	105
9 - 1 et 2	Répartition des contraintes sous la semelle	106
10 - 1 et 2	Courbes granulométriques de l'argile Léda	108
11	Abaque de Cassagrande	110
12 - 1 et 2	Essais triaxiaux "Ko" + réduction latérale non drainée	111
12 - 3	Variation de Ko avec la profondeur	113
13 - 1 à 5	Essais triaxiaux confinés cyclés non drainés	114

14 - 1 à 3	Essais triaxiaux consolidés cyclés non drainés	119
15	Influence du nombre de cycles sur le module	122
16	Variations de E/σ_c et Ef/σ'_{ov} avec la profondeur	123
17	Tassements sous semelle flexible	124
18	Tassements sous semelle rigide	125
19 - 1 à 4	Essais de consolidation	126
19 - 5	Méthode de Taylor	130
20	Capteur de pression à corde vibrante	131
21	Etalonnage et utilisation d'un cap- teur de pression	132
22	Clinomètre à jauges S.G.I.	133

INTRODUCTION

L'étude des tassements de l'argile sensible qui recouvre les vallées du St Laurent et de l'Outaouais est d'une grande importance à cause des particularités de ce type d'argile et par suite de l'urbanisation grandissante de ces régions.

Dans le cadre de l'extension en partie ouest de la ville d'Ottawa du Collège Algonquin d'Arts Appliqués et de Technologie, lors d'études effectuées pour la construction de nouveaux bâtiments, la firme d'ingénieurs-conseils McRostie, Seto, Genest et Associés Ltée d'Ottawa fut amenée à exécuter sur le site même l'essai de chargement en vraie grandeur d'une semelle carrée.

L'occasion fut donnée à l'Université d'Ottawa de participer à cet essai de chargement et d'étendre en outre le programme d'instrumentation aux mesures des déformations verticales et horizontales du sous-sol, à différentes profondeurs sous la semelle, ainsi qu'à celles des pressions de contact.

L'objet de la présente étude est de comparer les tassements immédiats observés avec ceux prédits en utilisant les théories actuelles. A cet effet un programme approfondi d'essais en laboratoire fut réalisé sur des échantillons de cette argile.

CHAPITRE 1

CONSIDERATIONS THEORIQUES

1-1 Notion de tassement

Le terme tassement utilisé dans cette étude désigne, comme d'ailleurs en pratique générale, le déplacement vertical du terrain de fondation et de la structure qu'il supporte par suite de la compression et des déformations des couches sous-jacentes sous l'influence de la sollicitation verticale de cette structure.

1-2 Les phases du tassement

Le tassement final d'une structure fondée sur l'argile est traditionnellement considéré (Skempton et Bjerrum, 1957) comme résultant de trois phases :

- un tassement immédiat p_i dû au cisaillement du sol à volume constant dans le cas d'argiles saturées, et, associé à un changement de volume pour des argiles partiellement saturées par suite de la compression des gaz.

Aucun phénomène d'adsorption ou d'expulsion d'eau ou de gaz n'intervient dans le sol mais seulement une mise sous contrainte et une réorientation des particules du sol.

- un tassement primaire, par consolidation, provenant du changement des contraintes effectives causé par une dissipation graduelle de la surpression de l'eau interstitielle ou des gaz.
- un tassement secondaire, par consolidation aussi, provenant d'un fluage se produisant sous une surpression réduite à zéro de l'eau interstitielle ou des gaz.

1-3 Limitations de l'étude

Le tassement immédiat est principalement considéré ici puisque le taux de chargement sur le terrain était tel qu'il n'y avait que peu sinon aucune dissipation de la surpression d'eau interstitielle. Peu d'attention est réservée dans cette étude au tassement primaire et aucune au tassement secondaire, (cf. Appendice D).

On s'est d'autre part seulement attaché aux conditions de chargement maximum sans pour limiter en cela la valeur des résultats obtenus sous une charge moindre.

La méthode d'approche de cette étude est donc essentiellement fondée sur l'analyse élastique d'un milieu non drainé, homogène, isotrope et de volume constant.

CHAPITRE 2

ESSAI DE CHARGEMENT SUR LE TERRAIN

En décembre 1968 un essai de chargement en vraie grandeur a été effectué sur une semelle carrée de 10 pieds de côté reposant sur un sol argileux.

2-1 Géologie et profil du sol

Le champ d'expérience est situé sur le campus ouest du Collège Algonquin le long de l'Avenue Woodroffe à Ottawa.

Le sol rencontré, appelé argile Léda, est un dépôt de la mer Champlain qui recouvre les vallées des fleuves Outaouais et St-Laurent. Dans la région d'Ottawa-Hull (figure 1), il a été suggéré (Gadd, 1962) que la plus grande partie de cette argile marine, formée à plusieurs centaines de milles de tout océan, fut érodée et redéposée plus tard par suite d'un afflux soudain d'eau douce provenant vraisemblablement de la région des grands lacs.

Une analyse des propriétés de cette argile a été faite, entre autres, par Crawford (1968).

Quoiqu'une exploration souterraine aie été faite en différents endroits sur le site par la firme d'ingénieurs-conseils avant l'essai de chargement, un sondage continu dans

le but d'effectuer des essais en laboratoire fut entrepris en septembre 1969 au moyen d'un échantillonneur à piston du type Shelby utilisant des tubes à parois minces de 3 pouces de diamètre.

Plus tard, à la fin de novembre 1969, d'autres échantillons s'avérant nécessaires, une excavation fut creusée jusqu'à 6 pieds en dessous de la semelle. A chaque niveau désiré les échantillons étaient obtenus en enfonçant soigneusement un morceau de tube préalablement affûté à une extrémité, de 6 pouces de long et 3 pouces de diamètre, verticalement dans le sol.

La description des couches ainsi que les propriétés mécaniques du sol sont décrites en figure 2. Le niveau d'eau qui accuse quelques légères variations saisonnières était situé au moment de l'essai de chargement à 6 pieds 3 pouces au-dessous du niveau du terrain.

2-2 Réalisation de l'essai

Les dispositifs de mesure pour l'essai de chargement en vraie grandeur de cette semelle de 10 pieds de côté sont présentés en figures 3, 20 et 22 et sur les photographies de la planche 1 et sont décrits en Appendice E.

2.21 Application de la charge

Un trait particulier de la réalisation de cet essai fut l'emploi d'un câble de précontrainte ancré dans le rocher, entouré d'une gaine et passant à travers le centre de la semelle et de son piédestal (photographie no.1 sur la planche no.1 et figure no.4). La charge était appliquée sur ce câble par l'intermédiaire d'un vérin Freyssinet prenant appui sur le piédestal.

2.22 Processus de chargement

Comme indiqués en figures 5 à 8, deux cycles de chargement et de déchargement furent effectués comme suit :

- chargement de 0 à 600 kips en 6 étapes de 100 kips chacune, appliqués instantanément et laissés pendant 10 à 15 minutes
- à 600 kips, fin de la partie de chargement, la charge appliquée était laissée durant 80 à 90 minutes
- déchargement de 600 kips à 0 en 3 étapes de 200 kips chacune, enlevés instantanément et laissés pendant 10 minutes
- de retour à une charge nulle, la semelle était laissée déchargée pendant 106 minutes

2.23 Mesure des déformations verticales

Chacune des déformations à différents niveaux et à des emplacements divers sous la semelle (figure 3) fut

observée au moyen d'un montage constitué par un assemblage de tiges, terminé par un ancrage spirale, se déplaçant verticalement dans une gaine pour éviter tout frottement latéral. Au sommet de l'assemblage, un comparateur relié à une poutre en treillis de tubes d'acier (photographie no.2 sur la planche no.1) donnait les déformations.

Les lectures des comparateurs étaient prises de manière continue pendant chaque étape de chargement ou de déchargement.

2.24 Mesure des déformations horizontales

Ces déformations furent enregistrées (figure 3) près du centre de la semelle (trou A) et au bord (trou B) à différents niveaux dans le sol au moyen d'un clinomètre à jauges de déformations type S.G.I. (Kallstenius et Bergau, 1961) dont la description et le principe sont décrits succinctement en Appendice E. Les lectures prises à la fin de chaque étape de chargement ou de déchargement sont utilisées pour les résultats donnés en tableaux 2, 3 et 4.

2.25 Mesure de la pression de contact

La distribution de la pression de contact entre la semelle et le sol fut mesurée au moyen de 5 capteurs de pression à corde vibrante (figure 3 et photographie no.3

sur la planche 1) dont la description et le principe rapportés par Bauer (1969) sont décrits sommairement en Appendice E.

Sur le terrain la température fut observée au contact sol-capteur par l'intermédiaire de thermocouples. Les capteurs furent étalonnés en laboratoire et l'influence de la température considérée comme négligeable.

2-3 Résultats de l'essai de chargement

2.31 Tassements en surface

Ces tassements furent observés aux 4 coins, sur le bord et au centre de la semelle (figure 3). Les résultats enregistrés (figures 5 à 7 et tableau no.1) sont quelque peu différents selon l'emplacement : 1 pouce de tassement au centre pour 0.8 pouce au bord et 0.9 pouce au coin de la semelle.

2.32 Tassements en profondeur

Les résultats sont donnés au tableau no. 1. A 10 pieds et plus particulièrement à 15 pieds sous la semelle, les valeurs des tassements sont faibles, soit 0.07 pouce au maximum à 15 pieds de profondeur sous le centre et sous charge maximum.

La comparaison des figures 5.1 et 6.1 d'une part et 6.3 d'autre part permet d'apprécier l'influence d'un nouveau chargement sur l'accroissement du tassement au cours du second cycle.

La valeur maximum du tassement enregistrée au centre de la semelle est de 1", le résultat relevé au second cycle étant supérieur de 1/10" à celui mesuré lors du premier cycle.

2.33 Déformations horizontales

Les valeurs des déplacements latéraux à différents niveaux sous les points A et B sont données aux tableaux 2, 3 et 4. Aucune déformation sensible n'a été enregistrée que ce soit radialement ou tangentielllement.

La valeur maximum relevée reste inférieure à 1/20"- Ces déformations restent néanmoins plus accusées au bord de la semelle qu'en son centre.

2.34 Pressions de contact

Les résultats enregistrés au cours des deux cycles ont été reportés en figures 9.1 et 9.2- Relevées dans le quart S-0 de la semelle (fig. 3), les mesures ont été généralisées à l'ensemble de la surface de la fondation selon la diagonale et la droite joignant le milieu des côtés.

Quelque soit la pression appliquée par le vérin au cours des deux cycles de chargement et de déchargement, la pression de contact reste sensiblement uniforme sur une aire carrée centrale de 16 ft.² environ et de valeur inférieure à la pression appliquée. Dans leur ensemble ces courbes ont la forme d'une selle de cheval, tournée vers le bas pour la distribution selon la diagonale et vers le haut pour celle suivant la droite joignant les milieux des deux côtés opposés.

Pour chaque valeur de pression appliquée le volume de répartition de la pression de contact peut être considéré comme limité par une surface gauche réglée ayant pour directrices respectives, suivant les 2 diagonales et les 2 droites joignant le milieu des côtés opposés, les courbes de la figure 9.1 et de la figure 9.2 -

2-4 Discussion des résultats

2.41 Tassements

Malgré une forte armature et des dimensions relativement petites (figure 4), la semelle ne s'est pas comportée rigidement et a tassé d'une manière non uniforme. D'un autre côté, une flexibilité parfaite était loin d'être réalisée car par application de la théorie de l'élasticité le tassement du coin aurait dû être moitié moindre que celui au centre de la semelle, ce qui ne fut pas observé.

Considérant la faible valeur des tassements à 10 pieds et 15 pieds, il semblerait que la profondeur d'influence soit égale à 1.5 fois la largeur de la semelle.

Pour les tassements en surface et en profondeur et pour les deux cycles de chargement et de déchargement on peut voir (figure 8) que sous de légères charges, jusqu'à 200 kips, les courbes de tassements par rapport au temps sont des droites presque horizontales ce qui est significatif d'un comportement élastique du sol.

La figure 8 donne seulement les résultats enregistrés au contact semelle-sol, au centre de cette semelle, parce qu'ils ont été reconnus comme donnant le cas le plus "défavorable" en ce sens que les tassements y sont maxima et l'état pseudo-élastique du sol sous forte charge le plus marqué.

En effet, au-dessus de 200 kips, les courbes sont encore des lignes presque droites mais inclinées ce qui correspond à un état pseudo-élastique. Ceci est encore plus marqué pour les courbes correspondant à une charge de 600 kips.

De plus si au lieu de lignes presque droites, des lignes à courbure prononcée avaient été obtenues, ceci aurait correspondu à un état quasi plastique du sol.

Le tassement différentiel mesuré entre l'extrémité finale et le début de deux lignes consécutives représente le tassement immédiat réel sous l'accroissement de charge correspondant.

L'augmentation de ce tassement pendant la période d'application de cette charge est due à un phénomène de fluage dans le sol (Ménard et Rousseau, 1962). Cette augmentation comparée au tassement réel n'est pas importante. A toutes fins pratiques le tassement immédiat peut être représenté par un tracé des lectures finales sous chaque accroissement de charge.

Considérant les dimensions de la semelle et l'imperméabilité de l'argile, le temps nécessaire pour qu'une consolidation primaire se manifestât aurait été plus long que le temps écoulé entre chaque accroissement, donc aucun problème à traiter par suite d'un phénomène de consolidation primaire.

D'une manière semblable le comportement élastique ou pseudo-élastique du sol peut aussi être vérifié avec

l'aspect des courbes donnant le tassement par rapport à la charge appliquée (figures 5, 6 et 7).

2.42 Déformations horizontales

Il y a un certain nombre de facteurs qui pourrait avoir eu une influence sur le fait qu'il n'y a pas eu de déformations latérales :

- le tubage en plastique et à parois épaisses aurait été trop raide pour pouvoir avoir eu une flexion suffisante.
- l'espace annulaire entre le tubage et la semelle était rempli de sable. Ceci, aussi bien qu'un ancrage du tubage dans la semelle, pourrait avoir créé un frottement latéral suffisant pour que le tubage s'enfonçât avec la semelle.
- le forage du trou et l'insertion du tubage pourraient avoir causé un remaniement et par conséquent une perte de résistance de cette argile sensible et donc avoir permis un écoulement plastique du sol autour du tubage.

2.43 Pressions de contact

Par suite de la complexité de la surface représentative de la distribution de la pression de contact, une vérification de l'égalité entre la charge appliquée sur la semelle et celle enregistrée par les capteurs est hors de propos.

En théorie il a été démontré que la distribution de la pression de contact sous une semelle circulaire reposant sur un milieu élastique et soumise à une charge q uniformément répartie est :

- dans le cas d'une rigidité parfaite, de forme parabolique avec une valeur minimum égale à $q/2$ au centre et infinie sur les bords (Boussinesq, 1885)
- dans le cas d'une flexibilité parfaite, uniforme de valeur égale à q .

Cette distribution a été démontrée être fonction du taux de rigidité de la semelle, qu'elle soit circulaire (Borowicka, 1936) ou filante (Borowicka, 1938).

Une vérification expérimentale de la théorie a été faite par Faber (1933) avec des expériences exécutées en vraie grandeur sur une semelle circulaire reposant sur une argile londonienne raide.

Pour les expériences faites sur semelles rectangulaires ou carrées une seule décrite, et ce par

Schultze (1961) sur un rapport de Sutherland (1957), montre que la pression de contact sur les bords est double de celle au centre.

La distribution de la pression de contact prend alors une forme à laquelle on pouvait s'attendre d'après la théorie pour une semelle rigide reposant sur sol argileux.

Pour notre étude, si la forme des courbes de distribution est en accord avec la théorie le long de la diagonale (figure 9-1), ce n'est pas le cas en travers de la semelle (figure 9-2). Cette contradiction avec la théorie repose seulement sur les résultats transmis par le capteur no.1. Il serait donc hasardeux de nier la validité de la théorie sur la base des lectures d'un seul capteur.

Néanmoins, et ce n'est qu'une approximation, on a considéré que la distribution de la pression de contact est de forme en couronne carrée. En effet la distribution présente en partie centrale une surface plate dont la valeur est voisine de 4.5 ksf (sous une charge appliquée de 600 kips), et, s'étendant sur une aire carrée de 4 pieds de côté.

Sur cette surface centrale agit une charge de :

$$16 \text{ ft.}^2 \times 4.5 \text{ ksf.} = 12 \text{ kips}$$

La surface restante, soit $100 - 16 = 84 \text{ ft}^2$ reçoit la charge

complémentaire $600 - 72 = 528$ kips qui, si elle est uniformément répartie, est égale à $528/84 = 6.3$ ksf. Cette pression peut être comparée avec le niveau moyen de contrainte existant sous la semelle en dehors de la partie centrale.

Comme approximation, cette surface en dehors de la partie centrale enveloppe un volume de pression constitué de 8 formes pyramidales dont le sommet de chacune a pour valeur 10 ksf environ et leur base 4 ksf environ.

La valeur moyenne du niveau de la contrainte correspond au centre de gravité de cette forme pyramidale, soit

$$4 + \frac{10 - 4}{3} = 6 \text{ ksf}$$

valeur très proche de celle trouvée précédemment. De là, on peut considérer comme valide l'approximation prise d'une distribution de la pression de contact en forme de couronne carrée.

CHAPITRE 3

PREDICTION DU TASSEMENT IMMEDIAT3-1 Théorie de l'élasticité

La théorie de l'élasticité a pour base le comportement élastique d'un milieu qui obéit à la loi de Hooke fondée sur la proportionnalité entre contraintes et déformations. Dans le cas d'un milieu isotrope, un volume élémentaire de ce milieu soumis à une contrainte normale σ_z dans la direction OZ, subit dans les 3 directions OX, OY et OZ du trièdre des déformations

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \text{ et } \varepsilon_x = \varepsilon_y = -\nu \frac{\sigma_z}{E} \quad (1)$$

E est le module d'élasticité ou d'Young

ν est le coefficient de Poisson

Si ce volume élémentaire est soumis à des contraintes normales σ_x , σ_y et σ_z , alors, par superposition des équations (1) nous obtenons la loi générale de Hooke qui dans la direction OZ s'écrit :

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y) \right] \quad (2)$$

De plus pour ce volume élémentaire la loi d'équilibre entre les contraintes internes et externes doit être réalisée. Dans la théorie de l'élasticité le problème est de déterminer la distribution des contraintes et les déplacements dans un milieu.

3.11 Charge ponctuelle

Boussinesq (1885) résolut ce problème dans le cas du corps élastique, homogène, isotrope, semi-indéfini et soumis en un point de sa surface à une force verticale P.

L'accroissement de la contrainte verticale σ_z agissant sur un élément plan horizontal à la profondeur Z et à la distance r par rapport à la ligne d'action de la force est :

$$\Delta \sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (3)$$

Westergaard (1938) a émis des hypothèses plus représentatives de la nature élastique d'un milieu stratifié. Il considère un massif semi-indéfini, homogène, élastique et renforcé par de minces couches horizontales rigides ne permettant aucune déformation latérale.

La formule donnant l'accroissement, en un point du massif, de la contrainte verticale produite par une charge ponctuelle P, appliquée sur la surface, est :

$$\Delta \sigma_z = \frac{P}{z^2} \frac{K}{2\pi} \left[\frac{1}{K^2 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (4)$$

Si la contrainte verticale donnée par l'équation (3) est indépendante de E et ν , celle donnée par l'équation (4) et les contraintes latérales, pour les analyses de Boussinesq et Westergaard, sont largement fonction du coefficient ν de Poisson.

Le facteur K de l'équation (4) a pour valeur :

$$K = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}} \quad (4')$$

3.12 Charge superficielle

Les équations de Boussinesq et Westergaard concernent toutes deux des contraintes engendrées par une charge ponctuelle. Les charges sur les semelles ou autres fondations s'appliquent toujours sur une surface finie.

On peut généraliser les équations (3) et (4) aux cas d'une charge uniformément répartie sur une surface de dimensions finies.

A partir des équations de Boussinesq, Ohde (1938) et Florin (1959), parmi beaucoup d'autres, donnèrent la solution dans le cas de surfaces flexibles rectangulaires ou carrées.

Newmark (1942), Fadum (1948) et Taylor (1948) produisirent des abaques pour déterminer les contraintes engendrées dans un élément de sol selon les hypothèses de Boussinesq, et, les deux derniers aussi selon celles de Westergaard.

La théorie de l'élasticité considérée ci-dessus traite des contraintes et déplacements produits par une charge uniforme appliquée à une partie seulement de la surface d'un milieu élastique semi-indéfini. Cependant les semelles isolées imposent des conditions plus proches d'un déplacement uniforme que d'un chargement uniforme. Pour des prédictions aussi exactes que possible du tassement, il est souhaitable de tenir compte de cette rigidité dans l'emploi de la théorie de déplacements élastiques. Des solutions analytiques sont disponibles dans le cas du tassement uniforme d'un disque rigide ou d'une semelle filante rigide fondés sur un milieu semi-indéfini (Boussinesq, 1885 - Borowicka, 1936 et 1938 - Timoshenko, 1934).

3.13 Cas d'un milieu d'épaisseur finie

Les théories précédentes sont appliquées au cas d'un milieu élastique semi-indéfini. Le problème de la distribution des contraintes et les déplacements dans une couche élastique d'épaisseur finie a été résolu par Streinbrenner (1934), Cummings (1941) et plus récemment par Sovinc (1961) pour le cas d'une charge superficielle rectangulaire et d'une base rigide. Davis et Taylor (1961) ont traité du cas d'une surface rectangulaire rigide reposant sur une couche d'épaisseur finie.

Le problème des couches ayant différents modules d'élasticité a été résolu par Burmister (1943), Acuum

et Fox (1951) et Jones (1961) entre autres. Les contraintes et déplacements dans un milieu à anisotropie transversale a été étudié par Mededelingen (1960) et Barden (1963).

3-2 Utilisation du "chemin des contraintes"

Cette méthode dite du chemin des contraintes a été proposée par Lambe (1967). Son but est de recréer en laboratoire les conditions qui ont prévalu et vont prévaloir sur le terrain.

Dans notre cas, le principe serait de reproduire l'état initial de contraintes tel qu'il existait avant l'application de la charge, puis d'appliquer à l'élément de sol les contraintes engendrées par le chargement.

A cet effet, après avoir extrait des carottes aussi intactes que possible du milieu des sous-couches dont on veut connaître le tassement, on reconsolide les éprouvettes, taillées dans ces carottes, dans une chambre triaxiale sous les contraintes effectives verticales σ'_1 et horizontales

$$K_0 \cdot \sigma'_1 = \sigma'_3 \quad \text{existant in situ.}$$

Ensuite ces éprouvettes sont soumises, non drainées au tenseur additionnel de contraintes apporté par le chargement au point considéré, soit $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$. La déformation axiale de chaque éprouvette multipliée par l'épaisseur de la sous-couche correspondante donnera le tassement partiel, lesquels après

addition donneront le tassement total de la couche. Les valeurs $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_3$ sont calculées par application de la théorie de l'élasticité.

3-3 Utilisation d'un "module d'élasticité"

Cette méthode diffère de la précédente en ce sens qu'au lieu d'une déformation on recherche la valeur du rapport contrainte-déformation tel qu'il existe dans le terrain.

3.31 Equations générales

Le tassement p_i en un point de la masse d'un milieu élastique, isotrope, homogène et semi-indéfini dû à un chargement superficiel peut être calculé à partir de la théorie des déformations élastiques par la formule (Terzaghi, 1943) :

$$p_i = q \frac{BI (1-\nu^2)}{E} \quad (5)$$

où q = intensité du chargement appliqué

B = une dimension de l'aire chargée

E = module d'Young du milieu.

ν = coefficient de Poisson, ici égal à 0.5 puisque par définition le tassement immédiat d'une argile saturée se produit sans changement de volume (cf. Appendice C).

I = coefficient sans dimension, fonction de la géométrie du problème.

Dans le cas d'une couche d'épaisseur finie, Janbu (1956) donne une autre équation :

$$\rho_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} (1-\nu^2) \quad (6)$$

où μ_1 et μ_0 sont des coefficients sans dimensions fonction de la géométrie du problème et E est le rapport contrainte-déformation du sol égal à

$$\frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{\frac{\Delta l}{l_0}}$$

calculé à partir des résultats d'un essai triaxial.

Une autre forme de l'équation (5) a été adoptée dans la présente étude, plus conforme à une division de la couche compressible en n sous-couches et s'écrit :

$$\rho_i = \sum_{j=1}^n \left[\frac{\delta h_j}{E_j} \sigma_{jz} - \nu (\sigma_{jx} + \sigma_{jy}) \right] \quad (5')$$

où l'indice j correspond à n'importe laquelle des n sous-couches.

- σ_z et (σ_x, σ_y) accroissements vertical et horizontaux des contraintes sont calculés à partir des hypothèses de Boussinesq et Westergaard dans des conditions de distributions

de la pression de contact uniforme et en couronne (comme établie au § 2.43)

- δh est l'épaisseur de la sous-couche

3.32 Sommaire des méthodes utilisées

Cette détermination de E dans un but de prédiction des tassements immédiats a été faite par de nombreux chercheurs. Parmi eux Janbu (1963) et Simons (1963) ont choisi E, à partir de la partie initiale de la courbe de chargement d'essais triaxiaux non drainés, comme module respectivement tangent et sécant. Skempton et Henkel (1957) dans le cas d'excavations profondes choisirent E comme le module déterminé à partir de la partie initiale des courbes de déchargement d'essais triaxiaux. Depuis 1959, suite aux expériences de Wards, Samuels et Butler, un module E correspondant à la partie de recharge d'essais triaxiaux cyclés a été retenu. Dans le tableau no. 5, les différentes méthodes opératoires utilisées par les chercheurs pour obtenir un tel module sont aussi variées que le sont les types et taux de chargement, le nombre des cycles, le niveau de contraintes appliquées, etc...

Ladd (1964) a effectué des travaux approfondis sur l'importance de certains de ces facteurs dans le cas du module de contrainte-déformation pour une argile non drainée soumise au cisaillement. En 1968 Leonards au cours d'un séminaire à l'Université de Northwestern a indiqué quelle serait la meilleure

manière d'obtenir un tel module de recharge pour le calcul du tassement immédiat.

Ses recommandations ont été suivies avec quelques légers changements apportés dans la méthode d'essai utilisée dans cette étude.

3.33 Critères utilisés pour la détermination de E

Deux genres d'essais furent exécutés pour déterminer la valeur des modules E_u ou E_c à employer avec l'équation (5'). Ces essais et leurs critères sont :

- Un essai triaxial avec étreinte latérale, non drainé et cyclé (essai U.U. produisant un module E_u)

- a) la contrainte latérale est égale à la pression effective exercée par le terrain de couverture.
- b) le cisaillement de l'échantillon est exécuté jusqu'à une valeur correspondant à la contrainte déviatorique calculée au niveau de l'échantillon en utilisant les équations de Boussinesq pour une distribution uniforme de la pression de contact (égale à 6 ksf)
- c) la contrainte déviatorique est ensuite réduite à zéro et l'échantillon soumis à un cycle de chargements et de déchargements jusqu'à ce que la diffé-

rence des déformations entre les phases de chargement de deux cycles consécutifs reste constante.

- Un essai triaxial, consolidé de manière isotrope, cyclé non drainé (essai C.U. produisant un module E_u)

a) la consolidation de l'échantillon est faite sous une pression de chambre σ_c telle que

$$\sigma_c = \sigma'_{ov} \times \frac{1 + 2 K_o}{3}$$

σ'_{ov} pression effective du terrain de couverture au niveau de l'échantillon

K_o coefficient de pression au repos déterminé au § 4.21

b, c) comme précédemment

3-4 Discussion

3.41 Restrictions à l'emploi de la théorie de l'élasticité

La théorie de l'élasticité utilisée par Boussinesq suppose un milieu homogène et isotrope dont le comportement contrainte-déformation obéit à la loi de Hooke et est capable de soutenir toutes contraintes de compression, torsion et cisaillement. A un degré plus ou moins grand, aucune de ces

hypothèses n'est strictement réalisée pour les sols.

Quant aux analyses plus réalistes décrites au § 3.1, les solutions produites ont pour base, dans l'ensemble, des hypothèses aussi inapplicables aux sols que ne le sont celles de Boussinesq. Toutes les recherches citées utilisent les concepts d'homogénéité et d'isotropie (parallèle à des axes donnés) et, sans exception, leurs analyses sont fondées sur la validité de la loi de Hooke. Même si ces solutions ont pour base des hypothèses mieux adaptées aux sols que celles de Boussinesq, les expressions finales donnant les composantes de la contrainte en un point n'apparaissent pas sous une forme aussi maniable et contiennent plusieurs constantes élastiques difficiles à évaluer pour un sol.

Ainsi pour des raisons de simplicité et de maniabilité et par manque de meilleures techniques appropriées pour cette étude, la pratique courante utilisant les hypothèses de Boussinesq pour la détermination des contraintes et déplacements sous les fondations est retenue. Ceci aussi longtemps que l'on pourra raisonnablement estimer qu'un rapport constant existe entre les contraintes et les déformations correspondantes.

Avec l'analyse de Boussinesq, le coefficient de Poisson dans l'équation (5') est pris égal à 0.5 (cf. Appendice C). Les contraintes latérales σ_x et σ_y sont égales par suite de la symétrie du problème. Elles ont été déterminées avec la même

valeur. $\nu = 0.5$ du coefficient de Poisson.

Pour comparaison, en dépit des commentaires faits en Appendice C, l'analyse de Westergaard avec un coefficient de Poisson $\nu = 0$ a été choisie. Beaucoup d'ingénieurs pensent en effet que les hypothèses de Westergaard, avec $\nu = 0$ et un module E de valeur finie déterminée par des essais, sont plus proches de la réalité que celles de Boussinesq.

3.42 Prise en compte de la rigidité de la semelle

Avec les analyses de Boussinesq et Westergaard, la charge est supposée être appliquée sur une surface flexible de dimensions finies. Pour prendre en compte la rigidité de la fondation, on a fait usage des facteurs de correction recommandés par Leonards (1962) pour obtenir la contrainte moyenne sous une semelle rigide à partir de la contrainte déterminée sous une semelle flexible.

Profondeur	Facteur de Correction
0 - 0.5B*	0.85
B	0.90
1.5B	0.95
2B	1.00

* B est le côté de la semelle (égal à 10 ft.)

3.43 Discussion sur l'applicabilité de la méthode du chemin des contraintes

Dans sa méthode, Lambe utilisant la théorie de l'élasticité, suppose donc que le sol est élastique, homogène et isotrope ce qui a déjà été mis en doute. Le prélèvement de carottes ainsi que le découpage d'éprouvettes, aussi soigneusement effectués puissent-ils être, n'empêchent pas un certain remaniement du sol (Skempton et Sowa, 1963). De là vouloir récréer au laboratoire dans la chambre triaxiale les mêmes conditions de contraintes initiales que celles appliquées sur l'échantillon dans le terrain peut paraître insuffisant.

D'autre part, le calcul de l'accroissement de la contrainte déviatorique, qui fait usage d'une quelconque méthode ayant pour base plus ou moins explicite la théorie de l'élasticité, ne correspond pas nécessairement aux contraintes réelles engendrées dans le sol.

De plus la distribution de la pression de contact n'étant pas clairement définie, des approximations doivent être prises qui peuvent s'écarter grandement de la valeur réelle de la distribution au contact sol-semelle.

Enfin peuvent se développer dans le sol des zones partielles d'écoulement plastique dues à des surcontraintes localisées ou provenant du phénomène de transition décrit par Terzaghi (1943).

Au vu de ces restrictions le but recherché consistant à reproduire d'une manière fidèle les phénomènes réels tels qu'ils surviennent dans le terrain peut paraître loin d'être atteint.

Comme reconnu par Lambe dans son commentaire final (1969) sur la méthode du chemin des contraintes, cette méthode "ne peut pas être utilisée pour prédire les déformations subies par un élément sur le point de se rompre car les contraintes et déformations ne sont pas directement proportionnelles dans la zone de plasticité", et il conclut par : "dû à l'emploi des ordinateurs et à l'usage de méthodes d'éléments finis, la méthode du chemin des contraintes reste utile comme un moyen d'identification à notre portée de la partie essentielle des problèmes".

3.44 Discussion sur l'utilisation d'un module E

Comme établi par Lo (1961) le module défini sur la partie initiale de la courbe de chargement d'un essai triaxial est une quantité qui implique à la fois des effets pseudo-plastiques et élastiques. Il ne représente en aucun cas le vrai module élastique.

De nombreux chercheurs (cf. tableau 5) ont réalisé qu'un chargement cyclé produit une courbe de compression plus linéaire. Des résultats conséquents ont pu alors être déduits

à partir du module de la courbe de recharge. Il doit être signalé qu'il a été démontré par tous ces chercheurs qu'un tel module, même s'il donne des résultats plus dignes de confiance, est différent du module "apparent" sur le terrain.

Fondés sur les travaux mentionnés ci-dessus, les modules choisis, quoique correspondant à la branche de rechargement d'essais triaxiaux à cycles non drainés, restent néanmoins empiriques. Il en est ainsi parce que le comportement contrainte-déformation mesuré est fonction (Ladd, 1964)

- de l'état initial des contraintes
- des contraintes auxquelles a été soumis l'échantillon
- du niveau de contraintes appliqué durant le cisaillement
- enfin aussi de la méthode opératoire

CHAPITRE 4

ESSAIS TRIAXIAUX EFFECTUES EN LABORATOIRE

Les essais habituels de détermination des propriétés mécaniques ont été effectués et les résultats sont rapportés en Appendice A avec la manière dont les tubes furent traités sur le terrain et en laboratoire pour les besoins de l'expérience.

4-1 Préparation des éprouvettes

Les carottes du sondage ont été soigneusement retirées des morceaux de tubes, coupés auparavant, au moyen d'un vérin expulseur. Selon la raideur de l'échantillon, la carotte était

- soit retirée du tube, placée verticalement sur un bâti entre deux plaques tournantes, découpée au diamètre de 2 pouces en utilisant une corde à piano ou un couteau à fil tranchant et ses extrémités mises à l'équerre dans une boîte à équarrir.
 - soit expulsée dans un tube en acier poli et lubrifié, à parois minces, extérieurement affûté à une extrémité, de 2 pouces de diamètre intérieur et 4 pouces de long, et, soumise aux opérations décrites par Bishop et Henkel (1962).
- On a pris soin d'effectuer ces opérations en un temps minimum

pour éviter toute perte de teneur en eau de l'échantillon.

En Appendice B sont catalogués les appareils utilisés au cours des essais triaxiaux. Pour chaque essai triaxial particulier, la procédure décrite par Bishop et Henkel (1962) a été utilisée.

Au tableau 11 sont répertoriées les dimensions et les caractéristiques des échantillons utilisées au cours des essais triaxiaux.

4-2 Essais Ko suivis d'une réduction d'étreinte latérale

Trois essais utilisant la méthode du chemin des contraintes furent entrepris sur des échantillons pris à des niveaux différents.

Pour tous il a été observé une rupture de l'éprouvette bien avant que soit atteint le tenseur déviatorique calculé par les équations de Boussinesq pour une distribution uniforme de la pression, égale à 6 ksf, au contact sol-semelle. On a alors entrepris de vérifier que la contrainte déviatorique ainsi calculée surpassait la résistance au cisaillement du sol. Pour ce faire des essais remplissant dans leur première partie les conditions "Ko" initiales de contraintes auxquelles est soumise l'échantillon ont été exécutés en utilisant le même chemin de contrainte qu'avec la méthode de Lambe.

La deuxième partie de chacun de ces essais a suivi un chemin de contraintes différent de celui adopté par Lambe afin que la vérification puisse être faite.

Sur un nombre important d'essais entrepris et par suite d'erreurs opératoires dans la seconde partie, huit exécutés sur des échantillons pris à différents niveaux au-dessous de 4 pieds 5 pouces sous la semelle furent menés à bonne fin.

4.21 Phase "Ko"

Cette partie des essais fut exécutée en utilisant le premier mode opératoire décrit par Bishop (1950 et 1958), i.e. un essai drainé ayant pour base l'égalité entre le volume d'eau expulsé et la réduction du volume de l'éprouvette, à diamètre constant, en agissant sur l'étreinte latérale. Le taux de déformation axiale était constant et égal à 0.00016 "/min. afin de permettre, avec l'emploi de drains latéral et aux extrémités, une dissipation complète de la surpression d'eau interstitielle.

Un graphique (figure 12-3) donnant les valeurs du coefficient Ko de pression au repos par rapport à la profondeur a été tracé à la suite des nombreux essais effectués dans cette première partie.

Une fois atteinte dans la chambre la contrainte verticale

correspondant à la pression effective du terrain de couverture, le drainage était coupé. L'étreinte latérale était alors augmentée d'une quantité égale, à la profondeur considérée, à la valeur de la contrainte verticale engendrée par la charge appliquée sur la semelle.

4.22 Phase de réduction de l'étreinte latérale

De là, l'étreinte latérale était réduite en petits décroissements égaux en ajustant en même temps la charge axiale verticale afin de conserver constante la contrainte verticale sur l'éprouvette.

Cet ajustement était effectué à la main, en élevant le piston de la machine triaxiale pour obtenir sur le comparateur de l'anneau de mesure des charges axiales la valeur calculée. Un certain temps s'écoulait avant le décroissement suivant jusqu'à ce qu'aucun ajustement ultérieur ne soit nécessaire pour garder constante l'indication du comparateur.

L'essai était terminé quand une fois appliqué un nouveau décroissement, l'éprouvette n'arrêtait pas de se déformer en dépit des ajustements effectués pour conserver constante la contrainte verticale.

Les courbes tracées en figures 12-1 et 12-2 présentent un léger décrochement au début de la deuxième partie par suite d'un fluage survenant au cours des quelques minutes nécessaires pour calculer le premier décroissement après la fin de la phase "Ko".

Excepté aux profondeurs de 4 pieds 5 pouces et 16 pieds 11 pouces sous la semelle, la rupture (cf tableau 6) est enregistrée partout ailleurs bien avant d'atteindre le niveau de contraintes qui aurait été calculé pour l'essai du chemin des contraintes correspondant.

Ainsi la vérification effectuée rejoint les craintes exprimées en discussion au § 3.43 et prouve, dans le cadre de cette étude, l'inapplicabilité de la méthode du chemin des contraintes.

4-3 Essais triaxiaux U.U. cyclés

Dix essais ont été effectués sur des échantillons extraits à des intervalles de profondeur sensiblement égaux sous la semelle. Comme nul drainage n'était permis à aucune époque de l'essai, des disques en plastique de 2 pouces de diamètre, lubrifiés par une mince couche de graisse aux silicones, ont été utilisés pour réduire l'entrave aux extrémités de l'éprouvette.

Le mode opératoire est tel que décrit par Bishop et Henkel (1962), l'étreinte latérale étant égale à la pression effective du terrain de couverture.

Une fois atteinte la contrainte déviatorique préalablement déterminée, la charge axiale était relâchée jusqu'à l'obtention d'une contrainte déviatorique nulle.

Plusieurs cycles de chargement et de déchargement étaient alors effectués jusqu'à l'obtention du critère C du § 3.33- Les cycles étant terminés, l'éprouvette était finalement rechargée jusqu'à rupture.

Les courbes d'essais sont données en figure 13 (1 à 5) et les données et résultats principaux au tableau 7.

4-4 Essais triaxiaux C.U. cyclés

Cinq essais ont été réalisés sur des échantillons prélevés à des niveaux différents sous la semelle.

Le mode opératoire tel que décrit par Bishop et Henkel (1962) faisait usage de drains en papier filtre placés aux extrémités et autour de l'éprouvette afin d'accélérer sa consolidation. Un temps jugé suffisant (24 heures au moins) était alloué jusqu'à ce qu'aucune variation du niveau dans la burette ne soit plus enregistrée.

Alors l'éprouvette était soumise à une série de cycles dans les mêmes conditions qu'au § 4-3 et au même taux de déformation soit 0.006 pouces/min.^a- Les résultats des expériences sont présentés en figures 14 (1 à 3) et au tableau 8.

^a Le taux de déformation a été pris identique pour les essais triaxiaux U.U. et C.U. afin de ne pas influencer sur la valeur de la comparaison pour les résultats.

La courbe à un niveau de 7 pieds 5 pouces sous la semelle est incomplète ce qui est dû à la rupture de l'éprouvette, à la fin de la partie de rechargement, par suite de l'application d'un trop haut niveau de contrainte déviatorique en regard à la résistance au cisaillement du sol. Les résultats ont été néanmoins conservés aux fins de calculs.

Comme il peut être remarqué en figures 13 et 14, l'aspect de la partie initiale du premier chargement est dû à la mise en place des extrémités de l'échantillon en combinaison, pour les couches supérieures, avec l'obturation des fissures.

4-5 Limitations apportées aux critères utilisées pour les essais triaxiaux U.U. et C.U. cyclés

Le fait que la contrainte déviatorique calculée dépassa à maints niveaux la résistance au cisaillement du sol nous amena à reconsidérer pour les échantillons prélevés entre 4 pieds et 13 pieds pour les essais U.U. et à 4 pieds 10 pouces sous la semelle pour les essais C.U. les critères adoptés (cf. tableaux 7 et 8).

Habituellement la procédure courante (tableau 5) est d'appliquer tout au long des essais une valeur de la contrainte déviatorique égale à la moitié ou au 1/3 de celle de la résistance au cisaillement du sol, cela selon le "facteur de sécurité" choisi pour la fondation.

Les essais ont été effectués à partir de carottes de longueurs comprises entre 14 et 20 pouces. La procédure normale eut été de déterminer pour chacune d'elles la résistance au cisaillement sous l'étreinte latérale existant dans le terrain. Cela afin de vérifier si les critères adoptés au § 4.33 conviendraient.

Par suite de certaines contraintes matérielles, la séquence de réalisation des essais se fit en commençant à partir du bas de la couche compressible pour remonter à la surface.

Les contraintes appliquées ont tenu compte de celles prédites par Boussinesq et de celle correspondant à la rupture de l'échantillon testé dans la sous-couche précédente.

Dans le cas des échantillons prélevés aux profondeurs sus-indiquées, ceci a conduit à l'obtention de "facteurs de sécurité" compris entre 1.7 et 3 pour les essais U.U. et égal à 2.9 pour l'essai C.U. -

4-6 Comparaisons entre les différents modules

Cette comparaison est effectuée à partir des figures 13, 14 et 15 et des tableaux 7 et 8. La valeur des modules E_u et E_c s'accroît brusquement entre le premier et le deuxième cycle puis devient constante entre le cinquième et le onzième. Ce résultat est en accord avec les commentaires de Leonards (1968).

La variation de la valeur de ces modules avec la profondeur est mieux ressentie en utilisant le coefficient sans dimensions E/σ_c

Le facteur σ_c est égal à l'étreinte latérale dans le cas des essais triaxiaux U.U. et à la pression de consolidation dans le cas des essais triaxiaux C.U.

La variation de E/σ_c avec la profondeur, telle qu'indiquée en figure 16, présente un décroissement uniforme jusqu'à environ 13' sous la semelle. Elle se stabilise ensuite autour d'une valeur égale à 200 pour les essais triaxiaux U.U. et à 900 pour les essais triaxiaux C.U.

Les résultats obtenus à partir des observations sur le terrain donnent des valeurs du coefficient sans dimensions E_f/σ'_{ov} augmentant avec la profondeur de 300 à 900 (E_f est le module d'élasticité "apparent" sur le terrain calculé sous le centre et sous le milieu du côté de la semelle; σ'_{ov} est la pression effective du terrain de couverture).

Si le module déterminé à partir des observations sur le terrain augmente avec la profondeur il n'en est pas de même avec les modules E_u et E_c qui présentent des variations appréciables.

L'égalité, même approximative, entre les modules déterminés au laboratoire et ceux découlant des mesures effectuées sur le terrain est loin d'être vérifiée.

Il est généralement reconnu que la différence des modules entre le chantier et le laboratoire provient à un degré plus ou moins variable

- de la connaissance inexacte du système de contraintes effectives existant à l'origine dans le massif argileux.
- de la limitation des théories de distribution des contraintes.
- des dommages causés aux échantillons lors de leur prélèvement et de leur préparation puis de leur mise en place lors des essais.
- enfin des caractéristiques variables du massif argileux

En ce qui concerne la variation des modules déterminés en laboratoire elle est due dans une large proportion au comportement élasto-plastique de l'argile soumise à un tenseur de contraintes bien supérieur à la limite élastique. Un chargement répété produit de plus un fluage du matériau aisément repérable sur les figures 13 et 14. Ainsi cette variation du module pour chaque type d'essai (U.U. ou C.U.) dépend entre autres du nombre de cycles et du niveau de contraintes atteint.

Pour des échantillons prélevés au même niveau, les essais triaxiaux C.U. avec consolidation sous une étreinte latérale

$$\sigma_c = \left(\frac{1 + 2 K_0}{3} \right) \sigma'_{ov}$$

donnent des valeurs du module E_c 1.25 à 2.5 fois plus grandes que les valeurs du module E_u déterminés à partir d'essais triaxiaux U.U. avec une étreinte latérale

Le même genre de comparaison fait par Ladd (1964), mais avec σ_c pour les essais triaxiaux C.U. égal à σ'_{ov} , donne un rapport de 5 à 6 entre E_c et E_u . Milligan (1968) trouve que E_c est de 2 à 4 fois plus grand que E_u . Il semblerait que le faible rapport obtenu dans notre cas soit dû d'une part à l'état relativement non remanié des échantillons et d'autre part à la consolidation moins poussée de l'éprouvette dans la chambre triaxiale.

CHAPITRE 5

TASSEMENT IMMEDIAT5-1 Calcul du tassement

Le tassement immédiat a été calculé en utilisant l'équation (5') avec une distribution uniforme et en couronne de la pression de contact, comme établie au § 2-4, et en se servant des analyses de Boussinesq et Westergaard.

Le nombre n de sous-couches a été pris égal à cinq pour les essais triaxiaux C.U. - Ce nombre n a été réduit à cinq pour les dix essais triaxiaux U.U. en associant de manière appropriée les dix sous-couches consécutives afin de permettre la comparaison des résultats.

Les tassements superficiels au centre, au milieu du côté et au coin de la semelle sont donnés au tableau 9. Les modules E_u et E_c , les deux genres de distribution de la pression de contact ainsi que les deux hypothèses de rigidité et de flexibilité y ont été pris en considération.

Les courbes des tassements par rapport à la profondeur, sous le centre, le côté et le coin de la semelle sont données en figures 17 et 18.

Elles ont été obtenues en utilisant les mêmes considérations que ci-dessus. La méthode de Bjerrum et Janbu (1956) a aussi été appliquée. En 1956 les modules sécants E_u et E_c de rechargement n'étaient pas encore utilisés. On considérait alors, entre autres, les modules sécants E'_u ou E'_c correspondant à la partie initiale de la courbe de compression d'essais triaxiaux U.U. ou C.U.

La méthode de Bjerrum et Janbu a été appliquée avec d'une part l'emploi de E'_u et E'_c et d'autre part l'emploi de E_u et E_c en considérant les deux cas d'un massif semi-indéfini et celui de profondeur finie.

Dans l'équation (6) la pression q de contact est prise uniforme et égale à 6000 psf. - E' ou E sont un module moyen déterminé sur une profondeur de 15' sous la semelle à partir des essais triaxiaux U.U. ou C.U.- Les résultats sont donnés au tableau 10.

5-2 Comparaison des tassements prédits et observés

5.21 Comparaison des résultats produits par les différentes analyses (figures 18 et 19)

Le premier point à noter est la différence mineure entre les résultats obtenus pour les distributions uniforme et en couronne de la pression de contact. Cette différence est inexistante au coin et au milieu du côté de la semelle. Au centre le rapport du tassement pour une distribution en

couronne à celui déterminé pour une distribution uniforme décroît de manière continue de 8 % en surface jusqu'à une valeur inférieure à 1 % à 15' sous la semelle.

Les tassements prédits par l'analyse de Boussinesq sont supérieurs à ceux correspondants prédits par l'analyse de Westergaard.

La différence entre les résultats des deux analyses ne varie pas uniformément avec la profondeur. Cela peut être constaté en considérant les courbures opposées en partie supérieure des lignes correspondantes de tassements.

Cette différence, égale à 0-0.1" au niveau de la semelle, peut croître jusqu'à 0.3" à environ 5' de profondeur et décroît ensuite à 0.04-0.12" à 15' de profondeur.

L'influence des facteurs de correction utilisés pour tenir compte de la rigidité de la semelle est plus ressentie au centre qu'au coin et qu'au milieu du côté de la semelle. L'aspect des courbes de la figure 17 pour une semelle flexible reste inchangé en figure 18 pour une semelle rigide. Les résultats diffèrent seulement de 9 % au centre et de 6.5 % au coin. Un grand écart entre les valeurs des tassements superficiels découle du choix de E (cf. tableau 9). La même conclusion s'impose en profondeur. La différence entre les résultats obtenus avec E_c et E_u est maximum en surface, égale à 0.4-0.5" au centre et à 0.25" au coin et au milieu du côté de la semelle.

Cette différence diminue uniformément avec la profondeur pour se réduire à 0.1-0.2" à 15' sous la semelle.

Pour la méthode de Bjerrum et Janbu, à partir des données du tableau 10, on note la différence entre les résultats obtenus et aussi la diminution du tassement provenant de la prise en compte d'un massif de profondeur finie.

5.22 Comparaison entre les résultats prédits en laboratoire et ceux obtenus sur le terrain

Les tassements observés à la surface du terrain sont plus grands que ceux prédits en laboratoire par les essais triaxiaux C.U. mais plus petits que ceux prédits par les essais U.U. (tableau 9).

La méthode de Bjerrum et Janbu (tableau 10), dans les différents cas envisagés, produit des résultats trop grands à partir des modules $E'u$ et $E'c$ et trop petits avec les modules E_u et E_c . Seuls les cas d'un massif de profondeur finie avec un module $E'c$ et d'un massif semi-indéfini avec module E_u donnent des tassements immédiats, de 1.09" et 0.91" respectivement, qui se comparent favorablement avec le tassement de 1" observé sur le terrain.

Au-dessous de 3' sous la semelle, les tassements prédits par l'équation (5') sont dans tous les cas plus grands que ceux observés sur le terrain, le rapport diminuant avec la profondeur (figures 17 et 18).

Ceci est en accord avec les constatations faites par d'autres chercheurs (Crawford, 1962 - Simons, 1963 - Klohn, 1965).

Le brusque accroissement de tassement constaté pour les trois pieds supérieurs pourrait être dû à la nature du sol constituant la sous-couche. C'est en effet une argile dure, desséchée et fissurée par suite de phénomènes de météorisation. Aussi l'hypothèse d'un comportement élastique du milieu est-elle encore moins valable pour cette sous-couche qu'à plus grande profondeur, et, est en partie cause de la différence observée. Les meilleures comparaisons pour les tassements en surface ou en profondeur sont obtenues en utilisant le module E_c déterminé à partir d'essais triaxiaux cyclés C.U. L'analyse de Westergaard pour une distribution uniforme de la pression de contact et avec l'hypothèse d'une semelle flexible fournit la meilleure comparaison.

5-3 Comparaison avec d'autres travaux

Nombre d'études, comme celles mentionnées au tableau 1, comparent les modules obtenus sur le terrain et à partir d'essais triaxiaux. Elles fournissent une manière indirecte de comparer des tassements observés et prédits. Malheureusement le tassement immédiat n'avait généralement pas été, jusqu'à il y a quelques années, considéré comme important. Il survient en outre principalement durant la phase de

construction. Aussi par manque de mesures précises et aisées, la plupart des cas rapportés au tableau 5 et ailleurs traitent seulement de l'accroissement du tassement total avec le temps. La partie élastique initiale du tassement est souvent mal définie et des comparaisons valables sont alors difficiles à obtenir. Quelques-uns des cas traitant de tassements immédiats observés en milieu argileux ont été rapportés par Skempton (1955 et 1957) et Simons (1963). Le rapport des tassements immédiats calculés et observés varie entre 0.8 et 1.4 avec pour moyenne 1.2 environ.

Dans notre cas les meilleures comparaisons obtenues par l'analyse de Westergaard et la méthode de Janbu, cas du massif de profondeur finie et utilisation du module $E'c$, donnent un rapport variant entre 0.9 et 1.1 pour un tassement moyen observé au centre de 1".

CÓNCLUSION

En dépit de ses limitations, la théorie de l'élasticité employée avec les hypothèses de Boussinesq ou Westergaard reste utile pour obtenir de raisonnables prédictions du tassement immédiat d'une semelle fondée sur l'argile Léda. L'analyse de Westergaard semble donner les meilleurs résultats.

La forme proposée de distribution en couronne de la pression de contact sous la semelle est un raffinement qui, comparé avec la pratique courante, n'apporte pas de différence appréciable pour la prédiction des résultats. La différence engendrée est inférieure à 8 %.

L'influence de la rigidité est plus marquante au centre de la semelle qu'ailleurs.

Les résultats provenant d'essais triaxiaux cyclés C.U. fournissent de meilleures prédictions du tassement immédiat quelque soit le type de distribution des contraintes envisagées ici.

La méthode de Bjerrum et Janbu, pour les deux cas retenus, fournit une bonne prédiction du tassement superficiel immédiat au centre de la semelle.

La méthode du chemin des contraintes, conçue par Lambe, n'est pas applicable dans le cadre de cette étude par suite, vraisemblablement, de zones de surcontraintes se développant dans le sol.

L'influence de la couche supérieure, desséchée et fissurée, est importante. Les méthodes retenues y donnent des tassements inférieurs à ceux observés. En utilisant l'analyse de Boussinesq le coefficient de Poisson ν devrait être pris inférieur à 0.5 dans cette zone. Vraisemblablement une valeur de ν entre 0.3 et 0.4, selon Bozozuk (1963), fournirait un meilleur accord avec les résultats sur le terrain.

Les meilleures comparaisons donnent un rapport du tassement immédiat calculé à celui observé variant entre 0.9 et 1.1 - La méthode d'approche ainsi retenue utilisant l'analyse élastique dans un milieu considéré homogène, isotrope, de volume constant et avant tout drainage est donc recommandée pour toute étude sur le tassement immédiat d'une semelle fondée sur l'argile Léda.

Les résultats obtenus sur chantier et en laboratoire ne tiennent pas compte des tassements subséquents.*

Recommandations pour des études ultérieures

Avec l'argile Léda et pour l'étude du tassement immédiat l'accent devrait être mis sur une meilleure détermination du coefficient ν de Poisson, spécialement dans la couche supérieure. Bien qu'aucune consolidation ne survienne, le sol étant partiellement saturé dans cette zone est soumis à un changement de volume.

* Une étude en laboratoire en a été faite et est décrite en
Appendice D.

Une meilleure détermination de la distribution des contraintes pourrait être réalisée en se servant d'un modèle mathématique tenant compte du comportement non élastique du sol. Ce modèle est rendu possible par l'utilisation de la méthode des éléments finis et pourrait permettre une meilleure prédiction du tassement immédiat (D'Appollonia, 1968 -Duncan, 1970).

Une vérification de la méthode du chemin des contraintes, utilisant l'indicateur de déformation latérale de Bishop pour la phase Ko des essais, avec un tel genre de distribution des contraintes serait utile et souhaitable.

APPENDICE A

ESSAIS USUELS EFFECTUES EN LABORATOIRE

Une fois l'échantillonneur récupéré, après avoir nettoyé l'extérieur du tube contenant la carotte, enlevé la partie de sol remanié, mesuré et noté la longueur de récupération et effectué trois essais avec un pénétromètre de poche à l'extrémité accessible, le tube était finalement scellé à ses deux extrémités avec de la cire, capsulé puis étiqueté.

Le même processus était appliqué à tous les tubes récupérés qui par la suite étaient ramenés au laboratoire le jour même. Là, après décapsulage, une seconde couche de cire était appliquée avec interposition d'une feuille souple d'aluminium. Les tubes étaient enfin entreposés en lieu sûr, verticalement comme dans le terrain, à une température de $20^{\circ}\text{C} \pm 3$.

Pour les besoins de chaque essai, une longueur appropriée de tube était coupée avec une scie à métaux à mouvement alternatif automatique. L'extrémité découpée était nettoyée, et, une fois le sol remanié enlevé, deux couches de cire y étaient appliquées pour garder constante la teneur en eau.

Pour les essais usuels on s'est servi des morceaux de sol récupérés après découpage des éprouvettes et surtout de

sections de carottes directement prélevées dans les tubes.

Tous ces essais furent effectués, excepté pour la détermination de la teneur en sel, suivant les normes de l'A.S.T.M. (1964) et les procédures décrites par Lambe (1951).

Teneur en eau et limites d'Atterberg

La teneur en eau pour la couche d'argile raide au-dessus de la nappe phréatique varie autour de 38 % et se situe entre les limites de plasticité et de liquidité (figure 2).

A partir de 6' au-dessous de la semelle cette teneur en eau présente une dispersion de valeurs uniformément réparties autour de 52 % et supérieures à la limite de liquidité sauf en parties basses et hautes. Les valeurs des limites d'Atterberg sont situées au-dessus de la ligne "A" de l'abaque de Casagrande (figure 11) et tous les points, sauf deux, dans la zone correspondant aux argiles glaciaires canadiennes.

Les résultats des essais effectués jusqu'à 6' 5" ainsi qu'à 16'11" et 25'9" résident dans la zone de forte plasticité moyenne.

Analyse de la teneur en sel

Trois essais de détermination de la teneur en sel (NaCl), effectués au laboratoire du Conseil National de

Recherches du Canada, ont été réalisés sur des échantillons de sol pris à 8'10", 12'6" et 22' sous la semelle.

L'eau interstitielle a été extraite en appliquant une pression de 100 psi. Un volume connu de cette eau était versé dans un récipient pyrex, préalablement pesé au 1/1000 g., puis évaporé. Le résidu était traité avec du peroxyde d'azote afin d'éliminer toute matière organique puis séché au four à 110°C.

La teneur en sel S_c est donnée par la formule :

$$S_c = \frac{W_v}{V} \times 1000 \text{ (en g./l.)}$$

V volume d'eau interstitielle qui a été évaporée. (en ml.)

W_v poids final du résidu (en g.)

Les résultats reportés en figure 2 ont une valeur égale à 0.3 g./l. environ, de l'ordre de celles obtenues pour des analyses effectuées sur d'autres sondages dans la région d'Ottawa-Hull (figure 1), i.e. inférieures à 2 g./l. (sauf à l'enjambement du Queensway où une valeur de 13.7 g./l. a été obtenue - Crawford et Eden, 1965).

Analyses sédimentométriques

Les essais de sédimentation effectués (figures 10-1 et 10-2) montrent que la teneur en argile décroît avec la profondeur de 58 à 33 %. La teneur en sable est variable,

de 3 à 17 %.

Détermination de la densité des grains

Les essais ont été effectués selon la méthode du flacon, décrite par Lambe (1951), sur huit échantillons de sol prélevés à des profondeurs différentes. Une moyenne de trois mesures, à température chacune différente, était prise pour chaque échantillon.

La densité finale choisie pour les calculs est $G = 2.80$

La masse volumique du sol est déterminée à partir des éprouvettes utilisées pour les essais triaxiaux et ses valeurs sont données en figure 2. Elles varient de 109 à 115 pcf.

Degré de saturation des échantillons

Le degré de saturation indique la quantité d'eau que contient un sol. C'est le rapport du volume occupé par l'eau au volume total des vides.

En utilisant les valeurs de teneur en eau w , de densité du constituant solide G et des poids volumiques w de l'eau et γ du sol, le degré de saturation S_r peut être exprimé en pourcentage par la formule

$$S_r \% = \frac{w G}{\frac{\gamma_w}{\gamma} G (1 + w) - 1} \times 100$$

Les valeurs de S_r sont données aux tableaux 11 et 12 pour les éprouvettes qui ont servi aux essais triaxiaux et oedométriques. L'expérience a montré (Lang, 1968) que pour des sols naturels considérés comme saturés et préparés comme éprouvettes pour des essais, des variations de S_r de $\pm 3 \%$ sont à attendre des déterminations expérimentales.

Ce fait est vérifié puisqu'au-dessous du niveau de la nappe d'eau les degrés de saturation calculés sont compris dans la fourchette 100 ± 3 .

Dans le voisinage et au-dessus du niveau de la nappe d'eau S_r varie de 88.7 à 96.9 ce qui est parfaitement normal vu l'état de dessiccation du matériau.

APPENDICE B

APPAREILLAGE UTILISE POUR LES ESSAIS TRIAXIAUX

La liste des principaux appareils utilisés pour la réalisation des essais triaxiaux décrits au Chapitre 4 comprend :

- deux presses triaxiales à taux de déformation contrôlable, marque Wykeham-Farrance
- deux chambres triaxiales de la même marque avec un piédestal convenant pour les éprouvettes de diamètre 2".
- deux systèmes, marque E.L.E., à pots de mercure et manomètres type Bourdon (gradués chaque 2 ou 5 psi) pour appliquer jusqu'à 150 psi une pression en chambre ou une contre-pression dans l'éprouvette.
- deux tubes en U, remplis de mercure, utilisés comme manomètres pour la mesure de faibles pressions jusqu'à 15 psi.
- un appareil de mesure de la pression interstitielle, construit par Wykeham-Farrance, avec "indicateur de zéro" et un manomètre type Bourdon (gradué chaque psi) pouvant atteindre 150 psi.
- une burette ordinaire de 20 cm³ graduée chaque 5/100^{ème} ou une burette type Bishop (1963) de 25 cm³ graduée chaque 5/100^{ème} selon le niveau de l'échantillon par

- rapport à celui de la nappe phréatique.
- deux anneaux pour la mesure de la charge axiale pouvant supporter 100 et 600 lbs respectivement.
- deux comparateurs au 1/10000" pour la mesure des déformations verticales de l'éprouvette.

Enfin une machine à calculer a été utilisée pour accélérer l'obtention de résultats nécessaires à la bonne marche de l'essai en cours.

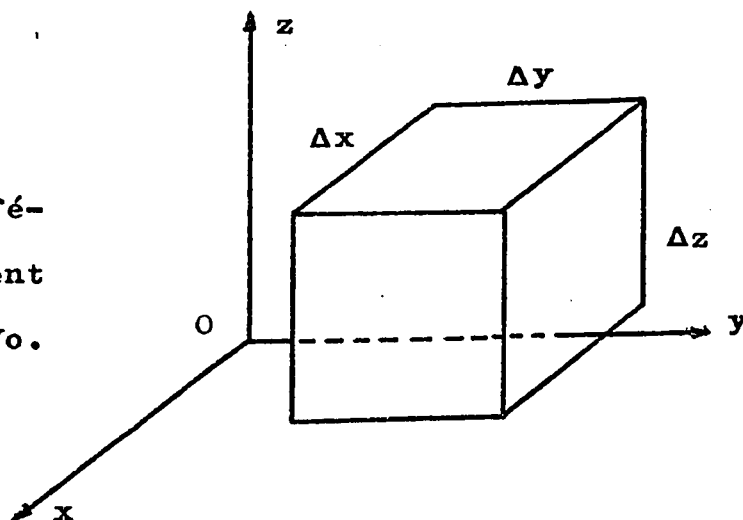
APPENDICE C

COMMENTAIRES SUR LE TASSEMENT IMMEDIATTassement immédiat et coefficient ν de Poisson

Dans un espace élastique, homogène et isotrope, à 3 dimensions, rapporté sur le trièdre (0 - x, y, z) de référence, on considère un élément cubique de volume unitaire V_0 .

Sa valeur est donnée par :

$$V_0 = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$$



Si cet élément est soumis à un tenseur de contraintes $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ cet élément se déforme. La nouvelle valeur de son volume est :

$$V = \Delta x \left(1 + \frac{dx}{\Delta x}\right) \cdot \Delta y \left(1 + \frac{dy}{\Delta y}\right) \cdot \Delta z \left(1 + \frac{dz}{\Delta z}\right)$$

$$\text{Le rapport } \frac{\text{changement de volume}}{\text{volume unitaire}} = \frac{V - V_0}{V_0} = \epsilon_v = \frac{dx}{\Delta x} + \frac{dy}{\Delta y} + \frac{dz}{\Delta z}$$

Les termes du second ordre, dans le dernier membre des égalités ci-dessus, tels que $dx.dy$ sont négligés. La dernière égalité peut s'écrire plus simplement :

$$\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \quad (a)$$

Si on fait une addition des équations donnant les déformations dans les trois dimensions (loi générale de Hooke, équation 2) on obtient

$$\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) (1 - 2\nu) \quad (b)$$

Les équations (a) et (b) sont l'expression d'une même déformation volumique ϵ_v .

Durant la période de tassement immédiat le sol, i.e. ici l'élément cubique, ne subit pas de changement de volume.

D'où $\epsilon_v = 0$ $1 - 2\nu = 0$ soit $\nu = 0.5$

La valeur du coefficient de Poisson à utiliser dans une analyse élastique pour le tassement immédiat est égale à 0.5.

Tassement immédiat et analyse de Westergaard

Dans l'analyse de Westergaard (1938), la formule donnant la valeur des contraintes latérales σ_x et σ_y en tout point du massif n'est pas développée explicitement, et, aucun essai pour en donner l'écriture complète n'a été tenté jusqu'à présent.

Les abaques dérivées de cette analyse et produites par Fadum (1948) et Taylor (1948) utilisent un coefficient de Poisson égal à zéro et ne concernent que la contrainte verticale σ_z .

Aucune déformation latérale n'est supposée.

Dans l'analyse de Boussinesq, bien qu'aucun changement de volume ϵ_v n'intervienne dans la phase de tassement immédiat, les déformations latérales ϵ_x et ϵ_y sont prises en compte. Sous le centre de la semelle on a :

$$\epsilon_z = \epsilon_v - (\epsilon_x + \epsilon_y) = - 2 \epsilon_x$$

car

$$\epsilon_v = 0 \quad \text{et} \quad \epsilon_x = \epsilon_y$$

d'où les déformations ϵ_z verticale et ϵ_x horizontale sous l'application d'une charge ne sont jamais nulles en même temps.

Comme l'analyse de Westergaard suppose $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$, la déformation verticale ϵ_z , durant la phase élastique initiale, serait nulle (équation a) ce qui est contraire à la réalité.

Si une valeur de $\nu = 0.5$ conforme à l'analyse élastique pour un tassement immédiat est reportée en équation 4 et 4', la valeur de l'accroissement de la contrainte verticale serait nulle ainsi que K. L'équation 5' utilisée pour le calcul du

tassement immédiat donnerait des résultats aberrants. Cette valeur de $\nu = 0.5$ est donc incompatible avec la notion de tassement immédiat en utilisant l'analyse de Westergaard.

Fadum et Taylor ont considéré un coefficient de Poisson $\nu = 0.5$. La valeur $\nu = 0$ utilisée permet dans l'équation 5' d'éviter l'intervention des contraintes latérales. Mais le tassement immédiat d'une couche près de la surface calculé avec cette équation serait très différent de celui obtenu par l'analyse de Boussinesq avec $\nu = 0.5$.

Enfin l'emploi d'un tel coefficient $\nu = 0$ rendrait infinie la valeur du module E du matériau (équation 1).

Au vu de toutes ces incompatibilités, les hypothèses de Westergaard ne semblent pas théoriquement valables pour le calcul du tassement immédiat en utilisant l'une quelconque des équations 5, 5' ou 6.

APPENDICE D

PREDICTION D'UN TASSEMENT PRIMAIRE1) Théorie et méthode de calcul

Le tassement primaire résulte d'un changement des contraintes effectives causé par la dissipation graduelle de la surpression d'eau (ou de gaz) interstitielle. Il a été suggéré par Skempton et Bjerrum (1957) que le tassement final p_u d'une fondation établie sur une argile saturée, ignorant les effets de consolidation secondaire, peut être calculé par la formule :

$$p_u = p_i + p_c \quad (7)$$

où le tassement de consolidation p_c est donné par :

$$p_c = \mu p_{oed}. \quad (8)$$

- μ est un coefficient sans dimensions dépendant de la géométrie du problème et de la nature de l'argile
- p_{oed} est le tassement de consolidation calculé à partir de la théorie à une dimension (Terzaghi, 1943) en utili-

- sant les résultats d'essais oedométriques sur des échantillons non remaniés.
- La contrainte verticale étant inférieure à celle de préconsolidation à tous les niveaux considérés, le tassement p_{oed} est donné par la formule :

$$p_{oed} = \frac{\delta h}{1 + e_o} \cdot C_r \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{ov} + \sigma_z}{\sigma'_{ov}} \right) \quad (8a)$$

avec e_o = indice des vides initial

σ'_{ov} = pression effective à la profondeur z du terrain de couverture

σ_z = contrainte verticale engendrée à la profondeur z par le chargement sur la semelle

C_r = pente de la branche de recompression de la courbe $e - \log \sigma$

2) Essais de consolidation

2.1 Réalisation des essais

Dix essais de consolidation ont été effectués à différents niveaux (figures 19 - 1 à 4) afin de calculer le tassement primaire.

Deux machines, du type conçu par Bishop, furent utilisées en même temps, chacune avec sa propre cellule.

La technique normalisée pour la préparation de l'échantillon, le calcul des résultats et le tracé de la courbe (Lambe, 1951 - Crawford, 1959) a été suivie avec quelques modifications.

L'anneau coupant était recouvert intérieurement d'une pellicule de graisse aux silicones pour réduire le frottement latéral.

- Au lieu d'une progression arithmétique des accroissements de la charge et afin d'obtenir une meilleure définition de la courbe $e - \log \sigma$, de faibles accroissements égaux à 0.25 tsf et 0.5 tsf ont été utilisés de la même manière pour chaque essai jusqu'à ce que la courbe aie présentée un changement brusque de direction. Des accroissements plus grands ont été ensuite utilisés.

- Chaque accroissement de charge a été appliqué peu après la fin de la consolidation primaire sous l'accroissement précédent. Afin d'uniformiser le mode opératoire et réduire le temps d'expérimentation un intervalle de 15 minutes a été choisi. Il a été déterminé à partir d'essais préalables sur le même sol à trois niveaux différents. Cet intervalle de 15 minutes est supérieur au temps de 100%

de consolidation primaire, déterminé par la méthode de Taylor (1948), dans la plupart des cas. Un exemple de courbes déformation-temps pour divers accroissements de charge est donné en figure 19.5.

- Les courbes de consolidation ont été ajustées selon le procédé de Schmertmann (1955). La pression de pré-consolidation maximum est déterminée selon les indications données par Léonards (1962) qui tiennent compte du degré de remaniement de l'échantillon.

2.2 Discussion du mode opératoire employé

Les conséquences d'un tel mode opératoire sont :

- une meilleure définition des courbes $e - \log \sigma$ et ainsi de leur ajustement.
- une détermination plus précise de la plage de préconsolidation.
- le retrait de la majeure partie de l'effet de consolidation secondaire (Crawford, 1964).

L'accroissement faible et irrégulier des charges produit un coude plus accentué sur la courbe $e - \log \sigma$, mais ne semble pas introduire d'irrégularités dans les résultats des essais contrairement à certaines opinions (Crawford et Hamilton, 1959).

D'autre part, à chaque niveau d'essai, la contrainte verticale engendrée par la semelle est inférieure à la pression de préconsolidation.

Les tassements p_{oed} prédits sur la base des calculs effectués sur les courbes d'essais sont trop grands (McRostie, 1960 - Eden, 1960). L'utilisation du coefficient " μ " proposé par Skempton et Bjerrum (1957) paraît alors nécessaire.

2.3 Résultats des essais

A partir de l'étude des courbes $e - \log \sigma$ (figures 19 - 1 à 4) on voit que la pression de préconsolidation décroît avec la profondeur de 28 tsf à 2.2 tsf. Elle se stabilise autour de cette dernière valeur à partir de 12' sous la semelle.

De grandes valeurs des pressions de préconsolidation, dans les niveaux supérieurs, ne sont pas surprenantes par suite des phénomènes de météorisation. L'état remanié des échantillons invalide néanmoins quelque peu la justesse de leurs déterminations. Aussi on peut, si nécessaire, considérer une diminution des valeurs 28 tsf et 14 tsf, obtenues à 5" et 4'2" sous la semelle (figure 19.1). La valeur 2.2 tsf de la pression de préconsolidation déterminée pour les couches profondes se compare bien avec celles obtenues dans la région d'Ottawa-Hull (Crawford et Eden, 1965).

Les valeurs de C_r s'étagent entre 0.022 et 0.073 in.²/lb. et la plupart aux alentours de 0.032 in.²/lb.

3) Tassement primaire et essai de comparaison

Pour matière de comparaison, seule l'analyse de Westergaard, avec une distribution uniforme de la pression de contact, a été utilisée pour calculer la contrainte verticale σ_z à chaque niveau.

On applique à chaque tranche de la couche compressible l'équation 8a.

La somme des résultats donne un tassement

$$\rho_{oed} = 2.13''$$

Une valeur $\nu = 0.65$ a été prise compte tenu de la nature de l'argile et de la géométrie du problème. Le tassement de consolidation calculé selon l'équation 8 est

$$\rho_c = 1.38''$$

Le tassement final, si on ignore les effets de consolidation secondaire, utilisant l'équation 7 sera

$$\rho_u = 2.29''$$

La valeur du tassement immédiat (cf. tableau 9) est

$$\rho_i = 0.91''.$$

De là on peut prédire que le tassement dû à la consolidation primaire représente environ 60% du tassement total.

Deux cas, analysés par Skempton et Bjerrum (1957), donnent des pourcentages égaux à 72% et 90% pour des assises argileuses respectivement préconsolidées et normalement consolidées. Dans le cas d'argiles norvégiennes, Simons (1963) a obtenu un pourcentage de 58%.

Crawford (1968), à l'occasion d'expériences effectuées dans la région d'Ottawa-Hull, donne les valeurs des tassements observés d'ouvrages fondés sur l'argile Léda. Après analyse, le tassement dû à la consolidation primaire peut être considéré comme représentant environ 50% du tassement total.

Tous les cas rapportés ci-dessus traitent de tassements observés. Le pourcentage dans notre étude, obtenu à partir de tassements prédits, ne s'écarte pas tellement de ceux réels pour des argiles préconsolidées et sensibles.

Les mesures de tassements qui sont en cours sur les récentes constructions du Collège Algonquin pourront fournir une preuve de sa validité.

APPENDICE E

APPAREILLAGE UTILISE SUR LE TERRAIN1) Capteurs de pression

Les capteurs de pression utilisés étaient du modèle à corde vibrante tel que mis au point par l'Institut Norvégien de Géotechnique (1962).

1.1 Principe

Le principe utilisé est celui de la mesure de la vibration d'une corde qui dépend de la tension qui lui est appliquée.

L'expression suivante donne la fréquence fondamentale d'une corde tendue.

$$f_o^2 = \frac{1}{4 L^2 \rho} \sigma_o \quad (9)$$

- f_o = fréquence naturelle (son émis)
- L = longueur de la corde entre socles
- σ_o = tension de la corde
- ρ = densité de la corde d'acier

un changement de tension dans la corde de σ_o à σ provoque un changement de fréquence de f_o à f et l'on a :

$$f^2 - f_o^2 = \frac{1}{4 L^2 \rho} (\sigma - \sigma_o)$$

soit
$$\Delta\sigma = 4 L^2 \rho (f^2 - f_0^2) \quad (10)$$

1.2 Description

La description du capteur (fig. 20) est fournie en détail dans le rapport n° 9 publié en 1962 par l'Institut Norvégien de Géotechnique.

Le capteur est usiné dans de l'acier doux et consiste essentiellement en un bâti (10) et un diaphragme (2) qui est une plaque d'acier de 2,5 mm avec deux socles distants de 57 mm. et en une couronne extérieure de 10 mm. d'épaisseur et de hauteur totale 14 mm. Le diaphragme repose sur 3 billes d'acier disposées à 120° dans la rainure du bâti et est scellé par un "O - ring". L'emploi des billes d'acier accroît la sensibilité du capteur. Un électroaimant placé au fond du bâti excite la corde tendue entre les 2 socles du diaphragme. La force électromotrice induite par la corde vibrante est mesurée et comparée au moyen d'un appareillage électronique à celle d'un cristal de quartz vibrant servant d'étalon.

1.3 Etalonnage

La variation de contrainte est d'après l'équation (10) directement proportionnelle au carré de la variation de la fréquence. Le rapport de proportionnalité a été déterminé pour chacun des cinq capteurs par étalonnage dans

une enceinte étanche pour différentes pressions d'air comprimé. Aucune correction due à la variation de température n'a été prise en compte. La courbe d'étalonnage du capteur n° 1 est représentée en fig. 21 . Sur la même figure est porté le diagramme pression appliquée sur la semelle versus pression enregistrée par le capteur.

On remarquera que la courbe est décalée par rapport à l'origine, ceci étant dû au poids propre de la semelle.

1.4 Installation

Les cinq capteurs avaient une membrane relativement raide au dos de laquelle était fixée une corde vibrante. La membrane était scellée dans le bâti par un "O - ring". Les fils électriques étaient amenés à la surface du sol à l'intérieur d'un tubage plastique nécessaire pour permettre à la pression atmosphérique de s'exercer à l'intérieur du capteur. Les capteurs, enveloppés dans des sacs plastiques, étaient placés directement sous la semelle (photographie n° 3, planche 1).

2) Clinomètre à jauges de déformations

L'installation de deux tubes pour la mesure des déformations latérales se fit comme suit :

Trou A (croquis tableau 2) : foré jusqu'à 4'8" au-dessous du fond de la semelle à l'aide d'une tarière à main à mèche hélicoïdale de 2" de diamètre. Ensuite fonçage jusqu'à 16' avec une tarière à main de 1"1/16 repris ensuite avec une tarière de 2".

Trou B (croquis tableau 2) : foré jusqu'à 6' au-dessous de la semelle avec une tarière de 1"1/16 qui fut ensuite enfoncée jusqu'à 15'. Mêmes opérations reprises avec une tarière de 2" de diamètre.

Dans ces deux trous un tube plastique flexible de 40 mm. de diamètre intérieur fut enfoncé jusqu'au fond des forages exécutés, les derniers pieds avec quelque effort.

La déformée des tubes au cours des cycles de chargement et de déchargement est une courbe gauche. A l'aide du clinomètre à jauges de déformations (fig.22) conçu et mis au point par l'Institut Suédois de Géotechnique, on a mesuré les déformations radiale et tangentielle à chaque pied de profondeur. Pour cela la sonde est descendue dans le tubage à l'extrémité d'un train de tiges réunies par des flexibles.

L'extrémité supérieure du train de tiges est équipée d'une

manivelle de commande et d'un index se déplaçant sur une alidade. A chaque pied de profondeur sous la semelle on a fait tourner la sonde par rapport à une direction fixe qui est celle de la droite AB orientée vers l'extérieur (cf. croquis tableau 2).

La différence Δ entre les mesures à 0° et 180° , et, à 90° et 270° multiplié par le facteur de calibrage 5×10^{-4} " / Δ a donné les déformations radiales et tangentielles aux tableaux 2, 3 et 4.

BIBLIOGRAPHIE

ACUM, W.E.A. et FOX, L. (1951)

"Computation of Load Stresses in a Three-Layer Elastic System", Géotechnique, Vol. 2.

A.S.T.M. (1964)

"Procedures for Testing Soils".

BARDEN, M. (1963)

"Stresses and Displacements in a Cross-Anisotropic Soil", Géotechnique, Vol. 13, no. 3.

BAUER, G.E.A. (1969)

"Stresses and Deformations on Braced Cuts in Sands", Ph. D. thesis, University of Ottawa, Ottawa, Canada.

BISHOP, A.W. (1950)

"Summarized Proceedings of a Conférence on Stress Analysis", British Journal of Applied Physics, no.1, pp. 241-251.

BISHOP, A.W. (1958)

"Tests Requirements For Measuring the Coefficients of Earth Pressure at Rest", Proc. Conf. Earth Pressures Problems, Bruxelles, vol. 1.

BISHOP, A.W. et HENKEL, D.J. (1962)

"The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test", 2nd ed., Edward Arnold Publishers Ltd, London.

BOROWICKA, H. (1936) -

"Influence of Rigidity of a Circular Foundation Slab on the Distribution of Pressures Over the Contact Surface", Proc. Int. Conf. Soil Mech., Cambridge, Mass., Vol. 2.

BOROWICKA, H. (1938)

"The Distribution of Pressure under a Uniformly Loaded Elastic Strip Resting on Elastic-Isotropic Ground", Second Cong. Intern. Assoc. Bridge and Structural Eng., Final Report VIII 3, Berlin.

BOUSSINESQ, J. (1885)

"Application des Potentiels à l'Etude de l'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques", Paris, Gauthier-Villard.

BURMISTER, D.M. (1943)

"The Theory of Stresses and Displacements in Layer Systems and Application to Design of Airport Runways", Proc. Highway Res. Board, Vol. 23.

CRAWFORD, C.B. (1964)

"Interpretation of the Consolidation Test", J. Soil Mech. and Fdns. Div., Am. Soc. Civil Engrs, Vol.90, no. SM5.

CRAWFORD, C.B. (1968)

"Quick Clays of Eastern Canada", Eng. Geol., Vol. 2, no. 4.

CRAWFORD, C.B. et HAMILTON, J.J. (1959)

"Improved Determination of Preconsolidation Pressure of a Sensitive Clay", Am. Soc. Testing Materials, Spec. Tech. Pub. no. 254.

CRAWFORD, C.B. et BURN, K.N. (1962)

"Settlement Studies on the Mount Sinai Hospital, Toronto", Eng. J., Vol. 45, no. 12

CRAWFORD, C.B. et EDEN, W.J. (1965)

"A Comparison of Laboratory Results with in Situ Properties of Leda Clay", Proc. Sixth Intern. Conf. on Soil Mech. and Fdn. Eng., Vol. 1.

CUMMINGS, A.E. (1941)

"Foundation Stresses in an Elastic Solid with a Rigid Underlying Boundary", Civil Eng., Vol. 11.

D'APPOLLONIA, D.J. (1968)

"Prediction of Stress and Deformation for Undrained Loading Conditions", Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, U.S.A.

DAVIS, E.H. et TAYLOR, H. (1961)

"The Surface Displacement of an Elastic Layer Due to Horizontal and Vertical Surface Loading", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Fdn. Eng., Vol. 1.

DUNCAN, J.M. et CHANG, C.Y. (1970)

"Non Linear Analysis of Stress and Strain in Soils", J. Soil Mech. and Fdn. Div., Am. Soc. Civil Engrs.,

Vol. 96, no. SM5.

FABER, O. (1933)

"Pressure Distribution under Bases and Stability of Foundations", Struc. Engrg.

FADUM, R.E. (1948)

"Influence Values for Estimating Stresses in Elastic Foundations", Proc. Second Intern. Conf. Soil Mech. and Fdn. Eng., Vol. 3.

FLORIN, V.A. (1961)

"Fundamentals of Soil Mechanics", Vol. 1, Moscow.

GADD, N.R. (1962)

"Surficial Geology of Ottawa Nap Area, Ontario and Quebec", Canada, Dept. of Mines and Technical Surveys, Geological Survey, Paper 62-16 : 1-4.

HANNA, T.H. et ADAMS, J.I. (1968)

"Comparison of Field and Laboratory Measurements of Modulus of Deformation of a Clay", Highway Res. Board Record, no. 243.

JANBU, N. (1963)

"Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Fdn. Eng. Wiesbaden.

JANBU, N., BJERRUM, L. et KJAERNSLI, B. (1956)

"Soil Mechanics Applied to Some Engineering Problem", Pub. no. 16, N.G.I., Oslo.

JONES, A. (1961)

"Tables of Stresses in Three-Layer Elastic Systems",
Highway Res. Board Bull. 342.

KALLSTENIUS, T. et BERGAU, W. (1961)

"In Situ Determination of Horizontal Ground Movements",
Proc. Fifth Intern. Conf. Soil. Mech. and Fdn. eng.,
Vol. 2.

KLOHN, E.J. (1965)

"The Elastic Properties of a Dense Glacial Till Deposit",
Can. Geot. J., Vol. 2, no. 2.

LADD, C.C. (1964)

"Stress-Strain Modulus of Clay in Undrained Shear",
J. Soil Mech. and Fdns. Div., Am. Soc. Civil Engrs.,
Vol. 89, no. SM5.

LAMBE, T.W. (1951)

"Soil Testing for Engineers", John Wiley & Sons Inc.,
New York.

LAMBE, T.W. (1964)

"Methods of Estimating Settlements". J. Soil Mech. and
Fdns. Div., Am. Soc. Civil Engrs, no. SM5, Vol. 90.

LAMBE, T.W. (1967)

"Stress Path Method", J. Soil Mech. and Fdns. Div.,
Am. Soc. Civil Engrs., Vol. 95, no. SM6.

LAMBE, T.W. (1969)

"Closure of the Stress Path Method", J. Soil Mech. and
Fdns. Div., Am. Soc. Civil Engrg, Vol. 95, no. SM5.

LANG, J.G. (1968)

"Tables of Water Content Density Relations for
Saturated Soils", C.S.R.I.O., Melbourne.

LEONARDS, G.A. (1962)

"Foundation Engineering", McGraw-Hill Book Company,
New York.

LEONARDS, G.A. (1968)

"Predicting Settlements of Building on Clay Soils",
Proc. of Lecture Series given at the Dept. of Civil
Engineering, Northwestern University.

LO, K.Y. (1961)

"Stress-Strain Relationship and Pore Water Pressure
Characteristics of a Normally Consolidated Clay",
N.G.I., Pub. no. 45.

MEDEDELINGEN, L.G.M. (1960)

"Stress Distribution in a Homogeneous Anisotropic
Elastic Half-Space", L.G.M. MEDEDELINGEN Vol. 5, no.2,
(in German).

MENARD, L. et ROUSSEAU, J. (1962)

"Evaluation des Tassements : Tendances Nouvelles",
Sols-Soils, Vol. 1, no. 1.

NEWMARK, N.M. (1942)

"Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations", Univ. Illinois, Eng. Expt. Sta., Bull. 12.

OHDE, J. (1939)

"Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund", Der Bauingenieur, nos. 33/34.

ROWE, P.W. et BARDEN, L. (1964)

"Importance of Free Ends in Triaxial Testing", Jnl. Soil Mech. and Fdns. Div., Am. Soc. Civil Engrs., Vol. 90, no. SM1.

SCHMERTMANN, J.H. (1955)

"The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay", Trans. Am. Soc. Civil Engrs., Vol. 120, paper no. 2775.

SCHULTZE, E. (1961)

"Distribution of Stress Beneath a Rigid Foundation", Proc. Fifth Intern. Conf. Soil Mech. and Fdn. eng., Vol. 3, Paris.

SKEMPTON, A.W. et MAC DONALD, D.H. (1955)

"A Survey of Comparisons Between Calculated and Observed Settlements of Structures on Clay", Proc., Conf. on Correlation Between Calculated and Observed Stresses and Displacements in Structures, London.

SKEMPTON, A.W. et BJERRUM, L. (1957)

"A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay", *Géotechnique*, Vol. 7, no. 4.

SKEMPTON, A.W. et HENKEL, D.J. (1957)

"Tests on London Clay from Deep Borings at Paddington, Victoria and the South Bank", *Proc. Fourth Intern. Conf. Soil Mech. and Fdn. Eng.*, Vol. 1.

SKEMPTON, A.W. et SOWA, V.A. (1963)

"The Behaviour of Saturated Clays During Sampling and Testing", *Géotechnique*, Vol. 13, no. 4.

SODERMAN, L.G., KIM, Y.D. et MILLIGAN, V. (1968)

"Field and Laboratory Studies of Modulus of Elasticity of a Clay Till", *Highway Res. Board Record*, no. 228.

SOVINC, I. (1961)

"Stresses and Displacements in a Limited Layer of Uniform Thickness, Resting on a Rigid Base, and Subjected to a Uniformly Distributed Flexible Load of Rectangular Shape", *Proc. Fifth Intern. Conf. Soil Mech. and Fdn. Eng.*, Vol. 1.

STEINBRENNER, W. (1936)

"A Rational Method for the Determination of the Vertical Normal Stresses under Foundations", *Proc. Intern. Conf. Soil Mech. and Fdn. Eng.*, Vol. 2.

SUTHERLAND, H.B. (1957)

"Discussion", Proc. Fourth Intern. Conf. Soil Mech.
and Fdn. Eng., Vol. 3, p. 167, London.

TAYLOR, D.W. (1948)

"Fundamental of Soil Mechanics", John Wiley & Sons Inc.,
New York.

TERZAGHI, K. (1943)

"Theoretical Soil Mechanics", John Wiley & Sons Inc.,
New York.

TIMOSHENKO, S. et GOODIER, J.N. (1951)

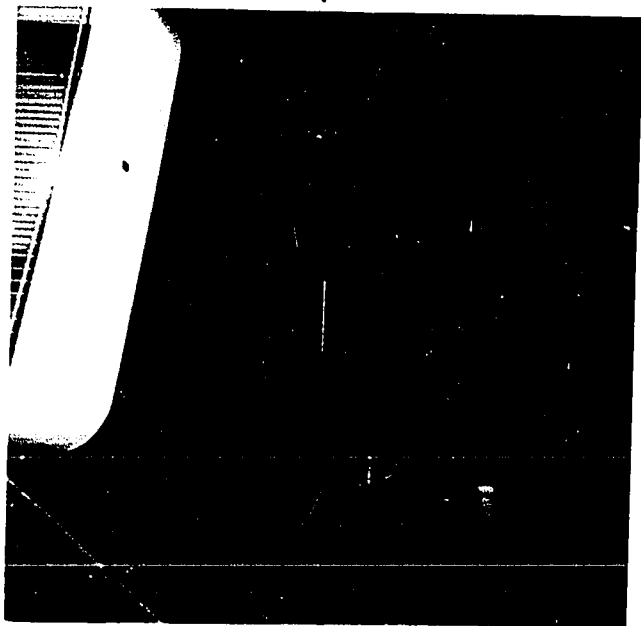
"Theory of Elasticity", 2nd ed., McGraw-Hill Book Company,
New York.

WARDS, W.H., SAMUELS, S.G. et BUTLER, M.E. (1959)

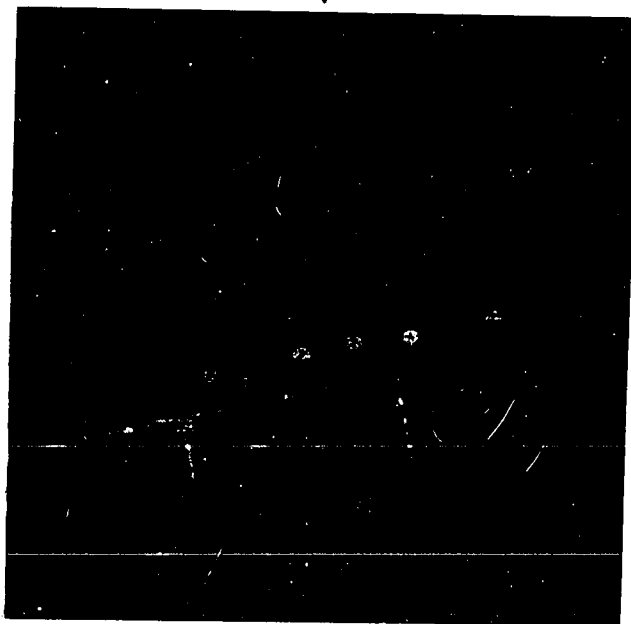
"Further Studies of the Properties of London Clay",
Géotechnique, Vol. 9, no. 2.

WESTERGAARD, H.M. (1938)

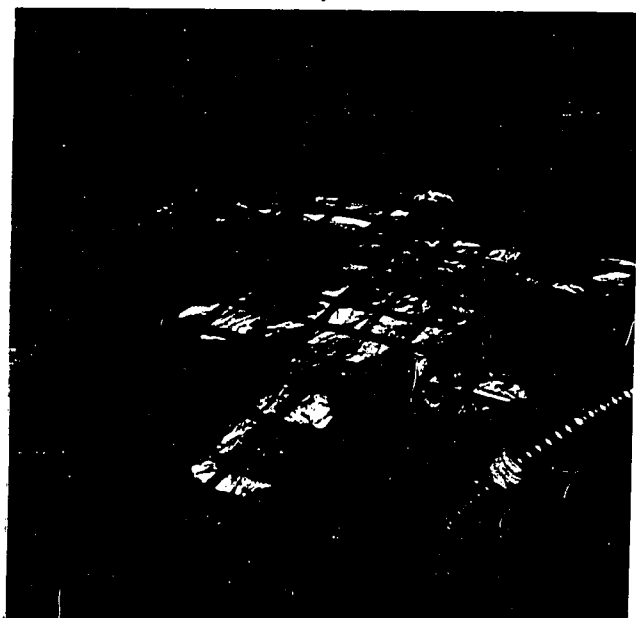
"A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil
Mechanics : Soft Material Reinforced by Numerous Strong
Horizontal Sheets", Contrib. Mechanics of Solids, Stephen
Timoshenko 60th Anniversary Volume, New York, The
MacMillan Co.



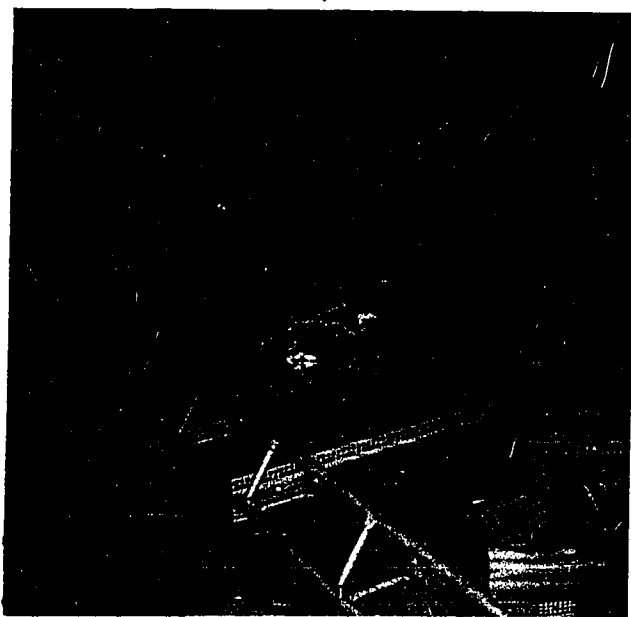
Câble et Vérin (Fig. 1)



Comparteurs pour les Déformations
en Profondeur (Fig. 2)



Capteurs de Pression
sous la Semelle (Fig. 3)



Appareillage pour la Lecture
des Capteurs de Pression (Fig. 4)

COLLEGE ALGONQUIN

ESSAI DE CHARGEMENT EN VRAIE GRANDEUR

PLANCHE 1

TASSEMENTS OBSERVES SUR LE TERRAIN

sous une charge de 600 kips

Tableau 1

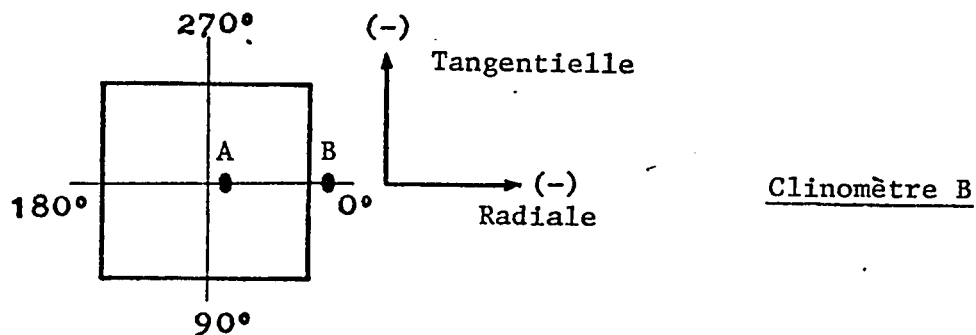
Profondeur sous semelle	Tassomètres	Centre		Milieu du Côté		Coin	
		1 ^{er} Cycle	2 ^{ème} Cycle	1 ^{er} Cycle	2 ^{ème} Cycle	1 ^{er} Cycle	2 ^{ème} Cycle
0'	A, B, C, D						
	7			0.772	0.891	0.885*	0.958*
	E	0.938	1.052				
2'6"	2	0.593	0.675				
	9			0.346	0.377		
5'	3	0.462	0.538				
	5			0.274	0.293		
10'	4	0.194	0.212				
	6			0.131	0.138		
15'	1	0.070	0.067				
	8			0.046	0.018		

* Moyenne des 4 coins

N.B: Les valeurs des tassements dans le tableau ci-dessus sont en pouces.

DEFORMATIONS HORIZONTALES

Tableau 2

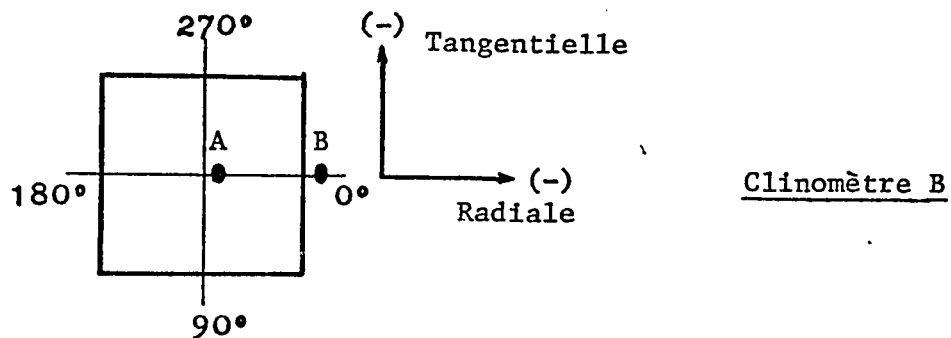


Profondeur sous semelle (ft)	Déformations Radiales en 1/1000" pour une charge appliquée en kips								
	1 ^{er} Cycle					2 ^{ème} Cycle			
	200	400	600	600	0	200	400*	600	0
0	-16	-14	-42	-35	-23	-28	-53	-34	-29
1	-17	-15	-9	-38	-24	-32	-75	-37	-29
2	-15	-13	-8	-34	-14	-25	-94	-32	-22
3	-14	-16	-11	-38	-12	-27	-121	-35	-20
4	-17	-18	-6	-39	-14	-31	-125	-36	-23
5	-17	-17	-2	-42	-16	-35	-129	-41	-26
6	-18	-18	0	-42	-14	-34	-130	-39	-24
7	-19	-18	0	-39	-9	-32	-127	-35	-22
8	-19	-15	0	-34	0	-27	-122	-27	-16
9	-19	-15	-4	-29	3	-25	-118	-23	-13
10	-19	-13	-7	-24	6	-26	-116	-18	-12
11	-21	-15	-10	-24	4	-30	-120	-21	-15
12	-21	-15	-6	-22	6	-32	-119	-21	-18
13	-20	-16	-5	-7	3	-36	-120	-21	-21
14	-24	-16	-2	-7	4	-39	-120	-17	-24
15	-26	-18	-2	-8	6	-44	-122	-18	-27

* Les résultats de cette colonne sont incertains et n'ont pas été pris en compte.

DEFORMATIONS HORIZONTALES

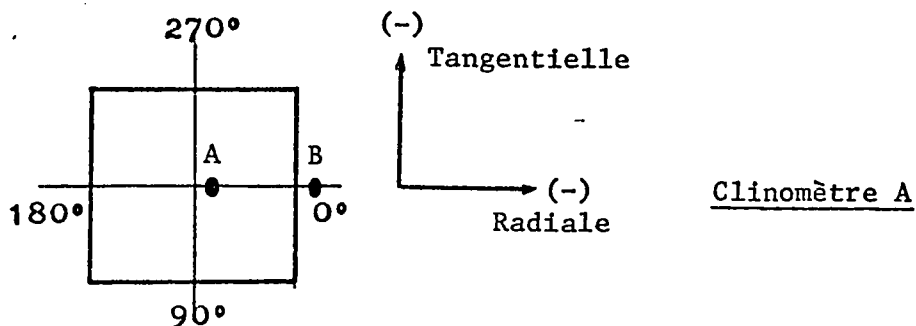
Tableau 3



Profondeur sous semelle (ft)	Déformations Tangentielles en 1/1000" pour une charge appliquée en kips									
	1 ^{er} Cycle					2 ^{ème} Cycle				
	200	400	600	600	0	200	400	600	0	
0	-4	0	-4	-2	8	2	0	2	5	
1	-4	2	-2	0	8	0	-5	2	2	
2	-5	-1	-6	-5	6	-5	-16	-4	0	
3	-4	4	4	7	15	4	-9	11	13	
4	-3	6	6	9	19	7	-6	13	17	
5	-4	5	4	5	16	4	-10	10	13	
6	-3	5	2	2	11	-2	-14	6	6	
7	-3	4	-2	-3	9	-6	-17	2	1	
8	-4	5	-2	-1	10	-7	-22	12	3	
9	-2	8	0	1	14	4	-19	16	5	
10	0	9	0	3	14	2	-20	16	3	
11	0	0	-2	3	15	-1	-20	21	3	
12	1	5	-6	0	16	-2	-23	20	-1	
13	0	4	-8	-18	13	-6	-26	18	0	
14	-1	-3	-24	-21	10	-13	-30	15	-6	
15	-7	-13	-32	-33	-2	-24	-38	8	-18	

DEFORMATIONS HORIZONTALES

Tableau 4



Profondeur sous semelle (ft)	Déformations radiales en 1/1000" pour une charge appliquée en kips				Déformations tangentielles en 1/1000" pour une charge appliquée en kips			
	600	0	600*	0	600	0	600	0
0	-4	-2	-8	-3	10	6	-7	-3
1	6	3	0	-2	14	15	-2	3
2	-1	2	-8	-7	20	24	4	8
3	-11	-2	-18	-10	20	28	4	8
4	-9	3	-16	-5	10	27	5	8
5	-4	9	-9	2	5	24	3	4
6	-5	8	-6	2	5	15	-15	-9
7	-4	6	-7	2	3	24	-7	2
8	-1	10	-3	4	3	22	-10	-1
9	-2	10	-4	4	6	23	-11	-1
10	-3	11	-55	6	9	24	-13	0
11	-2	17	-113	-4	12	27	-14	4
12	-2	16	-168	-2	15	30	-21	8
13	0	15	-228	-52	17	32	-30	11
14	0	0	-235	-54	21	33	-28	14
15	-3	-7	-242	-62	26	36	-25	13
16	-36	-40	-279	-97	30	37	-25	15

*Les résultats de cette colonne sont incertains et n'ont pas été pris en compte.

D'UN MODULE DE RECHARGEMENT

Tableau 5

Auteurs et année	Nature du sol	Type d'essai	Etreinte latérale σ_c	Nombre de cycles	Contrainte déviatorique maximum pendant les cycles
Wards, W.H. Samuels, S.G. Butler, M.E. (1959)	argile	U.U.1	$\sigma_c = \sigma'_{ov}$	environ 3	2/5 de la résistance au cisaillement
Crawford, C.B. Burn, K.N. (1962)	argile + till	U.U.1 C.U.1	1-2 x pression apportée par la fondation	≤ 10 4	environ celle engendrée par le bâtiment
Klohn, E.J. (1965)	till glaciaire	U.U.1	50 psi	3	1/2 de la résistance au cisaillement
Soderman, L.G. Kim, Y.D. Milligan, V. (1968)	argile + till	U.U.1 C.U.1	* *	sur le même essai $\begin{cases} 3 \\ 2 \\ \text{variable} \end{cases}$	$\begin{cases} 1/3 \\ 1/2 \\ 3/4 \end{cases}$ de la contrainte déviatorique maximum prédite
Hanna, T.H. Adams, J.I. (1968)	argile	U.U.1 U.U.2 C.U.2	* 20 psi 20 psi	2 2 3	$\begin{cases} 1/2 \text{ à } 1/3 \text{ de la résistance au cisaillement} \\ \text{chaque accroissement vaut 6\% de la charge à la rupture} \end{cases}$

Légende: * valeur non précisée 1 = Déformation contrôlée 2 = Contrainte contrôlée
 U.U. = essai triaxial non consolidé non drainé C.U. = essai triaxial consolidé non drainé

ESSAIS "Ko" + REDUCTION D'ETREINTE LATÉRALE

Tableau 6

Profondeur sous semelle	Fin de la Phase "Ko"		Fin de la Phase de Réduction Latérale			Accroissements calculés des contraintes		Validité du "chemin des contraintes"
	Ko	ε%	ε%	$\Delta\sigma_1$ (psi)	$\Delta\sigma_3$ (psi)	horizontales $\Delta\sigma_3$ (psi)	verticales $\Delta\sigma_1$ (psi)	
4'5"	.781	0.3	2.20	30.6	3.2	7.96	31.1	oui
6'10"	.203	0.54	2.45	23.1	10.8	3.125	22.7	non
9'3"	.201	0.68	1.75	15.6	11.1	1.291	15.7	non
11'9"5/10	.233	1.03	2	11.2	3.7	0.67	11.1	non
13'4"1/2	.209	1.42	3	9.2	2.7	0.375	9.17	non
16'11"	.290	2.03	3	6.1	0	0.292	6.38	oui
21'8"1/2	.240	2.11	2.5	3.5	1.5	0.148	3.8	non
23'4"1/2	.364	2.92	3.5	3.6	2.1	0.027	3.58	non

Profondeur sous semelle (ft)	Fin des Cycles			Prédictions selon Boussinesq (charge uniforme = 6 ksf)				Caractéristiques à la rupture		Déviateur prédit + Déviateur de fin du cycle	$\frac{E_u}{\sigma_c}$
	Module E_u psi	Pression de cellule σ_c (psi)	Déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ psi	Déformation $\epsilon\%$	Déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ psi	Contrainte verticale σ_1 psf	Contrainte horizontale σ_3 psf	Déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ psi	Déformation $\epsilon\%$		
2'1/2	3000 ^a	1.73	10.88	6.20	2.34	6000	5663	13.70	15.06	1	1750
2'2"1/2	4867	3.15	19.68	1.99	19.8	5692	2834	30.26	5.21*	1	1550
4"	1908	4.74	7.77	3.13	23.9	4798	1358	16.63	8.83*	3	405
6'5"	4214	5.70	8.94	0.78	20.2	3419	510	21.99	3.66	2.4	740
8'10"	3273	6.50	7.94	1.07	15.05	2383	213	16.92	4.48	2.7	730
10'11"	1286	7.20	6.96	2.21	11.72	1778	110	10.06	3.8	1.7	185
12'11"	1738	7.84	4.39	1.78	9.1	1372	63	11.40	4.31	2.1	222
16'6"	1764	9.0	6.20	1.97	6.15	912	26	11.30	4.48	1	196
20'10"	1763	10.33	4.02	1.20	4.1	602	11	11.97	4.71*	1	171
24'8"	2492	11.72	2.87	0.48	3.0	441	6	13.94	3.45	1	212

a: module choisi pour un déviateur de 2.34 psi

*: éprouvette non brisée

Tableau 7

Profondeur sous semelle	Fin des Cycles						Prédictions selon Boussinesq (charge uniforme = 6 ksf)				Caractéristiques à la rupture		Déviateur prédit ÷ Déviateur de fin de cycle du cycle	$\frac{E_c}{\sigma_c}$	
	Module E_c psi	Ko	Pression de cellule σ_c (psi)	Déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ (psi)	Déformation $\epsilon\%$	Déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ (psi)	Déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ (psi)	Contrainte verticale σ_1 (psf)	Contrainte horizontale σ_3 (psf)	Déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ psi	Déformation $\epsilon\%$				
												Déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ (psi)			Déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ (psi)
12"1/2	3800	1	2.34	10.87	0.5	11.1	1600	5961	4361	18.8	.98*	1620	1		
4'10"	4230	0.7	3.35	7.99	0.46	23.2	3343	4304	961	24.79	5.86*	1260	2.9		
7'5"	3118a	0.21	2.85	18.38	5.26	18	2592	2942	350			1090	1		
13'10"1/2	3385	0.23	3.97	6.95	0.97	8.15	1173	1222	49	15.67	2.31	845	1.2		
17'7"1/2	4408b	0.25	4.72	5.98	0.55	5.5	792	813	21	13.81	2.01	935	1		

Tableau 8

* éprouvette non brisée
a module choisi pour un déviateur de 15.65 psi
b module choisi pour un déviateur de 5.5 psi

TASSEMENTS IMMEDIATS SUPERFICIELS

prédits au laboratoire

Tableau 9

	Eu						Essai de chargement sur le terrain			Ec		
	Boussinesq			Westergaard			1 ^{er} cycle	2 ^{ème} cycle	Westergaard		Boussinesq	
	B.U.	B.H.	W.U.	W.H.	W.U.	W.H.			W.U.	B.H.	B.U.	
Semelle flexible	Centre	1.435	1.341	1.322	1.232	1.232	0.938	1.052	.838	.912	.835	.914
	Côté	0.800	0.812	.878	.853	.853	0.772	0.891	.584	.580	.516	.507
	Coin	.623	.629	.617	.622	.622	0.885	0.958	.395	.391	.360	.355
Semelle rigide	Centre	1.335	1.244	1.196	1.118	1.118	0.938	1.052	.752	.816	.766	.835
	Côté	0.852	0.865	.802	.807	.807	0.772	0.891	.529	.524	.438	.434
	Coin	.592	.597	.571	.575	.575	0.885	0.958	.360	.357	.337	.333

Légende: B: analyse de Boussinesq - W: analyse de Westergaard

U: distribution uniforme de la pression de contact

H: distribution en couronne de la pression de contact

N.B: les valeurs des tassements dans le tableau sont en pouces.

TASSEMENTS IMMEDIATS SUPERFICIELS

prédits par la méthode de Janbu
au centre de la semelle

Tableau 10

	Utilisation de la partie initiale de la courbe		Utilisation de la branche de rechargement de la courbe	
	E'u = 790 psi	E'c = 1980 psi	Eu = 2850 psi	Ec = 3560 psi
Massif de profondeur finie	2.77	1.09	0.76	0.61
Massif semi indéfini	3.28	1.31	0.91	0.73

N.B: les valeurs du tassement immédiat ρ_i sont données ci-dessus en pouces.

$$- \rho_i = \mu_o \mu_1 q B \frac{1-\nu^2}{E} \quad (6)$$

$\nu = 0.5$
 $B = 120''$
 $q = \frac{6000}{144} \text{ psi}$

- E est un module sécant moyen provenant:

* soit de la partie initiale, soit de la partie de rechargement des
courbes d'essais

et

* soit d'essais triaxiaux U.U., soit d'essais triaxiaux C.U. -

- La couche compressible formant un massif de profondeur finie a une
épaisseur de 28' -

Tableau 11

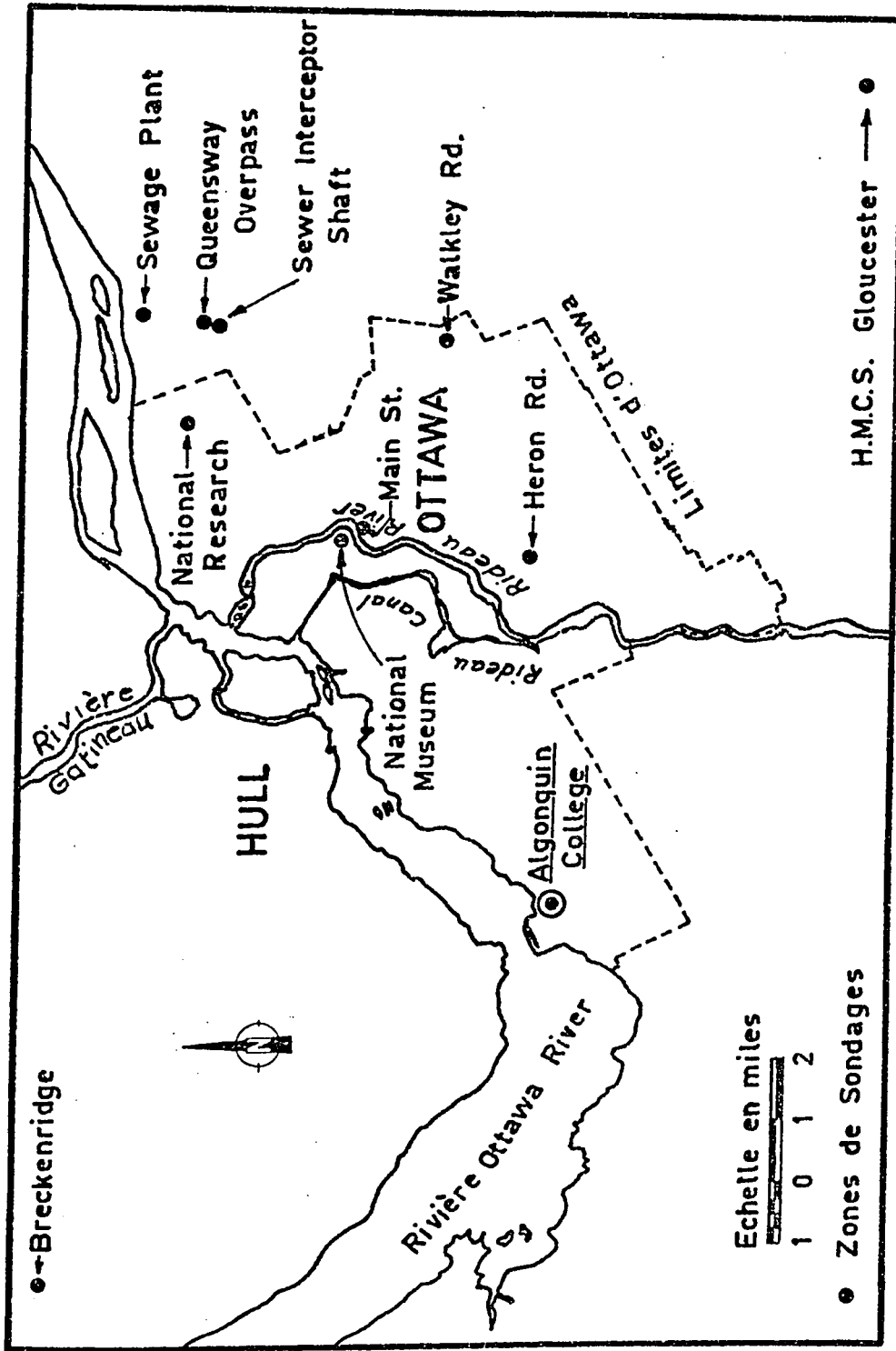
Profondeur sous Semelle	Type d' Essai	Hauteur H (ins.)	Diamètre ∅ (ins.)	Densité γ (pcf.)	Teneur en Eau w %	Degré de Saturation S _r %
2'½"	U.U.	3.880	1.996	112.07	35.06	88.7
5"	Cons.	0.747	2.500	115.20	31.53	88.7
12'½"	C.U.	3.344	2.007	115.68	36.40	96.1
2'1"	Cons.	0.749	2.500	116.00	24.09	77.5
2'2"½"	U.U.	3.217	1.996	114.50	36.16	94.4
4'	U.U.	3.045	1.989	112.66	38.50	93.8
4'2"	Cons.	0.747	2.500	108.29	40.36	89.3
4'5"	K ₀ +LR	4.000	2.011	114.00	39.35	96.9
4'10"	C.U.	4.026	2.009	110.71	42.72	95.4
6'2"	Cons.	0.746	2.500	104.49	58.92	99.4
6'5"	U.U.	4.006	2.009	106.51	53.13	98.3
6'10"	K ₀ +LR	3.775	2.005	107.82	51.90	99.8
7'5"	C.U.	4.000	2.010	108.70	49.10	98.4
8'7"	Cons.	0.747	2.500	106.95	52.00	98.0
8'10"	U.U.	3.671	1.931	112.00	46.00	100.7
9'3"	K ₀ +LR	3.980	2.003	109.60	49.30	99.9
10'7"	Cons.	0.747	2.500	108.92	*	*

* valeurs non mesurées ou non calculées

Tableau 12

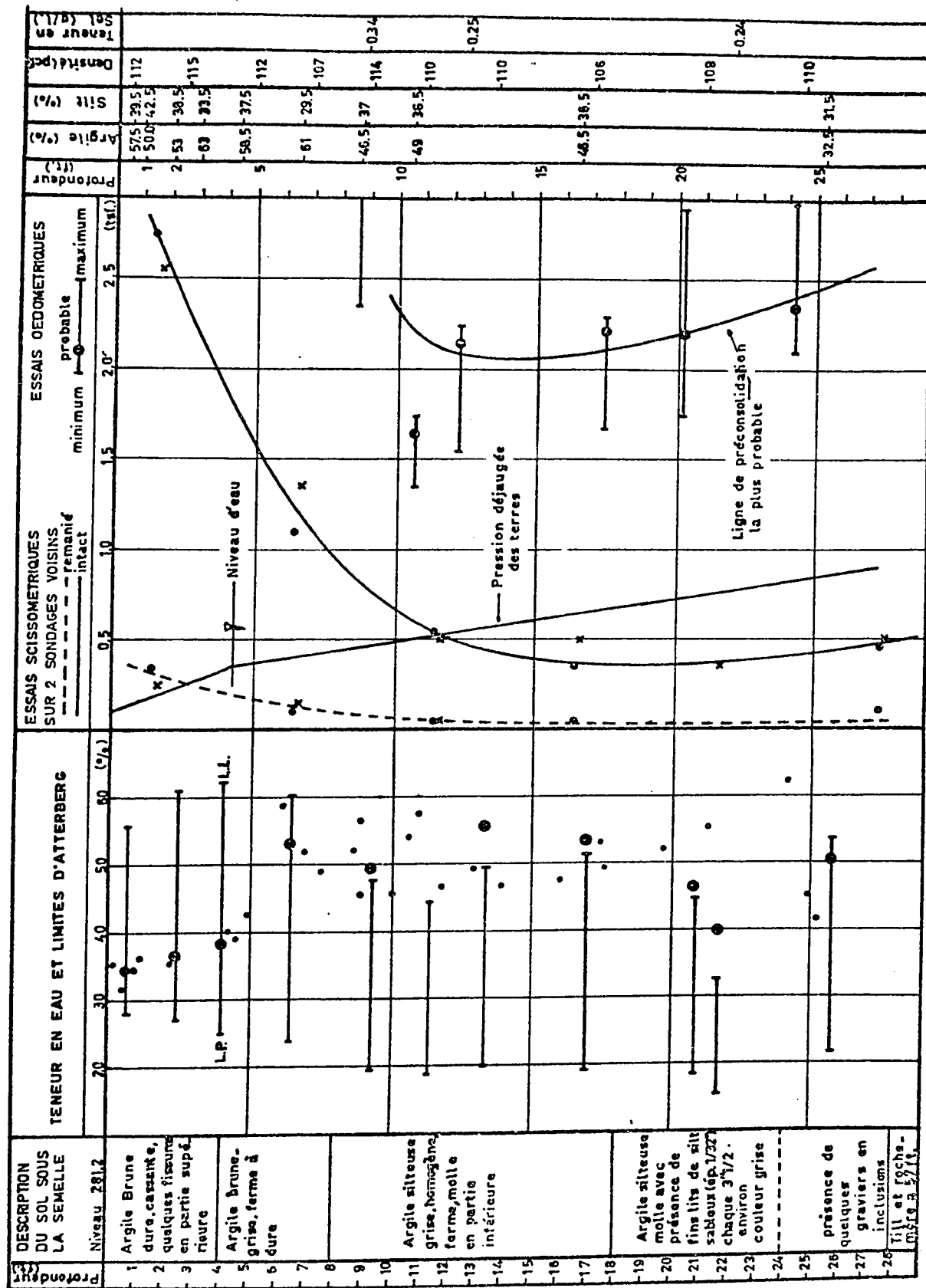
Profondeur sous Semelle	Type d' Essai	Hauteur H (ins.)	Diamètre ϕ (ins.)	Densité γ (pcf.)	Teneur en Eau w %	Degré de Saturation S_r %
10'11"	U.U.	3.085	1.944	104.01	57.50	97.8
11'9" $\frac{1}{2}$	K _o +LR	3.837	1.937	110.40	46.28	98.4
12'2"	Cons.	0.749	2.500	114.20	70.27	122.5
12'11"	U.U.	2.807	1.946	109.92	49.20	100.4
13'4" $\frac{1}{2}$	K _o +LR	4.016	1.934	106.11	55.62	99.6
13'10" $\frac{1}{2}$	C.U.	3.526	1.964	110.48	47.03	99.3
16'6"	U.U.	2.524	1.940	104.50	*	*
16'11"	K _o +LR	3.960	1.945	*	53.30	*
17'5"	Cons.	0.747	2.500	106.64	53.17	98.6
17'7" $\frac{1}{2}$	C.U.	3.947	1.948	105.96	49.38	99.4
20'2"	Cons.	0.746	2.500	105.40	29.14	71.5
20'10"	U.U.	3.906	1.932	109.48	*	*
21'8" $\frac{1}{2}$	K _o +LR	3.647	1.939	114.06	39.92	97.7
23'4" $\frac{1}{2}$	K _o +LR	4.000	2.004	115.95	38.20	98.7
24'2"	Cons.	0.747	2.500	103.00	61.90	99.2
24'8"	U.U.	4.000	1.934	103.10	*	*

* valeurs non mesurées ou non calculées.

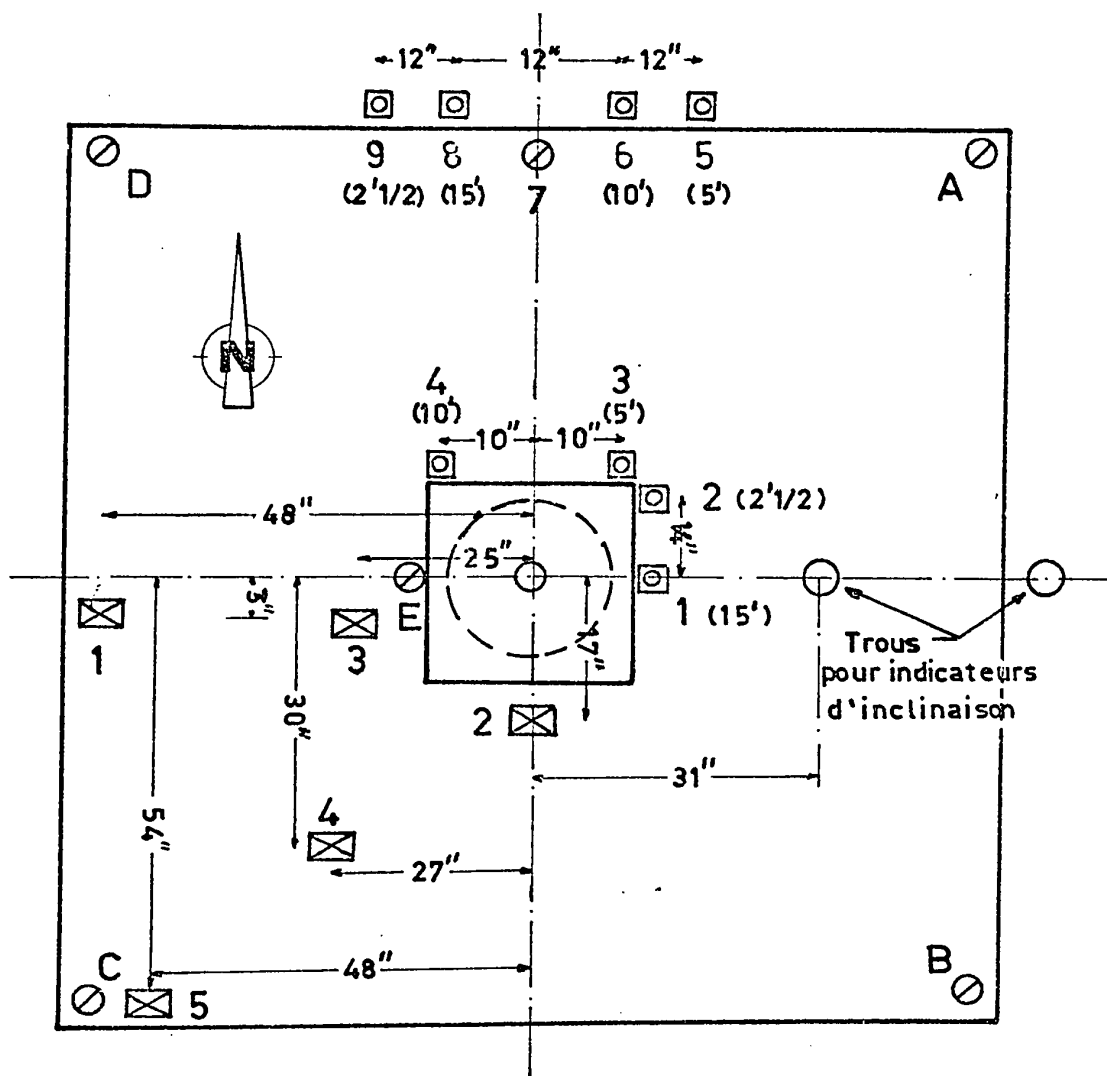


RÉGION D'OTTAWA-HULL

FIGURE -1



PROFIL SOUTERRAIN ET RESUME DES ESSAIS FIGURE-2



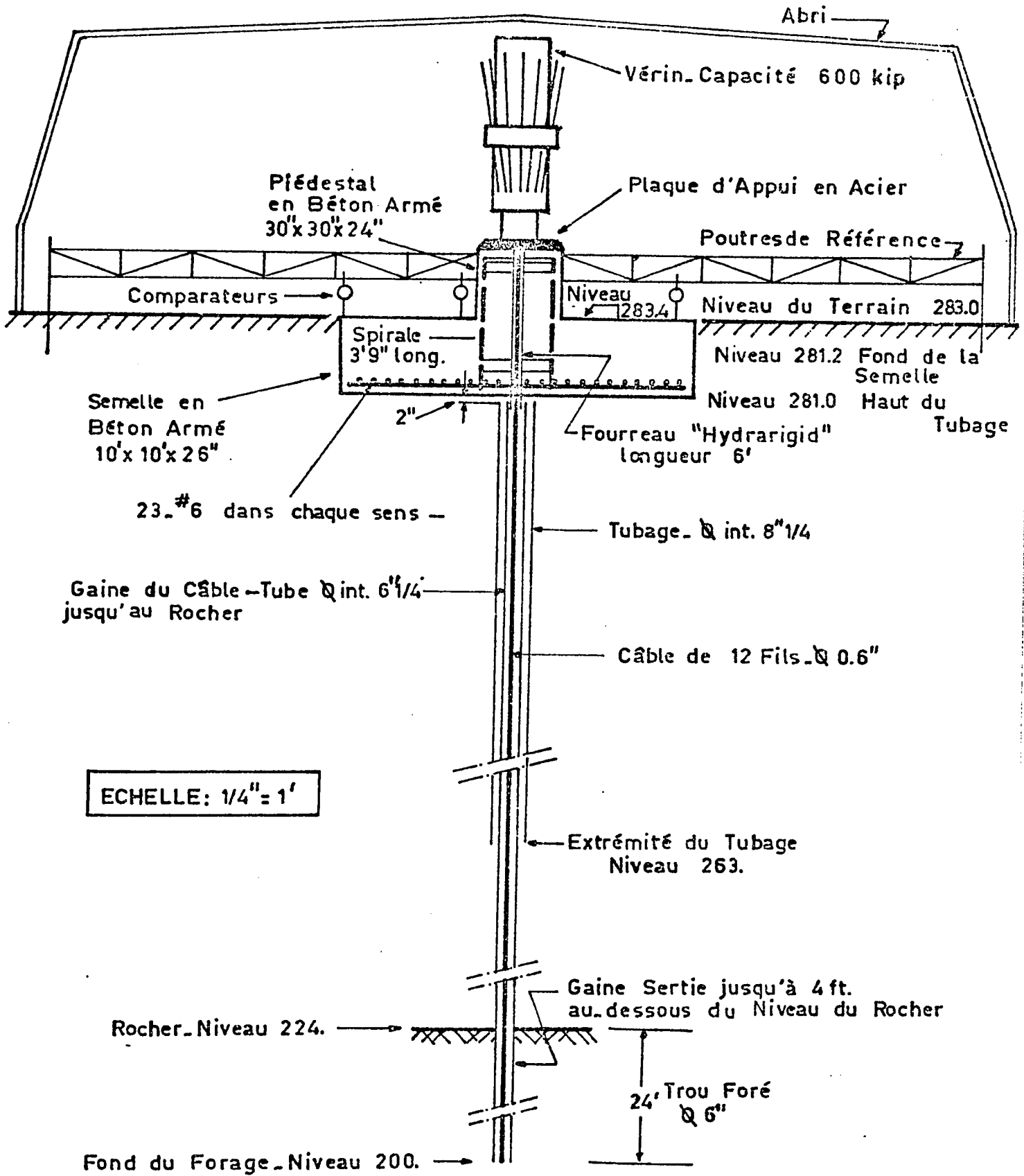
LEGENDE

(Ech: 1/2" = 1')

- Comparateur au sommet de la semelle
- ⊗ Comparateur pour point de repère en profondeur
- ⊠ Capteur de pression

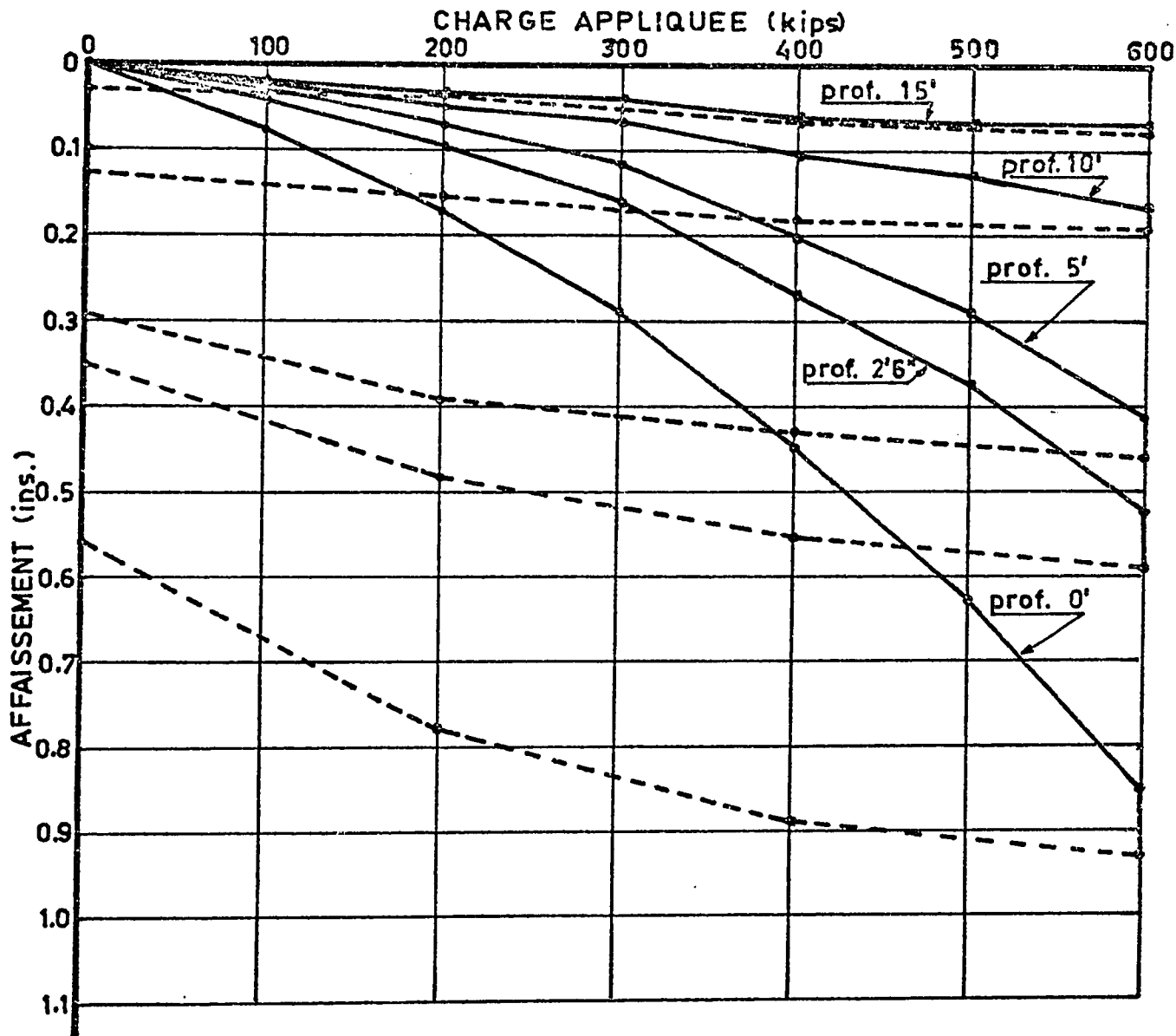
SCHEMA DE L'INSTALLATION

FIGURE - 3



COUPE SUR SEMELLE

FIGURE - 4

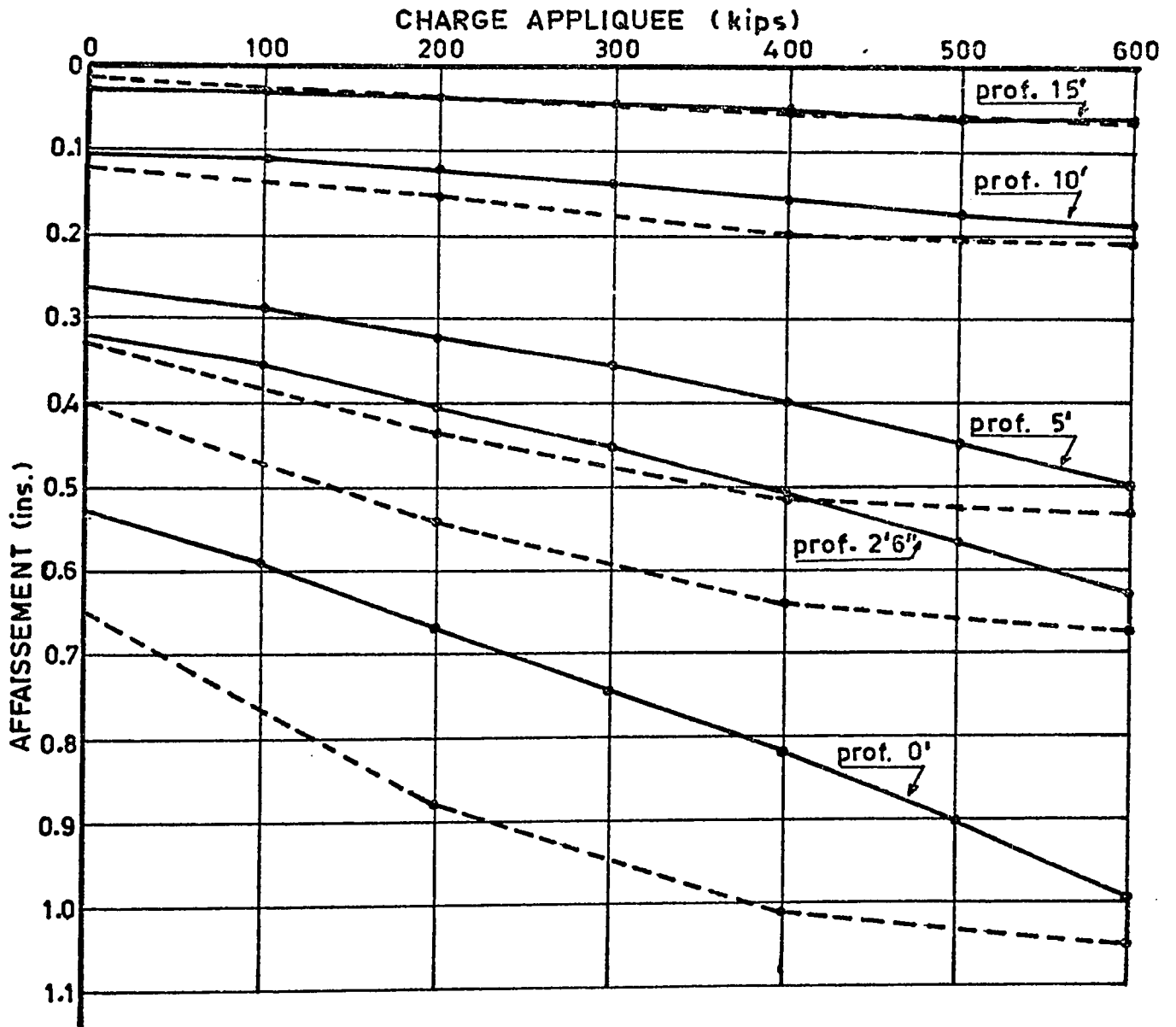


1er CYCLE

Chargement ———●———
 Déchargement - - - - -○- - - - -

AFAISSEMENTS AU CENTRE SOUS CHARGES

FIGURE -5.1

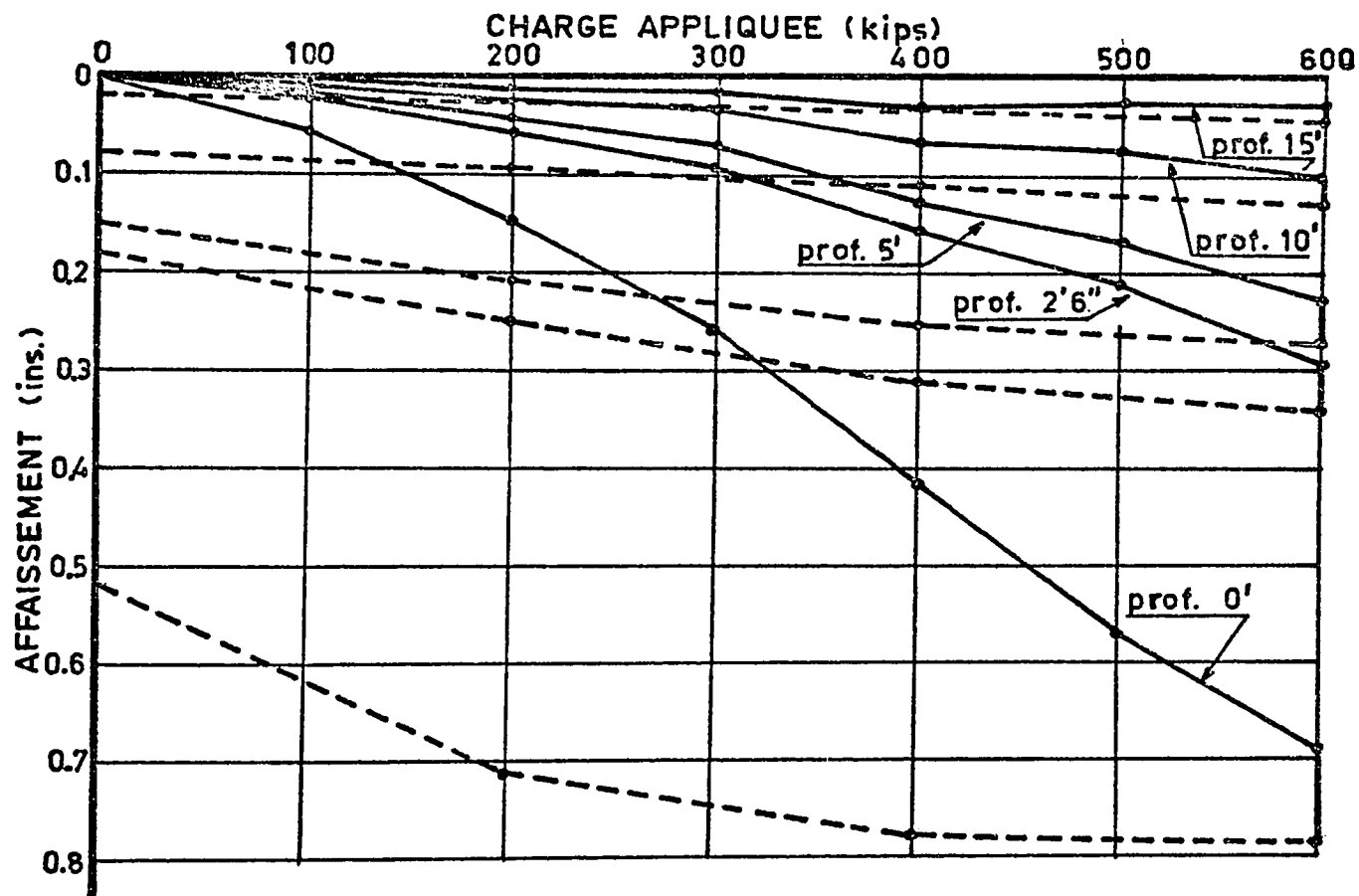


2ème CYCLE

Chargement ————
Déchargement - - - -

AFAISSEMENTS AU CENTRE SOUS CHARGES

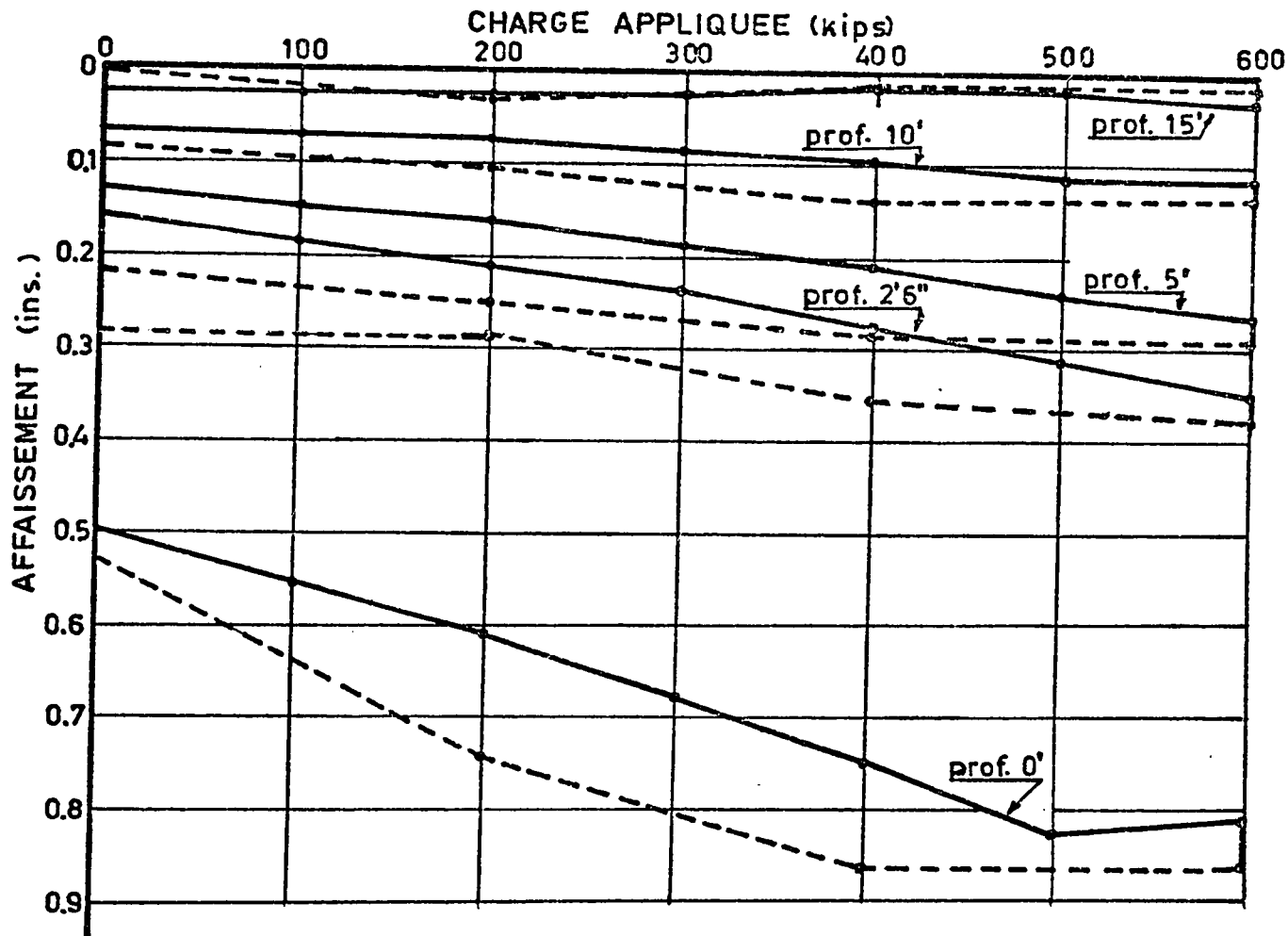
FIGURE - 5.2



1er. CYCLE

Chargement ———●—————
 Déchargement - - - - -●- - - - -

AFFAISSEMENTS AU MILIEU DU COTE SOUS CHARGES

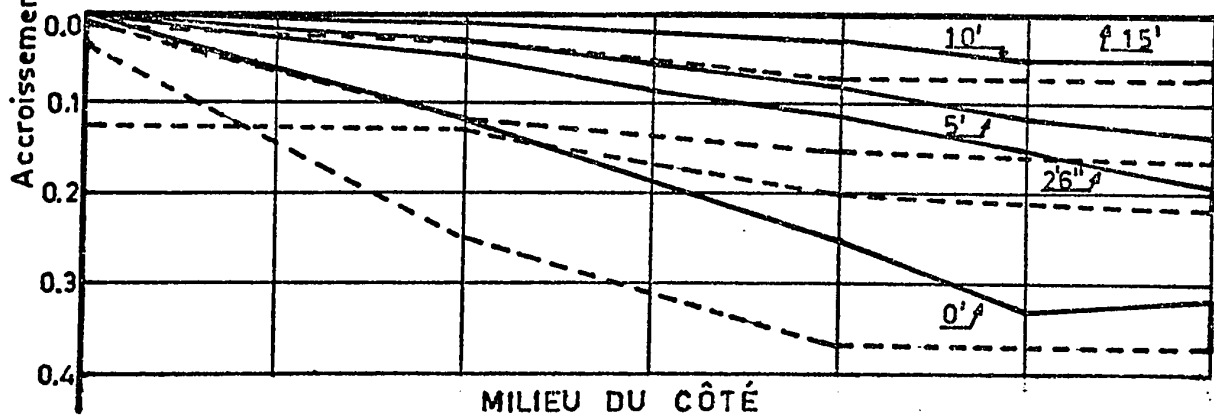
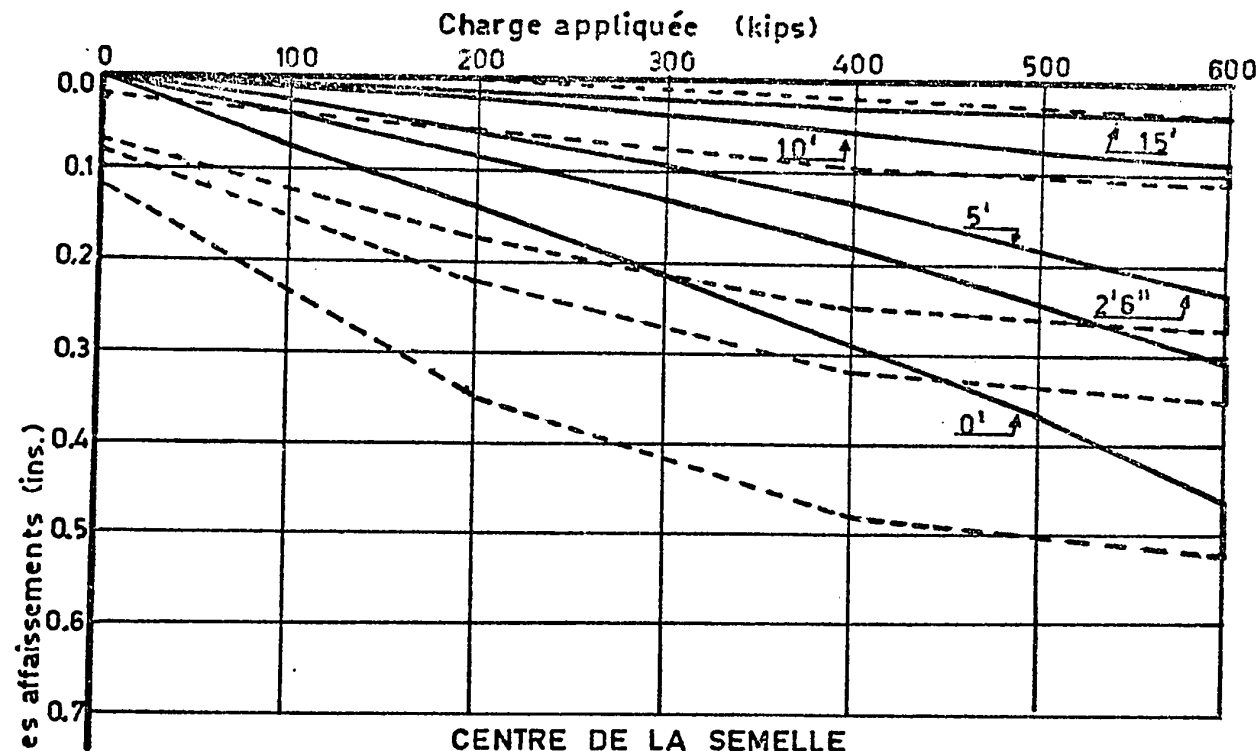


2ème CYCLE

Chargement ———
 Déchargement - - -

AFFAISSEMENTS AU MILIEU DU COTE SOUS CHARGES

FIGURE-6.2

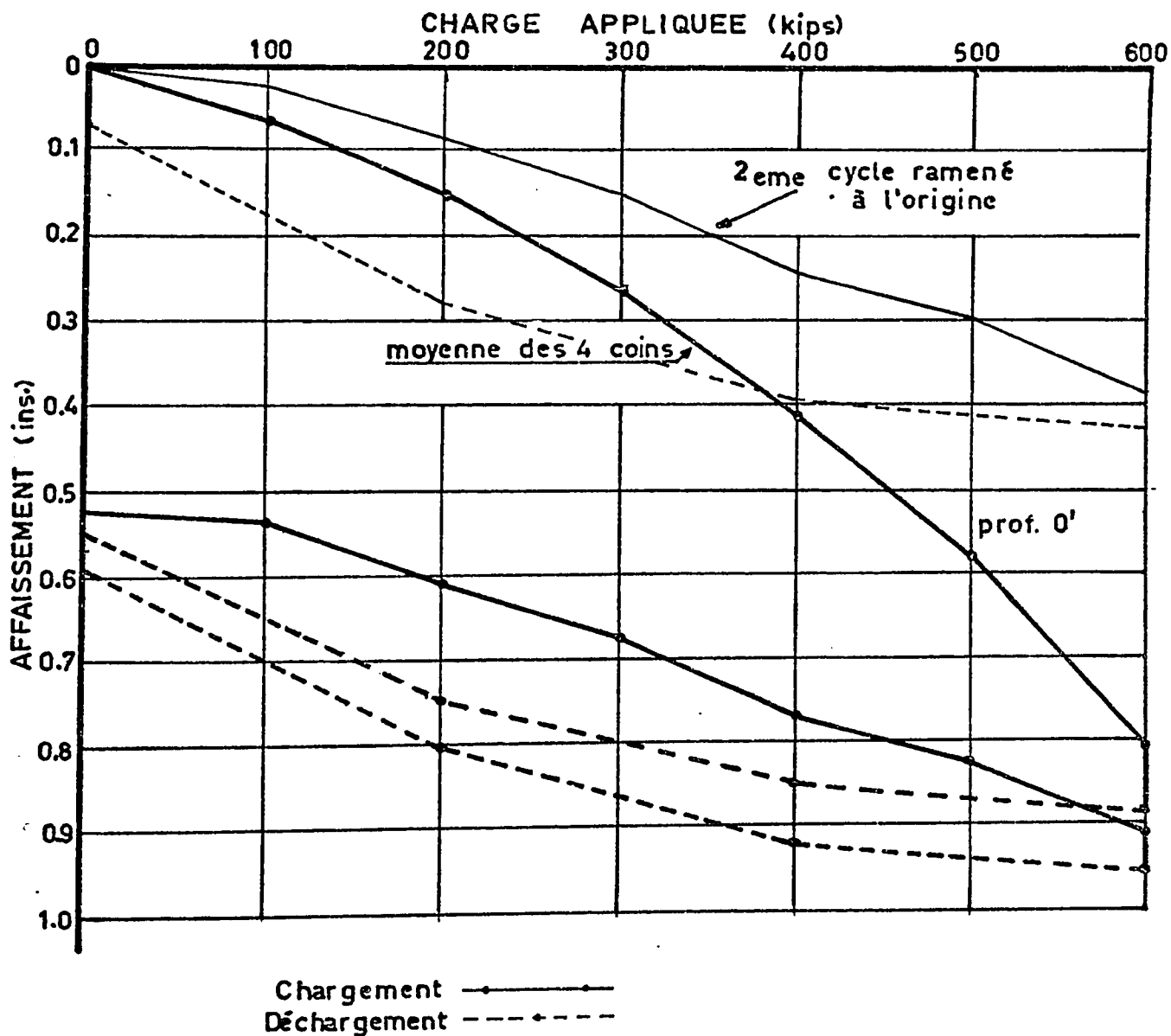


— Chargement
 - - - Déchargement

N.B.: les courbes sont ramenées à l'origine

AFFAISSEMENTS SUPPLEMENTAIRES AU DEUXIEME CYCLE

FIGURE_6.3



AFAISSEMENTS AU COIN SOUS CHARGES

FIGURE - 7

TASSEMENT EN FONCTION DU TEMPS: Point E

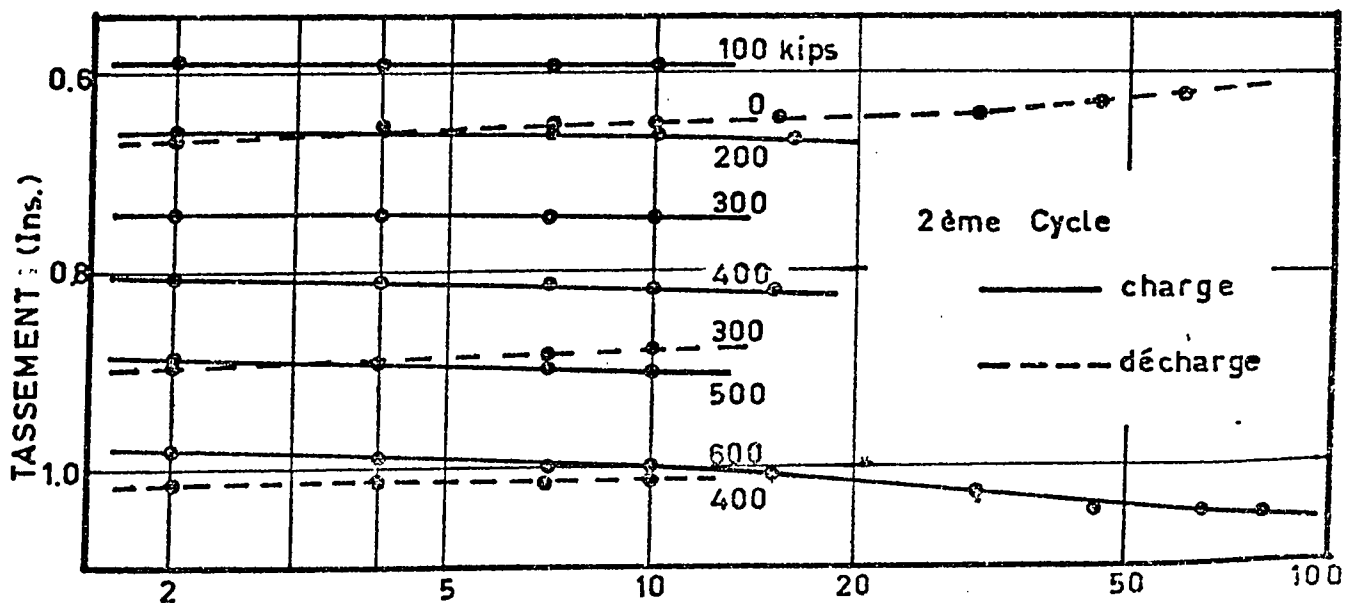
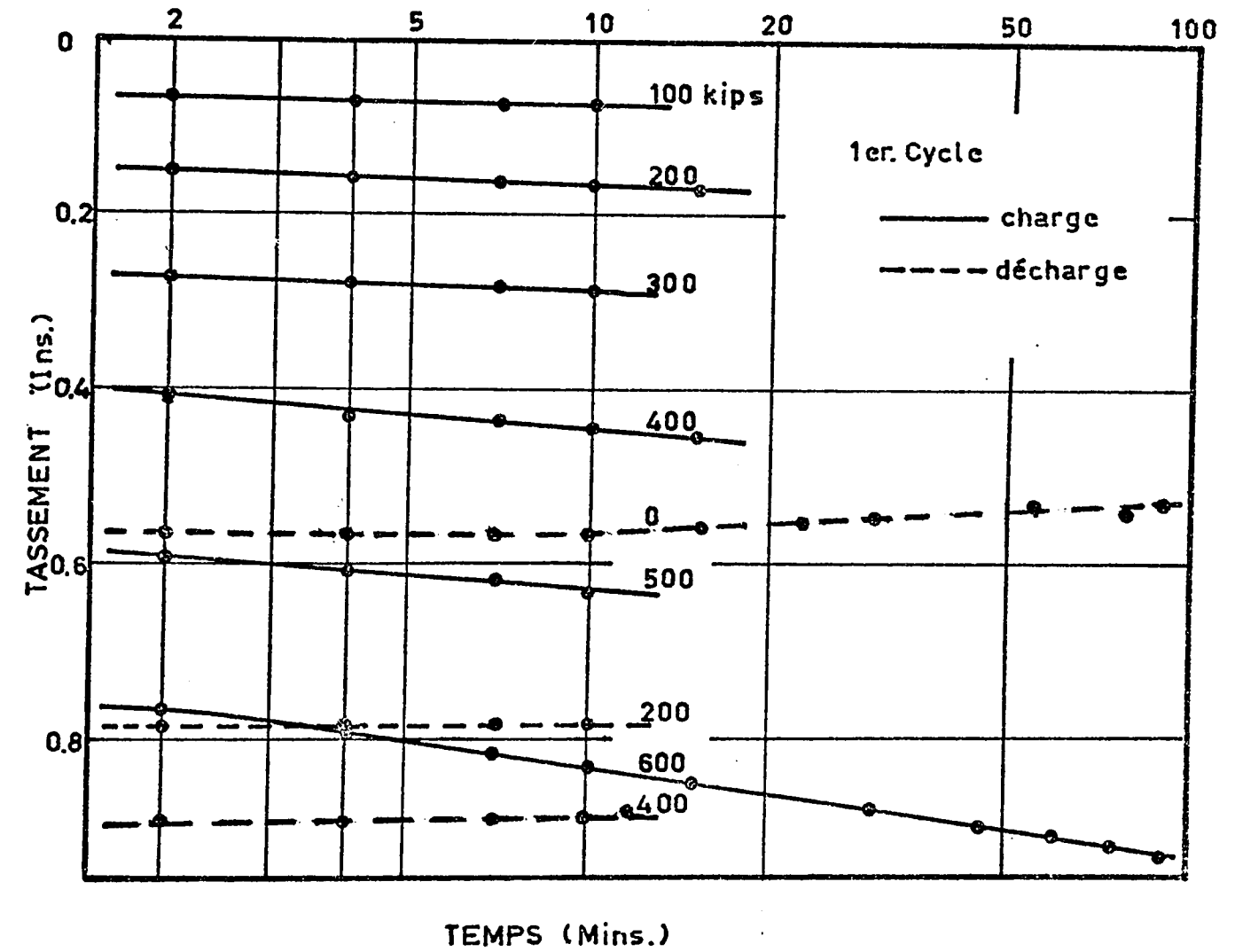


FIGURE - 8

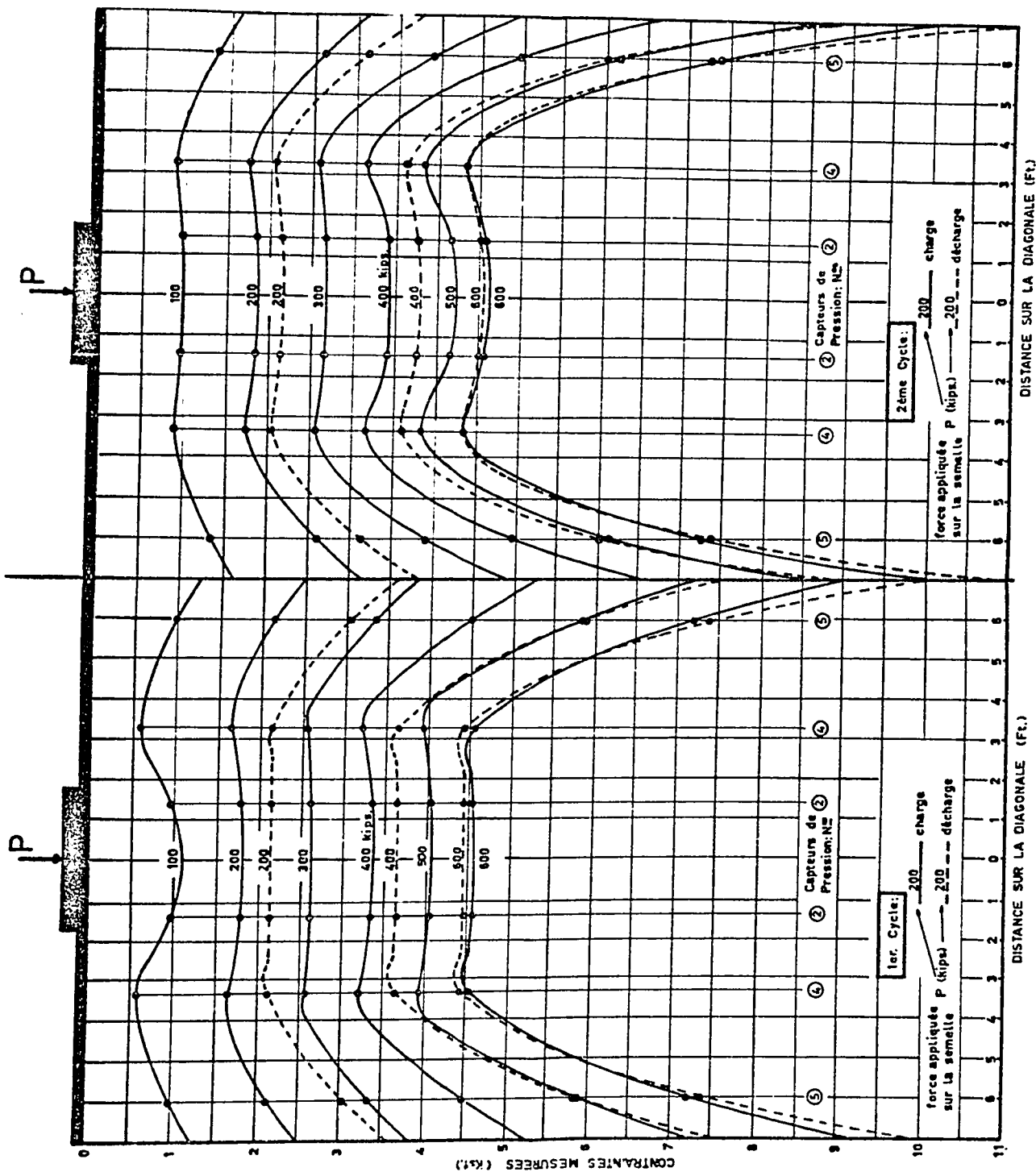


FIGURE -9.1

REPARTITION DES CONTRAINTES MESUREES SOUS LA SEMELLE

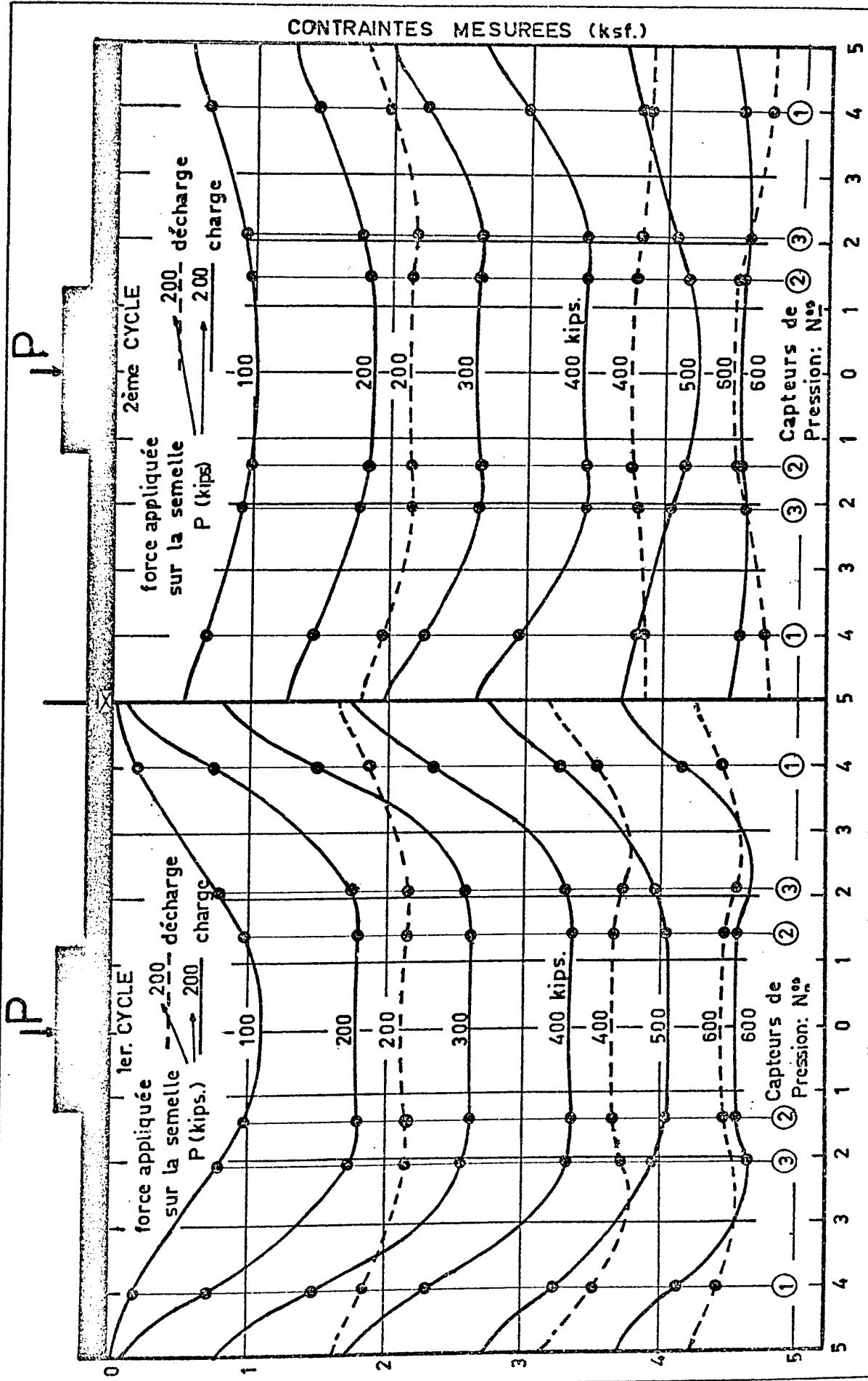
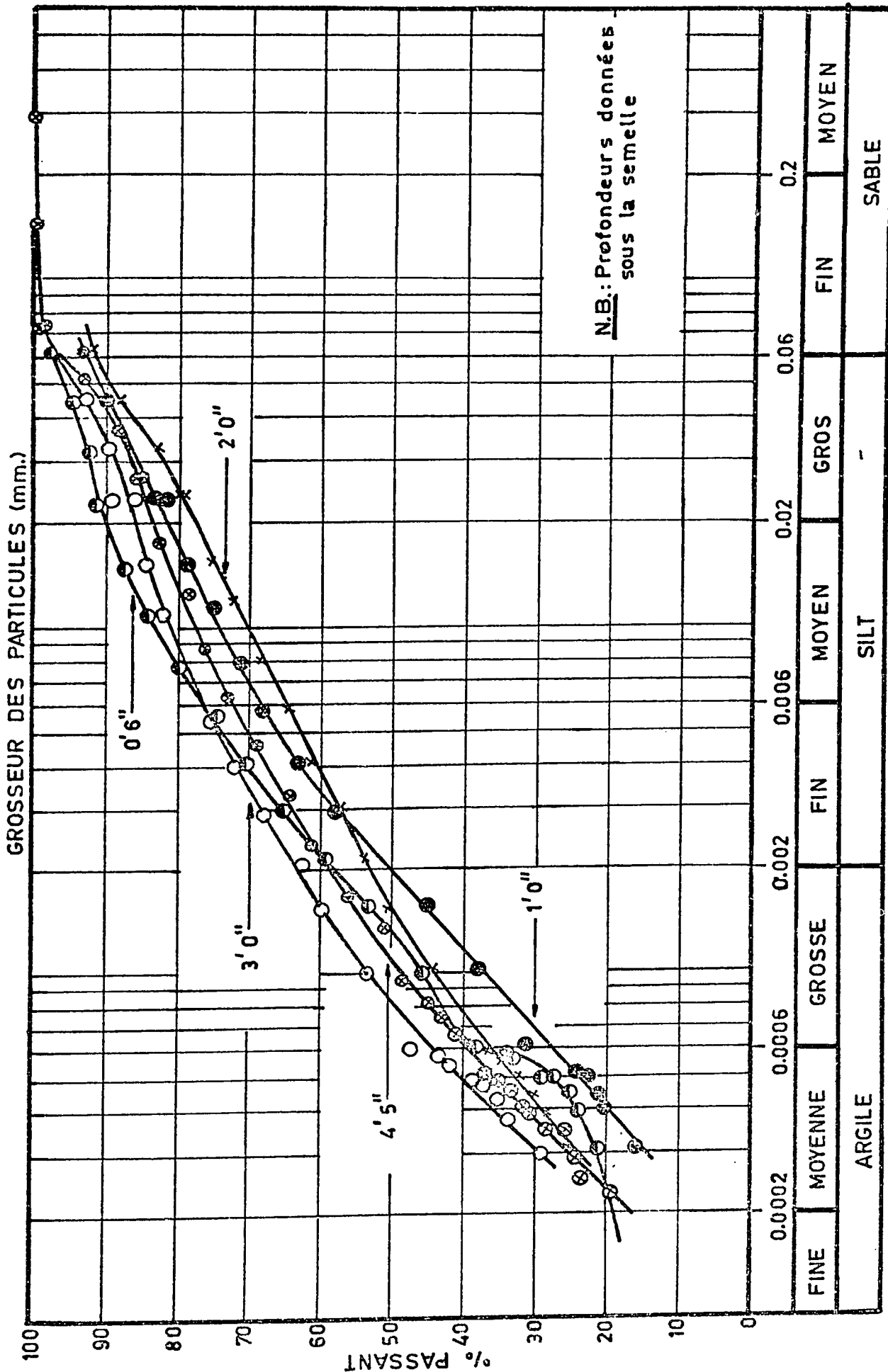


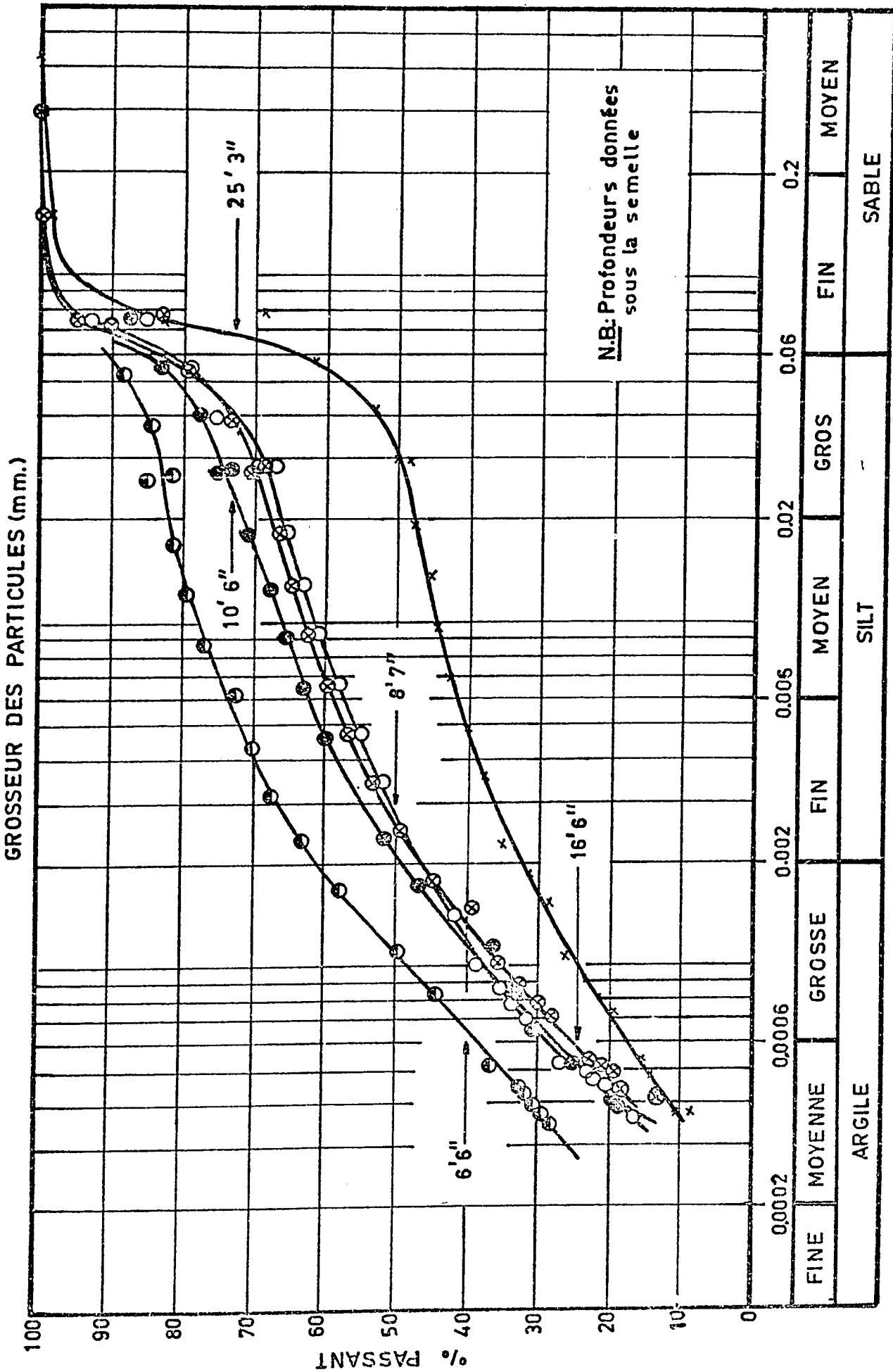
FIGURE-9.2 DISTANCE SUR LA DROITE JOIGNANT LE MILIEU DES COTES (ft.)

REPARTITION DES CONTRAINTES SOUS LA SEMELLE



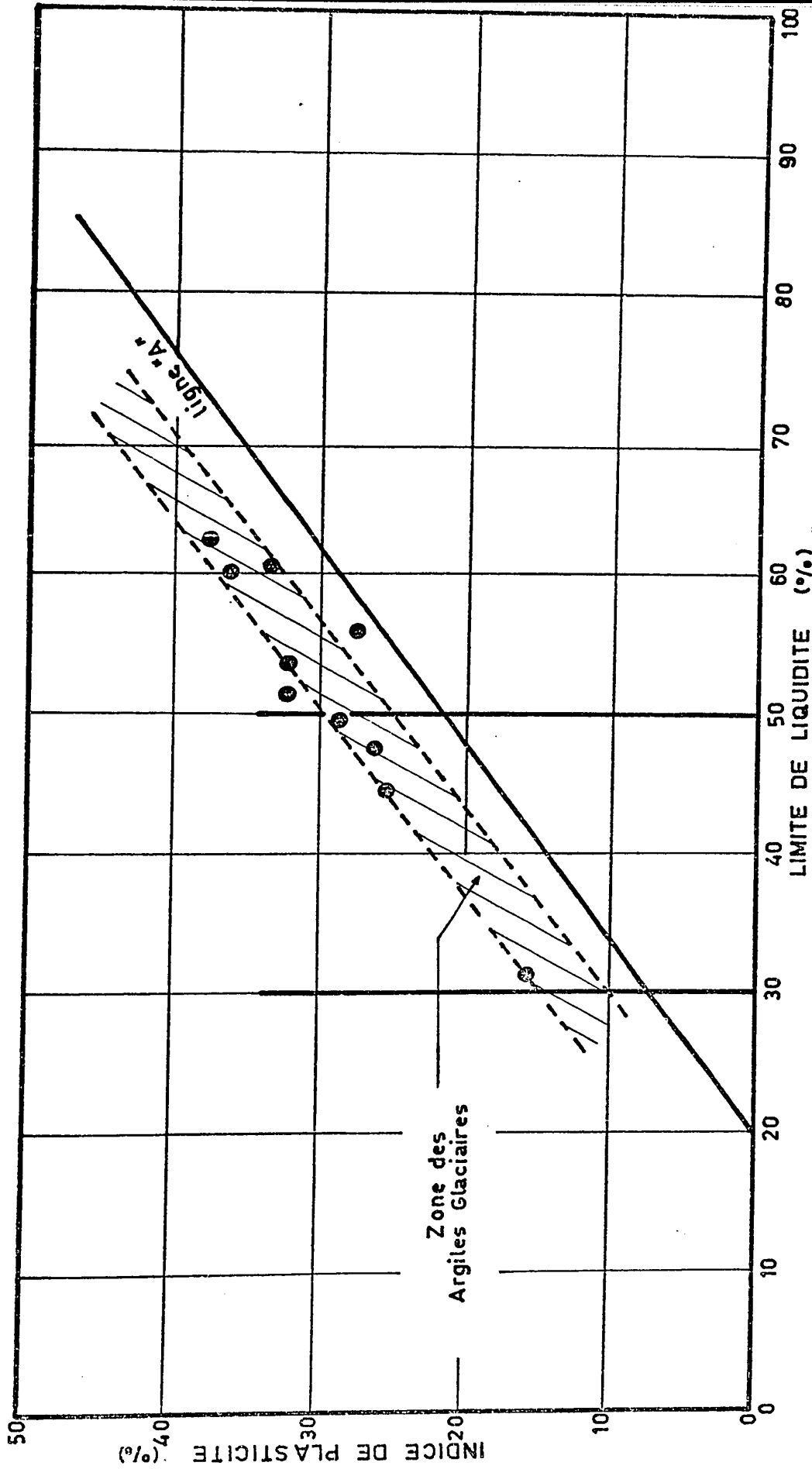
COURBES GRANULOMÉTRIQUES DE L'ARGILE LÉDA

FIGURE 10.1



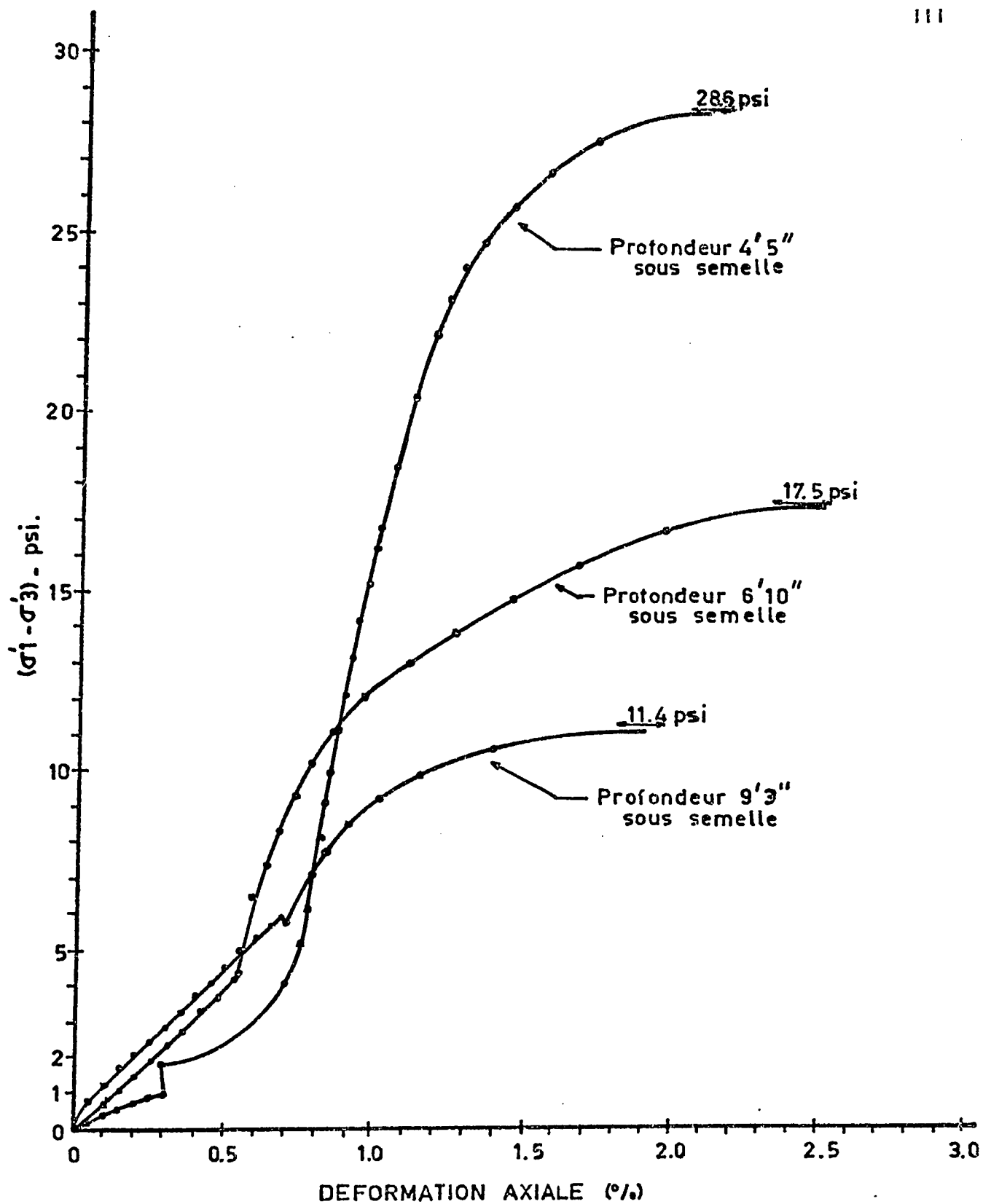
COURBES GRANULOMÉTRIQUES DE L'ARGILE LÉDA

FIGURE - 10.2



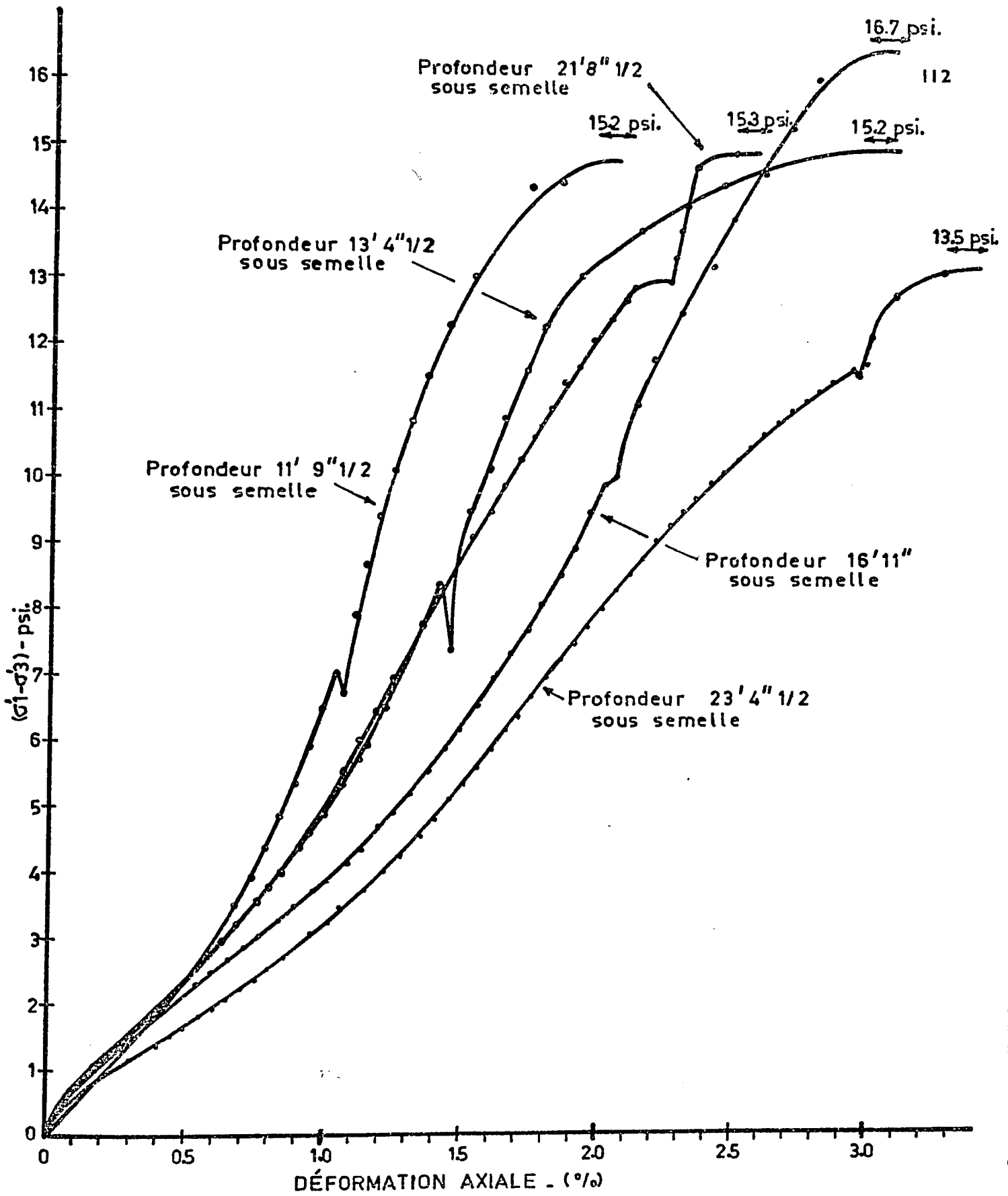
ABAUUE DE CASSAGRANDE

FIGURE - 11



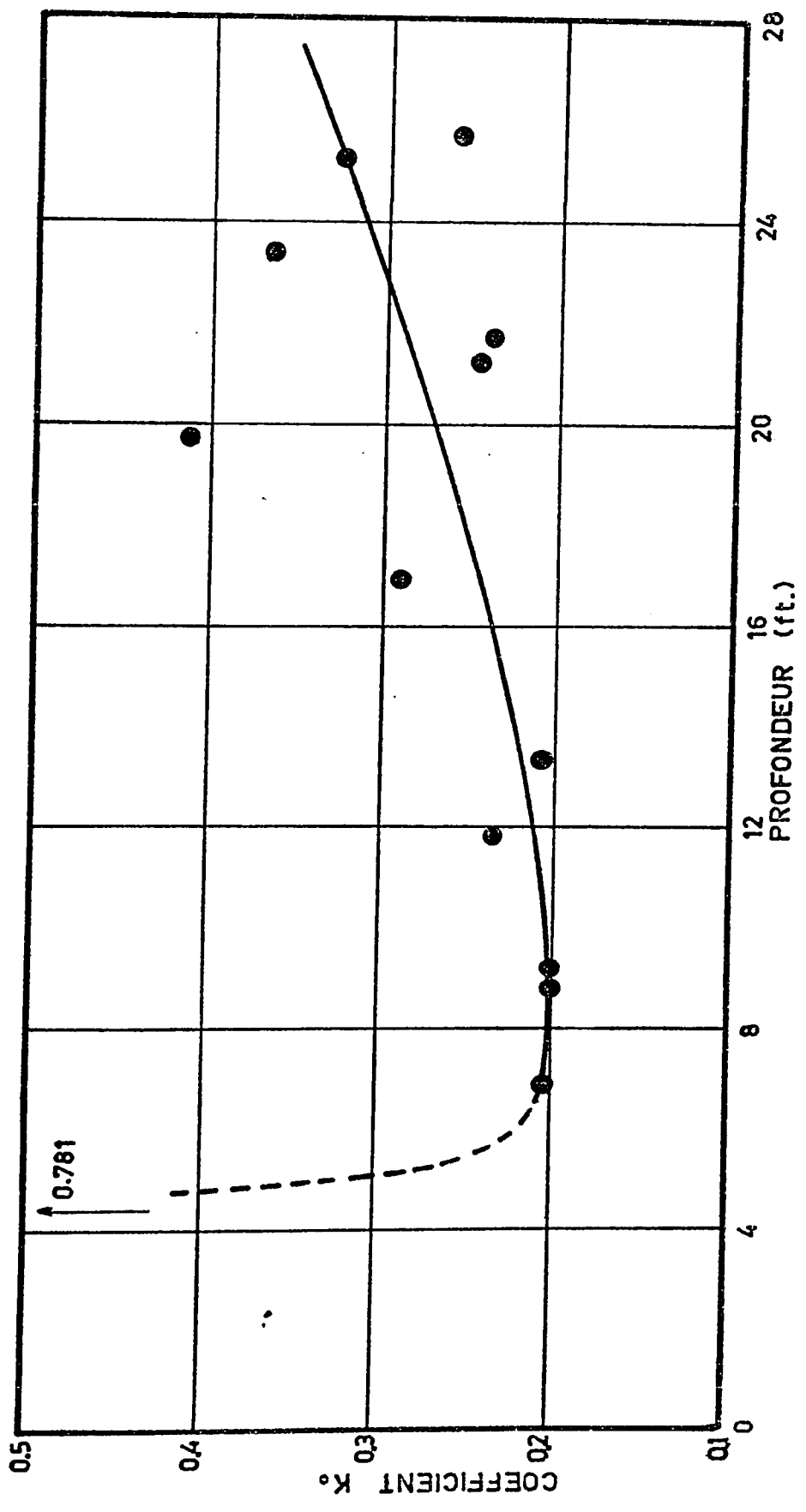
ESSAIS TRIAXIAUX 'K₀' + REDUCTION
 LATERALE NON DRAINEE

FIGURE-12.1



ESSAIS TRIAXIAUX 'K₀' + RÉDUCTION
 LATÉRALE NON DRAINÉE

FIGURE-12.2



VARIATION DE K_0 AVEC LA PROFONDEUR

FIGURE - 12.3

ESSAIS TRIAXIAUX CONFINES CYCLES NON DRAINES

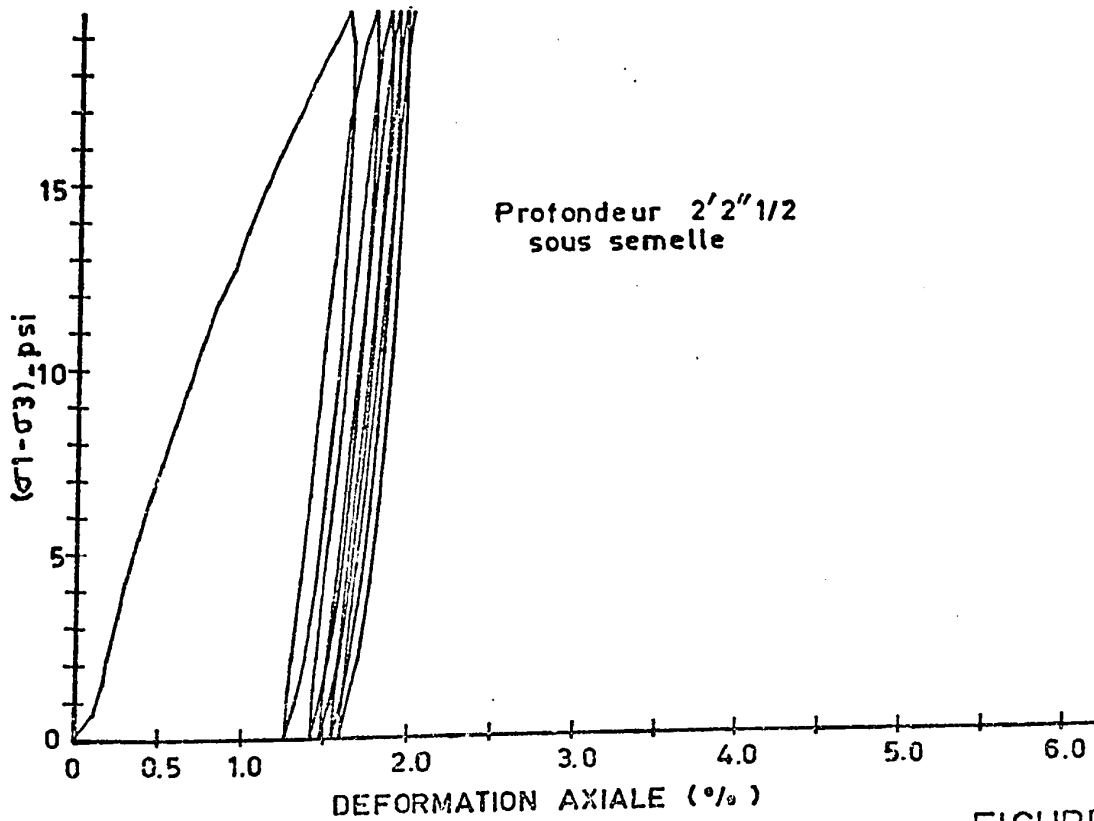
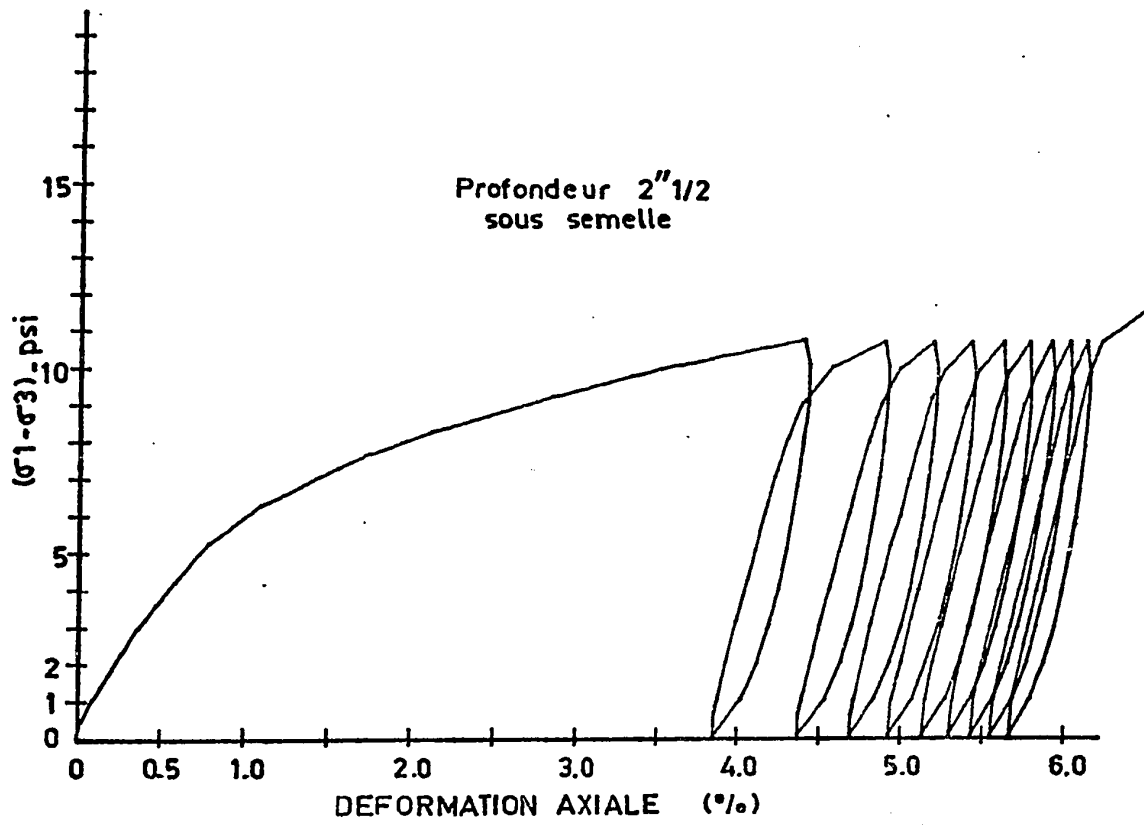


FIGURE-13.1

ESSAIS TRIAXIAUX CONFINES CYCLES NON DRAINES

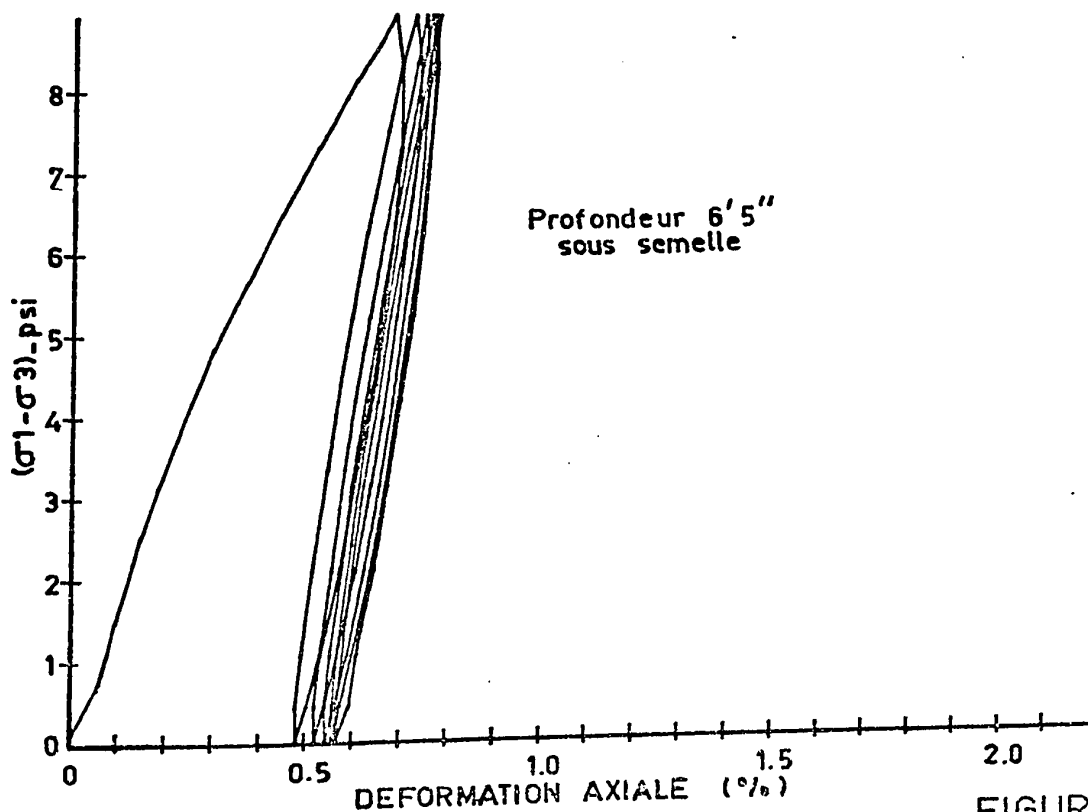
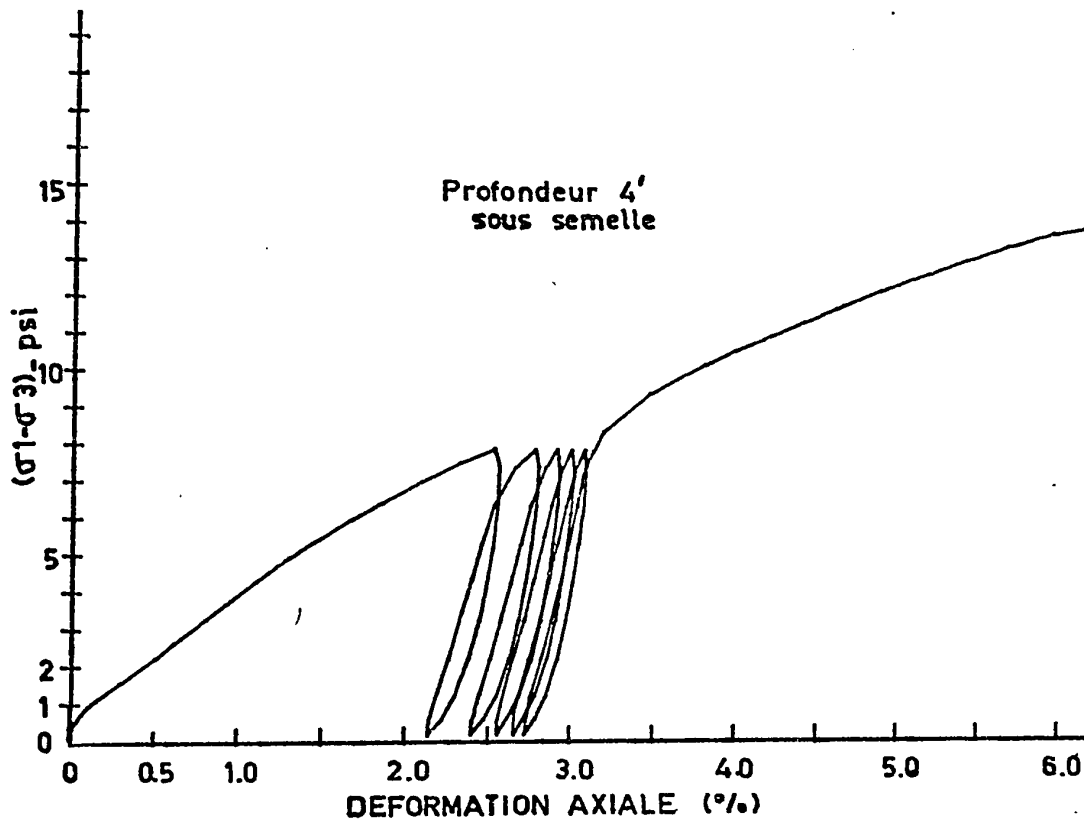
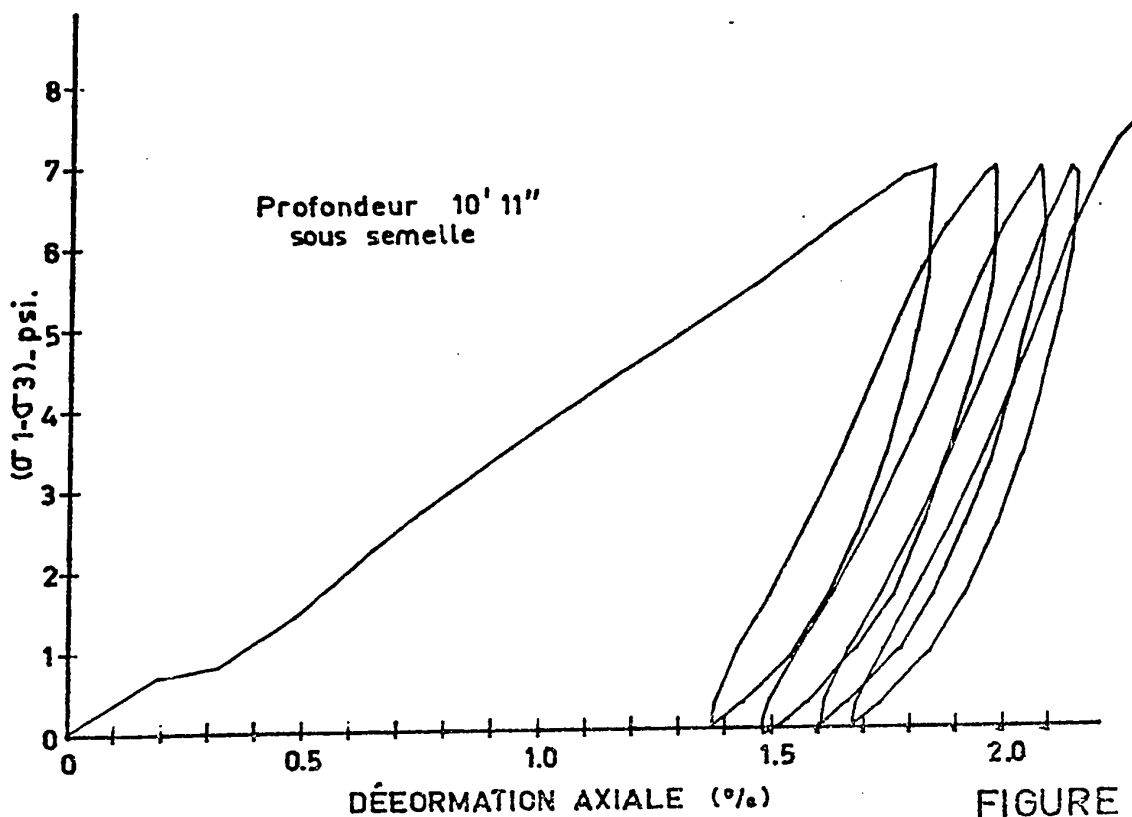
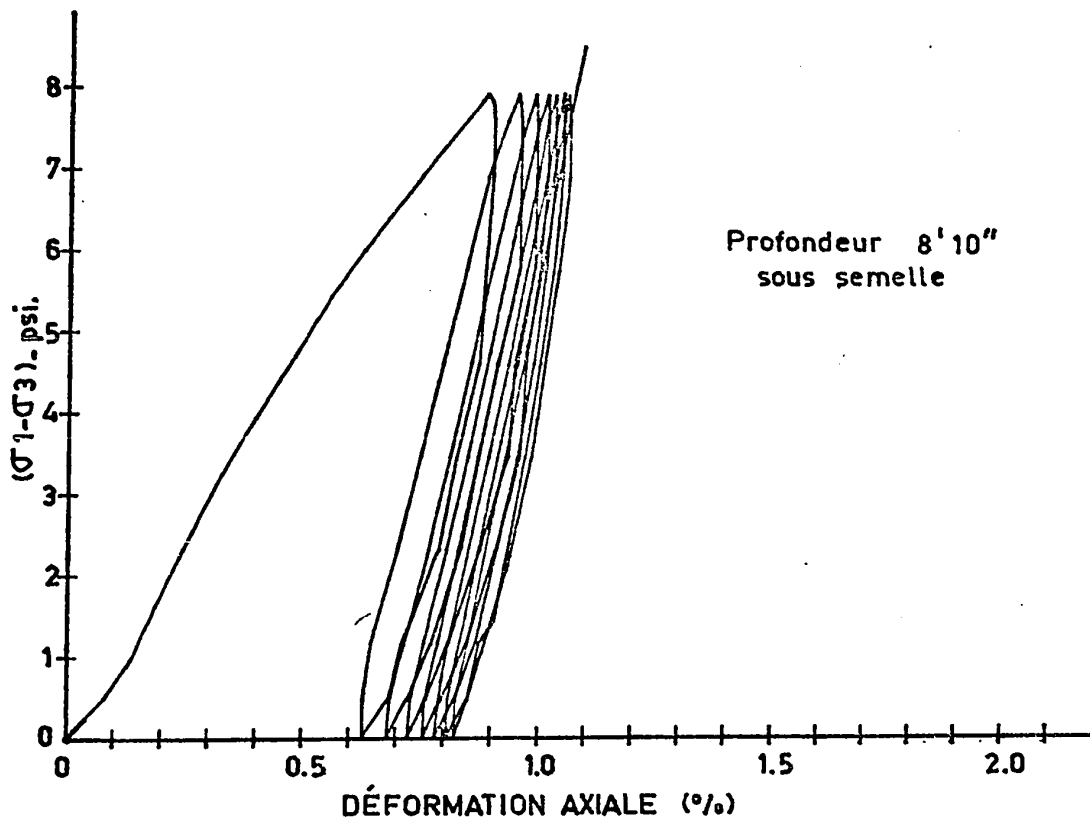


FIGURE -13.2

ESSAIS TRIAXIAUX CONFINES

CYCLES NON DRAINES

116



ESSAIS TRIAXIAUX CONFINES

CYCLES NON DRAINES

117

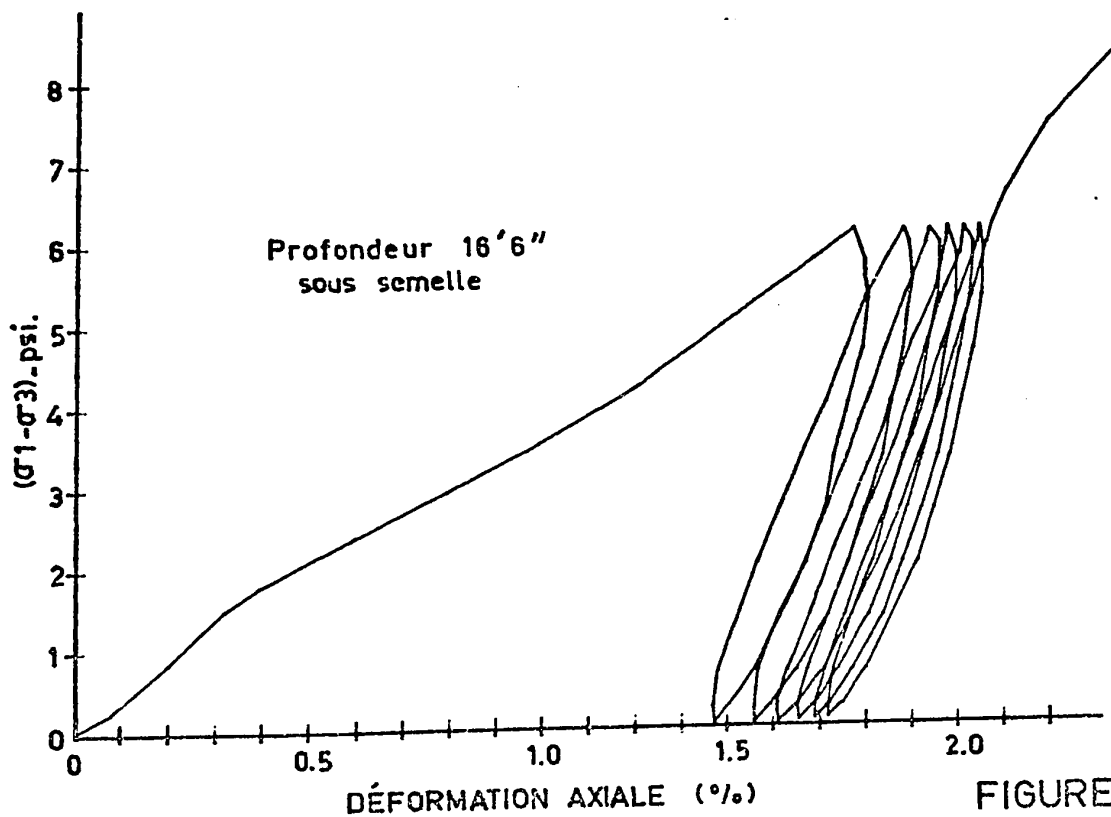
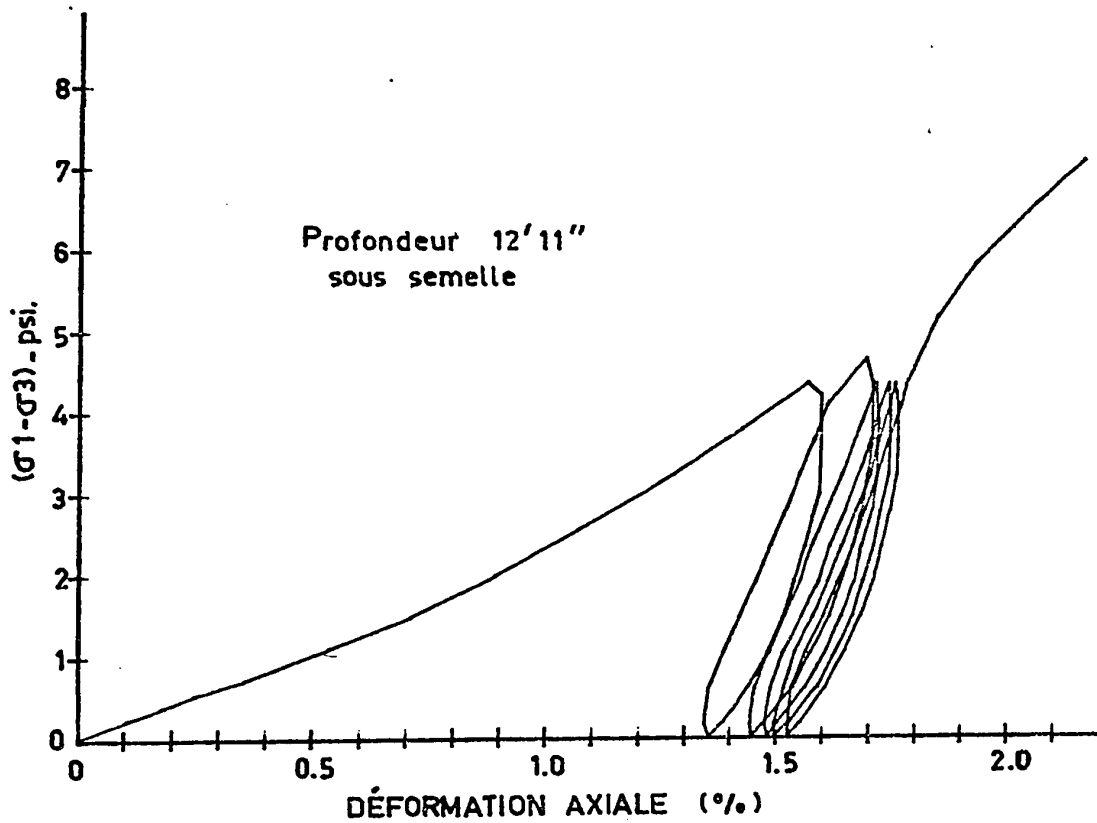


FIGURE -13.4

ESSAIS TRIAXIAUX CONFINES CYCLES NON DRAINES

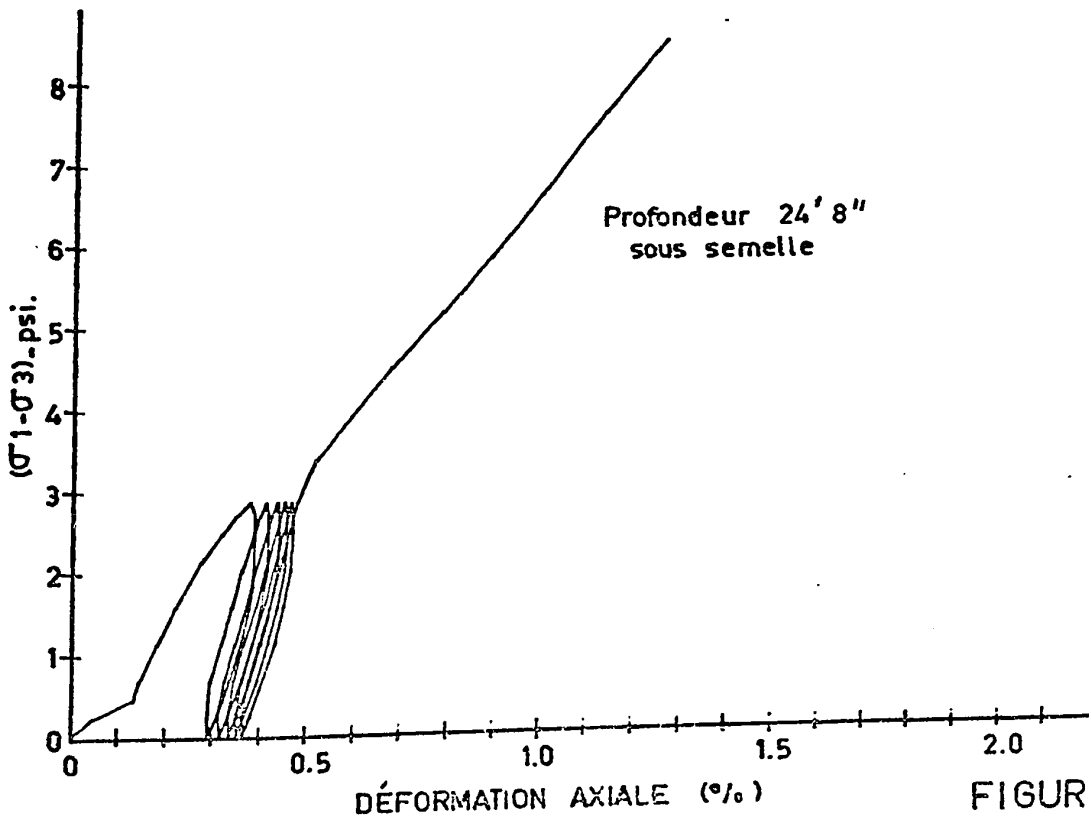
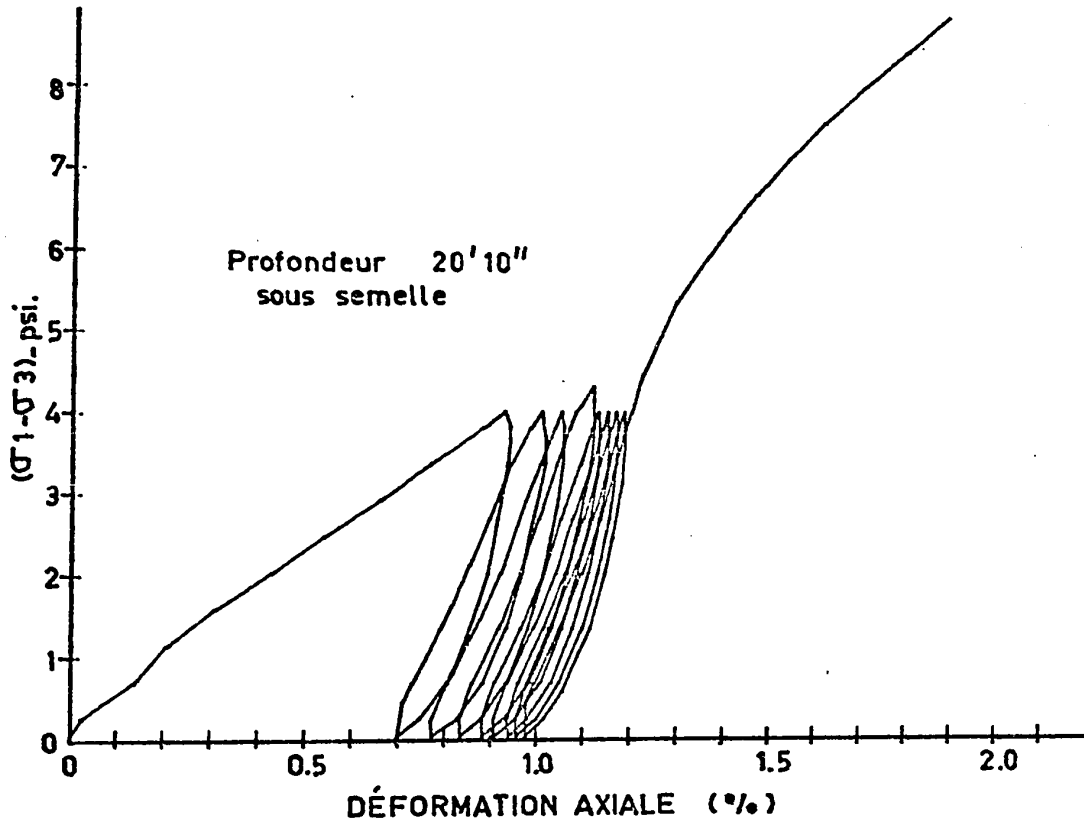


FIGURE-13.5

ESSAIS TRIAXIAUX CONSOLIDES

CYCLES NON DRAINES

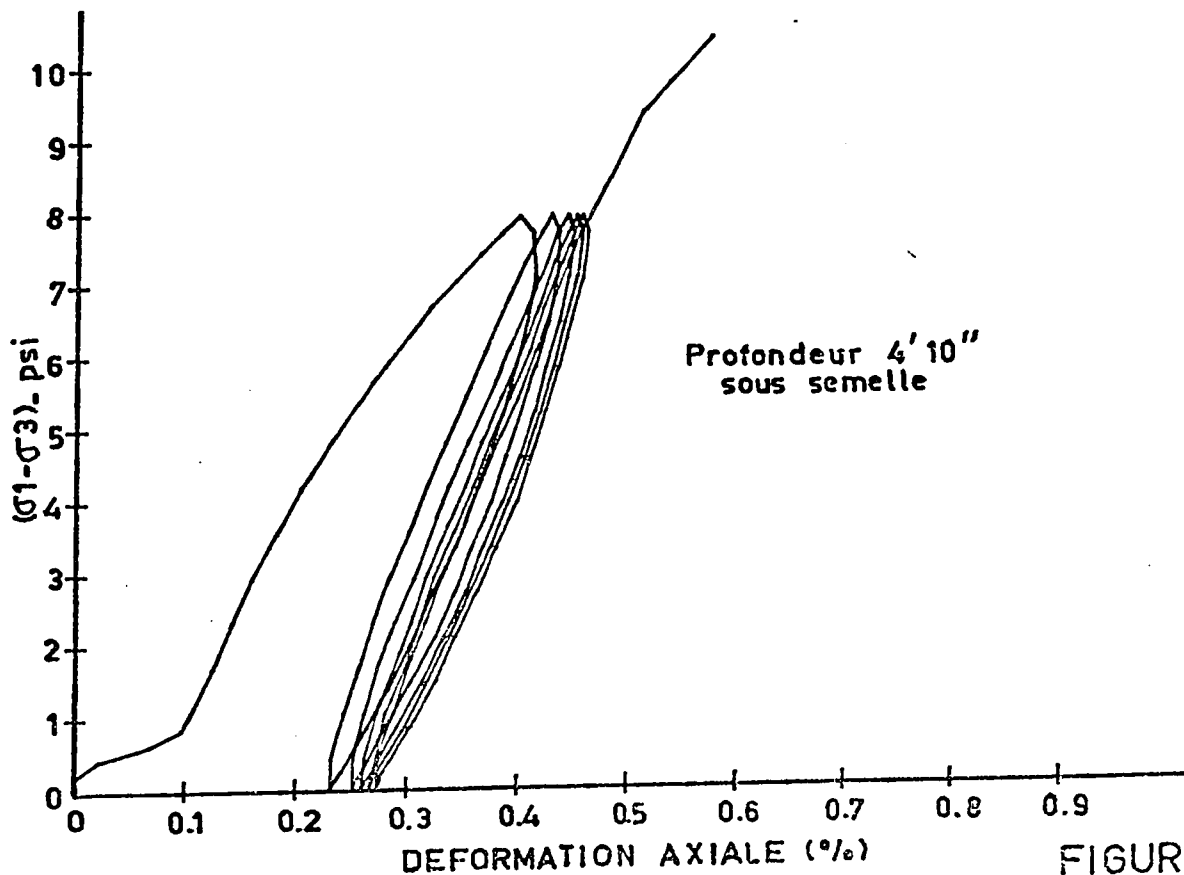
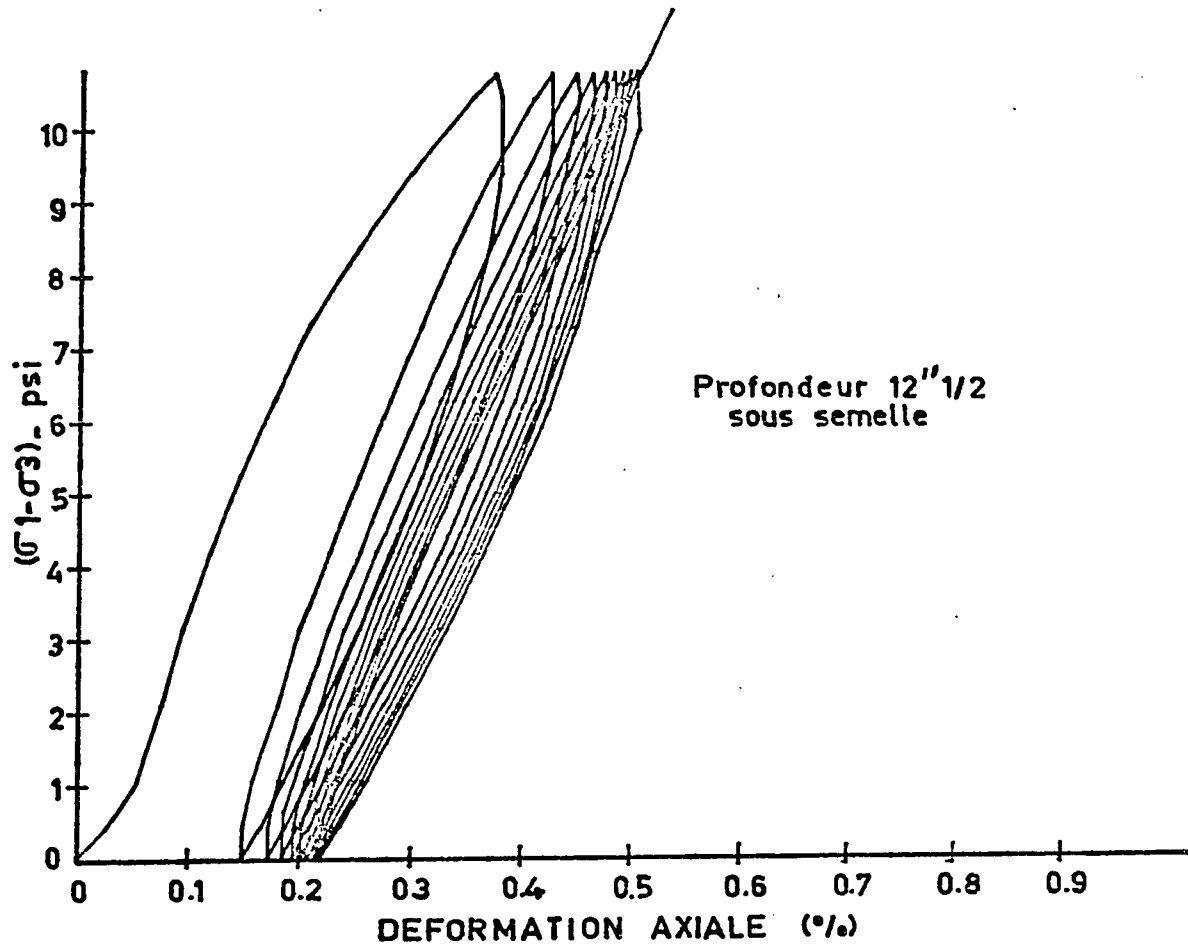


FIGURE-14.1

ESSAIS TRIAXIAUX CONSOLIDES CYCLES NON DRAINES

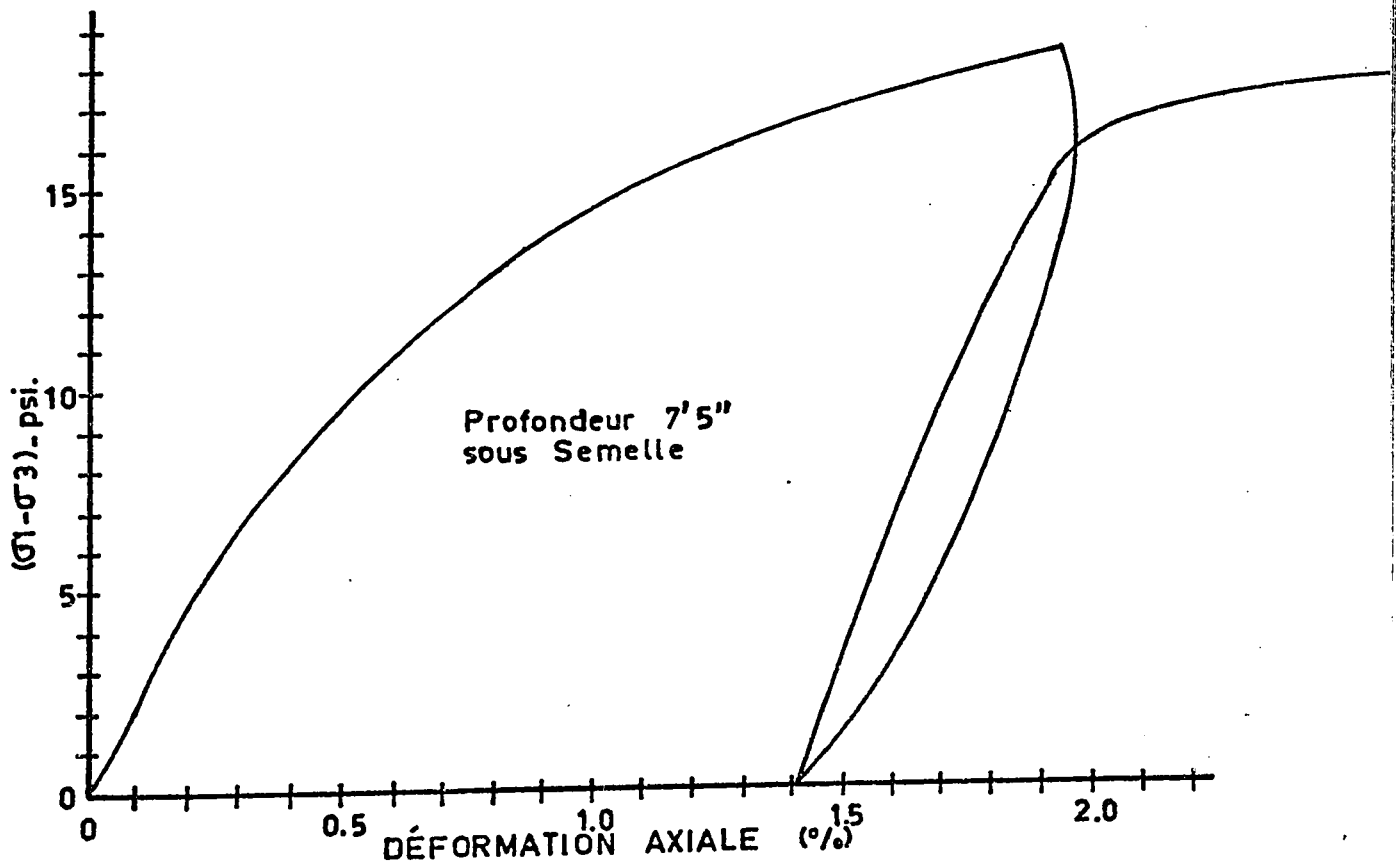


FIGURE -14.2

ESSAIS TRIAXIAUX CONSOLIDES

CYCLES NON DRAINES

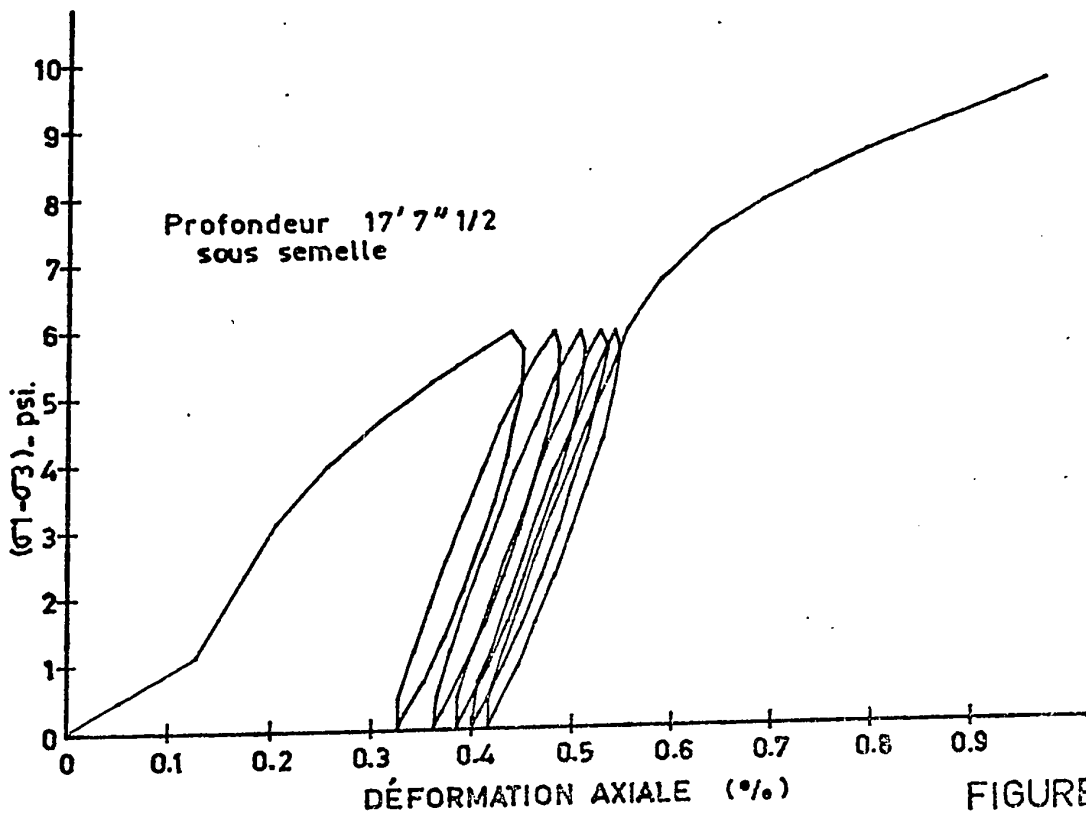
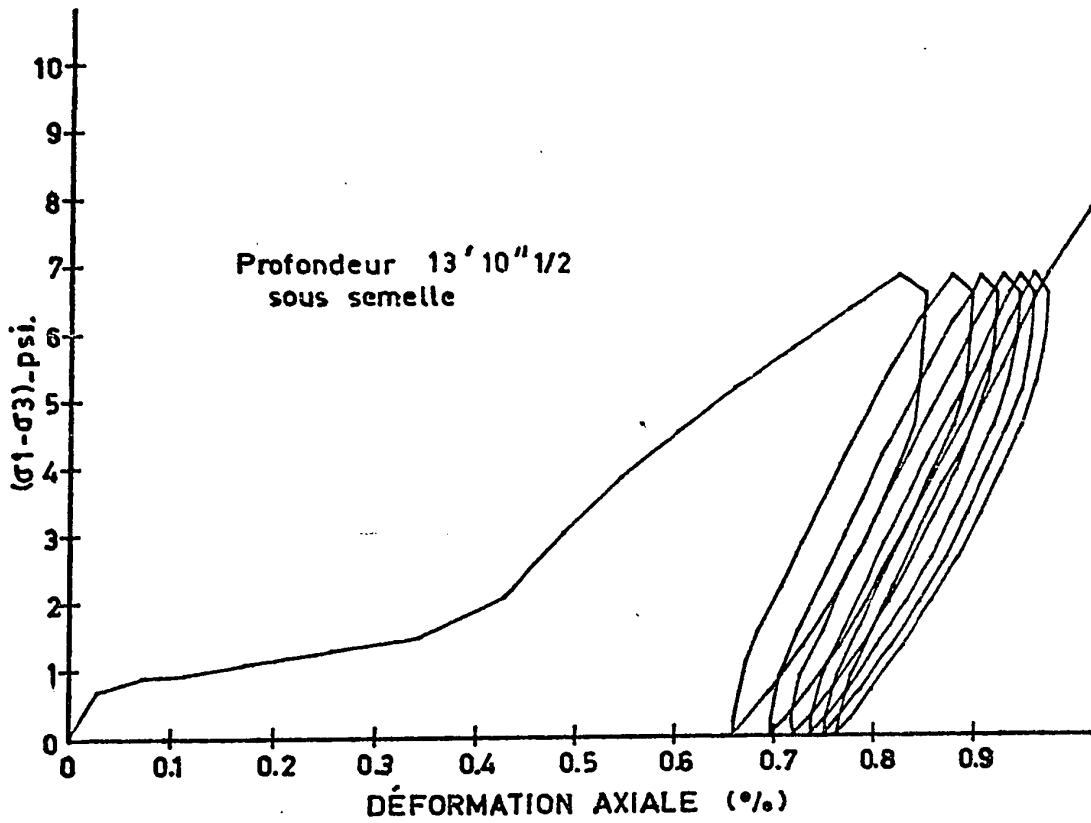
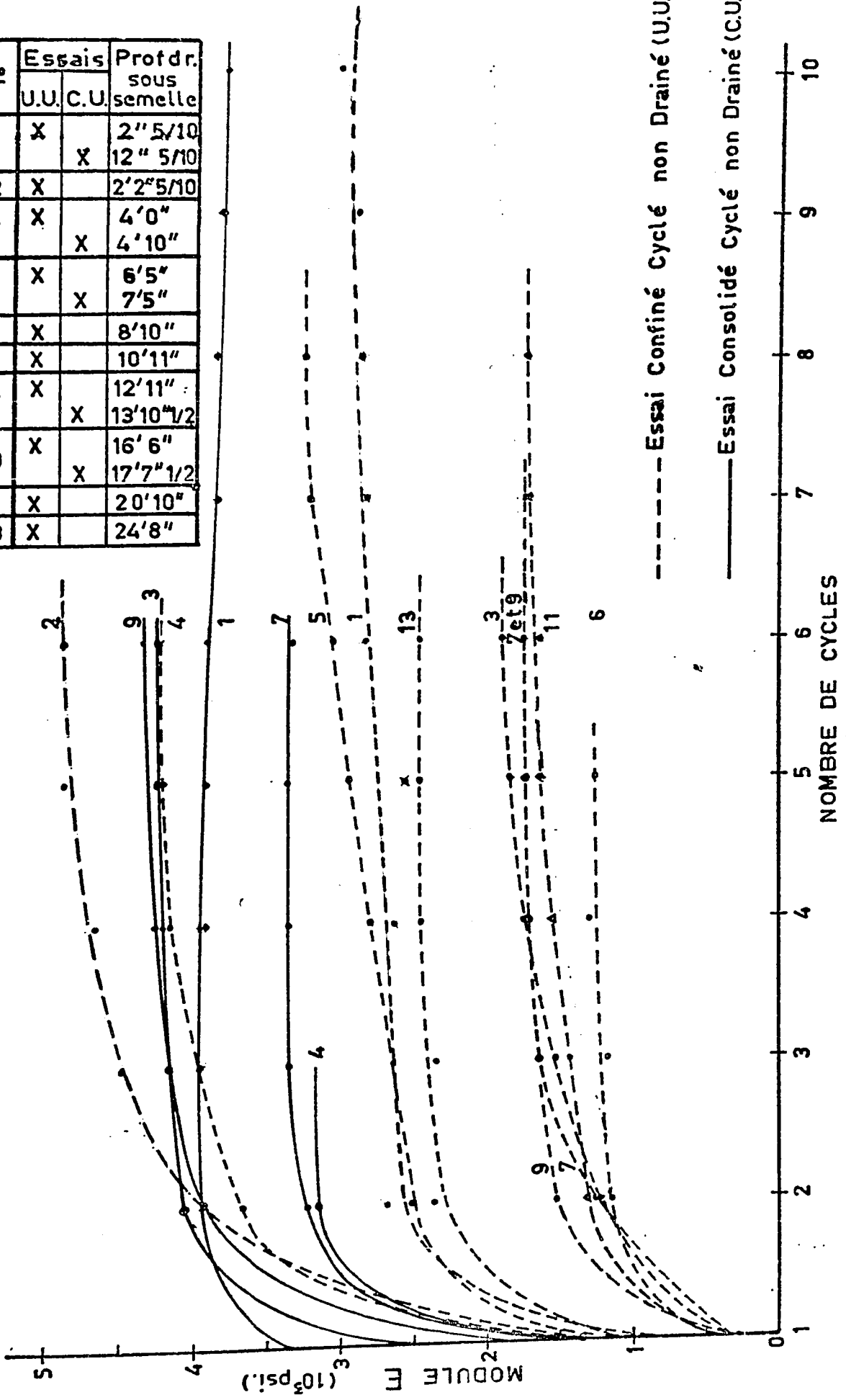


FIGURE -14.3

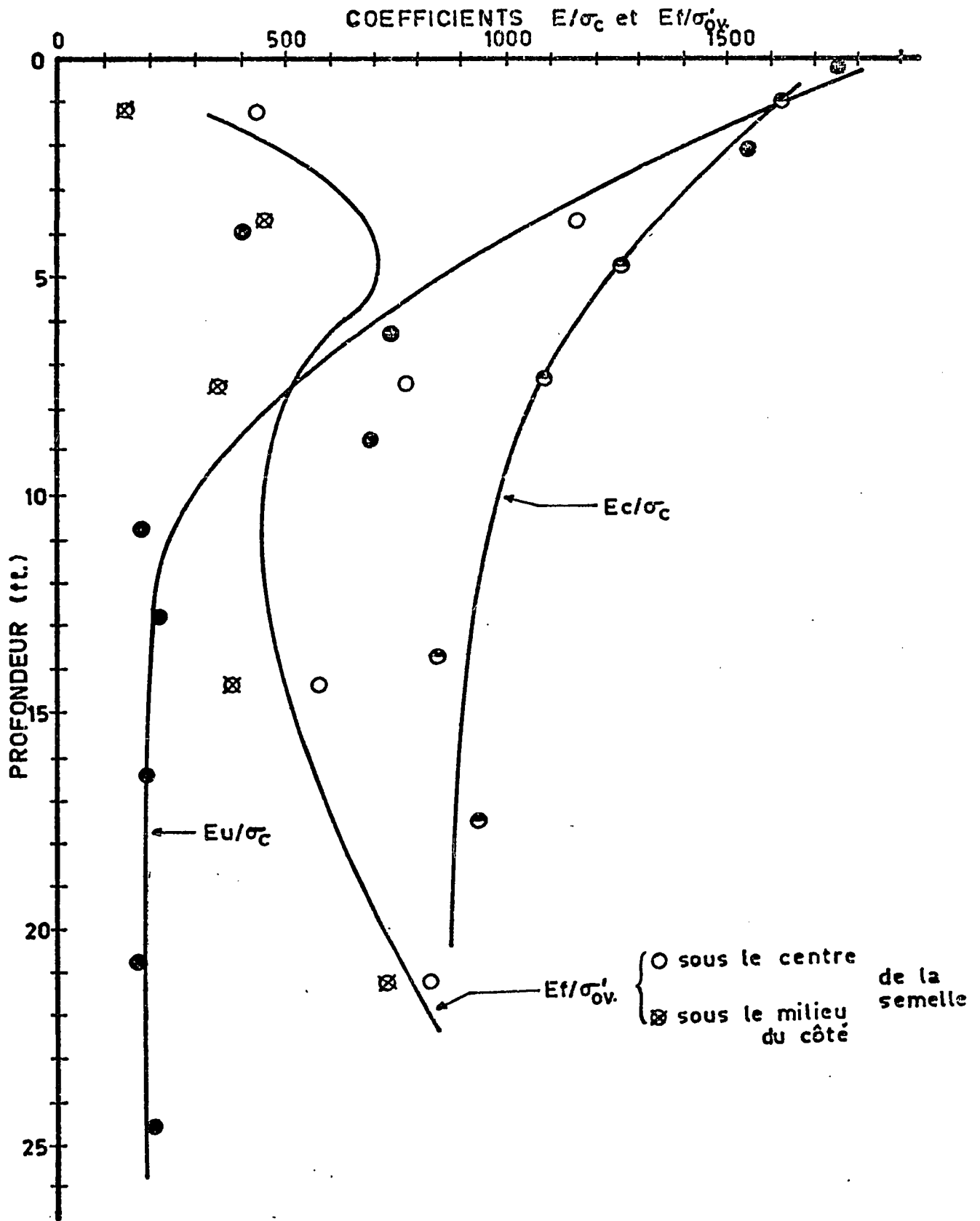
N°	Essais		Prof dr. sous semelle
	U.U.	C.U.	
1	X		2" 5/10
2	X	X	12" 5/10
3	X		2' 2" 5/10
4	X		4' 0"
5	X	X	4' 10"
6	X		6' 5"
7	X		7' 5"
8	X		8' 10"
9	X		10' 11"
10	X	X	12' 11"
11	X		13' 10" 1/2
12	X	X	16' 6"
13	X		17' 7" 1/2
14	X		20' 10"
15	X		24' 8"



----- Essai Confiné Cyclé non Drainé (U.U.)
 ——— Essai Consolidé Cyclé non Drainé (C.U.)

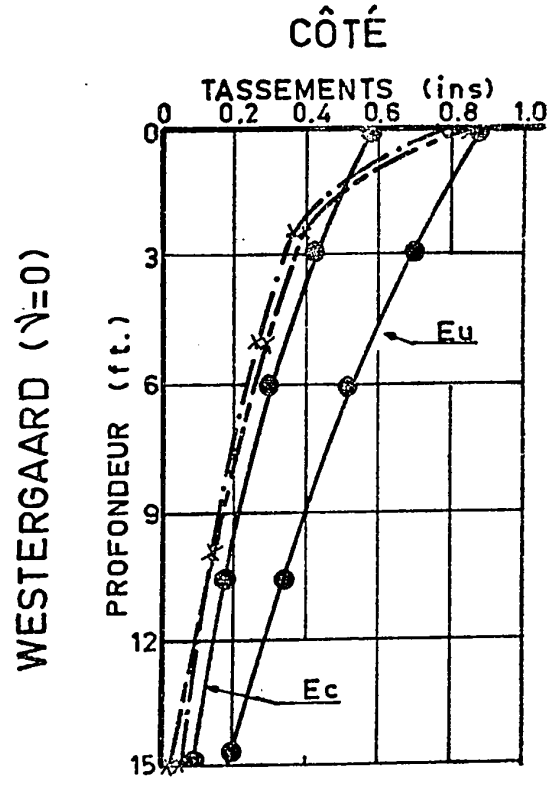
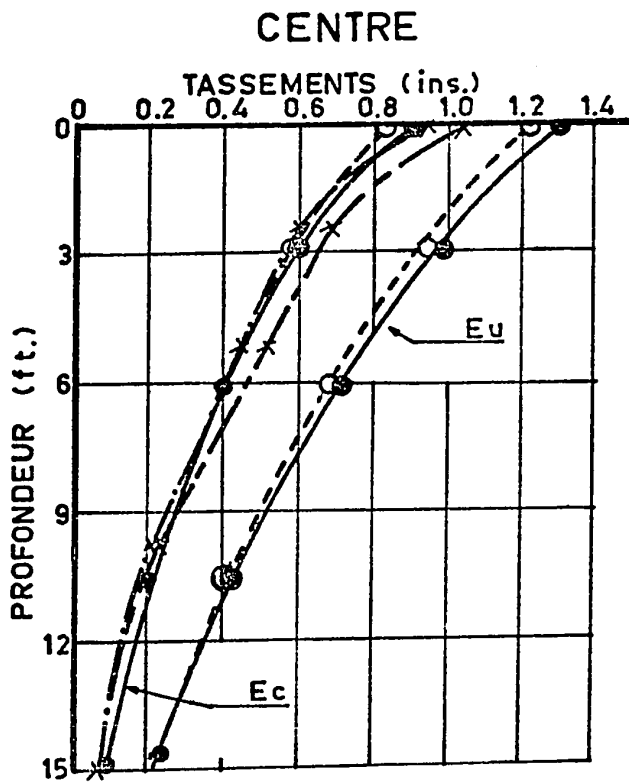
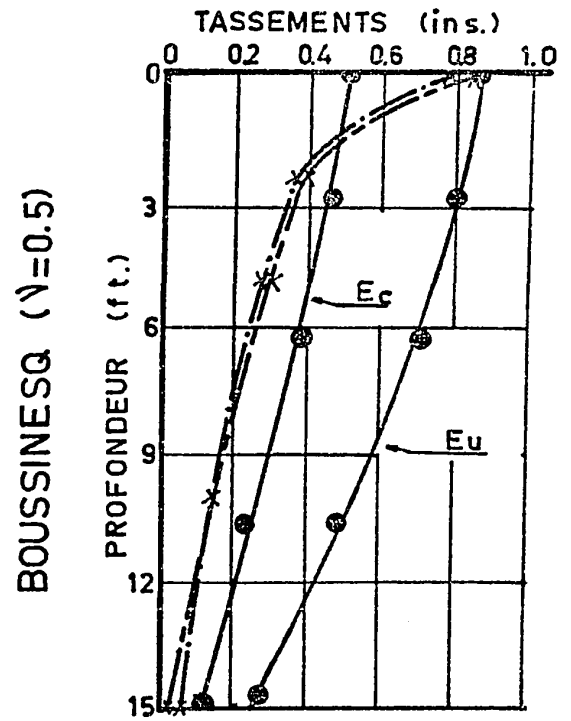
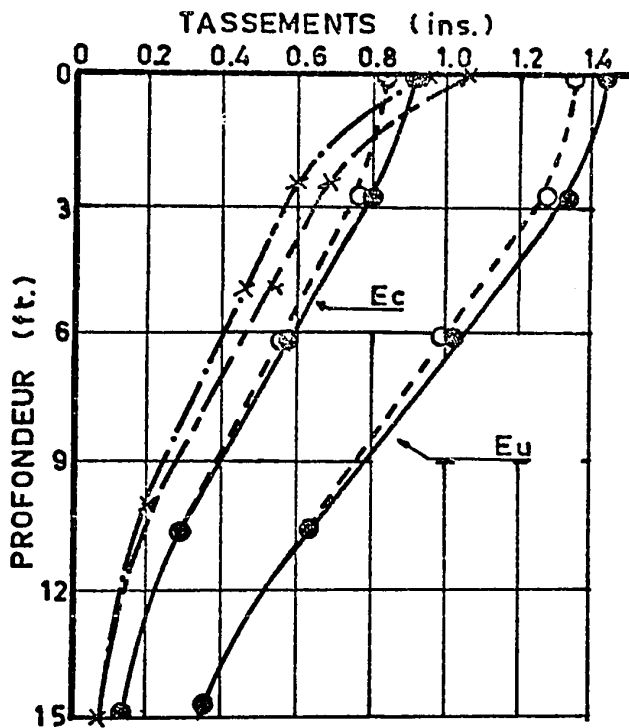
INFLUENCE DU NOMBRE DE CYCLES SUR LE MODULE

FIGURE -15



VARIATIONS DE E/σ_c ET E/σ'_{ov}
AVEC LA PROFONDEUR

FIGURE -16

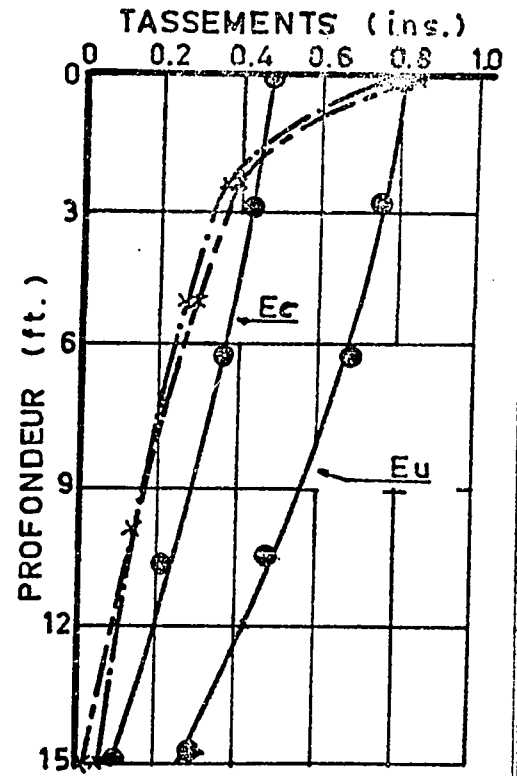
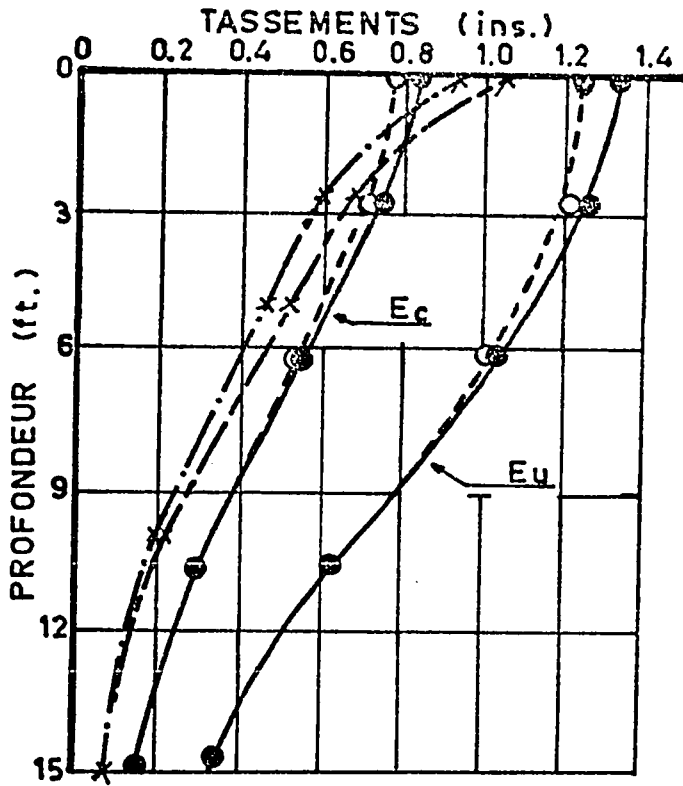


Tassements Enregistrés

1^{er}. Cycle $\frac{x}{x} \dots \frac{x}{x}$
 2^{ème}. Cycle $\frac{x}{x} \dots \frac{x}{x}$

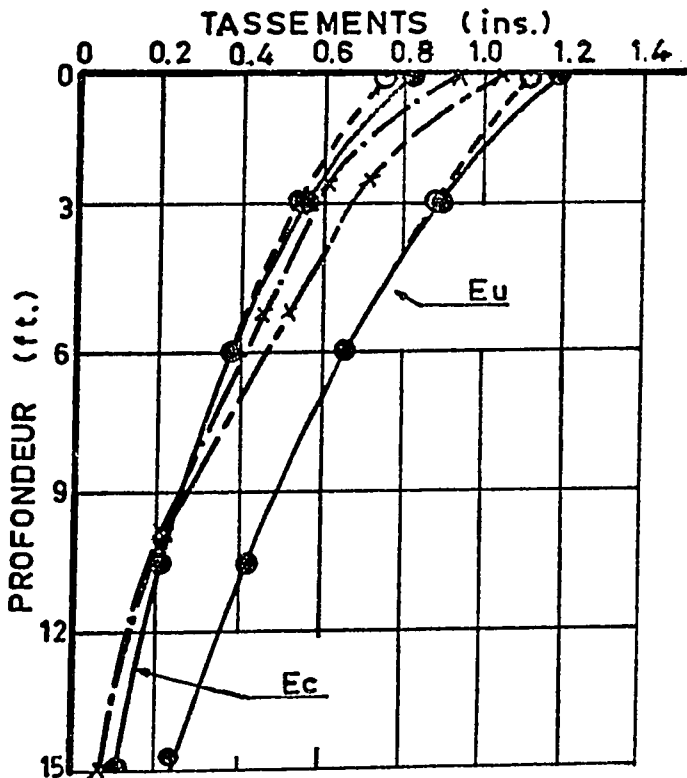
TASSEMENTS SOUS SEMELLE FLEXIBLE

FIGURE -17

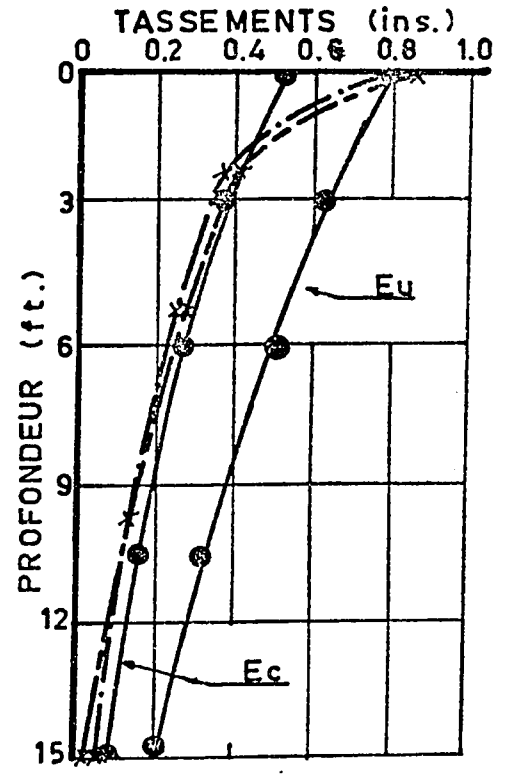


CENTRE

CÔTÉ



WESTERGAARD (ν=0)



Tassements Calculés pour une Distribution de la Pression de Contact

Uniforme —●—
En Couronne - -○-

TASSEMENTS SOUS SEMELLE RIGIDE

FIGURE - 18

ESSAIS DE CONSOLIDATION

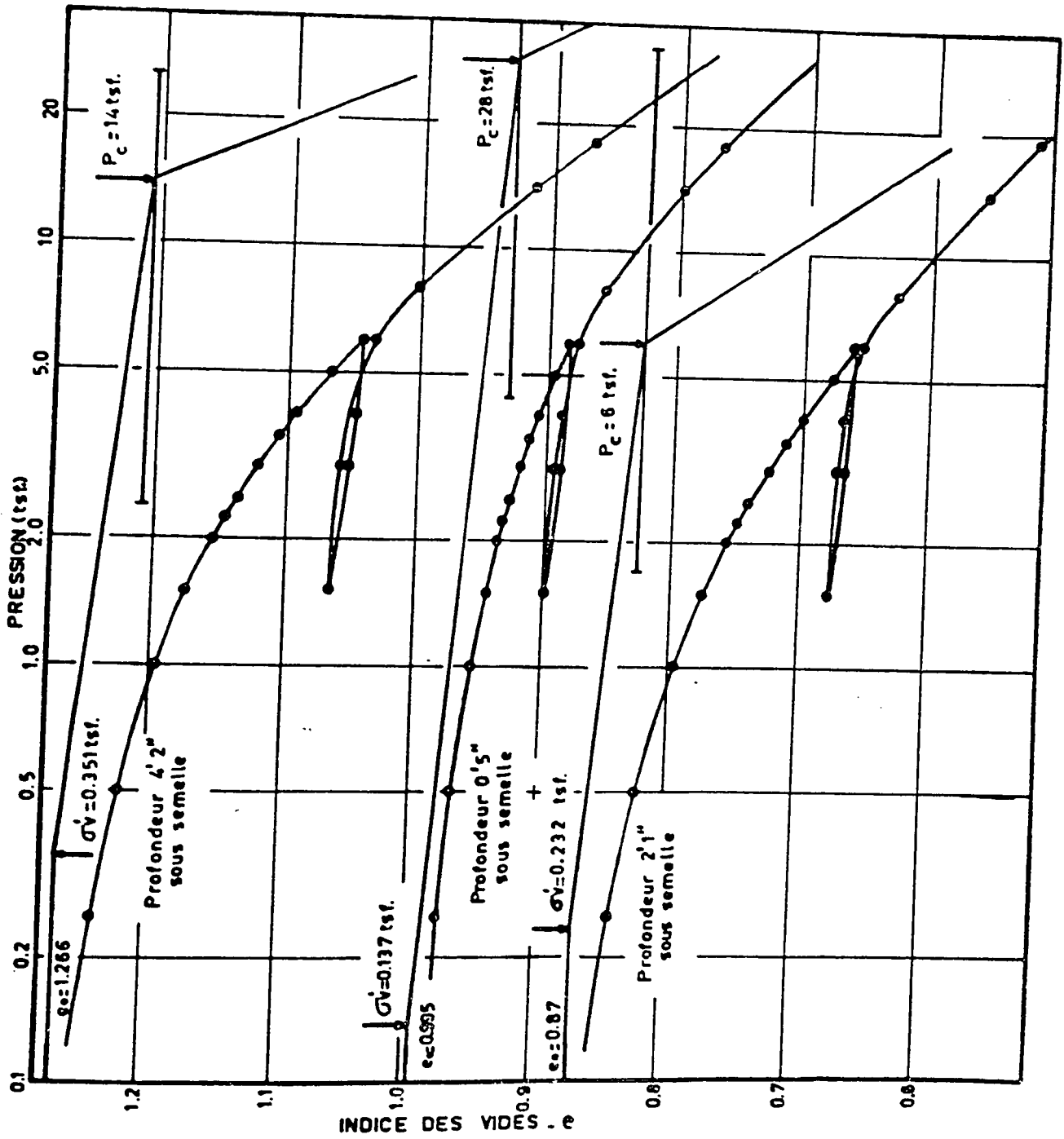


FIGURE -19.1

ESSAIS DE CONSOLIDATION

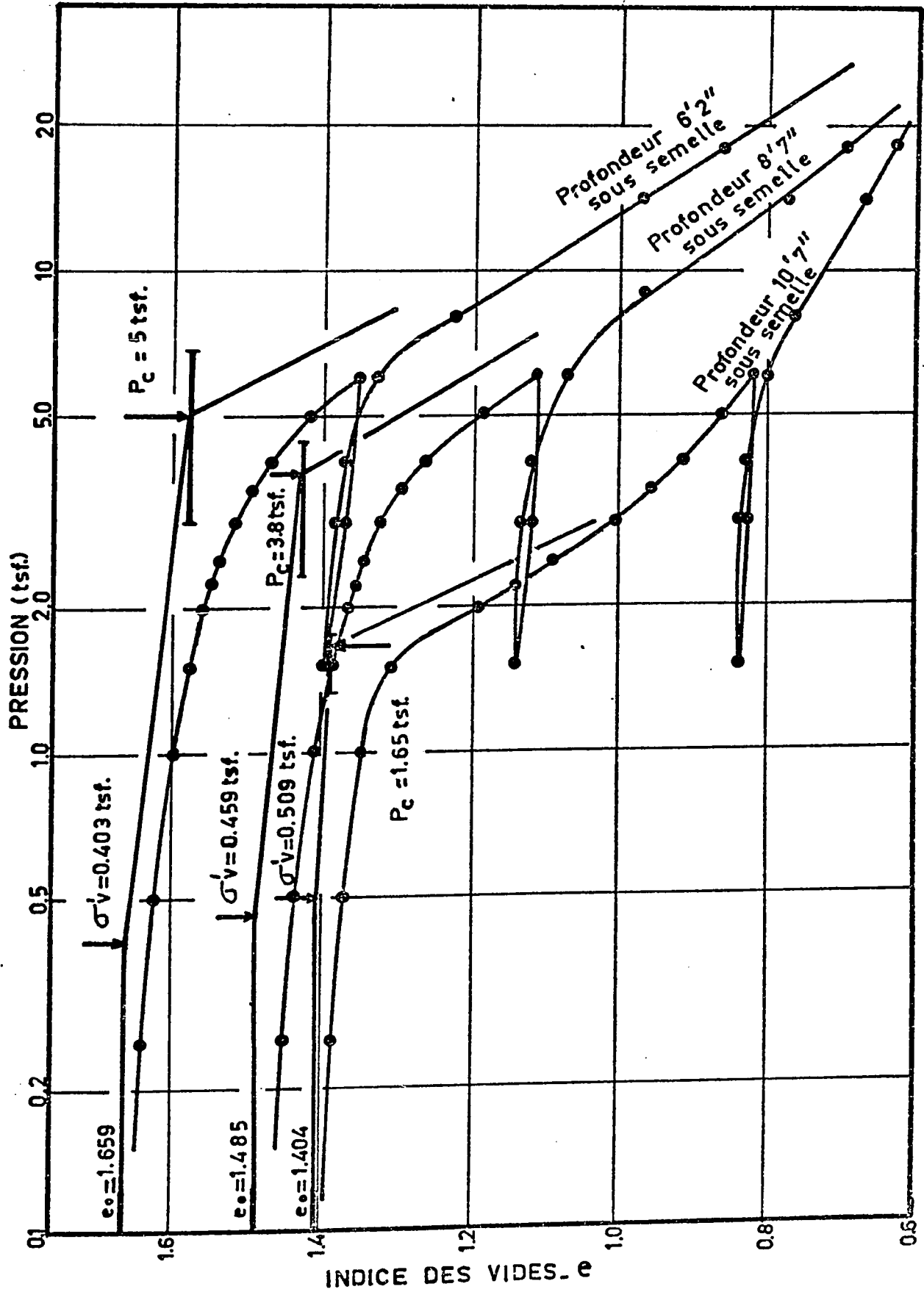


FIGURE -19- 2

ESSAIS DE CONSOLIDATION

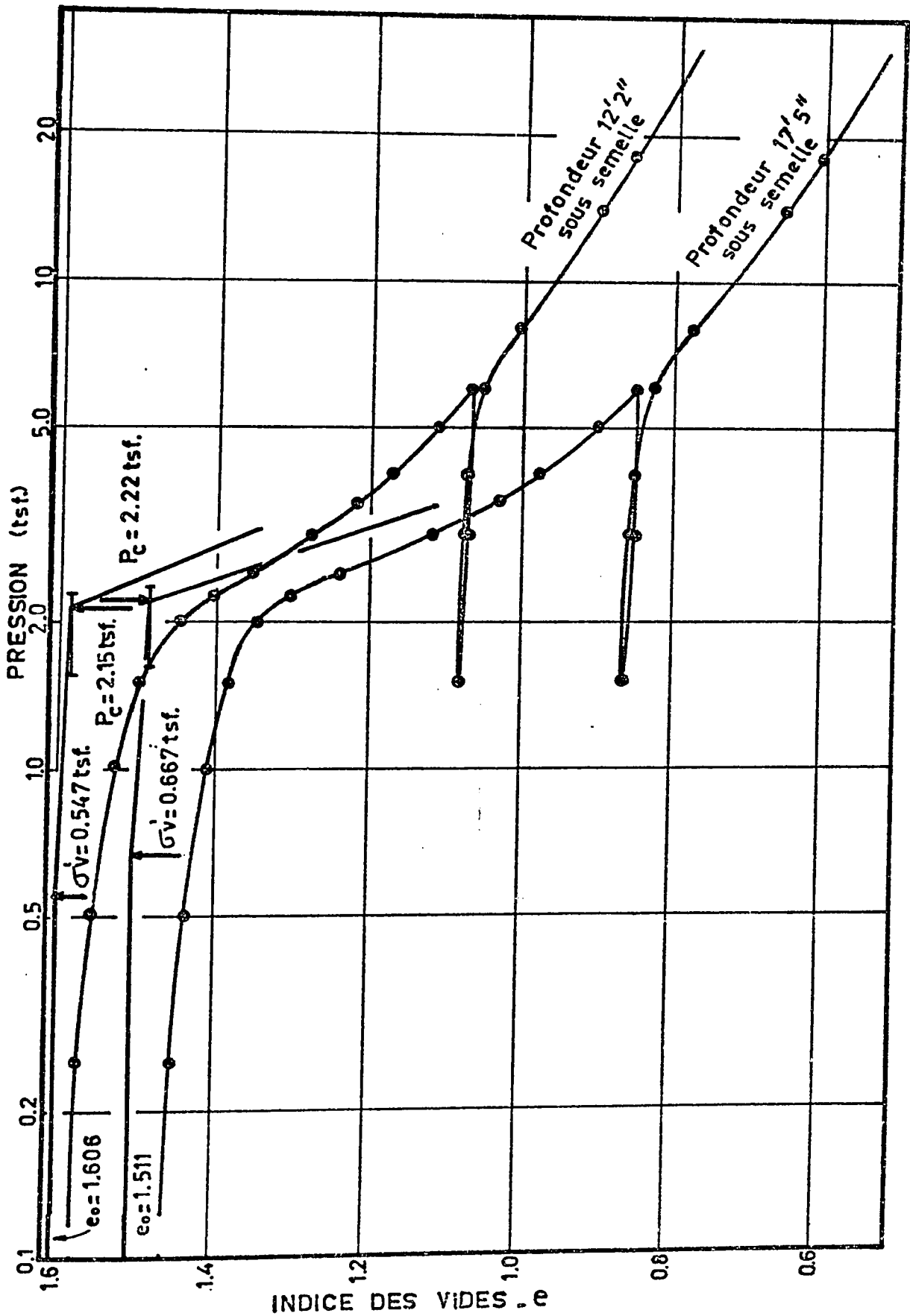


FIGURE-19.3

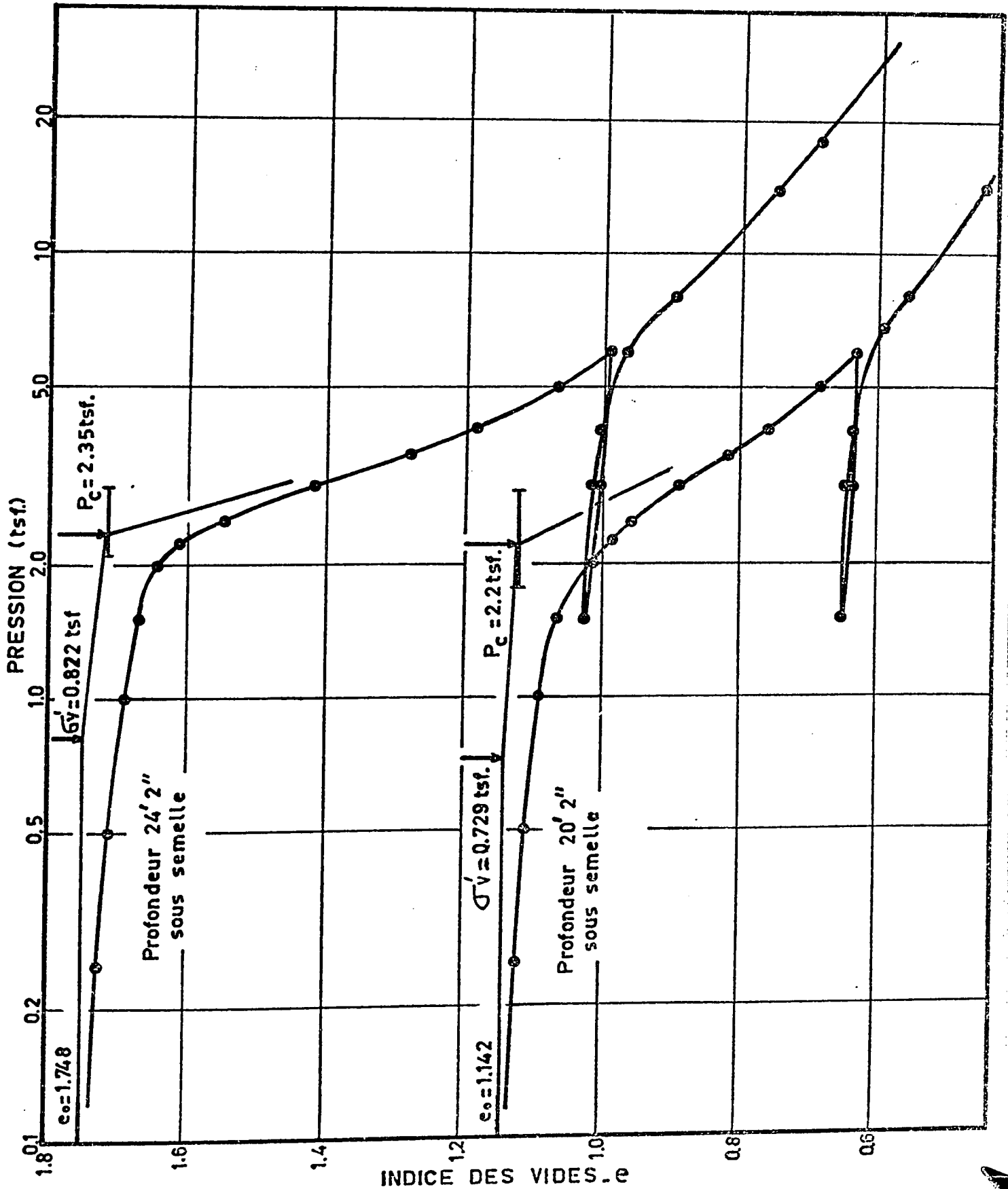
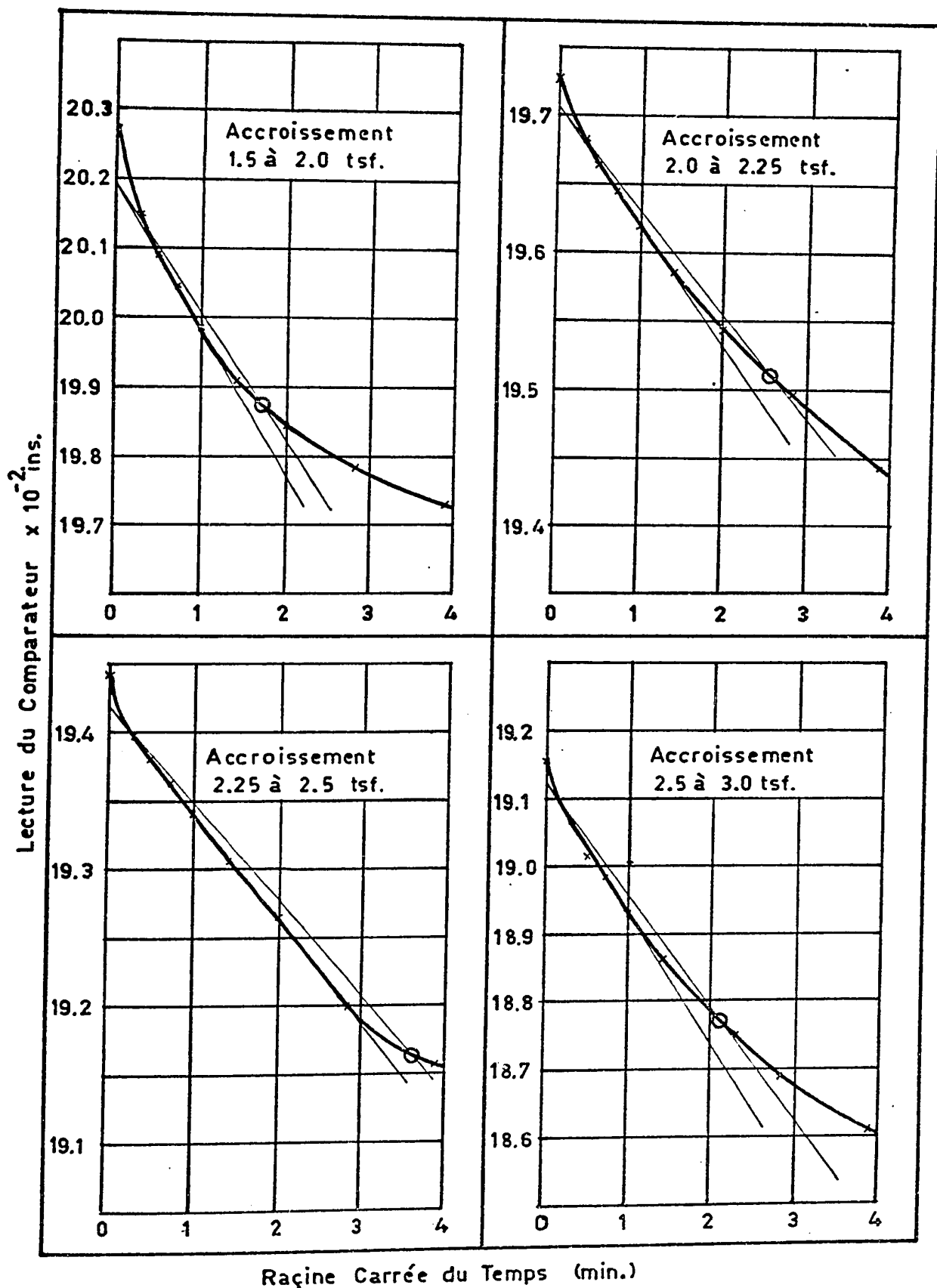


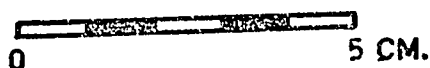
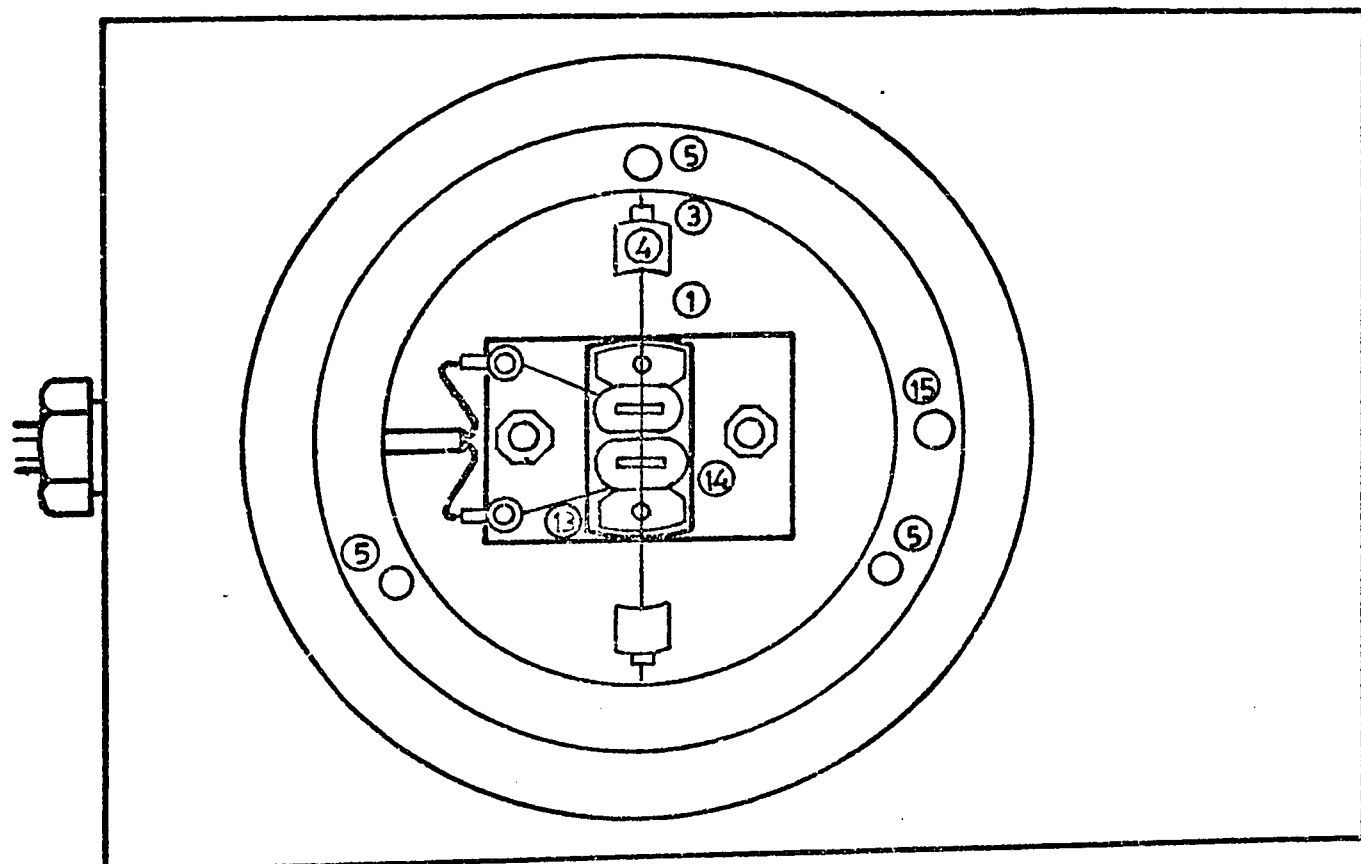
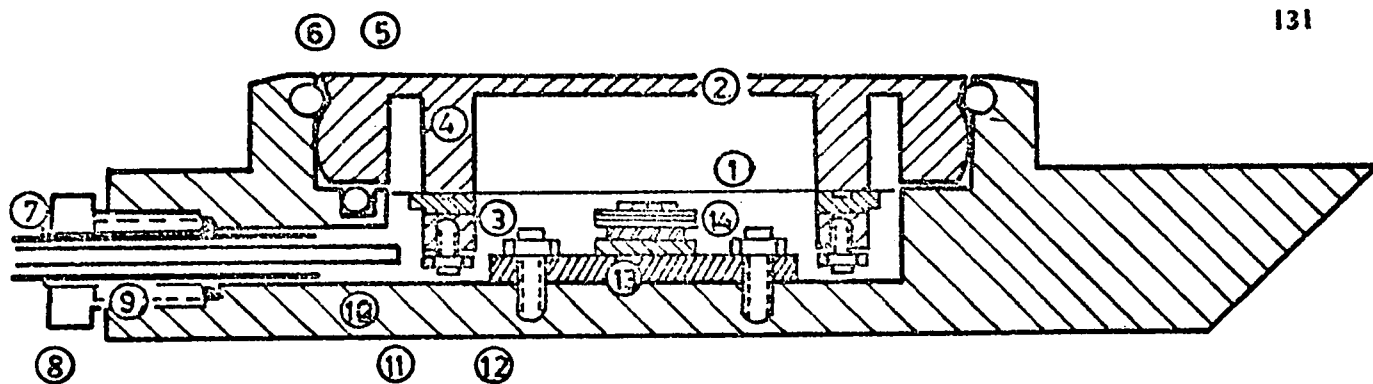
FIGURE-19.4

METHODE DE TAYLOR



échantillon à 6'2" sous la semelle

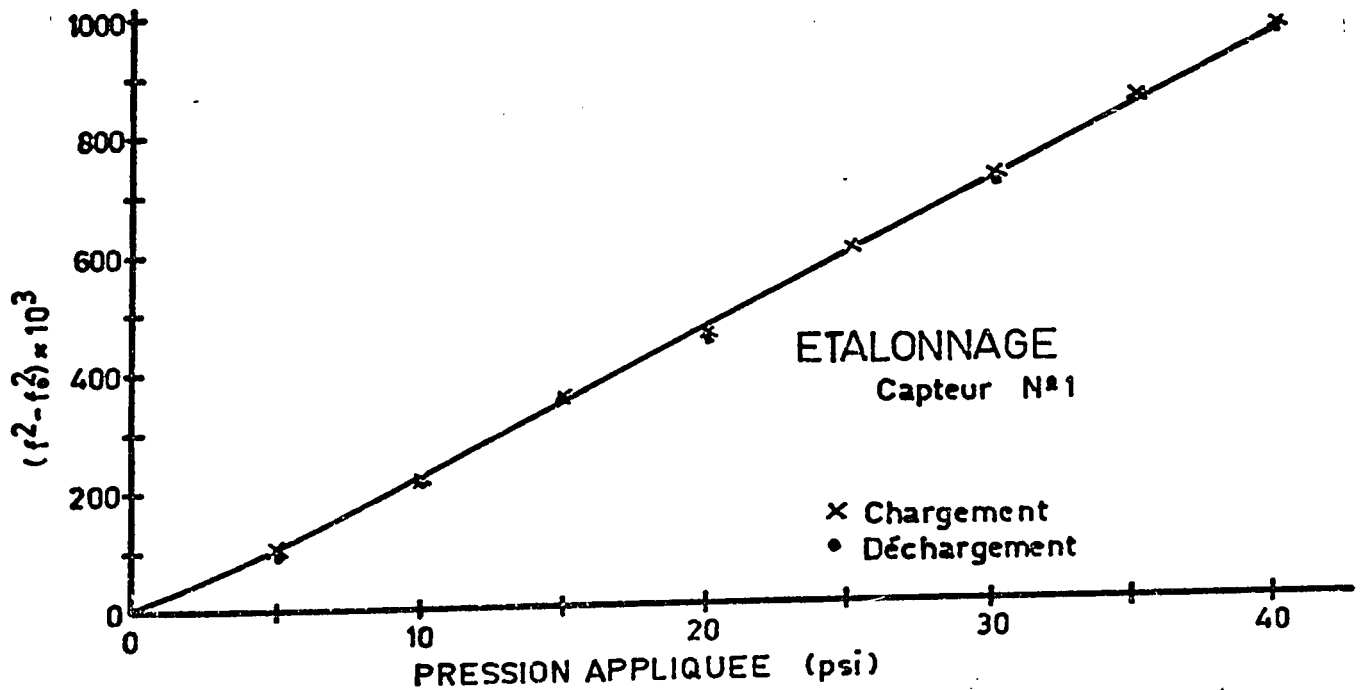
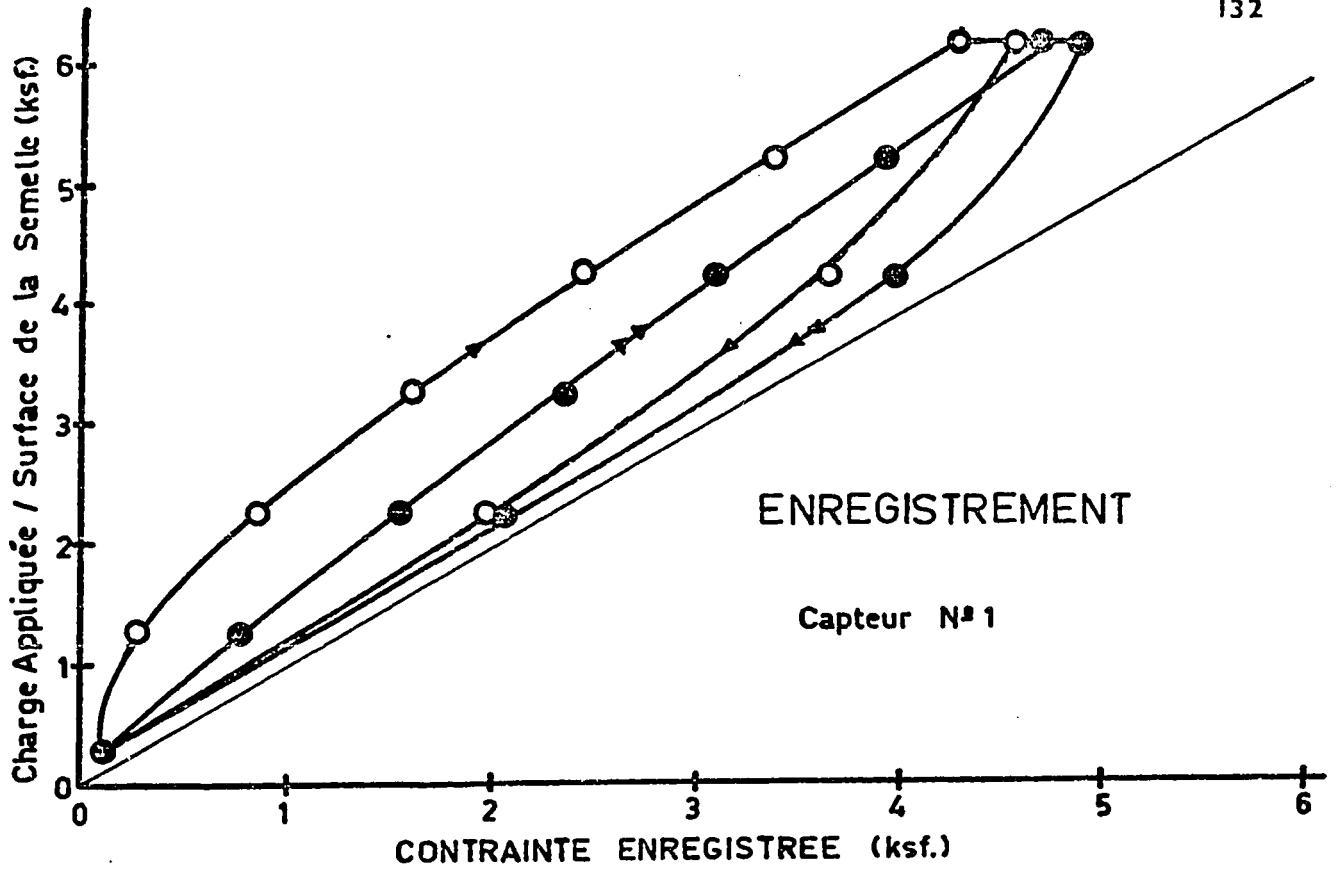
FIGURE-19.5



- | | | |
|------------------|-------------------|-----------------------------------|
| 1. Corde d'acier | 6. O-ring | 11. Erou de blocage |
| 2. Diaphragme | 7. Câble | 12. Erou |
| 3. Attache | 8. Tube de cuivre | 13. Plaque isolante |
| 4. Socle | 9. Erou | 14. Electro-aimant |
| 5. Bille d'acier | 10. Bâti | 15. Trou de guidage pour aiguille |

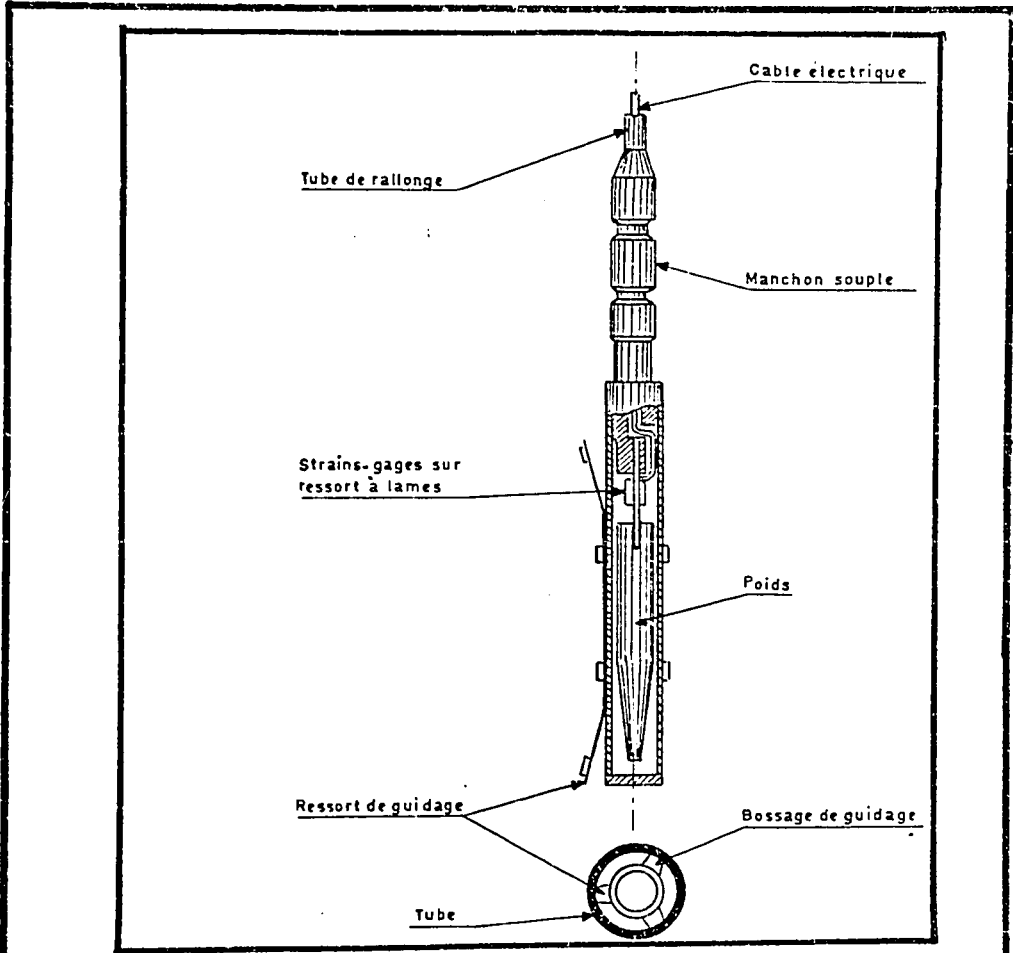
CAPTEUR DE PRESSION

A CORDE VIBRANTE

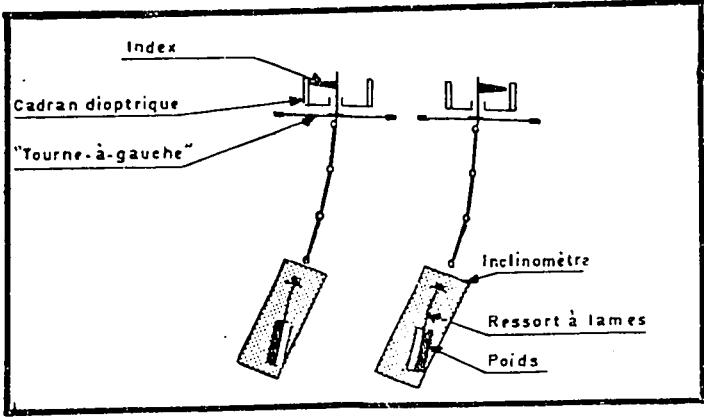


ETALONNAGE ET UTILISATION D'UN CAPTEUR DE PRESSION.

FIGURE - 21



-SONDE-



PRINCIPE DE MESURE

CLINOMETRE A JAUGES S.G.I.

FIGURE - 22