



MICROFICHE N°

03264

République Tunisienne

MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE

CENTRE NATIONAL DE

DOCUMENTATION AGRICOLE

TUNIS

الجمهورية التونسية
وزارة الزراعة

المركز القومي
للتوثيق الزراعي
تونس

F 1

Direction E.G.T.H

/1/1 MECANIQUE DES SOLS

ESSAIS IN SITU

Décembre 1978

Documentation appartenant à la Bibliothèque
de la Direction E.G.T.H
80, Rue Alain Savary : TUNIS

COURS DE MECANIQUE DES SOLS

PRELEVEMENT D'ECHANTILLONS

I - INTRODUCTION :

Les essais de laboratoire nécessitent le prélèvement d'échantillons .

* On distingue deux type d'échantillons :

- Les échantillons dits intact (structure et teneur en eau conservés).

- Les échantillons remaniés (éléments précédents non conservés, il faut essayer de ne pas mélanger les sols).

* La prise d'échantillons intact nécessite plus de soin et elle est donc plus onéreuse que celle d'échantillons remaniés.

* On se contente d'échantillons remaniés si la prise d'échantillons intact se révèle inutile .

* Il est pratiquement impossible de prélever des échantillons vraiment intacts.

II - LES TECHNIQUES EMPLOYEES ET LES RESULTATS OBTENUS :

A)- Le sondage carotté

- Profondeur d'investigation implanté : de l'ordre de 100 à 200 mètres.

- Il est destiné à prélever des échantillons intacts .

- Les procédés et le type d'appareil à mettre en oeuvre dépendant de la nature du sol à prélever .

- On peut employer des carottiers doubles dont la partie extérieur est en rotation et la partie intérieur est fixe .

- Il existe aussi des procédés par battage , ou pression continue
- Pour que la teneur en eau de l'échantillon à prélever reste constante on évite le contact entre le fluide de forage et l'échantillon à prélever.
- Quand à la structure, quelle que soit le procédé utilisé le bord se trouve modifié d'où l'intérêt de prélever des échantillons de gros diamètre sur le terrain afin de les retailer au laboratoire pour obtenir des éprouvettes d'essai de meilleurs qualité.
- Dès que la carotte est remontée au jour on paraffine toute la carotte pour éviter toute perte d'eau.
- Utilisation des tubes en tôle (soudure) ou en plastique.
- L'échantillon peut être enfermé directement dans un tube plastique (cas du tube carotté).
- Le tube fermé hermétiquement sur le terrain ne sera ouvert qu'au laboratoire.
- Par ce procédé on ne prélève que de faibles quantités d'un même sol.

B)- Le Sondage à la Tarrière :

- Profondeur d'investigation plus faible de l'ordre de 10 à 20 m à condition que le sol soit cohérent et non compact.
- On prélève des échantillons remaniés.
- Les échantillons peuvent malgré tout servir pour un grand nombre d'essais et ont l'avantage d'être en grande quantité ce qui est indispensable par un grand nombre d'essais.
- Inconvénient : Imprécision au sujet de la profondeur de prélèvement

C)- Puits Tranchés creusée à la main ou à la pelle mécanique :

C'est un moyen d'investigation valable dans des terrains cohérents et pas très compacts

On obtient de bons résultats car on a une vue exacte du terrain en place et on peut prélever autant d'échantillons que l'on veut .

- Les échantillons intacts sont obtenus à conditions de prélever assez rapidement après l'exécution du puits : pour ne pas modifier la teneur en eau (assèchement).

- Cette technique n'est pas onéreuse vis-à-vis des renseignements obtenus mais elle est difficile à mettre en oeuvre sur une grande échelle et l'exécution est lente .

//) MECANIQUE DES SOLS

- **RECONNAISSANCE DU SOL**

- **BUT ET IMPORTANCE DE LA RECONNAISSANCE DU SOL**

I - DEFINITION DE LA RECONNAISSANCE DU SOL

Pour conduire avec sagacité et efficience l'étude d'un barrage en terre ou d'un mur de soutènement, le projeteur doit avoir une idée suffisamment précise des propriétés du sol. Les études auxquels il faut procéder sur place et en laboratoire pour obtenir ces données essentielles constituent ce qu'on appelle la reconnaissance du sol.

II- Rapport entre le programme de reconnaissance et la nature du sol

- Il faut choisir les méthodes de reconnaissance en fonction de la coupe que l'on rencontre à l'emplacement des ouvrages.

- Le terme coupe du sol désigne une coupe verticale du sous-sol montrant l'épaisseur et la succession des différentes couches.

- Le terme de couche s'applique à un banc de sol relativement bien défini en contact avec d'autres bancs de caractères nettement différents.

- Si les surfaces de séparation entre couches sont plus ou moins parallèles on dit que la coupe est simple ou régulière si les surfaces de séparation forment un dessin irrégulier on dit que la coupe est erratique.

- Entre la surface de sol et une profondeur ne dépassant pas sauf exception deux mètres environ, les propriétés physiques du sol sont influencés par les variations saisonnières de teneur en eau et de température ainsi que par des agents biologiques comme les racines, les vers de terre etc...

- La partie supérieure de cette zone est connue sous le nom d'horizon A elle est sujette aux effets mécaniques de l'altération par les agents atmosphériques. La partie inférieure connue sous le nom horizon B. Une partie des substances de l'horizon A est entraîné par la circulation de l'eau et précipité dans l'horizon B où elle s'accumule.

- Ce sont les agronomes et les constructeurs de routes qui s'intéressent aux horizons A et B .

- Les Ingénieurs qui étudient les fondations ou les ouvrages en terre s'intéressent aux couches se trouvant au dessous des horizons A et B

- Pour les couches inférieures au dessous de A et B la structure primaire la plus courante est la stratification (déposé sous l'eau).

Si les différentes couches présentent toutes une épaisseur plus ou moins uniforme de 2 cm environ on dit que le sol est lamellé.

- Pour les structures érratique_s il est difficile de déterminer les caractéristiques du sol et les résultats sont incertains.

III - Rapport entre le programme de reconnaissance et l'importance des travaux

Dans la préparation d'un programme de reconnaissance il faut tenir compte de l'importance des travaux : étudier l'aspect mécanique et technique du projet. Il faut faire le calcul en introduisant un coefficient de sécurité dépendant de l'incertitude, on peut recourir à l'expérience pour réduire les frais des reconnaissances.

- Ce sont les agronomes et les constructeurs de routes qui s'intéressent aux horizons A et B .

- Les Ingénieurs qui étudient les fondations ou les ouvrages en terre s'intéressent aux couches se trouvant au dessous des horizons A et B

- Pour les couches inférieures au dessous de A et B la structure primaire la plus courante est la stratification (déposé sous l'eau).

Si les différentes couches présentent toutes une épaisseur plus ou moins uniforme de 2 cm environ on dit que le sol est lamellé.

- Pour les structures érratique_s il est difficile de déterminer les caractéristiques du sol et les résultats sont incertains.

III - Rapport entre le programme de reconnaissance et l'importance des travaux

Dans la préparation d'un programme de reconnaissance il faut tenir compte de l'importance des travaux : étudier l'aspect mécanique et technique du projet. Il faut faire le calcul en introduisant un coefficient de sécurité dépendant de l'incertitude, on peut recourir à l'expérience pour réduire les frais des reconnaissances.

//)) ETHODES D'EXPLORATION DU SOL

I - FORAGE, PRELEVEMENT ET SONDAGE

- Lorsqu'on veut étudier le sous sol, il faut commencer par forer quelques trous dans le terrain en utilisant une méthode appropriée et prélever des échantillons intacts dans chacune des couches rencontrées par les outils de forage. Ces forages ont reçus le nom de forages de reconnaissance
- On peut aussi avoir à effectuer des essais en place ou à prélever des échantillons non remaniés. Les essais en place tels que les sondages mécaniques où les essais de pompage fournissent des données immédiates sur les détails de la coupe et sur les propriétés du sol in situ en place.
- Le prélèvement des échantillons non remaniés fournit les matériaux qui permettent l'étude des propriétés du sol au moyen des essais de laboratoire.
- On peut aussi utiliser d'autres procédés géophysique pour déterminer la topographie des surfaces de séparation roche/sol et leurs emplacements entre les différentes couches.
- Si la couche du sol est du type erratique on ne peut être renseigné convenablement sur les variations de ses propriétés qu'en prélevant des carottes de façon continue sur toute l'épaisseur de la couche et en effectuant des essais sur chaque portion du matériau extrait.
- On peut déterminer commodément les propriétés physiques moyennes d'une couche d'argile en effectuant des essais de laboratoire sur des carottes continues prélevées du haut en bas de la couche.. Les carottes sont extraites du terrain au moyen de tubes de prélèvement en acier à paroi mince; Les tubes qui contiennent les carottes sont scellés sur le chantier et envoyés au laboratoire pour être ouverts au moment de l'essai.
- Pour une couche de sable on doit soumettre aux essais de laboratoire portion par portion des carottes pratiquement continues. Pour ces couches de sable il y a difficulté de prélever des échantillons intacts d'une façon continue d'où la nécessité de faire des essais in situ où le sol est gardé sur place : ex essais de pénétration ou de pompage ne nécessitant pas de carottes continues.

II - FORAGES DE RECONNAISSANCE

- Pour Méthode de forage

Les procédés les plus économiques et les plus rapides pour l'exécution des forages sont le procédé de forage par curage à l'eau et celui du forage à la tarrière.

- Forage par curage à l'eau

L'appareil comprend un jeu de tubes appelé tubage qui sert à maintenir en place les parois du trou. Un mouton pour enfoncer le tubage dans le sol; Un chevalement pour manoeuvrer le mouton et le tubage et des tiges de curage creusés. Une tête pivotante permettant de raccorder l'extrémité supérieure des tiges à un flexible. L'extrémité inférieure des tiges est munie d'un trépan ce trépan est percé d'orifices par lesquels s'échappe l'eau de curage refoulée dans les tiges.

- L'eau passé d'un bac dans les tiges de curage à l'aide d'une pompe par l'intermédiaire de la tête pivotante ressort ensuite par le trépan et remonte dans l'espace annulaire compris entre les tiges de curage et le tubage. Elle retourne enfin au bac en entraînant les débris du sol.

- Forage à la Tarrière

Il existe plusieurs types de tarrière ;

On réalise un forage en faisant tourner dans le sol de façon qu'elle ne s'enfonce que sur une petite profondeur, puis en la retirant avec le sol qui y adhère .

- Les Tarrières que nous utilisons font sortir les échantillons remaniés sur le sol sous forme de tas .

* Prélèvements des échantillons dans les forages de reconnaissance

- Pour prélever des échantillons de sol dans des forages de reconnaissance, on remplace le trépan par un carottier qu'on fait descendre jusqu'au fond du forage, on l'enfonce statiquement ou par battage pour effectuer le prélèvement et on le retire du trou. L'échantillon est bien conservé et envoyé au laboratoire pour analyse. On peut obtenir un échantillon placé dans un tube directement à partir du carottier. Quelle que soit le procédé utilisé pour la prise d'échantillon il y a toujours une modification de sa structure (capacité des argiles ect...)

- Pour prélever des échantillons de sable difficilement récupérable , on utilise des carottiers spéciaux (carottier à clapet ou carottier raclEUR) l'échantillon est donc très fortement remanié.

* Compte rendus de chantier sur les forages de reconnaissance

- Quelle que soit la méthode de reconnaissance utilisée, le sondeur ou l'ingénieur qui dirige la campagne doit présenter un compte rendu de chantier présentant les renseignements suivants :

Date d'exécution du forage ; emplacement du forage repéré par ses coordonnées, côte de la surface de sol, côte du niveau de la nappe, côté des surfaces de séparation des différentes couches, classification par le sondeur des différentes couches, le type des outils utilisés pour effectuer le forage, ainsi que leur remplacement à partir d'une certaine profondeur par exemple, on décrit également les sondages abandonnés ou présentant des difficultés de réalisation. Tous ces renseignements seront rassemblés sous forme de coupe de sondage ou log de sondage.

III - METHODES PERMETTANT DE PRELEVER DES ECHANTILLONS
NON REMANIES (INTACTS)

* Forage de prélèvement au tube carottées : des forages de prélèvement

- Les tubes sont nécessaires toutes les fois que l'on a besoin de renseignements sûrs concernant la teneur en eau, la résistance au cisaillement et la sensibilité d'une couche d'argile.

- Pour avoir des renseignements sur la consistance de l'argile en place

Il faut éviter tout remaniement superflu de l'argile dû à l'outil de prélèvement. Les parois du carottier doivent être aussi minces que possible et doivent être résistantes pour vaincre la résistance du sol à la pénétration sans subir de flambage.

- Pour prélever un échantillon le sondeur fixe un tube à la partie inférieure des tiges de forage et le descend dans le trou, on enfonce alors le carottier à partir du fond du trou d'une longueur inférieure de 15 cm environ à la longueur du tube. On enfonce le carottier d'un mouvement rapide et continu en évitant l'enfoncement à l'aide d'un mouton : quand le carottier est enfoncé on tourne les tiges de forage pour cisailer l'extrémité de l'échantillon et on relève le carottier.

* Prélèvement d'échantillons de grand diamètre dans des couches d'argile

- Quand les forages de reconnaissance indiquent que le sol situé au dessous d'un ouvrage à construire contre une couche d'argile sensible il est nécessaire de prélever des échantillons dont le diamètre est d'au moins 10 cm.

* Compte rendus de chantier sur les forages de reconnaissance

- Quelle que soit la méthode de reconnaissance utilisée, le sondeur ou l'ingénieur qui dirige la campagne doit présenter un compte rendu de chantier présentant les renseignements suivants :

Date d'exécution du forage ; emplacement du forage repéré par ses coordonnées, côte de la surface de sol, côte du niveau de la nappe, côté des surfaces de séparation des différentes couches, classification par le sondeur des différentes couches, le type des outils utilisés pour effectuer le forage, ainsi que leur remplacement à partir d'une certaine profondeur par exemple, on décrit également les sondages abandonnés ou présentant des difficultés de réalisation. Tous ces renseignements seront rassemblés sous forme de coupe de sondage ou log de sondage.

III - METHODES PERMETTANT DE PRELEVER DES ECHANTILLONS
NON REMANIES (INTACTS)

* Forage de prélèvement au tube carottées : des forages de prélèvement

- Les tubes sont nécessaires toutes les fois que l'on a besoin de renseignements sûrs concernant la teneur en eau, la résistance au cisaillement et la sensibilité d'une couche d'argile.

- Pour avoir des renseignements sur la consistance de l'argile en place

Il faut éviter tout remaniement superflu de l'argile dû à l'outil de prélèvement. Les parois du carottier doivent être aussi minces que possible et doivent être résistantes pour vaincre la résistance du sol à la pénétration sans subir de flambage.

- Pour prélever un échantillon le sondeur fixe un tube à la partie inférieure des tiges de forage et le descend dans le trou, on enfonce alors le carottier à partir du fond du trou d'une longueur inférieure de 15 cm environ à la longueur du tube. On enfonce le carottier d'un mouvement rapide et continu en évitant l'enfoncement à l'aide d'un mouton : quand le carottier est enfoncé on tourne les tiges de forage pour cisailer l'extrémité de l'échantillon et on relève le carottier.

* Prélèvement d'échantillons de grand diamètre dans des couches d'argile

- Quand les forages de reconnaissance indiquent que le sol situé au dessous d'un ouvrage à construire contre une couche d'argile sensible il est nécessaire de prélever des échantillons dont le diamètre est d'au moins 10 cm.

Il est de même lorsque le problème implique un calcul de tassement très précis.

- Le prélèvement d'échantillon de grand diamètre se fait sans en les découpant dans une bouquette creusée au fond d'un puits de reconnaissance soit en les extrayant des forages.
- Le prélèvement d'échantillon de grand diamètre dans un forage est identique que le prélèvement d'échantillon dans un tube carottier normal mais l'outil de carottage est un peu plus perfectionné.
- Quelle que soit le carottier utilisé un certain remaniement est toujours inévitable, le remaniement est plus important au voisinage des parois d'où la nécessité de conserver la partie centrale de l'échantillon pour les essais.
- Le degré de remaniement dépend des dimensions du carottier et du procédé utilisé pour l'enfoncer dans le sol le procédé qui conduit au remaniement maximum est l'enfoncement par percussion répétées. On obtient le meilleur résultats en enfonçant le carottier dans le sol d'un mouvement rapide et uniforme.
- Pour des échantillons d'un diamètre donné prélevés dans le sol suivant le même procédé le degré de remaniement dépend de l'indice de surface Ar donné par :

De : diamètre extérieur
du carottier

Di : diamètre intérieur
du carottier

$$Ar = 100 \frac{De^2 - Di^2}{Di^2}$$

(%)

- Pour prélever un échantillon non remanié de grand diamètre dans une fouille à ciel ouvert ou dans une galerie on découpe soigneusement l'argile tout autour de l'emplacement prévu, on dégage ainsi un bloc plus grand que l'échantillon.

C'est dans ce bloc qu'on découpe soigneusement l'échantillon pour réduire au maximum son degré de remaniement.

* Echantillons de sable non remanié

- Pour les sables situés au dessus de la nappe il est légèrement cohérent on peut prélever des échantillons soit dans des forages à l'aide de carottiers munis de système de retenu soit dans les puits de reconnaissance en découpant une banquette de sable et en prélevant ensuite l'échantillon à partir de la banquette.

- Quand on a besoin de prélever des échantillons se trouvant au dessous de la nappe on essaye de les prélever avec des outils spéciaux . Si l'essai est infructueux ou si on a besoin de connaître l'indice des vides naturel, il existe deux façons différentes de prélever les échantillons. La première consiste à rabattre la nappe au dessous de la couche et à conserver un puits de reconnaissance dans le sable drainé. La seconde consiste à effectuer le prélèvement dans des forages de grands diamètre après avoir transformé le sable au dessous du fond du trou en un matériau cohérent par l'un des procédés suivants :

a)- En solidifiant le sable par injection de bitume , après solidification on prélève un échantillon du sable injecté.

b)- En congelant le sable qui se trouve au dessous du pied du tubage et en prélevant un échantillon du matériau congelé.

c)- En congelant l'extrémité inférieure de l'échantillon , il se forme alors un bouchon à la partie inférieure du tube de prélèvement.

- Tous ces procédés de prélèvement d'échantillon de sable au dessous de la nappe sont coûteuses et nécessitent un appareillage complexe.

* Forages non tubés pour prélèvement d'échantillons non remaniés

Pour certains forages au lieu de tubes on peut enduire les parois du trou d'une couche mince de matériau cohérent appelé boue de forage le revêtement de boue empêche l'éboulement des parois du trou qui se trouve dans des zones de faible cohésion ou de cohésion nulle.

On utilise pour cette technique un carottier Denison . On obtient à l'aide de ce carottier d'excellents échantillons . On obtient à l'aide de cet appareil une série continue d'échantillon.

Le pourcentage de carottage est très élevé voisin de 100 %.



RECONNAISSANCE DES SOLS

ESSAIS IN SITU

- * Toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance in situ
- * La reconnaissance des sols doit d'abord permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier
- * Elle doit donner ensuite des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche pour cela deux techniques peuvent être utilisées le prélèvement d'échantillon en vue de leur analyse au laboratoire et les essais in situ proprement dits.

Les essais in situ permettent de déterminer les caractéristiques des sols en place (résistivité, perméabilité, cohésion, cisaillement, indice des vides etc...)

- * On peut distinguer deux types
 - Ceux qui fournissent des indications générales tels que la reconnaissance électrique ou sismique
 - Ceux qui donnent des valeurs précises de certaines grandeurs, soit ponctuellement, soit de manière continue sur une verticale.

I - PROGRAMME DES ESSAIS

Un programme de reconnaissance de sol est fonction de l'ouvrage à réaliser, et de la nature géologique de la zone à étudier. Il est cependant un principe essentiel à respecter : Il faut éviter de procéder par simple analogie et extrapolation des résultats obtenus sur un chantier voisin, il faut essayer de localiser les anomalies (hétérogénéité des sols). Il faut donc effectuer un choix parmi les essais, in situ qui sont fait pour compléter les analyses de laboratoire.

NOMBRE DE RECONNAISSANCES SOUHAITABLES

Les contraintes économiques ne permettent pas toujours d'exécuter un très grand nombre de sondages pour étudier un terrain, il y a lieu de distinguer les avant-projets et les projets définitifs. Dans le 1er cas des

reconnaitances préliminaires sont réalisées pour avoir une 1ère idée de la zone à étudier le programme est donc plus léger. On prévoit par exemple un sondage tous les 500 m² environ. On peut réaliser 3 sondages pour éviter de tomber sur une anomalie.

PROFONDEUR SOUHAITABLE POUR LES SONDAGES DE RECONNAISSANCE

La profondeur des sondages doit être tels que toutes les couches qui puissent être influencées par la mise en charge des terrains soient atteintes ou puissent être étudiés.

* Il est nécessaire dans la pratique de reconnaître le terrain sur les profondeurs suivantes :

- Pour des massifs de fondations isolés

Le triple de la largeur des semelles avec un minimum de 6 m

- Pour un radier général ou pour un ensemble d'ouvrage dont les effets se superposent dans les couches profondes.

Une fois et demi la largeur de la construction. Ces règles peuvent être résumés par les formules de construction ci-dessous dans lesquels B et L sont les dimensions des semelles ($L > B$)

C la distance séparant leurs côtés les plus rapprochés et z la profondeur minimale de sondage de reconnaissance

$$\begin{array}{lll} z = 4,5 B & \text{si} & C < 2B \\ z = 3 B & \text{si} & 2B < C < 4B \\ z = 1,5 B & \text{si} & C > 4B \end{array}$$

quand il y a des doutes il faut toujours pousser la reconnaissance

COUT ET SECURITE

Dans la détermination d'un programme de reconnaissance il faut tenir compte de l'importance des travaux à réaliser ; Si ceux ci sont d'un prix peu élevé il est possible de ne prévoir qu'un petit nombre d'essais mais on doit pallier le manque de données en majorant par des coefficients de sécurité l'incidence sur le prix de revient des constructions sera faible .

Pour un ouvrage coûteux il est indiqué de pousser les études de reconnaissances pour éviter le gaspillage des matériaux et pour obtenir des ouvrages calculés d'une façon optimales.

II - FORAGES

RECONNAISSANCES SUPERFICIELLES

Il est souvent demandé l'exécution d'un ou de deux puits sur quelques mètres de profondeur, à la maison à la pelle mécanique ou par tout autre moyen, ces puits permettent de reconnaître visuellement le sol et d'obtenir des échantillons remaniés ou non tant qu'on se trouve au dessus de la nappe aquatique, on doit recourir à d'autres moyens d'investigation pour les profondeurs importantes.

FORAGES PROFONDS

Ceux ci correspondent à l'exécution de trous généralement verticaux de faible diamètre (de 5 cm à 1m) par rapport à la profondeur (10 à 30m): Pour la recherche de gaz ou de liquide (eau, pétrole) on peut atteindre 4000 à 8000 m.

L'exécution de telles reconnaissances présente 3 difficultés :

- La perforation ou la désagrégation du sol
- La remontée des éléments ou des échantillons remaniés ou non
- La tenue de la partie supérieure du forage.

III - RECONNAISSANCE ELECTRIQUE

Cette technique fait appel aux mesures de résistivité et de polarisation

* A l'intérieur d'un forage on crée un champs électrique au moyen d'un générateur extérieur et on mesure les D.D.P qui en résultent entre deux électrodes dont l'une est placée à la surface du sol et l'autre à différentes profondeurs dans le forage, les résistivités ainsi mesurées varient selon la nature des couches rencontrées ce qui permet de les classer d'une façon approximative en différents types,

* Dans le cas de terrains secs la reconnaissance électrique ne donne pas toujours de bons résultats, on peut utiliser une méthode par induction qui permet d'étudier la susceptibilité magnétique du sol et sa conductibilité électrique.

SONDAGE ELECTRIQUE

La méthode est basée sur le fait que chaque terrain possède une

résistivité propre elle est faible pour les terrains argileux (1 à 100 m) moyenne pour les sables et graviers (100 - 1000 m) et 1000 m pour les sols cohérents : roches etc...

Les appareils sont donc conçus pour mesurer ces résistivités aussi bien sur les couches superficielles que sur les couches profondes allant jusqu'à 500 à 700 mètres.

On dispose de deux électrodes enfoncées dans le sol reliées à une source de courant et de deux électrodes de réception reliées à un potentiomètre, (Fig n°1).

Les 2 électrodes extérieures servent à l'envoi du courant, celles du circuit interne permettent de mesurer le potentiel dans le centre du champ ainsi les électrodes internes ont un écartement a , les électrodes externes $3a$, la profondeur atteinte dépend directement de la valeur de a . Un calcul simple permet de connaître la résistivité du terrain sonde à une profondeur donnée et d'établir ainsi des cartes de résistivité.

L'interprétation des mesures résulte de l'application de méthodes basées sur une hypothèse simple de travail (couche horizontale par exemple).

Cette méthode n'est pas précise, des couches différentes peuvent présenter la même résistivité, la délimitation des frontières est difficile. On pallie ces difficultés en employant d'autres méthodes de reconnaissances (sismique refraction, essais au pénétromètre etc...).

MESURE DE LA TENUEUR EN EAU :

Cet essai utilise la fait que la résistance d'une cellule varie en fonction de la teneur en eau du milieu dans lequel elle se trouve, il faut assurer une bonne liaison entre le sol et la cellule en évitant que la mise en place de la cellule modifie les conditions d'humidité du sol. Ce procédé présente l'avantage de permettre des comparaisons dans le temps et dans l'espace (les cellules peuvent être multipliées et maintenues dans le sol pendant de longues périodes).

IV - SISMIQUE REFRACTION :

* Principe de fonctionnement :

Un ébranlement mécanique (choc ou explosion) se propage dans le sous sol avec des vitesses qui diffèrent suivant les terrains traversés. Cette célérité des ondes sismiques dépend essentiellement de la compacité des couches considérées.

La sismique refraction tire partie de ce phénomène pour des sols de faible compacité ; terre végétale, fourbe, graviers, la célérité varie de 0 à 500 m/s elle est comprise entre 500 et 1500 m/s pour les roches $\frac{1}{2}$ meubles compactes, argile précomprimé, sables fins. Elle peut atteindre 1500 à 7000 m/s dans les roches compactes : calcaire, granit, basalt, etc....).

Ainsi tout appareillage de sismique est conçu pour mesurer des celerités

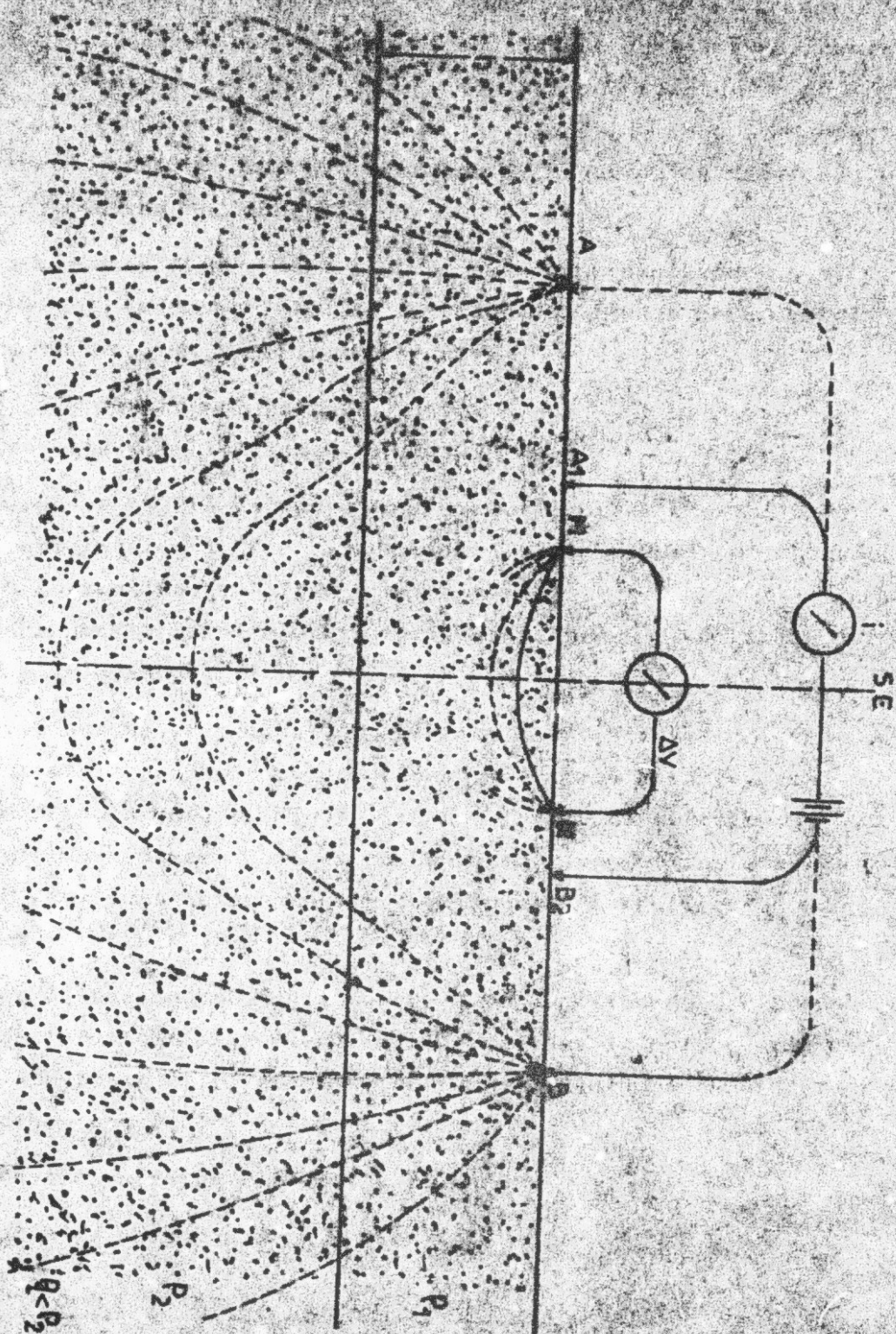


Fig. 1.3 Schéma du dispositif de sondage électrique

Un émetteur d'ondes mobiles (dame ou marteau) Fig N° 2, permet de créer des ébranlements. Un compteur fixe ou geophone recueille les ondes transmises par le sous sol. Un appareil de mesure permet de reconnaître le temps écoulé entre le choc et sa réception généralement les couches superposées présentent des celerités croissantes vers le bas on admet que l'onde de choc se propage en ligne droite dans un milieu donné et ne change de ligne qu'en traversant une autre couche (refraction de l'onde).

Considérons deux couches différentes A et B, la couche supérieure A à une celerité V_1 inférieure à la celerité V_2 de la couche B, l'onde créée atteint le geophone en empruntant deux chemins différents.

Un chemin lent mais plus court pour le terrain A

Un chemin rapide mais plus long pour le terrain B

- Lorsque le geophone et l'émetteur d'onde seront proches c'est l'onde passant par A qui atteint le capteur la première (chemin court) puis lorsque l'ébranlement sera suffisamment éloigné du geophone c'est l'onde passant par le terrain B qui arrivera la première (chemin plus long mais vitesse plus grande).

- Si l'on reporte sur un graphique, en abscisse les distances entre le point d'ébranlement et le geophone et en ordonné les temps mesurés, on obtient une courbe dromochronique (Fig 3) qui est formée de segments de droites correspondant aux divers couches du sous sol, les inclinaisons de ces segments de droites sont inversement proportionnels aux célérités des couches rencontrées.

On peut calculer l'épaisseur D de la couche A en fonction de C distance horizontale correspondant au changement de célérité sur la courbe dromochronique. Entre l'émetteur et le geophone situé à la distance X le temps de parcours en surface est égal à X/V_1 .

Le temps de parcours du rayon réfracté est : $\frac{2D}{\cos i \cdot V_1} + \frac{X - 2D \tan i}{V_2}$

Lorsque les 2 durées de parcours sont égales : on a ;

$X = C$. Il vient :

$$\frac{C}{V_1} = \frac{2D}{V_1 \cos i} + \frac{C}{V_2} - \frac{2D \tan i}{V_2}$$

$$C (V_2 - V_1) = \frac{2D}{\cos i} (V_2 - V_1 \sin i)$$

Or on a : $\sin i = \frac{V_1}{V_2}$. Il vient : (principe de fermat).

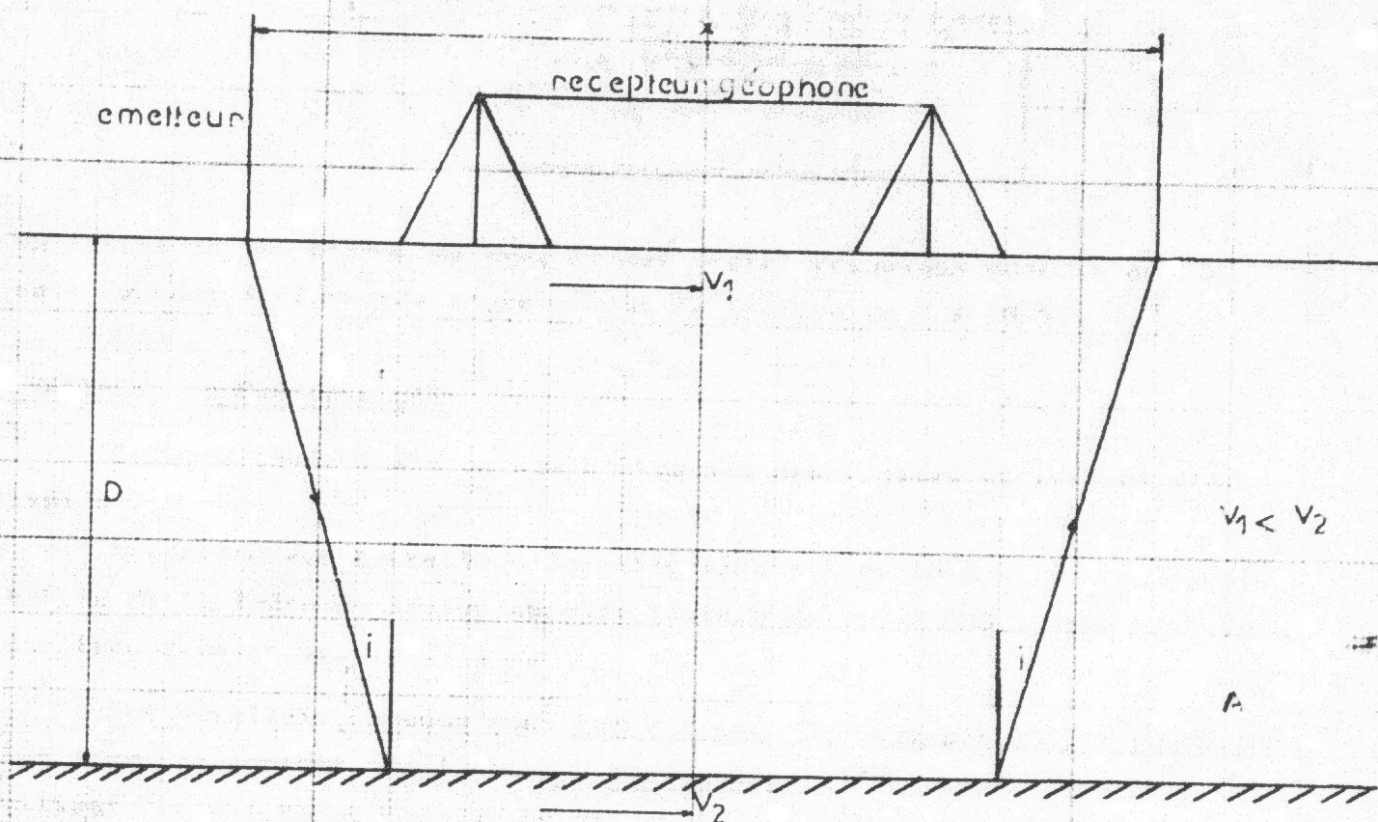


Fig.n.2

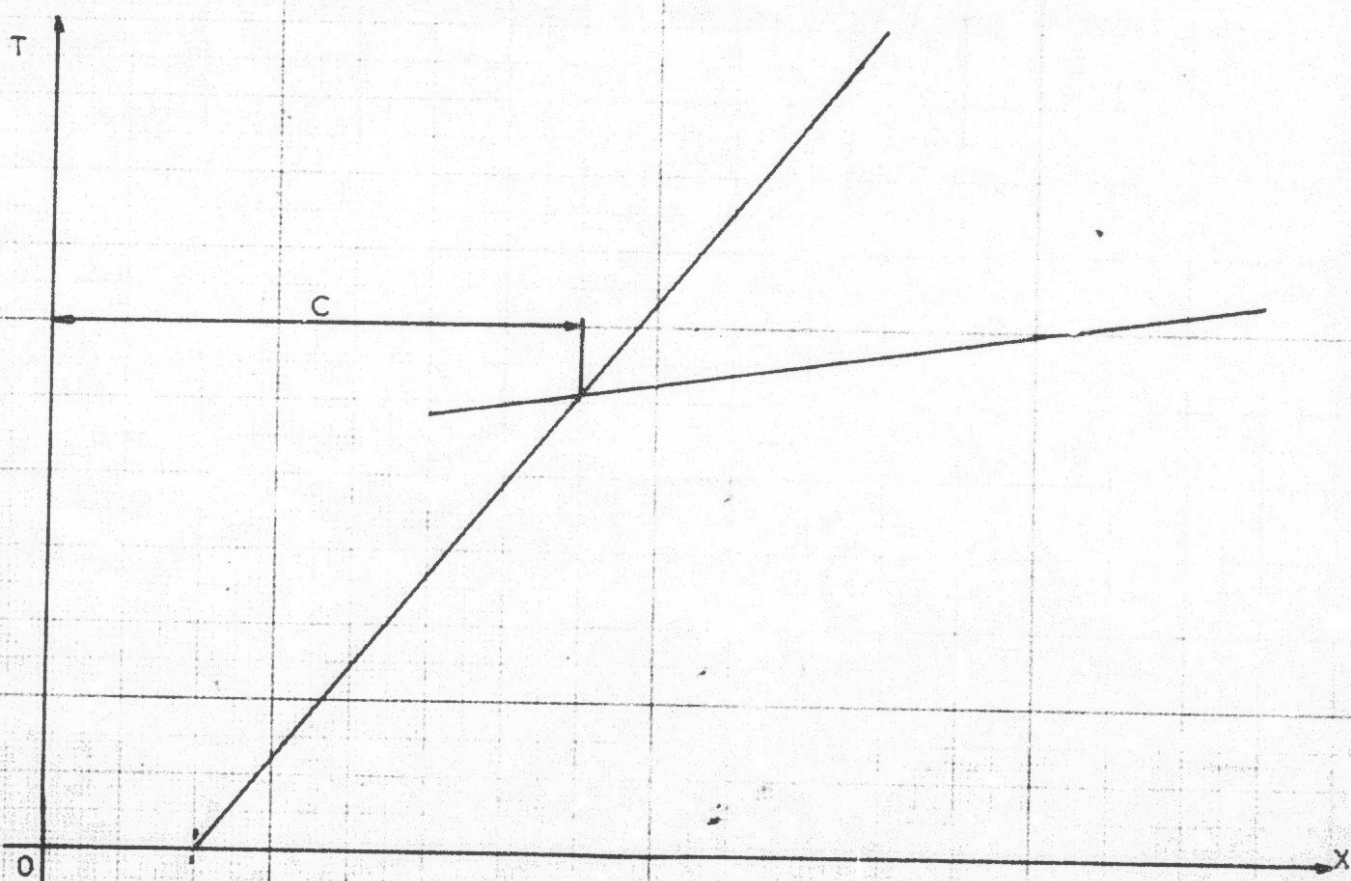


Fig.n.3
courbe dromochronique

$$D = \frac{C}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

Un calcul un peu plus complexe, permet d'être renseigné dans le cas de 3 ou 4 couches différentes l'erreur est de l'ordre de 5 à 10 %.

AVANTAGES ET POSSIBILITES

Cette méthode à l'avantage d'être non destructive et surtout d'être rapide .

La profondeur courante d'Investigation est de 10 à 40 m avec possibilité d'atteindre de profondeurs de l'ordre de 100 à 200 m dans certains cas très favorables.

Les résultats obtenus sont les vitesses de propagation des ondes dans les meilleurs rencontres ainsi que les épaisseurs . Par comparaison avec des milieux de référence on peut avoir une idée sur leurs natures géologiques.

⚡ Le gel modifie les célérités et fausse les résultats. Une source proche de vibrations (vent violent, passage de trains, etc...) peut interdire les mesures.

LE SCISSOMETRE

Cet essai a fait son apparition en Suède et en Angleterre en 1948. Il consiste à mesurer dans les argiles molles saturées le couple de torsion nécessaire pour faire tourner un cylindre de terrain autour d'un axe de symétrie vertical au moyen de deux plaques rectangulaires identiques enfoncées préalablement dans la couche à étudier formant quatre diedres droits ayant pour arête commune verticale l'axe de torsion. Dans la rotation les bords de la plaque engendrent une surface de révolution. La contrainte de cisaillement développée en tous points sur la surface de révolution est à l'origine d'un couple résistant qui est égal lors du glissement au moment de torsion exercé. Il est donc facile de calculer la cohésion : En appelant : (fig. N° 4).

T1 : Le couple résistant sur la surface cylindrique verticale

T2 : Le couple résistant sur chacune des deux bases horizontales du cylindre.

Le moment résistant total T enregistré par l'appareil est égal à :

$$T = T1 + 2T2$$

Soit r le rayon des ailettes on a :

$$T1 = (2 \pi r h) r C_u C = 2 \pi h r^2 C_u = 8 \pi r^3 C_u$$

(La hauteur h est égale au double du diamètre $h = 4 r$)

Pour calculer T2, on divisera chaque base en une série d'anneaux concentriques élémentaires.

$$\text{On a : } dT2 = (2 \pi x dx) \cdot x \cdot C_u = 2 \pi x^2 dx \cdot C_u$$

$$\text{et } T2 = C_u \int_0^r 2 \pi x^2 dx = \frac{2 \pi}{3} r^3 C_u$$

$$\text{On a donc : } T = 8 \pi r^3 C_u + \frac{4 \pi}{3} r^3 C_u = \frac{28}{3} \pi r^3 C_u$$

et par suite on a :

$$C_u = \frac{3}{28} \cdot \frac{T}{\pi r^3}$$

Trois types d'ailettes sont adaptables (5, 7, 5 et 10 cm de diamètre la hauteur étant toujours le double du diamètre. Un dispositif spécial élimine le frottement sur l'appareillage.

Les 3 types d'ailettes permettent de mesurer la résistance au cisaillement avec des sensibilités différentes petit diamètre pour les faibles résistances.

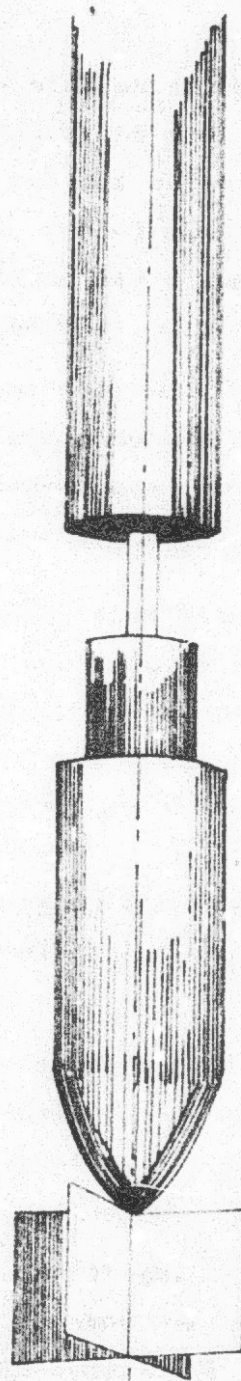
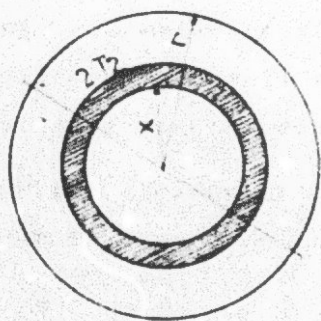
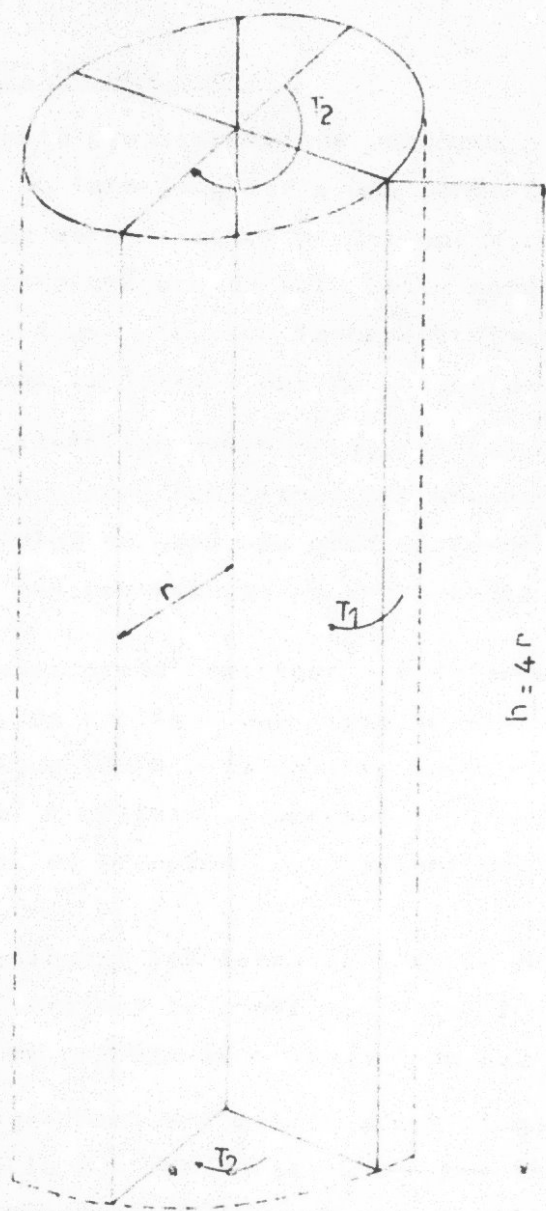


Fig. n. 4 Scissometre

E P R E S S I O M E T R E

C'est un procédé qui a eu de l'essor grâce à Menard en 1957 .

I - EXECUTION DES ESSAIS

L'essai pressiometrique consiste à effectuer une mise en charge latérale du terrain grâce à une sonde descendue dans un avant trou sensiblement de même diamètre parfaitement réalisé car il ne doit pas modifier les caractéristiques du sol. Cette sonde est dilatable radialement par application d'une pression interne croissante. On détermine les déformations en mesurant les variations de volume de la cellule centrale.

La dilatation est obtenue par injection d'eau sous pression dans une cellule de mesure constituée par une gaine en caoutchouc comprise entre deux cellules de garde de même diamètre destinée à assurer une répartition uniforme des contraintes au droit de la cellule de mesure.

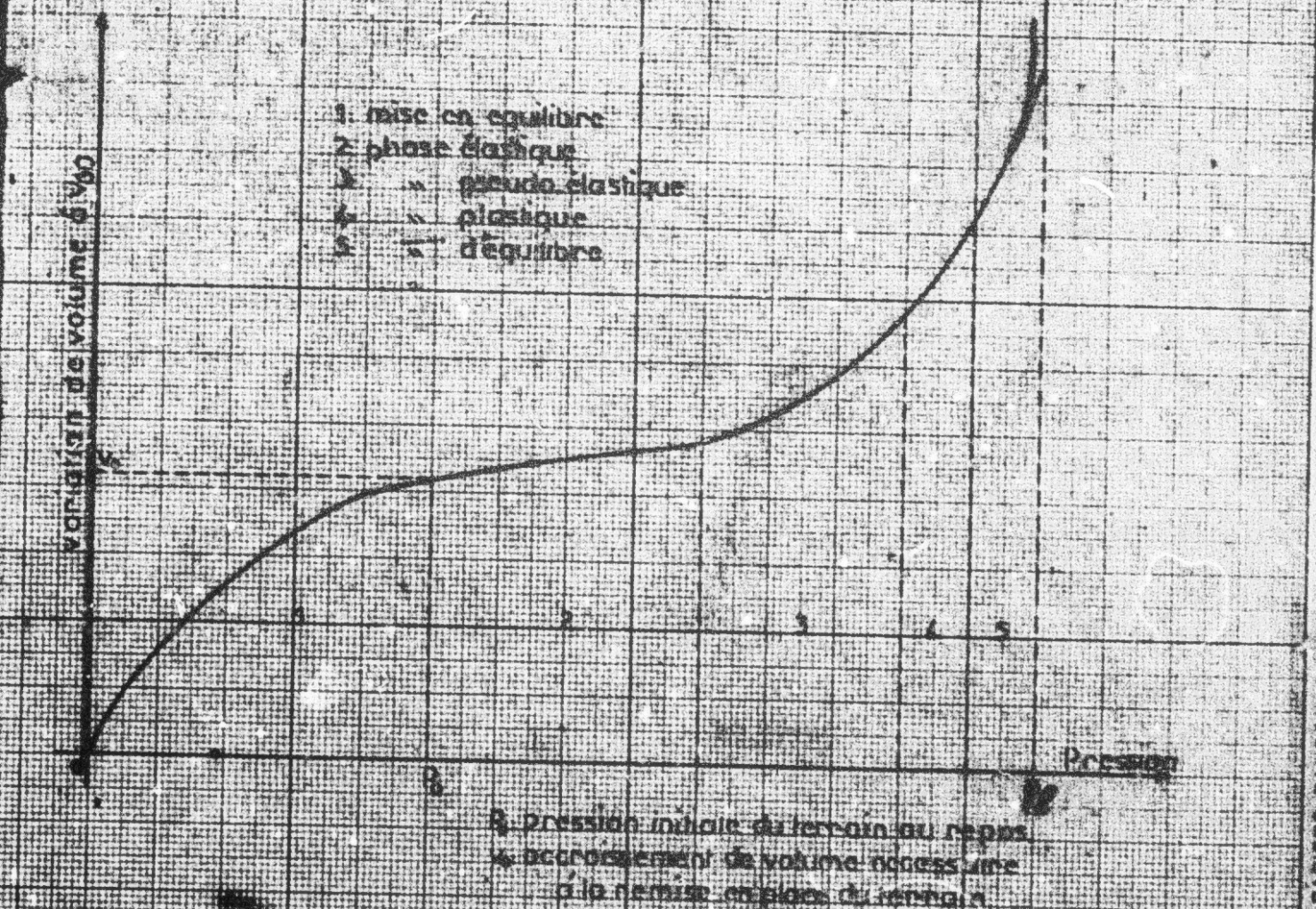
L'essai pressiometrique est effectué avec une sonde d'un diamètre de 60 mm, on applique une pression croissante suivant une progression arithmétique (de 6 à 14 paliers environ), à chaque palier on mesure le volume de la cellule 15 secondes, 30 secondes et une minute après la fin de la mise en pression . On obtient une courbe ayant l'allure suivante ;

- * Eventuellement les lectures peuvent être poussées jusqu'à 2 mm lorsqu'on désire déterminer le coefficient de fluage f_c du sol qui est utilisé par Menard pour prévoir le tassement du sol dans le temps
- * Ces essais sont exécutés à une profondeur donnée ils peuvent être répétés sur toute la hauteur de la zone à reconnaître. En général on fait un essai tous les mètres pour déterminer la variation de la résistance du terrain en fonction de la profondeur.

L'avant trou est réalisé par une tarière ou par carottage.

Le choix de l'appareil est fonction de la nature des couches. On utilise pour cela une tarière, une sondeuse à carottage etc...

- * Il faut éviter d'exécuter un avant trou par bottage dans un terrain argileux (car il risque de devenir remanié).



II - INTERPRETATION DES ESSAIS

On reporte les résultats des mesures sur un diagramme de chargement ou courbe pressiométrique (Fig N° 6).

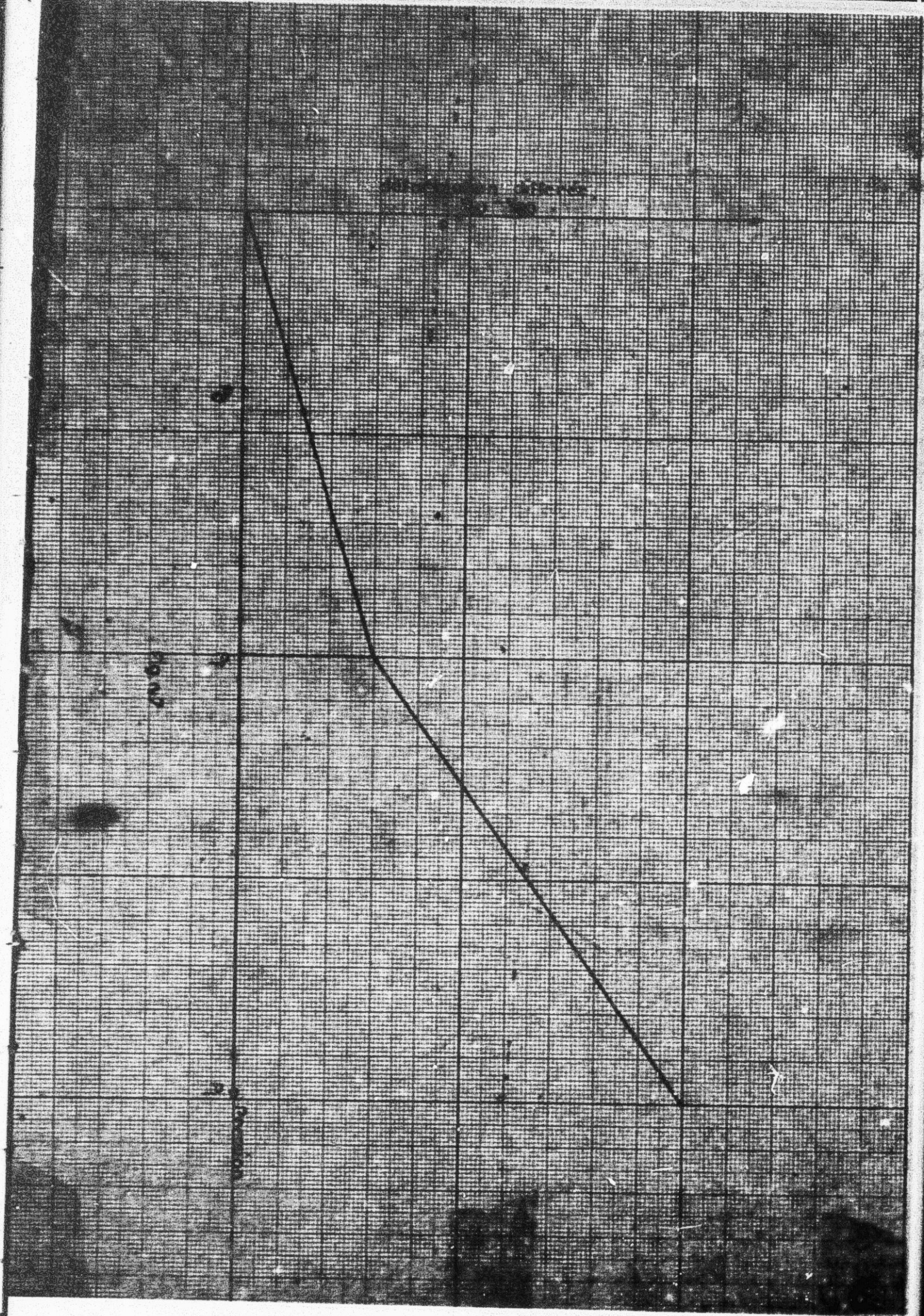
En abscisse figurent les pressions p lues au manomètre et en ordonnées la variation de volume correspondant V , on trace d'ordinaire deux courbes pressiométriques, celle qui correspond à la variation totale de volume, V_{60} mesurée une minute après la mise en charge (Fig N° 6) et celle qui correspond aux déformations différées $V_{60} - V_{30}$ (Fig N° 7)

* On peut distinguer sur la courbe de la figure N° 6 cinq phases successives.

- Une phase initiale qui correspond à la mise en équilibre de l'ensemble sonde - forage - terrain .
- Une phase élastique pour les très faibles contraintes (cette phase n'apparaît pas toujours sur le diagramme).
- Une phase pseudo-élastique, les déformations restent linéaires, mais des micro-glissements non réversibles se produisent , on peut définir pendant cette phase, un module de déformation ou module pressiométrique
- Une phase plastique : Les déformations augmentent et le seuil de plasticité est dépassé, il est caractérisé par une augmentation sensible de fluage, la pression correspondant à la variation de fluage est appelée pression de fluage (Fig N° 7).
- Enfin une phase d'équilibre limite : Les déformations deviennent très grandes et tendent vers l'infini pour une valeur asymptotique de pression dite pression limite p_l .

Le module pressiométrique E_p sert pour les calculs de tassement tandis que la pression limite P_l qui correspond par définition à la rupture du terrain intervient dans les calculs de stabilité des fondations. La détermination des valeurs réelles de la pression limite et du module pressiométrique doit en fait tenir compte des diverses corrections à apporter aux valeurs lues directement sur les appareils . Ces corrections importantes sont dues :

- Aux inerties des membranes de la gaine et éventuellement du tube lanterne
- A la position relative de l'appareil par rapport à la sonde .
- A la position de la nappe phréatique .



- A la dilatation des tubulures plastiques

La pression limitée est l'abscisse de l'asymptote elle se détermine par examen directe de la courbe

L'évolution du modèle pressiométrique nécessite elle un calcul. Ce module correspond à la phase de déformation pseudo-élastique.

Si le matériau était parfaitement élastique, la variation de volume ΔV pour une variation de contrainte Δp appliquée serait :

$$\frac{\Delta V}{V} = 2 \frac{1 + \nu}{E} \Delta p$$

Soit : $E = 2 (1 + \nu) V \frac{\Delta p}{\Delta V}$

Menard adopte pour la valeur du coefficient de poisson $\nu = 0,33$ et définit le module pressiométrique E_p par la relation :

$$E_p = 2,66 V \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

V et $\frac{\Delta p}{\Delta V}$ sont mesurés sur la courbe pressiométrique .

* L'essai permet également de déterminer la pression de fluage ou limite élastique p_f .

III - RESULTATS DES ESSAIS

L'Etude des diagrammes de chargement permet d'obtenir les caractéristiques essentielles du terrain à la profondeur où l'essai a été exécuté .

Le tableau ci-dessous indique l'ordre de grandeur de E_p et de p_f pour les principaux type de sol.

S O L	Ep (bar)	pl (bar)
Vase et tourbe	2 - 15	0,2 - 1,5
Argile molles	5 - 30	0,5 - 3
Argiles plastiques	30 - 80	3 - 8
Argiles raides	80 - 400	6 - 20
Marnes	50 - 1000	6 - 60
Sables vaseux	5 - 20	1 - 5
Limons	20 - 100	2 - 15
Sables et graviers	80 - 1000	12 - 50
Sables sédimentaires	75 - 400	10 - 50
Roches calcaires	800 - 200.000	30 à plus de 100
Remblais récents	5 - 10	0,5 - 3
Remblais anciens	40 - 150	4 - 10
Remblais graveleux récent bien compacté		

IV - UTILISATION DES RESULTATS PRESSIOMETRIQUES

Les résultats pressiométriques servent pour le calcul de stabilité des fondations superficielles (semelles et radiers) des fondations profondes (pieux) et celui des tassements dans le cas où le phénomène de consolidation ne sont pas prépondérant.

§ Dans un terrain homogène Menard calcule la capacité portante q_d par la formule

$$q_d = q_0 + k (p_l - p_0)$$

Dans laquelle q_0 et p_0 sont respectivement la charge verticale au niveau de la fondation après sa construction et la pression horizontale du terrain au repos au moment de l'essai. $q_d - q_0$ correspond donc à la surcharge qu'il convient d'appliquer le coefficient de sécurité (3 en général), le coefficient de proportionnalité k dépend du type du terrain de la profondeur d'encastrement D et de la forme de la fondation.

Les tableaux suivants donnent les différents types de terrains retenus et les valeurs du coefficient k pour une semelle carrée.

TYPE DE SOL	NATURE	PRESSION LIMITE (en bar) p _l
I	Argile Limon	0 - 12 0 - 7
II	Argile raide et marne Limon compact Sable compressible Roche tendre	18 - 40 12 - 30 4 - 8 10 - 30
III	Sable et gravier Roche	10 - 20 40 - 100
III bis	Sable et gravier très compact	30 - 60

VALEURS DE K (POUR LES TERRAINS HOMOGÈNES)

$\frac{D}{B}$	Semelle carrée				Semelle filant			
	I	II	III	III bis	I	II	III	III bis
0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
0,5	1,3	1,5	1,9	2,1	1,0	1,1	1,2	1,3
1,0	1,6	1,8	2,5	2,8	1,2	1,3	1,4	1,6
1,5	1,8	2,1	3,0	3,3	1,2	1,4	1,6	1,8

Lorsque le terrain est stratifié on peut utiliser ces résultats en introduisant les notions de pression limite équivalente p_{le} et d'encastrement équivalent D_e

$$p_{le} = \sqrt[3]{p_{l1} \times p_{l2} \times p_{l3}}$$

La pression limite p_{l2} est mesurée au niveau de la fondation, la pression p_{l1} à une distance B au dessus de cette fondation et la pression p_{l3} à une distance B en dessous

$$D_e = \frac{1}{p_{le}} \int p_l \cdot z \cdot dz$$

L'intégrale étant prise entre la surface libre du terrain et le niveau de la fondation.

* On indique finalement qu'il y a une assez bonne corrélation entre la résistance de pointe au pénétromètre statique R_p et la pression limite p_l , le rapport $\frac{R_p}{p_l}$ varie de :

2,5 à 4 pour les argiles

5 à 6 pour les limons

7 à 9 pour les sables

L'intégrale étant prise entre la surface libre du terrain et le niveau de la fondation.

* On indique finalement qu'il y a une assez bonne corrélation entre la résistance de pointe au pénétromètre statique R_p et la pression limite p_l , le rapport $\frac{R_p}{p_l}$ varie de :

2,5 à 4 pour les argiles

5 à 6 pour les limons

7 à 9 pour les sables

// ES ESSAIS DE BATTAGE

A) - ESSAI DE PENETRATION NORMALISE (Standard pénétration test (S.P.T).)

I - PRINCIPE :

Le principe est le suivant ; on exécute un forage et on descend ensuite au fond du trou un carottier normalisé que l'on enfonce de 15 cm dans la couche à reconnaître, le sondeur marque alors un repère sur les tiges et enregistre le nombre N de coups nécessaires pour enfoncer à nouveau le carottier sur une profondeur d'un pied (30 cm), le mouton qui sert à battre le carottier pèse 140 livres (63,5 kgs) sa hauteur de chute est de 30 pouces (76,2 cm) ce qui correspond à un travail de 0,5 kg par coup.

Le S.P.T peut être utilisé en Europe mais systématiquement utilisé en Amérique .

II - INFLUENCE DE LA NAPPE PHREATIQUE

Le nombre de coup N pour enfoncer un carottier normalisé sur une hauteur de 30 cm peut varier dans le sable fin avec le niveau de la nappe phréatique .

Si on appelle N' le nombre de coups enregistré au dessous de la nappe la valeur équivalente N qui doit être prise en considération est donnée par Terzaghi et Peck par l'expression :

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15)$$

III - PRESSION ADMISSIBLE

Terzaghi et Peck ont donné en fonction de N les valeurs des coefficients de capacité portante N_y et N_q , il ont même dressé des abaques donnant directement la pression admissible pour des semelles encastrées ou non avec un coefficient de sécurité égal à 3.

* Pour les milieux cohérents, ils ont proposé, après de nombreuses recherches comparatives, de lier N à la consistance des Argiles ainsi qu'à leur résistance à la compression simple mesurée au laboratoire sur un échantillon non remanié .

N	CONSISTANCE DE L'ARGILE	RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE
2	très molle	0,25
2 - 4	molle	0,25 - 0,50
4 - 8	moyenne	0,50 - 1
8 - 15	raide	1 - 2
15-30	très raide	2 - 4
30	dure	4 - 8

* Pour les sables ces mêmes auteurs proposent la relation ci-dessous avec la compacité .

N	COMPACITE DU SABLE
0 - 4	très lâche
4 - 10	lâche
10 - 30	moyennement compact
au dessus de 50	très dense

IV - CAUSES D'ERREURS

Beaucoup de facteurs peuvent influencer sur les valeurs de N en particulier, l'état de surface du carottier (rouille).

- L'affûtage du tranchant de la trousse coupante
- La position de la nappe phréatique par rapport au niveau de l'essai
- La position relative du fond du trou et du bord inférieur du tubage au début du bottage,
- Le temps écoulé entre le forage du trou et l'essai S.P.T
- La flexibilité des tiges qui absorbent une partie de l'énergie du mouton dans le cas de sondages très profonds

III - INTERPRETATION DES DIAGRAMMES DE PENETRATION DYNAMIQUE EN MILIEU PULVERULENT

La résistance dynamique des pieux battus en milieu pulverulent est souvent voisine de celle mesurée à l'aide du pénétromètre dynamique mais elle peut dans le cas de certains graviers n'être que la moitié de celle-ci

En première approximation pour les projets de fondations profondes on peut prévoir que la pression admissible q_{ad} des pieux battus sera donnée par la fourchette suivante :

$$\frac{R_d}{12} \leq q_{ad} \leq \frac{R_d}{6}$$

L'utilisation du pénétromètre dynamique en milieu cohérent sous la nappe peut être très dangereux.

IV - DESCRIPTION DU PENETROMETRE DYNAMIQUE

1) MODE OPERATOIRE

Le pénétromètre dynamique comprend : Un bloc moteur (Diesel) entraînant des poulies par l'intermédiaire d'une manette de commande, ces poulies permettent de soulever une certaine masse appelée mouton et provoque ensuite sa chute libre d'une certaine hauteur, celui-ci se heurte contre une enclume provoquant la pénétration d'une ou de plusieurs tiges dans la couche à étudier. Généralement on fixe la pénétration selon la nature du sol et on mesure le nombre de coups nécessaires pour atteindre la valeur de cet enfoncement fixe.

2) CALCUL DE LA RESISTANCE DE RUPTURE R

La résistance de rupture R est donnée par la formule dite des Hollandais :

$$R = \frac{M^2 \cdot H}{M + P} \cdot \frac{1}{e} \cdot \frac{1}{s} = K \frac{N}{e \cdot t}$$

Avec :

$$K = \frac{M^2 \cdot H}{(M + P)} \cdot \frac{1}{s}$$

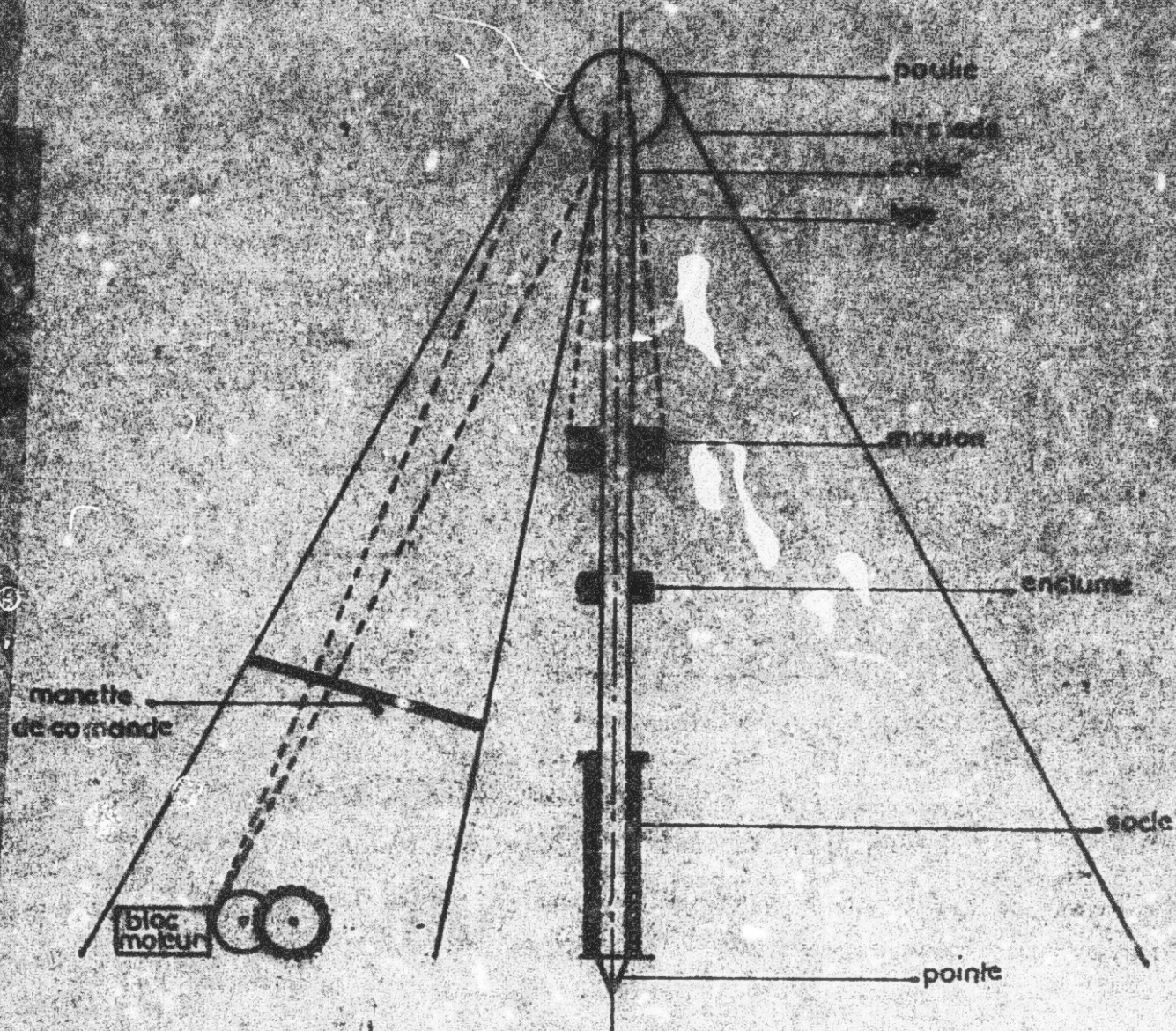


Fig.n°8

Dans laquelle ;

R : Résistance de rupture en bar ou en kg/cm²

M : Poids du mouton en kg . On a : M = 65 kgs

H : Hauteur de la chute du mouton en cm : H = 50 cm

P : Poids des tiges jusqu'au niveau considéré y compris le poids de l'enclume recevant les coups de marteau en kg.

Avec le pénétromètre dynamique (E.G.T.H) on utilise d'une jusqu'à 10 tiges.

e : enfoncement de la pointe relative à un coup de mouton en cm.

e_t : enfoncement mesuré pour N coups en cm

s : section de la pointe en cm² . On a : s = 15,2 cm²

En appliquant la formule générale on aboutit à une formule pratique plus simple .

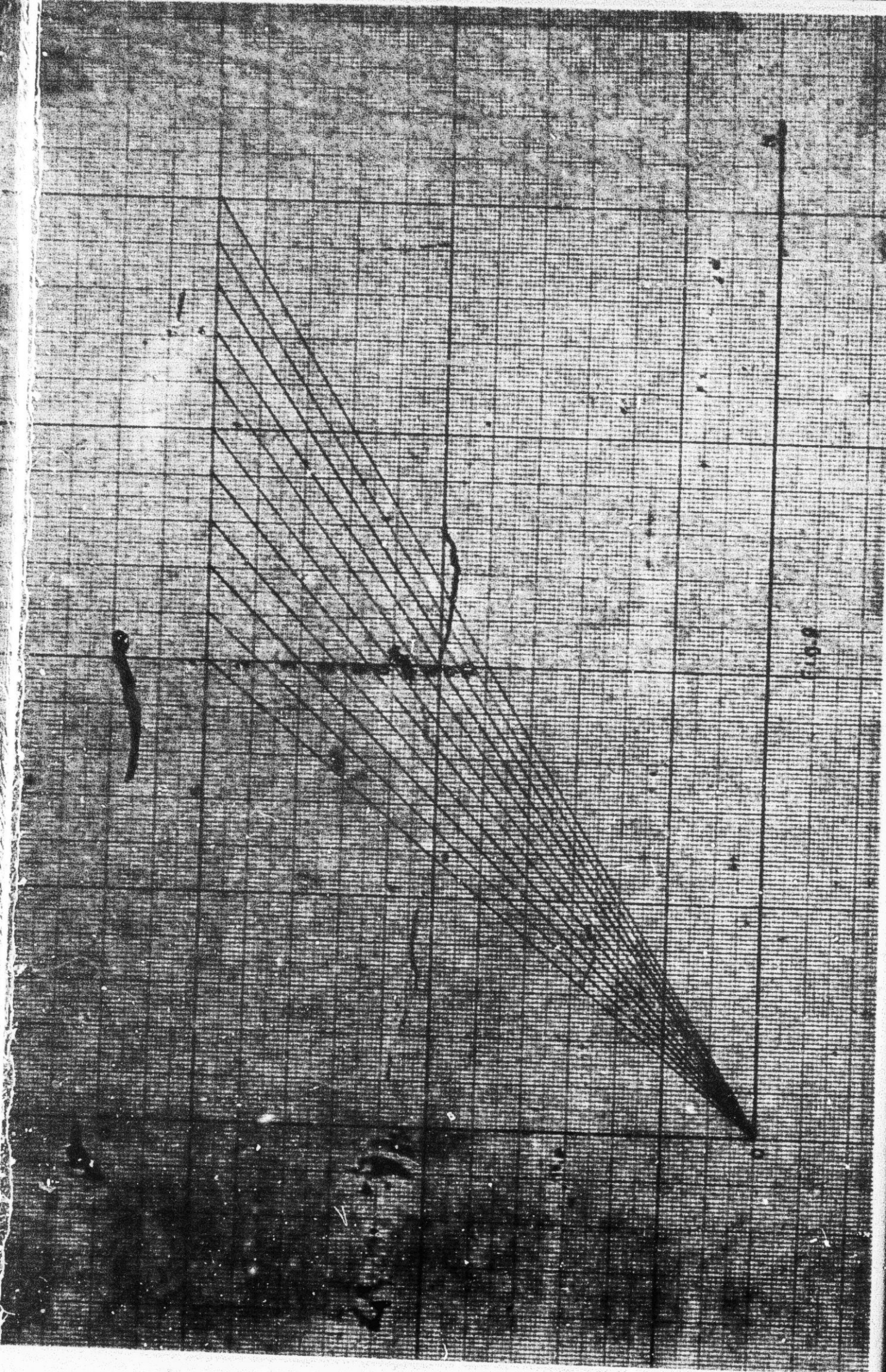
$$R = K \frac{N}{e_t}$$

K est une constante dépendant du nombre de tiges utilisées.

3) ABAQUE DE CALCUL DE R EN FONCTION DE N ET DE e

On a procédé à établir 4 abaques de calcul de R en fonction de N pour les enfoncement usuels suivants e = 10 cm, 20 cm, 25 cm, et 30 cm, chaque abaque comprend 10 droites correspondant à l'utilisation d'une de deux ou de plusieurs tiges (de 1 à 10) : les tiges sont identiques .

Généralement on utilise l'enfoncement de 25 cm. C'est la raison pour laquelle on procède à l'élaboration d'un abaque plus précis correspondant à cet enfoncement .



II E PENETROMETRE STATIQUE

I - APPAREILLAGE

C'est Alexandre Collin qui a utilisé en 1846 le 1er le pénétromètre statique. En effet il avait mis au point un petit pénétromètre lui permettant de déterminer la cohésion d'échantillon de sol.

Terzaghi en 1929, a mesuré d'une manière continue les variations de la résistance statique qu'un sol oppose à la pénétration d'un cône descendu verticalement .

A la même époque, Buissman a étudié le principe de l'enfoncement statique dans une couche de sable d'un cône.

Barentsen a inventé et breveté le procédé tube-tige-cône .

Les pénétromètres statiques sont des appareils qui permettent d'enfoncer à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm/s) des tiges à l'aide d'un verrin. Ils sont conçus pour mesurer séparément la réaction des couches traversées sous la pointe et le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale.

* La transmission des efforts reçus par la pointe peut être effectuée soit par des tiges (pénétromètre hollandais) soit par une transmission hydraulique (pénétromètre pavez) ou électrique (pénétromètre Fugro).

* Le pénétromètre hollandais possède un cône mobile ayant un angle au sommet de 60° dont la section est de 10 cm².

L'Ancrage au sol est réalisé à l'aide de vis helicoidales.

A l'intérieur d'un tube extérieur absorbant le frottement latéral coulisent des tiges transmettant les pressions aux appareils de mesure composés de têtes hydrauliques ou de manomètres.

Ce qui importe dans cet appareil c'est de dissocier le frottement latéral de la résistance à la pointe .

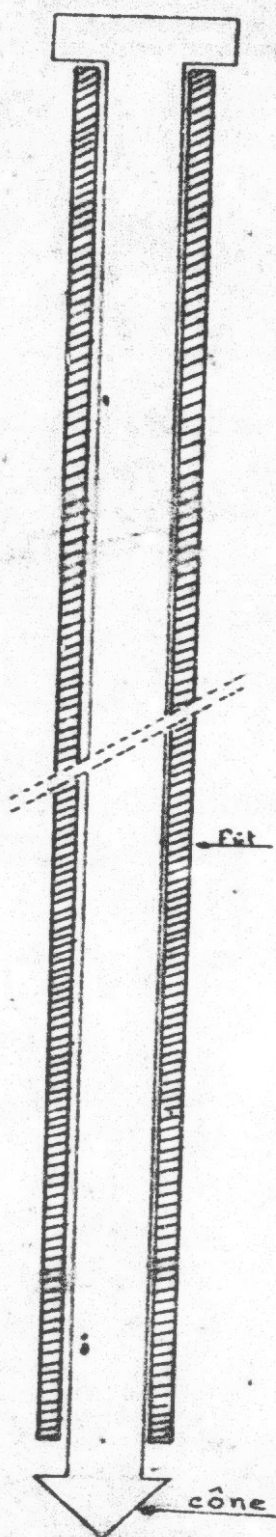


Fig 10. Penditor: Are (principe)

Les diagrammes de pénétration statique représentent en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure des tiges, pourvue d'une pointe spéciale, d'une part la résistance à la rupture R_p sous la pointe et d'autre part le frottement latéral cumulé le long des tubes extérieurs ou mesuré tous les 25 ou 50 cm sur un manchon spécial placé au dessus de la pointe.

II - INTERPRETATION DES DIAGRAMMES DE PENETRATION

1) Pour les fondations superficielles

On peut déterminer les pressions admissibles en milieu pulverulents.

* L'herminier propose, dans le cas des semelles de dimensions courantes, ayant un encastrement de l'ordre du mètre et reposant sur un milieu sableux assez serré de prendre pour contrainte admissible le $1/10^{\text{e}}$ de la résistance de pointe du pénétrömètre statique

$$Q_{ad} = \frac{R_p}{10}$$

* Pour les semelles faiblement ou fortement encastrées ou bien pour des semelles de dimensions exceptionnelles.

Il est possible d'utiliser un abaque proposé par Meyerhof qui donne directement le rapport $\frac{q_{ad}}{10}$ en fonction de la largeur

2) Pour les fondations profondes

Les efforts sous les pieux et pénétrömètre pouvaient être considérée comme homothétiques sous réserve que l'encastrement dans la couche considérée soit suffisant. Dans ce cas la résistance à la rupture du pieu est égale à R_p à côté des évaluations directes de la capacité portante le pénétrömètre statique permet aussi la détermination de la cohésion.

Le manchon solidaire du cône absorbe de l'énergie par frottement contre le terrain, il en résulte que la lecture de R_p faite sur les appareils de mesure est influencée par le frottement latéral.

* Pour un pénétrömètre dont le cône n'a pas de manchon on admet la formule

$$C_u = \frac{R_p}{10}$$

* Lorsque le cône comporte un manchon la valeur de C_u est plus faible

$$C_u = \frac{R_p}{15}$$

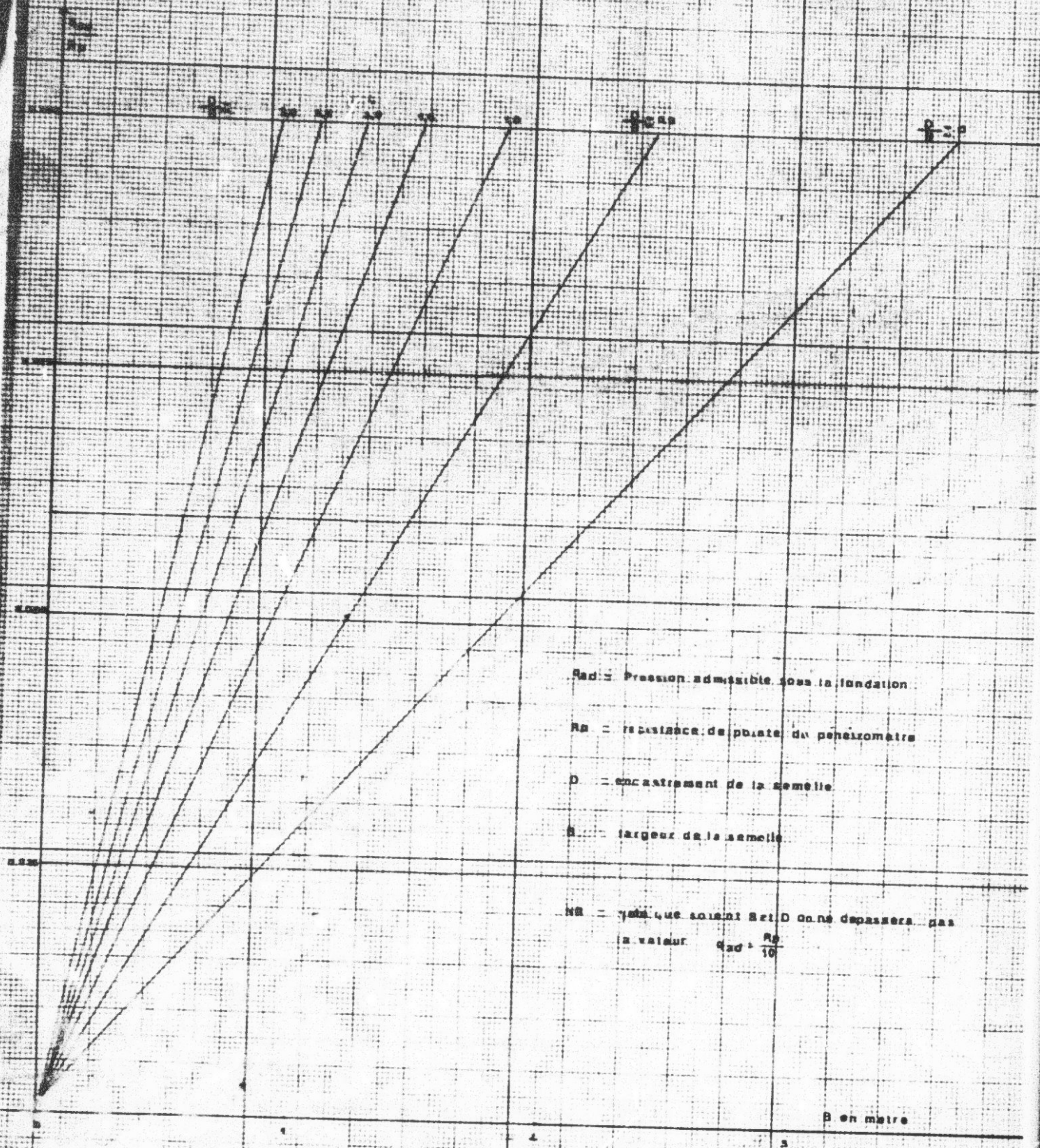


fig 11 Abaque de Meyerhof

* Dans les Argiles raides ($R_p > 25$ bars) on admet que l'influence du frottement latéral sur le cône est négligeable.

* La cohésion peut être également mesurée à partir du frottement latéral. En effet, on peut admettre, que dans les milieux sans frottement ($\tau_u = 0$) le frottement latéral unitaire est égal à la cohésion en première approximation

Donc :

$$C_u = \frac{1}{\pi d} \frac{\Delta Q_f}{\Delta z}$$

Où d est le diamètre du pénétromètre (celui de la base de la pointe) et ΔQ_f la variation du frottement latéral correspondant à la variation de profondeur Δz .

III - FONCTIONNEMENT DU PENETROMETRE ETUDE THEORIQUE

CAS DES FONDATIONS PROFONDES

On détermine in situ la force portante grâce au pénétromètre qui est un engin en forme de pieu élancé qui permet à la fois de mesurer la résistance à la pointe et le frottement latéral.

L'effort de pointe se détermine en faisant avancer le cône tandis que le fût qui donne le frottement latéral reste fixe. On peut aussi faire avancer simultanément le fût et le cône et mesurer ainsi la charge portante totale.

IV - PENETROMETRE STATIQUE DYNAMIQUE

Le pénétromètre statique est très intéressant pour l'étude des couches peu résistantes, mais il risque d'être bloqué dans des couches compactées qui sont facilement traversées par le pénétromètre dynamique, par contre, le pénétromètre dynamique fournit des indications difficiles ou impossibles à interpréter en milieu cohérent.

Il est donc intéressant de réunir dans un seul et même appareil les avantages de la pénétration statique et ceux de la pénétration dynamique.

* En effet tant que la résistance des couches traversées n'excède pas 300 bars pour le premier et 1000 bars le second l'essai est poursuivi en statique, lorsque l'appareil est bloqué on poursuit la reconnaissance en dynamique et si la résistance décroît ultérieurement, on reprend la pénétration statique.

V - UTILISATION COMBINEE DU SCISSOMETRE ET DU PENETROMETRE

Il est possible d'effectuer à proximité d'un de l'autre un essai de pénétration et un essai de cisaillement au scissomètre . Soit R_p et C_u les valeurs obtenues respectivement avec les deux appareils à un niveau donné.

La figure suivante montre comment, à partir de ces dernières, il est possible de déterminer la cohésion et le frottement interne

Voir Figures 12 et 13.

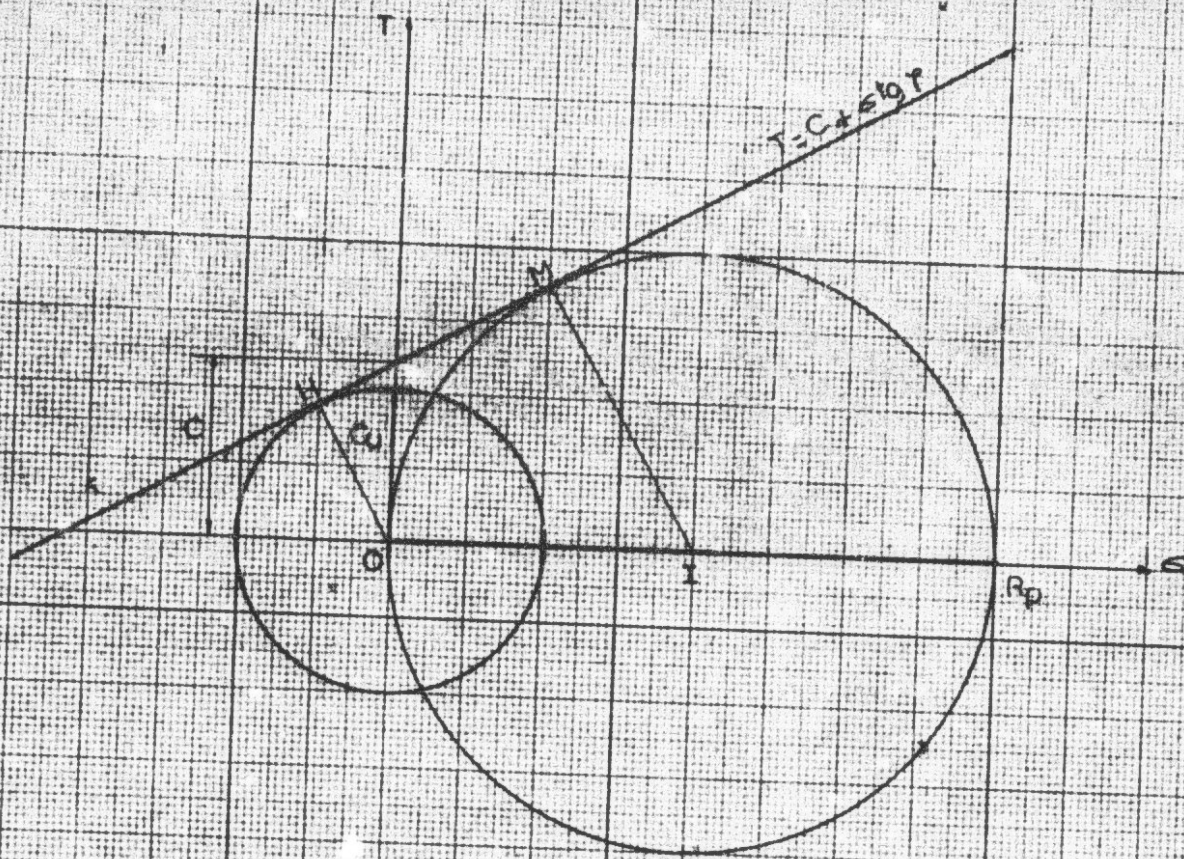


Fig.12

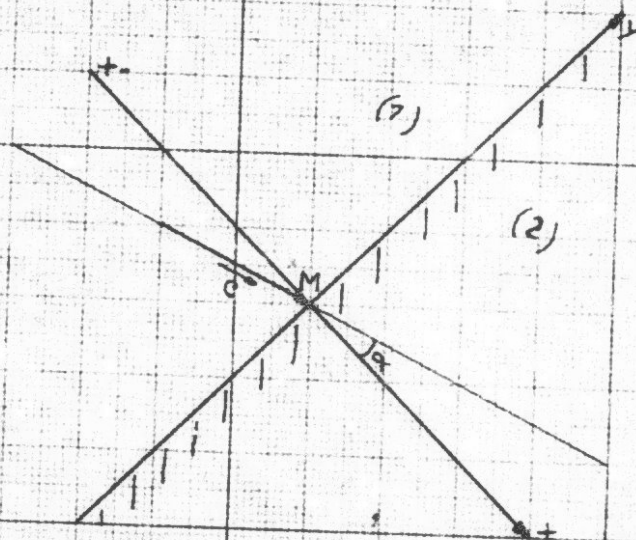


Fig.13

 ES ESSAIS D'EAU

A)- ESSAI D'EAU LUGEON

I - GENERALITE

1)- Introduction

Les essais d'eau Lugeon se font par injection d'eau dans des roches assez perméables, et mécaniquement résistantes. Ils nous renseignent sur le degré de fissuration et par conséquent sur sa perméabilité, qui correspond à une circulation d'eau dans les fissures de la roche.

2)- Définition

Par définition, le Lugeon est l'absorption d'un litre par minute et par mètre linéaire de sondage sous une pression de 10 kg/cm².

Remarque / Si on caractérise une roche par x Lugeons une roche plus fissurée est caractérisée par (x + e) Lugeons.

3)- Recommandations

Pour tout essai, il est nécessaire de suivre les consignes suivantes :

- a) Avant le démarrage du chantier, il faut étalonner tous les appareils de mesure "manomètres, compteurs etc" et les vérifier pour tracer les courbes d'étalonnage.
- b) Il faut noter avec soin toutes les pertes d'eau c'est à dire la fuite d'eau de circulation qui sort du trou.
- c) Pour chaque fiche d'essais on doit noter toutes les caractéristiques du sondage et faire un schéma du montage utilisé.

4)- Matériel nécessaire

- a) Une sondeuse pour préparer le trou à la profondeur désirée
- b) Un obtirateur avec un train de tige correspondant
- c) Une pompe avec un compteur d'eau.

La pression appliquée doit être constante

- d) Un chronomètre ou un montre à aiguille trotteuse centrale
- e) Un ou plusieurs manomètres avec leur courbes d'étalonnage
- f) Appareil de mesure du niveau d'eau de la nappe
- g) Raccorderies diverses.

5)- Montage

On a deux montages possibles

- a)- Montage type 1 : Manomètre à l'aval du flexible (Figure N° 14)
- b)- Montage type 2 : Manomètre à l'amont du flexible (Figure N° 15)

Il est souhaitable de travailler avec le schéma du montage type 1 pour éviter les pertes de charge du flexible et des mamelons (les liaisons).

II - CONDUITE DE L'ESSAI

1)- Mise en place de l'obturateur

On fait descendre l'obturateur à la profondeur désirée il est nécessaire de s'assurer qu'il tient bien. Pour cela, on fait couler de l'eau et l'on regarde si elle remonte par le trou.

2)- L'Injection d'eau

On injecte de l'eau très claire sous pression constante pendant au moins 10 minutes, et on mesure le débit qui doit être stable c'est à dire constant. Si avec les faibles pressions on constate qu'il n'y a pas d'absorption on doit augmenter la pression jusqu'à ce qu'on enregistre un écoulement (débit).

On recommence l'opération avec des pressions croissantes 1,2, 4, 5,7, 10 kg/cm² pour ne pas claquer le compteur. On refait ensuite l'essai avec des pressions décroissantes .

Remarque / L'eau utilisée doit être très claire car si elle est trouble on risque de boucher le compteur et de colmater les fissures ce qui fausse les résultats des essais.

III - CALCUL DE LA PRESSION AU NIVEAU DE LA POCHE D'INJECTION

1)- Introduction

On présentera le mode de calcul de la pression pour les sondages verticaux et les sondages inclinés ;

* Dans les deux cas de sondages on doit tenir compte des deux facteurs suivants :

- Le niveau de la nappe (la pression se transmet uniformément à travers la nappe)
- Le type du montage 1 ou 2 .

TYPE I

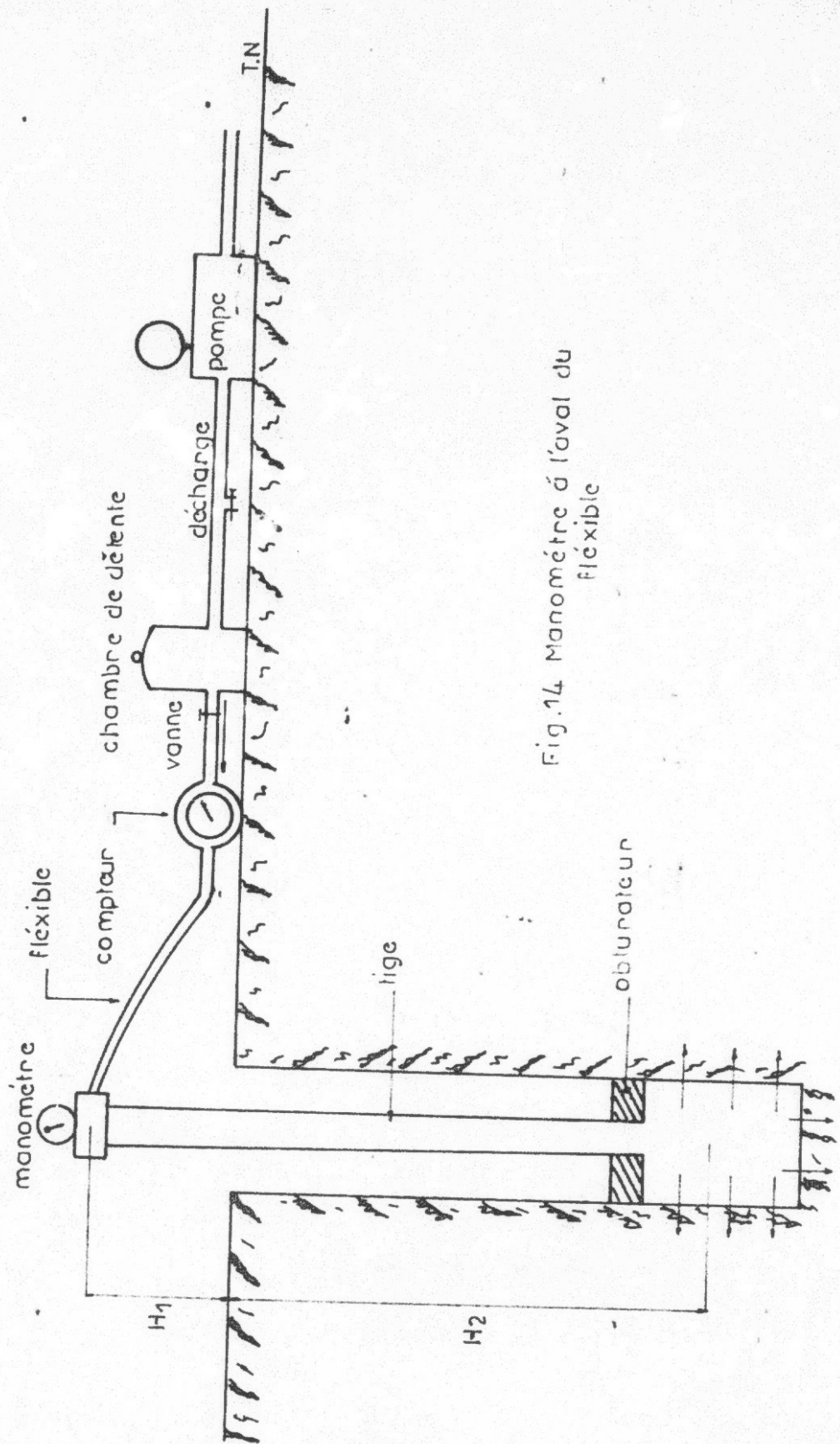


Fig. 14 Manomètre à l'aval du flexible

TYPE II

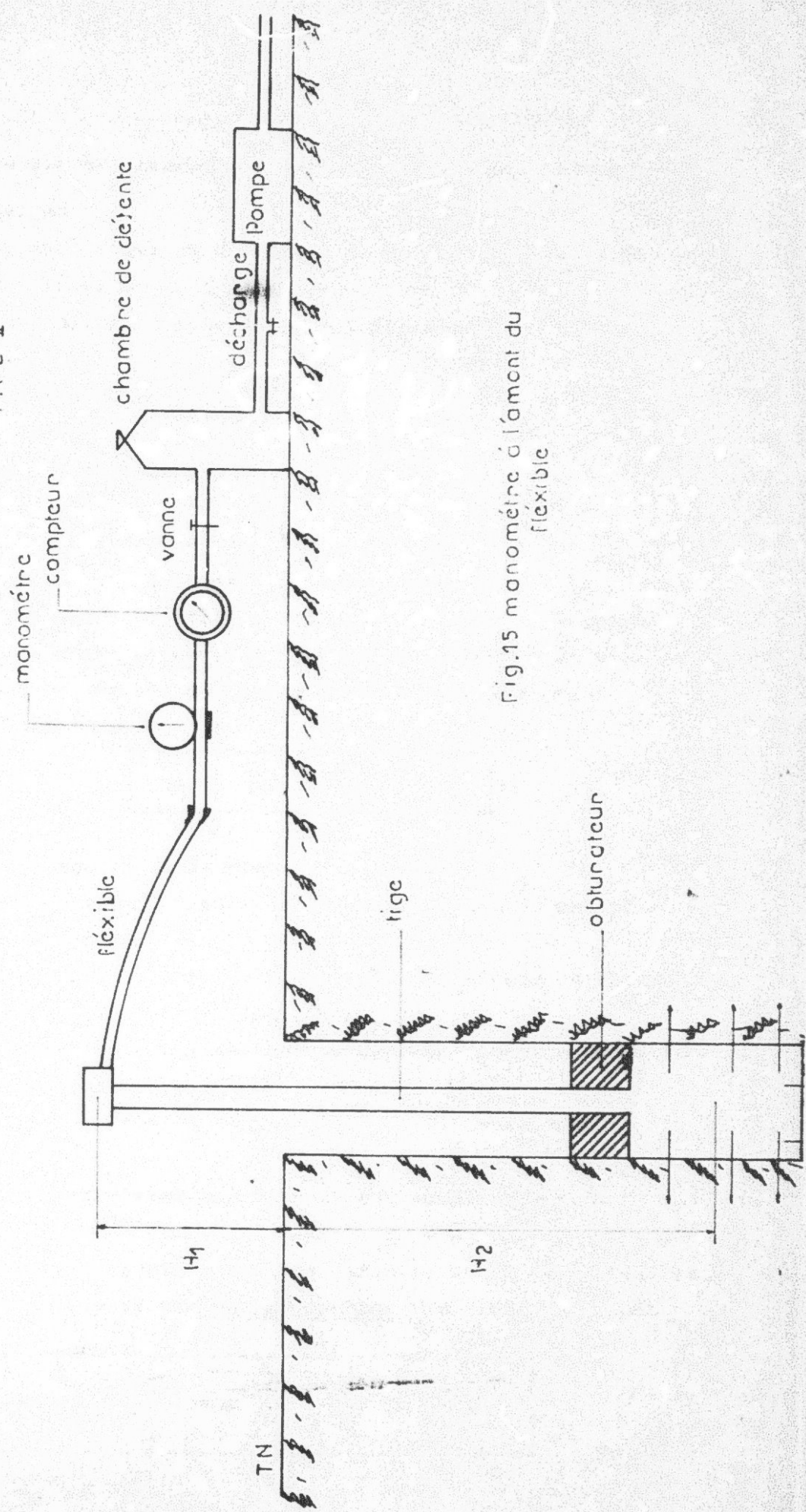


Fig.15 manomètre à élément du flexible

La pression se détermine à partir des éléments suivants :

- Pression lue au manomètre H1

- Hauteur de la nappe phréatique ou du centre de la poche d'essais H2

- Longueur totale des tiges L

- Diamètres intérieurs des conduites (tiges et flexibles)

- Débits injectés

- La pression lue au manomètre

- Abaques de pertes de charge.

- Courbe d'étalonnage du manomètre

2)- Méthode de calcul

La pression au centre de la poche d'injection est égale à la pression lue au manomètre et corrigée d'après la courbe d'étalonnage, augmentée de celle due à la colonne d'eau entre le manomètre et le centre de la poche d'injection, diminuée des pertes de charge dans la canalisation J

La pression réelle P sera donc :

$$P = P_o + Dp - J$$

P : Pression réelle au centre de la poche d'injection

Po: Pression corrigée obtenue à partir de la pression lue au manomètre et de sa courbe d'étalonnage

Dp: La pression exercée par la colonne d'eau entre le niveau du manomètre et celui du centre de la poche d'Injection.

J : Les pertes de charge des canalisations se trouvant entre le manomètre et la poche d'injection.

Cas des sondages inclinés

Ces sondages se caractérisent par rapport aux sondages verticaux par leur inclinaison.

L'Inclinaison peut être définie soit par l'angle X que fait l'axe du sondage avec la verticale soit par un pourcentage P défini comme suit :

$$P = \frac{a}{H} \cdot 100 = 100 \cdot \text{tg } X$$

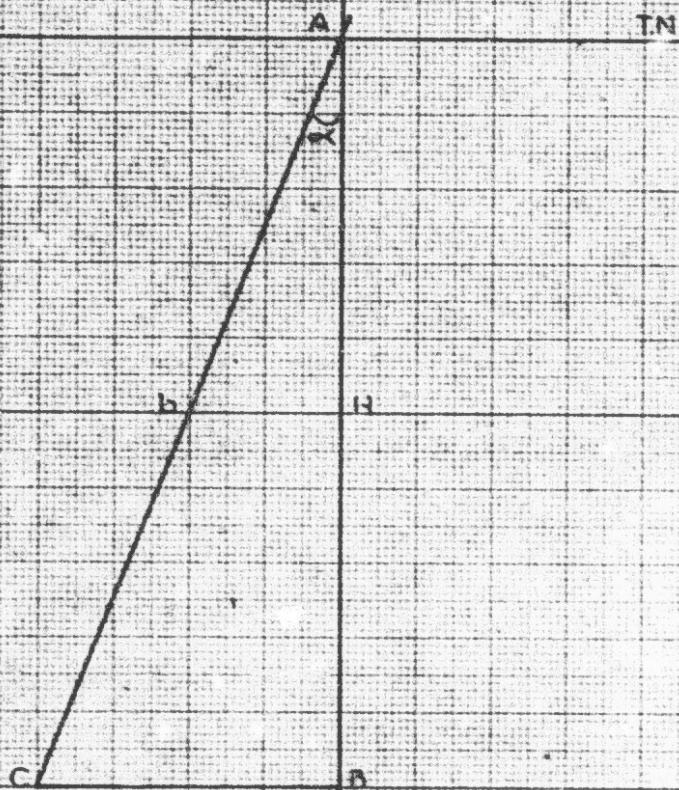


Fig. 16

* Calcul de la profondeur H en fonction de l et de p

on a : A B C : triangle rectangle : $l^2 = H^2 + a^2$

$$\text{Or : } p = \frac{a}{H} \cdot 100 \Rightarrow a^2 = \frac{P^2 - H^2}{10.000}$$

En remplaçant a^2 par sa valeur :

$$l^2 = H^2 + \frac{P^2 - H^2}{10.000} = H^2 \left(1 + \frac{P^2}{10.000} \right).$$

$$\Rightarrow H^2 = \frac{l^2}{1 + \frac{P^2}{10.000}} \quad \text{donc}$$

$$H = \frac{l}{\sqrt{1 + \frac{P^2}{10.000}}}$$

* Calcul de la profondeur H en fonction de l et de γ

On a :

$$H = l \cos X$$

B) .

LES ESSAIS D'EAU "LEFRANC"

I - OBJET / L'essai Lefranc permet de déterminer le coefficient de perméabilité au fond d'un forage de reconnaissance en cours d'exécution .

II - PRINCIPE / Il consiste connaissant le niveau statique de la nappe dans le sondage, à surélever ce niveau par une surcharge faible et rigoureusement constante constituée par un apport d'eau. Connaissant la valeur H de surcharge (différence de niveau au dessus du niveau statique) . Il suffit de mesurer le débit Q de l'eau injectée afin d'obtenir le coefficient de perméabilité correspondant au fond du trou (voir développement de la formule).

III- MODE OPERATOIRE / Soit P la profondeur totale du sondage carotté pour lequel on effectue l'essai Fig : 17 . Cette profondeur se divise en plusieurs bandes d'essais :

- Une bande superficielle de profondeur M tubée, le diamètre du tubage étant celui du sondage ,
- Une bande de profondeur h prévue pour l'essai en paroi naturelle du terrain.

Par la suite on remplit complètement le trou avec de l'eau claire et on maintient cette charge constante en versant de l'eau à l'aide d'une capacité joug si l'absorption est faible.

Sinon on laisse couler un débit dans le trou par l'intermédiaire d'une canalisation munie d'un trou plein qui permettra d'évacuer le surplus d'eau lors de l'essai.

On a la formule :

$$Q_a = Q_i - Q_e$$

- Q_a : débit absorbé
- Q_i : débit injecté mesuré au compteur
- Q_e : débit évacué par le trop plein, déterminé par la formule :

$$Q_e = \frac{V}{t}$$

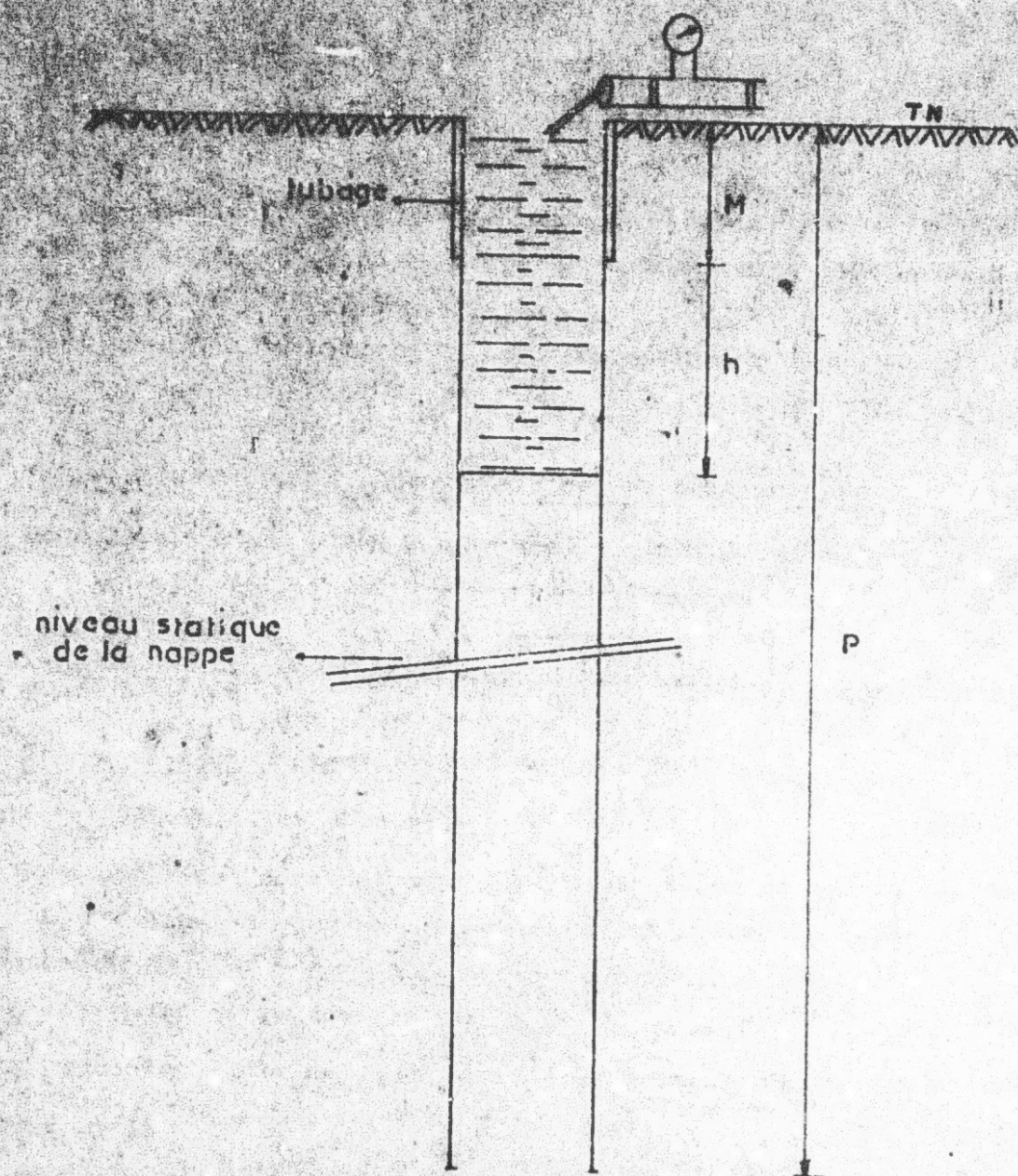


Fig 17

V : Volume récupéré par le trop plein

t : La durée nécessaire pour récupérer le volume V

L'opération s'effectue tout le long de P en recouvrant chaque fois la profondeur h essayée par un tubage une bande consécutive sera ensuite essayée etc...

IV - RELEVES A NOTER

Il convient chaque fois sur chaque zone h de relever 3 paramètres permettant le calcul du coefficient de permeabilité : K

- 1) La quantité d'eau absorbée pendant un temps d'environ 15 mn
- 2) Le rabattement H de la nappe d'eau à des intervalles de temps réguliers environ 5 mn
- 3) Le niveau statique de la nappe existante (avant l'essai).

V - DETERMINATION PRATIQUE DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE K

On utilise en pratique la formule simplifiée suivante :

$$K = \frac{Q_a}{C D \sqrt{h}}$$

K : coefficient de permeabilité exprimé en m/s

Q_a : le debit absorbé en m³/s

C : coefficient constant dépendant de la forme du sondage et de la manière de l'exécution pour les sondages carottés circulaire on a : C = 2

D = diamètre du sondage en m

h : position de la nappe phréatique par rapport au terrain naturel

√ : 3,14

ONDATIONS SUPERFICIELLES

ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE

(NOTE PROVISoire)

I - CHARGE ET RUPTURE DEFINITIONS

Lorsqu'on applique une charge telle que une semelle sur un sol celui-ci subit un tassement proportionnel à la charge, comme l'indique la figure suivante (Fig 18).

Lorsqu'on augmente la charge au delà d'une certaine limite, le tassement s'accroît

- La partie linéaire de la courbe charge tassement représente la déformation élastique et la compression du sol.
- La partie à forte pente correspond à la rupture du sol par cisaillement
- Entre les deux apparaît une zone de transition, où se produisent des ruptures locales et des glissements limités.

L'intersection des tangentes aux 2 parties de la courbe détermine le point de rupture théorique du sol, c'est à dire la charge maximale que le sol peut porter

* La capacité portante d'un sol (quelquefois appelée capacité portante critique ou limite) est la charge maximale par unité de surface que le sol supporte sans rupture elle est représentée par le symbole Q_0 et exprimée en bars ou en tonnes/m².

* La capacité portante totale est la charge maximale que le sol peut supporter sans rupture sur l'aire considérée elle est donnée par l'équation:

$$Q_0 = Q_0 L b$$

Où

b : Largeur de la fondation

L : Longueur de la fondation

Q_0 : Capacité portante totale

* La capacité portante totale des semelles longues continues est quelquefois définie comme la capacité portante limite multipliée par la largeur de la fondation. Dans ce cas le symbole Q'_0 à la dimension d'une force multipliée par une longueur :

$$Q'_0 = Q_0 b$$

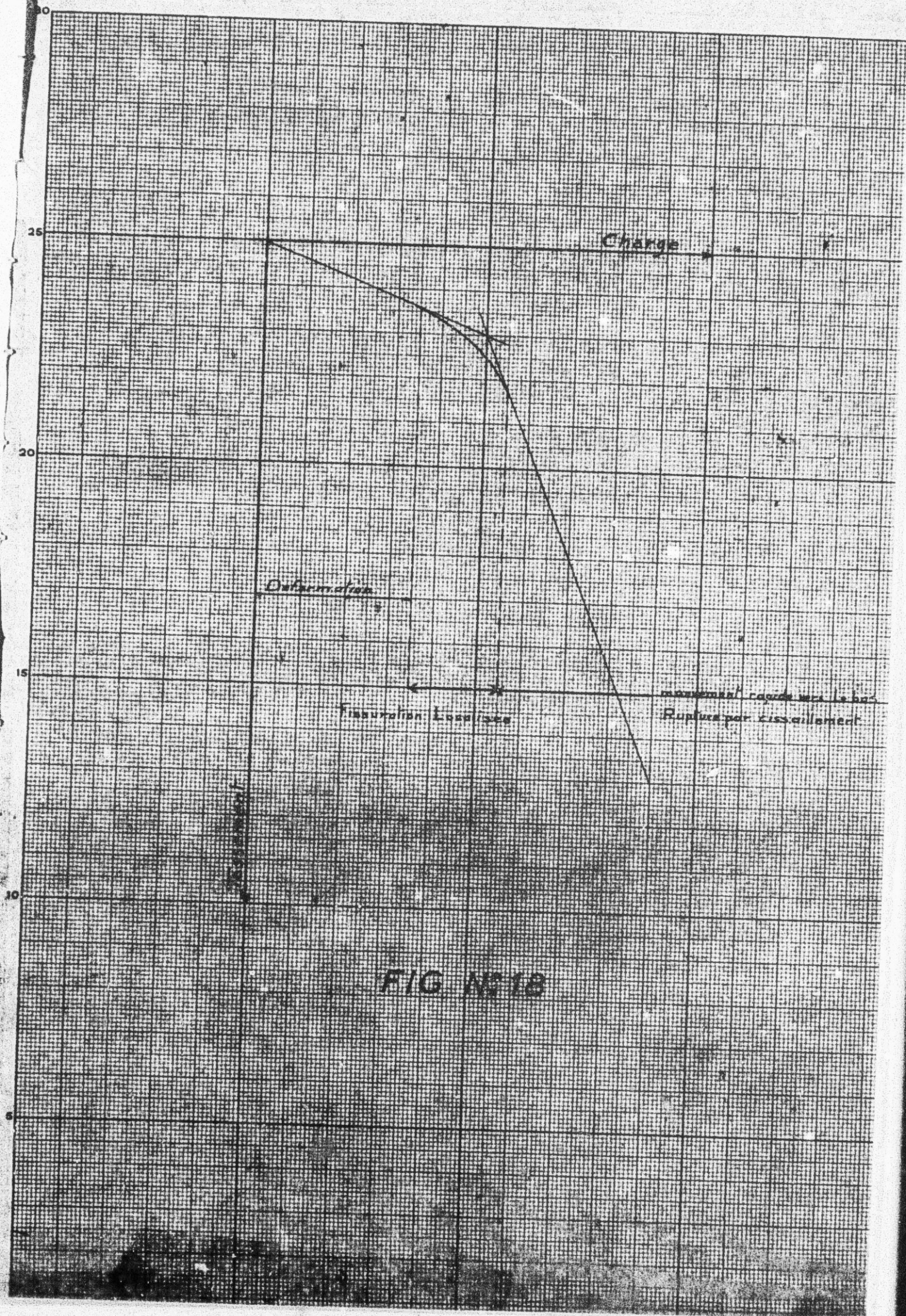


FIG N°18

II - ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE

Une fondation de longueur infinie et de largeur b exerce une pression moyenne Q_0 sur un sol homogène dont le poids spécifique est γ .

La charge totale sur la fondation par unité de longueur $Q'_0 = q_0 b$; Le sol situé immédiatement sous la fondation forme un coin qui poinçonne les couches sous jacentes (Fig 19). Le déplacement du coin repousse le sol de chaque côté et fait naître deux zones symétriques de cisaillement dont une est radiale située directement au contact du coin.

* La résistance de la fondation (c'est à dire la capacité portante) est égale à la résistance qu'opposent au déplacement du sol les deux zones de cisaillement.

* A l'enfoncement du coin de sol sous l'effet de la charge de rupture Q'_0 s'oppose la résistance le long des deux plans AB Fig 20 constitué par la résultante de la butée du sol P_p et la cohésion C agissant le long des plans AB lorsque le coin se déplace. La résultante de la butée fait un angle ψ avec la normale aux plans AB ; Si on appelle φ l'angle de la face AB du coin avec l'horizontale, l'angle de la résultante de butée avec la verticale est : $\varphi - \psi$

* La résistance totale qui oppose le coin au déplacement vertical est :

$$Q'_0 = 2 P_p \cos (\varphi - \psi) + 2 \overline{AB} c \sin \varphi$$

$$\text{Or : } \overline{AB} = \frac{b}{2 \cos \varphi} \quad \text{d'où}$$

$$Q'_0 = 2 P_p \cos (\varphi - \psi) + b c \operatorname{tg} \varphi$$

* La résultante de la butée des terres R_p peut être divisée en 3 composantes

- P_{py} due au poids de la zone de cisaillement ABEC

- P_{pc} : due à la cohésion du sol c

- P_{pq} : due à la surcharge

* La surcharge q' est la pression dirigée vers le bas exercée par le sol au dessus du niveau de fondation (Fig 3) pour un sol homogène on a :

$$q' = \gamma D_f$$

Ces composantes de la butée sont calculées puis ajoutées pour obtenir la capacité portante totale :

$$Q'_0 = 2 (P_{py} + P_{pc} + P_{pq}) \cos (\varphi - \psi) + bc \operatorname{tg} \varphi. \text{ Il vient :}$$

$$q_0 = 2 \frac{P_{py}}{b} \cos (\varphi - \psi) + \left[\frac{2 P_{pc} \cos (\varphi - \psi)}{b} + c \operatorname{tg} \varphi \right] + \frac{2 P_{pq}}{b} \cos (\varphi - \psi).$$

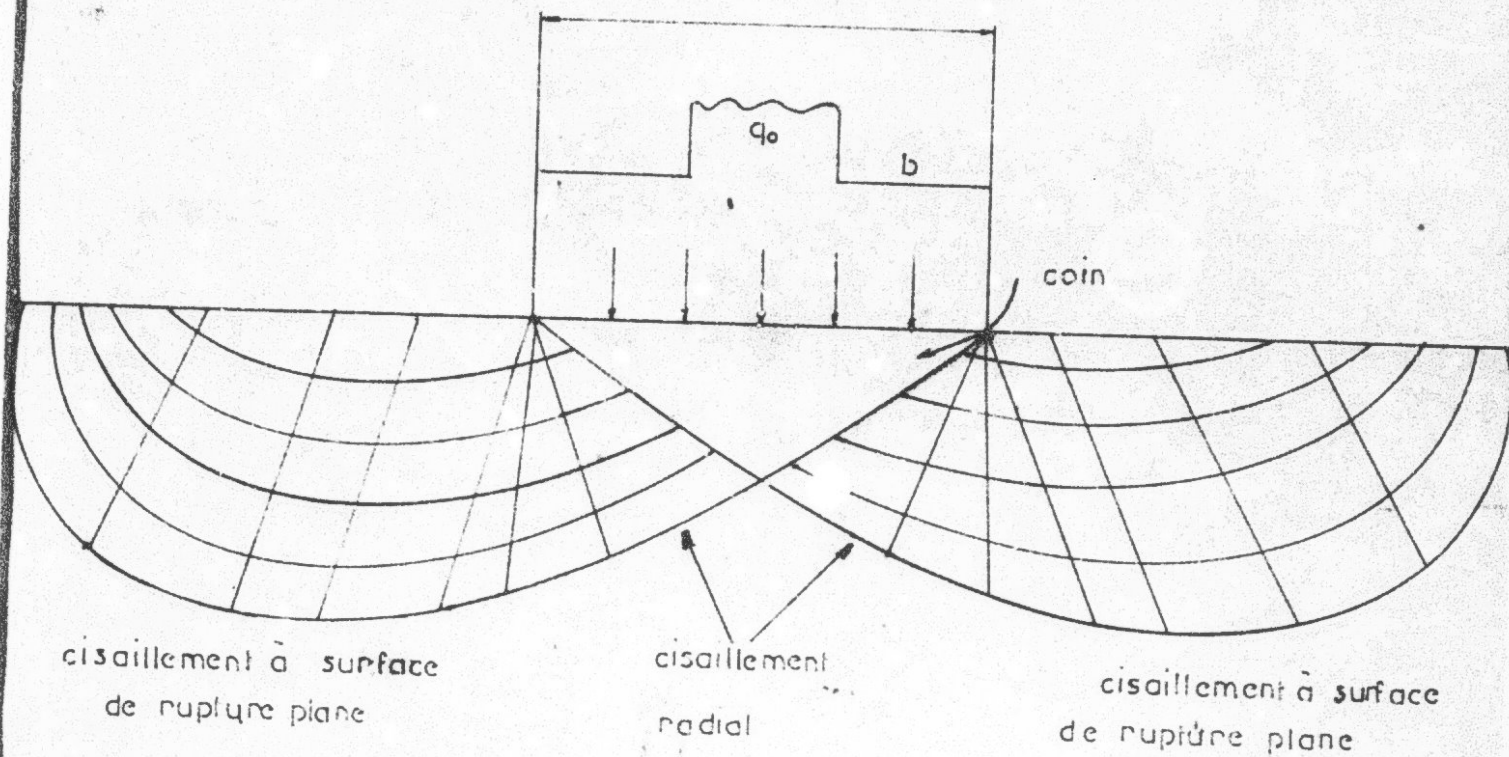
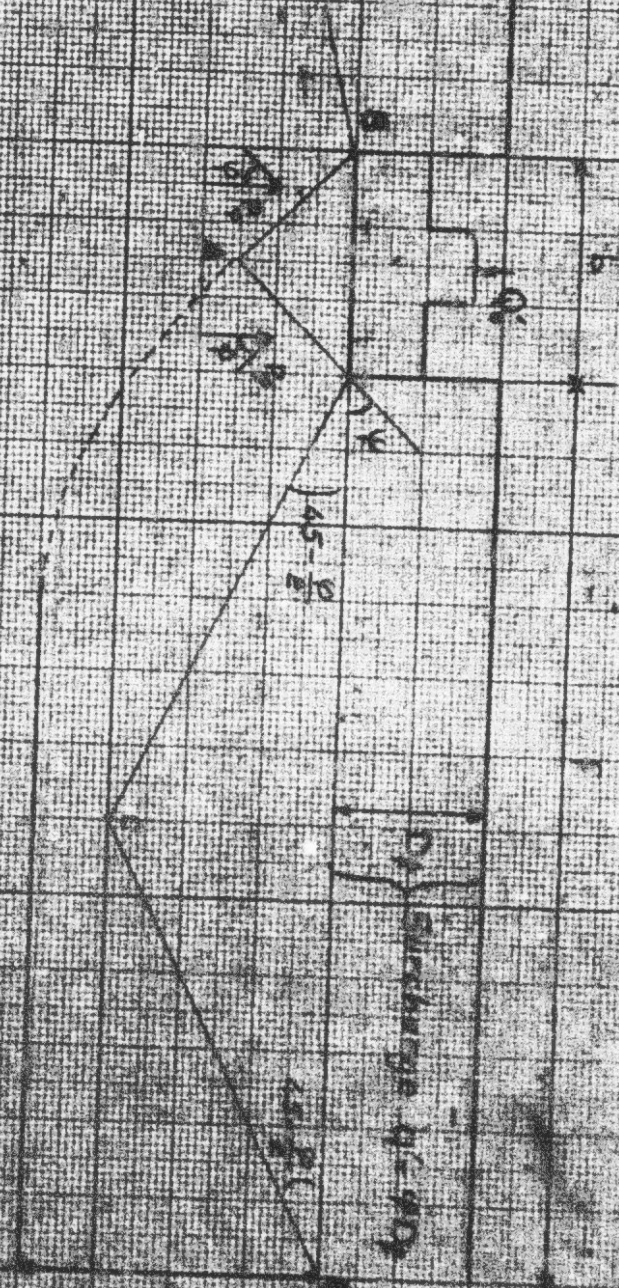


Fig. 19

FIG. N° 20





MICROFICHE N°

03264

République Tunisienne

MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE

CENTRE NATIONAL DE

DOCUMENTATION AGRICOLE

TUNIS

الجمهورية التونسية
وزارة الزراعة

المركز القومي
للتوثيق الزراعي
تونس

F 2

Chacune des composantes de la capacité portante est fonction de l'angle de frottement interne et des caractéristiques géométriques ψ et b de la surface de rupture.

* La capacité portante peut s'exprimer simplement par l'équation générale suivante :

$$Q_0 = \frac{\gamma b}{2} N_y + C N_c + \gamma D_f N_q$$

Les quantités N_y , N_c , N_q sans dimensions représentent des coefficients de capacité portante qui ne dépendent que de φ . Ils ont été évalués par différents spécialistes, en fonction de la forme de la surface de rupture.

Les études de Terzaghi reposent sur l'hypothèse que la base de la fondation est rugueuse et qu'il ne s'y produit aucun déplacement latéral du sol dans ces conditions l'angle ψ du coin avec l'horizontale peut être pris égal à φ . Terzaghi suppose également que la zone de cisaillement s'étend vers le haut sans dépasser le niveau inférieur de la fondation, ainsi le seul effet de la surcharge est de créer une pression q' sur la zone de cisaillement.

* La butée du terrain due au poids des terres, calculée dans cette hypothèse est donnée par $P_{py} = \frac{\gamma H^2 K_p}{2 \sin \beta \cos \delta}$

Avec K_p : Coefficient de butée des terres pour un sol sans cohésion

β : Angle de la surface sur laquelle agit la butée, avec l'horizontale

δ : Angle de frottement sur cette surface

Dans ce cas, $\delta = \varphi$, $\beta = 180^\circ - \varphi$

H : projection verticale de la surface est égale à :

$$b/2 \tan \varphi \text{ et } \cos \psi - \varphi = 1$$

L'expression de la butée peut donc s'écrire :

$$P_{py} = \frac{\gamma}{2} \left(\frac{b^2}{4} \tan^2 \varphi \right) \frac{K_p}{\sin \psi \cos \varphi} = \frac{\gamma b^2}{8} \tan \varphi \frac{K_p}{\cos 2 \varphi}$$

$$2 P_{py} \varphi = \frac{\cos (\psi - \varphi)}{b} = \frac{\gamma b}{2} \left(\frac{\tan \varphi K_p}{2 \cos 2 \varphi} \right) = \frac{\gamma b}{2} N_y$$

Le terme N_y est le coefficient de capacité portante dû au poids du sol il n'est fonction que de l'angle de frottement interne du sol.

* Si on admet que la densité du sol est sans influence sur la forme de la surface de rupture on obtient les résultats suivants :

$$N_c = \cotg \varphi \left(\frac{a^2}{2 \cotg^2 \varphi} \left(\frac{\gamma}{4} + \frac{\varphi}{2} - 1 \right) \right)$$

$$Nq = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Avec ;

$$= \exp \left[\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi \right]$$

N_c et N_q : représentent les coefficients de capacité portante dus respectivement à la cohésion et à la surcharge tous deux ne sont fonction que de l'angle de frottement interne.

III - CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE FONDATION CONTINUE

* Les méthodes exposées dans II supposent que la fondation est infiniment longue elles sont directement applicables aux fondations continues dont la longueur est supérieure à 10 fois la largeur b et l'erreur est peu importante pour des semelles où $L = 5b$.

* Les méthodes reposent également sur l'hypothèse d'une rupture générale d'un matériau plastique idéal, dont le volume et la résistance ne sont pas affectés par la rupture.

Dans le cas des matériaux dont la résistance est diminuée par la rupture le cisaillement local au bords de la fondation peut amener une rupture progressive sous une faible augmentation de la charge.

* Au contraire dans le cas des matériaux qui changent de volume sous la charge ou qui supportent des efforts importants avant d'atteindre la rupture, le mouvement vers le bas du coin du sol peut seulement comprimer et déformer le sol sans provoquer une rupture générale par cisaillement.

Dans ce cas Terzaghi propose les correlations suivantes pour le calcul de la capacité portante :

tous les coefficients de capacité portante sont calculés en remplaçant γ par

$$\text{tel que } \operatorname{tg} \beta' = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi$$

La cohésion c est remplacée par $C' = \frac{2}{3} c$.

IV - INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DU SOL ET DES DIMENSIONS DE LA FONDATION

Comme l'indique la formule générale de la capacité portante on voit que cette capacité portante dépend des caractéristiques du sol et des dimensions de la fondation .

On a :

$$Q_0 = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + C N_c + q' N_q$$

- 1) Angle de frottement interne ψ
- 2) Poids spécifique du sol
- 3) Largeur de la fondation b
- 4) Cohesion C
- 5) Surcharge $q' = \gamma D_f$

† à l'influence la plus forte sur les 3 termes de la capacité portante .

- **T** ABLE DES MATIERES -

COURS DE MECANIQUE DES SOLS	1
PRELEVEMENT D'ECHANTILLONS	

I - Introduction	1
II - Les techniques employés et les résultats obtenus.....: 1	
A) Le sondage carotté	1
B) Le sondage à la tarrière.....	2

MECANIQUE DES SOLS	1bis
RECONNAISSANCE DU SOL	
BUT ET IMPORTANCE DE LA RECONNAISSANCE DU SOL	

I - Définition de la reconnaissance du sol	1bis
II - Rapport entre le programme de reconnaissance.....: 1bis	
et la nature du sol.	
III- Rapport entre le programme de reconnaissance: 2bis	
et l'importance des travaux.	

METHODES D'EXPLORATION DU SOL	3bis
-------------------------------------	------

I - Forage, prélèvement et sondage	3bis
II - Forages de reconnaissance.....: 4	
III- Méthode permettant de prélever des échantillons: 5	
non remaniés (intacts).	

RECONNAISSANCE DES SOLS	8
ESSAIS IN SITU	
I - Programme des essais	8
II- Forages	10
III- Reconnaissance Electrique	10
IV - Sismique refraction	11

LE SCISSOMETRE	14
LE PRESSIOMETRE	15
I - Execution des essais	15
II - Interpretation des essais	16
III- Resultats des essais	17
IV - Utilisation des resultats pressiometriques	18
LES ESSAIS DE BATTAGE	21
A)- Essai de penetration normalisé.....	21
I - Principe	21
II - Influence de la nappe phréatique	21
III- Pression admissible	21
IV - Causes d'erreurs	22
B)- Le pénétromètre dynamique	23
I - Définition et but de l'essai.....	23
II- Avantage et limite des pénétromètres dynamiques....	23
III - Interpretation des diagrammes.de.....	24
penetration dynamique en milieu pulverulent.	
IV - Description du pénétromètre dynamique	24
1)- Mode opératoire	24
2)- Calcul de la résistance de rupture R	24
3)- Abaque de calcul de R en fonction de N et de e.: 25	25

LE PENETROMETRE STATIQUE	26
I - Appareillage	26
II- Interprétation des diagrammes de pénétration	27
1)- Pour les fondations superficielles	27
2)- Pour les fondations profondes	27
III- Fonctionnement du pénétromètre :	
Etude théorique : cas des fondations profondes	28
IV - Pénétromètre statique dynamique	28
V - Utilisation combinée du scissomètre et du pénétromètre.:	29

LES ESSAIS D'EAU	30
A) Essais d'eau Lugion	30
I - Généralités	30
1) Introduction	30
2) Définition	30
3) Recommandations	30
4) Matériel nécessaire	30
5) Montage	31
a)- Montage type 1	31
b)- Montage type 2	31
II - Conduite de l'essai	31
1) Mise en place de l'obturateur	31
2) L'injection d'eau	31
III- Calcul de la pression au niveau de la poche d'injection:	31
1) Introduction	31
2) Méthode de calcul	32
B) Les Essais d'eau "Lefranc"	34
I - Objet	34
II- Principe	34
III- Mode opératoire	34
IV - Relevées à noter	35
V - Détermination pratique du coefficient de permeabilité ...:	35

FONDATIONS SUPERFICIELLES: 36

ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE

(NOTE PROVISOIRE)

I - Charge et rupture définitions: 36

II- Etude de la capacité portante: 37

III- Calcul de la capacité portante d'une fondation: 39
continue

IV - Influence des caracteristiques du sol et: 40
des dimensions de la fondation .

FIN

65

VUES