

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITES FRANÇAIS DE
MECANIQUE DES SOLS
MECANIQUE DES ROCHES
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

N°9

65 F

NOVEMBRE 1979



ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES
DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 9
NOVEMBRE 1979

sommaire

résumés	3
comportement des roches au cours de la rupture : application à l'interprétation d'essais sur des tubes épais P. Berest - J. Bergues - Nguyen Minh Duc	5
contrôle du compactage des tranchées PTT par le pénétromètre statique R. Bonnifet - R. Bérenguer - D. Carlier - C. Durand - J.P. Rousseau - G. Sanglerat	13
méthode de prévision des pressions interstitielles M. Boulon - F. Darve - E. Flavigny - M. Forgue	27
réflexion sur le battage des pieux H. Gonin	41
capacité portante des semelles filantes M. Matar - J. Salençon	51

Revue Française de Géotechnique

4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80

Directeur de la Publication : E. Absi

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - M. Haffen - E. Tincelin - E. Absi

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de rédaction : J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Héritier - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Abonnement annuel : France : 220 FF — étranger : 250 FF

Prix du numéro : 65 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés.
Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.

Un nouveau tirage du numéro 1 de la Revue Française de Géotechnique vient d'être effectué.

Il est à la disposition des personnes désirant compléter leur collection et qui n'avaient pu être satisfaite à la suite de l'épuisement de ce premier numéro.

Pour obtenir ce numéro, veuillez nous retourner le bon de commande ci-joint.

Je souhaite recevoir ___exemplaire(s) du n° 1 de la Revue Française de Géotechnique

Prix : **65 F** l'unité (port compris)

I wish to order ___ copie(s) of the "Revue Française de Géotechnique" number 1

Unit price : **65 FF** (postage included)

Bulletin à retourner à/to be returned to :

Monsieur GERBALDI

Directeur de la Formation Continue

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

28 rue des Saints-Pères

F 75007 PARIS (FRANCE)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

Nom/Name _____

Prénom/Christian name _____

Organisme/Company _____

Adresse/Address _____

Bulletin d'abonnement/Subscription order form

Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues

France 220 F

Etranger/foreign countries 250 F

- ☐ Je déclare m'abonner à la **Revue Française de Géotechnique** et vous adresse ci-joint le règlement (chèque bancaire libellé à l'ordre de «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

I subscribe to the **Revue Française de Géotechnique** and hereby enclose the payment (check to the order of «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

Bulletin de commande/Order form

- ☐ Je souhaite recevoir _____ exemplaires du n°3 Spécial «**Ancrages dans les sols**»
Prix : 100 F plus frais d'expédition (10 F pour la France, 15 F pour l'étranger)

I order _____ copies of n°3 Special «**Ground anchors**»

Price : 100 FF plus postage (10 FF for France, 15 FF for foreign countries)

résumés

comportement des roches au cours de la rupture : applications à l'interprétation d'essais sur des tubes épais

par P. Berest - J. Bergues - Nguyen Minh Duc -

A partir d'une analyse critique des résultats d'expériences en compression simple sur échantillons de roche, on dégage les limites d'utilisation de la courbe intrinsèque de rupture et on propose la notion de comportement radoucissant. Avec un modèle rhéologique simple on rend compte de l'allure de la courbe effort-déplacement observée.

Ces concepts sont illustrés par des expériences avec un chargement plus complexe schématisant l'évolution d'une cavité souterraine : des cylindres de roche, creux, de différents rayons, sont soumis à une pression extérieure uniforme et variable et asservis en déplacement (contraction du diamètre interne).

contrôle du compactage des tranchées PTT par le pénétromètre statique

par R. Bonnifet - R. Bérenguer - D. Carlier -
G. Sanglerat

Le contrôle non destructif du compactage des tranchées pose de nombreux problèmes provenant principalement de l'épaisseur du remblai (généralement supérieure à 80 centimètres) et des difficultés d'accès aux points sensibles de la fouille située au voisinage du boisage et latéralement à l'ouvrage béton mis en place.

Une méthode basée sur le pénétromètre statique permet de contrôler efficacement ce compactage par mesure de la résistance de pointe tous les 5 cm. Une étude statistique effectuée sur 768 essais de pénétration et trois séries d'expériences réalisées en vraie grandeur sur des tranchées expérimentales comportant 460 pénétrations ont mis en évidence les très faibles valeurs de résistance actuellement obtenues (de 0,5 à 1 MPa) et les résultats minimaux à atteindre pour un compactage acceptable avec le sablon de la Région Parisienne (plus de 2,5 MPa).

Une proposition réaliste pour le compactage des tranchées et une comparaison avec les autres méthodes de contrôles non destructifs montrent les avantages apportés par l'utilisation du pénétromètre statique pour le contrôle de ces ouvrages.

méthode de prévision des pressions interstitielles

par M. Boulon - F. Darve -
E. Flavigny - M. Forgue

Dans une première partie, les auteurs utilisent un modèle rhéologique incrémental intergranulaire pour prévoir le comportement homogène non drainé d'un échantillon saturé d'argile ou de sable. Cette analyse est réalisée en contraintes effectives et conduit à la prévision de la pression interstitielle en imposant la non-variation de volume. Les résultats sont confrontés à l'expérience.

Dans la seconde partie, les auteurs proposent et appliquent une méthode de calcul des pressions interstitielles dans les ouvrages non drainés, méthode utilisant également des caractéristiques mécaniques intergranulaires et une analyse en contraintes effectives. Les applications portent sur la prévision des pressions interstitielles au voisinage d'un pieu sollicité à l'arrachement, le sol étant supposé élastique, ainsi que sur le calcul du champ de pression interstitielle et des chemins en contraintes effectives, dans un essai triaxial localement ou globalement non drainé.

réflexion sur le battage des pieux

par H. Gonin

L'auteur étudie l'onde naissant de l'énergie générée par une force constante agissant sur une tige semi-indéfinie élastique, et les lois de réflexion et transmission sur un changement de section ; puis le choc d'un mouton sur une tige, avec et sans tête de battage.

Un exemple se rapportant à l'essai SPT est analysé.

Enfin, la pénétration d'un tube élastique battu est étudiée dans le cas d'un sol argileux, que l'on assimile à un milieu visqueux pour les frottements le long du tube et rigide plastique pour la pénétration à son extrémité basse.

capacité portante des semelles filantes

par M. Matar - J. Salençon

On étudie la capacité portante d'une semelle filante reposant sur une couche de sol d'épaisseur limitée ou illimitée et dont la cohésion croît linéairement avec la profondeur.

La capacité portante étant définie par référence à la théorie du calcul à la rupture, on donne la formule linéaire permettant d'en obtenir une évaluation par défaut, prenant en compte l'effet du gradient de cohésion : formule de superposition.

On effectue ensuite une analyse globale du problème de façon à obtenir la valeur exacte de la capacité portante. Ceci permet de chiffrer l'importance de la sous-estimation de la capacité portante due à l'emploi de la méthode de superposition.

Des abaques d'utilisation commode sont proposés pour le calcul de la valeur exacte de la capacité portante dans la pratique.

Divers exemples de calcul sur des cas pratiques mettent en évidence l'intérêt de ces résultats. En particulier, il apparaît que, pour un sol à gradient de cohésion, les méthodes telles que «prise en compte de la seule cohésion de surface», ou «utilisation d'une cohésion moyenne» sont, soit très conservatrices au point d'interdire toute construction, soit, au contraire, dangereuses.

bearing capacity of strip footings

by M. Matar - J. Salençon

The paper is concerned with the bearing capacity of a strip-footing resting on a soil layer of limited or unlimited thickness, the cohesion of which increases linearly with depth.

The bearing capacity is defined through the theory of yield-design. A linear formula is given extending the superposition method in order to take the cohesion gradient into account and yielding a conservative value for the bearing capacity.

A global analysis of the problem is then performed. It leads to the determination of the exact value of the bearing capacity. This enables to appreciate how the value of the bearing capacity is underestimated through the use of the superposition method.

Multi-entry charts are proposed which makes it possible to calculate easily the exact value of the bearing capacity.

The interest of these results is attested by various examples of calculations of bearing capacities. For instance, let us mention that, for a soil with a cohesion gradient, methods such as «taking only the surface cohesion into account» or «use of an average value of the cohesion» may prove to be either too much conservative, up to the point of making construction impossible, or on the contrary very risky and even dangerous.

rocks behaviour during failure :

application to interpretation of tests

on thick tubes

by P. Berest - J. Bergues - Nguyen Minh Duc

From a critical analysis of experimental data of compressive tests on rocks, limitations of using the intrinsic Mohr-Coulomb rupture curve are outlined and a strain softening behaviour concept is proposed. A simple rheological model can there allow for the load-displacement curve observed on the tests.

These concepts are then used to analyse experiments with more complex loadings to schematize the behaviour of an underground cavity : hollow rock cylinders are controlled in displacement to be radially contracted when the outer surface is subjected to a variable uniform pressure.

control of telephone trench compaction using the static penetrometer

by R. Bonnifet - R. Bérenguer - D. Carlier - G. Sanglerat

Non-destructive control of trench compaction raises numerous problems due mainly to the depth of the fill (generally more than 80 cm) and to difficulties in reaching the sensitive points in the excavation near the timbering and along the concreted structure. With a method based on use of static penetrometer, it is possible to control this compaction effectively by measuring the cone resistance every 5 cm. A statistical study, carried out on 768 penetration tests and three series of full-scale experiments on test trenches comprising 460 penetration operations, has defined the very low resistance values obtained in practice (from 5 to 10 bars) and the minimum results to reach for acceptable compaction with the fine sand of Paris area (more than 25 bars).

A realistic proposal for trench compaction and a comparison with other non-destructive control methods underlines the advantages drawn from using the static penetrometer for such control.

prediction method for pore-pressure distribution

by M. Boulon - F. Darve -

E. Flavigny - M. Forge

In the first part of the paper, an incremental rheological model for predicting the undrained behaviour of an homogeneous saturated sample of sand or clay is presented. This analysis, involving effective stresses and intergranular properties, allows to provide the value of the pore-pressure by imposing a zero-volume change. Comparisons of the predictions with experimental results are presented.

In the second part, a method for calculating the pore-pressure distribution in earth structures with undrained conditions is developed. Two applications are given :

- 1) in the case of a tension pile with an ideal elastic soil ;
- 2) in the case of a triaxial test locally undrained (clay) or undrained on the whole (sand), with prediction of pore-pressure distribution and effective stress paths.

thoughts on pile driving

by H. Gonin

The author studies the wave resulting from the action of a constant force on the top of a semi-indefinite elastic rod, and the reflexion and transmission laws at a cross-section change ; then, the hammer impact on an indefinite rod, with and without cap block, is examined.

SPT test is analysed as an example.

Finally, the driven elastic tube penetration in clayey soil is studied. Soil is considered as a viscous medium for lateral friction and as a rigid-plastic one for penetration at the lower end of the tube.

comportement des roches au cours de la rupture : applications à l'interprétation d'essais sur des tubes épais

par

**P. Berest
J. Bergues
Nguyen Minh Duc**

Laboratoire de Mécanique des Solides
Ecole Polytechnique

1 Introduction

On sait depuis longtemps que le dépassement de la limite élastique, dans des excavations souterraines à grande profondeur, ne remet pas nécessairement en cause la stabilité de l'ouvrage. L'apparition d'écaillage ou de fissuration importante aux parois peut être compatible avec une pérennité suffisante de la cavité.

La théorie de l'élastoplasticité parfaite est souvent invoquée pour rendre compte de ces observations. Importée de la Mécanique des Métaux ou des Sols, elle donne pour les massifs rocheux des résultats en général trop optimistes : on vérifie facilement que, dans cette théorie, un tunnel profond creusé dans un matériau à cohésion non nulle ne peut pratiquement pas être instable.

Les raisons de cet optimisme sont illustrées par les figures 1 et 2. Le schéma élastoplastique parfait est représenté à la figure 1. Le comportement réel des roches est tout autre : si on pilote en déplacement un essai de compression simple, l'allure de la courbe obtenue dans le plan $(\frac{F}{S}, \frac{\Delta l}{l})$ est celle donnée par la figure 2; on observe qu'il y a radoucissement. Si on se place dans le diagramme de Mohr, la plasticité parfaite implique que, passé le point R, le cercle de Mohr reste constant (fig. 3.a) si on poursuit le déplacement; dans le cas du radoucissement, il devient plus petit (fig. 3.b).

Plus généralement, dans le cas d'un chargement plus complexe, au moins pour des pressions moyennes pas trop importantes, l'évolution ne se fait pas dans la réalité en suivant la courbe intrinsèque, mais en se déplaçant "à l'intérieur" de la courbe intrinsèque (fig. 4).

On peut en tirer les conclusions suivantes :

La courbe intrinsèque d'une roche représente les valeurs limites des contraintes avant la rupture pour une roche initialement non contrainte et chargée d'une manière monotone; elle ne donne pas de renseignements sur l'évolution de matériau lorsqu'il est placé à la limite de rupture.

Il faut remarquer que cette affirmation remet en cause, comme trop optimistes, les calculs de structure fondés sur l'utilisation mathématique du tracé de la courbe intrinsèque. Notons au passage que la méthode originale mise au point au Laboratoire de Mécanique des Roches de l'Ecole des Mines de Paris, J. Fine et al (1979), qui consiste à bloquer le déplacement longitudinal et à piloter les contraintes axiale et transversale, doit être considérée, suivant les prin-

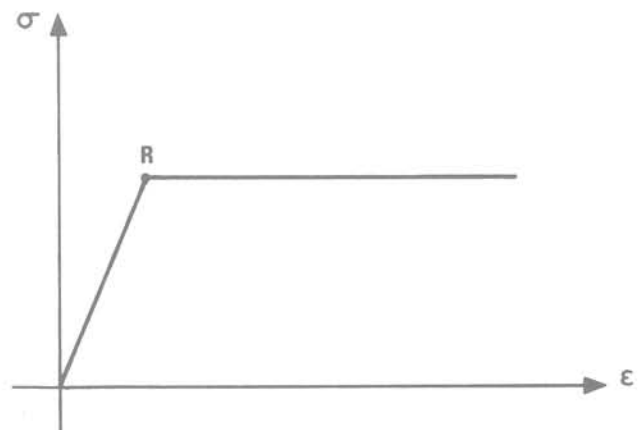


Fig. 1 Schéma élastoplastique parfait

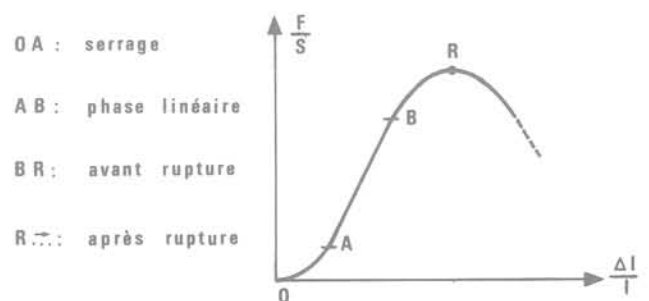


Fig. 2 Comportement d'une roche en compression simple

cipes énoncés ici, non pas comme une recherche de courbe intrinsèque mais comme la détermination de l'enveloppe des cercles de Mohr dans un trajet en contraintes qui dépasse la limite élastique.

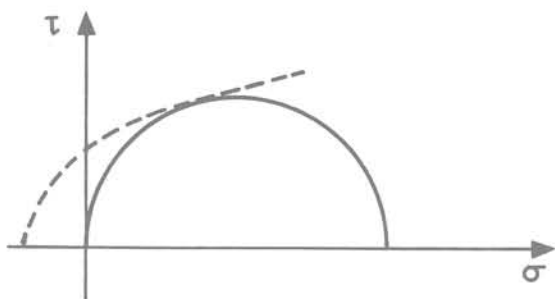


Fig. 3a Elastoplasticité parfaite

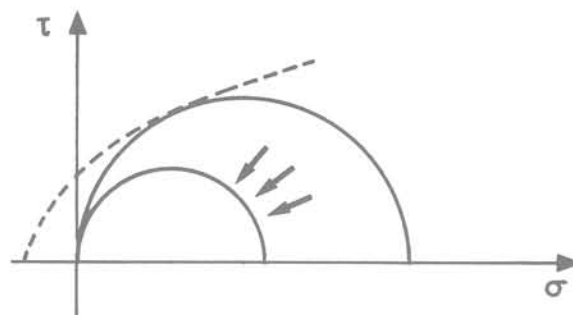


Fig. 3b Radoucissement

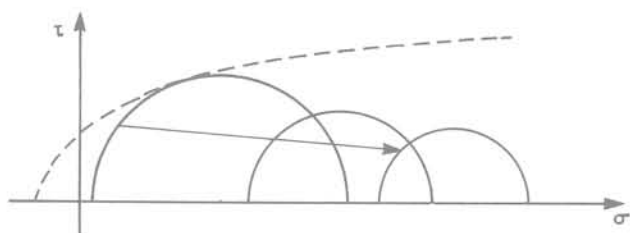


Fig. 4 Trajet de charge

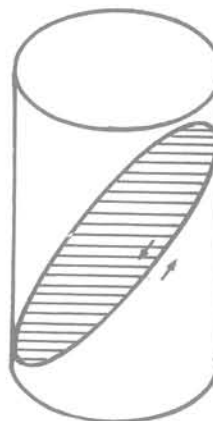


Fig. 5 Plan de glissement en compression

2 Problèmes posés par une représentation macroscopique du comportement après rupture

On sait que les roches se distinguent d'autres matériaux par l'existence, même à l'état naturel non contraint, d'un ensemble de discontinuités à des échelles très diverses. Le jeu de ces discontinuités (ouverture et développement des fissures) intervient dans le comportement au moins après la phase dite "linéaire" de l'essai en compression simple; il est manifestement prépondérant au voisinage et au-delà du maximum de la force (Fig. 2).

Ceci implique deux conséquences majeures qui sont de graves obstacles à une formalisation plus satisfaisante que l'élastoplasticité parfaite.

2.1 La courbe force-déplacement d'une éprouvette ne traduit de façon correcte le comportement intrinsèque de la roche que tant que les dimensions des discontinuités restent, par rapport à celles de l'éprouvette, suffisamment petites pour que les hypothèses de contraintes axiales et de déformations homogènes conservent un sens. Lorsque les discontinuités interagissent suffisamment pour qu'apparaissent des surfaces de glissement macroscopiques, le comportement global n'est plus la somme des comportements supposés identiques de chaque partie de l'échantillon; le rôle des fissures macroscopiques devient prépondérant. Un exemple élémentaire est le cas de la compression simple, lorsqu'apparaît un plan de glissement incliné sur l'horizontale (fig. 5).

Dans l'expérience sur des cylindres creux qui fait l'objet de la suite de cet article, ce phénomène se manifeste par l'apparition d'une surface de rupture qui rejoint les parois intérieure et extérieure (fig. 6).

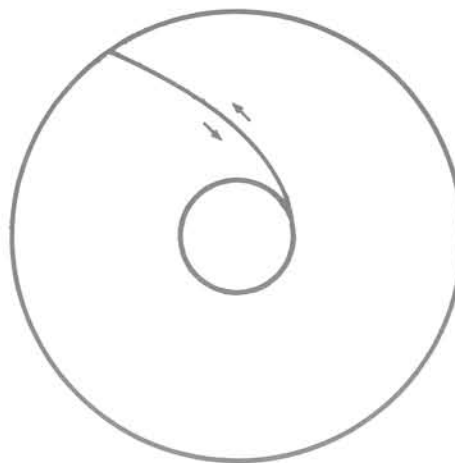


Fig. 6 Surface de glissement dans l'écrasement radial d'un tube

2.2 Le comportement après la rupture est très influencé par la contrainte moyenne; les essais sur éprouvettes en témoignent, par une augmentation notable avec la contrainte moyenne de la pente de la courbe effort-déplacement après la rupture. On peut également rapprocher ces faits de la remarque de E. Tincelin, (1979), sur l'efficacité, pour la tenue d'un ouvrage, d'un confinement même faible (il faut toutefois distinguer dans ce cas roche au voisinage de la rupture encore cohérente et roche broyée). Pour l'instant, les modèles proposés tiennent mal compte de cette influence; on le verra dans l'interprétation des essais sur cylindre creux.

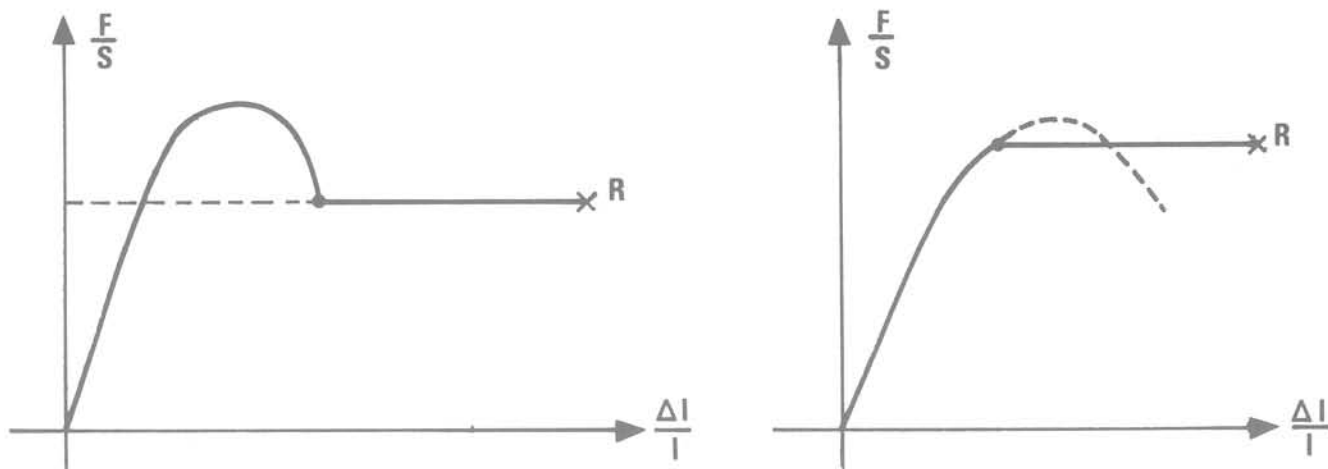


Fig. 7 Fluage au voisinage du maximum

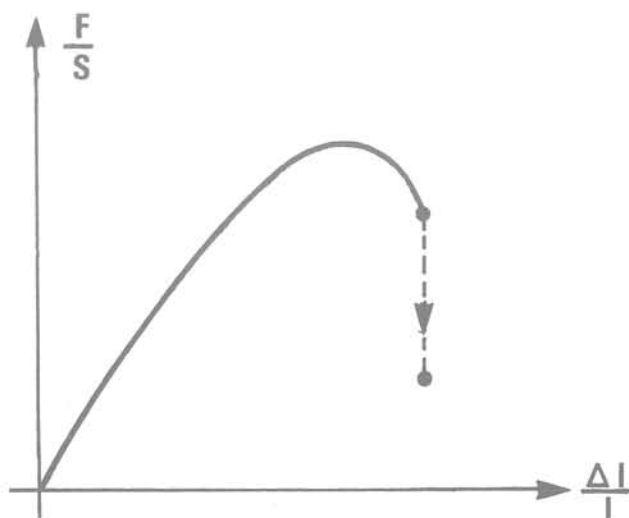


Fig. 8 Relaxation après le maximum

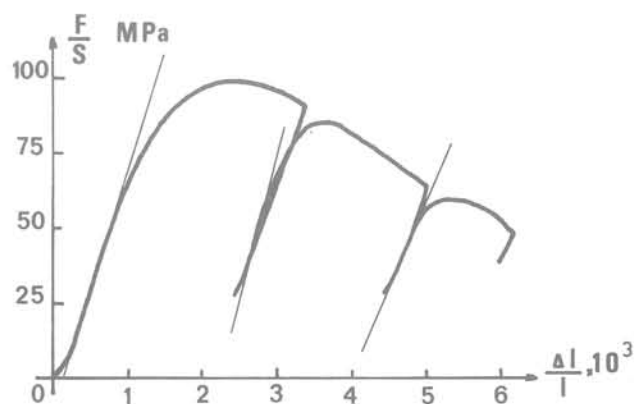


Fig. 9 Charges et décharges sur un marbre de Carrare

2.3 L'influence de la vitesse de chargement est sans doute le phénomène le plus caractéristique, à tel point qu'on peut formuler la règle suivante : toutes les roches ont un comportement visqueux au voisinage de la rupture. Rappelons quelques-uns des faits qui mettent cette propriété en évidence :

- a Une expérience de fluage à partir d'un point situé dans la partie après le maximum conduit toujours à la rupture. Il en est de même pour des points situés avant le maximum mais proches de celui-ci (fig. 7).
- b Les expériences de relaxation, à partir d'un point situé dans la partie après le maximum, sont toujours marquées par une chute de la charge sollicitante (fig. 8).
- c Les expériences de décharge suivie d'une recharge, dans la partie après le maximum, montrent un non recouvrement qui atteste d'un comportement différé (fig. 9).

Les mécanismes intimes qui expliquent ces propriétés ne sont pas connus; ils tiennent sans doute au mode de développement de la fissuration, et peut-être au rôle qu'y jouent les fluides (l'eau en particulier). Ils expliquent peut-être, au moins pour une part, pourquoi la convergence dans les ouvrages souterrains est souvent différée, alors même que le massif est composé de roches auxquelles on n'a pas reconnu de comportement visqueux au sens ordinaire du terme (c'est-à-dire avant la rupture).

Une hypothèse simplificatrice, qui sera faite par la suite, consiste à supposer qu'il existe des relations de comportement valables pour une vitesse de déformation nulle; pour des chargements simples, monotones et bornés, on peut alors considérer qu'après un temps suffisamment long, la structure vérifie ces relations "à vitesse nulle". Notons qu'elles seront dans tous les cas moins optimistes que les relations déterminées par des expériences classiques.

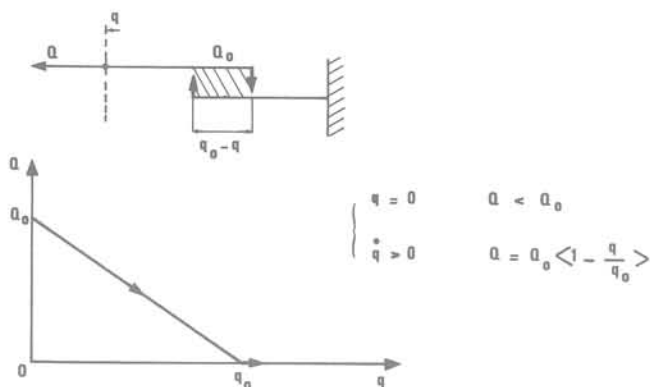


Fig. 10 Patin radoucissant (Q_0, q_0)

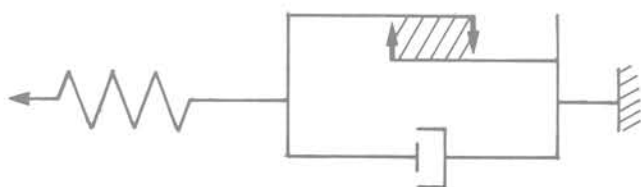


Fig. 11a Modèle élasto-viscoplastique radoucissant

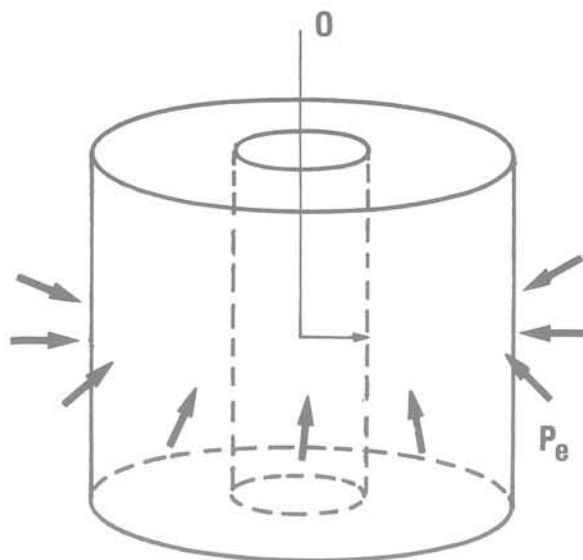


Fig. 12 Ecrasement radial d'un tube



Fig. 11b Modèle élastoplastique radoucissant

3 Modèle proposé pour rendre compte des phénomènes

Nous avons proposé un modèle de comportement radoucissant pour lequel différents calculs ont été effectués (critère de Tresca et critère de Coulomb avec radoucissement, géométries sphérique et cylindrique, petits et grands déplacements) dont on trouvera un résumé dans Berest et Nguyen Minh Duc (1979). Nous renvoyons aux Annexes pour la description et les résultats essentiels, qui serviront de guide à l'interprétation des expériences sur cylindres creux.

Afin de disposer d'une interprétation rhéologique simple de ce modèle, nous proposons un élément appelé "patin radoucissant", représenté sur la figure 10 (le symbole $\langle \rangle$ signifie "valeur positive de...") : la force nécessaire pour déplacer le patin est proportionnelle à la distance comprise entre les deux flèches, elle diminue avec le déplacement. Le comportement après la rupture est donc décrit qualitativement par le modèle de la figure 11.a; on peut éventuellement rendre compte d'une cohésion résiduelle Q_1 , en groupant en parallèle le patin radoucissant ($Q_0 - Q_1$) et un patin ordinaire Q_1 ($Q_1 < Q_0$). Les remarques précédentes sur la viscosité permettent de s'affranchir de l'amortisseur en considérant le comportement après un temps théoriquement infini (fig. 11.b).

4 Description des essais sur tubes épais

Une vérification expérimentale des lois précédentes a été tentée sur des tubes épais de roche. Un chargement particulièrement facile à réaliser consiste à imposer une pression croissante sur la paroi extérieure du tube, en laissant l'intérieur en liaison avec la pression atmosphérique (fig. 12).

Afin de mettre en évidence une valeur maximale éventuelle de la charge prédite par le calcul, on a asservi la pression extérieure pour réaliser une vitesse de déformation tangentielle constante sur la paroi intérieure (en supposant une symétrie cyclique $\dot{\epsilon}_\theta(r_i) = \frac{u_i}{r_i}$ est indépendant du point choisi).

La conduite de l'expérimentation devait satisfaire aux préoccupations suivantes.

- Pour faciliter l'interprétation des résultats, il était souhaitable de se rapprocher, le plus possible, d'un état de déformation plane ($\epsilon_z = 0$). Pour cela, la déformation axiale du tube a été empêchée par deux flasques reliées par une barre d'acier centrale.
- L'utilisation des modèles exige que l'influence de la viscosité soit éliminée, on a imposé une vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_\theta(r_i) = \text{cte} = 10^{-5}/\text{s}$, égale à la vitesse de "déformation" longitudinale ($\frac{\Delta l}{l}$) des éprouvettes utilisées pour la détermination des caractéristiques mécaniques du matériau.

- c Il était intéressant, pour un matériau donné, de faire varier le rapport des rayons intérieur et extérieur. Les éprouvettes avaient donc les dimensions suivantes :
- diamètre extérieur : 100 mm
hauteur : 125 mm
et les rayons intérieurs :

$r_i = 32$ mm	soit	$\rho = 3.13$
$r_i = 40$ mm	soit	$\rho = 2.50$
$r_i = 52$ mm	soit	$\rho = 1.92$

en notant ρ le rapport des rayons extérieur et intérieur.

- d Le matériau choisi devait avoir, en compression simple, un comportement radoucissant marqué. On a choisi une craie sèche, dont les caractéristiques mécaniques étaient les suivantes :

résistance à la compression simple	: $R_c =$	8 MPa
module élastique	: $E =$	8900 MPa
coefficient de Poisson	: $\nu =$	0.30

La courbe intrinsèque relative à la rupture est, jusqu'à 10 MPa de pression latérale, assimilable à une droite de Coulomb avec :

angle de frottement	: $\varphi = 34^\circ$
cohésion	: $C = 2.1$ MPa

On a également utilisé un matériau beaucoup plus résistant, le calcaire d'Euville, qui présente les caractéristiques suivantes :

$R_c =$	35 MPa
$E =$	38000 MPa
$\nu =$	0.25

Les courbes dans le plan $(\frac{\Delta l}{l}, \frac{F}{S})$ pour une compression simple sont présentées sur les figures 13 et 14.

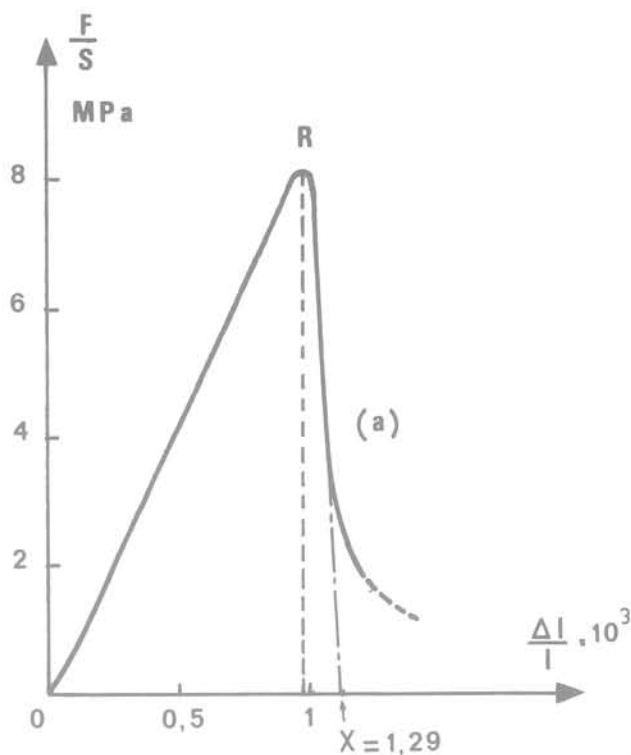


Fig. 13 Essai de compression simple sur une craie

5 Résultats des essais

La figure 15 présente dans le plan $(\frac{u_i}{r_i}, p_e)$ les résultats des expériences effectuées sur la craie sèche pour plusieurs valeurs des rayons intérieurs.

Notons :

P_E : valeur de la pression pour laquelle la courbe

$P_E = P_E(\frac{u_i}{r_i})$ cesse d'être linéaire ;

P_R : valeur de la pression maximale (éventuellement).

On a porté en pointillés pour chacun des cas la courbe qui résulte de l'application du modèle élastoplastique parfait, en prenant les valeurs des paramètres précisées plus haut (le calcul correspondant est précisé en Annexe).

On peut tirer de l'analyse de ces courbes les observations suivantes :

- à charge donnée, les déformations réelles sont, au-delà du point P_E , beaucoup plus importantes que ne le laisse prévoir le modèle élastoplastique parfait ;
- on observe une valeur maximale de la pression extérieure particulièrement nette lorsque le rapport ρ est petit ;
- cette valeur maximale correspond à un déplacement u_i très nettement distinct du déplacement u_i^E correspondant à la limite élastique ;
- on observe un écaillage qui est assez uniformément réparti pour les petites déformations, (ce qui permet de ne pas rejeter l'hypothèse de symétrie cylindrique), et qui affecte l'intérieur du tube. La photo de la figure 16 montre l'aspect de cet écaillage qui apparaît avant que le maximum P_R ne soit atteint ;
- pour des déformations importantes, on note une localisation des déformations et de l'écaillage, avec apparition de lignes de glissement qui entraînent une perte de symétrie (figure 17).

L'ensemble des quatre premières observations constitue une confirmation qualitative de l'insuffisance du modèle élastoplastique parfait ; a contrario elles confirment les résultats des calculs qui utilisent un modèle d'écroutissement négatif. Il était intéressant de vérifier si un ajustement quan-

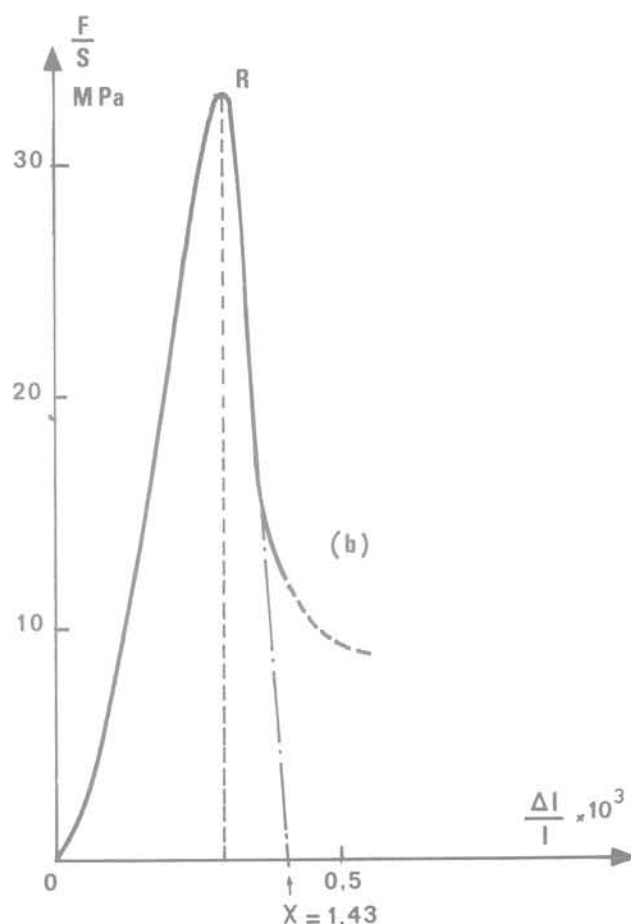


Fig. 14 Essai de compression simple sur un calcaire

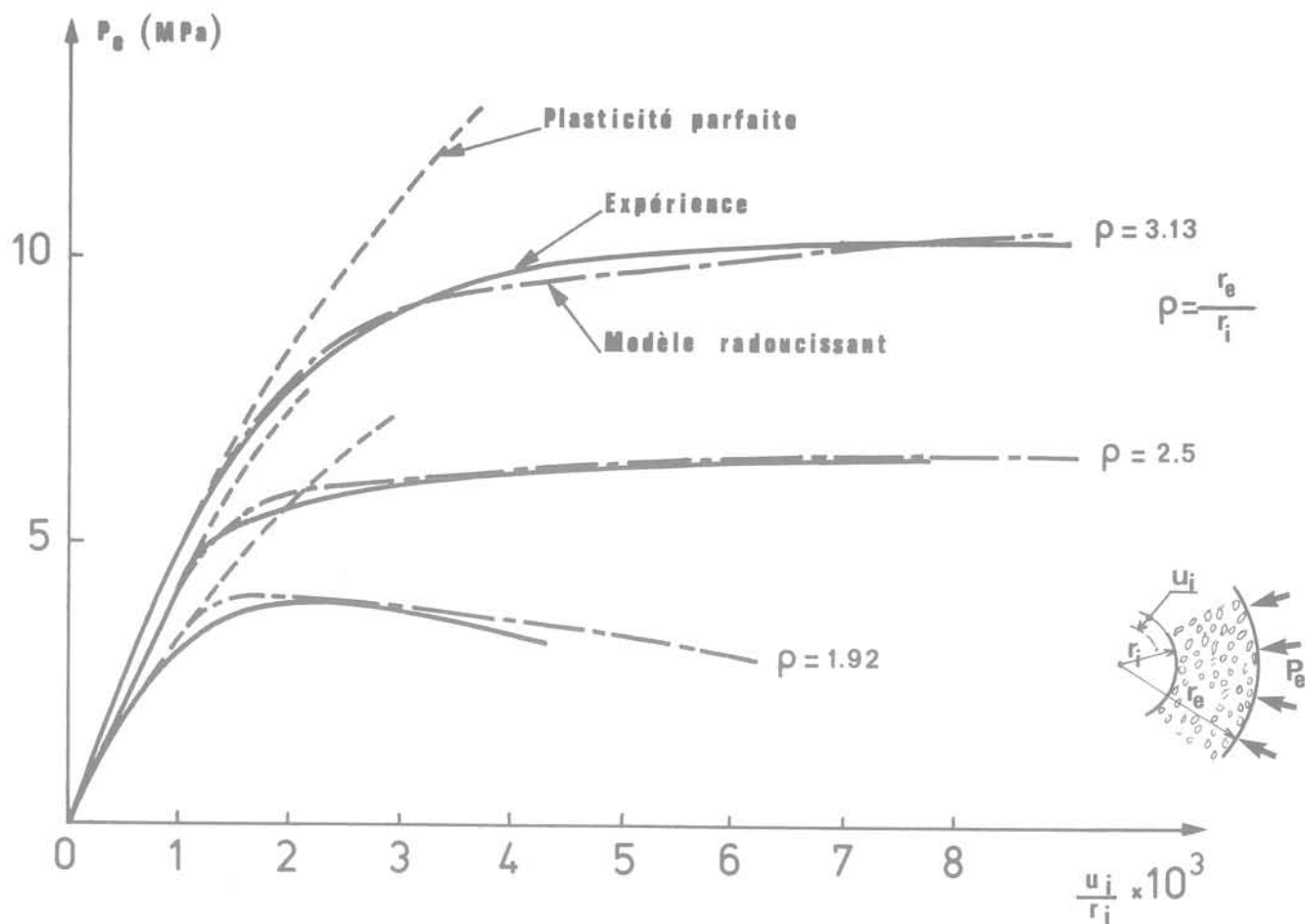


Fig. 15 Comparaison des résultats expérimentaux avec des modèles théoriques

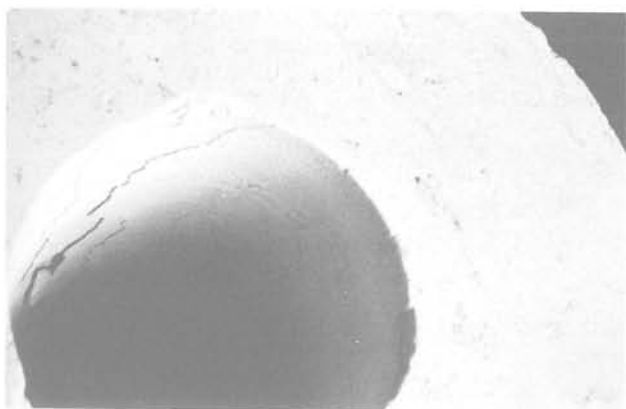


Fig. 16 Ecaillage à la paroi interne de l'éprouvette



Fig. 17 Ligne de glissement macroscopique sur l'éprouvette

titatif était possible. Cet ajustement est effectué sur la même figure 15. Deux faits sont à noter :

— il est possible de trouver un bon ajustement, comme le montre la figure;

— mais l'ajustement oblige à choisir un χ différent pour chaque diamètre, et de toute manière différent de celui de la compression simple.

(χ : paramètre proportionnel à la pente après le pic dans le plan effort-déplacement, voir figure 18).

Compression simple :	$\chi = 1,29$	(mesuré)
$\rho = 1,92$	$\chi = 1,7$	(ajusté)
$\rho = 2,5$	$\chi = 2,5$	(ajusté)
$\rho = 3,13$	$\chi = 5,$	(ajusté)

La cohésion résiduelle peut être choisie identique dans les quatre cas ($C_0 = 0,4$ MPa). Il est vrai que son poids dans les résultats numériques est assez faible.

Ces faits montrent que le modèle présenté est trop simple : il ne rend pas compte de la variation de la pente de la partie descendante de la courbe effort-déformation avec l'état de contraintes que mettent bien en évidence les essais triaxiaux.

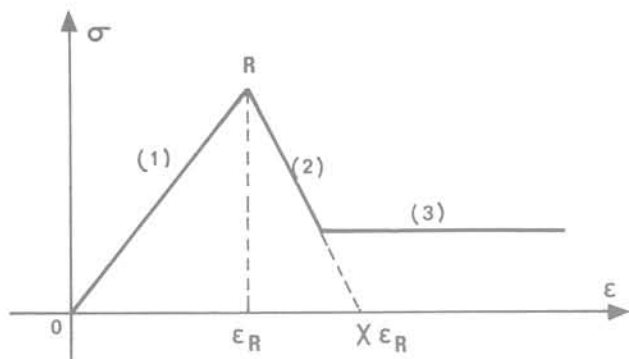


Fig. 18 Schématisation du modèle radoucissant

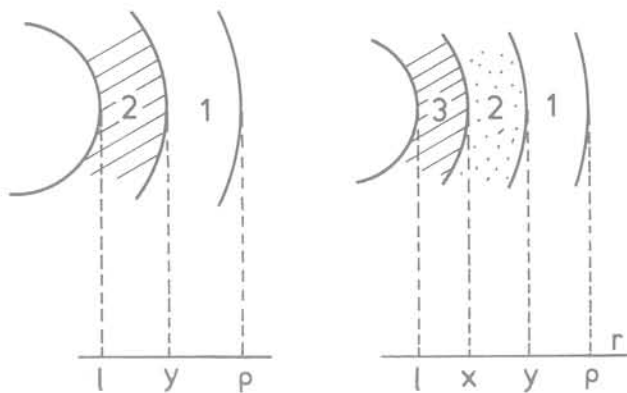


Fig. 19 Développement des zones plastiques

6 Conclusions

La détermination des propriétés des roches au voisinage de la rupture et leur formalisation dans des modèles explicatifs ou même prédictifs sont susceptibles d'applications fondamentales, en particulier pour rendre compte de phénomènes affectant les ouvrages souterrains, pour lesquels les formalisations actuelles sont insuffisantes.

Les expériences proposées dans le présent article mettent en évidence des insuffisances, ainsi que les possibilités offertes par le cadre théorique de la plasticité avec écrouissage négatif (ou radoucissement). La poursuite de l'interprétation des essais fondamentaux de laboratoire, l'analyse des convergences observées sur les ouvrages sollicités au voisinage de la rupture, l'amélioration des moyens de calcul mathématique devraient contribuer rapidement à des progrès considérables dans ce domaine.

Annexe I

1 Modélisation du comportement après la rupture

Nous rappelons brièvement le modèle exposé par ailleurs par Nguyen Minh Duc, P. Berest (1977 et 1979) et P. Berest, Nguyen Minh Duc, M. Panet (1978).

La phase élastique (avant la rupture) est déterminée par les deux coefficients E (module d'Young) et ν (coefficient de Poisson).

En notant L le tenseur d'élasticité, on a ensuite :

$$(1.a.1) \quad \dot{\epsilon} = L \dot{\sigma} + \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma}$$

Avec λ multiplicateur plastique et g , potentiel plastique :

$$(1.a.2) \quad g(\sigma_1, \sigma_3) \equiv \beta \sigma_1 - \sigma_3$$

les contraintes principales étant $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$; elles vérifient par ailleurs le critère variable de plasticité :

$$(1.a.3) \quad f(\sigma_1, \sigma_3) \equiv K_p \sigma_1 - \sigma_3 - (K_p - 1) [C_1 - (C_1 - C_0) \frac{\lambda}{\lambda_0}]$$

Plutôt que le paramètre λ_0 , assez lourd à manier, on utilise le paramètre χ dont l'interprétation est donnée par la figure 18.

C_1 est la cohésion initiale

C_0 est la cohésion résiduelle

K_p, β, λ_0 sont des constantes

K_p : coefficient de butée

$\beta \in [1, K_p]$ permet de rendre compte d'une dilatance.

On remarquera que ce modèle s'inscrit dans le cadre théorique que précisé par Bui et Nguyen Quoc Son (1974). Ses principaux défauts résident :

— dans la liaison linéaire entre le critère f et la variable cachée λ : dans la réalité le paramètre χ dépend de l'état de contrainte;

— dans l'invariance du paramètre K_p (soit de l'angle de frottement φ) et des paramètres élastiques.

Son avantage principal réside dans la possibilité d'obtenir une solution simple dont une discussion complète est possible.

Annexe II

On rappelle ici certains résultats utiles dont la démonstration complète est dans Nguyen Minh Duc, P. Berest, (1977) et 1979) et P. Berest, Nguyen Minh Duc, M. Panet (1978).

On considère un cylindre de révolution creux, de rayon intérieur r_i , et de rayon extérieur r_e , initialement à l'état naturel. Par la suite, on laisse la paroi intérieure libre de contraintes; la paroi extérieure est soumise à une pression uniforme p_e variable, de façon à obtenir une diminution du rayon intérieur (contraction), le tube étant maintenu dans un état de déformation plane ($\epsilon_z = 0$).

Le matériau constitutif obéit à la loi de comportement exposée en Annexe I. On montre que sous le chargement ci-dessus la déformation plastique se fait uniquement en régime de face (trois contraintes principales distinctes).

Pour simplifier l'écriture des formules, on note :

$$\rho = \frac{r_e}{r_i} \quad r = \frac{R}{r_i} \quad \text{où } R = \text{distance à l'axe d'un point courant;}$$

$$y = \frac{Y}{r_e} \quad \text{où } Y = \text{rayon de la zone plastique.}$$

On note aussi α_1 et α_2 les racines réelles ($\alpha_1 < \alpha_2$) de l'équation :

$$(2.a.1) \quad \alpha^2 + \left\{ 2 - \frac{(K_p - \beta) \chi}{\chi - 1 + \nu^2} \right\} \alpha - \frac{(1 + \beta)(K_p - 1)}{\chi - 1 + \nu^2} \chi = 0$$

Les formules ci-dessous donnent l'expression de la pression p_e et de la déformation tangentielle $\epsilon_\theta(1) = \frac{u_1}{r_i}$ à la paroi du tube, en fonction du rayon de la zone plastique $r = y$.

On distingue, (voir figure 19) :

a **La zone 2 avec radoucissement apparaît seule :**
on note $H = C \cotg \varphi$

$$p_e + H = \frac{H(\alpha_2 - \alpha_1)}{(\alpha_2 - (K_p - 1))y^{-\alpha_1} - (\alpha_1 - (K_p - 1))y^{-\alpha_2}} \cdot \frac{(K_p + 1)\rho^2 - (K_p - 1)y^2}{2\rho^2}$$

(2.a.2)

$$\frac{u_i}{r_i} = H \frac{1-\nu^2}{E} (K_p - 1) + \frac{(K_p^2 - 1) y^{\alpha_2 - \alpha_1} - 1}{(\alpha_2 - (K_p - 1)) y^{\alpha_2 - \alpha_1} - (\alpha_1 - (K_p - 1))}$$

b le développement d'une zone plastique parfaite 3 cohésion résiduelle C_0 à la suite de la zone I :

Si l'écoulement libre ($y = \rho$) n'arrive pas auparavant, une zone parfaitement plastique 3 va se développer à partir de la paroi de la cavité $\lambda \geq \lambda_0$.

La condition $\lambda = \lambda_0$ détermine la frontière $r = x$ de la zone 3 en fonction de y : (on note $H_0 = C_0 \cotg \varphi$) :

(2.a.3)

$$1 = (1 - \nu^2) \frac{K_p + 1}{\lambda - 1 + \nu^2} \frac{H - H_0 (1 - x^{K_p - 1})}{H - H_0} \cdot \frac{\frac{y}{x}^{\alpha_2 - \alpha_1} - 1}{(\alpha_2 - (K_p - 1)) \left(\frac{y}{x} \right)^{\alpha_2 - \alpha_1} - (\alpha_1 - (K_p - 1))}$$

(avec $x = 1$ dans la formule ci-dessus, on obtient l'instant $y = y_1$ d'apparition de la zone II)

P_e et $\epsilon_\theta(1)$ ont alors les expressions suivantes :

$$P_e + H = (H - H_0 (1 - x^{K_p - 1})) \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{(\alpha_2 - (K_p - 1)) \left(\frac{y}{x} \right)^{\alpha_2 - \alpha_1} - (\alpha_1 - (K_p - 1)) \left(\frac{y}{x} \right)^{-\alpha_2}}$$

(2.a.4)

$$\frac{u_i}{r_i} = \epsilon_\theta(1) = \frac{1 - \nu^2}{E} (H_0 (K_p - 1) + \frac{H_0 (K_p^2 - 1)}{\beta + K_p} (x^{\beta + K_p} - 1) +$$

$$\frac{\lambda}{K_p - 1} (H - H_0) x^{\beta + 1})$$

c Cas du matériau parfaitement plastique :

Avec $\lambda \rightarrow \infty$, on retrouve le comportement parfaitement plastique. D'après 2.a.1., on a alors :

$$\alpha_1 \rightarrow -(\beta + 1) \quad \alpha_2 \rightarrow K_p - 1$$

La formule 2.a.2 donne alors, par passage à la limite :

$$P_e + H = \frac{H y^{K_p - 1}}{2 \rho^2} (y^2 (1 - K_p) + \rho^2 (1 + K_p))$$

(2.a.5)

$$\frac{u_i}{r_i} = \frac{H (1 - \nu^2)}{E} \left(\frac{K_p^2 - 1}{\beta + K_p} (y^{\beta + K_p} - 1) + K_p - 1 \right)$$

On remarquera par (2.a.3) que $\lambda \rightarrow \infty$ implique que la zone 3 n'apparaît jamais si $H_0 < H$. Les formules ci-dessus s'obtiennent également par (2.a.4) avec $H_0 \rightarrow H$.

Remarque : le calcul des formules 2.a.2. et 2.a.3., 2.a.4 est en tout point analogue à celui de P. Berest et Nguyen Minh Duc (1977) effectué dans le cas de la symétrie sphérique. On peut montrer ici aussi que P_e fonction de $\frac{u_i}{r_i}(1)$ admet toujours un minimum avant l'écoulement libre. Dans le cas où la pression intérieure n'est pas nulle, il peut apparaître, en déformation plane, un régime d'arête. La discussion de ce cas est développée dans Berest et Nguyen Minh Duc (1979).

Références Bibliographiques

- BEREST P., NGUYEN M. D., PANET M., (1978) - *Contribution à l'étude de la stabilité d'une cavité souterraine dans un milieu avec radoucissement*, Revue Française de Géotechnique, n° 4, juin 1978.
- BUI H.D., NGUYEN Q.S., (1974) - *Sur les matériaux élastoplastiques à écrouissage positif ou négatif*, Journal de Mécanique, vol. 13, n° 2, juin 1974, pp. 321-342.
- EGGER P., (1973) - *Einfluss des Postfailure Verhaltens von Fels auf den Tunnelausbau unter besonderer Berücksichtigung des an Kerausbau*, Veröff Instit. F. Boden und Felmech. Univ. Karlsruhe H. 57, 1973.
- FINE J., TIJANI S.M., VOUILLE G., BOUCLY P., (1979) - *Détermination expérimentale de quelques paramètres viscoplastiques des roches*, C.R. 4^e Congrès de la SIMR, Montreux, septembre 1979, vol. 1, pp. 139-143.
- NGUYEN M. D., BEREST P., (1977) - *Contraction d'une sphère creuse élastoplastique avec radoucissement*, Journal de Mécanique Appliquée, vol. 1, n° 1, 1977, pp. 35-109.
- NGUYEN M. D., BEREST P., (1979) - *Etude de la stabilité des cavités souterraines avec un modèle de comportement élastoplastique radoucissant*, C.R. 4^e Congrès de la SIMR, Montreux, septembre 1979, vol. 1, pp. 249-256.
- PANET M., (1976), - *Analyse de la stabilité d'un tunnel creusé dans un massif rocheux en tenant compte du comportement après la rupture*, Rock Mechanics, vol. 8, n° 4, novembre 1976, pp. 209-223.
- TINCELIN E., (1979) - *La convergence et le soutènement provisoire*, Journée d'Etudes de l'AFTES, 26 octobre 1978, Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 32, avril 1979, pp. 117-119.

le contrôle du compactage des tranchées P. et T. par le pénétromètre statique

par

**R. Bonnifet
R. Berenguer**

Direction des Télécommunications de la Région de Paris (Extra-Muros)

G. Sanglerat

Professeur à l'Ecole Centrale de Lyon

MM. Durand, Carlier, Rousseau de la Direction des Télécommunications de la Région de Paris (Extra-Muros) ont réalisé les essais qui ont permis de mettre au point la méthodologie objet de cet article. Les auteurs les en remercient vivement.

1 Introduction

Pendant très longtemps, le contrôle du compactage des remblais mis en œuvre pour combler les tranchées, a simplement consisté à s'assurer par une simple observation visuelle que le travail de l'entrepreneur semblait correctement fait, en vérifiant que le déroulement des diverses opérations prévues était respecté. Aucune méthode de mesures n'était utilisée.

Mais cette attitude, qui portait donc davantage sur les conditions d'exécution des travaux que sur des contrôles qualitatifs ou quantitatifs, est apparue rapidement inopérante en raison de la complexité des problèmes rencontrés par l'Administration des P. et T. et les entreprises. Depuis quelques années les chantiers ouverts sur la voie publique se sont multipliés, de même que les malfaçons dues à une insuffisance du compactage, ce qui a entraîné des désordres, parfois très graves (fig. 1).

Il est vrai, que pour résoudre les problèmes posés, l'Administration des P. et T. ne disposait pas de recommandations spécifiques à ses ouvrages qui lui auraient permis de modifier les modalités de ses contrôles. En effet, les méthodes traditionnelles de contrôle du compactage basées sur les mesures de densité et la comparaison avec les densités optimales Proctor, ne conviennent pratiquement qu'aux remblais superficiels de faible épaisseur [2] et [4]. Or, les ouvrages souterrains des télécommunications ont des caractéristiques bien différentes :

- faible largeur,
- et souvent, grande profondeur.

Il en résulte que les méthodes traditionnelles ne sont pratiquement pas applicables pour effectuer le contrôle du remblaiement des tranchées.

Par ailleurs, les prescriptions en matière de remblaiement et de compactage, varient fréquemment d'une région à l'autre et il est parfois consenti des dérogations aux prescriptions imposées dans les marchés. De plus, et c'est un point important, le compactage ne constitue qu'une très faible part de la charge de travail des entreprises ce qui ne les incite pas à la rigueur indispensable en ce domaine. L'ensemble de ces facteurs n'a donc pas conduit les entreprises à s'équiper d'appareils adaptés aux particularités géométriques des tranchées des Télécommunications ou d'autres services. C'est vraisemblablement la raison pour laquelle

les constructeurs n'ont pas cherché à intégrer dans leur souci de conception ou d'exécution cette particularité géométrique. Ces problèmes ne sont d'ailleurs pas spécifiques aux P. et T. Les mêmes difficultés se rencontrent auprès des différents concessionnaires de réseaux qui semblent eux aussi manquer de référence dans ce domaine [6].

L'idée de créer une méthode de contrôle adaptée aux conditions d'exécution propres aux chantiers de l'Administration des P. et T. est née de ces constats. Naturellement, la Direction des Télécommunications de Paris Extra-Muros a souhaité proposer une méthode pratique et efficace. C'est dans cette perspective qu'elle a été amenée à réaliser plusieurs séries d'essais de contrôle du compactage dans des tranchées en vraie grandeur.

L'appareil utilisé pour ces contrôles est le pénétromètre statique hollandais Gouda-Barentsen de 2 tonnes [7] et [8] qui s'est révélé, comme le montreront les résultats qui vont suivre, être l'engin le mieux adapté au contrôle des remblaiements des tranchées des Télécommunications.



Fig. 1 Affaissement de chaussée

2 Caractéristiques des tranchées P. et T.

2.1. Particularités des ouvrages des Télécommunications

Les tranchées réalisées pour la pose des câbles de télécommunications ont une géométrie variable. Leur largeur est généralement comprise entre 0,60 m et 1,20 m et leur profondeur varie de 0,80 m à 3,60 m ou même plus dans certains cas.

La longueur des tranchées est calquée sur celle des réseaux de voirie, dans lesquels sont incorporés normalement les ouvrages "P" et "T". La tranchée représentée figure 2, est le type même d'une tranchée ouverte sous chaussée pour la construction d'un ouvrage normalisé constitué d'un bloc de béton enrobant des tubes P.V.C. permettant le passage des câbles de télécommunications. Le bloc lui-même se réalise en trois phases successives :

- exécution d'un radier armé,
- mise en place et alignement du faisceau de tubes P.V.C.,
- enrobage des tubes à l'aide d'un béton (dosé à 350 kg de CPU 45).

De part et d'autre de ce bloc sont aménagés deux espaces dont la largeur varie de 0,16 m à 0,32 m, selon la profondeur de la fouille exécutée. Ces espaces sont utilisés pour permettre le coffrage du bloc, le boisage de la tranchée et la mise en place d'une protection des tubes P.V.C. contre le piétement. Au cours de la présente étude, il apparaîtra qu'il est absolument indispensable que ces espaces latéraux soient remplis selon certains processus bien définis avant d'autoriser le remblaiement général de la tranchée.

L'observation de cette recommandation, à ce niveau de l'exécution, entraîne inévitablement des conséquences graves se matérialisant par ces cavités pratiquement insurmontables à éliminer par la suite.

Le remblaiement est réalisé conformément aux prescriptions du Cahier des Clauses Techniques Particulières [13] par couches de 20 à 30 cm, soigneusement compactées, généralement de 24 à 48 heures après l'exécution du bloc de béton.

2.2 Analyse statistique des contrôles effectués

- Modalités des contrôles

Les contrôles effectués par l'Administration des P. et T. s'exercent soit pendant les travaux, soit immédiatement avant les opérations préalables à la réception, soit après l'achèvement complet des travaux. Pour ce faire, on a utilisé le pénétromètre statique Gouda-Barentsen de 2 tonnes, fixé sur un camion (fig. 3), ce qui permet d'éviter les opérations fastidieuses d'ancrage au sol de l'appareil et procure ainsi un gain de temps appréciable pour toutes les opérations de contrôle [1].

On notera aussi que l'un des avantages du pénétromètre, par rapport aux méthodes classiques de densité Proctor [2] et [11], réside dans le fait que les contrôles du compactage sont désormais possibles. En effet, il suffit de percer, au préalable un avant-trou de quelques centimètres de diamètre, à l'aide d'un marteau perforateur, pour traverser les couches d'enrobés ou de graves-ciment superficielles et réaliser ensuite l'essai de pénétration classique. Une quinzaine de minutes suffisent ainsi pour contrôler de cette manière une tranche de plus de 3 m de profondeur.

La nature des remblais étant connue, il n'a pas été jugé utile d'employer un pénétromètre statique équipé d'un manchon de mesure directe du frottement latéral [10].

- Statistiques de 1978

Sur 102 contrôles effectués en 1978, 60 ont concerné le compactage; ils ont comporté 768 essais de pénétration statique. L'ensemble de ces contrôles a permis de mettre en évidence deux points importants :

- dans 90% des cas, il a été constaté une décroissance de la résistance de pointe R_p du pénétromètre en fonction de la profondeur (cf. fig. 4). L'étude statistique des données

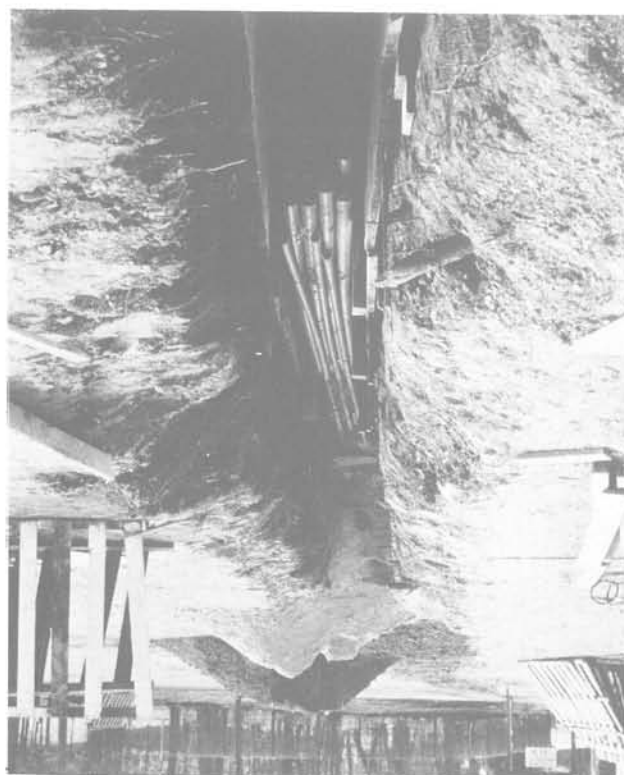


Fig. 2 Exemple d'une tranchée PTT en cours de travaux

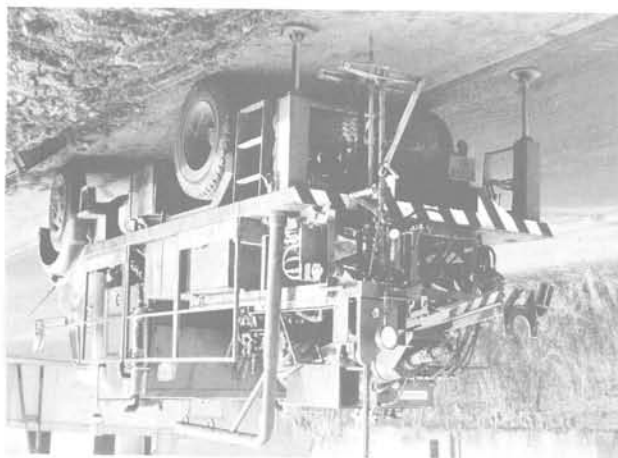


Fig. 3 Camion de contrôle de Génie Civil comportant le pénétromètre statique Gouda-Barentsen de 2 tonnes

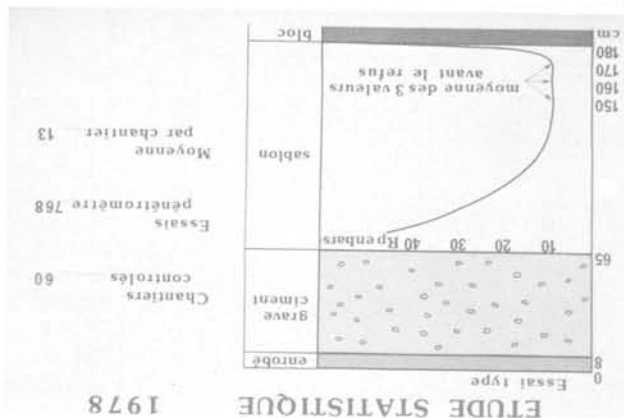


Fig. 4 Etude statistique 1978 avec constatation d'une décroissance de R_p en fonction de la profondeur

recueillies dans la banlieue parisienne pour les tranchées remplies de sablon montre que la fréquence maximale de R_p est comprise entre 0,5 et 1 M Pa (fig.5).

• *Les résistances de pointe obtenues dans les parties latérales inférieures situées de part et d'autre des blocs béton, sont le plus souvent nulles* et ce, sur une profondeur comprise entre 20 et 40 cm, ce qui confirme l'existence des cavités qui ont pu être visualisées par l'endoscope (cf. la photographie de cavité en figure 6).

Naturellement, l'écoulement des eaux de pluie qui percolent à travers ces zones peu compactées ou évidées accentue encore les vides par entraînement de fines. Il est évident que ces cavités existant au voisinage et le long du bloc peuvent être à l'origine des désordres ultérieurs beaucoup plus importants que ceux dus à un simple tassement résultant des différences de compactage des remblais sus-jacents (fig. 1).

En l'absence de critères de contrôle bien adaptés à ses ouvrages, l'Administration des Télécommunications se trouvait relativement désarmée pour remédier d'une manière pratique et efficace aux insuffisances constatées. En effet, pour imposer une exigence de qualité, il importe au préalable de fixer avec précision les résultats à atteindre. C'est donc pour définir de telles spécifications que plusieurs séries d'essais ont été entreprises afin de pouvoir fixer une résistance de pointe minimale à obtenir avec une pénétromètre statique, faute de quoi, la réception des travaux serait refusée.

3 Essais réalisés

3.1. Généralités

Plusieurs tranchées expérimentales en vraie grandeur ont été réalisées respectivement en mai, septembre et décembre 1978. Les recherches ont porté sur l'étude de la variation de la résistance de pointe du pénétromètre statique R_p en fonction de la teneur en eau, de l'énergie de compactage, des modalités de remplissage des tranchées et de la profondeur.

Au cours de ces essais, il a toujours été utilisé un même matériau de remblai : le "sablon" de la région parisienne dont les caractéristiques sont résumées à la figure 7 (on remarquera que l'optimum Proctor correspond à une teneur en eau W de 20%). Les caractéristiques du compacteur indiqué par cette figure concernant appareil utilisé pour les tranchées expérimentales de septembre 1978.

Le cahier des charges en vigueur (CCTG) imposant, pour un compactage satisfaisant, une densité sèche au moins égale à 95% de la densité sèche optimale Proctor, les énergies de compactage ont donc été déterminées en conséquence. On remarquera que le seuil des 100% Proctor a été volontairement dépassé.

3.2. Déroulement des essais

Dans chaque couche mise en place, avant tout compactage, puis après compactage par 2, 4, 10, 20, et enfin 40 passes de compacteur, il a été effectué 3 mesures de résistance de pointe. C'est la moyenne des trois mesures qui a été prise comme base de référence par le tracé des courbes, les mesures étant enregistrées régulièrement tous les 5 cm sur une même verticale. En même temps, une équipe du Laboratoire de l'Équipement du BOURGET a déterminé, à l'aide d'un gammadensimètre, les densités des différentes couches après chaque phase de compactage.

On a mis en œuvre du sablon avec différents teneurs en eau : à chaque fois, le matériau était homogénéisé à la teneur en eau voulue.

3.3. Première tranchée expérimentale de mai 1978

Une seule tranchée a été réalisée comme indiqué figure 8. Le remblaiement a été fait avec du sablon ayant trois teneurs en eau différentes : 6, 12 et 15%, le compactage réa-

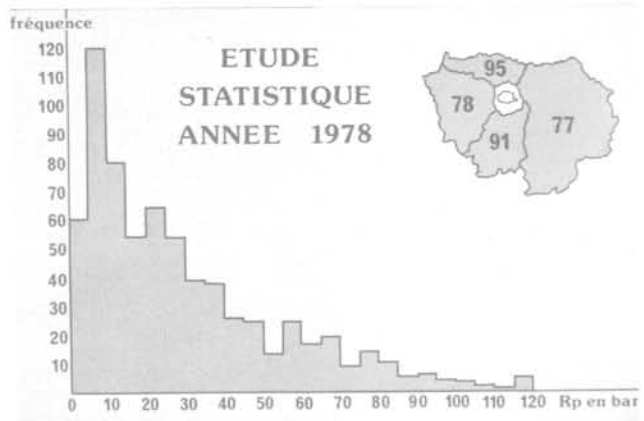


Fig. 5 Courbe statistique 1978 avec fréquence maximale de R_p comprise entre 5 et 10 bars



Fig. 6 Cavité visualisée à l'endoscope

lisé en deux couches successives de 30 cm. Le compacteur utilisé était un rouleau vibrant DUPLEIX de 850 kg ayant une génératrice de 80 cm de longueur.

La teneur en eau de 15% avait été retenue car les premières indications fournies par le laboratoire avaient laissé penser que cette teneur devait correspondre à l'optimum Proctor, ce qui s'est révélé, par la suite, être inexact.

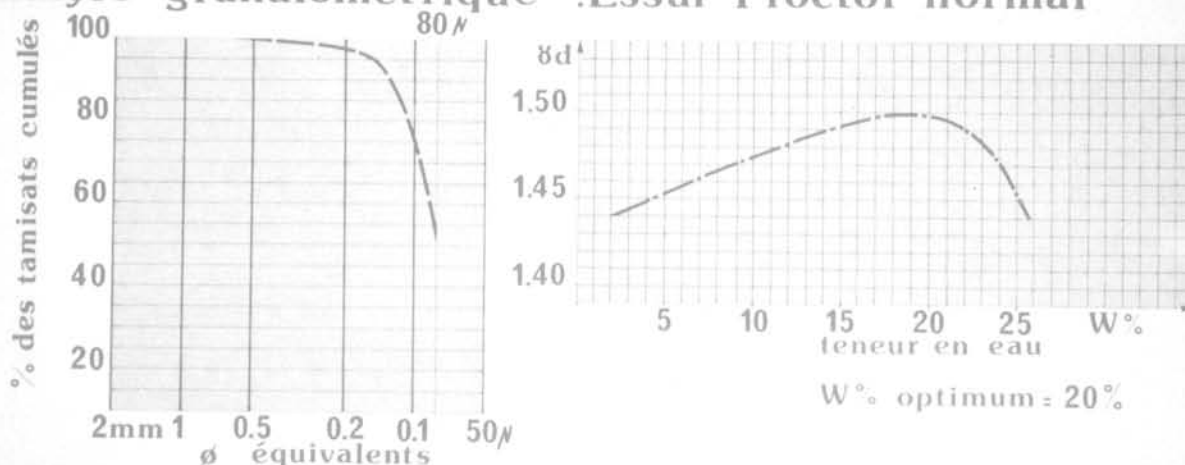
Les essais réalisés dans la première couche (fig. 9) établissent clairement la corrélation entre l'accroissement de la résistance de pointe et l'augmentation de la profondeur et de la teneur en eau; cette dernière restant, rappelons-le, inférieure à celle de l'optimum Proctor.

Par souci de simplification, seules ont été représentées les courbes correspondant au sablon non compacté, puis celles correspondant au compactage final, après 40 passes. Par contre n'ont pas été indiquées les résistances de pointe correspondant aux compactages intermédiaires de 2, 4, 10 et 20 passes qui sont à titre indicatif représentées sur la figure 10 et qui naturellement, sont comprises dans le faisceau limité par les deux courbes enveloppes précitées.

Dans toutes les figures ultérieures, seront représentées simplement les deux courbes enveloppes de résistance de pointe : sans compactage et avec compactage maximal de 40 passes.

SABLON

Analyse granulométrique .Essai Proctor normal



COMPACTEUR

Rouleau vibrant duplex

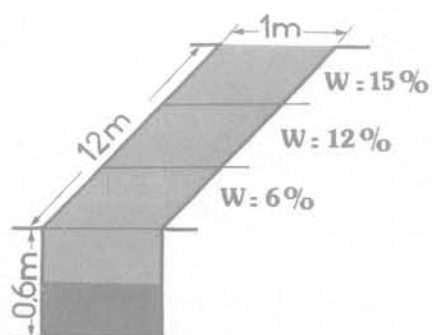
poids: 1300kg
génératrice: 90cm

Fig. 7 — Analyse granulométrique du sablon utilisé
— Courbe Proctor normal

1^{ère} SERIE D'ESSAIS

Tranchée N°1

Mai 1978



Teneur en eau: W = 6, 12, 15 %

Nb. de couches: 2 x 30cm

Mise en place: chargeur

Fig. 8 1^{ère} série d'essai, mai 1978. Coupe de la tranchée n°1

TRANCHEE N°1 1couche

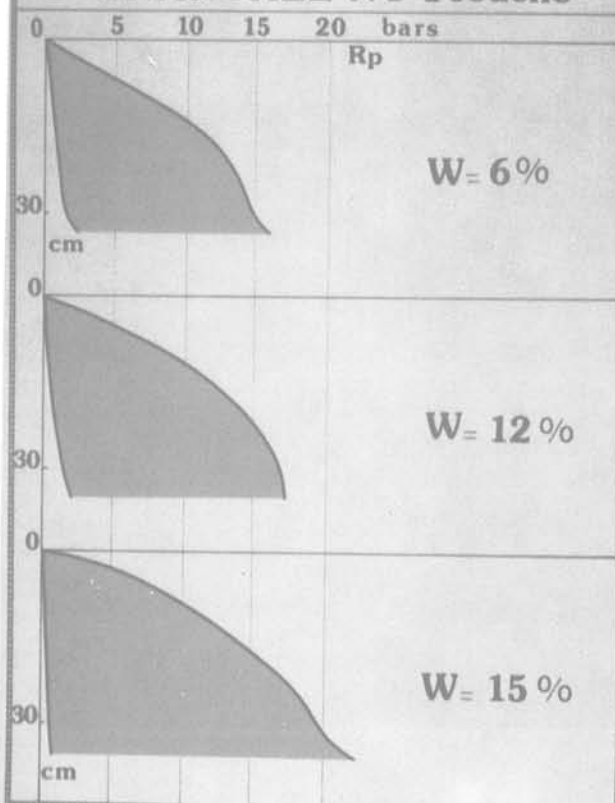


Fig. 9 Variation de R_p après mise en œuvre de la première couche

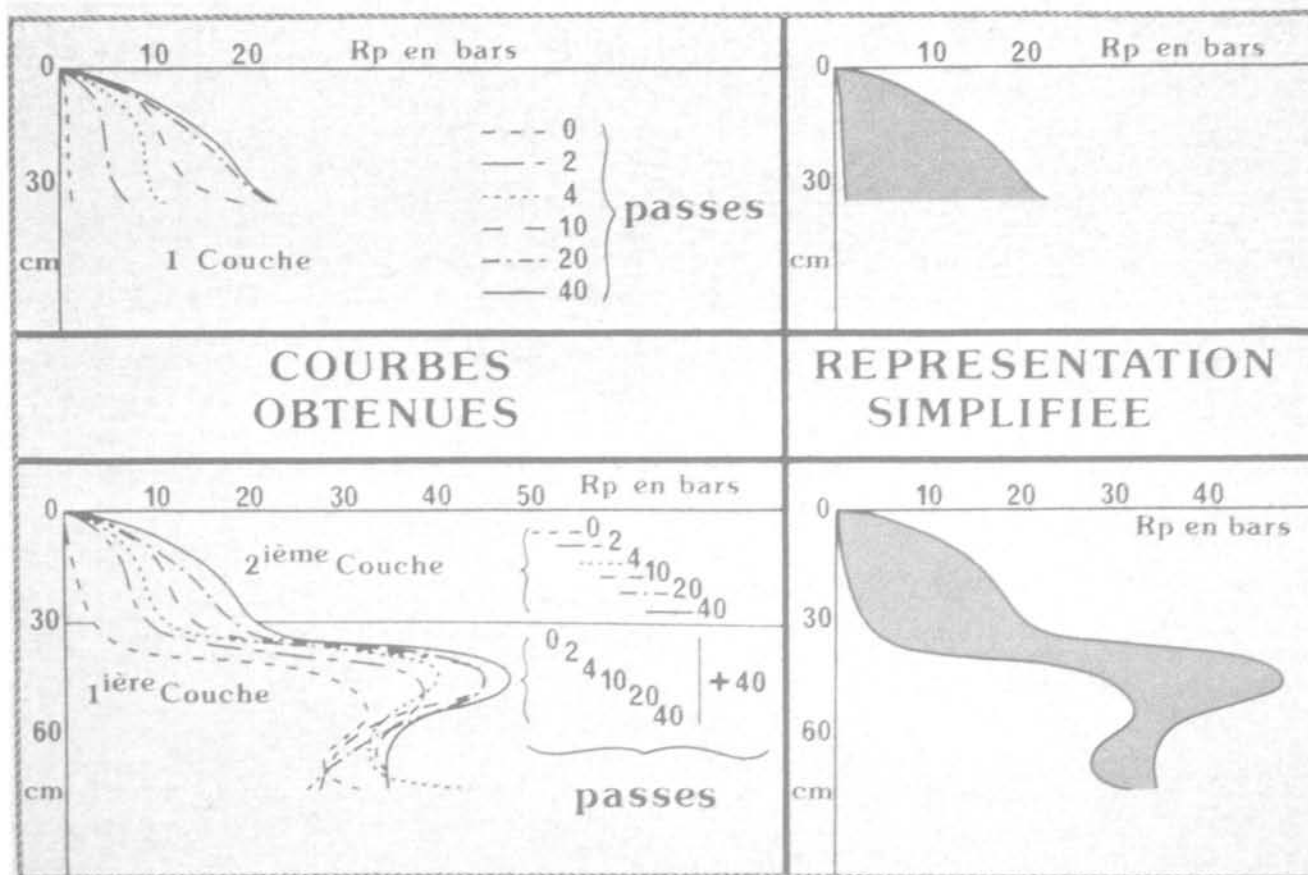


Fig. 10 Principe de simplification des résultats

La figure 11 indique pour deux couches mises en œuvre successivement les variations de R_p en fonction de la profondeur, après simple mise en place du sablon dans la couche supérieure, puis après compactage de cette dernière avec 40 passes, la couche inférieure subissant alors l'influence de compactage de la couche supérieure en plus de son propre compactage (fig. 10).

Les résultats concernant cette deuxième couche sont intéressants à double titre, d'une part ils soulignent l'accroissement de la résistance de pointe en fonction de la teneur en eau pour une énergie donnée en deçà de la teneur en eau de l'optimum Proctor, et d'autre part, ils mettent en évidence l'apparition d'un extremum qui peut paraître surprenant au premier abord. Pour expliquer ce dernier, on pouvait envisager deux hypothèses : soit l'attribuer à une surcompactage provenant de la chute du sablon déversé par le chargeur dans la couche supérieure, soit l'attribuer à l'influence du terrain sous-jacent dont la résistance de pointe aurait été inférieure à celle du sablon. La recherche de la cause de cet extremum sera l'un des objectifs des essais des tranchées expérimentales de septembre 1978.

3.4 Tranchées expérimentales de Septembre 1978

Au cours de ces nouveaux essais, nous avons étudié :

- La variation de la résistance de pointe dans le cas de mise en place de trois couches successives de remblai.
- L'influence sur la résistance de pointe R_p de la teneur en eau du sablon lorsque celle-ci dépasse la teneur en eau de l'optimum Proctor.
- L'analyse de la résistance de pointe en fonction de l'énergie du compactage sur une tranchée comportant en sa partie inférieure le bloc béton normalisé. Les résultats de cette analyse seront présentés sous forme de courbes isobars.

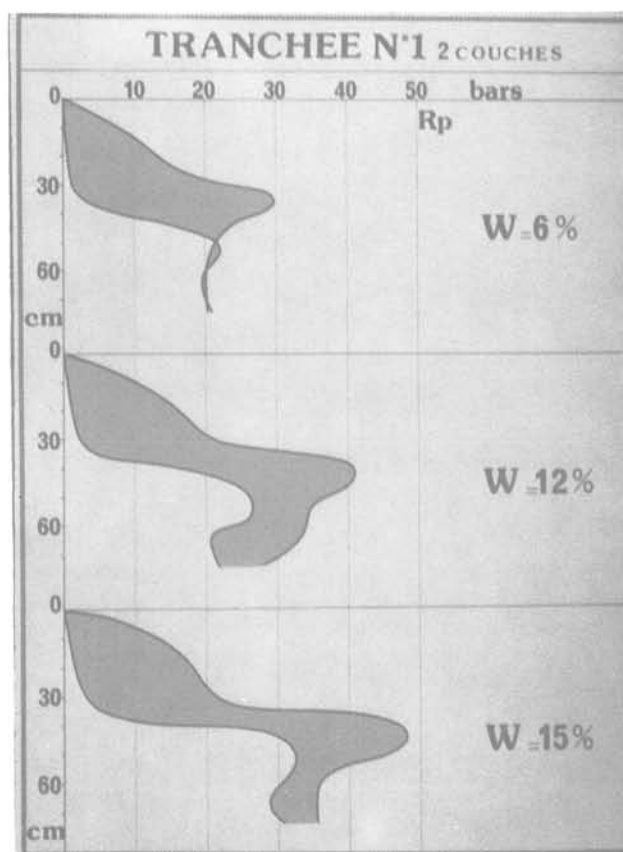


Fig. 11 Variation de R_p après mise en œuvre de la deuxième couche

Tranchées N°1

N°2

N°3

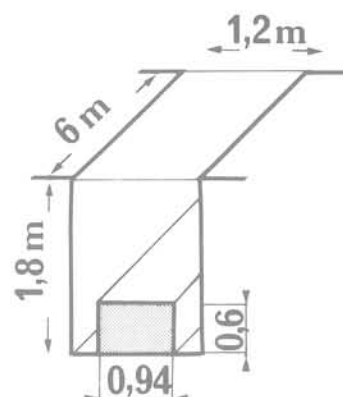
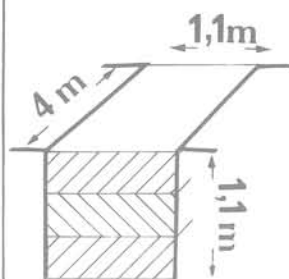
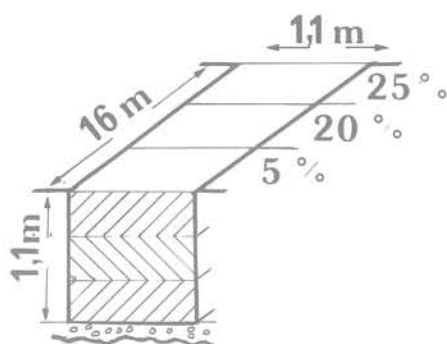
**w : 5, 20, 25 %****w = 20 %****w = 5 %****3x couche 30 cm
chargeur****" "
pelles****1xcouche 1,2 m
chargeur****fond bétonné****terrain nat.****bloc P&T**

Fig. 12 2ème série d'essais, septembre 1978. Coupe des trois tranchées réalisées

Il a été réalisé trois tranchées différentes (Fig. 12).

- Première tranchée

Dans cette première tranchée, l'étude s'est limitée à la variation de la résistance de pointe en fonction de la profondeur et de la teneur en eau, cette dernière étant soit égale (20%) soit supérieure (25%) à l'optimum Proctor. Un essai a été également réalisé avec une teneur en eau de 5% qui correspond à la teneur en eau naturelle du sable.

Pour des raisons matérielles indépendantes de notre volonté l'engin de compactage utilisé en mai n'était plus disponible, ce qui a nécessité le recours à un rouleau vibrant Duplex d'un poids de 1.300 kg pour une longueur de génératrice de 90 cm. Le second rouleau était donc plus puissant que celui employé en Mai 1978.

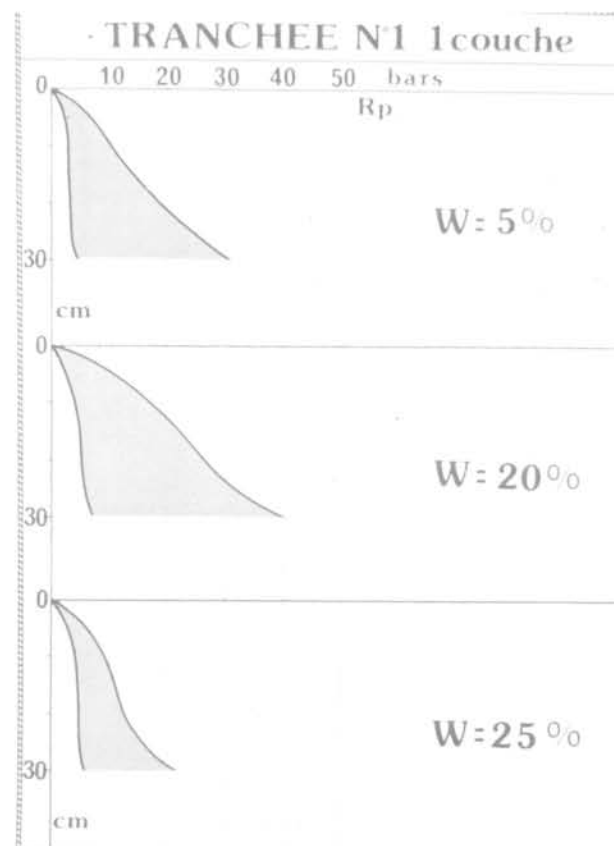
Pour éliminer l'influence du terrain sous-jacent, qui se trouve être compressible, le fond de la tranchée a été bétonné. Les résultats obtenus sont portés sur les figures 13, 14 et 15. On peut remarquer que :

— Pour une énergie de compactage donnée, la résistance de pointe la plus grande est obtenue pour la teneur en eau optimale Proctor et elle chute ensuite pour une teneur en eau supérieure à cet optimum. On peut dire que la résistance de pointe R_p varie en fonction de la teneur en eau, d'une manière semblable à celle de la densité sèche.

Il y a lieu de signaler que la teneur en eau de 25% n'a pu être maintenue pour les couches inférieures, le temps très chaud ne le permettant pas, et une chute d'environ 5% l'a ramenée à la teneur optimale en fin d'opérations.

Il y a donc lieu de tenir compte de ce phénomène pour interpréter les résultats qui concernent les trois couches mises en place à cette teneur en eau.

La disparition de l'extrémum mis en évidence dans la tranchée de mai prouve bien que ce dernier était simplement dû à la faible résistance du sol sous-jacent, comme on pouvait s'y attendre.

Fig. 13 Tranchée n°1. Variation de R_p pour une couche

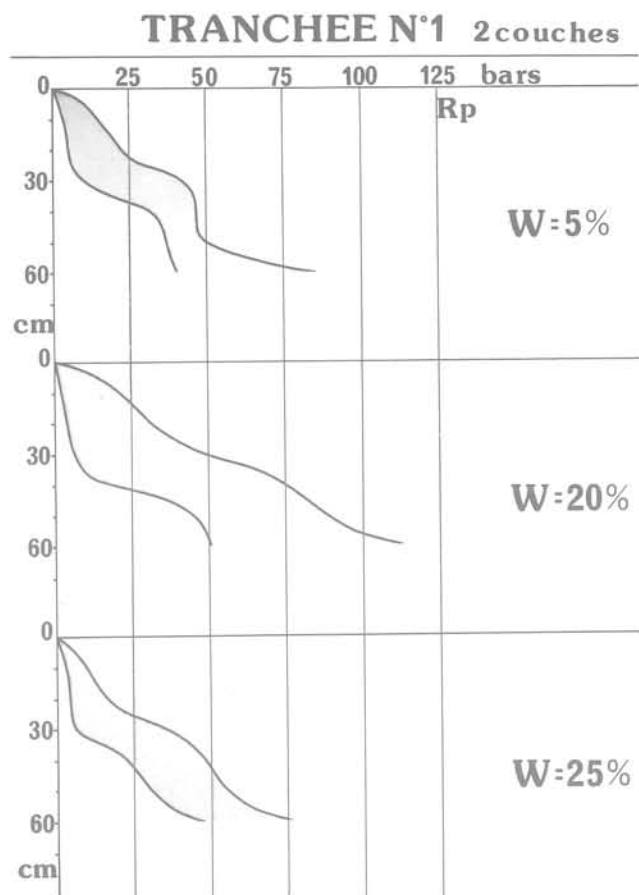


Fig. 14 Tranchée n° 1. Variation de R_p pour deux couches

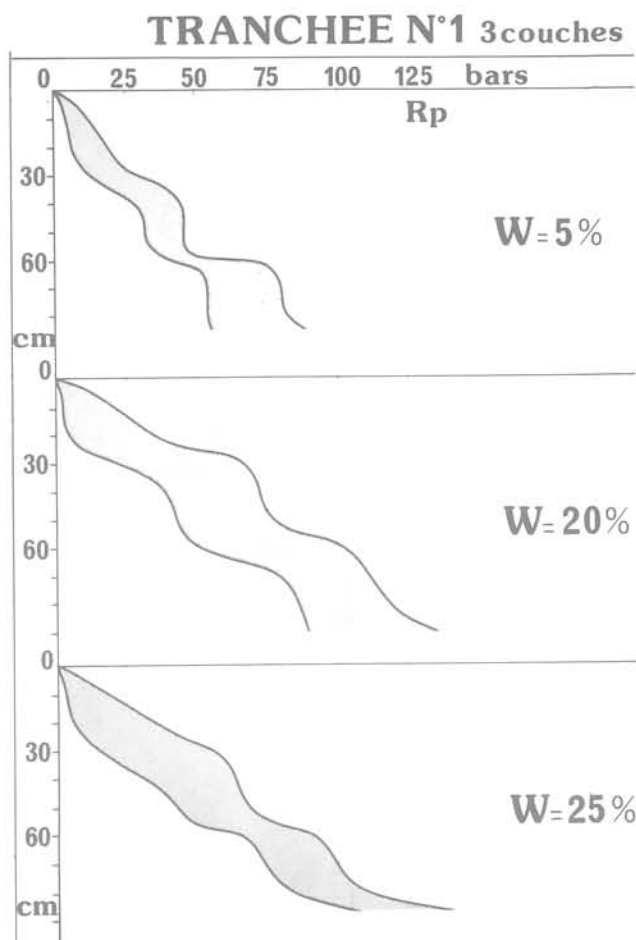


Fig. 15 Tranchée n° 1. Variation de R_p pour trois couches

On remarque que la résistance de pointe en fonction de la profondeur s'effectue pratiquement par paliers.

En examinant attentivement les courbes de pénétration, on constate que la résistance de pointe croît, non seulement en fonction du compactage, mais également par suite de la simple adjonction du sablon dans les couches supérieures même lorsque celles-ci ne sont pas encore compactées.

La figure 16 met clairement en évidence les modalités de cet accroissement.

Pour effectuer les mesures au grammadensimètre des couches sous-jacentes, il a été nécessaire de réaliser différents sondages manuels préliminaires.

La figure 17 montre qu'il n'a pas été possible de mettre en évidence de corrélations intéressantes entre R_p et γ_d . A notre avis, cette absence de corrélation provient du fait que les mesures de pénétration et celles faites au grammadensimètre ne sont pas à la même échelle. En effet, si les moindres variations R_p sont enregistrées, tous les 5 cm, par contre, les mesures du grammadensimètre "intègrent" nécessairement un volume important de remblais sur une hauteur non négligeable, et naturellement sur cette dernière la densité peut varier notablement.

Par ailleurs, une faible variation de γ_d peut impliquer une variation relativement importante de R_p . Or, la sensibilité des mesures faites avec le gammadensimètre utilisé n'est pas suffisante à notre avis pour détecter de très faibles variations de densité dans des couches successives.

- Deuxième tranchée

Cette deuxième tranchée est sans fond bétonné, le sablon a une teneur en eau optimale, étant déversé manuellement à la pelle pour éviter toute surcompaction.

Les courbes de pénétration obtenues indiquent la présence d'un extrémum qui n'est pas imputable à une surcompaction mis à la faible résistance du terrain sous-jacent (fig. 18).

- Troisième tranchée

Afin d'analyser la répartition de la résistance de pointe le long du profil en travers de la fouille et mettre en évidence les zones délicates à remblayer dans les tranchées, il a été procédé à l'installation d'un ouvrage conformément aux spécifications des P. et T. (rappelons que la figure 12 donne les caractéristiques de cette tranchée).

Pour se rapprocher des conditions pratiques des chantiers habituels, il a été utilisé un sablon à la teneur en eau naturelle soit 5% et celui-ci a été mis en place en une seule couche d'un mètre d'épaisseur comme cela arrive très (et trop) fréquemment sur les chantiers.

Pour examiner l'influence des modalités de remplissage et de compactage des parties latérales inférieures voisines du bloc béton, trois cas (fig. 19) peuvent être distingués :

- Remblaiement des parties latérales sans compactage, par simple déversement du sablon (c'est le processus très souvent utilisé dans la pratique par les entreprises).
- Mise en place d'un sablon compacté dans les parties latérales à l'aide d'une petite dame à main
- Remblaiement des parties latérales avec une grave naturelle, légèrement damée à la main.

Après que ces trois opérations aient été effectuées dans les trois parties différentes de la tranchée, le remblaiement de la fouille est ensuite réalisé en une seule fois sans compactage, puis on procède alors au compactage, à partir de la surface, successivement avec 2, 4, 10, 20 et 40 passes du rouleau.

Fig. 17 Comparaison γ_d et R_p

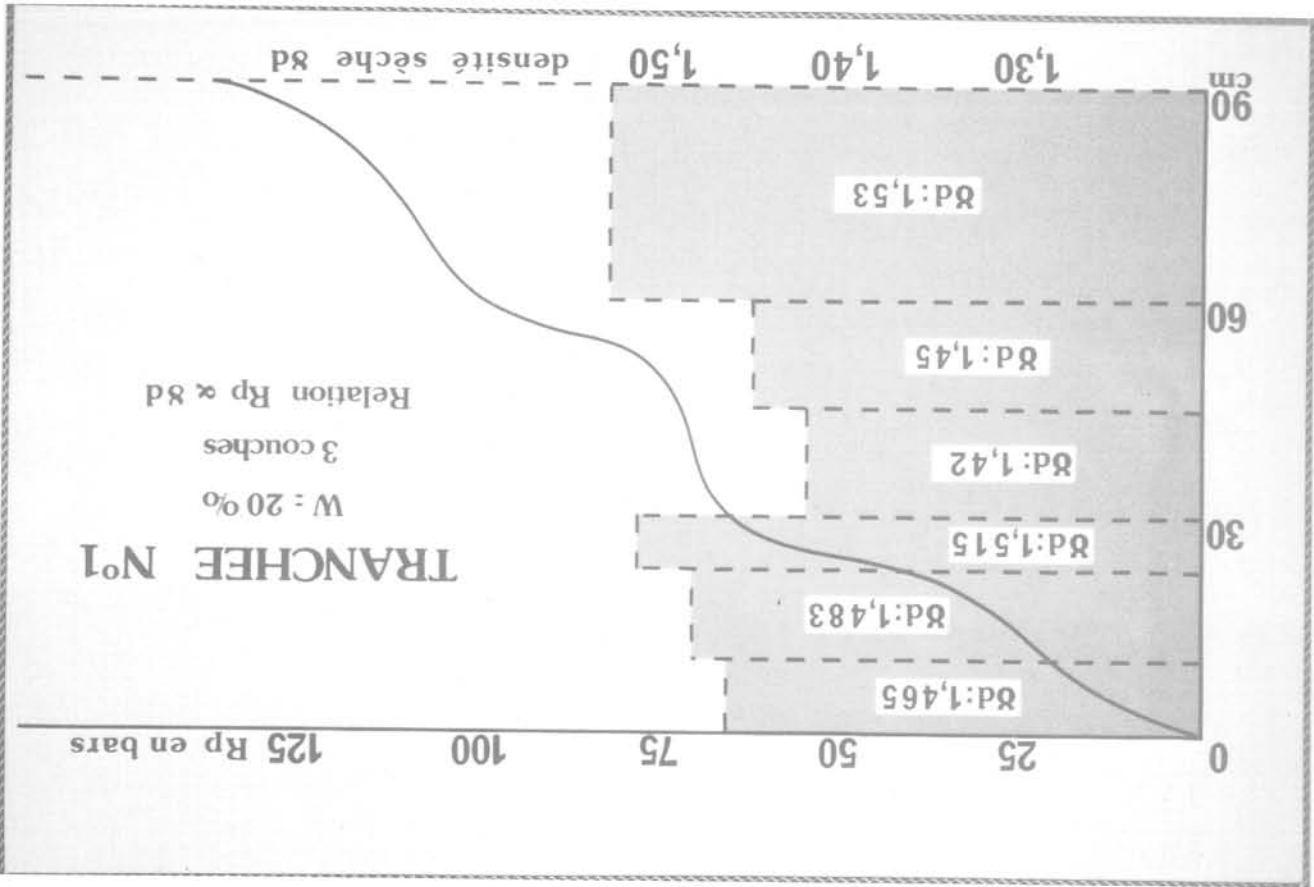
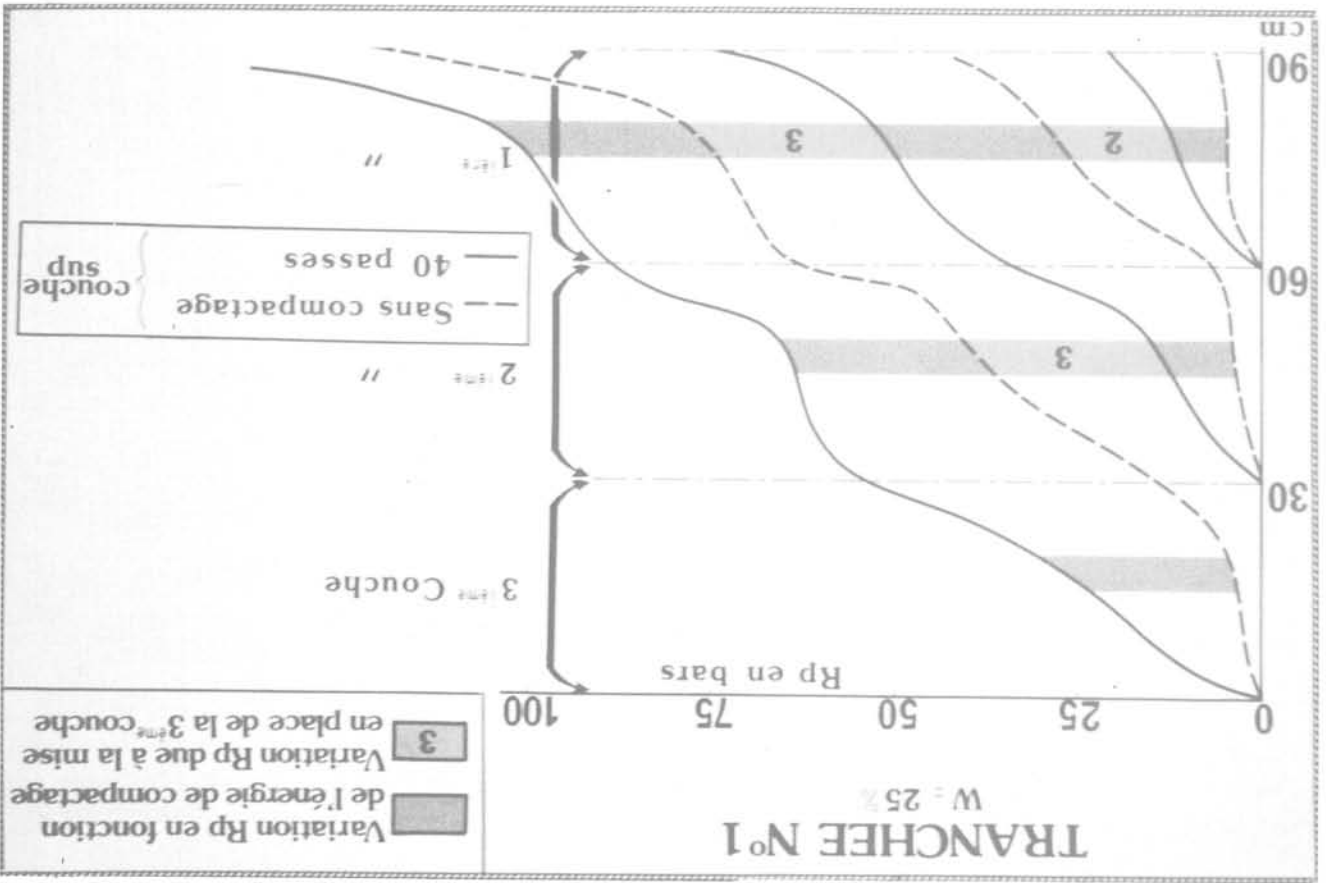


Fig. 16 Analyse de la variation de R_p



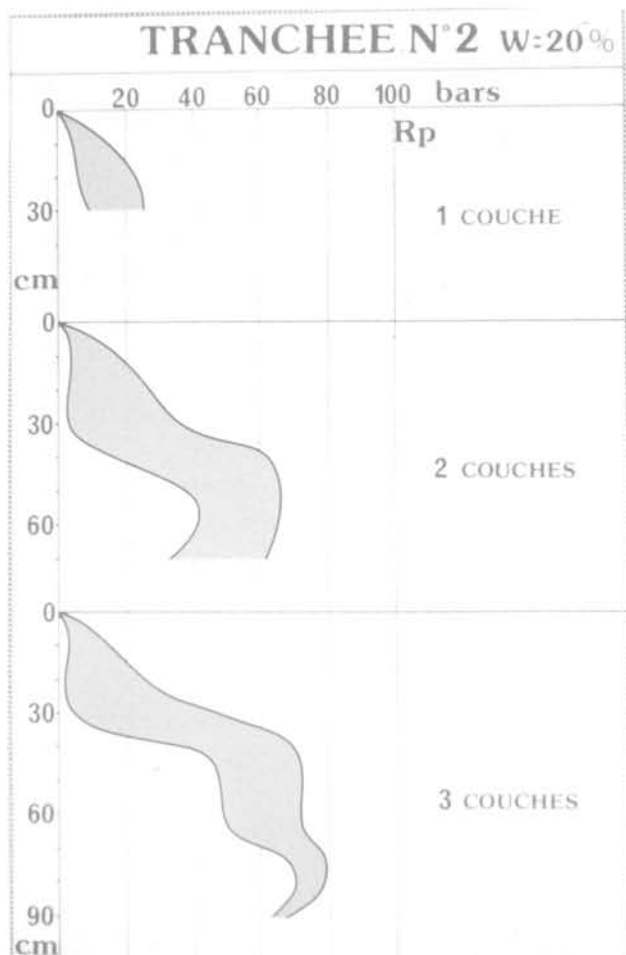


Fig. 18 Tranchée n°2. Variation de R_p pour une, deux et trois couches

Entre chaque série de compactage, 5 essais de pénétration sont réalisés, 3 au droit du bloc et 2 au droit des parties latérales.

Ensuite les points de même résistance sont reliés pour obtenir des courbes isobares (fig. 20). La figure 21 qui représente le cas "A", montre que la résistance de pointe croît jusqu'à 40 cm de profondeur environ (ce qui correspond au rayon d'action du compacteur utilisé), puis décroît avec la profondeur, quelle que soit l'énergie de compactage. Or, rappelons que la première série d'essais a établi que la résistance de pointe est toujours croissante quand le compactage se fait correctement par couches successives de 30 cm.

On remarquera également, et c'est là un résultat extrêmement important mis en évidence par nos essais, que la résistance de pointe est beaucoup plus faible au droit des parties latérales inférieures que dans la partie centrale au-dessus du bloc. De plus, on observe même des chutes de résistance qui traduisent l'existence de cavités dans les parties latérales au bloc quelle que soit l'énergie de compactage utilisée en surface.

En revanche, ces cavités disparaissent, ce qui était prévisible, dans les cas "B" et "C" (fig. 21). On a donc bien démontré la limite de l'efficacité du compacteur en profondeur en soulignant les zones de moindre résistance que constituent les parties latérales de la tranchée à sa base, de part et d'autre du bloc béton lorsque le remblaiement s'effectue complètement par simple déversement.

La figure 22 montre les résultats obtenus 30 jours plus tard, on constate quelle que soit la partie de la tranchée considérée que les variations de résistance de pointe au cours de cette période sont très faibles.



Fig. 19 Tranchée n°3. Bloc PTT

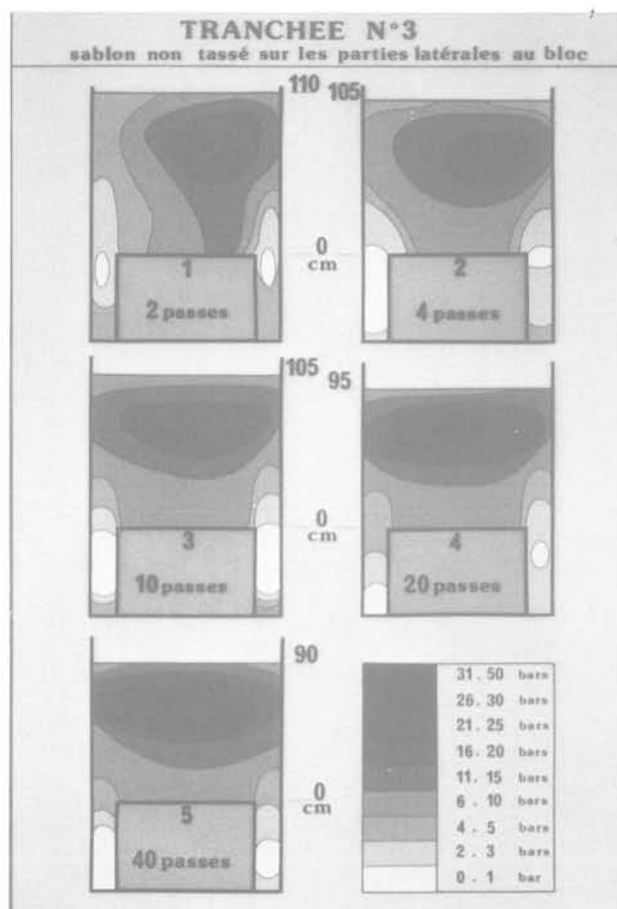


Fig. 20 Tranchée n°3. Courbes isobares obtenues après 2, 4, 10, 20 et 40 passes (sablons non tassés sur les parties latérales)

TRANCHEE N°3

comparaison des 3 types d'essais après 40 passes

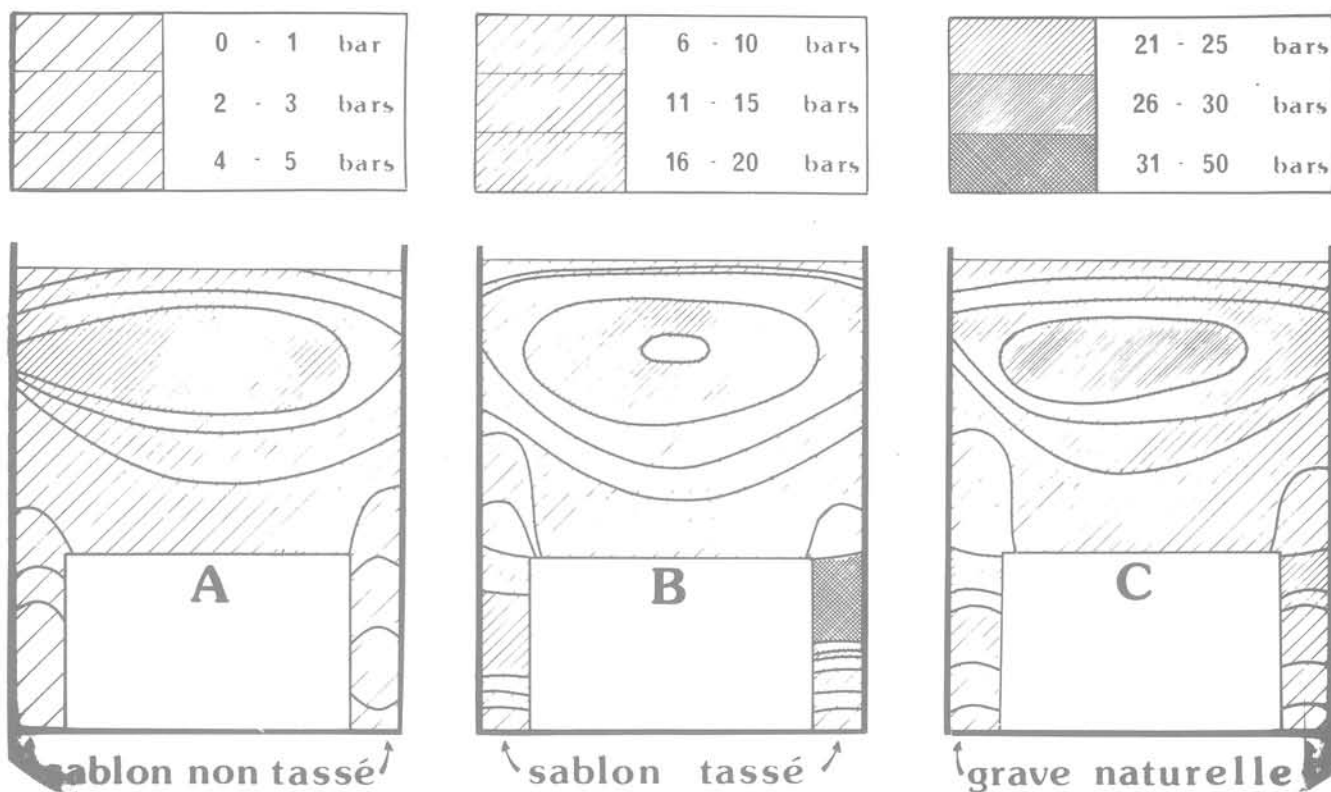


Fig. 21 Tranchée n°3. Courbes isobares comparatives après 40 passes

TRANCHEE N°3

vérification après trente jours

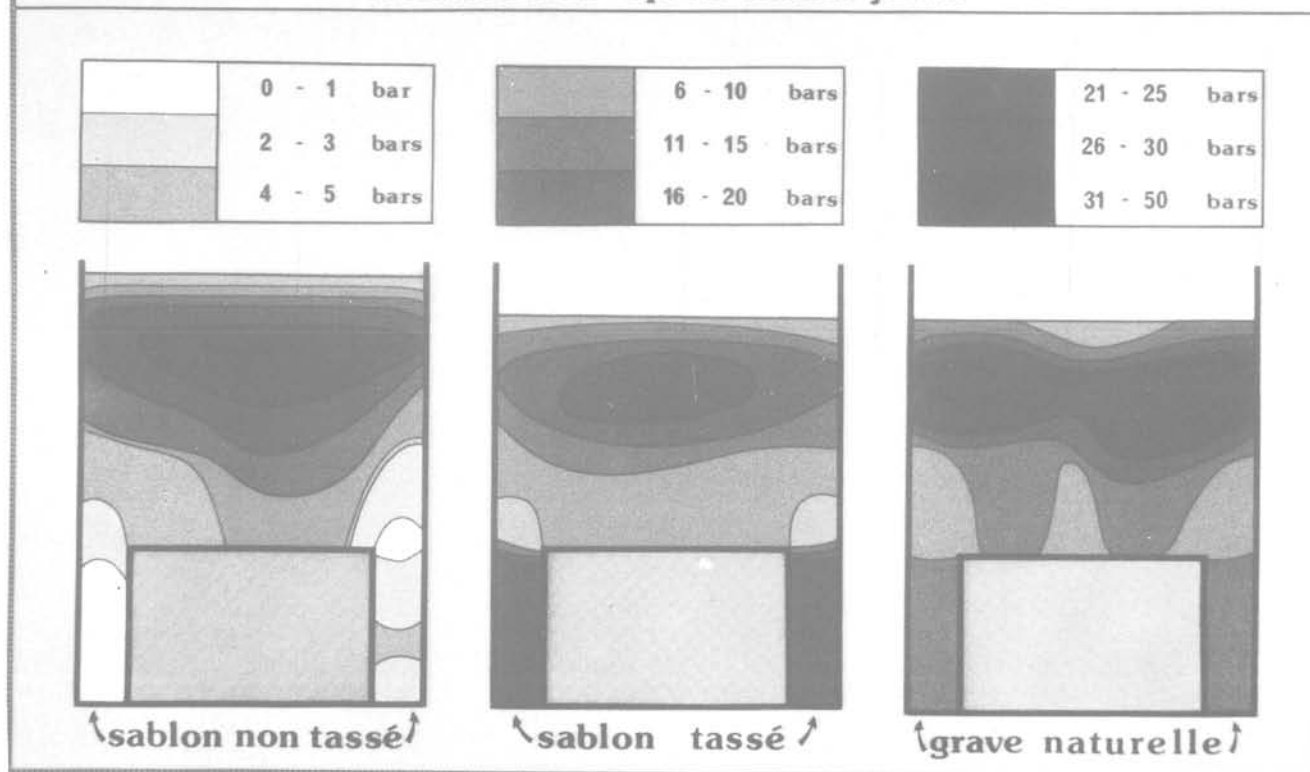
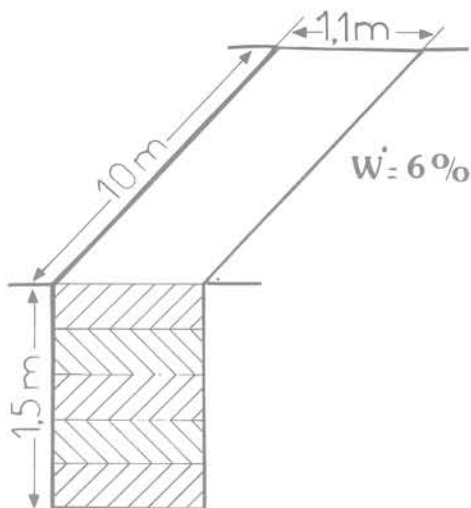


Fig. 22 Tranchée n°3. Isobares à 30 jours

3^{ème} SERIE D'ESSAIS

Tranchée N°4

Décembre 1978



Teneur en eau: $W = 6\%$
 Nb. de couches: $5 \times 30 \text{ cm}$
 Mise en place: chargeur

Fig. 23 3^{ème} série d'essais. Coupe de la tranchée n°4

3.5. Tranchées expérimentales de Décembre 1978

Après l'étude de la variation de la résistance de pointe en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage, il était intéressant d'analyser le cas de tranchées de plus grande profondeur et de confirmer l'absence d'évolution des caractéristiques du remblai sableux en fonction du temps. En conséquence, nous avons réalisé une tranchée de 1,50 m de profondeur (fig. 23), le sable ayant une teneur en eau naturelle de 6% a été mis en place par couches de 30 cm et compacté à l'aide du rouleau vibrant Duplex, utilisé lors de la série d'essais de Septembre 1978.

Les courbes obtenues (fig. 24) indiquent que la résistance de pointe augmente avec la profondeur puis tend pratiquement vers une asymptote verticale à partir d'une profondeur de 90 cm environ. Une vérification effectuée 20 jours plus tard montre que la résistance de pointe a très peu varié (fig. 25).

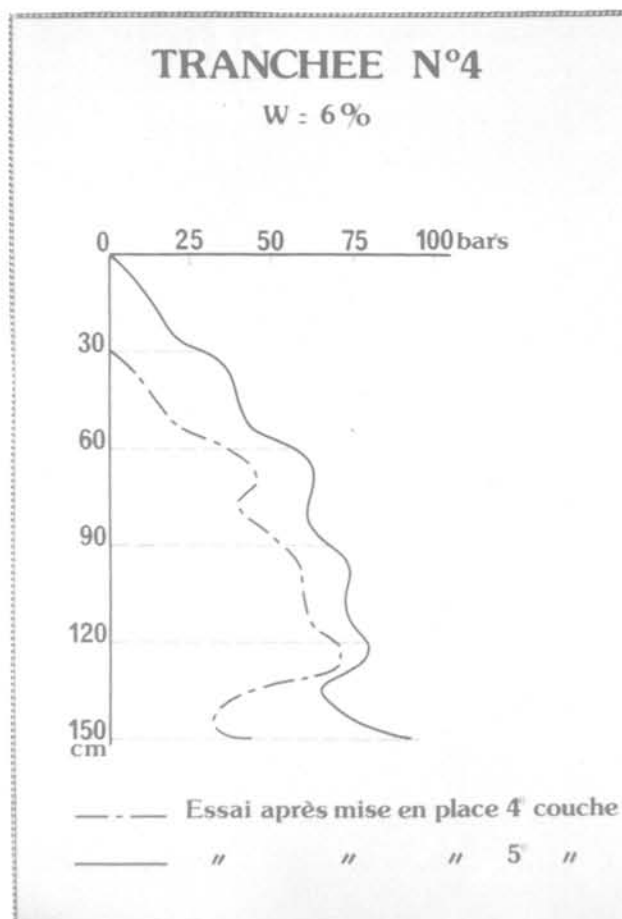


Fig. 24 Tranchée n°4. Variation de R_p après mise en place de la 4^{ème} et 5^{ème} couche

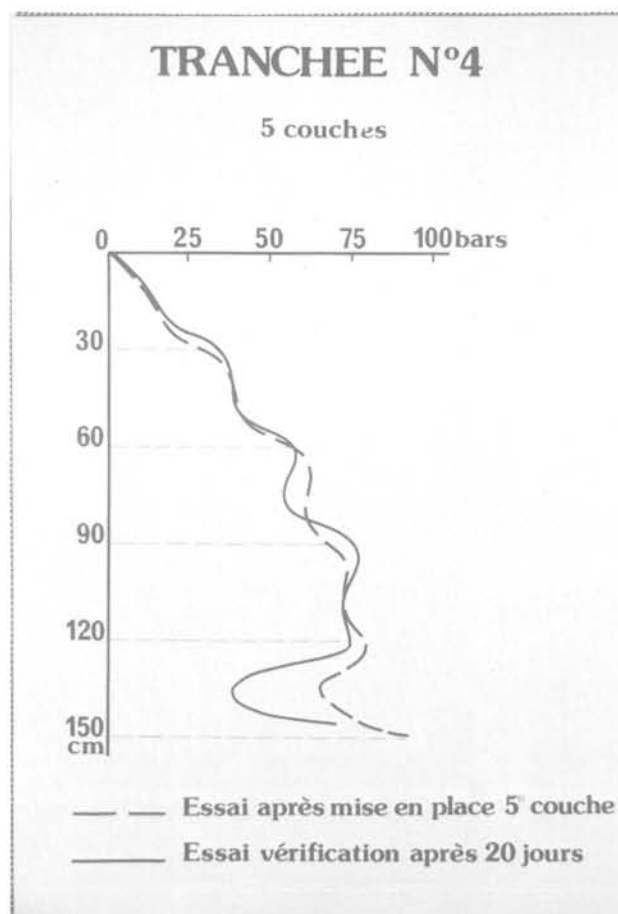


Fig. 25 Tranchée n°4. Vérification à 20 jours

Variation du % de γ_d en fonction de l'énergie de compactage

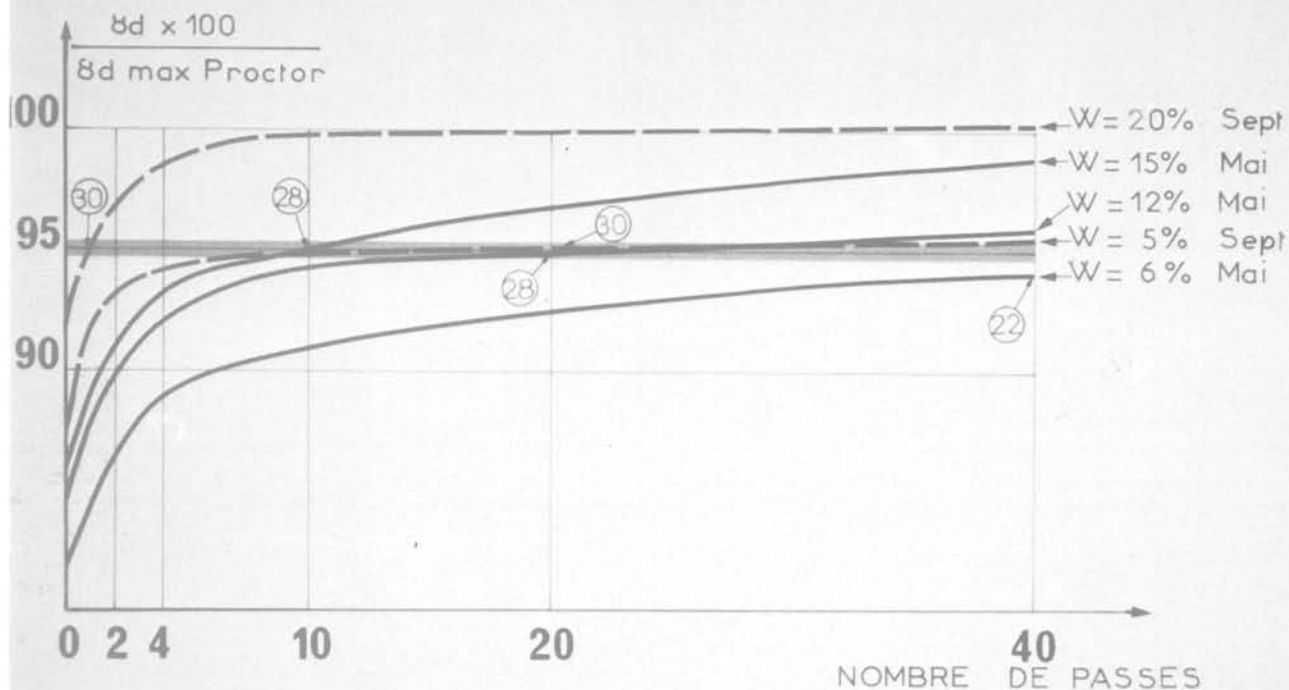


Fig. 26 Avec variation du pourcentage de γ_d en fonction de l'énergie de compactage

4 Conclusion

Les méthodes de contrôle traditionnelles sont tenues en échec lorsqu'elles doivent être appliquées aux tranchées de Télécommunications qui sont étroites et profondes. Lorsque le compactage des remblais est terminé, le contrôle par gammadensimètre nécessite, même pour des profondeurs peu importantes, de l'ordre du mètre, l'exécution de sondages manuels afin d'atteindre les couches sous-jacentes, ce qui enlève à cet appareil son avantage, sans compter la dépense supplémentaire entraînée par l'exécution des sondages préalables. Cet inconvénient n'existe pas lorsque le contrôle in situ s'effectue à l'aide du pénétromètre.

Les essais décrits ont mis en évidence les zones vulnérables des ouvrages souterrains P. et T., c'est-à-dire les parties latérales au bloc béton. Dans ces dernières, très difficiles d'accès, les méthodes de contrôle basées sur les mesures de densité ne peuvent absolument pas être appliquées. Elles sont donc incapables de détecter les cavités qui ont pu se former (fig. 6).

En revanche, le pénétromètre statique, que l'on peut utiliser aussi bien pendant les travaux que lors des opérations préalables à la réception, les décèle très facilement; on a même constaté, dans certains cas, une chute de la pointe sur toute la hauteur de la cavité.

Certains entrepreneurs ou bureaux d'études ont proposé, dans le passé, d'utiliser comme moyen de contrôle le pénétromètre dynamique [5] ou SPT (standard penetration test) [7]. Il importe de souligner que les essais dynamiques par pénétromètre ou SPT sont à exclure pour le contrôle du compactage des tranchées P. et T., en raison des risques de perforation, d'autant plus que celles-ci sont, le plus souvent en zone urbaine — dans des endroits très encombrés par divers réseaux.

Dans ces conditions, il apparaît que, sur le plan pratique, le pénétromètre statique est le mieux adapté aux contrôles de compactage conformément aux critères fixés ci-dessous. Par ailleurs, si l'on considère la méthode de contrôle préconisée sur un plan strictement économique, nous avons établi que les dépenses de fonctionnement et d'entretien sont, pour un même nombre d'interventions, très inférieures à celles occasionnées par un contrôle basé sur le gammadensimètre. On peut dire que le contrôle effectué avec un pénétromètre est 3 à 4 fois moins cher que celui réalisé avec un gammadensimètre.

De plus, il convient de signaler que les conditions de stockage de cet appareil ne permettent pas à un service des Télécommunications de s'affranchir de la tutelle d'un laboratoire extérieur; par contre, un véhicule doté d'un simple pénétromètre statique, comme celui actuellement existant à la Direction des Télécommunications de la Région de Paris Extra-Muros, confère à ce même service une réelle autonomie dans l'organisation et le déroulement de ses opérations de contrôle. Finalement, les essais réalisés en vraie grandeur, ont permis de combler une lacune sous l'angle des spécifications relatives aux travaux de construction des canalisations téléphoniques souterraines.

Sur la figure 26, a été porté le rapport de la densité sèche à la densité optimum Proctor, en fonction de trois paramètres : puissance du compacteur, nombre de passes du compacteur et teneur en eau. Les courbes obtenues montrent l'importance, d'une part du choix de l'engin de compactage et d'autre part, de la teneur en eau du matériau mis en place. Pour un sablon à teneur en eau optimale, on constate qu'après deux passes de compacteur lourd, la densité sèche atteint 95% de la densité optimale Proctor. En revanche, cette dernière n'est jamais atteinte, même après 40 passes, pour un sablon en teneur en eau naturelle compacté avec un rouleau vibrant léger type Duplex de 850 kg.

Les valeurs cerclées sont les résistances de pointe R_p à 30 cm de profondeur correspondant à 95% de la densité optimale. On remarque immédiatement que pour le sable à teneur en eau naturelle (5 ou 6%), on n'atteint jamais une densité de 95% de la densité maximale Proctor tant que R_p est inférieur à 2,5 M Pa. On notera même que pour $W = 5\%$ et un compacteur léger, R_p ne dépasse pas 2,2 M Pa et on n'atteint jamais les 95% du Proctor.

En revanche, dans tous les autres cas, à 30 cm, R_p est supérieur à 2,5 M Pa.

Est noté également un accroissement de résistance plus rapide avec le gros compacteur, ce qui peut permettre une économie quant au nombre de passes.

L'ensemble des investigations réalisées et des résultats obtenus, nous permet de présenter une méthode de compactage.

5 Proposition d'une méthode de compactage des tranchées

● les conditions préliminaires d'un bon compactage seront remplies lorsque seront réalisés conjointement :

- au préalable, compactage des parties latérales au bloc béton à l'aide d'une dame à main,
- mise en place du sable par couches de 30 cm avec humidification par arrosage rapide qui réduira le temps de compactage tout en facilitant la mise en œuvre du remblai (la teneur en eau devant être naturellement voisine le plus possible de l'optimum Proctor),
- Compactage par couches de 30 cm avec un engin approprié suffisamment puissant.

A cet égard, il conviendra de proscrire l'utilisation du rouleau lisse. Tout porte à croire, en effet, que les engins vibrants sont les mieux adaptés actuellement pour le sable en attendant la mise en service d'engins dont la conception tiendra mieux compte des particularités géométriques des tranchées.

● Les deux critères de réception qui assureront un compactage satisfaisant des sables de la Région Parisienne, sont :

- Une résistance de pointe R_p minimale de 2,5 M Pa à 30 cm de profondeur.
- Une variation de résistance de pointe qui ne doit jamais être décroissante lorsque la profondeur augmente.

Il est évident que les recherches effectuées et les résultats obtenus pour des tranchées du type P. et T. sont extrapolables aux autres types de tranchées, telles que celles des conduites d'eau ou de gaz, dont les caractéristiques sont voisines [6].

Les conclusions ainsi obtenues semblent très encourageantes et fournissent un moyen de contrôle du compactage efficace, rapide et peu coûteux, et, de surcroît ne pouvant donner lieu à aucune discussion avec les entreprises. En effet, les modalités du contrôle sont simples et les critères retenus sont faciles à obtenir lorsque le travail est effectué dans des conditions normales. Par contre, le refus de réception pourra être prononcé sans aucune difficulté si les valeurs prescrites par le Cahier des Charges pour R_p ne sont pas atteintes.

Ainsi, ces conclusions pratiques et réalistes conduisent à envisager prochainement d'autres séries d'essais dans deux directions différentes.

D'une part, rechercher les relations entre les mesures de résistance de pointe relevées dans certaines tranchées défectueuses assements observés sur ces dernières, d'une manière analogue aux corrélations qui ont déjà été proposées pour les fondations de bâtiments [3], [9] et [12].

D'autre part, il paraît souhaitable d'utiliser d'autres matériaux de remplissage que le sable de la Région Parisienne, par exemple des graves sableuses ou même le réemploi des matériaux naturels rencontrés lors de l'ouverture des tranchées. Pour chaque type de matériau utilisé comme remblai, ces recherches auront pour objectif de fixer les valeurs minimales de la résistance de pointe qui devront être fixées contractuellement comme les minima à atteindre pour que les travaux puissent être réceptionnés sans aléas.

Références Bibliographiques

- [1] BONNIFET R., BERENGUER R. (juin 1977) — *Le contrôle des Travaux de Lignes*. D.R.T de Paris Extra-Muros. Direction Régionale des Télécommunications de Paris Extra-Muros.
- [2] COSTET J. et SANGLERAT G. (1975) — "*Cours pratique de Mécanique des sols*" — Tome 1 : Plasticité et calculs des tassements. Tome 2 : Calculs des ouvrages.
- [3] GIELLY J., LAREAL P. et SANGLERAT G. (1969) — "*Correlation between in situ penetrometer tests and compressibility characteristics of soils*" Conference on in situ investigations in soils and rock. London pp. 167-172.
- [4] MASCARELLI J.P. et SECHET B. (1975) — "*Contrôle du compactage au pénétromètre statique*". Revue Ingénierie Paris N° 44 - pp. 43-49.
- [5] LAREAL P., SANGLERAT G. et GIELLY J. (1976) — "*Comparaison des essais de pénétration effectués avec différents pénétromètres statiques ou dynamiques*". Annales I.T.B.T.P. - Paris juin N° 340 - pp. 15-24.
- [6] OGEZ (1979) — "*Les sols et la pose de canalisations gaz*". Revue construction - Paris - février N° 11 - pp. 25 à 34.
- [7] SANGLERAT G. (1972) — "*The penetrometer and soil exploration*". Elsevier, Amsterdam - 464 pages (deuxième édition en 1979).
- [8] SANGLERAT G. (1974) — "*State of the Art in France*". Symposium on penetration Testing. Stockholm Vol. 1, pp. 47-58 Annales I.T.B.T.P. 1976 - N° 340 - pp. 5-14.
- [9] SANGLERAT G., GIELLY J., LAREAL P. et CHAPEAU C. (1972) — "*Le pénétromètre statique et la compressibilité des sols*". Annales I.T.B.T.P. - N° 298 - Octobre - Série SF/92.
- [10] SANGLERAT G., TRAN VO NHIEM, SEJOURNE M. et ANDINA R. (1976) — "*Classification directe des sols à l'aide du pénétromètre statique avec manchon de mesure de frottement latéral*". Annales I.T.B.T.P. - Paris - juin N° 340 - pp. 25-30.
- [11] SANGLERAT G., OLIVARI G. et CAMBOU B. (1979) — "*Problèmes pratiques de Mécanique des sols et de Fondations*" Dunod - Bordas - Paris (Tome I et Tome II).
- [12] SCHMERTMANN J.H. (1970) — "*Static cone to compute static settlement over sand*" Proceedings A.S.C.E. Journal of the soil mechanics and Foundation - Division SM 3 - Paper 7 302.
- [13] *Spécifications applicables aux travaux de lignes souterraines de Télécommunications*. Postes et Télécommunications (1979) - pp. 10 à 16.

méthode de prévision des pressions interstitielles

par

M. Boulon

Maître Assistant

F. Darve

Maître Assistant

E. Flavigny

Assistant

M. Forgue

Chercheur

Institut de Mécanique
Université Scientifique et Médicale de Grenoble

Conférence devant le Comité Français de la mécanique des sols et des fondations, le 19 février 1979.

Introduction

Deux classes d'essais triaxiaux sont utilisés par les laboratoires d'essais de Mécanique des Sols : les essais drainés et les essais non-drainés. Dans les premiers la phase liquide est libre de se mouvoir par rapport au squelette solide, tandis que dans les seconds on a un *couplage* entre phase liquide et phase solide et création d'une pression interstitielle : on impose alors une sollicitation mécanique mixte en obligeant la phase liquide et la phase solide à réagir ensemble. Dans le cas où il est parfaitement saturé, le sol devient incompressible : nous nous restreindrons à ce cas.

L'exploitation des essais C.U. (pour « consolidated-undrained », selon la terminologie habituelle) se fait généralement en *contraintes effectives* c'est-à-dire en écrivant :

$$\begin{cases} \sigma'_n = \sigma_n - u \\ \tau' = \tau \end{cases}$$

qui traduit le principe de Terzaghi. On peut ainsi déterminer C' et Φ' cohésion et angle de frottement effectifs, qui sont voisins des cohésion et angle de frottement mesurés sur chemins drainés.

Pour les matériaux argileux, les essais C.U., plus rapides à effectuer sont généralement préférés aux essais C.D. (« consolidated drained »). Au contraire, les essais C.U. sur sables sont plus rarement réalisés sauf lorsque l'on s'intéresse à l'étude de la liquéfaction. Cependant les véritables propriétés d'un sol sont celles mesurées sur chemin drainé comme le note Kérisel [15]

C'est à partir d'une loi rhéologique incrémentale déterminée sur chemin drainé, aussi bien pour matériaux sableux qu'argileux, et dont nous rappelons les principaux traits dans la première partie que nous simulerons le comportement sur chemin non-drainé de sables et argiles en homogène (essai triaxial) et hétérogène (ouvrages). Des simulations de ce type ont été réalisées avec d'autres lois rhéologiques : les résultats donnés par l'élasticité linéaire sont classiques en homogène ; Lade [16] et Matsuoka [19] fournissent des exemples comparables aux nôtres de

passages de propriétés mécaniques drainées aux propriétés mécaniques non-drainées. En hétérogène (champ de pressions interstitielles hétérogène), les calculs réalisés rigoureusement en contraintes effectives avec propriétés mécaniques intergranulaires sont très peu nombreux.

La première partie de cet article concerne les résultats obtenus en champ homogène, tandis que la seconde partie se rapporte aux champs hétérogènes.

1 Utilisation de la loi rhéologique en laboratoire

1.1 La loi rhéologique utilisée

Soit F la fonction décrivant les propriétés mécaniques incrémentales d'un échantillon de sol à l'instant actuel. Cette fonction F dépend de l'histoire antérieure du matériau et relie, à l'instant actuel, la petite déformation pure $d\epsilon$, l'incrément de contrainte $d\sigma$ (pris en axes co-rotationnels) et l'incrément de temps dt :

$$F(d\epsilon, d\sigma, dt) = 0$$

Pour un matériau, comme le sol, comportant des irréversibilités plastiques, nous savons bien que cette fonction F n'est pas linéaire. Restreignons cette étude au cas des matériaux non-visqueux (l'incrément de temps n'intervient plus) et considérons : $d\epsilon = G(d\sigma)$. La fonction G est homogène, d'ordre 1, en $d\sigma$, (par indépendance du comportement par rapport aux vitesses de sollicitation), mais elle n'est pas linéaire puisque $G(-d\sigma)$ n'est pas égal à $-G(d\sigma)$ du fait de l'existence de déformations irréversibles. Cette *non-linéarité* est particulièrement importante à décrire, puisque c'est elle qui permet de prendre en compte fondamentalement le comportement plastique.

Historiquement, les premières tentatives pour décrire cette non-linéarité ont consisté à prendre deux fonctions linéaires distinctes G_1 et G_2 suivant que la sollicitation incrémentale appartenait à un domaine ou un autre. C'est par exemple le cas, à la fois des modèles élastiques bilinéaires (Duncan, Chang [11]) et des lois élasto-plastiques classiques (Nayak, Zienkiewicz [24]) qui distinguent G_1 de G_2 par un critère de charge-décharge ou de dissipation positive ou négative. Il nous semble que l'introduction récente d'un double potentiel plastique (Maier et Hueckel [18], Lade [17]) ou d'une règle d'écoulement plastique variant avec le chemin de sollicitation suivi (Mroz [23],

Prevost [26]) ne lève que partiellement les problèmes soulevés par la description de la non-linéarité incrémentale par uniquement deux déterminations G_1 et G_2 , même si ces développements améliorent la souplesse de l'élasto-plasticité traditionnelle.

Il paraît nécessaire à la fois pour des raisons physiques et pour une utilisation numérique plus commode dans des programmes « éléments finis » de décrire cette non-linéarité de manière continue.

La loi rhéologique, que nous avons nous-mêmes développée (nous l'appellerons le modèle Linol : Loi Incrémentale Non-Linéaire), était caractérisée dans sa forme initiale (Darve [7], Boulon et al [2]) par une matrice M symétrique ($d\epsilon = M d\sigma$) pouvant prendre 8 déterminations différentes suivant la direction de la sollicitation incrémentale (Linol - S). Pour rendre la loi continue au passage d'une détermination à une autre, nous avons été amenés à considérer une matrice M non-symétrique (Darve et al [9]) (Linol - N.S.) puis à généraliser nos formulations des sables aux argiles (Flavigny [12], Darve et al [10]) (Linol - N.S.A.), enfin à prendre en compte un terme visqueux (Darve [7], Vuailat [30]) (Linol - N.S., A.V.).

Le dernier développement (Chambon et al [4]) porte sur l'introduction d'une variation continue de la matrice M avec la direction de la sollicitation incrémentale (Linol - N.S.C.).

Dans cet article, les résultats concernant les calculs d'essais homogènes utilisent le modèle Linol - N.S., tandis que les calculs menés avec la méthode des éléments finis font appel à Linol - S qui nécessite pour être utilisé l'adjonction de deux algorithmes : l'un de prévision de la zone tensorielle de fonctionnement, et le second de passage à l'état non-drainé. Le lecteur trouvera ces différentes lois explicitées dans les références citées précédemment. Nous nous bornerons ici à un rappel très succinct de Linol - N.S.

Partant de la formulation générale : $d\epsilon_\alpha = M_{\alpha\beta} d\sigma_\beta$ ($\alpha, \beta = 1, \dots, 6$) nous faisons deux hypothèses :

1 - l'anisotropie induite par le chemin de sollicitation antérieur est approchée comme étant de l'orthotropie. La loi incrémentale est donc supposée orthotrope

2 - la non-linéarité incrémentale est décrite par 8 déterminations distinctes pour la matrice M , associées à 8 « zones tensorielles » dans l'espace des incréments de contrainte, ces 8 zones étant constituées par les 8 huitièmes d'espace batis sur les trois vecteurs orthogonaux portant $d\sigma_{11}$, $d\sigma_{22}$ et $d\sigma_{33}$. Ces 8 applications linéaires sont alors entièrement définies par la connaissance du comportement du matériau sur les 6 demi-axes ($\pm d\sigma_{11}$, $d\sigma_{22} = 0$, $d\sigma_{33} = 0$), ($d\sigma_{11} = 0$, $\pm d\sigma_{22}$, $d\sigma_{33} = 0$), ($d\sigma_{11} = 0$, $d\sigma_{22} = 0$, $\pm d\sigma_{33}$).

La loi prend la forme suivante :

$$\begin{bmatrix} d\epsilon_{11} \\ d\epsilon_{22} \\ d\epsilon_{33} \\ d\epsilon_{23} \\ d\epsilon_{31} \\ d\epsilon_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/U_1 & -V_1^1/U_2 & -V_3^1/U_3 & 0 & 0 & 0 \\ -V_1^2/U_1 & 1/U_2 & -V_3^2/U_3 & 0 & 0 & 0 \\ -V_1^3/U_1 & -V_2^3/U_2 & 1/U_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\sigma_{33} \\ d\sigma_{23} \\ d\sigma_{31} \\ d\sigma_{12} \end{bmatrix}$$

où : $U_k = \left(\frac{\partial f}{\partial \epsilon_k} \right)_{\sigma_j, \sigma_l \text{ constants}}$

$$V_k^j = - \left(\frac{\partial g}{\partial \epsilon_k} \right)_{\sigma_j, \sigma_l} \quad V_k^l = - \left(\frac{\partial h}{\partial \epsilon_k} \right)_{\sigma_j, \sigma_l}$$

avec : $\sigma_k = f(\epsilon_k, \sigma_j, \sigma_l)$; $\epsilon_j = g(\epsilon_k, \sigma_j, \sigma_l)$; $\epsilon_l = h(\epsilon_k, \sigma_j, \sigma_l)$

(σ_j et σ_l constants) ($k, j, l = 1, 2, 3$; $k \neq j \neq l$),

$$\text{enfin : } G_1 = \frac{\sqrt{(U_2)^2 + (U_3)^2}}{U_2 U_3 \sqrt{2}} + \frac{U_2(V_3^2 - 1) + U_3(V_2^3 - 1)}{4U_2 U_3}$$

G_2 et G_3 se déduisant de G_1 par permutation circulaire sur les indices.

Nous nous donnons les 3 familles de fonctions f, g, h , en compression ($U_k d\sigma_{kk} > 0$) et en extension ($U_k d\sigma_{kk} < 0$), sous forme analytique explicite, à caler sur les courbes expérimentales du sol considéré (ce calage fournit les paramètres du sol).

Il reste à vérifier la condition essentielle de continuité au passage d'une zone à une zone adjacente : sur la matrice le changement de zone se traduit par la modification des trois termes d'une colonne, mais précisément de la colonne qui, pour le calcul de l'incrément de réponse, est multipliée par l'élément du vecteur incrément de contrainte qui s'annule au changement de zone. La continuité est ainsi assurée dans le cas d'une matrice M non-symétrique.

Pour prévoir le comportement d'un échantillon de sol pendant un essai triaxial de révolution non drainé, nous avons en champ homogène :

$$\begin{aligned} d\epsilon_2 &= d\epsilon_3 \\ d\sigma'_2 &= d\sigma'_3 \end{aligned} \quad (1)$$

Si nous nous plaçons dans le cadre d'un essai sur un échantillon parfaitement saturé, on peut écrire la non-variation de volume :

$$d\epsilon_1 + 2d\epsilon_3 = d\epsilon_v = 0 \quad (2)$$

La condition (2) peut être modifiée pour tenir compte d'une légère variation de volume au cours de l'essai, due soit à une saturation imparfaite soit à la variation de volume introduite par la capote entourant l'échantillon (cf Flavigny [12]).

Si l'on se fixe arbitrairement la valeur de l'incrément de déformation axiale $d\epsilon_1$, la condition (2) fournit $d\epsilon_3$, incrément de déformation latérale. La résolution de

$$d\epsilon_\alpha = M_{\alpha\beta} d\sigma_\beta \quad (4)$$

permet alors de calculer les incréments de contraintes intergranulaires $d\sigma_1$ et $d\sigma_3$.

Pour un essai triaxial classique de compression, σ_3 contrainte latérale totale est fixe et l'on a

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad (5)$$

où u représente la pression interstitielle.

Par conséquent :

$$d\sigma_3 = -du \quad (6)$$

La relation (6) permet alors le calcul de la pression interstitielle.

Il faut noter que l'on ne simule pas en fait un essai triaxial « non drainé » classique mais un essai « à pression interstitielle nulle » : les deux essais sont équivalents et l'on trouve par exemple chez Mir Emerati [21] ou Anquetil [1] une comparaison des deux types d'essais.

Pour présenter les résultats de cette intégration de la loi rhéologique incrémentale nous fournirons sur chaque exemple trois figures a, b, c :

La figure a sera une courbe « effort-déformation » : $\sigma_1 - \sigma_3$ fonction de ϵ_1 .

La figure b sera la réponse en pression interstitielle. Enfin la figure c sera le chemin de contrainte effective (généralement dans le plan

$$p = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3 :$$

ce chemin se termine sur la surface limite de plasticité.

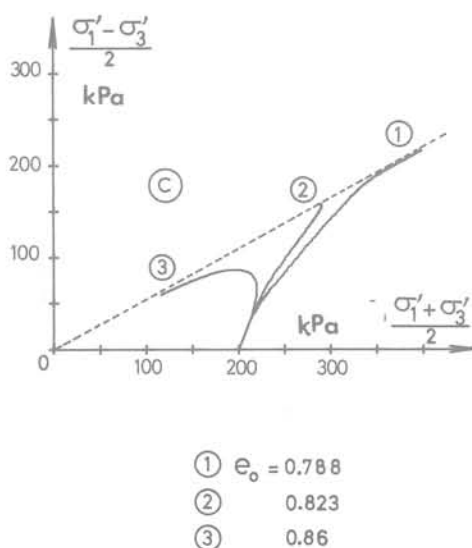
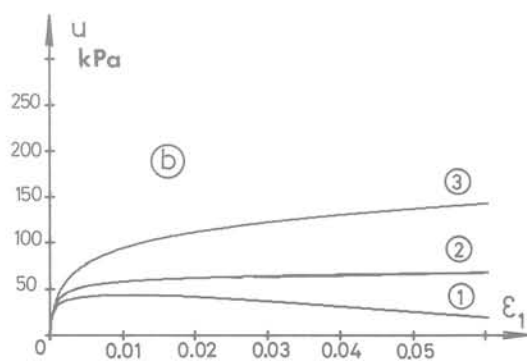
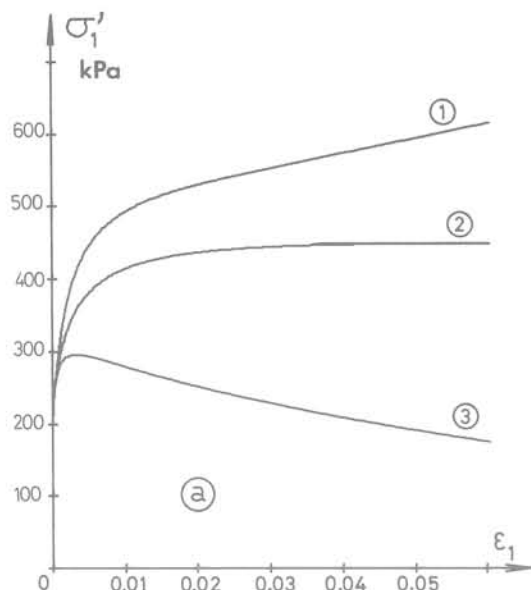


Fig. 1-1 Simulation d'un essai C.U. sur le sable de Monterey

1.2 L'essai consolidé non-drainé sur sable

Dans l'essai C.U. sur sable, l'échantillon est préparé à un indice des vides donné puis saturé. Après consolidation sous la pression d'écrasement le drainage est fermé et l'échantillon écrasé : ce chemin est moins employé que le chemin drainé.

La figure (1.1 a, b, c) présente les résultats de simulation numérique sur le sable de Monterey pour lequel la détermination de la loi rhéologique avait été faite par Darve et al [8].

Les courbes notées 1 correspondent à l'indice des vides de 0,78 : le sable pour la pression latérale choisie est légèrement dilatant et le chemin de contrainte obtenu remonte la surface limite : ceci correspond à une pression interstitielle qui décroît. Notons que sur ce type de chemin — et dans le domaine de déformation étudié — le critère $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ est réalisé *sans que* l'écoulement plastique du matériau ne soit atteint : l'état de contrainte continue à évoluer.

Les courbes notées 2 sont celles d'un sable lâche pour lequel l'écoulement plastique du matériau est atteint.

Enfin les courbes 3 correspondent au sable le plus lâche : dans ce cas on note un pic (fig. 1.1 a) qui n'existe pas sur chemin drainé. La surface de plasticité $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ est atteinte après ce pic $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$.

A titre de comparaison nous présentons en figure (1.2) une série d'essais triaxiaux C.U. réalisés par Boutwell [3] et que nous avons retracés dans le plan (p, q) : les différentes formes de chemins observés sur la figure (1.1 c) se retrouvent là aussi, notamment les chemins de contrainte correspondant aux indices des vides $e_o = 0,78$ et $e_o = 0,93$ qui sont analogues aux chemins 1 et 3 de la figure (1.1 c).

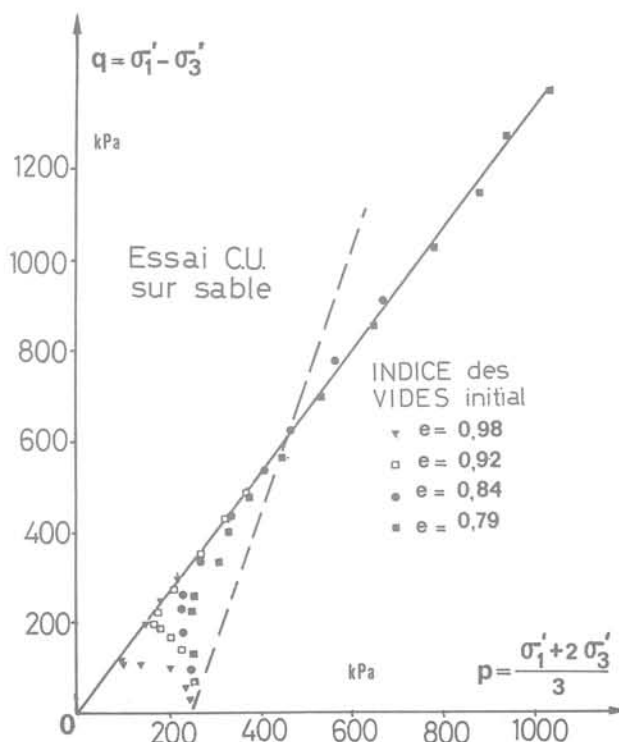


Fig. 1-2 Essais non-drainés (d'après Boutwell)

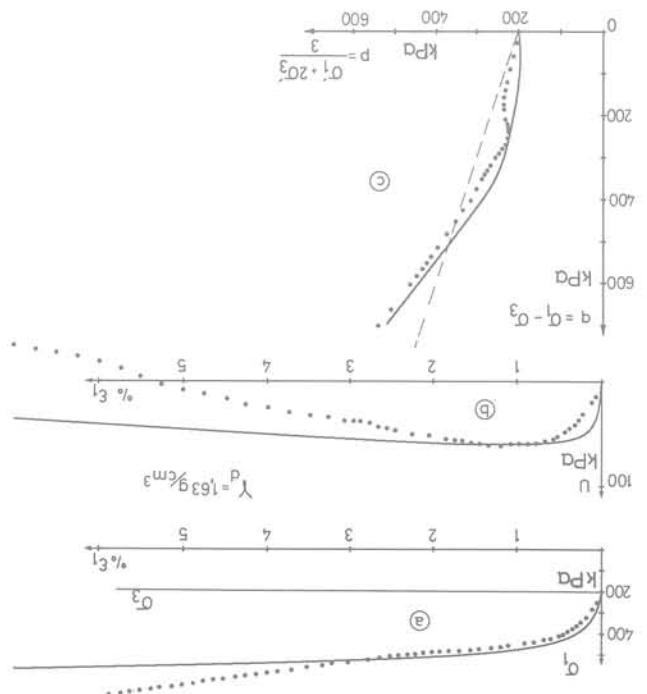
La détermination de la loi incrémentale (Loi Linol N.S.A.) de l'argile de La Roche Chalais a été effectuée aussi à partir d'essais drainés et est exposée par ailleurs (cf Flavigny [12] et Darve et al [11]) ; nous ne présenterons ici que la comparaison entre des essais C.U. de compression et d'extension et la simulation numérique qui peut en être faite avec la loi Linol N.S.A.

1.3 L'Essai consolidé non-drainé sur argile

a) Il n'y a eu aucun « calage » entre essai drainé et essai non-drainé
b) l'effet de la membrane (cf. Flavigny [12]) peut fausser la réponse en pression interstitielle
c) la diminution de la pression interstitielle qui se produit avec la remontée de la surface limite cause une désaturation progressive de l'échantillon (qui peut à l'extrême s'accompagner de la cavitation lorsque la pression interstitielle devient inférieure à 0,80 kPa).

Sur le sable d'Hostun, la figure (1.3 a, b, c) présente une comparaison entre les résultats d'un essai non-drainé (points expérimentaux) et la prédiction qui en a été faite à partir de la loi rhéologique drainée. Il faut noter que les essais drainés avaient été faits avec du sable sec sur l'appareil « Phogadense » qui permet la mesure locale de densité tandis que l'essai non-drainé a été effectué sur un appareillage classique : la concordance obtenue est bonne bien qu'il faille remarquer que la décroissance prévue de la pression interstitielle est trop faible (fig. 1.3, b). Les chemins de contraintes obtenus (fig. 1.3, c) remontent tous deux la surface limite de plasticité : à la masse volumique sèche de 1,63 g/cm³, ce sable est dilatat. En début d'essai la pression interstitielle prévue est plus faible que celle mesurée : il y a peut-être en début d'essai un mauvais centrage de l'échantillon. De plus les conditions aux limites dans les deux essais étaient légèrement différentes : l'appareil « Phogadense » était muni de rotules en tête et en pied tandis que l'appareillage classique n'en possédait pas. Les résultats obtenus montrent que l'on peut prévoir la pression interstitielle lors d'un écrasement C.U. sur sable et mériter les remarques suivantes :

Fig. 1-3 Essai non-drainé sur le sable d'Hostun (points expérimentaux et courbes calculées)



1.4 Conclusion

La comparaison entre essais drainés et non-drainés a été effectuée sur des matériaux sableux et argileux avec une loi incrémentale non-linéaire (Loi Linol N.S.A.). Il est possible avec ce type de loi de prévoir la pression interstitielle qui se développe lorsque les conditions d'essais imposent le non-drainage de l'échantillon. Enfin cette loi permet de simuler des cycles non drainés.

2 Calcul de la pression interstitielle dans les ouvrages, en condition saturée non drainée

Pour le numérique, « ouvrage » est synonyme de champs de contraintes et de déformations *hétérogènes*, par opposition aux champs *homogènes*, censés exister uniquement dans les essais triaxiaux « correctement » *antifrétes* (ce qui doit être rare !).

2.1 Les équations de base régissant la physique du phénomène

Le développement des pressions interstitielles dans un solide poreux saturé peu perméable vis-à-vis de la vitesse des sollicitations qui lui sont appliquées, est dû au *couplage de volume* qui existe entre la squelette et le fluide. À ce titre, ce sont les *propriétés mécaniques inter-granulaires* du squelette qui interviennent, et non pas de quelconques « caractéristiques mécaniques non drainées équivalentes » : d'ailleurs ces caractéristiques équivalentes ne peuvent être déterminées que dans des cas très particuliers.

2.1.1 Les inconnues (cf. fig. 2.1)

Soit (Ω) le domaine occupé par le solide et le fluide interstitiel, de frontière commune (Γ). Nous supposons le couplage potentiel limité à la partie (ω) de (Ω) — physique — représentée une zone au sein de laquelle la perméabilité serait très faible, tandis que celle de ($\Omega - \omega$) serait très forte vis-à-vis de la vitesse de sollicitation. Pour chaque incrément linéaire de sollicitation, les

La simulation d'essais non-drainés sur d'autres argiles ne conduit pas à ce résultat. Les chemins de contraintes effectives obtenus sont étonnamment linéaires (conduisant à une valeur du coefficient A constante lors de l'écrasement). Notons que l'inverse était observé sur les figures (1.3 a) et (1.3 b). En extension les variations de pression interstitielle sont très faibles, en accord avec de très faibles variations de volumes sur chemins drainés. L'angle de frottement effectif en extension est supérieur à celui en compression, ce qui se traduit dans le diagramme (p, q) de la figure (1.4 c) par une valeur du coefficient M de plasticité

$$q = Mp$$

La figure (1.4 a, b, c) compare alors les courbes théoriques rigues obtenues par intégration de la loi, avec les points expérimentaux mesurés dans trois essais consolidés non-drainés : deux essais sont de compression sous consolidation de 200 et 400 kPa (notés C.U. 2 et C.U. 4), un essai est fait en extension (E.U. 4). Les valeurs théoriques (trait continu) obtenues par intégration de la loi sont plus faibles que les valeurs expérimentales (points). Nous que l'inverse était observé sur les figures (1.3 a) et (1.3 b). En extension les variations de pression interstitielle sont très faibles, en accord avec de très faibles variations de volumes sur chemins drainés. L'angle de frottement effectif en extension est supérieur à celui en compression, ce qui se traduit dans le diagramme (p, q) de la figure (1.4 c) par une valeur du coefficient M de plasticité

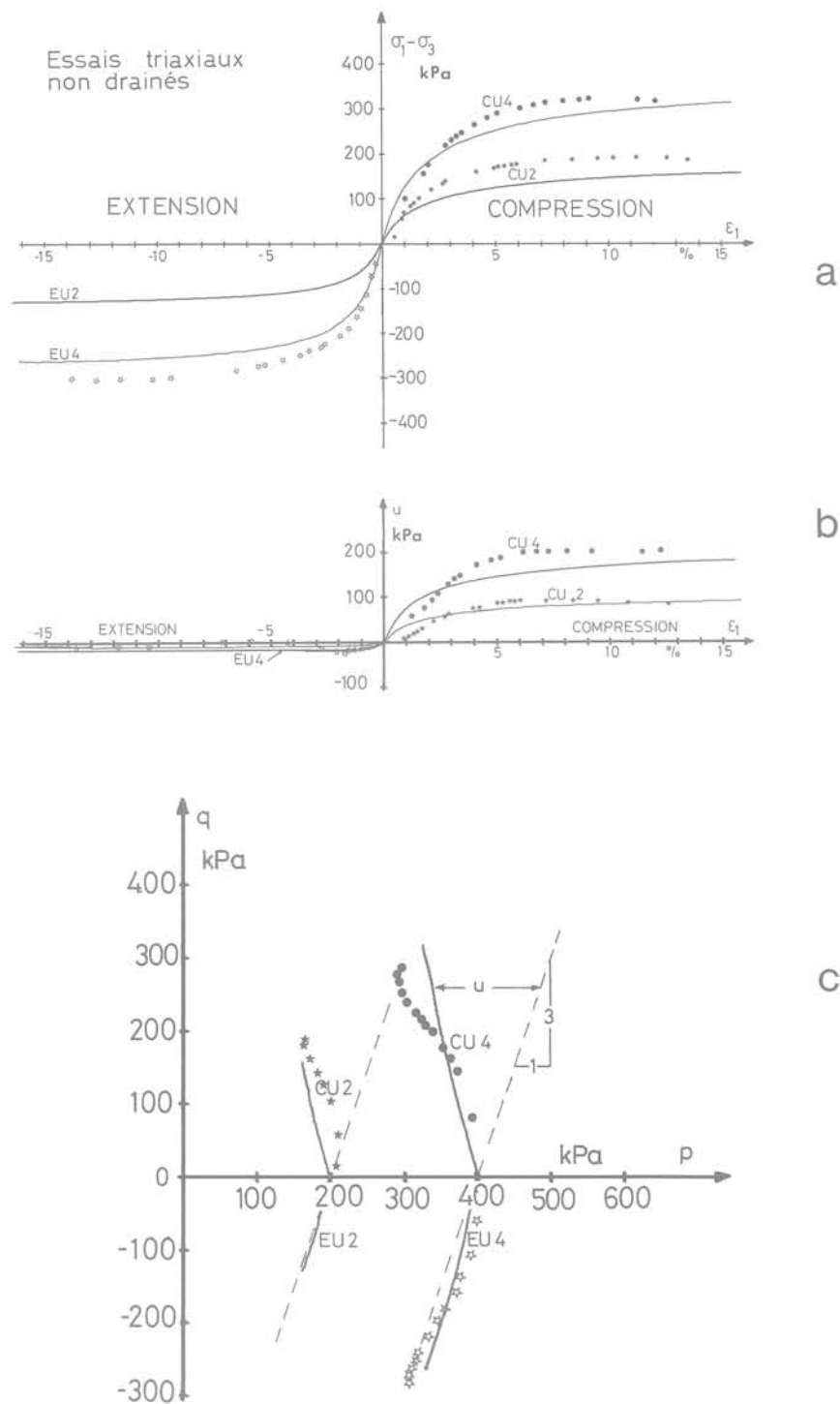


Fig. 1-4 Essais non-drainés sur l'argile de La Roche Chalais (points expérimentaux et courbes calculées)

inconnues en chaque point de (Ω) sont :

— le vecteur incrément de déplacement

$$U(u_i; i = 1, 2, 3)$$

— et le tenseur incrément de déformation qui en découle

$$\varepsilon_{ij}(i, j = 1, 2, 3)$$

— le tenseur incrément de contraintes intergranulaires

$$\sigma_{ij}(i, j = 1, 2, 3)$$

— l'incrément de pression interstitielle p

Ces inconnues sont reliées entre elles par deux groupes d'équations

— les équations classiques de la *mécanique des milieux continus* d'une part,

— et les équations de *couplage* d'autre part.

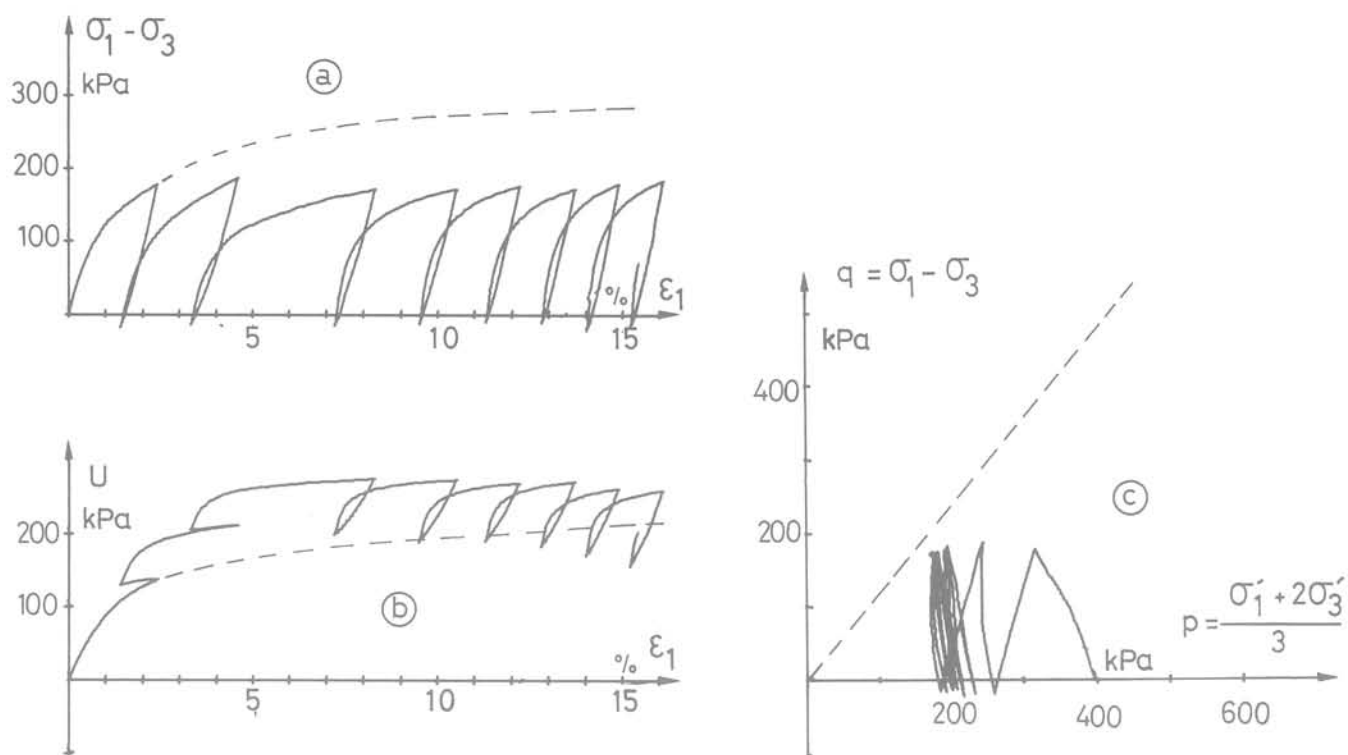


Fig. 1-5 Simulation de sollicitations cycliques sur l'argile de La Roche Chalais

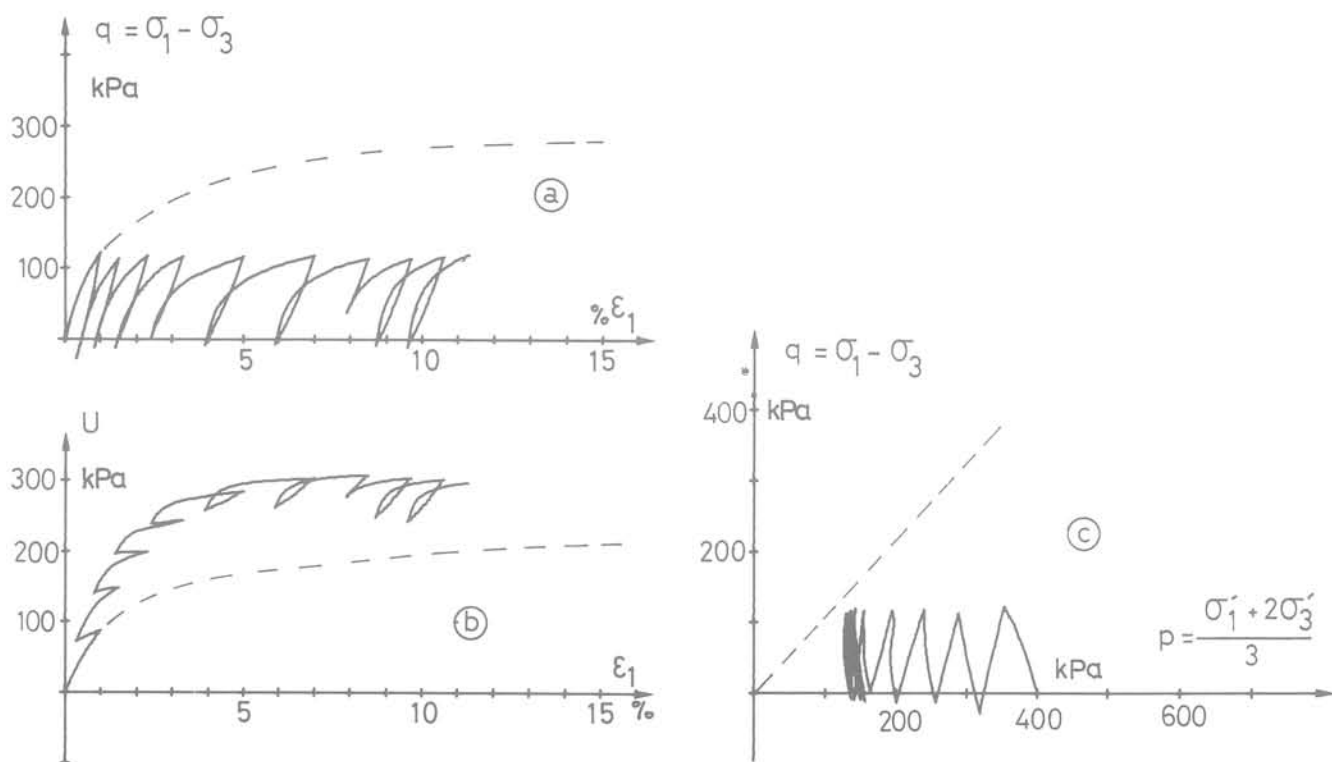


Fig. 1-6 Simulation de sollicitations cycliques sur l'argile de La Roche Chalais



Fig. 2-1 Equations de base des problèmes de couplage en mécanique des solides saturés non-drainés

En chaque point de (Ω) , on peut écrire :

En chaque point de (Ω) , on peut écrire :

a) Equations ponctuelles

2.1.2 Les équations de la mécanique des milieux continus

$$(1) \quad \left(\frac{x_e}{n_e} + \frac{x_e}{n_e} \right) \frac{2}{1} = 1.3$$

— la loi rhéologique reliant les incréments de contrainte interannulaire aux incréments de déformation

$$\sigma_{kl} = c_{kl}^{\text{ij}}$$

— les équations de l'équilibre en termes de contraintes interannuelles

$$0 = I_f + \frac{I_{xe}}{I_{ze}}$$

ou 2, représente les contraintes intégrales (et non les incréments de celle-ci), et F les composantes des forces de volume (et non les incréments de celles-ci). On notera que les équations d'équilibre peuvent aussi s'écrire en termes d'incrément (par nosustraction des équations (3) relatives aux incréments successifs), soit :

$$0 = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{x_e}{p_e}$$

(f_i : composantes des incréments de force de volume)

— les relations entre contraintes totales et contraintes intégrationnelles (ce sont aussi des relations de couplage)

$$h_{\mathcal{D}} + h_{\Sigma} = h_{\Sigma}$$

où Σ_{ij} représente les contraintes totales et P la pression interstitielle, tandis que δ_{ij} est le symbole de Kronecker.

(9) $\sigma^H = \sigma^H + \sigma^H \rho^H$

$$h_{gd} + h_{,p} = h_p$$

(6) $p = 0$ — sur $(\Omega - \omega)$: — équation ponctuelle —

Le cas localement non-drainé se rencontre dans tous les massifs argileux, tandis que le cas globalement non-drainé est plutôt spécifique de zones perméables prisonnières de zones voisines peu perméables.

Nous examinons ici les procédés utilisés par divers auteurs pour réaliser des calculs en non drainé.

L'accès à la solution numérique rigoureuse du problème non drainé se heurte à de grandes difficultés puisque le matériau est globalement incompressible. L'existence de la solution repose sur le *principe variationnel très général de Hellinger-Reissner*, ainsi que l'a montré Hermann [14]. Ces travaux ont été poursuivis depuis, en éléments finis (par Mito Shoji et al [20] ainsi que par Takashi Matsunoto [29]). Mais signalements que Christian [5] obtenait dès 1968 des solutions en non drainé et en consolidation, avec une loi du sol élastique puis élasto-plastique, par la méthode des « lumped parameters ». On peut considérer en effet les autres cités dans ce paragraphe ont obtenu des *solutions rigoureuses* en ce sens que toutes les équations de leur problème aux limites sont vérifiées et qu'ils travaillent en contraintes effectives et caractéristiques mécaniques intergranulaires.

Cependant, la majorité des publications sur le sujet traite de solutions approchées, obtenues en contraintes totales avec « caractéristiques mécaniques non-dérivées équivalentes ».

2.2.2 Solutions approchées classiques

$$a \quad \Delta p = \Delta \sigma_v \quad (13)$$

avec $\Delta \sigma_v$ accroissement de contrainte verticale totale due à l'ouvrage.

$$b \quad \Delta p = \Delta \sigma_{oct} = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) \quad (14)$$

avec $\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2, \Delta \sigma_3$ accroissements des contraintes principales et $\Delta \sigma_{oct}$ accroissement de contrainte moyenne

$$c \quad \Delta p = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (15)$$

pour les problèmes de déformation plane ;

$\Delta \sigma_1$ et $\Delta \sigma_3$ ont la même définition que précédemment ; A est un des paramètres de Skempton [28], à déterminer expérimentalement.

$$d \quad \Delta p = \Delta \sigma_{oct} + \alpha \Delta \tau_{oct} \quad (16)$$

avec $\Delta \sigma_{oct}$ défini comme précédemment, $\Delta \tau_{oct}$ module du déviateur des contraintes totales, et α coefficient défini expérimentalement. C'est la formulation due à Henkel [13].

Z. Moh et al [22] repris par Pilot [25] présentent une comparaison du calcul selon les quatre méthodes avec l'expérience, les contraintes totales du calcul ayant été vraisemblablement obtenues en élasticité linéaire, pour la fondation (en argile molle) du remblai de Rangsit (3 m de hauteur) en Thaïlande. L'évolution de la pression interstitielle *en cours de construction*, montre que la méthode (a) surestime la pression interstitielle d'environ 20 %, tandis que les autres méthodes l'estiment correctement ou à moins de 20 % près par défaut. Une évaluation par défaut est évidemment très gênante dans la mesure où elle illustre le projeteur sur la sécurité de l'ouvrage ! En ce qui concerne la *fin de construction*, les comparaisons mesures-calculs indiquent que les quatre méthodes surestiment les pressions interstitielles de 0 à 100 %, selon les profondeurs, ce qui est assez logique puisqu'un certain drainage a dû avoir lieu.

D'Appolonia [6] fait le même type de comparaisons avec plusieurs hypothèses rhéologiques pour apprécier l'accroissement des contraintes totales dues à un remblai ; il s'agit ici d'une fondation constituée d'argile de Boston, normalement consolidée ou légèrement surconsolidée, enserrée entre deux couches drainantes, sur laquelle a été construit un remblai autoroutier de 13 m de hauteur (région Nord de Boston). En ce qui concerne les contraintes totales, on constate une *divergence importante, selon la loi rhéologique utilisée* dans le calcul par éléments finis ; en particulier, le calcul réalisé en milieu élastique homogène sous-estime largement la variation de contrainte moyenne due au remblai à partir d'une profondeur égale à 1/3 de la largeur du remblai. D'Appolonia précise que la solution considérée comme la plus correcte en contraintes totales fut obtenue avec une loi élasto-plastique à angle de frottement nul (critère de Von Mises), telle que $E_u/C_u = 1\ 200$ (E_u : module d'Young non drainé équivalent ; C_u : cohésion non drainée). Le passage de $\Delta \sigma_{oct}$ à Δu (surpression interstitielle) permet à D'Appolonia de conclure qu'en moyenne, l'évaluation empirique $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$ est la plus correcte, du moins loin des couches drainantes. Par ailleurs, toutes les évaluations de Δu donnent — dans ce cas — des valeurs supérieures à celles qui sont mesurées, ce qui va dans le sens de la sécurité.

L'article de Moh donne un résultat contraire ! Les conclusions sont délicates...

2.3 Notre méthode de calcul

Notre méthode n'est pas originale puisqu'elle était déjà utilisée, à quelques variantes près par Christian [5], mais elle est applicable à un sol possédant une *loi rhéologique quelconque, décrite de manière incrémentale*.

Nous opérons en *contraintes effectives* et utilisons exclusivement les *caractéristiques mécaniques intergranulaires* du sol, ainsi que la physique le suggère. Il est à noter que, dans ces conditions, le squelette n'est *nullement incompressible*, mais que chaque élément de volume, du moins dans le cas localement non drainé, suit un *chemin en déformation à volume constant*.

2.3.1 Principe du calcul

Chaque incrément linéaire de sollicitation est traité en 4 étapes utilisant *chacune les paramètres intergranulaires du sol* (cf. fig. 2.2, pour le cas localement non-drainé).

a) Etape 1

On résout le problème correspondant à l'incrément de sollicitation comme si le matériau était *parfaitement drainé*. On en déduit les champs incrémentaux suivants sur (Ω) :

champ de déplacements $(U)_1$

champ de déformations $(\epsilon_{ij})_1$

champ de contraintes $(\sigma_{ij})_1$

La champ $(\epsilon_{ij})_1$ conduit aux *incrémentaux de variations de volume ponctuelles* $(\epsilon_{kk})_1 = (\epsilon_v)_1$

b) Etape 2

On détermine les fonctionnelles suivantes :

$$u_i(P) = F[p(Q)] \quad (17)$$

$$\text{et } \epsilon_{ij}(P) = G[p(Q)] \quad (18)$$

où les u_i et les ϵ_{ij} sont respectivement les composantes des incréments de déplacements et celles du tenseur des incréments de déformations, tandis que P est le point courant de (Ω) et Q le point courant de (ω) et que $p(Q)$ représente un *champ de contrainte isotrope* sur (ω) .

Ces fonctionnelles sont obtenues avec des conditions aux limites spéciales, à savoir :

— conditions aux limites en déplacements :

$$u_i = 0 \text{ sur } (\Gamma_u) \quad (19)$$

— conditions aux limites en contraintes :

$$\sigma_{ij} \cdot n_j = 0 \text{ sur } (\Gamma_\sigma) \quad (20)$$

On peut déduire de (18) la fonctionnelle représentant les incréments de *variations de volume* ponctuelles :

$$\epsilon_v(P) = H[p(Q)] \quad (21)$$

c) Etape 3

Il s'agit d'inverser l'équation fonctionnelle (22) de manière à trouver un champ d'incrémentaux de contrainte isotrope (ω) qui annule les incréments de variations de volume de l'étape 1 ; le champ $(\epsilon_{kk})_1$ de l'étape 1 est une quantité connue dans cette phase.

Dans le cas localement non drainé, on doit trouver la *fonction* $p(Q) - Q \in (\omega)$ — telle que :

$$H[p(Q)] = -(\epsilon_{kk})_1 = -(\epsilon_v)_1 \quad (22)$$

— et dans le cas globalement non drainé, on cherche l'incrément de *pression isotrope* p , constante sur ω , telle que :

$$H[p] = - \frac{\int_{\omega} (\epsilon_{kk})_1 dV}{\int_{\omega} dV} \quad (23)$$

Connaissant la fonction $p(Q)$ dans le cas localement non-drainé, et p dans le cas globalement non-drainé, on calcule sur (Ω) les champs incrémentaux :

Le point délicat réside évidemment dans la détermination des fonctionnelles de l'étape 2, puisque le reste du calcul est parfaitement classique. Dans le problème incrémental, ces fonctionnelles sont linéarisées puisque les propriétés mécaniques sont constantes sur un incrément. Tout revient donc à déterminer le *tableau des coefficients d'influence* d'un élément sur l'autre par une méthode de contraintes initiales nous conduisant à un champ de contraintes isotropes sur (ω). Pour les géométries où 4 composantes du tenseur contrainte sont non nulles (axisymétrie, déformation plane, contraintes planes), il y a 4 sys-

(cf. fig. 2.3).

Le problème est résolu numériquement par la méthode des éléments finis en déplacements, à laquelle on joint un algorithme spécial réalisant les étapes 2, 3 et 4 ci-dessus

2.3.2 Technologie de la méthode

$$p = 0 \text{ sur } (\Omega - \omega)$$

$$p = (\sigma_{ij}^f)_{\text{sur}}(\omega)$$

$$(\sigma^i)_1 = (\sigma^i)_2 - (\sigma^i)_3 \text{ en contraintes intergranulaires}$$

$$(e_1^1) = (e_1^1)^{-1} \cdot (e_1^1) = 0 \text{ sur } (e_1^1)$$

$$(\overleftarrow{u})^3 - (\overleftarrow{u})^1 = (\overleftarrow{u})^3 \text{ en déplacements}$$

On superpose les champs indices 1 et 3. La solution du problème incrémental non-drainé est donc :

d) Etape 4

isotrope cherche.

Notons que $(\sigma_{ij})^3$ représente sur (ω) , le champ de pression

— et de contraintes $(\sigma_{ij})^3$ grâce à (2)

— de déformations (e_{ij}^3) grâce à (18) ou à (1)— de déplacements (U)³ grâce à (17)

-Fig. 2-2 Principe de résolution en non-drainé incrémental

ETAPE	PROBLEME	RESULTAT	
1 PROBLEME DRAINÉ	$\Gamma_0: \sigma_{ij} \cdot n_j = \underline{t}_i$ $\Gamma: n_i = \underline{n}_i$	CHAMPS (u_i) $(\varepsilon_{ij}) \iff (\varepsilon_{ji})$ (σ_{ij})	
2 FONCTIONNELLE D'INFLUENCE	$\Gamma_0: \sigma_{ij} \cdot n_j = 0$ $\Gamma: n_i = \underline{n}_i$	FONCTIONNELLES $u_i(p) = f[p(q)]$ $\uparrow$ $\varepsilon_{ij}(p) = h[p(q)]$ $\varepsilon_{ji}(p) = h[p(q)]$	
3 CALCUL DE LA PRESSION INTERSTITIELLE	INVERSION FONCTIONNELLE	CHAMPS (u_i) $(\varepsilon_{ij}) \iff (\varepsilon_{ji}) = -(\varepsilon_{ji})$ $(\sigma_{ij}) \cdot \delta_{ij} = p(O), \delta_{ij}$	
4 PROBLEME NON DRAINÉ	SUPERPOSITION	CHAMPS $(u_i) = (u_i)_1 + (u_i)_2$ $(\varepsilon_{ij}) = (\varepsilon_{ij})_1 + (\varepsilon_{ij})_2$ $(\sigma_{ij}) = (\sigma_{ij})_1 + (\sigma_{ij})_2$ $(p) = (p)_1 + (p)_2$	remarque: $(\varepsilon_{ij}) = 0$

-Fig. 2-3 Principe de résolution en non-drainé incrémental linéarisé

ETAPE	1	PROBLEME DRAINE	$\sigma_{ij} \cdot n_j = c_i$ $\sigma_{ij} \cdot n_j = 0$ élément λ	RESULTAT
ETAPE	2	COEFFICIENTS D'INFLUENCE	$\sigma_{ij} \cdot n_j = 0$ $\sigma_{ij} \cdot n_j = u_i$ élément λ	CHAMPS
ETAPE	3	CALCUL DE LA PRESSION INTERSTITIELLE	RESOLUTION SYSTEME ALGEBRIQUE LINEAIRE $H_{ij} \cdot p_j = -(e_{ij})^i$ CHAMPS $(u_{im})^3$ $(e_{ij})^3$ $(\sigma_{ij})^3 = p \cdot \delta_{ij}$	CHAMPS
ETAPE	4	PROBLEME NON DRAINE	remarque: $(e_{ij})^3 = 0$ SUPERPOSITION CHAMPS $(u_{im})^3 = (u_{im})^1 - (u_{im})^2$ $(e_{ij})^3 = (e_{ij})^1 - (e_{ij})^2$ $(\sigma_{ij})^3 = (\sigma_{ij})^1 - (\sigma_{ij})^2$	CHAMPS

Fig. 2-4 Arrachement de pieu : maillage (sol élastique non drainé)

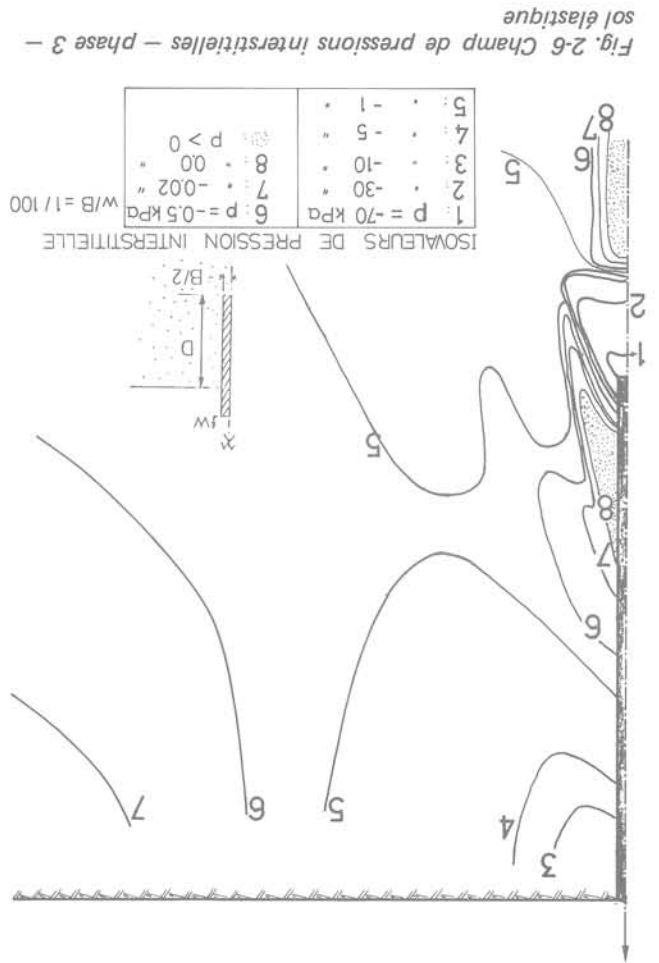
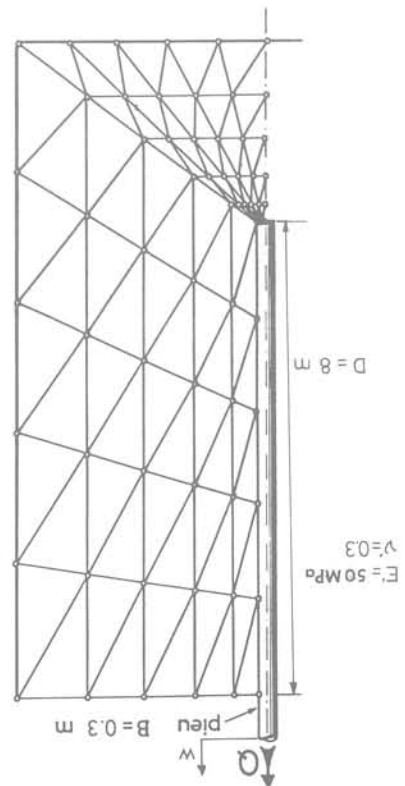
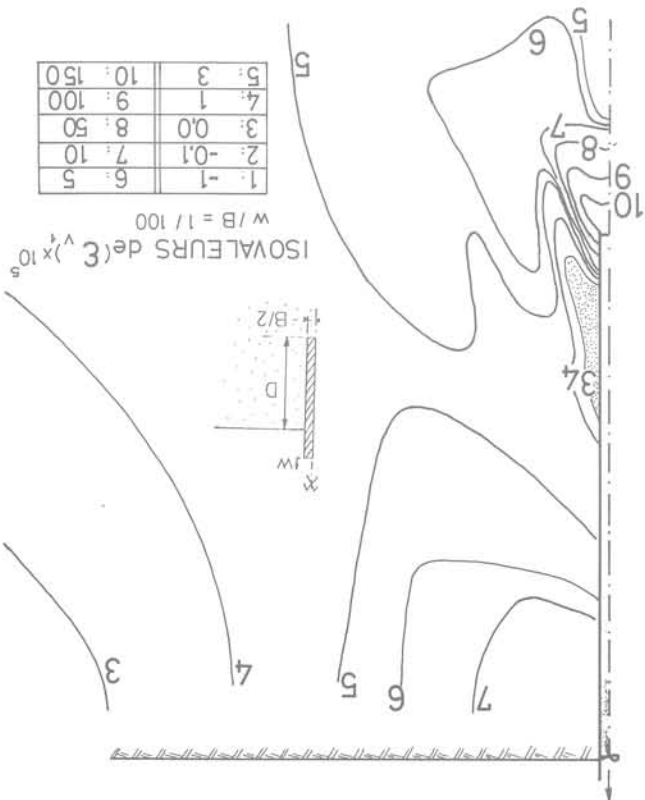


Fig. 2-6 Champ de pressions interstitielles — phase 3 — sol élastique

Fig. 2-5 Champ des variations de volume — phase 1 — sol élastique



La figure 2-7 présente l'action sol sur fût en drainé et en non-drainé. La comparaison est particulièrement intéressante du point de vue des contraintes de cisaillement (leur résultante en non-drainé — c'est-à-dire la force d'arrachement — est neuf fois plus faible qu'en drainé). Mais ce résultat est à manier avec circonspection car en même temps les contraintes normales intégrales sur le fût sont fortement en traction, ce qui implique des glissements relatifs modifiant l'état des contraintes.

2.4.2 Essai triaxial fretté non drainé

Lors du maintien de notre loi incrémentale dans les calculs par éléments finis, se pose le problème du choix des caractéristiques mécaniques ponctuelles puisque ces caractéristiques (pseudo-module et pseudo-coefficient de Poisson) sont fonction du sens de variation des contraintes au cours de l'incrément calculé. Le nombre de possibilités est énorme (8^N pour N éléments) et notre algorithme de choix n'est pas encore parfaitement au point. Toutefois, dans le cas de l'essai triaxial, le choix des zones tensionnelles est assez facile. Les résultats de cette méthode appliquée au cas d'un pieu sont indiqués figure 2-8. Avant un incrément, on fait une hypothèse sur le sens de variation des contraintes selon chaque direction ponctuelle d'orthotropie du matériau, et on vérifie la validité de ce choix au terme du calcul ; si le choix est erroné, on le modifie et on recommence.

a) Essai localement non-drainé

Il est réalisé sur un matériau pulvérulent supposé extrêmement fin. L'échantillon est un cylindre de 10 cm de diamètre et 10 cm de hauteur ; il est supposé parfaitement freiné par les têtes. Le calcul est axisymétrique et est réalisé dans un plan méridien sur le 1/4 de l'échantillon. La figure 2-9 donne les champs de pressions interstitielles pour deux valeurs de ϵ_v : les fortes pressions interstitielles sont concentrées vers le centre de l'échantillon.

La figure 2-11 donne l'évolution de u , σ'_1 , σ'_3 et σ'_1/σ'_3 au centre et au pied de l'échantillon, en fonction de ϵ_1 . On voit

$$\Phi' = 35^\circ, \sigma'_1/\sigma'_3 \text{ rupture } \approx 3.8; \sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$$

La figure 2-10 donne les isovaleurs de σ'_1/σ'_3 pour trois valeurs de ϵ_1 . On voit que l'échantillon est extrêmement hétérogène de ce point de vue, et que le centre de l'échantillon est bien plus proche de la rupture que les zones situées près des têtes.

Il est intéressant de noter aussi que les valeurs finales de σ'_1 et σ'_3 (au palier) sont sensiblement les mêmes en pied et au centre, ce qui rend toute sa valeur à cet essai, même « hétérogène ».

Il est intéressant de noter aussi que la pression interstitielle finale en pied est deux fois plus faible qu'au centre de l'échantillon, ce qui est corroboré par l'expérience, et provient probablement du fait que le freinage des têtes réduit la tendance à la contraction de l'échantillon.

que la pression interstitielle finale en pied est deux fois plus faible qu'au centre de l'échantillon, ce qui est corroboré par l'expérience, et provient probablement du fait que le freinage des têtes réduit la tendance à la contraction de l'échantillon.

que les diverses zones arrivent à la rupture pour des valeurs différentes de ϵ_1 . Il est intéressant de constater bien encore la grande hétérogénéité de l'échantillon, le fait

Fig. 2-8 Incidence du choix des zones tensorielles sur le résultat global

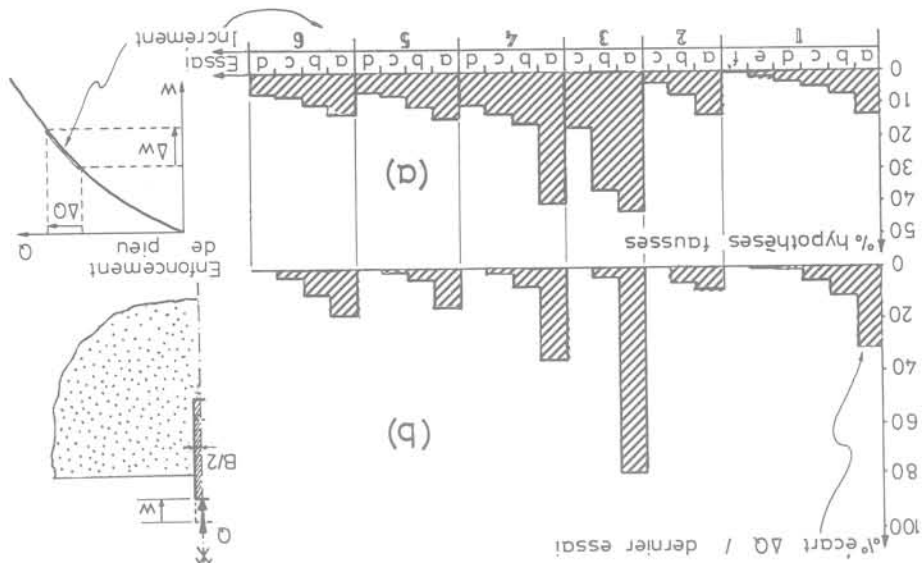
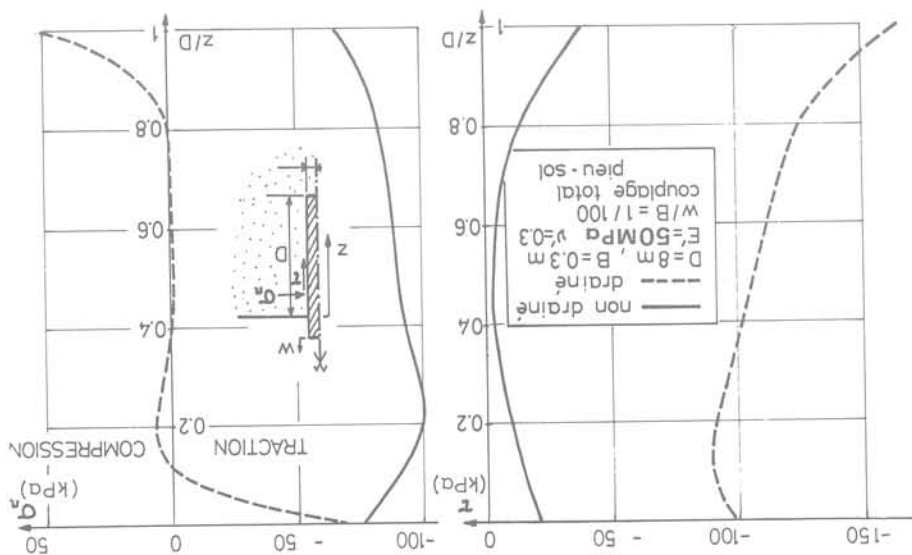


Fig. 2-7 Arrachement : Action sol - pieu : comparaison drainé - non drainé



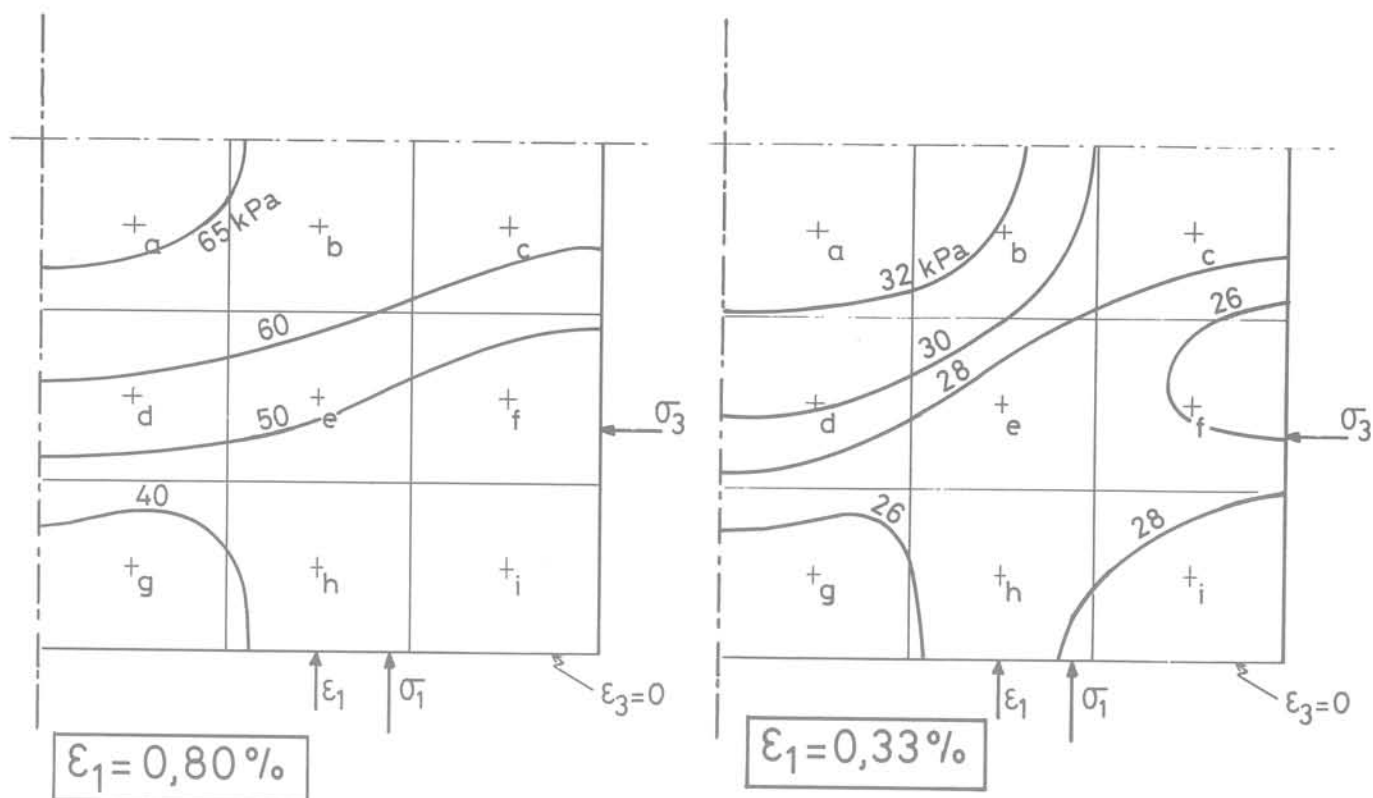


Fig. 2-9 Isovaleurs des pressions interstitielles (localement non-drainé)

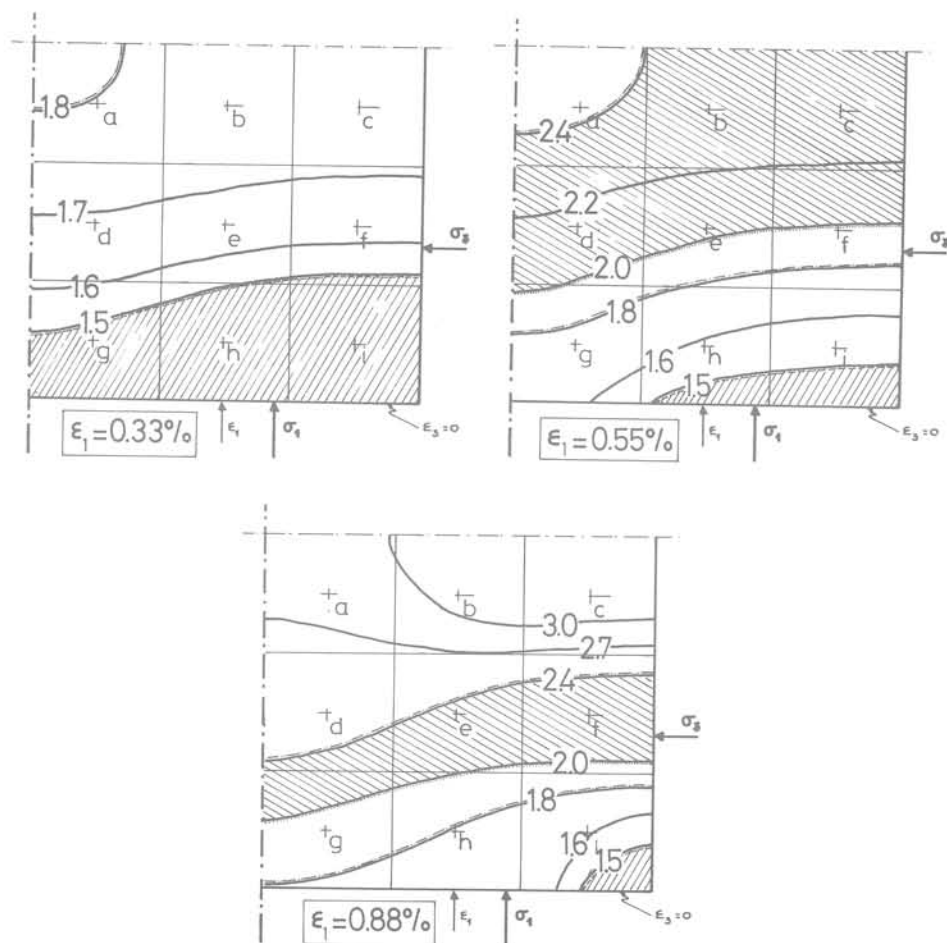


Fig. 2-10 Isovaleurs du rapport σ'_1 / σ'_3 (localement non-drainé)

Conclusion

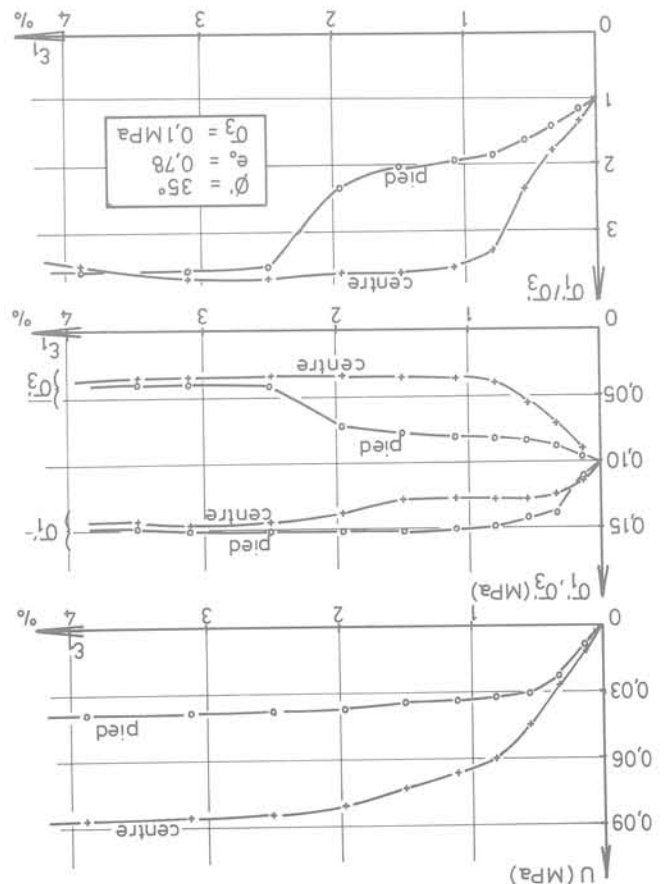
Les résultats obtenus permettent d'affirmer qu'on peut actuellement procéder à des analyses assez fines de la rhéologie des sols et du comportement des ouvrages, en contraignant effectivement les seules propriétés mécaniques intrinsèques d'un matériau : ses propriétés intergranulaires. Nous nous attachons actuellement à perfectionner la loi rhéologique utilisée dans la simulation, notamment en ce qui concerne la dépendance directionnelle, ainsi que le comptage des divers algorithmes nécessaires à l'utilisation par la méthode des éléments finis (mise en œuvre d'une loi à dépendance directionnelle, interaction sol-structure et interaction sol-fluide interstitiel).

La figure 2-12 rassemble tous les résultats intéressants de ce type de calcul, et en particulier l'évolution de la pression interstitielle dont la valeur finale est sensiblement la même qu'en localement non-drainé, mais dont la vitesse initiale de croissance est plus élevée.

On note par ailleurs que le centre de l'échantillon est beaucoup plus proche du palier de plasticité que les parties proches de la tête ; c'est que les déformations près des bords sont considérablement gênées, tandis qu'elles ne le sont pas vers le centre, ce qui permet à l'échantillon de se dilater dans cette zone, alors qu'il se contracte ailleurs. Ceci est confirmé par le fort rapport σ'_1/σ'_3 de palier au centre (# 5,2) correspondant à une faible densité, alors que ce rapport est de l'ordre de 2,8 près des têtes, ce qui correspond à une densité plus forte que la densité initiale.

b) Essai globalement non-drainé

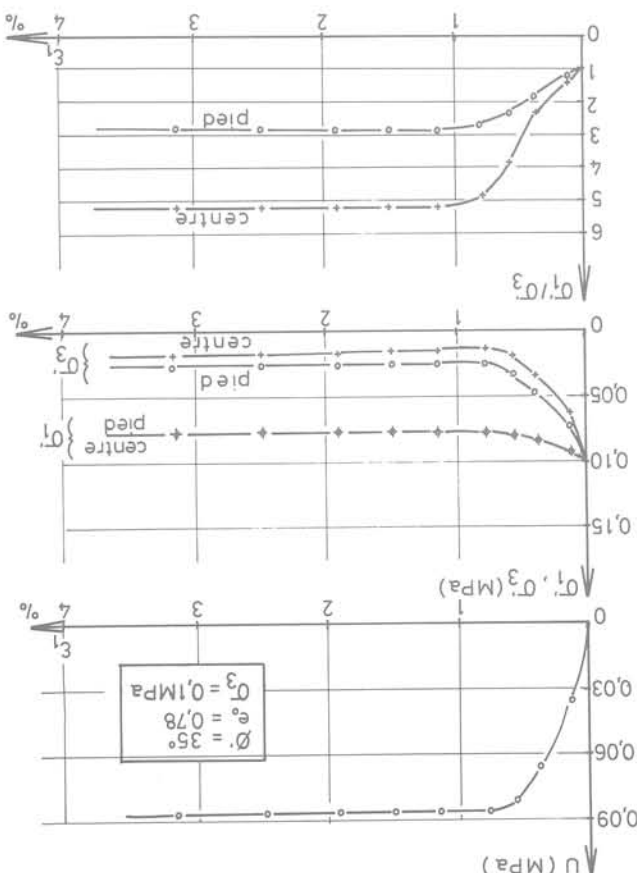
Fig. 2-11 Essai triaxial freté localement non-drainé



Références Bibliographiques

- [1] ANQUETIL J. (1976) — "Déformation des sables sous différents états de contraintes". Thèse de Spécialité. Université de Paris VI.
- [2] BOULON M., CHAMBRON R., DARVE F. (1977) — "Loi rhéologique incrémentale pour les sols et application par la méthode des éléments finis". Revue Française de géotechnique, n° 22, pp. 5-22, Sept. 1977.
- [3] BOUTWELL G.P. (1968) — "On the yield behavior of cohesionless materials". Soil Mechanics Series n° 7. Duke University, U.S.A.
- [4] CHAMBRON R., RENOUDELIAS B. (1979) — "Incremental non linear stress-strain relationship for soils and integration by F.E.M.". 3rd Int. Conf. on Numerical Method in Geomechanics 1, pp. 403-413, Ed. W. WITTKE.
- [5] CHRISTIAN J.T. (1968) — "Undrained stress distribution by numerical methods". J. of Soil Mechanics and Foundation Engineering Proceedings of the American Society of Civil Engineers, SM 6, pp. 1333-1345, Nov., 1968.
- [6] D'APOLONIA D.J., LAMBE T.W., POULOS H.G. (1971) — "Evaluation of pore pressure beneath an embankment". J. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, n° SM 6, pp. 881-897, June 1971.
- [7] DARVE F. (1978) — "Une formulation incrémentale des lois rhéologiques. Application aux sols". Thèse d'Etat, Université de Grenoble.
- [8] DARVE F., LABANIEH S., CHAMBRON R. (1976) — "Incremental stress-strain relationship for cohesionless soil". Second Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics 1, pp. 264-269 Ed. C. DESAI.

Fig. 2-12 Essai triaxial freté globalement non-drainé



- [9] DARVE F., BOULON M., CHAMBON R. (1978) — "*Loi rhéologique incrémentale des sols*". Journal de Mécanique, 17, n° 5, pp. 679-716. (1978).
- [10] DARVE F., FLAVIGNY E., VUAILLAT P. (1979) — "*Une loi rhéologique complète pour matériaux argileux*". 7^e Conf. Europ. de Mécanique des Sols et Travaux de Fondation, vol. I, pp. 119-124.
- [11] DUNCAN J.M., CHANG C.Y. (1970) — "*Non linear analysis of stress and strain in soils*". J. of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proc. of the American Society of Civil Engineers. Vol. 96, n° SM 5, pp. 1629-1653, May 1970.
- [12] FLAVIGNY E. (1978) — "*Trois aspects des propriétés mécaniques des sols*". Thèse de Spécialité, Université de Grenoble.
- [13] HENKEL D.J. (1960) — "*The shear strength of saturated remolded clays*". Proc. of the research conf. on shear strength of soils. American Society of Civil Engineers, Boulder, Colorado, pp. 533-554, June 1960.
- [14] HERRMAN L.R. (1965) — "*Elasticity equations for incompressible and nearly incompressible materials by a variational theorem*". Publication of the American Institute of Aeronautics and Astronautics, AIAA Journal, Vol. 3, n° 10.
- [15] KERISEL J. (1977) — Séance de clôture. IX Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. III, pp. 223-226, Tokyo 1977.
- [16] LADE P.V. (1978) — "*Prediction of undrained behavior of sand*". J. of the Geotechnical Division. Proc. of the American Society of Civil Engineers. n° GT 6, pp. 723-736, June 1978.
- [17] LADE P.V. (1975) — "*Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces*". Report to the National Science Foundation University of California. Berkeley.
- [18] MAIER G., HUECKEL T. (1977) — "*Non associated and coupled flow rules of elasto-plasticity for geotechnical Media*". Session Spéciale n° 9, IX Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo (1977).
- [19] MATSUOKA, H. (1974) — "*Dilatancy characteristics of soils*". Soils and foundations, Vol. 14, n° 3, pp. 13-24, Sept. 1974.
- [20] SHOJI M., MATSUOTO T. (1976) — "*Consolidation of embankment foundation*". Soils and foundations, vol. 16, n° 1, pp. 59-74, March 1976.
- [21] MIR EMERATI (1969) — "*Pression interstitielle dans les milieux poreux*". Thèse Docteur-Ingénieur. Paris.
- [22] MOH Z.C., BRAND E.W., NELSON J.D. (1972) — "*Pore pressure under a bund on soft fissured clay*". Proceedings of the Purdue Conference on performance of Earth and Earth supported structures. American Society of Civil Engineers, Vol. I, pp. 243-272.
- [23] MROZ Z. (1969) — "*An attempt to describe the behaviour of metals under cyclic loads using a more general work hardening model*". Acta Mechanica, vol. 7, pp. 169-212, 1969.
- [24] NAYAK G.C., ZIENKIEWICZ O.C. (1972) — "*Elasto-plastic stress analysis. A generalization for various constitutive relations including strain softening*". Int. Journal of Num. Methods in Engineering, n° 5, pp. 113-135, 1972.
- [25] PILOT G. (1976) — "*La stabilité des remblais sur sols mous*" — Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, numéro spécial "Stabilité des talus" II, pp. 83-106, Déc. 1976.
- [26] PREVOST J.H. (1977) — "*Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour*". Int. Journal Numer. Anal. Methods Geomech., vol. 1, pp. 195-216, 1977.
- [27] SANGREY D.A. (1977) — "*Response of Offshores piles to cyclic loading*". Offshore Technology Conf. n° 2944, Houston, 1977.
- [28] SKEMPTON A.W. (1954) — "*The pore pressure coefficients A and B*". Géotechnique, vol. 4, n° 4, December 1954.
- [29] MATSUMOTO T. (1976) — "*Finite element analysis of immediate and consolidation deformations based on effective stress principle*". Soils and Foundations, vol. 16, n° 4, pp. - , December 1976.
- [30] VUAILLAT P. (1979) — "*Propriétés visqueuses d'une argile : expériences et formulation incrémentale*". Thèse de docteur-ingénieur, Grenoble, à paraître en 1979.

réflexions sur le battage des pieux

par

H. Gonin

Ingénieur ENPC
Ingénieur à la Société SIMECSOL
Assistant de Mécanique des Sols à l'ENPC.

Introduction

"Le désir d'adapter aussi bien que possible la théorie physique aux faits observés". C'est bien ce désir dont parle A. Einstein qui nous a poussé à entreprendre et faire connaître cette recherche.

C'est un travail personnel et on ne trouvera pas beaucoup d'exposés semblables dans la littérature géotechnique d'expression française, alors que celle-ci fait une large place à quelques vingtaines de formules semi-empiriques de battage de pieux, trop nombreuses pour que l'on ait pas quelque doute sur la validité de chacune d'elles. Mais ce n'est pas un travail original : déjà au siècle dernier, St-Venant (encore lui !) avait étudié et résolu le problème du choc d'un mouton en chute libre sur une tige élastique. Il nous a semblé cependant qu'une mise en ordre des connaissances dans ce domaine était nécessaire en France, en particulier dans l'enseignement, et c'est pourquoi nous nous sommes efforcés de donner à cet exposé un caractère didactique. En effet, les efforts de quelques-uns n'ont pas suffi à éliminer certaines idées fausses qui ont encore largement cours.

Dans ce qui suit, nous avons repris en partie une conférence prononcée par l'Auteur le 7 novembre 1977 devant le Comité Français de Mécanique des Sols, et les résultats d'une recherche faite par la suite en collaboration avec un élève de l'Ecole Centrale de Paris sur l'influence d'une tête de battage dans la transmission de l'énergie d'un mouton en chute libre à une tige élastique qu'il frappe. On pourra trouver dans une publication citée en référence [Gonin, 1978], une application pratique des résultats théoriques aux observations faites sur un chantier de battage de tubes métalliques.

1 Le choc d'un mouton sur une tige, déformables tous deux

1.1 Le marteau et le clou

Lorsqu'un marteau frappe un clou, s'ils sont l'un et l'autre déformables, on doit admettre, pour que soit vérifiée la loi de la conservation de l'énergie, la naissance, à partir de l'impact, de deux ondes de choc qui se propagent en sens opposés dans le clou et le marteau avec une vitesse qui ne

dépend que de la matière avec laquelle ils sont faits et du comportement de cette matière sous les sollicitations. Nous poserons en axiome l'existence d'une telle "onde de choc". L'examen de la figure 1 peut alors inspirer les remarques suivantes :

- Immédiatement après l'impact, la pointe du clou ne "sait" pas que sa tête a été frappée ;
- a fortiori, la planche sur laquelle repose le clou ne sait rien, l'information ne lui étant pas parvenue ;
- le manche du marteau non plus, ne sait pas encore que la base de sa masse frappante a atteint le clou ; il se déplace donc toujours à la même vitesse qu'avant l'impact (la vitesse particulière initiale du marteau, v_{po}).

Cette vitesse est égale à la somme des vitesses de raccourcissement du bas du marteau et du haut du clou sous l'effet des ondes de compression nées au moment de l'impact, et qui se propagent avec une célérité, en sens opposés, dans le marteau et le clou : il doit en être ainsi puisque ceux-ci sont en contact.

Pour comprendre ce qui précède, il faut raisonner à une échelle de temps infinitésimale qui échappe à nos sens ; la difficulté de la perception pour chacun de nous de ce phénomène physique vient de là. C'est pourtant la même chose que la propagation d'une onde de compression ou de traction dans les spires d'un ressort, parfaitement visible pour un ressort suffisamment "mou".

Ce qui précède est connu, mais il est tentant d'enfoncer le clou !

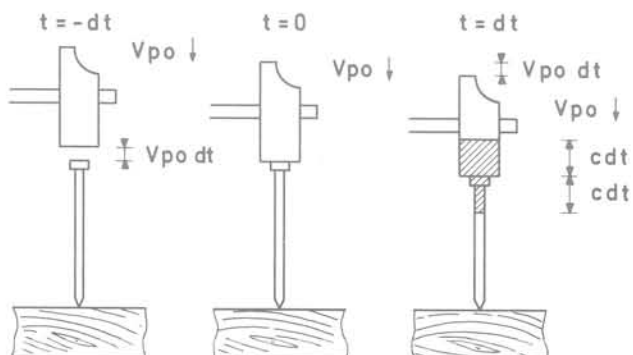


Fig. 1 Le marteau et le clou

1.2 Le coup de baguette magique

Voyons quel rapport peut avoir, avec le phénomène que nous étudions, l'apparition instantanée à l'extrémité libre d'une tige élastique semi-infinie, comme par un coup de baguette magique, d'une force finie F axée sur cette tige (figure 2).

La tige étant déformable, cette force extérieure F va se déplacer et donc fournir un travail. Nous admettrons implicitement par la suite qu'aucune énergie n'est dissipée en chaleur. La tige a une masse volumique ρ et une section a . Elle n'est animée d'aucune vitesse initiale.

Nous allons supposer que tout se passe comme si la force F se dédoublait pour se déplacer vers le bas le long de l'axe de la tige, avec une vitesse constante c et en laissant derrière elle la portion de tige parcourue comprimée avec une contrainte $\sigma = \frac{F}{a}$. La longueur comprimée croît donc linéairement avec le temps à partir de l'instant de l'impact. L'application de la loi de Hooke nous apprend que dans cette partie comprimée les particules sont animées d'une vitesse v_p reliée à c par la relation :

$$\frac{v_p}{c} \frac{dt}{dt} = \frac{F}{aE} \quad \text{ou} \quad v_p = \frac{F}{a} \frac{c}{E} = \sigma \frac{c}{E} \quad (1)$$

E = module d'Young de la tige.

(En effet, $v_p dt$ est le raccourcissement de la longueur $c dt$ parcourue par l'onde pendant le temps dt).

Le travail de la force F , qui est égal, pendant le temps dt , à $F \cdot v_p dt$, a servi :

1 - à comprimer une longueur $c dt$ de tige ; l'énergie potentielle correspondante est celle qu'il aurait fallu fournir statiquement à cette longueur élastique pour la comprimer avec une force de compression F , soit $1/2 F v_p dt$ (C'est l'aire du triangle hachuré de la figure n° 3) ;

2 - à communiquer aux particules de cette longueur une vitesse v_p ; l'énergie cinétique correspondante est donc égale à $1/2 \rho a c dt v_p^2$;

on doit donc avoir :

$$F v_p dt = 1/2 F v_p dt + 1/2 \rho a c dt v_p^2 \quad \text{ou} \quad F = \rho a c v_p \quad \text{ou} \quad \frac{F}{a} = \sigma = \rho c v_p \quad (2)$$

de (1) et (2) on tire $c^2 = \frac{E}{\rho}$, formule connue en Physique, ce qui justifie a posteriori notre axiome de départ. On remarquera que ce qui précède est valable pour un milieu linéaire, une des hypothèses fondamentales étant que la tige forme un corps élancé et que l'onde engendrée est plane.

Si nous avions le pouvoir magique de suspendre le cours du temps, et de figer les choses à l'instant t nous serions dans une situation où toutes les particules de la longueur ct du haut de la tige seraient animées d'une même vitesse constante v_p vers le bas.

D'après la loi de la conservation de l'énergie, la résultante des forces extérieures appliquées à cette longueur serait donc nulle, ce qui suppose que nous fassions apparaître au front de l'onde une force $-F$ égale et opposée à la force F , (figure 4). Nous voyons que la totalité du changement d'état, avec discontinuité des vitesses particulières et des contraintes, a lieu au front de l'onde. La formule (2) $F = \rho a c v_p$ présente une analogie avec la formule $F = m \gamma$ valable pour un corps rigide ; le terme qui croît linéairement avec le temps n'est plus, comme dans cette dernière, la vitesse d'une masse constante, mais au contraire la masse animée d'une vitesse constante. Nous verrons plus avant que l'on peut passer de l'une à l'autre de ces formules en considérant un corps élastique dont le module d'Young devient très grand.

On peut rappeler ici que certains auteurs ont étudié de manière plus générale, les ondes de choc dans des milieux ayant des lois de comportement qui ne sont pas nécessairement élastiques, c'est-à-dire linéaires et réversibles.

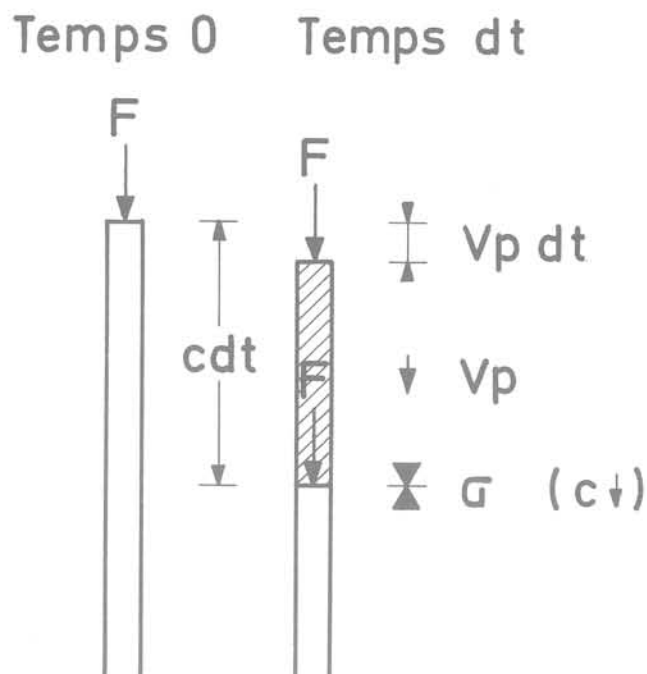


Fig. 2 Le coup de baguette magique

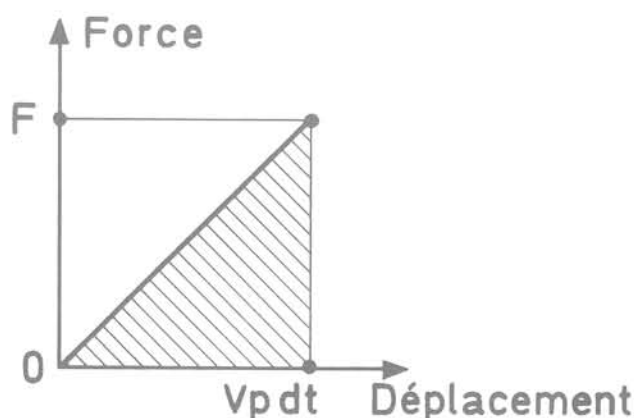


Fig. 3 Energie potentielle du ressort

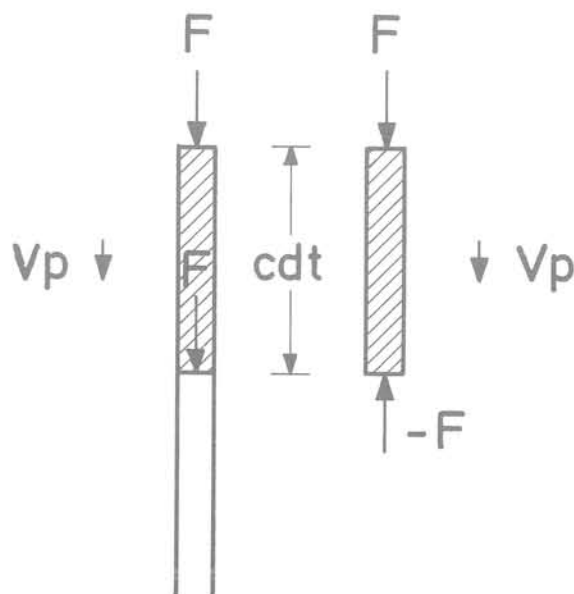


Fig. 4 O temps, suspend ton vol !

1.3 Conventions et signes

Nous nous intéressons à un milieu linéaire, que nous supposons être une tige élastique non pesante, de section a , de masse m/p , placée verticalement et orientée positivement vers le bas. Une onde de choc sera caractérisée par :

- son sens de propagation, avec une vitesse positive $c = |c|$ vers le bas, et négative $c = -|c|$ vers le haut ;
- la discontinuité de force qu'elle engendre, positive si la partie parcourue par l'onde a subi une compression ; négative, si elle a subi une décompression ou une traction ;
- les discontinuités v qui en résultent pour les vitesses particulières ou σ pour les contraintes ; les vitesses particulières ou les contraintes dans les différents tronçons seront notées v_p et σ_p .

On considérera toujours l'état modifié par rapport à l'état antérieur ; les discontinuités de vitesses seront positives vers le bas, négatives vers le haut ; les discontinuités de contraintes seront positives pour les compressions, négatives pour les décompressions ou tractions.

Avec ces conventions comme on peut le vérifier sur les schémas de la figure 5, les relations (1) et (2) sont vérifiées algébriquement dans tous les cas, et elles s'écrivent :

$$v = \sigma \frac{C}{E} \quad (3)$$

$$\sigma = \rho c v \quad (4)$$

1.4 Réflexion partielle sur un changement de section

Que se passe-t-il si l'onde de choc correspondant à une discontinuité de force constante F rencontre un changement de section, la tige passant brusquement d'une section A à une section $a = \frac{A}{r}$?

Nous admettrons l'existence d'une onde transmise et d'une onde réfléchie. Utilisons notre pouvoir de figer le temps, et considérons le tronçon limité par les fronts de l'onde au temps dt après l'arrivée de l'onde incidente sur le changement de section ; nous pourrions écrire que la somme des forces extérieures appliquées est nulle, et que les vitesses particulières sont les mêmes dans tout ce tronçon qui ne comporte pas d'autres fronts d'onde que ceux qui le délimitent : (Figure 6)

$$F_i + F_r = F_t$$

$$v_p \times v_i + v_r = v_t$$

$$\text{ce qui donne : } eA |c| v_i - eA |c| v_r = eA |c| v_t$$

$$v_i - v_r = \frac{v_t}{r}$$

$$\text{d'où } v_t = \frac{2rv_i}{1+r} \quad (5) \quad \text{et} \quad v_r = \frac{r-1}{1+r} v_i \quad (6)$$

Les formules concernant les discontinuités des contraintes sont un peu différentes :

$$A\sigma_i + A\sigma_r = a\sigma_t \quad \sigma_i + \sigma_r = \frac{\sigma_t}{r}$$

$$\sigma_i \frac{|c|}{E} - \sigma_r \frac{|c|}{E} = \sigma_t \frac{|c|}{E} \quad \sigma_i - \sigma_r = \sigma_t$$

$$\text{d'où } \sigma_t = \frac{2r}{1+r} \sigma_i \quad (7) \quad \text{et} \quad \sigma_r = \frac{1-r}{1+r} \sigma_i \quad (8)$$

Les formules 5, 6, 7 et 8 peuvent s'écrire en fonction de $r = \frac{1}{r} = \frac{a}{A}$

1.5 Réflexions totales sur une extrémité libre ou fixe

Il suffit d'écrire les formules précédentes si r devient nul (extrémité fixe) ou infini (extrémité libre).

Onde de compression vers le bas

$$\begin{array}{l} \text{Vp} = V \downarrow \\ \text{---} \sigma, V(\downarrow c) \quad V > 0 \quad \sigma > 0 \quad c = |c| \\ \text{Vp} = 0 \end{array}$$

Onde de compression vers le haut

$$\begin{array}{l} \text{Vp} = 0 \\ \text{---} \sigma, V(\uparrow c) \quad V < 0 \quad \sigma > 0 \quad c = -|c| \\ \text{Vp} = V \uparrow \end{array}$$

Onde de relâchement vers le bas

$$\begin{array}{l} \text{Vp} = V \uparrow \\ \text{---} \sigma, V(\downarrow c) \quad V < 0 \quad \sigma < 0 \quad c = |c| \\ \text{Vp} = 0 \end{array}$$

Onde de relâchement vers le haut

$$\begin{array}{l} \text{Vp} = 0 \\ \text{---} \sigma, V(\uparrow c) \quad V > 0 \quad \sigma < 0 \quad c = -|c| \\ \text{Vp} = V \downarrow \end{array}$$

Fig. 5 Notations et signes

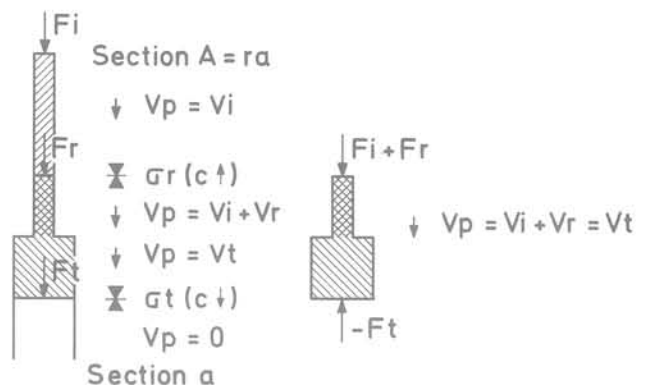


Fig. 6 Changement de section

Extrémité fixe

$$\sigma_r = \sigma_i \quad \sigma_t = 0$$

$$v_r = -v_i \quad v_t = 0$$

Dans la partie parcourue par l'onde réfléchie, la contrainte est doublée et la vitesse particulière est nulle.

Extrémité libre

$$\sigma_r = -\sigma_i$$

$$v_r = v_i \quad v_t = 2v_i \quad (\text{c'est la vitesse de l'extrémité libre après réflexion}).$$

Dans la partie parcourue par l'onde réfléchie, la contrainte est nulle et la vitesse particulière est doublée.

1.6 Mouvement d'une portion de tige soumise à une force constante

La longueur de cette portion de tige est L .

Nous allons utiliser une représentation de l'espace-temps attachée au tronçon de tige et permettant de suivre le trajet du front de l'onde, en portant en ordonnée les chemins parcourus (unité, la longueur L), et en abscisse les temps (unité, le temps que met l'onde à parcourir la longueur L , soit $\frac{L}{c}$). (Figure 7).

La vitesse initiale ou incidente v_i est telle que :

$$v_i = \sigma_i \frac{|c|}{E} = \frac{F}{a} \frac{|c|}{E}$$

Les vitesses particulières aux extrémités suivent une progression arithmétique de raison $2v_i$ avec une période de temps de $2\frac{L}{c}$. L'accroissement moyen de vitesse par unité de temps, qui équivaut à la limite à l'accélération γ pour une tige rigide, est donné par :

$$\gamma = \frac{v_i |c|}{L} = \frac{F}{aL} = \frac{F}{aL\rho}$$

ce qui donne $F = aL\rho\gamma$ ou $F = m\gamma$; m étant la masse de la portion de tige. On retrouve là le résultat annoncé au paragraphe 1.2.

1.7 Le problème du mille-pattes

Supposons maintenant un train d'ondes de durée et de longueur limitée ℓ , engendré par l'apparition momentanée d'une force F pendant un temps $\Delta t = \frac{\ell}{c}$, et parcourant une portion de tige de longueur L , libre à ses deux extrémités. En utilisant la même représentation, (figure 8), il est facile de voir que la tige va progresser par un mouvement discontinu périodique, de période $2\frac{L}{c}$, chaque progression étant de $2v_i\Delta t$ pendant un temps Δt ; la longueur de la tige passant alternativement de $L - v_i\Delta t$ à $L + v_i\Delta t$ et vice versa.

C'est bien le problème du mille-pattes ou du ver de terre qui contracte une portion de ses anneaux pour progresser. Le serpent, lui complique un peu plus ses mouvements !

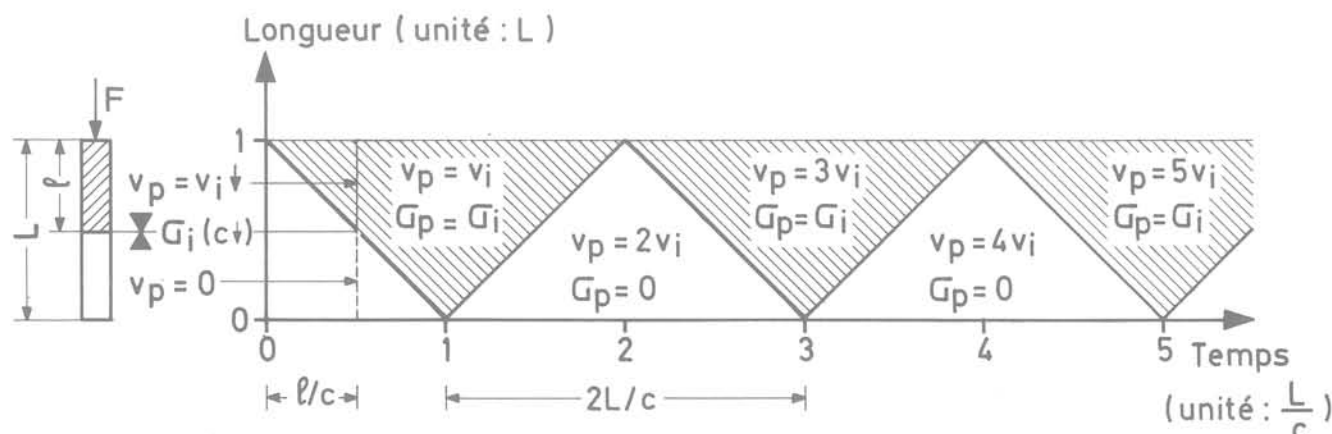


Fig. 7 Portion de tige soumise à une force constante

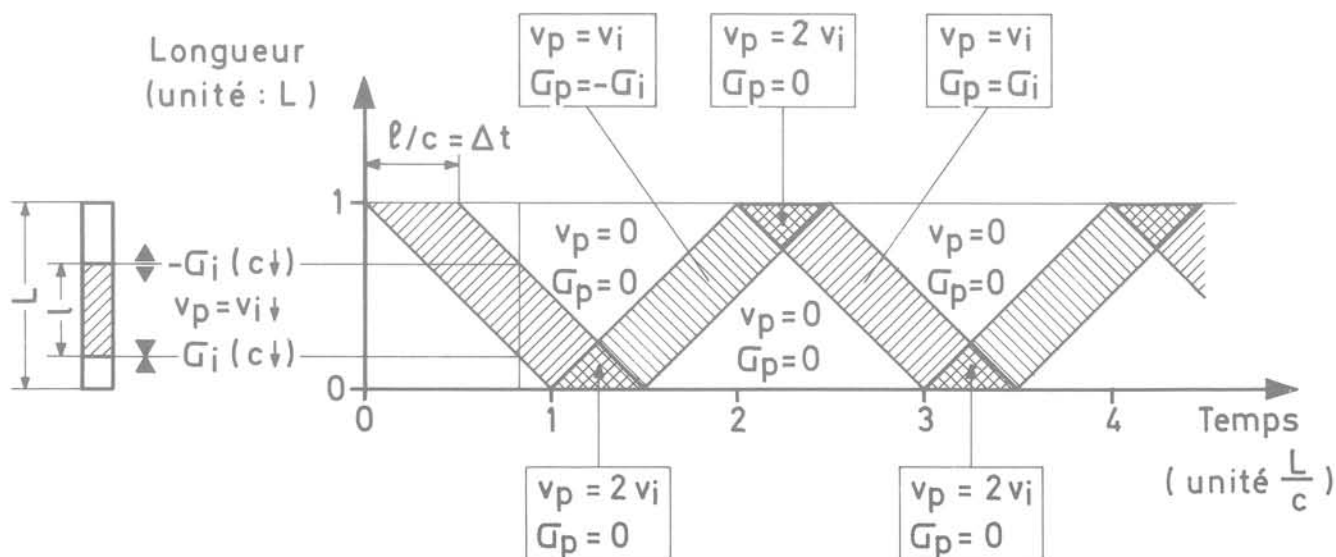


Fig. 8 Train d'onde dans une portion de tige

1.8 Le mouton et la tige

1.8.1 Le choc simple

Le mouton a une longueur H et une section $A = ra$, r étant supérieur ou égal à un. Sa vitesse initiale au moment de l'impact est $v_m = v_0$ (figure 9).

L'impact engendre deux ondes de choc de sens opposés et la force F_1 qui en résulte au sommet de la tige et au bas du mouton doit vérifier les deux relations :

$$F_1 = \rho a |c| v_{1T} = -\rho A |c| v_{1M}$$

Donc la discontinuité de vitesse particulaire v_{1M} dans le mouton est liée à la discontinuité v_{1T} apparue dans la tige par :

$$v_{1T} = -r v_{1M} \quad \text{ou} \quad v_{1M} = -1/r v_{1T}$$

Or la vitesse particulaire dans le haut de la tige et dans le bas du mouton sont identiques tant qu'aucun nouveau front d'onde ne les a parcourus :

$$v_p = v_{1T} = v_0 + v_{1M}$$

en posant $v_1 = v_{1T}$, il vient :

$$v_1 = \frac{r v_0}{1+r}$$

Pour les contraintes on aura $\sigma_1 = \frac{r}{1+r} \sigma_0$ dans la tige et $\sigma_1 = \frac{1}{1+r} \sigma_0$ dans le mouton, avec $\sigma_0 = \frac{E}{|c|} v_0$

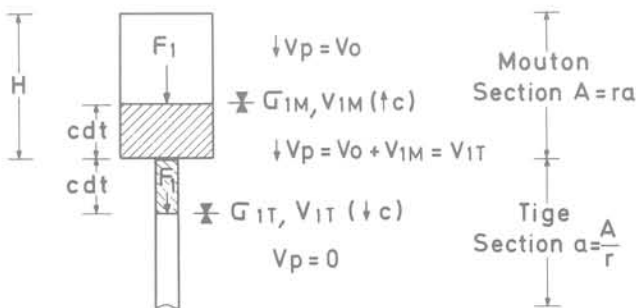


Fig. 9 Situation au temps dt après l'impact

La contrainte σ_1 , qui est la plus forte transmise à la tige, est appelée "contrainte de pic".

Pour analyser ce qui se passe par la suite, il suffit de suivre le trajet de l'onde dans le mouton en appliquant les formules de transmission et de réflexion des ondes. La figure 10 représente le trajet des ondes et les valeurs des vitesses particulières.

On remarquera que les vitesses particulières sont toujours positives ou nulles, puisque nous avons supposé $r \geq 1$. On peut établir un graphique semblable pour les contraintes mais on a préféré tracer sur la figure 11 la courbe discontinue des contraintes au sommet de la tige en fonction du temps pour différentes valeurs de r allant de 1 à 16. On démontre facilement que la courbe continue vers laquelle on tend pour $r \rightarrow \infty$ a pour équation :

$$\sigma(t) = \sigma_0 \exp. (-ct/L)$$

L étant la longueur de la tige ayant la même masse que le mouton. On remarquera que la contrainte reste toujours positive ou nulle, c'est-à-dire que le contact n'est jamais rompu entre le mouton et la tige. On peut de même vérifier qu'à chaque instant, la quantité de mouvement perdue par le mouton est égale à celle gagnée par la tige. Le cas particulier où la section du mouton est égale à celle de la tige est le seul pour lequel la transmission de l'énergie du mouton à la tige a une durée finie, égale à $\frac{2H}{C}$, H étant la hauteur du mouton.

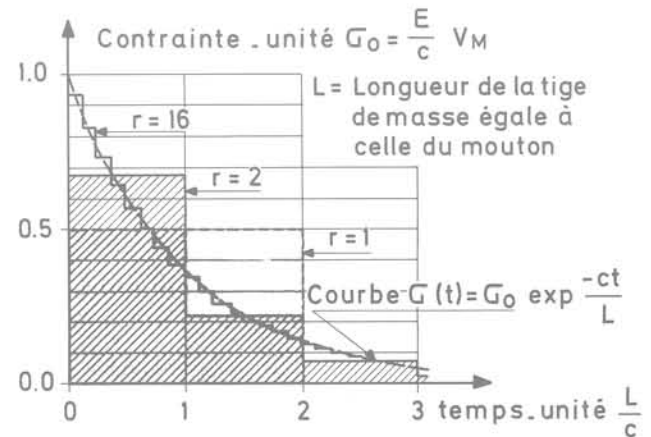


Fig. 11 Variation de σ en fonction du temps

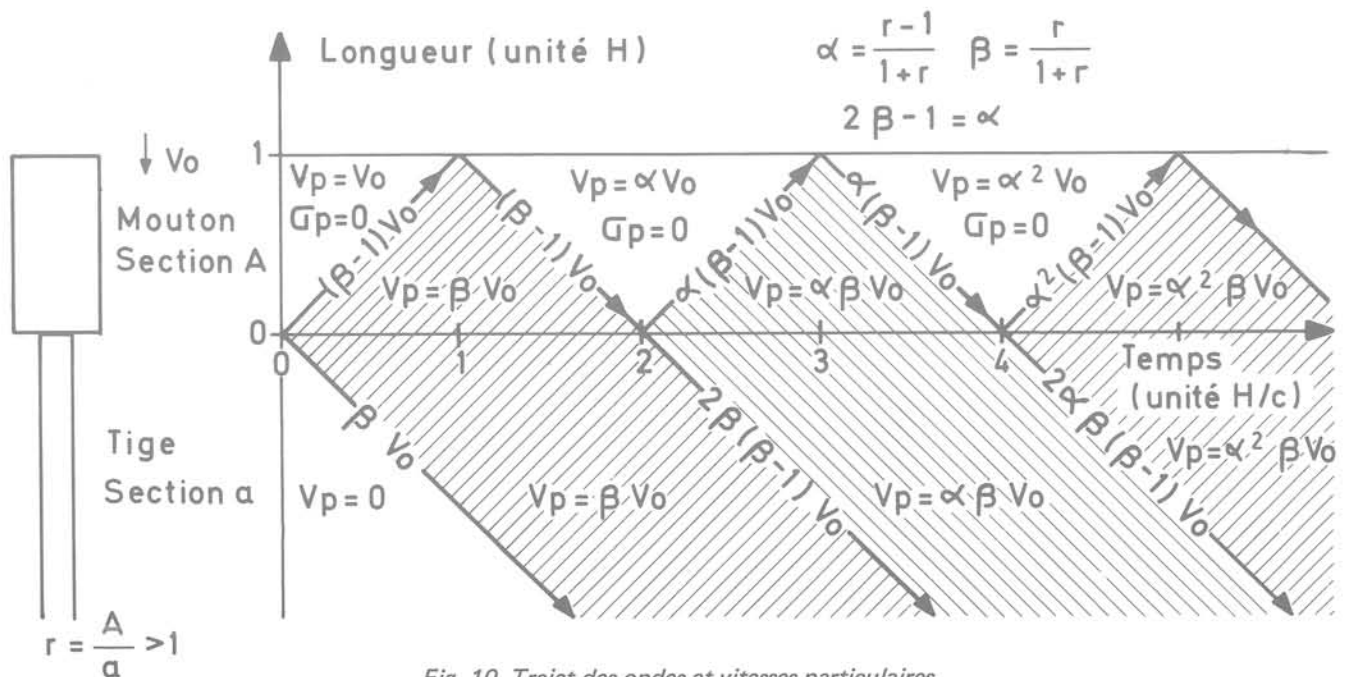


Fig. 10 Trajet des ondes et vitesses particulières

cette énergie ne dépend donc pas du signe de σ ou de v_p : une onde réfléchie correspond à de l'énergie renvoyée en sens inverse, quel que soit son signe.

Nous avons vu plus haut (paragraphe 1.2. "Le coup de baguette magique") que l'énergie du mouton communiquée à la tige se partageait en deux parts égales : énergie statique de compression du ressort que constitue la tige, énergie dynamique ou cinétique du mouvement des particules de la tige. Si un mouton communique par conséquent la totalité de son énergie à une tige élastique supposée suffisamment longue, on doit en conclure que le raccourcissement élastique de cette tige de section constante et de matière homogène est toujours le même pour une même énergie du mouton à l'impact.

Il est facile de calculer ce raccourcissement pour un mouton de même section que la tige et de longueur $H = L$:

$$s = 1/2 \frac{E}{|c|} v_M \times \frac{2L}{E} = \frac{v_M}{|c|} L$$

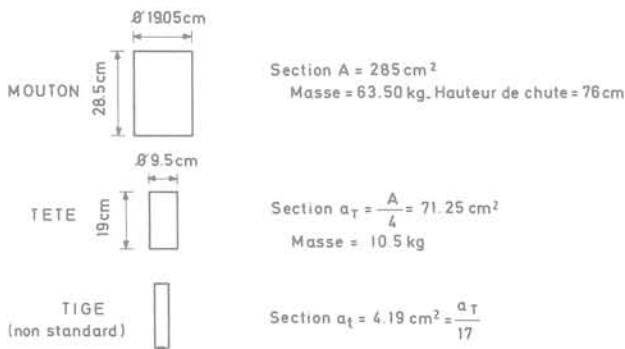


Fig. 13 Données prises en compte pour l'étude d'un essai SPT

puisque le "train" d'onde a une longueur finie $2L$ et donne une compression égale à $\sigma_1 = 1/2 \frac{E}{|c|} v_M$, v_M étant la vitesse du mouton à l'impact. Dans tous les cas, le raccourcissement élastique total maximum est donc égal à celui d'une longueur L de tige dont la masse est égale à celle du mouton et soumise à une compression uniforme avec une contrainte :

$$\sigma_M = \sigma_0 = \frac{E}{|c|} v_M$$

On peut vérifier ce résultat, trouvé ici par le raisonnement dans le cas du choc simple quelle que soit la valeur du coefficient r , en faisant la somme des raccourcissements des portions de tige comprimées avec des contraintes différentes. Un raisonnement analogue montre que l'énergie cinétique totale communiquée à la tige après le choc est dans tous les cas égale à $1/2.2La (1/2 v_M)^2 = 1/4 Mv_M^2$, soit la moitié de l'énergie cinétique du mouton à l'impact.

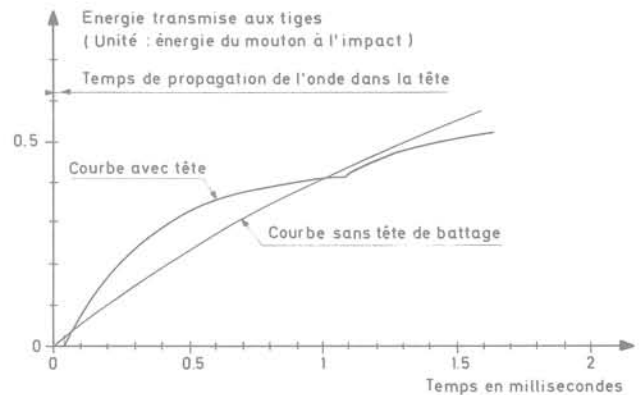


Fig. 15 Essai SPT - Energie transmise aux tiges

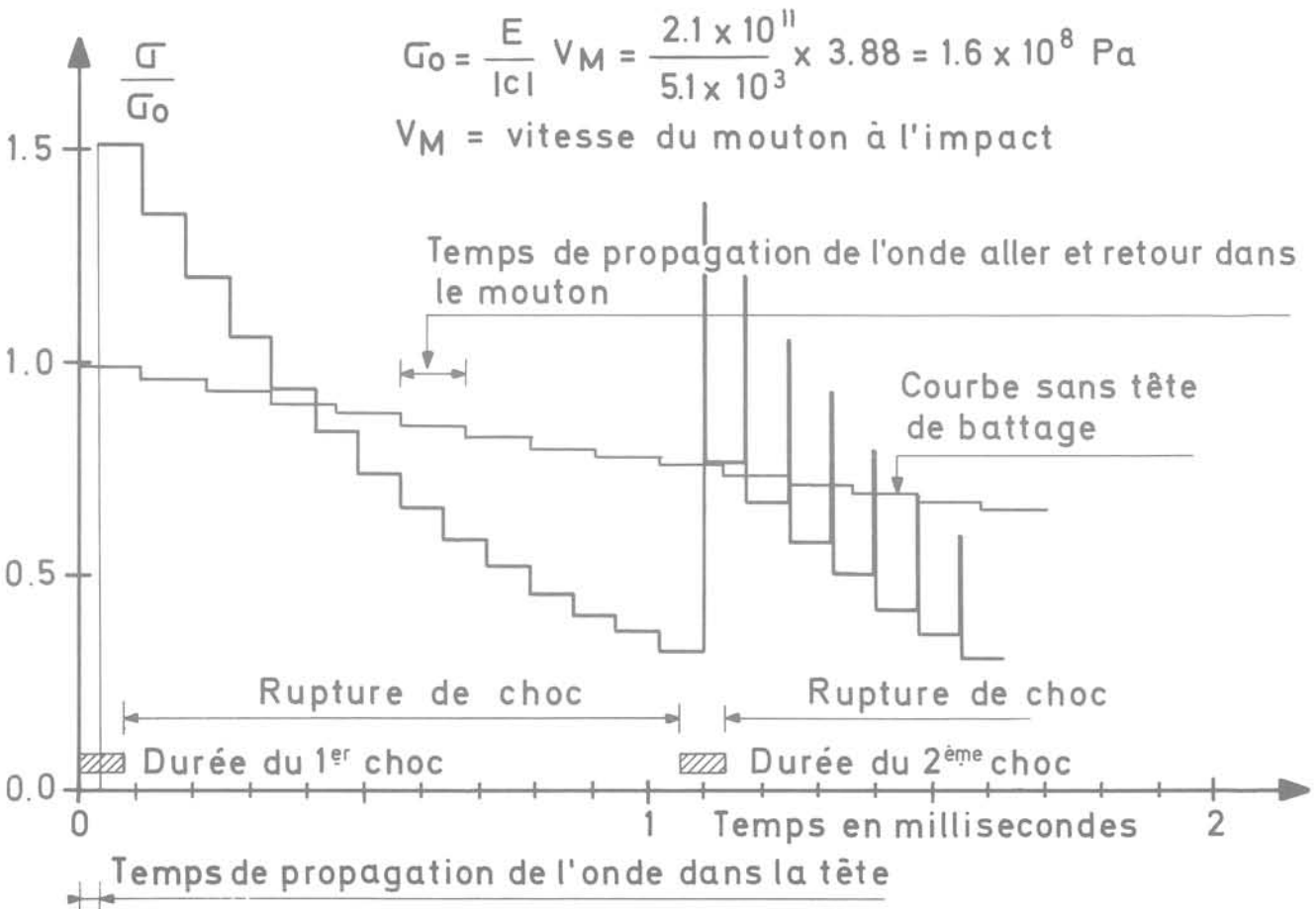


Fig. 14 Essai SPT - Variation de σ en fonction du temps

1.8.5. Et la formule des Hollandais ?

Cette formule bien connue considère les énergies globales. Il n'est pas facile de lui trouver une stricte justification. On peut dire en tout cas qu'elle n'est pas applicable aux corps élastiques. Mais on peut aussi discuter de sa validité en ce qui concerne les corps rigides, pour lesquels aucun choc n'est théoriquement possible sans les briser, car la contrainte de "pic" croît comme la racine carrée du module d'Young. Pour les corps supposés rigides plastiques, on peut également démontrer l'existence d'ondes de choc ; on en revient donc au fait qu'aux amortissements près, un corps linéaire sur lequel a lieu un choc est capable de transmettre de la même façon l'énergie qui lui a été communiquée, quelle que soit sa longueur, donc sa masse totale, ce qui est en contradiction avec la formule des Hollandais.

2 La pénétration dans le sol d'une tige élastique battue

2.1 Ne pas casser la tige au départ

Dans la théorie du choc élastique, la contrainte de pic, pour un rapport donné entre les sections du mouton et de la tige, dépend directement de la vitesse du mouton à l'impact, et pas de la masse du mouton. Il serait possible, en théorie, d'abîmer un pieu de 10 tonnes avec une masse de 10 grammes. Inversement, on pourrait enfoncer sans la casser, une épingle avec un marteau de 10 tonnes. Nous laissons le soin au lecteur de rechercher, parmi les hypothèses faites, celles qui ne se trouvent plus vérifiées dans ces cas limites ! (voir paragraphe 1.2. "Le coup de baguette magique").

Lorsqu'on veut communiquer une grande énergie à un pieu en utilisant une masse faible, mais lancée à grande vitesse, (cas des moutons à double effet), il faut donc, par un système approprié, "écrêter" la contrainte de pic, ce qui est difficilement obtenu sans perte supplémentaire d'énergie. Mais on y gagne pour la manutention des moutons, qui sont moins lourds.

2.2 Le sol est très dur

Dans ce cas, l'onde incidente provenant du coup de mouton, qui est une onde de compression dont nous pouvons connaître la forme, a subi un amortissement faible lorsqu'elle arrive à l'extrémité de la tige qui peut être considérée comme fixe : il y a, à cette extrémité, doublement de la contrainte de compression, pour une vitesse particulière qui reste nulle. Si la contrainte de pic est élevée, le pied de la tige peut être abîmé alors que la tête n'a pas souffert.

Lorsque l'onde de compression réfléchie arrive au contact du mouton, elle se transmet à ce dernier sous la forme d'une onde de compression, qui se réfléchit à son extrémité libre en onde de relâchement annulant les contraintes, mais communiquant une vitesse particulière négative au mouton : lorsque cette onde arrive en retour à la tête de la tige, il y a rebond, toutes les particules du mouton étant animées d'une vitesse négative. Dans ce phénomène, le mouton est toujours "soulevé" à partir de son extrémité supérieure, comme nous l'avons déjà remarqué.

2.3 Le sol est très mou

L'onde incidente, toujours de compression, se réfléchit à la base de la tige en onde de relâchement des contraintes ou de traction. Au niveau de l'extrémité libre de la tige, la contrainte résultante est nulle, car les contraintes incidentes et réfléchies sont égales et opposées ; mais dans son parcours vers le haut, l'onde réfléchie se superpose à une onde incidente de compression qui décroît, et la résultante devient donc une onde de traction, dont le "pic" sera maximum à la tête de la tige.

Si la tige résiste mal à la traction (pieux en béton), elle pourra se casser, généralement près de sa tête (là où l'onde de traction réfléchie n'est plus compensée par l'onde de compression incidente).

L'onde réfléchie arrivant au contact du marteau ne provoque aucun rebond de celui-ci : au contraire, la tige se "dérobe" (il y a rupture de contact) et la nouvelle réflexion donne une onde de compression dans la tige, suivant un processus analogue à celui décrit dans le paragraphe 1.7. "Le mille-pattes".

2.4 Le sol n'est ni très mou ni très dur, mais à la fois visqueux et rigide - plastique

Tentons de justifier, au moins dans certains cas, ces hypothèses qui peuvent paraître surprenantes. Le comportement des sols en tant que milieu semi-indéfini est très complexe, même lorsqu'on les suppose, au mépris de la réalité, homogènes et isotropes ; on est donc amené à définir des lois de comportement variables suivant la nature des sollicitations : loi élastique, élasto-plastique, visqueuse, rigide-plastique, pour ne citer que les plus simples et les plus courantes.

A cette difficulté du choix d'une loi de comportement pour un milieu indéfini qui représente le sol, s'ajoute le fait que l'étude globale du comportement d'un milieu sous les sollicitations est elle-même très complexe, puisqu'il s'agit de déterminer des champs de contraintes, de déformations, ou de vitesses de contrainte ou de déformation, en tenant compte des conditions aux limites.

C'est pourquoi on "triche" parfois en faisant abstraction du sol pour le remplacer, par l'action qu'il est censé exercer sur la structure que l'on étudie ; on invente alors des liaisons sol-structure qui peuvent être des ressorts, des dash-pots, des frottements. Criticable en théorie, cet artifice rend bien des services en pratique. C'est une méthode de cette catégorie que nous allons utiliser ci-après.

Dans notre problème d'enfoncement par battage d'une tige élastique dans le sol, la tige pénétrera dans un sol homogène en brisant les frottements le long de la surface latérale, et en poinçonnant le sol à sa base : deux types de sollicitation bien différents, que nous considérerons donc séparément.

Prenons le cas d'un sol argileux : le long de la surface latérale, le passage des ondes à chaque coup de mouton provoque un brusque déplacement de la tige par rapport au sol, ce qui a pour effet de remanier complètement l'argile au contact de la tige. L'amortissement de l'onde de choc est dû à la réaction d'un sol colloïdal remanié : il est naturel de supposer que c'est une réaction visqueuse, donc proportionnelle à la vitesse particulière du tube. Pour une première onde de compression constante (Force F), à un instant donné, on aura, en fonction de la fiche (Figure 16) :

$$dF = -K_p |v_p| dz \quad |v_p| = \frac{|c|}{E} \sigma_p$$

p étant le périmètre de la tige

$$a \, d\sigma_p = -K_p \frac{|c|}{E} \sigma_p dz$$

ou :

$$\sigma_p(z) = \sigma_0 \exp. \left(-K \frac{|c|}{E} \frac{pz}{a} \right)$$

si la tige est un tube de faible épaisseur b par rapport à son diamètre, on aura :

$$\sigma(z) = \sigma_0 \exp. \left(-K \frac{|c|}{Eb} z \right)$$

Si la tige est pleine et de diamètre D, on aura :

$$\sigma(z) = \sigma_0 \exp. \left(-4K \frac{|c|}{ED} z \right)$$

Pour un observateur qui suivrait le front de l'onde, la contrainte serait une fonction exponentielle décroissante de la fiche ; en un point donné, la courbe de contrainte en fonction du temps se déduit de celle au sommet de la tige par une translation des temps et une affinité de module $\exp. \left(-K \frac{|c|}{E} \frac{pz}{a} \right)$. L'influence du sol est définie par un seul paramètre, K, qui est une viscosité (contrainte par unité de vitesse).

En ce qui concerne les frottements le long de la surface latérale du pieu, il n'y a, en effet, pas de raisons valables de supposer qu'il puisse y avoir une relation universelle entre les paramètres dynamiques mis en jeu pendant un battage et ceux qui régissent un comportement statique à long terme sous des charges variant progressivement. Peut-être y a-t-il un espoir plus raisonnable d'établir dans certains cas une corrélation entre ce que l'on peut définir comme la résistance dynamique ultime du sol, q , et la résistance à la pénétration statique q_c telle que déterminée par les essais de sols normalisés.

Comme bien souvent en Géotechnique, les corrélations que l'on peut établir à l'aide de résultats expérimentaux entre différents paramètres concernant les sols ne peuvent être que des guides pour fixer des ordres de grandeur, et doivent donc être utilisés avec prudence, esprit critique et une absence totale d'amour-propre !

Références Bibliographiques

MEUNIER J., (1974) - *Contribution à l'étude des ondes et des ondes de choc dans les sols*. Thèse présentée à l'université de Grenoble pour obtenir le grade de Docteur Ingénieur.

GONIN H., (1978) - *Etude théorique du battage des corps élastiques élancés et application pratique*. Annales de l'ITBTP Série Sols et Fondations n° 155 - Mai 1978.

BONFORT P., (1978) - Rapport de stage de fin d'études (non publié).

capacité portante des semelles filantes

par

M. Matar

Docteur-Ingénieur

et

J. Salençon

Professeur

Laboratoire de Mécanique des Solides
(Ecole Polytechnique, Ecole des Mines de Paris,
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées)

1 Introduction

Le dimensionnement des fondations superficielles s'effectue habituellement en se référant à deux critères : critère de tassement et critère de poinçonnement :

— par le premier on cherche à limiter la charge admissible pour la fondation par la condition qu'un certain tassement, absolu ou différentiel, ne dépasse pas la valeur jugée tolérable pour la bonne tenue de l'ouvrage concerné ; la relation chargement-tassement, nécessaire à la mise en œuvre de ce critère de dimensionnement, est obtenue soit par des calculs utilisant le plus souvent pour le sol un modèle de comportement élastique linéaire isotrope, soit par des formules reliées à des essais en place ;

— pour le deuxième critère, on s'intéresse à la « stabilité » de la fondation et on limite la charge admissible pour cette dernière à une certaine fraction de la *capacité portante*. Ce concept de capacité portante se réfère à une analyse de la fondation « à la rupture » basée sur la donnée du critère caractérisant la « résistance » du sol de la fondation.

On s'intéressera ici plus particulièrement à l'aspect capacité portante pour les fondations de type « semelle filante » chargées axialement. Toutefois certains des raisonnements mis en œuvre auront une portée plus générale et pourront être transposés sans difficulté à d'autres types de fondations et à d'autres cas de chargements.

Diverses formules d'usage courant permettent d'évaluer la capacité portante des semelles filantes à partir des paramètres caractérisant la résistance du sol, qui figurent dans les critères classiques de Coulomb (C , Φ) ou de Tresca (C) pour les sols de fondations illimités et homogènes ⁽¹⁾.

A partir de cette estimation de la capacité portante on limite la charge admissible pour la fondation par l'application d'un coefficient de sécurité qui vise à prendre en compte les divers aspects suivants (figure 1) :

1 La modélisation qui fait passer du problème pratique « dimensionner une fondation réelle pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage concerné »

au problème schématique dans lequel

« la fondation est supposée de type semelle filante, infiniment rigide, soumise à un chargement uniaxial déterminé »

niste, reposant sur un sol illimité et homogène » ;

2 Le fait que pour ce problème modélisé on n'obtient qu'une réponse de portée plus ou moins limitée, en ne prenant en compte, en particulier, qu'un aspect du comportement du sol : sa « résistance » ;

3 L'adaptation de cette réponse partielle au problème modélisé, à la question posée par le problème pratique réel.

Remarquons qu'au niveau du point 2, on est ramené à un pur problème de mécanique sur lequel on peut mettre en œuvre des raisonnements rigoureux permettant de donner, aux réponses obtenues, des significations précises.

Le but du travail rapporté ici est d'améliorer l'état des connaissances sur le problème modélisé indiqué ci-dessus à la fois dans le cas classique du sol de fondation illimité et homogène et dans le cas de la couche de sol d'épaisseur limitée et de cohésion linéairement variable avec la profondeur. Cela signifie que l'on fournit pour ce problème des réponses dont la signification mécanique est plus précise que celles actuellement disponibles lorsqu'elles existent : ceci s'appuie, pour le raisonnement mécanique, sur la théorie du Calcul à la rupture (cf. p.ex. Salençon, 1978) et sur les calculs nouveaux effectués par Matar (1978).

De plus, une comparaison avec des résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles réduits par Tournier (1972) et Tournier et Milovic (1977) est présentée pour tenter d'étalonner, vis-à-vis de ce problème *modélisé*, le caractère partiel de la réponse obtenue, c'est-à-dire la signification vis-à-vis de ce problème de la capacité portante ainsi calculée : en effet la capacité portante apparaît par la théorie comme la charge « extrême » pour la fondation et il convient de la situer, par l'expérience, par rapport aux charges entraînant la ruine de celle-ci ; ceci permet entre autres d'évaluer l'importance de la forme retenue pour le critère de rupture pour le sol, des déformations avant rupture, etc.

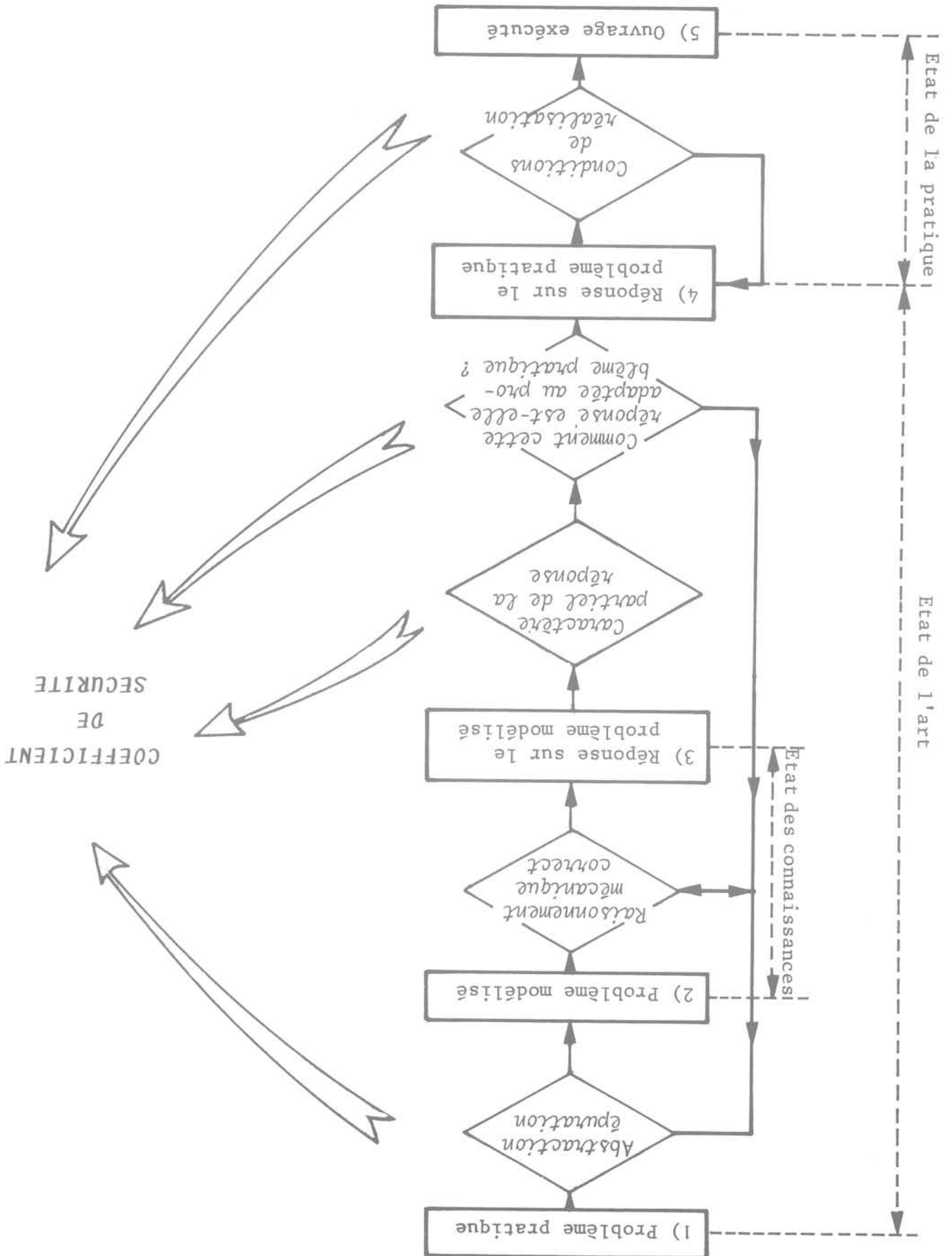
Le plan de l'article qui ne traite donc que du problème modélisé est ainsi le suivant :

le chapitre 2 est consacré à la définition de la capacité portante en montrant que le problème posé est typiquement un problème de Calcul à la rupture, et en signalant en particulier que la méthode de superposition utilisée classiquement en est une application directe ;

⁽¹⁾ C et Φ sont utilisés ici comme notations génériques pour la cohésion et l'angle de frottement, sans aucune signification particulière.

Fig. 1 Schématisation du processus de raisonnement relatif à la capacité portante des fondations superficielles

- 1) Dimensionner une fondation pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage
- 2) Semelle filante, rigide ; critère de rupture du sol ; mode de chargement déterministe
- 3) Abaques pour le calcul de la capacité portante
- 4) Dimensionnement de la fondation
- 5) Fondation exécutée (lieu, conditions diverses, entreprise...)



Ainsi le calcul de la capacité portante nécessite, en s'appuyant sur la formule (2.3), la connaissance des coefficients scalaires $N_y(\Phi)$, $N_c(\Phi)$ et $N_q(\Phi)$ intervenant dans les termes de surface, de cohésion et de surcharge. Les valeurs retenues pour les coefficients $N_y(\Phi)$ et $N_q(\Phi)$ sont actuellement pratiquement identiques pour tous les auteurs ; par contre des divergences apparaissent concernant $N_c(\Phi)$.

$$(2.3) \quad (q')_{\text{superp.}} = \frac{1}{2} \gamma B N_y(\Phi) + C N_c(\Phi) + q N_q(\Phi)$$

Les formules proposées pour la capacité portante de la semelle filante de largeur B , chargée axialement par une force Q (par unité de longueur courante), agissant sur un sol passant de poids volumique γ , avec une surcharge latérale uniforme q (figure 3) s'appuient sur la méthode de superposition, dont on admet le caractère conservatif, et qui conduit à la décomposition de la capacité portante en trois termes sous la forme (Terzaghi, 1943) :

$$(2.2) \quad |t| \leq C + \sigma \operatorname{tg} \Phi, \quad \forall \Phi, \quad (\Phi \neq 0),$$

pour les autres sols, le critère de Coulomb

$$(2.1) \quad |t| \leq C, \quad \forall \Phi$$

pour les sols purement cohérents (comportement à court terme), le critère de Tresca,

Comme on l'a déjà indiqué plus haut, de nombreux auteurs ont proposé des formules pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles de type semelle filante, reposant sur un sol illimité homogène. Dans ces formules, le sol est caractérisé par son critère de rupture (cf. Salençon et Halphen, 1979) ; désignant par σ et τ les composantes normale et tangentielle du vecteur contrainte $\vec{T}$ agissant sur une facette de normale rentrante $\vec{n}$ (figure 2), on adopte :

2.1 Les formules classiques

2 Le concept de capacité portante

La rédaction de cet article sera volontairement succincte sur certains aspects, en particulier en ce qui concerne les programmes de calcul mis au point et les calculs numériques effectués ; le lecteur intéressé pourra se reporter essentiellement à la référence (Matar, 1978).

au chapitre 7, on évoque la comparaison avec les essais sur modèles réduits.

on en donne des exemples d'application au chapitre 6, mettant en évidence, dans certaines circonstances, l'importance des effets de couplage négligés par les formules usuelles dans les cas classiques, et en montrant, pour le cas non-classique de la couche de sol de cohésion variable, les inconvénients, voire les dangers, que peut entraîner l'usage de certaines règles empiriques, d'ailleurs souvent assez malcommodes ;

ces résultats sont présentés au chapitre 5 sous forme d'abaques dans le but d'aboutir à une utilisation pratique commode ;

au chapitre 4, une analyse globale du problème est faite qui conduit à la mise en œuvre de calculs nouveaux fournissant la valeur de la capacité portante en tenant compte des effets de couplage entre tous les paramètres du problème ;

une première évaluation non triviale de la capacité portante, au moyen de résultats antérieurement connus ;

au chapitre 3, on analyse le cas de la fondation sur couche de sol d'épaisseur limitée et de cohésion linéairement variable avec la profondeur et on montre qu'il est possible de lui appliquer la méthode de superposition pour obtenir une première évaluation non triviale de la capacité portante, au moyen de résultats antérieurement connus ;

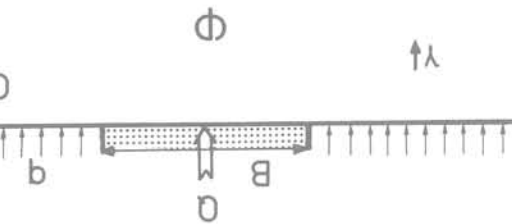


Fig. 3 Semelle filante sur sol illimité homogène

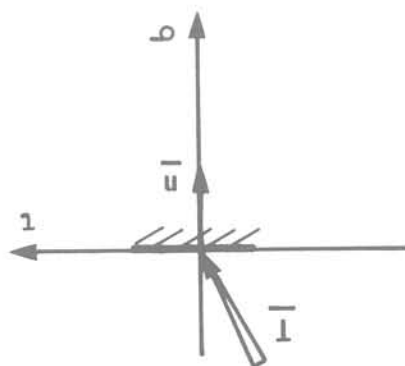


Fig. 2 Convention de signes sur les contraintes

On remarque sur la formule (2.3) et en reprenant ce que nous avons dit à ce propos, que la capacité portante de la fondation ne dépend, en ce qui concerne le comportement du sol, que des paramètres C et Φ qui en caractérisent la « résistance ». Ceci est révélateur de la démarche logarithmique étudiée ; le chargement considéré est constitué de la surcharge q et du poids du sol (poids volumique) — éléments stabilisants — et de la charge proprement dite appliquée à la fondation. Cette démarche a été suivie par tous les auteurs pour les problèmes de capacité portante de fondations. C'est le même type de raisonnement qui est également suivi à propos des problèmes de stabilité de pente depuis Coulomb (1773), et pour les problèmes de poussées et de butées des terres. Il s'agit du raisonnement typique du Calcul à la rupture :

Fig. 5 Méthode de superposition

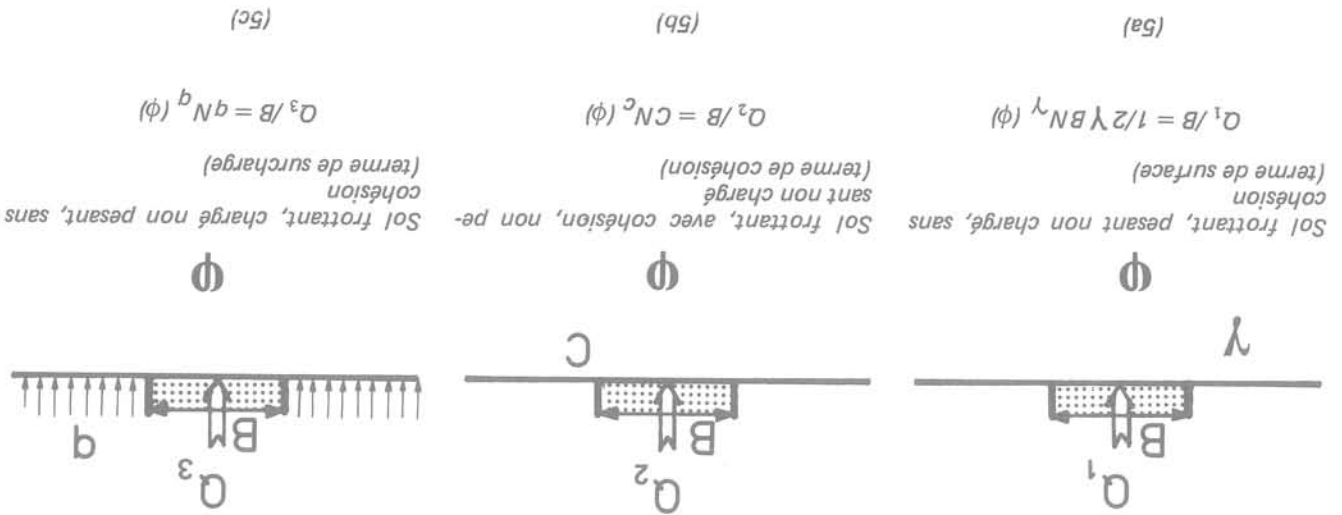


Fig. 4 Forces susceptibles d'être supportées par la fondation dans une géométrie donnée



(1) Les tenseurs sont soulignés d'un nombre de traits égal à leur ordre. Sans que cela crée d'ambiguïtés, nous confondrons souvent le champ $\bar{g}$ et sa valeur locale $\bar{g}(\bar{x})$.

Il est important d'analyser la portée de ce résultat :
— il est évidemment nécessaire que la géométrie du problème soit donnée et *invariable* puisque le raisonnement ne se réfère du point de vue du comportement qu'aux « caractéristiques de résistance », c'est-à-dire au critère de rupture du sol.

$$(2.5) \quad \left. \begin{array}{l} F \text{ supporté par la fondation (en géométrie initiale)} \\ \bar{g} : \bar{g} \text{ équilibré } (Q, \gamma, q), \text{ et } f(\bar{x}; \bar{g}(\bar{x})) \leq 0 \quad \forall \bar{x} \\ Q \in (0, Q^+) \end{array} \right\}$$

On a alors :

Ceci conduit à la définition de la capacité portante. En effet, en se plaçant dans la géométrie initiale du problème et en la supposant invariable, il est clair que pour que la fondation supporte une charge Q , il est nécessaire qu'il existe un champ de contraintes $\bar{g}$ qui équilibre la charge-moment constitué par (Q, γ, q) en respectant en tout point du milieu (sol et interface) le critère de résistance. On montre alors, sans difficulté, que cette condition nécessaire pour pouvoir être supportée par la fondation, limite les forces Q à un segment de droite $[0, Q^+]$ (figure 4) :

$$(2.4) \quad \bar{g}(\bar{x}) \text{ supporté par l'élément de sol} \Leftrightarrow f(\bar{x}; \bar{g}(\bar{x})) \leq 0 ;$$

Les capacités de résistance du sol en un point $\bar{x}$ sont caractérisées par un critère, condition imposée à l'état de contrainte $\bar{g}(\bar{x})$ en ce point pour pouvoir γ être supporté par l'élément de matière et qui est définie par une fonction scalaire f de $\bar{g}(\bar{x})$ (1) :

Il découle immédiatement de cette définition de la capacité portante que la mise en évidence d'un champ de contraintes $\bar{g}$ statiquement admissible et respectant le critère de résistance du sol en tout point, conduit à une valeur conservatrice (approche par défaut) de la capacité portante (c'est le théorème statique du calcul à la rupture). En particulier, en considérant les trois cas de charge représentés sur la figure 5, et en supposant que l'on dispose des champs de contraintes suivants :

a) $\bar{g}_\gamma$ statiquement admissible et respectant le critère de résistance de l'élément de matière en tout point du milieu pesant, non chargé (figure 5a) correspond à la fondation : $1/2 \gamma B N_\gamma(\phi)$.

b) $\bar{g}_c$ statiquement admissible et respectant le critère de résistance de l'élément de matière en tout point du milieu cohérent, non pesant et non chargé (figure 5b) correspond à la fondation : $C N_c(\phi)$.

c) $\bar{g}_q$ statiquement admissible et respectant le critère de résistance de l'élément de matière en tout point du milieu chargé non pesant et non cohérent (figure 5c), correspondant à la pression moyenne sous la fondation : $q N_q(\phi)$.

2.3 Théorème statique ; méthode de superposition

— à partir de ces données le résultat énoncé, qui repose sur la convexité des critères (2.1) et (2.2), est le plus précis que l'on puisse obtenir.

Il est alors naturel de définir la *capacité portante* de la fondation par la valeur moyenne :

$$(2.6) \quad q_u = Q^+/B$$

On peut vérifier immédiatement, en utilisant, par exemple la représentation de Mohr, que le champ de contraintes ⁽¹⁾ :

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}_\gamma + \underline{\sigma}_c + \underline{\sigma}_q$$

obtenu en additionnant en chaque point du milieu les contraintes produites par $\underline{\sigma}_\gamma$, $\underline{\sigma}_c$, et $\underline{\sigma}_q$, est statiquement admissible et respecte en tout point le critère de résistance pour le sol pesant, cohérent avec surcharge (figure 3).

Il en résulte, par application du théorème ci-dessus, que pour le problème posé à la figure 3 on a :

(2.7)

$$q_u \geq (q_u)_{\text{superp.}} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma(\Phi) + C N_c(\Phi) + q N_q(\Phi)$$

ce qui démontre le caractère conservatif de la méthode de superposition.

2.4 Approche cinématique — Solutions complètes en calcul à la rupture.

On démontre aussi que q_u peut être approchée par excès commodément par voie cinématique ; ce résultat s'obtient par la *dualisation* mathématique des équations d'équilibre au moyen du principe des puissances virtuelles et l'utilisation de la *fonction d'appui* déduite du critère de rupture.

On a ainsi deux approches, qui ressortissent à la terminologie générale d'*approches par l'intérieur et par l'extérieur en Calcul à la rupture* ; elles sont analogues aux théorèmes bien connus de l'Analyse limite, mais elles ne font nullement appel à la théorie de la Plasticité. On en trouvera une application détaillée à l'analyse de la stabilité des ouvrages en terre dans (Coussy et Salençon, 1979).

La combinaison de ces deux approches permet d'aboutir ici, par la construction de solutions complètes du point de vue du Calcul à la rupture, à la connaissance de la valeur exacte de q_u .

2.5 Conséquences

Une fois posée cette définition précise de la notion de capacité portante qui, comme on l'a vu, correspond très exactement aux idées directrices suivies par les auteurs dans ce domaine, l'interprétation des diverses méthodes proposées pour calculer les valeurs des coefficients figurant dans la formule linéaire (2.3) ne présente aucune difficulté : il suffit d'examiner à quel type d'approche ressortit chacun des raisonnements mis en œuvre. On trouvera dans (Matar, 1978) une analyse détaillée de cette question dont il résulte que $N_\gamma(\Phi)$ et $N_q(\Phi)$ sont donnés par les formules explicites issues de la solution de Prandtl complétée par Shield (1954) :

$$(2.8) \quad \begin{cases} N_c(\Phi) = \cotg \Phi [e^{\pi \tg \Phi} \tg^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}) - 1] \\ N_q(\Phi) = e^{\pi \tg \Phi} \tg^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}) \end{cases}$$

Quant à $N_\gamma(\Phi)$ sa valeur est fournie par la solution de Lundgren et Mortensen (1953) complétée par Davis et Booker (1971).

2.6 Remarques

On a vu que la seule définition possible pour la capacité portante q_u dans le cadre d'une approche qui ne repose que sur la connaissance des capacités de résistance du sol de fondation, est celle d'une charge *extrême* au sens du calcul à la rupture : q_u est la plus grande charge *susceptible* d'être supportée par la fondation dans les conditions indiquées. Il s'agit là évidemment d'une réponse partielle au problème (modélisé) posé, ne serait-ce que parce que rien ne permet d'affirmer que toute charge infé-

rieure à q_u sera toujours effectivement supportée par la fondation, indépendamment de facteurs tels que trajet de charge, etc. ; de plus, l'importance des déformations avant la rupture, leur rôle éventuel, sont aussi du plus grand intérêt. C'est ce que tentera d'évaluer la comparaison avec les essais sur modèles qui sera évoquée au chapitre 7.

3 Capacité portante d'une semelle filante sur sol non-homogène.

Emploi de la méthode de superposition

3.1 Quelques cas de non-homogénéité antérieurement étudiés

La semelle filante sur sol homogène illimité est évidemment le cas de fondations le plus classique qui ait été étudié. Le petit nombre de paramètres nécessaire à la description du problème du point de vue de la capacité portante réduit le volume des calculs à effectuer dans le cadre de l'application de la méthode de superposition et permet une présentation commode des résultats : tableaux ou courbes pour $N_\gamma(\Phi)$, $N_c(\Phi)$, $N_q(\Phi)$.

Le cas de la semelle filante sur couche de sol homogène d'épaisseur limitée, reposant sur une assise rigide (figure 6) a également été étudié (Mandel et Salençon, 1969 et 1972). Ces auteurs ont appliqué la méthode de superposition en s'appuyant sur le théorème général du § 2.3 et en construisant les solutions complètes des trois problèmes de base, homologues de ceux de la figure 5.

Avec les notations de la figure 6 l'analyse dimensionnelle montre que les capacités portantes pour les trois problèmes de base s'écrivent :

$$(3.1) \quad \left\{ \begin{array}{l} a) \quad q_u = \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma(\frac{B}{h}, \Phi), \\ b) \quad q_u = C N'_c(\frac{B}{h}, \Phi), \\ c) \quad q_u = q N'_q(\frac{B}{h}, \Phi); \end{array} \right.$$

la capacité portante pour le problème général de la figure 6 est donc évaluée par défaut au moyen de la méthode de superposition sous la forme :

$$(3.2) \quad q_u \geq (q_u)_{\text{superp.}} = \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma(\frac{B}{h}, \Phi) + C N'_c(\frac{B}{h}, \Phi) + q N'_q(\frac{B}{h}, \Phi)$$

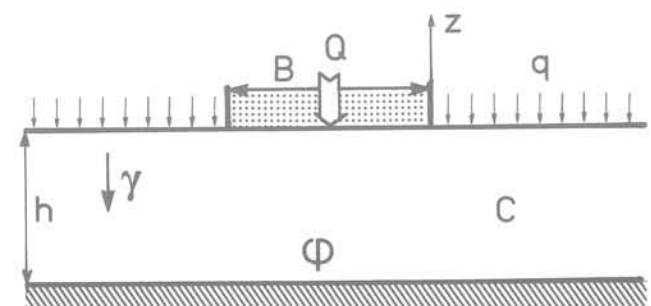


Fig. 6 Semelle filante sur couche de sol homogène d'épaisseur limitée

⁽¹⁾ Ce résultat repose sur le fait que le domaine des états de contraintes supportables pour le critère de Coulomb est un cône convexe.

Les auteurs ont étudié divers cas de frottement à l'interface entre la couche de sol et son assise rigide, la fondation quant à elle étant supposée parfaitement rugueuse ; dans toute la suite seul le cas où il y a adhérence parfaite entre la couche de sol et l'assise rigide sera considéré.

Les valeurs des coefficients figurant dans (3.2) ont été données dans les références indiquées ; elles sont représentées graphiquement dans la suite (figures 10 et 11).

On a entre $N'_c(\frac{B}{h}, \Phi)$ et $N'_q(\frac{B}{h}, \Phi)$ la relation : $N'_q(\frac{B}{h}, \Phi) = N'_c(\frac{B}{h}, \Phi) \tan \Phi + 1$

(théorème des états correspondants).

Il est à remarquer que, pour chacun des problèmes de base, il existe une valeur critique du rapport B/h , soient $(B/h)_\gamma$ et $(B/h)_c = (B/h)_q$, fonctions de Φ telles que :

$$(3.3) \quad \left\{ \begin{array}{l} B/h \leq (B/h)_\gamma \quad \Leftrightarrow \quad N'_\gamma(\frac{B}{h}, \Phi) = N_\gamma(\Phi) \\ B/h \leq (B/h)_c \quad \Leftrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} N'_c(\frac{B}{h}, \Phi) = N_c(\Phi) \\ N'_q(\frac{B}{h}, \Phi) = N_q(\Phi) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

c'est-à-dire que l'influence de l'assise rigide ne se fait plus sentir sur la capacité portante de la fondation, lorsque la couche de sol est suffisamment épaisse.

Un autre type de non-homogénéité a été étudié : il s'agit du sol de fondation illimité dont la cohésion croît linéairement avec la profondeur. Ce type de non-homogénéité se rencontre dans la pratique pour les sols à $\Phi < 25^\circ$ et plus particulièrement pour les sols à $\Phi = 0^\circ$ ou voisin de 0° tels que les sols marins dont Duncan et Buchignani (1973) et le Tirant (1976) ont donné des exemples (figure 7).

L'analyse de ce problème a permis de le traiter par la méthode de superposition et par un calcul global prenant en compte tous les effets de couplage (Salençon, Florentin et Gabriel, 1976). Il n'est pas nécessaire d'en détailler ici les résultats : comme les précédents ce sont des cas particuliers des résultats de la présente étude.

Enfin, récemment, Matar et Salençon (1977) ont publié des résultats sur la couche de sol purement cohérent et de cohésion linéairement variable avec la profondeur.

Les travaux mentionnés ci-dessus sont ceux qui se rattachent directement, par les méthodes utilisées, à l'étude présentée ici. D'autres auteurs se sont intéressés à ces problèmes et les ont abordés par d'autres voies ; nous renvoyons le lecteur à Obin (1972) et à Giroud, Tran-Vo-Nhiem et Obin (1973) pour une bibliographie détaillée : l'interprétation des solutions devra se faire par référence aux théorèmes des § 2.3 et 2.4.

3.2 Le problème étudié (problème P)

On se propose maintenant d'étudier la capacité portante d'une semelle filante de largeur B , chargée axialement, reposant sur une couche de sol d'épaisseur limitée h , de poids volumique γ , d'angle de frottement interne Φ constant et dont la cohésion croît linéairement avec la profondeur selon la loi :

$$(3.4) \quad C(z) = C_0 - gz$$

C_0 est la cohésion en surface et $g = -dC/dz (>0)$ est le gradient de cohésion avec la profondeur, C_0 et g sont constants.

La couche de sol repose sur une assise rigide avec une surcharge latérale q (figure 8).

Nous supposons dans toute la suite qu'il s'agit d'une semelle filante et d'une assise rigide rugueuses. Par

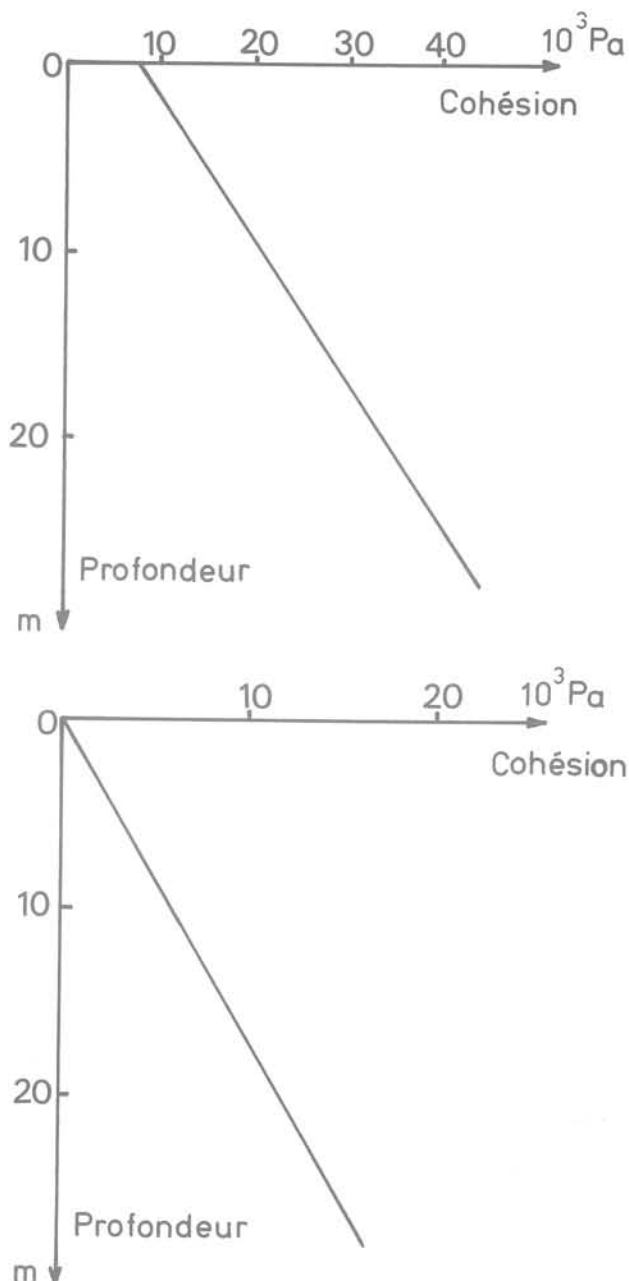


Fig. 7 Exemples de résistance au cisaillement des sols marins

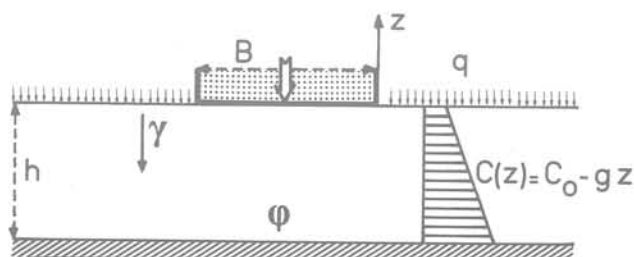


Fig. 8 Problème P ; sol pesant, cohésion variable

semelle (resp. assise) rugueuse, on entend que l'adhérence est totale entre la semelle et le sol, c'est-à-dire que toute rupture se produit dans le sol et non pas dans l'interface sol-semelle (resp. sol-assise).

Le problème étant ainsi posé⁽¹⁾ la capacité portante de la semelle est *a priori* une fonction des paramètres C_0 , g , B , h , γ , Φ , q :

$$(3.5) \quad q_u = f(C_0, g, B, h, \gamma, \Phi, q)$$

3.3 Sol frottant ; utilisation de la méthode de superposition

On va voir, par une analyse mécanique du problème, que dans le cas d'un sol frottant ($\Phi \neq 0$) une évaluation par défaut de la capacité portante peut être obtenue à partir de la formule (3.2), c'est-à-dire par une application de la méthode de superposition, sans qu'il soit nécessaire de procéder à des calculs nouveaux.

On démontre en effet le théorème suivant :

« équivalence P-P' »

Pour un sol à $\Phi \neq 0$, la capacité portante q_u pour le problème P se déduit par la formule :

$$(3.6) \quad q_u = q_1' + q$$

de la capacité portante q_1' correspondant au problème P'

géométriquement identique au précédent défini comme suit : sol homogène, de même angle de frottement Φ , de poids volumique $\gamma' = \gamma + g \cot \Phi$, et de cohésion $C_1' = C_0 + q \tan \Phi$.

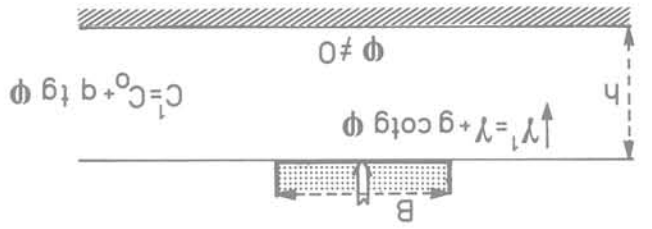
Cette propriété est analogue à celles énoncées par Salençon, Barbier et Beaubat (1973) et Salençon, Florentin et Gabriel (1976).

La figure 9 donne les détails de la correspondance entre les deux problèmes.

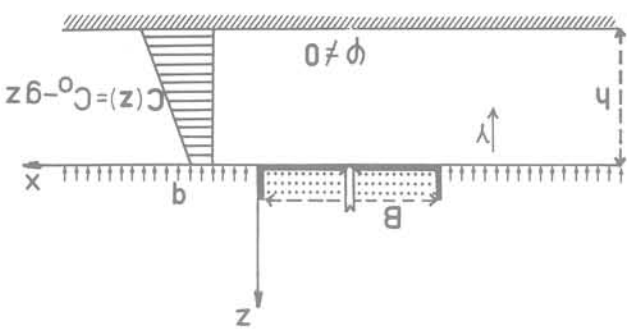
Il en résulte alors, de façon évidente par (3.2), l'évaluation par défaut de la capacité portante fournie par une application de la méthode de superposition au problème P' :

$$(3.7) \quad q_u \geq (q_1')_{\text{superp}} + q = \frac{1}{2}(\gamma' + g \cot \Phi) B N_{\gamma}' \left(\frac{h}{B}, \Phi \right) + (C_0 + q \tan \Phi) N_c \left(\frac{h}{B}, \Phi \right) + q = (q_u')_{\text{superp.}}$$

(1) Il est clair que ce problème contient, comme cas particuliers, tous ceux qui ont été évoqués auparavant



Problème P' : Sol pesant, poids spécifique modifié, cohésion constante modifiée



Problème P : Sol pesant, cohésion variable

Fig. 9 Problèmes P' et P : correspondance entre les champs de contraintes : $\bar{\sigma}' = \bar{\sigma} - (gz \cot \Phi + q) \bar{1}$; correspondance entre les capacités portantes : $q_1' = q_u - q$

(1) Pour $\Phi = 0$, la surcharge q a un effet purement additif suivant.

d'autre part une équivalence entre les effets du gradient vertical de cohésion et du poids volumique γ : du point de vue de la capacité portante, le gradient vertical de cohésion g est équivalent à un poids volumique additionnel égal à $g \cot \Phi$; nous aurons l'occasion d'utiliser cette équivalence, pour ainsi dire « en sens inverse » au chapitre suivant.

Le théorème « d'équivalence P - P' » énoncé au § 3.3 met en évidence pour le matériau frottant :

3.5 Commentaires

La formule (3.9) fournit ainsi une évaluation par défaut de la capacité portante de la semelle pour $\Phi = 0$, prenant en compte l'effet du gradient de cohésion ; il s'agit d'une formule de superposition. De plus cette formule est bien l'homologue de la formule (3.7) en ce sens que la continuité entre ces deux formules quand $\Phi \rightarrow 0$ correspond à la propriété :

$$N_{\gamma}' \left(\frac{h}{B}, \Phi \right) \sim \Phi/2 \text{ quand } \Phi \rightarrow 0, \quad \forall B/h.$$

$$(3.9) \quad q_u \geq (q_u')_{\text{superp.}} = C_0 N_c \left(\frac{h}{B}, 0 \right) + \frac{1}{2} g B + q$$

sens de la sécurité :

b) dans le cas général pour le sol purement cohérent ($\Phi = 0$), la superposition de la capacité portante correspondant à une cohésion constante égale à C_0 et à la surcharge q , et de celle due au gradient de cohésion va dans le sens de la sécurité :

$$(3.8) \quad q_u = \frac{1}{2} g B + q, \quad \forall B/h :$$

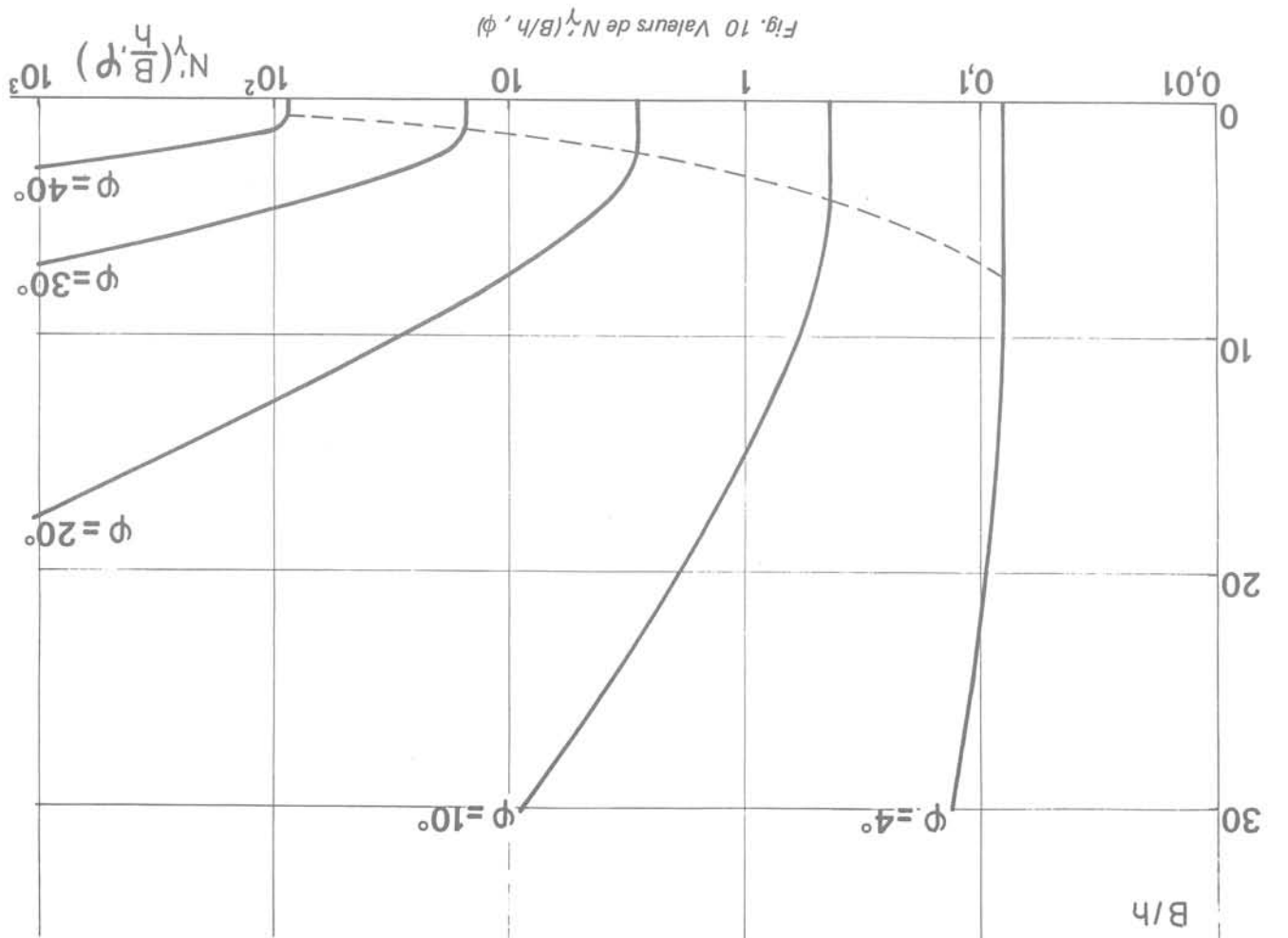
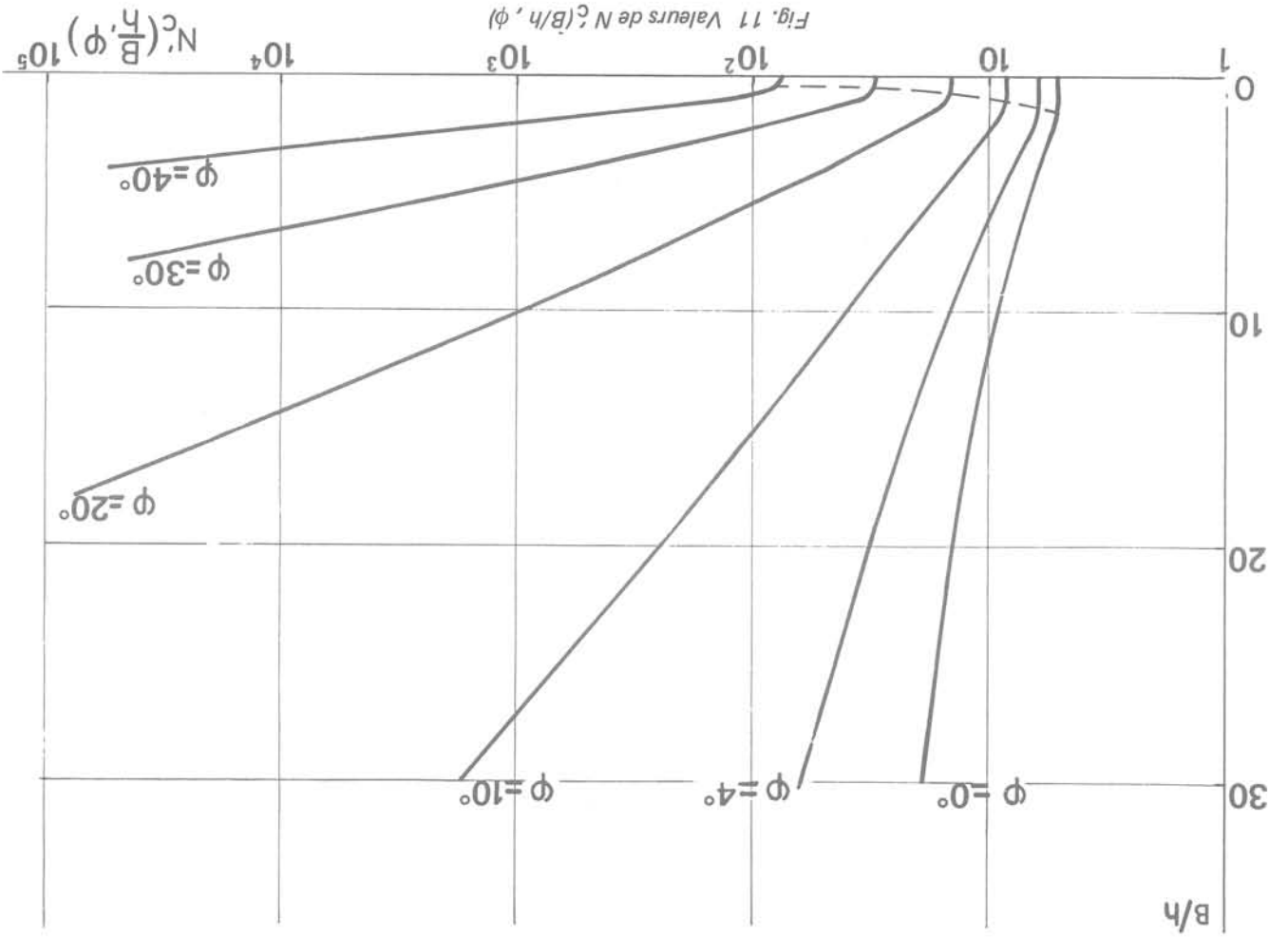
a) Si $C_0 = 0$, la capacité portante de la semelle est :

On démontre les deux propriétés suivantes (cf. Matar et Salençon, 1977) :

Il est évident, par la présence du facteur $\cot \Phi$ dans les formules de correspondance P - P' indiquées plus haut, que la méthode ci-dessus ne peut s'appliquer directement dans le cas d'un sol purement cohérent ($\Phi = 0$). Il est nécessaire de procéder alors à une analyse particulière.

3.4 Sol purement cohérent

On voit ainsi qu'une simple analyse mécanique du problème posé permet, sans avoir à effectuer des calculs nouveaux, d'obtenir une évaluation par défaut non triviale de la capacité portante, prenant en compte l'effet de gradient de cohésion dans le cas d'une couche de sol frottant.



Ici ces deux équivalences ont conduit à des regroupements de termes à partir desquels il a été possible d'appliquer la formule (3.2). Les figures 10 et 11 représentent les valeurs des coefficients $N'_\gamma(B, \Phi)$ et $N'_c(B, \Phi)$ à utiliser dans (3.7) ainsi que $N'_c(B, 0)$ pour (3.9).

Comme on l'a dit, l'évaluation par défaut (3.7) résulte de l'application de la méthode de superposition au problème P^1 . On pourrait être tenté, suivant le théorème général du § 2.3, d'appliquer cette méthode directement au problème P ; comme cela est expliqué dans (Matar, 1978) une telle application nécessiterait d'effectuer des calculs nouveaux qui seraient en fait identiques à ceux qui seront mis en œuvre au chapitre suivant pour le calcul *global* de la capacité portante pour ce même problème P : cette application de la méthode de superposition au problème P serait donc sans intérêt réel.

4 Capacité portante d'une semelle filante sur sol non-homogène. Calcul global

4.1 Position du problème; « équivalence $P - P^2$ »

Il est commode pour l'analyse qui va être faite dans la suite, de reprendre « en sens inverse » le raisonnement développé à propos de l'« équivalence $P - P^1$ » au § 3.3. On démontre ainsi le théorème suivant :

« équivalence $P - P^2$ »

La détermination de la capacité portante q_u pour le problème P se ramène, par la formule

$$(4.1) \quad q_u = q_u^2 + q$$

à la détermination de la capacité portante q_u^2 pour le problème P^2 , géométriquement identique au précédent et défini comme suit : sol non pesant, d'angle de frottement Φ , de cohésion variable

$$C^2(z) = (C_o + q \tan \Phi) - (g + \gamma \tan \Phi) z, \text{ sans surcharge.}$$

La figure 12 détaille la correspondance entre ces deux problèmes tandis que le tableau 1 récapitule les positions de P , P^1 et P^2

On remarque que, dans cet énoncé, ne figure aucune restriction sur Φ ; en effet la démonstration demeure valable pour $\Phi = 0$. On peut donc ainsi regrouper sous le même formalisme les cas du sol purement cohérent et du sol frottant (¹).

On déduit immédiatement de ce théorème d'équivalence que la capacité portante q_u ne dépend des paramètres définissant le problème P indiqués à la formule (3.5) que par l'intermédiaire des groupements définissant le problème P^2 . Plus précisément, compte tenu de (4.1) et avec la notation de (3.5) on a :

$$q_u = q + f(C_o + q \tan \Phi, g + \gamma \tan \Phi, B, h, 0, \Phi, 0)$$

Par l'analyse dimensionnelle, on déduit alors que la capacité portante q_u pour le problème P se met nécessairement sous les formes suivantes :

$$(4.2) \quad \begin{cases} q_u = q + (C_o + q \tan \Phi) F_c \left(\frac{g + \gamma \tan \Phi}{C_o + q \tan \Phi} B, \frac{B}{h}, \Phi \right) \\ \text{si } (C_o + q \tan \Phi) \neq 0 \end{cases}$$

$$(4.3) \quad \begin{cases} q_u = q + (g + \gamma \tan \Phi) B \cdot K\left(\frac{B}{h}, \Phi\right) \\ \text{si } (C_o + q \tan \Phi) = 0 \end{cases}$$

(¹) Ceci prouve en fait que c'est le facteur $N'_\gamma = N'_\gamma \cot \Phi$ qui est significatif et non N'_γ lui-même (de la même manière que $N'_c = (N'_c - 1) \cot \Phi$ et non $N'_c - 1$). Ceci apparaîtra dans les abaques pour le calcul pratique donnés au chapitre 5.

où F_c et K sont des fonctions scalaires des arguments indiqués.

L'intérêt de ces formules est évident : la réduction du nombre de paramètres dont dépend effectivement q_u , d'abord par l'analyse mécanique, puis par l'analyse dimensionnelle, diminue évidemment de manière considérable le volume des calculs à effectuer pour la détermination complète de q_u . On comprend également que la présentation des résultats en sera grandement facilitée.

4.2 Détermination de la fonction $K(B/h, \Phi)$

La formule (4.3) correspondant au cas où $(C_o + q \tan \Phi) = 0$, la détermination de la fonction $K(B/h, \Phi)$ se ramène au calcul de q_u^2 pour le problème P^2 dans le cas où la cohésion $C^2(z)$ est nulle en surface : $C^2(0) = 0$.

• Supposons d'abord $\Phi \neq 0$; q_u^2 est alors égale à q_u^1 pour le problème P^1 homologue (tableau 1), c'est-à-dire où la cohésion en surface est nulle. Ce problème n'est autre que l'un des trois problèmes de base évoqués au § 3.1 pour la semelle filante sur couche de sol homogène : c'est le problème a) et l'on a, en se référant à (3.1) :

$$q_u = \frac{1}{2} (\gamma + g \cot \Phi) B N'_\gamma(B/h, \Phi)$$

On en déduit :

$$(4.4) \quad \begin{cases} K(B/h, \Phi) = \frac{1}{2} N'_\gamma(B/h, \Phi) \cot \Phi \\ \text{si } \Phi \neq 0 \end{cases}$$

• Pour $\Phi = 0$, le problème P^2 à étudier est celui de la semelle filante sur couche de sol purement cohérent d'épaisseur limitée, de cohésion nulle en surface et croissant linéairement avec la profondeur selon le gradient $g^2 = g + \gamma \tan \Phi$. C'est le problème évoqué au § 3.4 et la capacité portante y est donnée par (3.8), d'où ici :

$$q_u = \frac{1}{4} (g + \gamma \tan \Phi) B = \frac{1}{4} g B$$

On en déduit :

$$(4.5) \quad K\left(\frac{B}{h}, 0\right) = \frac{1}{4}$$

La fonction $K\left(\frac{B}{h}, \Phi\right)$ est ainsi déterminée pour $\Phi \geq 0$ sans qu'il soit nécessaire de procéder à aucun calcul nouveau.

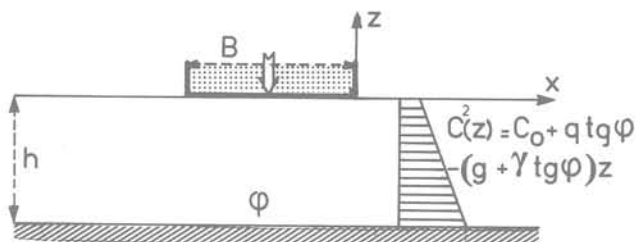
4.3 Détermination de la fonction

$$F_c \left(\frac{g + \gamma \tan \Phi}{C_o + q \tan \Phi} B, \frac{B}{h}, \Phi \right)$$

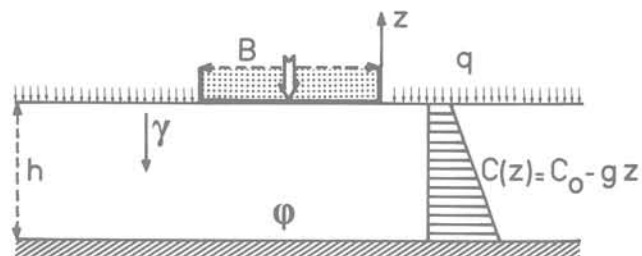
La détermination de la fonction F_c s'effectue en construisant, pour $(C_o + q \tan \Phi) \neq 0$, une solution complète pour le problème P^2 . On s'appuie pour cela sur la théorie des équilibres limites plans pour les sols non-homogènes (cf. par ex. Olszak, Rychlewski et Urbanowski (1962) ou Salençon (1974) pour les équations de ce problème).

Nous nous restreindrons ici à donner des indications sommaires sur la démarche suivie et la forme des réseaux de lignes caractéristiques obtenus. Tous les détails sont disponibles dans la référence (Matar, 1978) déjà citée, en particulier en ce qui concerne les champs de vitesse et les prolongements des champs de contraintes.

La construction de la solution pour une couche de sol d'épaisseur limitée s'effectue à partir de la solution du cas du sol semi-infini ($h = \infty$) d'une manière analogue à celle décrite dans Mandel et Salençon (1969, 1972) et Matar et Salençon (1971). Elle a été faite dans l'hypothèse $(g + \gamma \tan \Phi) \geq 0$.



Problème P^2
Sol non pesant, cohésion variable modifiée



Problème P
Sol pesant, cohésion variable

Fig. 12 Problèmes P^2 et P ;
correspondance entre les champs de contrainte : $\underline{\underline{\sigma}}^2 = \underline{\underline{\sigma}} + (\gamma z - q) \underline{\underline{1}}$;
correspondance entre les capacités portantes : $q_u^2 = q_u - q$

Problème	P $\Phi \geq 0$	P^1 $\Phi > 0$	P^2 $\Phi \geq 0$
Numéro de la figure	9 et 12	9	12
Poids volumique	γ	$\gamma^1 = \gamma + g \cotg \Phi$	0
Gradient de cohésion	g	0	$g^2 = g + \gamma \tg \Phi$
Cohésion en surface	C_0	$C_0 + q \tg \Phi$	$C_0 + q \tg \Phi$
Surcharge latérale	q	0	0
Capacité portante	q_u	$q_u^1 = q_u - q$	$q_u^2 = q_u - q$
Champ de contrainte	$\underline{\underline{\sigma}}$	$\underline{\underline{\sigma}}^1 = \underline{\underline{\sigma}} - (gz \cotg \Phi + q) \underline{\underline{1}}$	$\underline{\underline{\sigma}}^2 = \underline{\underline{\sigma}} + (\gamma z - q) \underline{\underline{1}}$

Tableau 1 Position des problèmes P , P^1 et P^2

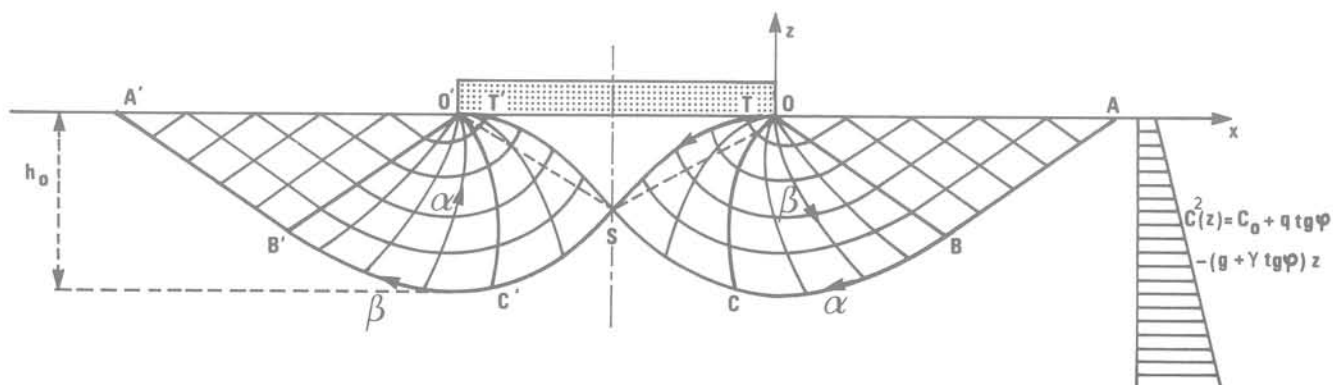
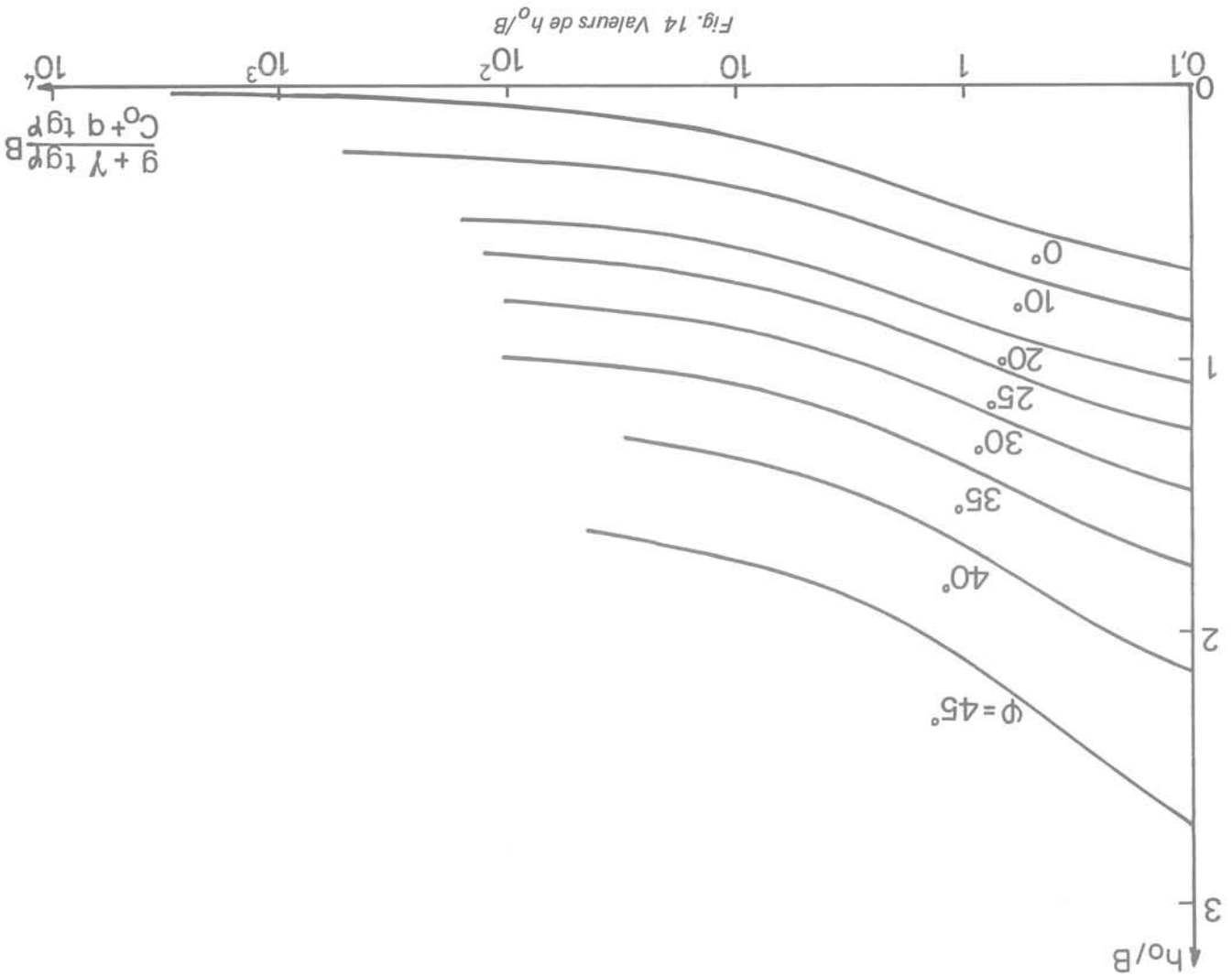


Fig. 13 Fondations sur sol d'épaisseur illimitée ; réseau de caractéristiques



La figure 14 représente h_0/B en fonction de ces arguments.

$$g + \gamma \cdot \tan \phi \quad B \quad \text{et} \quad \Phi.$$

de :
Le réseau ainsi construit, (figure 13), s'enfonce dans le sol jusqu'à la profondeur h_0 , proportionnelle à B et fonction

inconnues *a priori*.
Le réseau de OA et les autres dimensions du réseau, maximale soit verticale. Cette condition détermine la longueur de OA et les autres dimensions du réseau, (a) et ST (b) (et symétriques) qui se coupent sur l'axe de la symétrie en un point S, de façon à ce que la direction principale des contraintes correspond à la compression de la fondation et est alors limitée par les caractéristiques SCBA truit, est évidemment symétrique par rapport à l'axe de la de la fondation. Le réseau des caractéristiques ainsi construites (b) tangentes à O'C en conséquence de la rugosité caractéristiques (a) s'appuyant sur OC et les caractéristiques de la construction du réseau est ensuite poursuivie par les 3° la construction du réseau est poursuivie par les 2° d'un éventail de Prandtl en milieu non-homogène, centré en O, d'ouverture $3\pi/4 + \Phi/2$: OBC.

OAB, 1° d'un champ de Rankine en milieu non-homogène : Ce réseau se compose :

La figure 13 représente un réseau de caractéristiques tel que construit par Berthet, Hayot et Salençon (1972) pour un sol purement cohérent ($\Phi=0$), et Salençon, Barbier et Baubert (1973) pour un sol frottant ($\Phi \neq 0$).

• Sol illimité ($h=0$)

$$(4.6) \quad \left\{ \begin{array}{l} F_c \left(\frac{g + \gamma \cdot \tan \phi}{C_0 + q \cdot \tan \phi} B, h, \Phi \right) = F_c \left(\frac{C_0 + q \cdot \tan \phi}{g + \gamma \cdot \tan \phi} B, O, \Phi \right) \\ \text{si } O \ll \frac{h}{B} \ll \frac{h_0}{B} \end{array} \right.$$

Autrement dit :
l'assise rigide n'a aucune influence sur la capacité portée de la semelle filante.

$$\text{à } B, \frac{C_0 + q \cdot \tan \phi}{g + \gamma \cdot \tan \phi} B \text{ et } \Phi \text{ donnés, si } h \geq h_0$$

En conclusion :

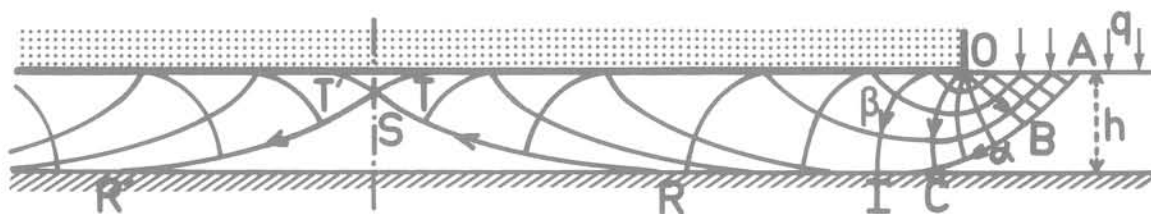
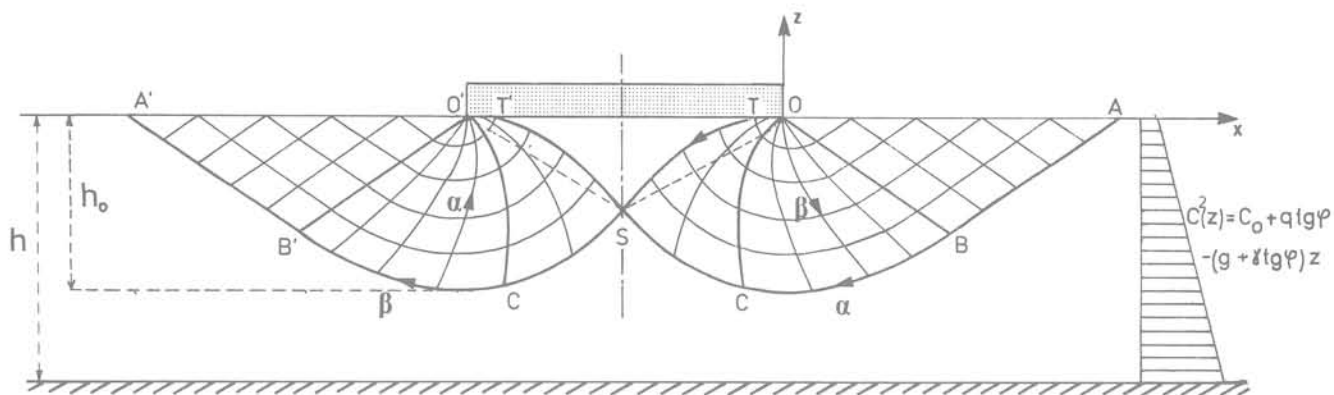
Pour une couche de sol d'épaisseur limitée $h \geq h_0$, la construction du réseau de caractéristiques de la figure 13 peut être reprise sans changement (figure 15).

• Couche de sol d'épaisseur $h \geq h_0$

$$F_c \left(\frac{C_0 + q \cdot \tan \phi}{g + \gamma \cdot \tan \phi} B, O, \Phi \right)$$

La solution ainsi construite permet de déterminer :

Pour $(g + \gamma \cdot \tan \phi) = 0$, on a $B/h_0 = (B/h)_c$ correspondant à un sol homogène cohérent non pesant ; pour $(C_0 + q \cdot \tan \phi) = 0$ on a $B/h_0 = (B/h)_\gamma$ cf. formule (3.3). Comme on le voit h_0/B est une fonction décroissante de $(g + \gamma \cdot \tan \phi)B / (C_0 + q \cdot \tan \phi)$ à Φ donné. Cela correspond au fait que, à cohésion en surface C_0 et surcharge q donnés, le sol est perturbé d'autant moins profondément qu'il devient plus vite plus résistant, c'est-à-dire que le gradient $g' = (g + \gamma \cdot \tan \phi)$ est plus grand.



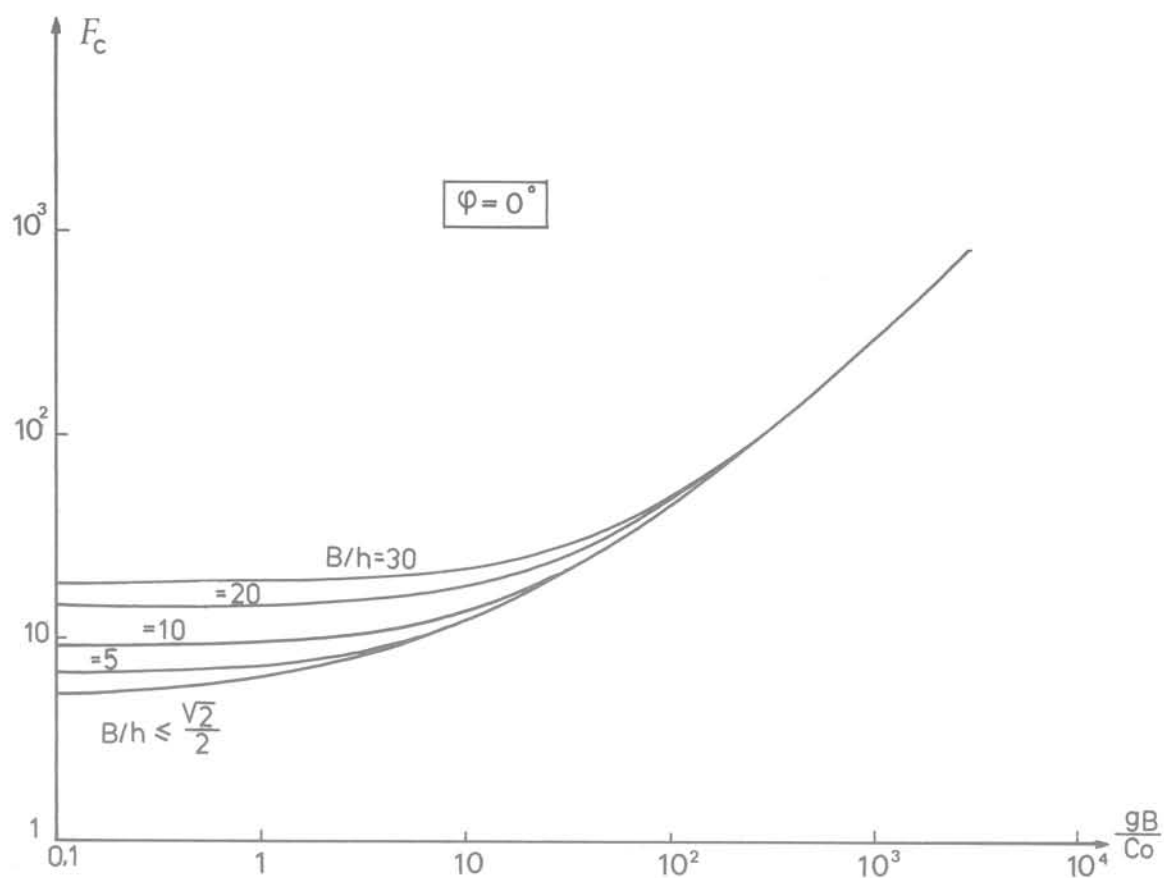


Fig. 17

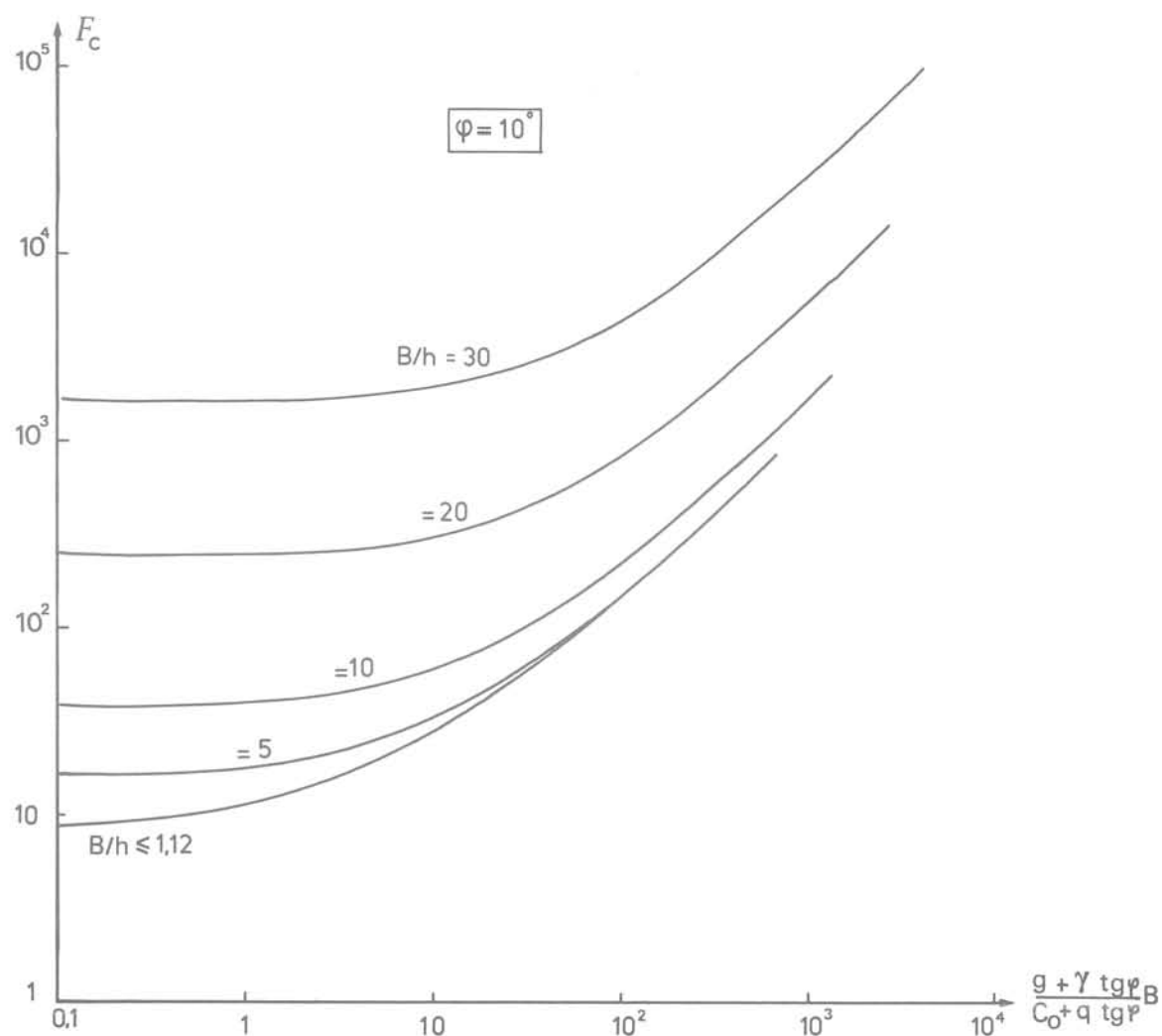


Fig. 18

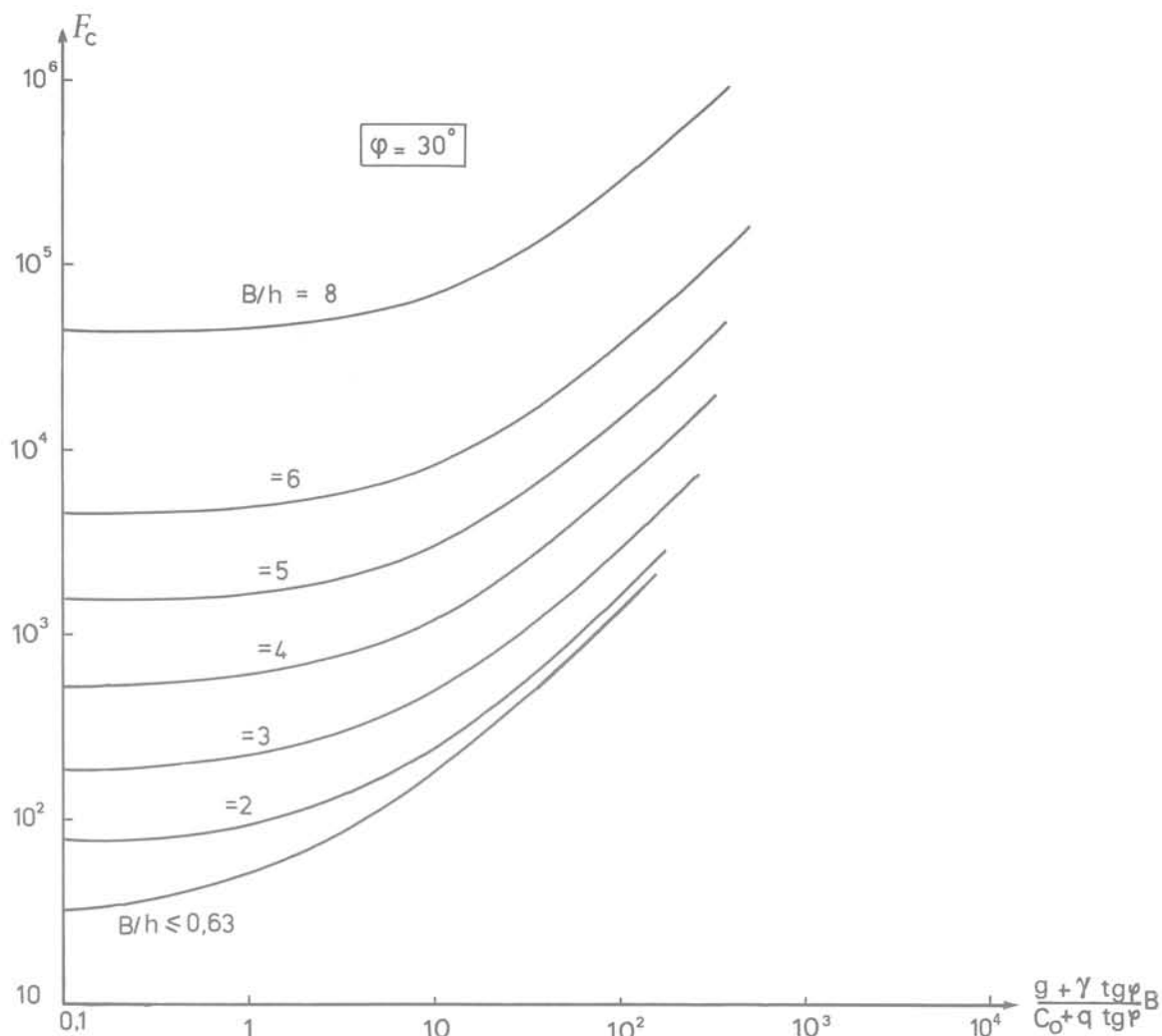


Fig. 19

Ce coefficient s'apparente au coefficient employé par Lundgren et Mortensen (1953).

Il représente pour $q = 0$, le rapport entre q_u et $(q_u)_{\text{superp.}}$

Pour $q \neq 0$, l'introduction de ce coefficient se justifie, en plus de sa commodité pour la représentation des résultats, par le fait que dans la pratique, lorsque l'on procède à un calcul de dimensionnement de fondation, on fait porter le coefficient de sécurité, non sur q_u , mais sur $(q_u - q)$, (cf. Leonards (1968), etc.).

En se reportant aux formules (3.7), (3.9) et (4.2) on obtient pour μ_c :

$$(4.10) \quad \text{pour } (C_o + q \tan \Phi) \neq 0.$$

$$\mu_c \left(\frac{g + \gamma \tan \Phi}{C_o + q \tan \Phi} B, \frac{B}{h}, \Phi \right) =$$

$$\frac{F_c \left(\frac{g + \gamma \tan \Phi}{C_o + q \tan \Phi} B, \frac{B}{h}, \Phi \right)}{\frac{1}{2} \frac{g + \gamma \tan \Phi}{C_o + q \tan \Phi} B N'_\gamma \left(\frac{B}{h}, \Phi \right) \cot \Phi + N'_c \left(\frac{B}{h}, \Phi \right)}$$

en posant $N'_\gamma \left(\frac{B}{h}, \Phi \right) \cot \Phi = 1/2$ pour $\Phi = 0$.

On a évidemment :

$$(4.11) \quad \mu_c \geq 1 \quad \forall \quad \frac{g + \gamma \tan \Phi}{C_o + q \tan \Phi} B, \frac{B}{h}, \Phi \geq 0$$

D'autre part on peut obtenir une majoration de μ_c en remarquant que q_u^2 est nécessairement inférieure d'après le théorème statique du § 2.3 à la capacité portante d'une semelle sur une couche homogène de cohésion $C_o + q \tan \Phi + (g + \gamma \tan \Phi)h$, qui est la cohésion maximale dans la couche pour le problème P². D'où :

$$1 \leq \mu_c \left(\frac{g + \gamma \tan \Phi}{C_o + q \tan \Phi} B, \frac{B}{h}, \Phi \right) \leq \frac{1 + \frac{g + \gamma \tan \Phi}{C_o + q \tan \Phi} B \cdot \left(\frac{B}{h} \right)^{-1}}{\frac{1}{2} \frac{g + \gamma \tan \Phi}{C_o + q \tan \Phi} B \frac{N'_\gamma(B/h, \Phi)}{N'_c(B/h, \Phi)} \cot \Phi + 1}$$

Indiquons maintenant les propriétés de μ_c qui sont démontrées dans (Matar, 1978)

$$(4.12) \quad \mu_c(0, \frac{B}{h}, \Phi) = 1 \quad \forall \frac{B}{h}, \forall \Phi \geq 0$$

$$(4.13) \quad \mu_c(\infty, \frac{B}{h}, \Phi) = 1 \quad \forall \frac{B}{h}, \forall \Phi \geq 0$$

$$(4.14) \quad \mu_c(\frac{g+\gamma \operatorname{tg} \Phi}{C_o+q \operatorname{tg} \Phi} B, \infty, \Phi) = 1 \quad \forall \frac{g+\gamma \operatorname{tg} \Phi}{C_o+q \operatorname{tg} \Phi} B, \forall \Phi \geq 0$$

Comme indiqué au paragraphe précédent et sur la figure 14,

$(B/h)_o$ est une fonction croissante de $\frac{g+\gamma \operatorname{tg} \Phi}{C_o+q \operatorname{tg} \Phi} B$:

$$\left(\frac{B}{h}\right)_c \leq \left(\frac{B}{h}\right)_o \leq \left(\frac{B}{h}\right)_\gamma$$

D'où, en se reportant à (3.3), on voit immédiatement que :

$$(4.15) \quad \begin{cases} \text{Si } (B/h) \leq (B/h)_o \\ \text{Alors } \mu_c \text{ est indépendant de } B/h, \forall \Phi \geq 0 \end{cases}$$

par contre, μ_c dépend explicitement de B/h , $\forall \Phi \geq 0$, dès que B/h est supérieur à $(B/h)_o$.

Ces propriétés, qui seront utilisées pour la constitution des abaques du chapitre 5, sont résumées sur la figure 20.

Sur les figures 21, 22 et 23 on a représenté μ_c en fonction de son premier argument, par des courbes « iso- B/h » à Φ fixé ; sur les figures 24 à 26 on a représenté μ_c en fonction de son premier argument par des courbes « iso- Φ » à B/h fixe pour les petites valeurs de B/h ⁽¹⁾. On constate que l'on obtient des courbes en cloches qui appellent les commentaires suivants :

Pour les figures 21 à 23 on voit que :

— la valeur maximale $\mu_c^{\max}$ de μ_c correspondant au pic des courbes, est une fonction décroissante de B/h ;

— la sous-estimation de la capacité portante introduite par l'utilisation de la méthode de superposition peut être *importante*, en particulier pour les petites valeurs de B/h .

Pour les figures 24 à 26 :

— la valeur maximale $\mu_c^{\max}$ de μ_c correspondant au pic des courbes, est une fonction décroissante de Φ ;

— la sous-estimation de la capacité portante introduite par l'utilisation de la méthode de superposition peut être *importante*, en particulier pour les petites valeurs de Φ .

Pour un sol purement cohérent ($\Phi = 0$), μ_c passe par un maximum égal à 1,72 pour $gB/C_o = 22$.

Il ressort de ces résultats que la sous-estimation de la capacité portante introduite par l'utilisation de la méthode de superposition peut être *importante*, en particulier pour les petites valeurs de B/h et de Φ , et va jusqu'à atteindre 40 % de la valeur exacte de q_u .

5. Abaques pour le calcul pratique de la capacité portante des semelles filantes

5.1 Présentation

Les grandes valeurs numériques atteintes par la capacité portante q_u imposent de représenter celle-ci graphique-

⁽¹⁾ Le cas $B/h = 0$ correspondant au sol illimité avait été donné par Salençon, Florentin et Gabriel (1976).

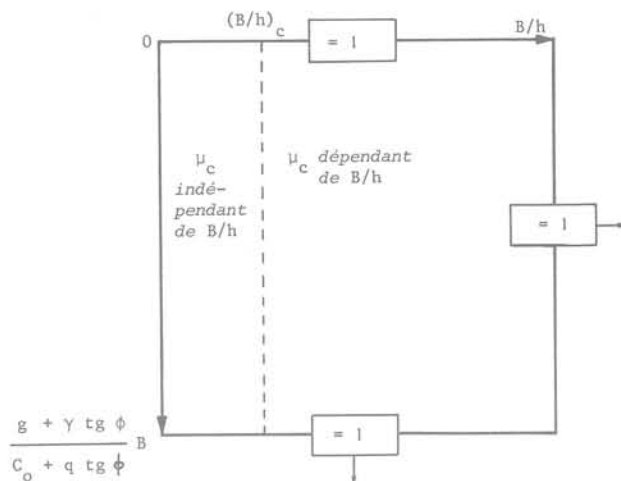


Fig. 20 Propriétés de μ_c

ment à l'aide d'une échelle logarithmique comme nous l'avons fait sur les figures 17 à 19 pour F_c . Ce type de représentation n'est pas utilisable commodément dans la pratique.

L'utilisation de la méthode de superposition étant habituellement assez aisée, nous proposons de fonder le calcul pratique de la capacité portante sur cette méthode en employant des coefficients correcteurs, à partir de la définition de μ_c donnée par la formule (4.9).

Pour cela on donne à Φ fixé, les courbes « iso- μ_c » dans le plan $\frac{g+\gamma \operatorname{tg} \Phi}{C_o+q \operatorname{tg} \Phi} B, \frac{B}{h}$ déjà introduit à la figure 20.

En regard de ce plan, on a tracé les courbes donnant $N'_c(B/h, \Phi)$ et $N'_\gamma(B/h, \Phi) \cotg \Phi$ en fonction de B/h .

Ces abaques, où les valeurs des coefficients μ_c , N'_c , $N'_\gamma \cotg \Phi$ peuvent être lues ou interpolées, sont d'un emploi commode pour calculer dans la pratique la capacité portante, en appliquant les formules suivantes déduites de (3.7), (3.9) et (4.9) :

Pour un sol de Coulomb ($\Phi \neq 0$)

$$(5.1)$$

$$q_u = q + \mu_c (C_o + q \operatorname{tg} \Phi) \left[\frac{1}{2} \frac{g + \gamma \operatorname{tg} \Phi}{C_o + q \operatorname{tg} \Phi} B N'_\gamma \cotg \Phi + N'_c \right]$$

Pour un sol purement cohérent ($\Phi = 0$)

$$(5.2) \quad q_u = q + \mu_c C_o \left(N'_c + \frac{1}{4} \frac{gB}{C_o} \right)$$

Nous donnons dans la suite les abaques « iso- μ_c » correspondant à $\Phi = 0^\circ, 4^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ et 45° .

5.2 Abaques « iso- μ_c » pour

$\Phi = 0^\circ, 4^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$.

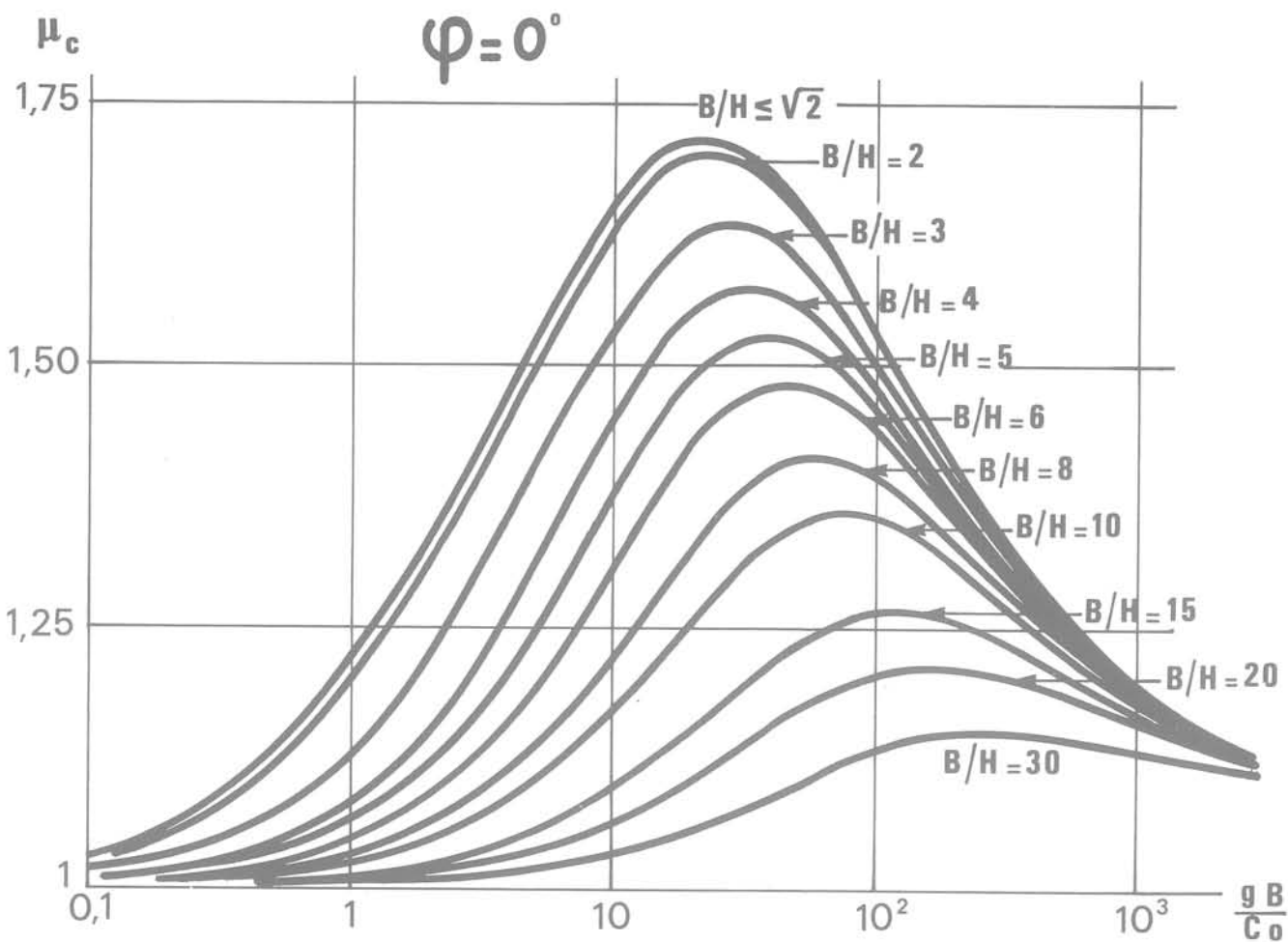


Fig. 21

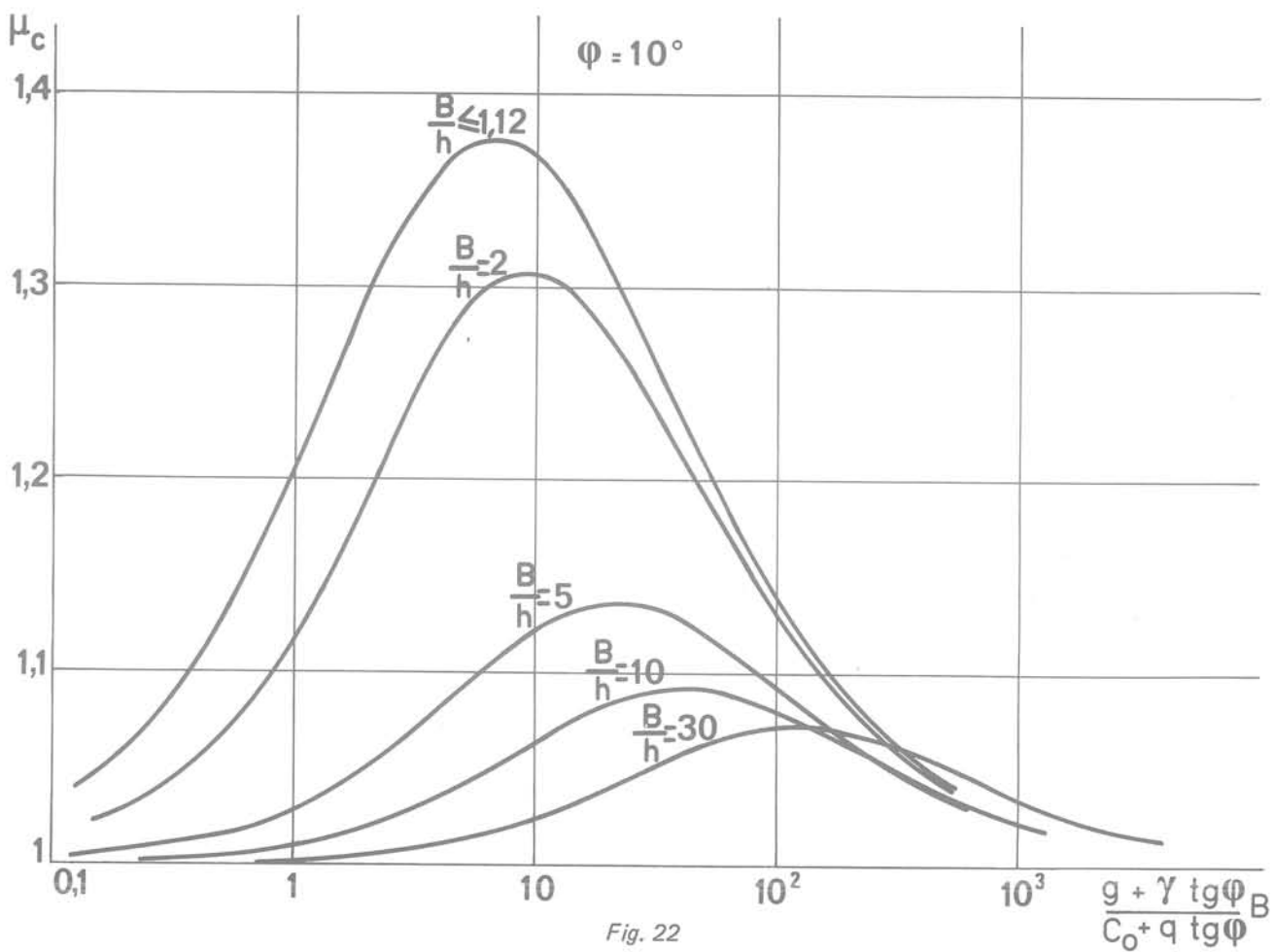


Fig. 22

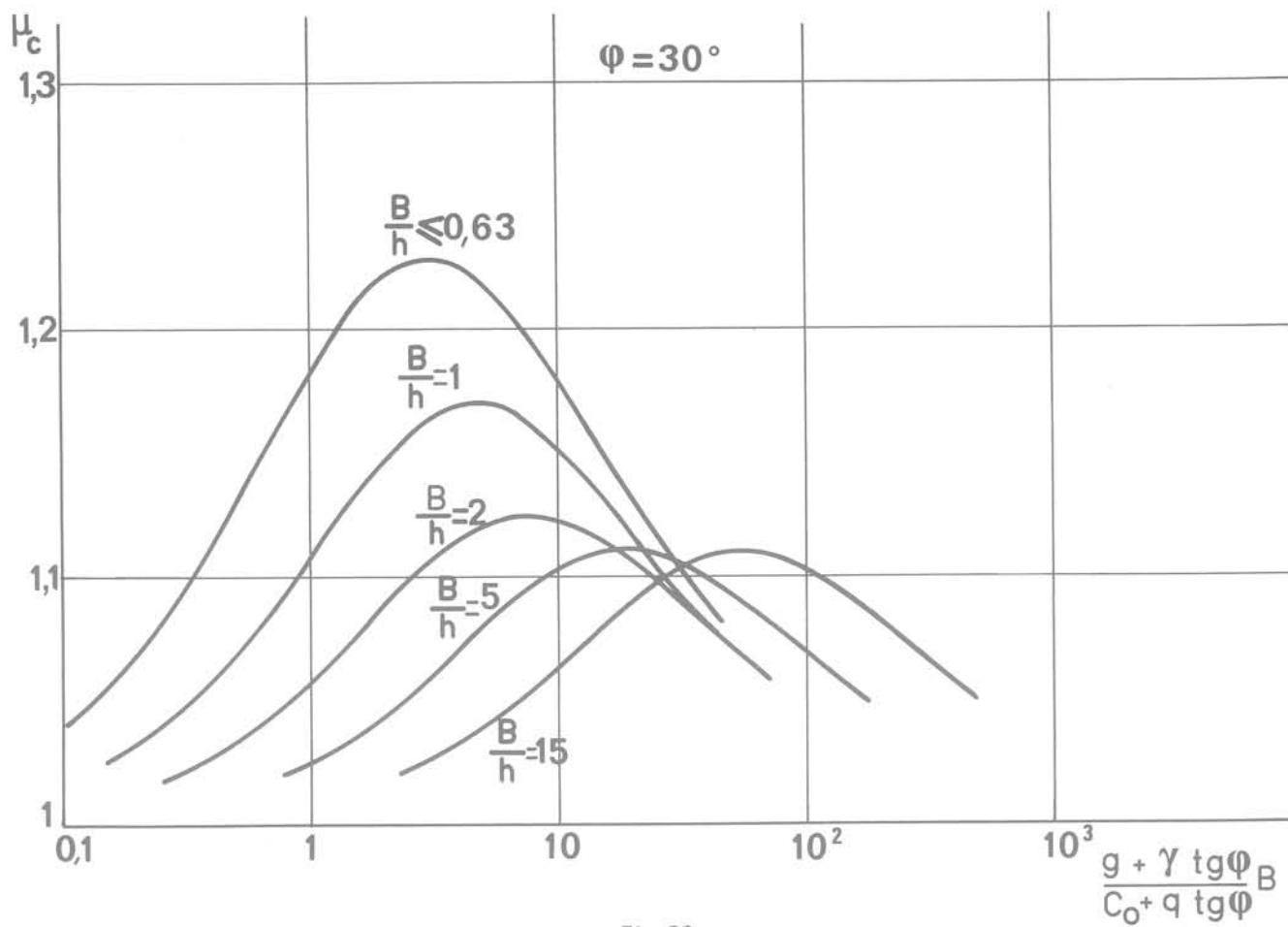


Fig. 23

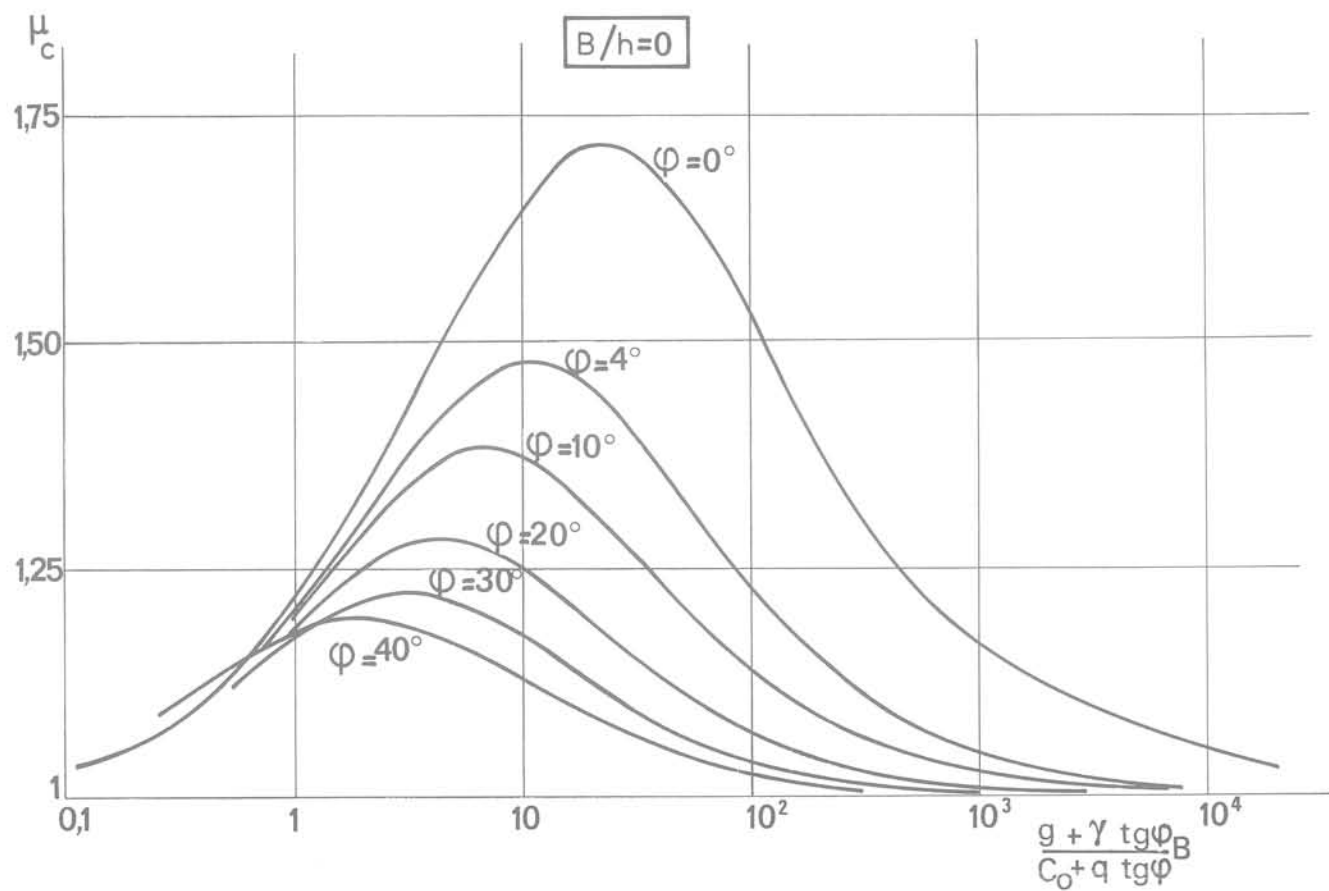


Fig. 24

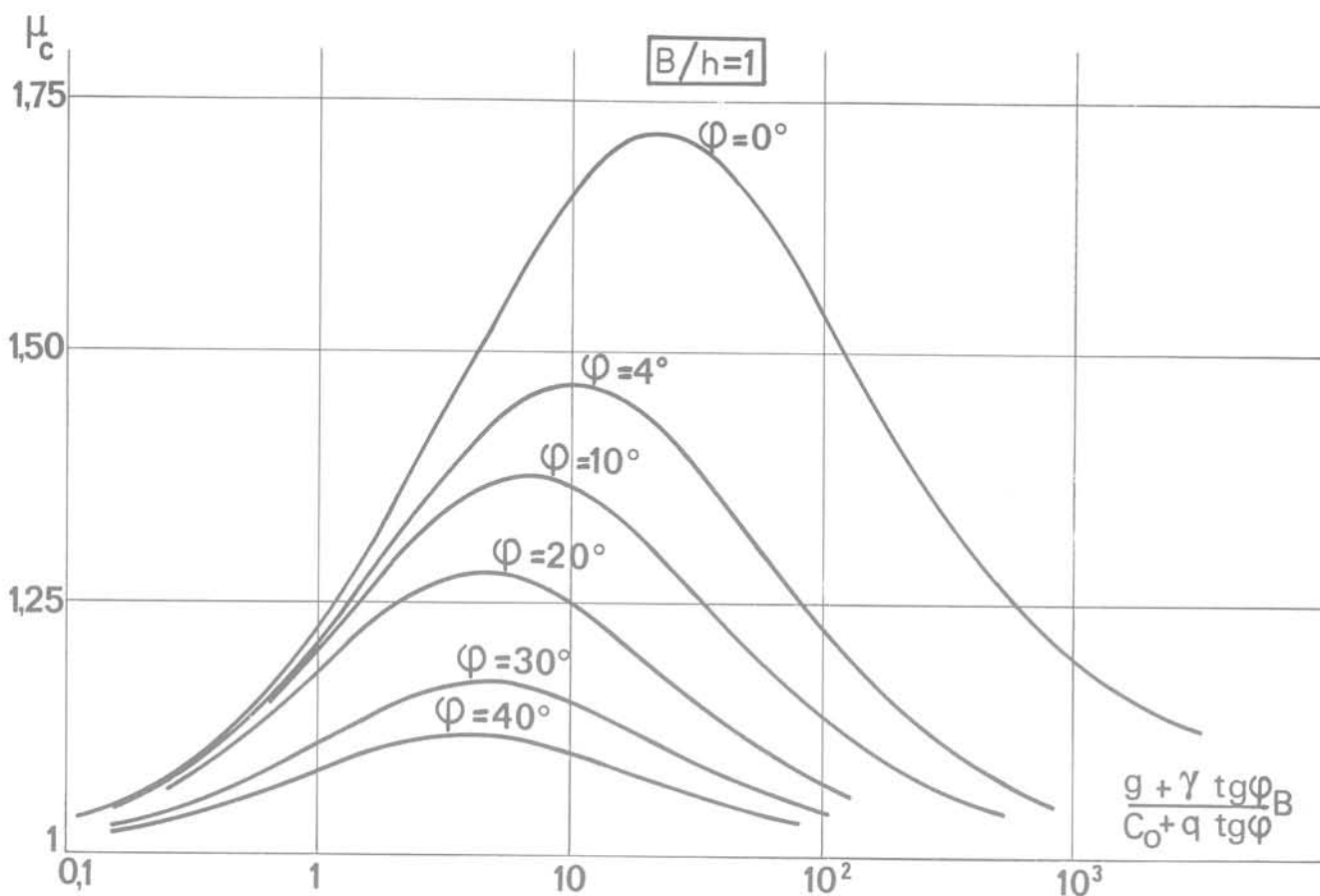


Fig. 25

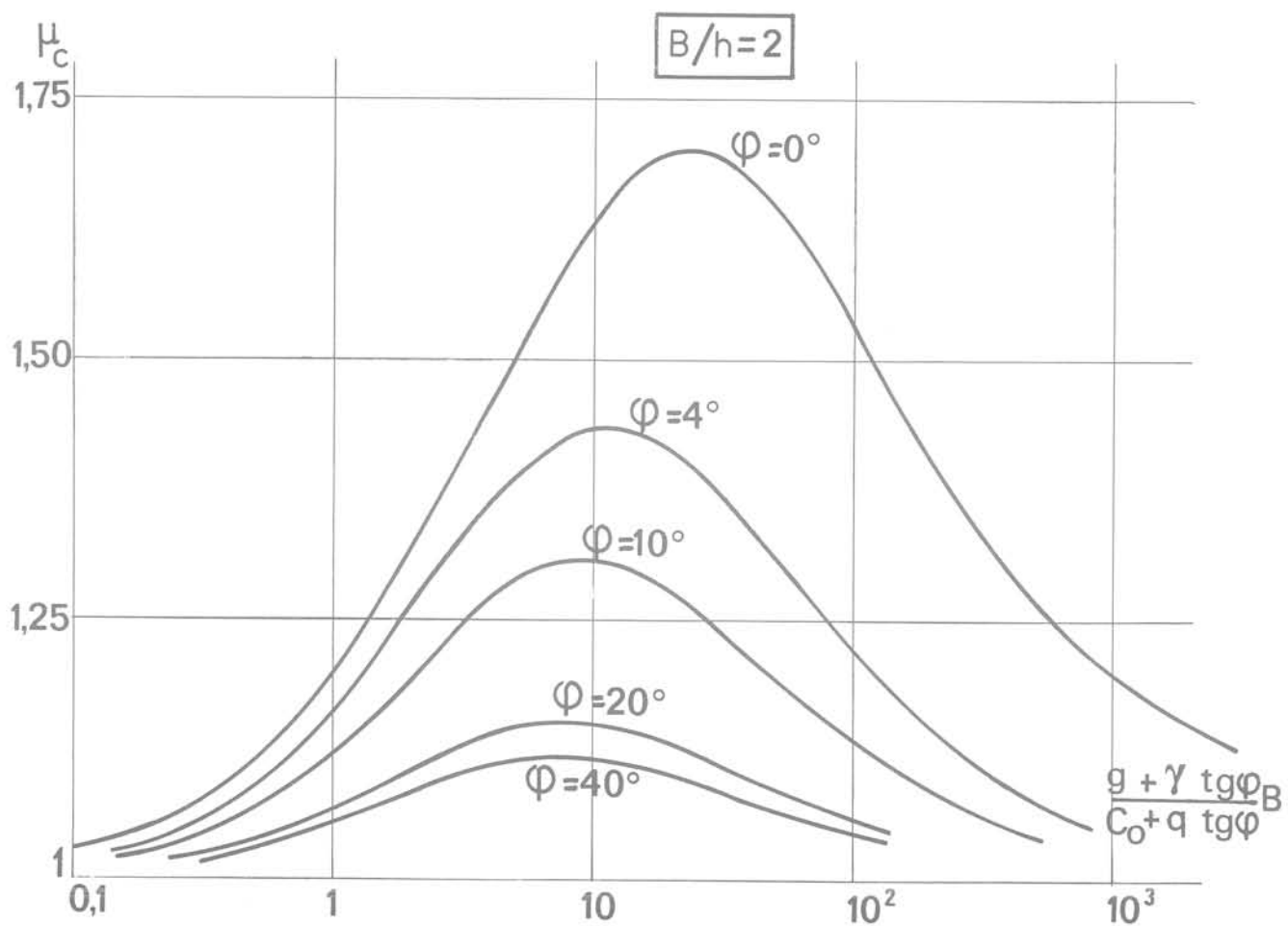


Fig. 26

6 Exemples d'utilisation des abaques « iso- μ_c »

6.1 Présentation

On trouvera dans la référence (Matar, 1978) des exemples très détaillés concernant l'application de la méthode de superposition et du calcul global, ainsi que de diverses « règles » pratiques utilisées dans le cas d'une semelle filante reposant sur une couche de sol non homogène d'épaisseur limitée. Pour ne pas alourdir l'exposé nous nous restreindrons à n'en présenter ici que les plus significatifs.

6.2 Premier exemple ; site A.

Sol d'angle de frottement interne	: $\Phi = 0^\circ$, puis 4° , 10°
Largeur de la fondation	: $B = 40$ m, puis 4 m
Surcharge latérale	: $q = 0$
Épaisseur de la couche	: $h \pm 10$ m
Cohésion en surface	: $C_o = 10^3$ Pa
Gradient vertical descendant de cohésion	: $g = 2,5 \times 10^3$ N/m ³
Poids volumique	: $\gamma = 1,6 \times 10^4$ N/m ³

1° $B = 40$ m

On lit sur les abaques de la figure 27 ($\Phi = 0^\circ$) :

$$\mu_c = 1,48 \quad N'_c = 6,25$$

d'où $(q_u)_{\text{superp.}} = 3,12 \times 10^4$ Pa

et $q_u = 4,62 \times 10^4$ Pa

ce qui met en évidence l'importance de la sous-estimation de la capacité portante par la méthode de superposition.

Le cas d'une couche de sol non-homogène d'épaisseur limitée, ayant été traité par Mandel et Salençon (1969 et 1972), il arrive que dans la pratique on traite le problème posé ci-dessus comme s'il s'agissait d'une couche de sol homogène, par des règles telles que :

● *en ne prenant en compte qu la cohésion en surface, ce qui aboutit à une évaluation par défaut de la capacité portante :*

$$(q_u)_o = 0,625 \times 10^4 \text{ Pa}$$

Cette valeur conduit à des dimensionnements très surabondants.

● *en prenant en compte une cohésion « moyenne » qui pourrait être, par exemple :*

$$C_m = C_o + g \frac{h'}{2}$$

où h' est l'épaisseur de la zone perturbée correspondant à un sol homogène :

$$h' = \min \left(h, \frac{B \sqrt{2}}{2} \right)$$

Il vient alors :

$$C_m = 13,5 \times 10^3 \text{ Pa}$$

et la capacité portante estimée est :

$$\bar{q}_u = 8,44 \times 10^4 \text{ Pa}$$

Outre sa difficulté d'emploi, cette méthode conduit à une surestimation de la capacité portante qui est évidemment inacceptable.

Sur la figure 36, nous dressons une comparaison entre les valeurs de la capacité portante obtenues par les différentes méthodes.

Il n'est pas sans intérêt d'examiner l'influence que peut

avoir l'angle de frottement, même très petit, sur la valeur de la capacité portante. Sur l'exemple ci-dessus, en considérant $\Phi = 0^\circ, 4^\circ, 10^\circ$, nous obtenons :

$$\text{pour } \Phi = 0^\circ \quad q_u = 4,62 \times 10^4 \text{ Pa}$$

$$\text{Pour } \Phi = 4^\circ \quad q_u = 10,24 \times 10^4 \text{ Pa}$$

$$\text{pour } \Phi = 10^\circ \quad q_u = 29,3 \times 10^4 \text{ Pa}$$

ce qui met en évidence (figure 37) l'effet stabilisateur très marqué de l'angle de frottement interne, du point de vue de la capacité portante.

2° $B = 4$ m

On va voir que les remarques faites ci-dessus sont valables aussi dans le cas d'une semelle filante de largeur plus réduite :

On lit sur la figure 27 :

$$\mu_c = 1,65$$

d'où :

$$q_u = 1,26 \times 10^4 \text{ Pa}$$

L'utilisation des méthodes empiriques pour traiter le cas de la couche non-homogène évoquées plus haut conduit à :

en prenant

$$C = C_o \quad (q_u)_o = 0,51 \times 10^4 \text{ Pa}$$

$$C = C_m \quad \bar{q}_u = 2,33 \times 10^4 \text{ Pa}$$

La figure 38 présente la comparaison entre les valeurs obtenues par les diverses méthodes.

On peut aussi mettre en évidence l'effet stabilisateur très marqué de l'angle de frottement interne.

6.3 Deuxième exemple : site B ⁽¹⁾

Sol d'angle de frottement interne	: $\Phi = 0^\circ$, puis 4° , 10°
Largeur de la fondation	: $B = 40$ m
Surcharge latérale	: $q = 0$
Épaisseur de la couche	: $h = \infty$
Cohésion en surface	: $C_o = 0$
Gradient vertical descendant de cohésion	: $g = 0,6 \times 10^3$ N/m ³
Poids volumique	: $\gamma = 1,6 \times 10^4$ N/m ³

Pour le sol purement cohérent ($\Phi = 0$) on obtient par les diverses méthodes :

$$q_u = (q_u)_{\text{superp.}} = 0,6 \times 10^4 \text{ Pa}$$

$$(q_u)_o = 0 \quad \text{la construction sera impossible.}$$

$$\bar{q}_u = 4,36 \times 10^4 \text{ Pa} \quad \text{Surestimation inacceptable.}$$

L'effet stabilisateur de l'angle de frottement interne est également très marqué :

$$\Phi = 0 \quad q_u = 0,6 \times 10^4 \text{ Pa}$$

$$\Phi = 4^\circ \quad q_u = 3,85 \times 10^4 \text{ Pa}$$

$$\Phi = 10^\circ \quad q_u = 16,83 \times 10^4 \text{ Pa}$$

⁽¹⁾ Argile en Méditerranée (Le Tirant, 1976).

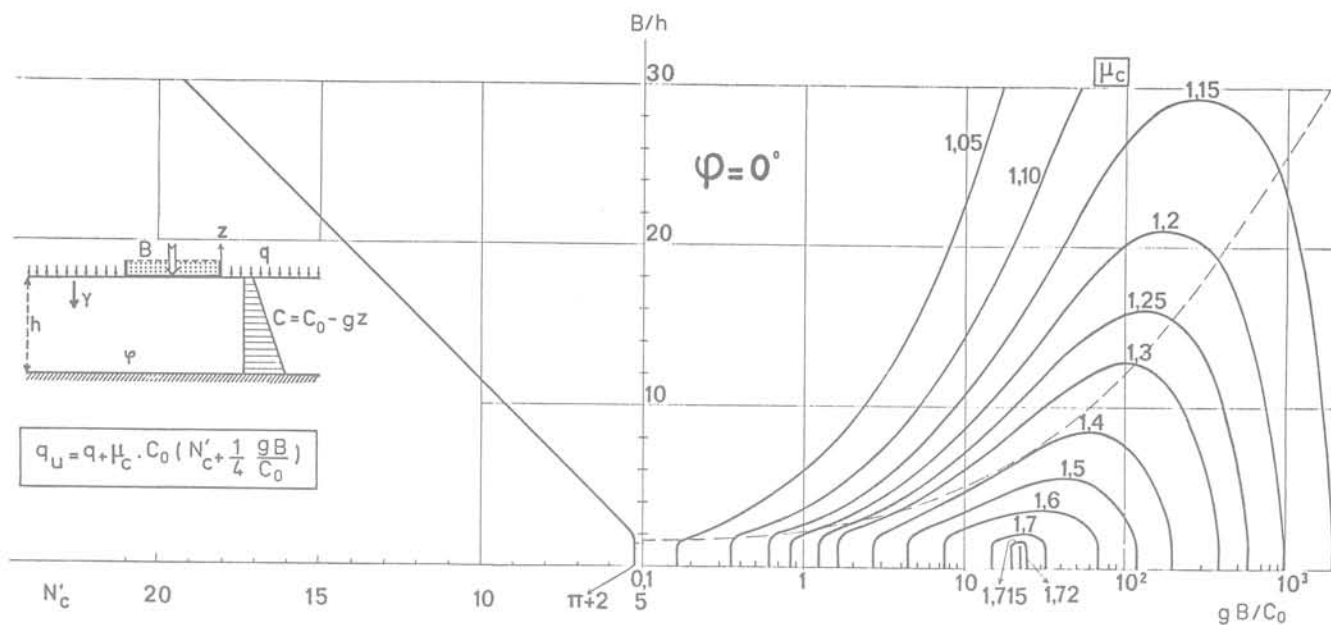


Fig. 27

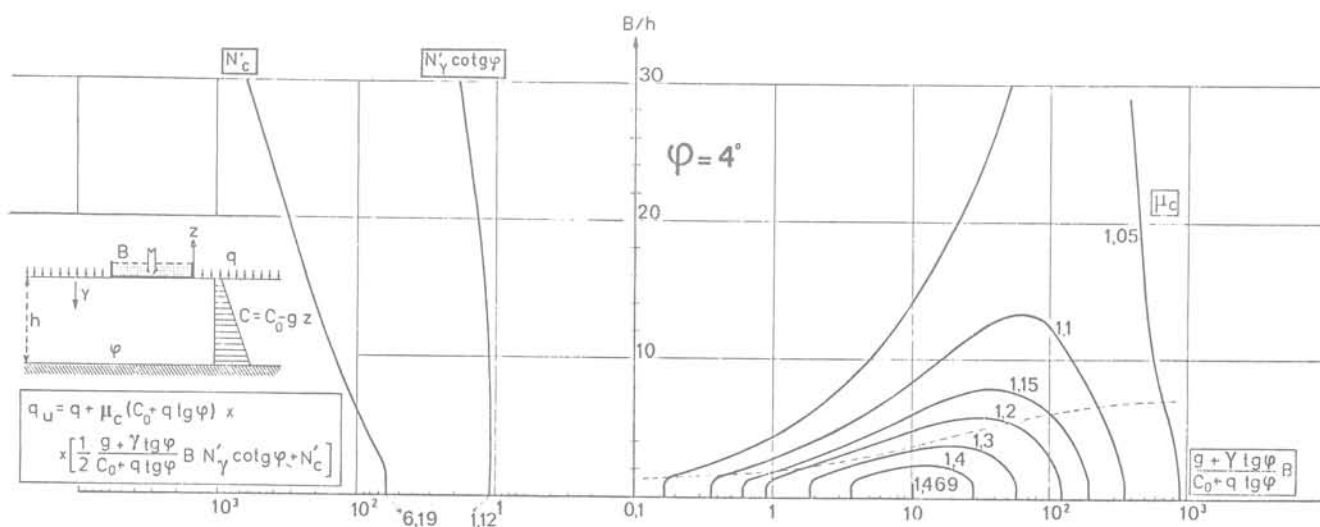


Fig. 28

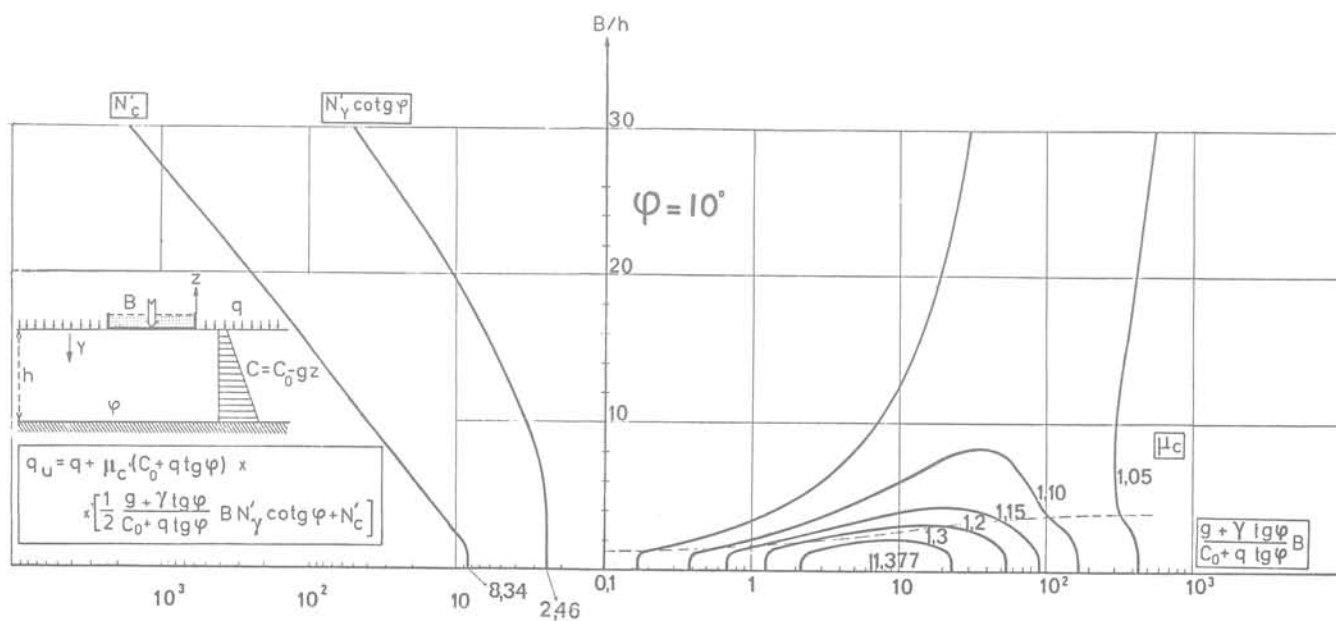


Fig. 29

Fig. 32

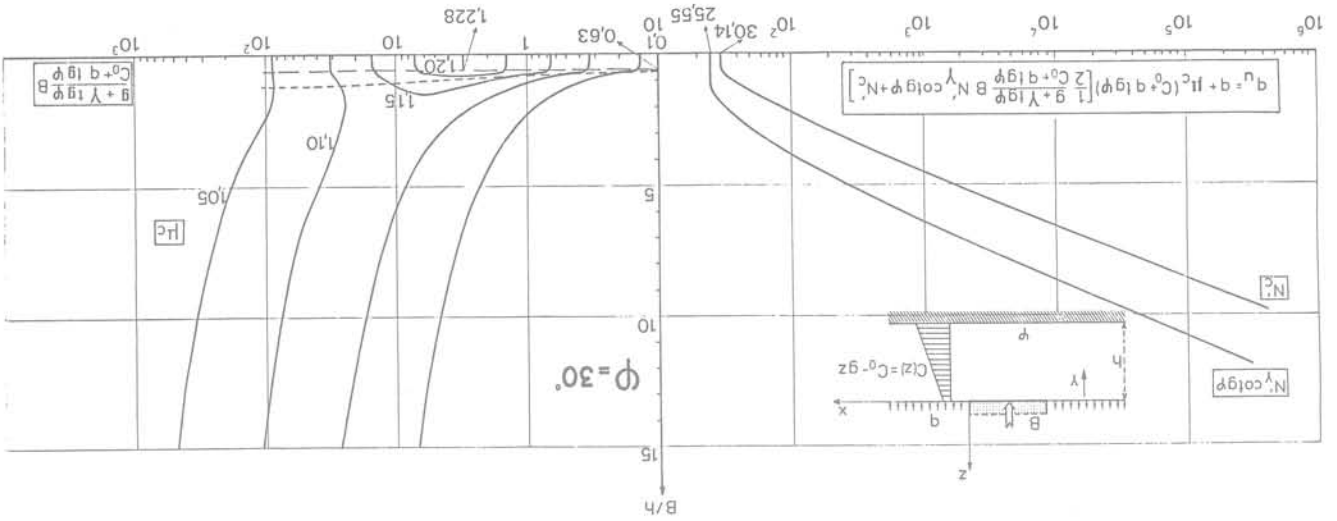


Fig. 31

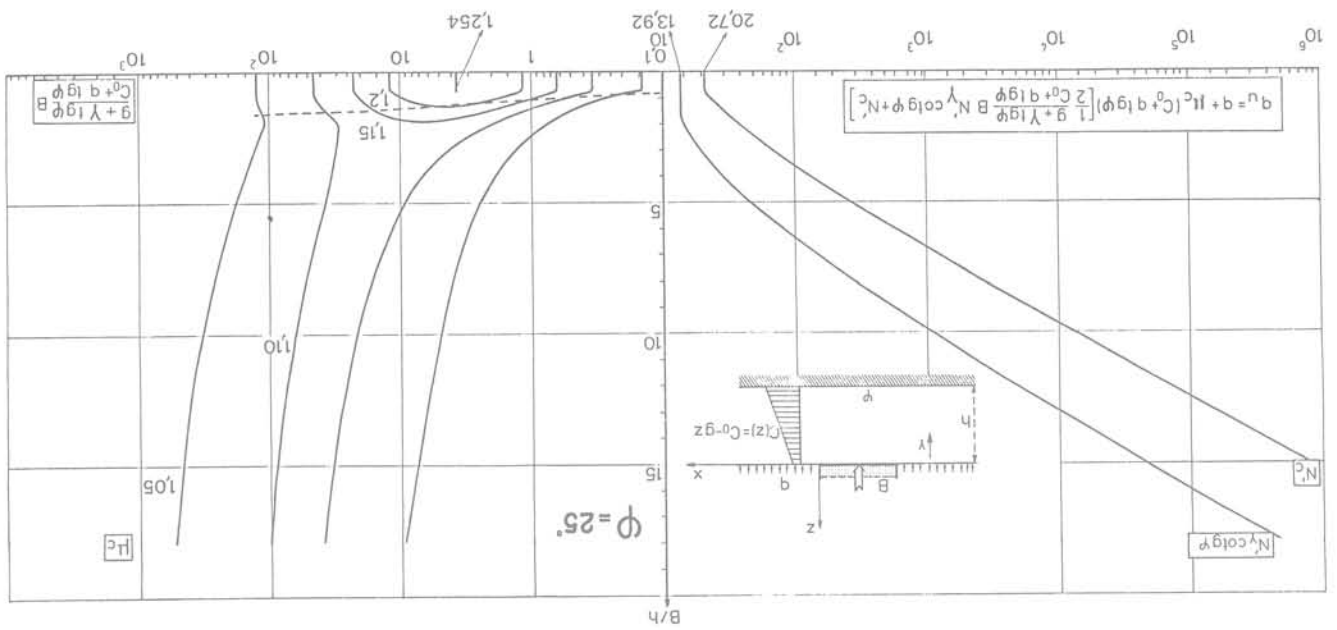
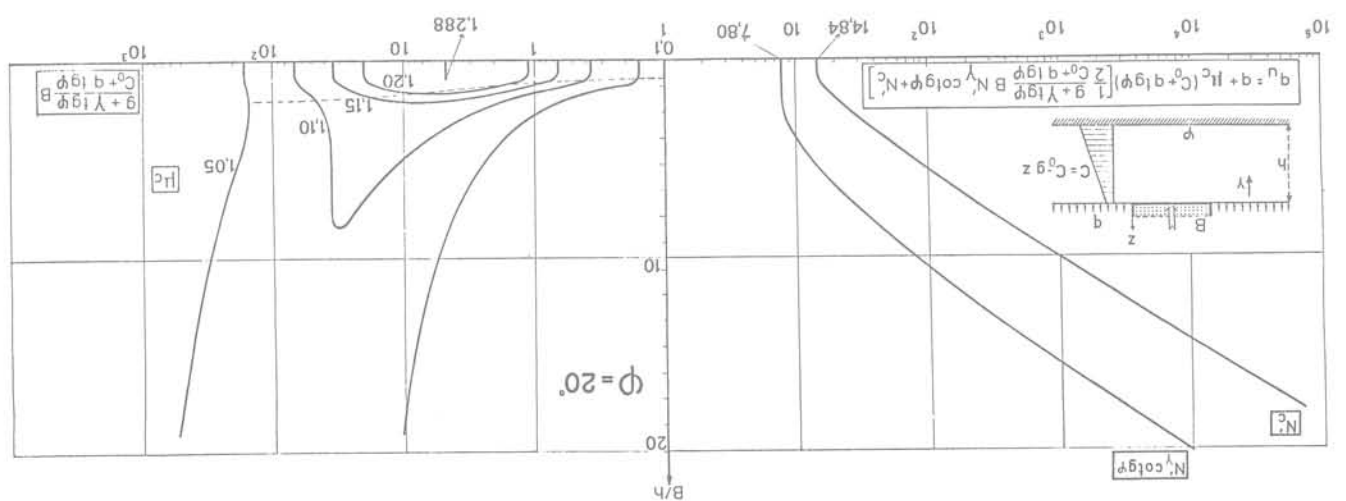


Fig. 30



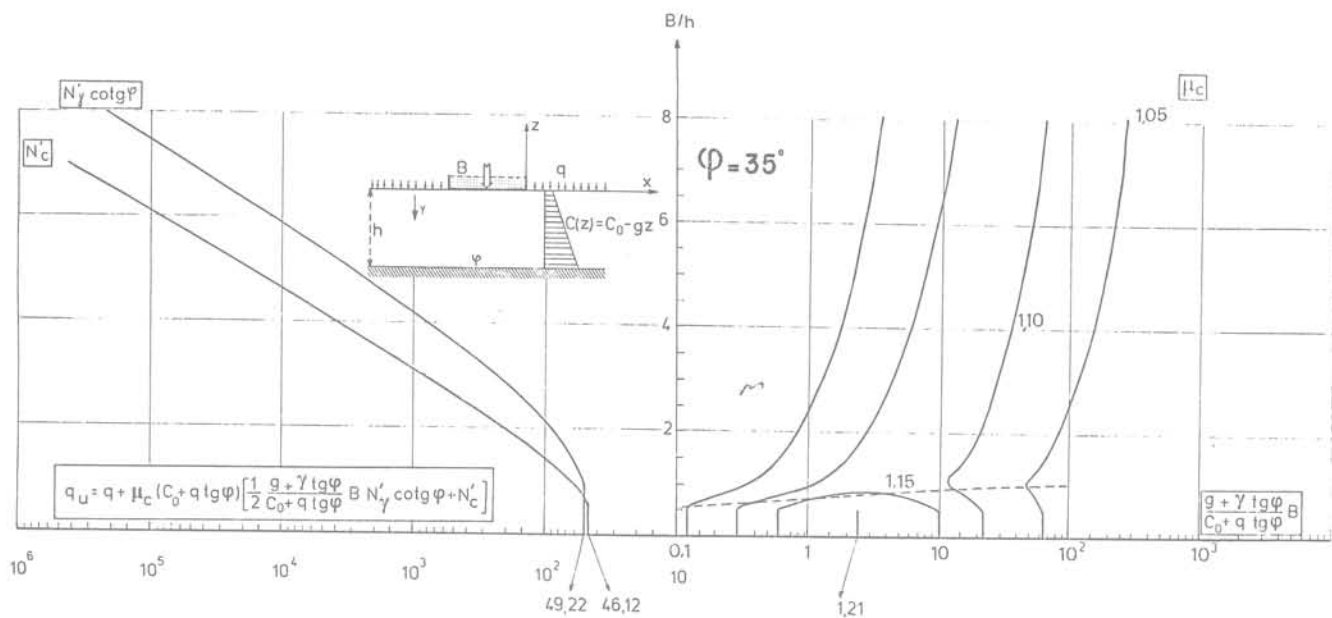


Fig. 33

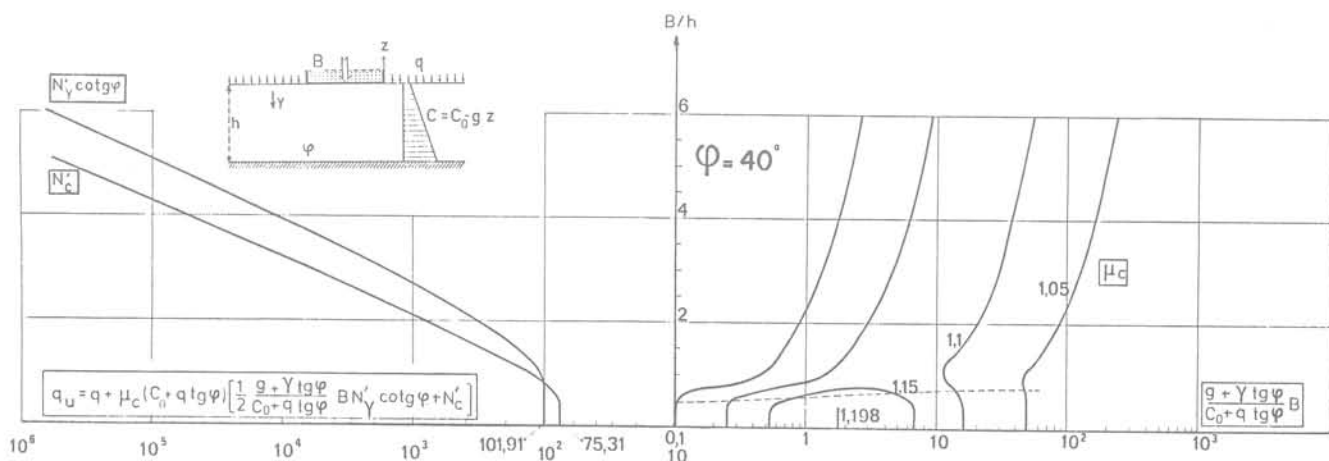


Fig. 34

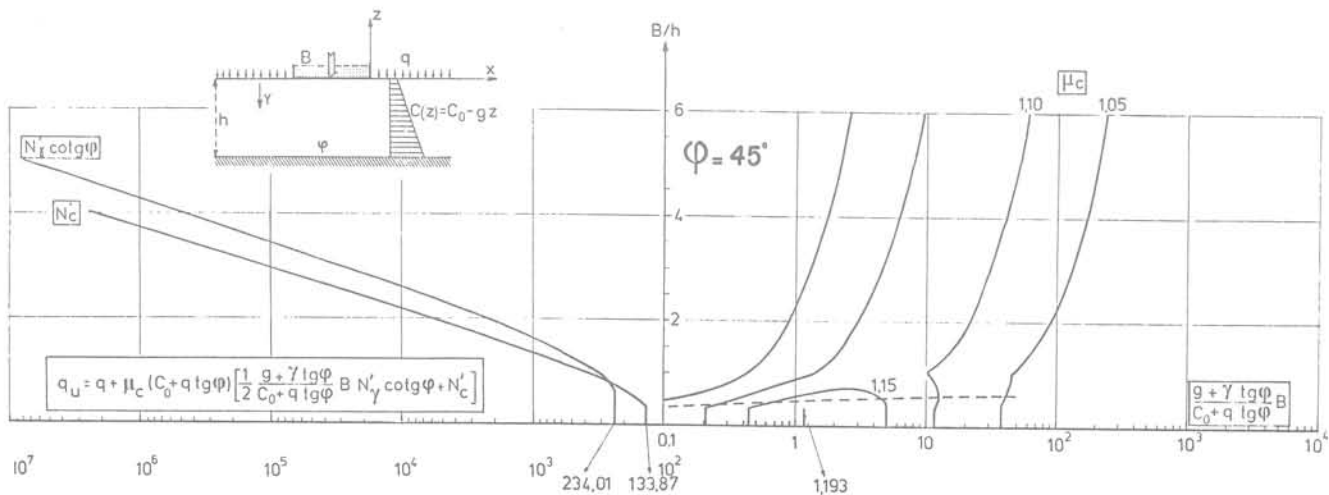


Fig. 35

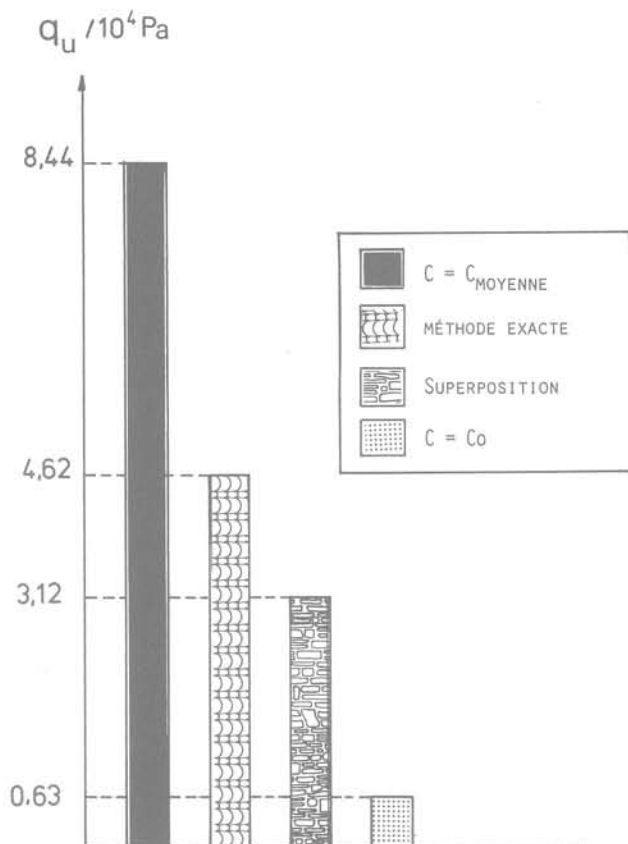


Fig. 36

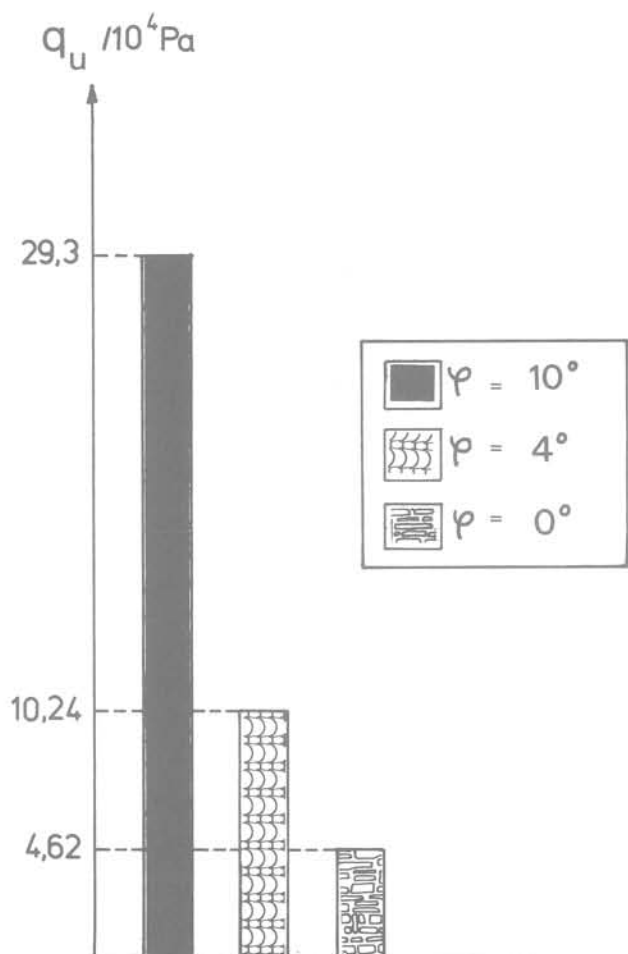


Fig. 37

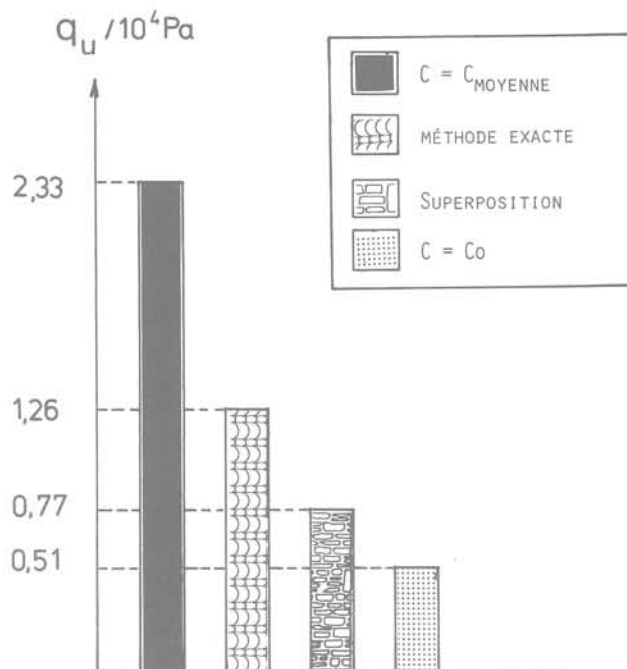


Fig. 38

6.4 Troisième exemple : site C

Sol frottant	$\Phi = 30^\circ$
Largeur de la fondation	: $B = 4 \text{ m}$
Poids volumique	: $\gamma = 1,8 \times 10^4 \text{ N/m}^3$
Surcharge latérale (profondeur de la semelle : 1 m)	: $q = 1,8 \times 10^4 \text{ Pa}$
Épaisseur de la couche	: $h = \infty$
Cohésion de surface	: $C_0 = 1,6 \times 10^4 \text{ Pa}$
Gradient vertical descendant de cohésion (milieu homogène)	: $g = 0$

En se reportant aux abaques de la figure 32, on lit :

$$\mu_c = 1,20$$

$$\text{d'où : } q_u = 1,20 (q_u)_{\text{superp.}} - 0,20q ;$$

la sous-estimation de la capacité portante due à l'utilisation de la méthode de superposition dans ce cas est de l'ordre de 20 %.

7 Comparaison avec les résultats d'essais sur modèles

7.1 Présentation

Le but de la comparaison entre les résultats de l'étude théorique présentée dans les chapitres ci-dessus, concrétisés par les abaques pour le calcul de la capacité portante des semelles filantes, et les résultats d'essais sur modèles a été exposé aux chapitres 1 et 2 (§ 2.6). Il s'agit d'apprécier la portée pratique, vis-à-vis du problème modélisé, de la notion de capacité portante telle qu'elle a été définie.

La figure 39 représente schématiquement un dispositif d'essais dans lequel on devra tenter de satisfaire toutes les conditions pour reproduire le problème modélisé, en particulier du point de vue de la semelle filante ; citons par exemple :

- la fondation est rigide et chargée axialement avec une densité linéique constante ;
- l'adhérence est totale entre la fondation et le sol ;
- le bac d'essais est rigide ;
- l'adhérence est totale entre le fond du bac d'essais et le sol ;
- les faces latérales du bac d'essai, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la fondation, sont lisses et en contact direct avec la fondation ;
- les faces latérales parallèles à l'axe longitudinal sont suffisamment loin pour ne pas gêner le développement du mécanisme de rupture. De plus, il faut qu'elles soient à adhérence totale avec le sol.

7.2 Résultats et commentaires

Dans cette comparaison on se réfère aux essais réalisés par Tournier (1) pour l'étude de la capacité portante d'une semelle filante sur une couche de sol homogène d'épaisseur limitée. Ils ont été effectués sur une couche de sable sec d'épaisseur h , de poids volumique moyen $\gamma \approx 1,64 \times 10^4 \text{ N/m}^3$ et d'angle de frottement interne $\Phi = 38^\circ$ (déterminé au triaxial cylindrique). Plusieurs valeurs de B/h ont été étudiées pour des semelles de largeur $B = 0,20 \text{ m}$, $0,35 \text{ m}$ et $0,50 \text{ m}$.

Le problème modélisé est donc l'un des problèmes de base pour l'étude de la capacité portante d'une semelle sur une couche de sol non homogène ; c'est le problème a) du § 3.1, correspondant à la capacité portante théorique donnée par (3.1 a) :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma(B/h, \Phi)$$

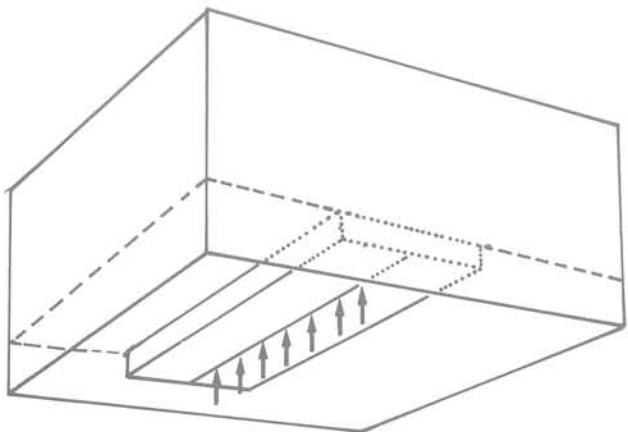
Le tableau 2 présente les valeurs déterminées expérimentalement pour le rapport $2q_u/\gamma B$, c'est-à-dire le « N_γ expérimental ».

Tableau 2 « N_γ expérimental » d'après Tournier et Milovic

B/h	B		
	0,20 m	0,35 m	0,50 m
0,15	150		
0,33	150	128	96
0,5	150	128	101
0,67		114	
0,8	184		
1	231	124	134
1,16		194	
1,41		244	
2	508	192	

(1) Tournier (1972), Tournier et Milovic (1977).

Fig. 39 Bac d'essais



Ces résultats mettent clairement en évidence les difficultés expérimentales (divergence des valeurs obtenues pour une même valeur de B/h par exemple) ; diverses causes peuvent être évoquées, dont la moindre n'est pas la difficulté d'apprécier la rupture de la fondation et donc de décider de la valeur de la charge à prendre en compte ! Ils sont représentés sur la figure 40 où l'on remarque que les valeurs trouvées sont toutes supérieures à la courbe théorique correspondant à $\Phi = 38^\circ$. Diverses explications peuvent être avancées :

- la rupture de la fondation ne se produit pas dans la géométrie initiale, mais après un certain tassement qui conduit pour la capacité portante théorique à utiliser, non plus la formule (3.1 a), mais la formule globale (5.1) pour tenir compte de la surcharge ;
- les parois de la cuve d'essais peuvent ne pas être parfaitement lisses ;
- un écrasement du sol sous la fondation peut aussi être évoqué.

On a tracé, sur la figure 40, une courbe pointillée qui, laissant de côté un point aberrant, représenterait assez bien les résultats expérimentaux. On constate que cette courbe serait en bonne concordance avec la courbe représentative de $N_\gamma(B, \Phi)$ à condition de prendre pour Φ la valeur 42° . Cela peut conduire à mettre en cause la valeur de l'angle de frottement interne à utiliser pour les calculs relatifs aux semelles filantes, c'est-à-dire en fait à adopter pour le sol un critère de rupture tridimensionnel autre qu'un critère « courbe-intrinsèque » de Coulomb : on trouvera dans (Salençon et Halphen, 1979) des éléments de discussion sur ce point qui se rattache aux expériences au « vrai triaxial » réalisées par de nombreuses équipes (par ex. Lade et Duncan, 1973) et aux réflexions de Habib (1958 et 1961).

La conclusion qu'il nous paraît important de retenir de cette comparaison est que la valeur théorique exacte de la capacité portante issue de la définition du § 2.2 et calculée par la formule théorique (3.1 a) avec les coefficients indiqués en utilisant l'angle de frottement relevé au triaxial est inférieure à la charge qui apparaît expérimentalement comme correspondant à la rupture de la fondation. Ce résultat va dans le sens de la sécurité ; il serait intéressant de le confirmer par des essais dans des conditions où l'effet de couplage se manifesterait, q_u étant alors calculée par (5.1) ou (5.2), notamment pour les cas où μ_c atteint ses valeurs les plus importantes.

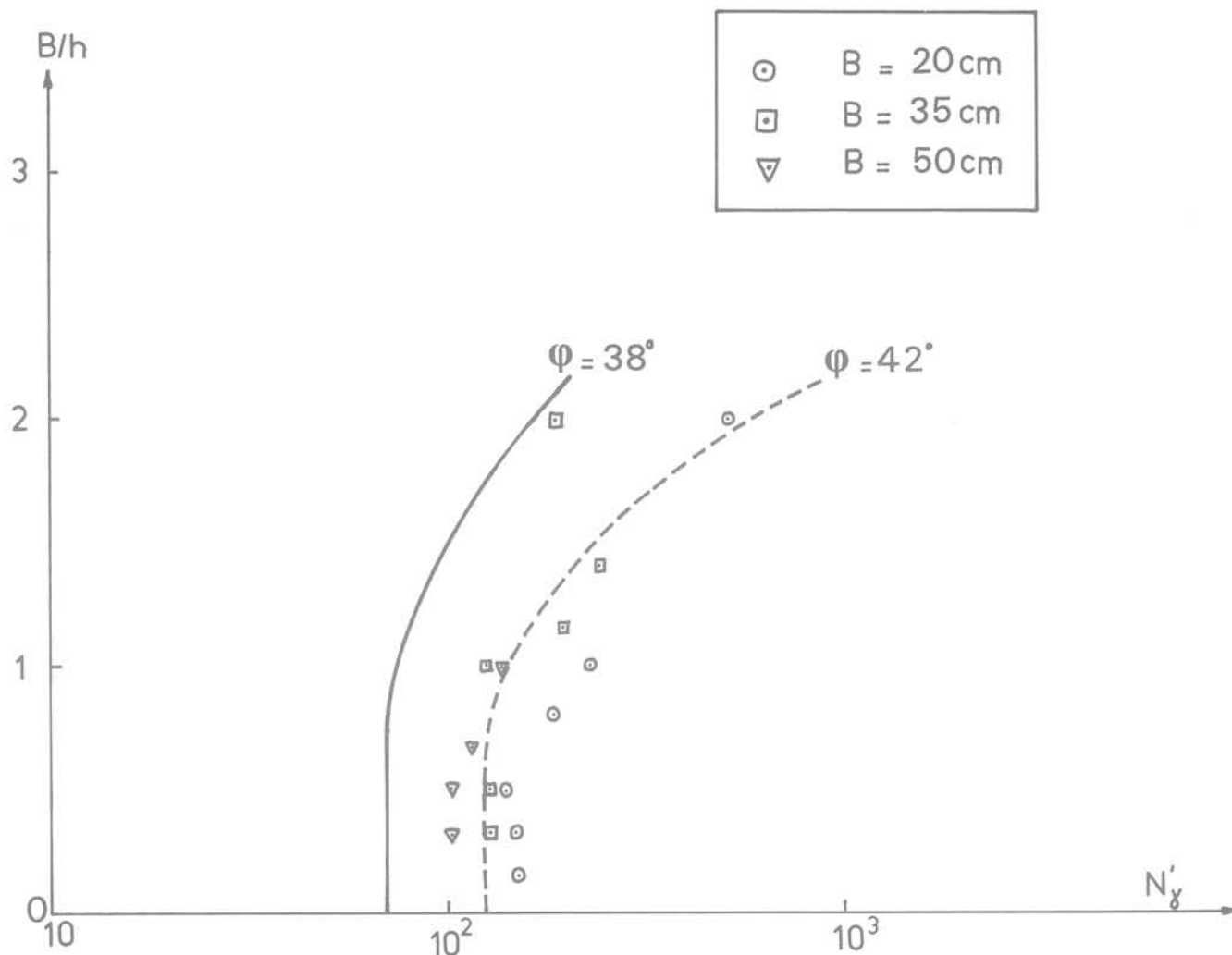


Fig. 40 Comparaison entre résultats théoriques et résultats expérimentaux

8 Conclusion

Nous ne reviendrons pas ici sur les aspects théoriques, liés au Calcul à la rupture, contenus dans cet article et nous nous bornerons à mettre en relief les apports du point de vue du calcul pratique :

On a donné la formule permettant, pour une couche de sol d'épaisseur limitée et de cohésion croissant linéairement avec la profondeur, de prendre en compte le gradient de cohésion pour l'évaluation de la capacité portante d'une semelle filante par la méthode de superposition (formule linéaire) ; ce résultat est basé sur l'équivalence « poids volumique-gradient vertical de cohésion ».

On a donné des formules et des abaques permettant de procéder commodément au calcul exact de cette capacité portante en prenant en compte tous les effets de couplage (calcul global).

L'utilisation de ces abaques « iso- μ_c » met en évidence une correction majoratrice, qui peut être importante, sur les résultats obtenus par la méthode de superposition classiquement utilisée pour le calcul de la capacité portante des semelles filantes sur un sol homogène.

Elle apporte une réponse précise à des problèmes d'usage courant, traités en l'état actuel, de manière empirique, par deux types de méthodes. Le caractère dangereux de l'une de ces méthodes a été mis en évidence. L'autre méthode est sûrement conservatrice, mais peut rendre la construction très coûteuse et parfois impossible.

Elle permet également de montrer l'effet stabilisateur très marqué, du point de vue de la capacité portante, de l'angle de frottement interne pour les sols peu frottants.

Références Bibliographiques

- BERTHET D., HAYOT J.C., SALENÇON J. (1972) — *Poinçonnement d'un milieu semi-infini en matériau plastique de Tresca non homogène*. Archives of Mech., vol. 24, n° 1, pp. 127-138.
- COULOMB C.A. (1773) — *Essai sur une application des règles de Maximis et Minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*. Mémoires présentés à l'Académie Royale des Sciences.
- COUSSY O. et SALENÇON J. (1979) — *Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture*. Annales des Ponts et Chaussées, n° 12, pp. 7-35.
- DAVIS E.H. et BOOKER J.R. (1971) — *The bearing capacity of strip footings from the standpoint of plasticity theory*. Research report, Civil Engineering Laboratories, University of Sydney.
- DUNCAN J.M. et BUCHIGNANI A.L. (1973) — *Failure of underwater slope in San Francisco Bay*. Jnl Soil Mech. and Foundation Division, ASCE.
- GIROUD J.P., TRAN-VÔ-NHIEM et OBIN J.P. (1973) — *Tables pour le calcul des fondations*. Tome 3, Dunod, Paris.
- HABIB P. (1958) — *La dispersion des résultats des essais de sols*. Annales de l'I.T.B.T.P., n° 130, pp. 1088-1094.
- HABIB P. (1961) — *Force portante et déformation des fondations superficielles*. Annales de l'I.T.B.T.P., n° 163-164, pp. 759-772.

- LADE P.V. et DUNCAN J.M. (1973) — *Cubical triaxial tests on cohesionless soil*. Jnl of Soil Mech., and Foundation Division, vol. 99, n° SM 10.
- LEONARDS G.A. (1968) — *Les fondations*. Dunod, Paris.
- LE TIRANT P. (1976) — *Reconnaissance des sols en mer pour l'implantation des ouvrages pétroliers*. Editions Technip, Paris.
- LUNDGREN H. et MORTENSEN K. (1953) — *Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand*. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech., Zurich, vol. 1, pp. 409-412.
- MANDEL J. et SALENÇON J. (1969) — *Force portante d'un sol sur une assise rigide*. C.R. 7^e Cong. Int. Méc. Sols, Mexico, vol. 2, pp. 157-164.
- MANDEL J. et SALENÇON J. (1972) — *Force portante d'un sol sur assise rigide (étude théorique)* Géotechnique, vol. 22, n° 1, pp. 79-93.
- MATAR M. et SALENÇON J. (1977) — *Capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur*. — Annales de l'I.T.B.T.P., n° 352, pp. 93-108 — Revue Française de Géotechnique, n° 1, pp. 37-52.
- MATAR M. (1978) — *Capacité portante des fondations superficielles*. Thèse de Docteur-Ingénieur Génie Civil, E.N.P.C., Déc. 1978, Paris.
- OBIN J.P. (1972) — *Force portante en déformation plane d'un sol verticalement non homogène*. Thèse U.S.M., Grenoble.
- OLSAK W., RYCHLEWSKI J. et URBANOWSKI W. (1962) — *Plasticity under non-homogeneous conditions*. Advances in Applied Mechanics, Ac. Press, N.Y., pp. 132-214.
- SALENÇON J. (1974) — *Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols*. Eyrolles, Paris.
- SALENÇON J. (1978) — *Calcul à la rupture et plasticité*. Cours E.N.P.C., Paris.
- SALENÇON J., BARBIER M. et BEAUBAT M. (1973) — *Force portante d'une fondation sur sol non homogène*. C.R. 8^e Cong. Int. Méc. Sols, Moscou, vol. 1.3., pp. 219-224.
- SALENÇON J., FLORENTIN P. et GABRIEL Y. (1976) — *Capacité portante globale d'une fondation sur un sol non homogène*. Géotechnique, vol. 26, n° 2, pp. 351-370.
- SALENÇON J. et HALPHEN B. (1979) — *Calcul des structures inélastiques. chap. I « Le comportement élastoplastique »*. Cours E.N.P.C., Paris.
- SALENÇON J. et MATAR M. (1979) — *Bearing capacity of surface foundations*. 3rd ASCE/EMD Specialty Conference, University of Texas, Austin, U.S.A. 17-19 sept. 1979.
- SHIELD R.T. (1954) — *Plastic potential and Prandtl bearing capacity solution*. Jnl Appl. Mech. Trans. ASME, vol. 21, pp. 193-194.
- TERZHAGI K. (1943, 1965) — *Theoretical soil mechanics*. John Wiley and Sons.
- TOURNIER J.P. (1972) — *Comportement d'une couche compressible d'épaisseur limitée par un substratum rigide et soumis à une charge verticale appliquée à une semelle filante*. Thèse de Doctorat (Ph.D), Université de Sherbrooke, P.Q. Canada.
- TOURNIER J.P. et MILOVIC D.M. (1977) — *Etude expérimentale de la capacité portante d'une couche compressible d'épaisseur limitée*. Géotechnique, 27, n° 2, pp. 111-123.

Colloques

La recherche d'économie dans les travaux souterrains

Palais des Expositions de Nice (France) - 11, 15 Mai 1981.

L'Association Française des Travaux en Souterrain organisera à Nice du 11 au 15 Mai 1981 un symposium ayant pour objectif de favoriser le développement et la réalisation des travaux souterrains par la recherche d'économies.

Ce symposium offrira à tous les experts et spécialistes internationaux la possibilité d'exposer et de discuter les sujets suivants :

- progrès accomplis ces dernières années en vue de réduire le coût des ouvrages souterrains, tant au stade des études qu'à celui de l'exécution et de l'exploitation;

- méthodes ou procédés susceptibles de dégager des économies; exemples d'applications effectuées et résultats obtenus dans ce sens;

- recommandations de l'AFTES établies dans le but de rationaliser les méthodes de conception et d'exécution.

L'Association Internationale des Travaux en Souterrain (AITES) se propose de jumeler sa réunion annuelle de 1981 à ce symposium.

Renseignements :

- Secrétariat du symposium AFTES de Nice 1981

21, boulevard Bourdon - 75004 Paris - France

Tél. : 33/1/271.25.35 - Télex : 200 000 Metrobus Paris.

Publications

Fondations et ouvrages en terre, - Par G. Philipponnat

Cours pratique de mécanique des sols

416 pages, 15,4 x 24,3 - 270 figures, 9 photos, nombreux tableaux

Cet ouvrage, conçu à l'origine pour les Ingénieurs-Elèves du Centre des Hautes Etudes de la Construction, s'adresse aux étudiants, architectes, ingénieurs de génie-civil mais il sera également très utile aux géotechniciens qui y trouveront sous une forme condensée de nombreux renseignements.

L'auteur s'est fixé un but essentiellement pratique qui est celui de présenter les principales méthodes permettant de traiter les problèmes que posent les travaux d'infrastructure.

Sommaire - Les sols et la géologie. Propriétés physiques des sols. Propriétés hydrauliques des sols. Théorie de la consolidation. Comportement mécanique des sols. Stabi-

lité des pentes et talus. Action des terres sur les soutènements. Fondations superficielles. Fondations profondes et semi-profondes. Etude des fondations par la méthode pressiométrique.

Seabed reconnaissance and offshore soil mechanics for the installation of petroleum structures

- Par Pierre Le Tirant, Ingénieur ETP, Ingénieur principal à l'Institut Français du Pétrole.

1979, 1 bound vol., 18 x 24, 512 p., 204 figs., 17 photos, 57 tables

La reconnaissance des fonds et des sols constitue une étape essentielle dans l'investigation des sites en mer avant la mise en place des ouvrages. En effet, la connaissance de la topographie des fonds comme de la nature des sols conditionne souvent le type même de la plate-forme comme la conception des fondations.

Ce livre fait le point des techniques utilisables pour la reconnaissance des sols et des opérations successives à effectuer pour parvenir à une connaissance aussi précise que possible de l'emplacement des structures.

Abondamment illustré d'exemples de mise en œuvre de divers appareils de reconnaissance des sols, de résultats de mesures et de calculs des fondations d'ouvrages en mer, ce livre s'adresse à tous les ingénieurs s'occupant de mécanique des sols marins, depuis la préparation de la campagne de reconnaissance des sols jusqu'à l'exploitation des résultats.

Première partie : Notions préliminaires

I. Notions de mécanique des sols.

II. Eléments de sismique réflexion.

Deuxième partie : Reconnaissance des sols en mer

III. Reconnaissance des fonds marins : bathymétrie et topographie.

IV. Reconnaissance des sols marins par sismique haute résolution.

V. Reconnaissance des sols marins : appareils et techniques de carottage.

VI. Reconnaissance des sols marins par mesures in situ.

Troisième partie : Implantation des ouvrages en mer

VII. Plates-formes fixes sur piles.

VIII. Structures à embase poids : plates-formes et réservoirs de stockage.

IX. Plates-formes autoélevatrices.

X. Ancrage de structures flottantes.

XI. Pipelines.

consignes de rédaction des articles

Seuls les manuscrits n'ayant jamais été publiés, n'étant pas en cours de publication, n'ayant pas été présentés ailleurs, peuvent être soumis au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique.

La présentation d'un manuscrit engage l'auteur à déléguer à la R.F.G. et au service chargé de la publication, dès que l'article a été accepté, le copyright correspondant y compris tous droits de reproduction photographique ou par microfilm, de traduction et de tirage à part.

Le manuscrit ne doit présenter aucun aspect commercial. Cependant, l'auteur ne doit pas hésiter à citer les noms propres nécessaires à la compréhension du sujet.

Tous les manuscrits sont examinés par le Comité de Lecture de la Revue. Ceux dont la publication a été refusée, comme ceux dont la rédaction ou spécialement les figures ne respectent pas les recommandations faites-ci-dessous, seront retournés à l'auteur.

Les manuscrits doivent être adressés en triple exemplaire pour examen au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique, c/o E.N.P.C.-D.F.C.-B. MANDAGARAN, 28, rue des Saint Pères - 75007 PARIS.

L'auteur recevra gratuitement vingt tirés à part. Des exemplaires supplémentaires pourront lui être adressés sur sa demande, à titre payant par le Service chargé de la publication.

Présentation du manuscrit

1 Le manuscrit original rédigé en français doit être écrit à la machine avec un double interligne (y compris les résumés, les appendices, la bibliographie, les notes en bas de page, les tableaux et les légendes des illustrations), sur du papier 21 x 29,7 et doit comprendre les illustrations originales.

Les trois exemplaires requis peuvent se composer de l'original et de deux photocopies à conditions que celles-ci soient parfaitement nettes et lisibles.

L'ensemble doit pouvoir être expédié dans une enveloppe de format ordinaire.

La longueur totale du manuscrit (texte à double intervalle, tables, figures et annexes) ne doit pas dépasser trente pages (recto uniquement, verso blanc).

On indiquera clairement le découpage retenu pour l'article, et l'information relative à un paragraphe donné ne figurera que dans ce paragraphe. On évitera les répétitions et les notes en bas de page ou en fin d'article pour les explications nécessaires à la compréhension de l'article.

2 Le titre doit être composé de mots qui décrivent suffisamment le contenu de l'article et doit contenir des mots clés principaux pour pouvoir être facilement indexé par les divers centres de documentation.

Le nom de l'auteur sera donné en première page après le titre et sera suivi de la position actuelle (fonction, emploi, lieu) décrite avec précision et concision.

Un résumé bilingue, en français et en anglais, ne dépassant pas une centaine de mots dans chaque langue (en plus du titre et du nom de l'auteur), doit accompagner le manuscrit. Il décrira les objectifs, les résultats et les conclusions de l'article de manière aussi précise que possible. Toute information originale, nouvelle ou importante doit

être mise en évidence dans les premières phrases du résumé. Le résumé ne doit contenir aucune information qui n'est pas présentée dans l'article.

L'auteur utilisera dans le texte l'expression impersonnelle. Il soulignera les mots qu'il faut faire ressortir par une impression en italique, particulièrement les noms de personnes, d'organismes ou de lieux.

La numérotation des chapitres et paragraphes sera décimale et utilisera exclusivement les chiffres arabes : elle sera limitée à trois caractères : X, x, x.

La conclusion tentera de dégager les efforts fondamentaux du travail présenté et les conséquences importantes sur les travaux futurs. Eventuellement, elle pourra être consacrée à une discussion brève de l'interprétation des travaux présentés.

Les appendices et encarts sont utiles pour présenter des informations complémentaires dont l'inclusion dans le corps de l'article briserait l'écoulement logique du texte, aussi bien que des données ou des analyses trop longues dont les détails ne sont pas indépendants pour la bonne compréhension du texte. Ils sont pris en compte dans le nombre de pages.

3 Les unités et symboles à utiliser sont dans tous les cas ceux du Système International.

Dans le cas où les symboles utilisés dans le corps de l'article sont particuliers, on les regroupera en début d'article. Si un petit nombre seulement de symboles non standardisés sont utilisés, il est nécessaire de les définir parfaitement le plus tôt possible dans le corps de l'article.

4 Les illustrations seront aussi dépouillées que possible ; sur les graphiques, les écritures seront réduites au minimum et remplacées par des repères explicités en légendes. On évitera, par exemple, de mettre plus de trois courbes sur le même graphique ; on pourra, au besoin, décomposer une figure en plusieurs graphiques illustrant chacun un aspect de ce que l'on veut montrer.

La taille des figures sera tout au plus celle d'une page (210 x 297 mm).

Les photographies ne seront acceptées que si elles présentent un intérêt particulier et sont réellement indispensables à la compréhension du texte. Les photographies (exemplaire original bien contrasté, sur papier brillant) seront fournies en trois exemplaires. Elles seront numérotées suivant l'ordre « chronologique » d'apparition des figures et photographies et leur légende sera donnée dans le texte. Les photographies présentées seront prises en compte avec toutes les figures pour l'évaluation de la longueur totale du manuscrit.

Les figures seront dessinées à l'encre de Chine et sur calque. On fournira ce calque et deux tirages (sur fond blanc). La dimension des figures (et photographies) sera telle qu'une réduction conduira à une largeur « publiée » dans la R.F.G. de 75 à 85 mm. Les lettres devront être bien lisibles après réduction. On utilisera sur l'original des lettres (Letraset, par exemple) ayant au moins 5 mm de haut et 4 mm de large avec une épaisseur de 1,5 mm et si possible 2 mm. Les explications et descriptions seront données dans le texte en rappelant entre parenthèses le numéro (défini ci-dessus) de la figure considérée. Les indications portées sur les figures devront se borner à des symboles et dimensions avec un seul titre très concis.

semblées en ordre alphabétique dans une « liste de références » donnée en annexe à la fin du manuscrit. Toutes les références données doivent être accessibles et il faut proscrire d'une manière générale les informations non publiées.

Le classement se fait suivant le nom de l'auteur suivi de l'année de publication (ex : DUPONT A. — 1975). S'il y a au plus trois auteurs, citer les noms de chacun d'eux. S'il y a quatre auteurs ou plus, citer le premier et le faire suivre de la mention « et al ». Quand deux ou plusieurs références concernent un même auteur, les classer par ordre chronologique à la suite les unes des autres. Toute référence faite dans le texte à un auteur donné, devra comporter le nom du premier auteur et l'année de publication entre crochets. D'une manière générale, toutes les références données en annexe doivent être citées dans le texte, sauf si la liste constitue une bibliographie. Dans ce cas, l'annexe correspondante sera appelée « BIBLIOGRAPHIE ».

Articles de revues

Faire suivre la référence (auteur, année, titre de l'article entre guillemets) du nom complet de la revue en italique, du numéro du volume, du numéro de la revue, du lieu de publication du mois et de l'année, des numéros de la première et dernière page (cf. exemple ci-dessous).

WOODS R.D. (1968) « *Screening of Surface Waves in Soil* » — Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division — Proceedings of the A.S.C.E. — Vol. 94 n° SM4 ANN ARBOR Mich. U.S.A. — Juillet 1968 — pages 951-954.

Livres

Faire suivre le nom de l'auteur de celui du chapitre entre guillemets, de celui du livre en italique, du numéro de l'édition, du numéro du volume, du nom complet de l'éditeur, du lieu d'édition, de l'année, éventuellement du numéro des pages concernées (cf. exemple ci-dessous).

TERZAGHI K. (1943) « *Chap. IX Stability of Slopes* » — Theoretical Soil Mechanics — 4^e édition John WILEY and SONS Inc. 1947 — pages 144-152.

Thèses

Faire suivre le nom de l'auteur du titre entre guillemets puis donner obligatoirement les indications suivantes : thèse présentée à l'Université de (nom) soutenue le (date) pour obtenir le grade de Docteur (ès-Sciences, d'Université, Ingénieur) (cf. Exemple ci-dessous).

ROCOPLAN J.A. (1964) « *Contribution à l'Etude des Appareils de Mesure de Densité au Moyen de Rayons Gamma* » — Thèse présentée à l'Université de Paris, soutenue le 16 Juin 1964, pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.

Communication à un Congrès (ou Conférence)

Faire suivre le nom des auteurs du titre entre guillemets, puis indiquer le mois et l'année et donner le nom complet du Congrès ainsi que le lieu du Congrès ou Conférence (cf. exemple ci-dessous).

DANTU P. (1961) « *Etude Mécanique d'un milieu Pulvérulent Formé de Sphères égales de Compacité Maxima* », Juillet 1961, Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering — Paris.

7 Les références citées dans le texte doivent être ras-

L'auteur devra également surveiller l'emploi de ", ", des indices supérieurs et inférieurs et penser à les faire bien apparaître dans la liste des notations.

$$\exp [2 \times 2 / (1 - y)^2] \text{ plutôt que } e \frac{(1 - y)^2}{2 \times 2}$$

ponentielles avec exposants compliqués, écrire :

écrite ($a \times 10^2$ tg y) plutôt que (a/x) tg y. Pour l'emploi d'ex-
√ et l'exposant — 1 de préférence au signe /. Exemple :
{ } . On utilisera l'exposant 1/2 de préférence au signe
chets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante :

portera un soin particulier à l'emploi des accolades, cro-
1/(a + b) et non sous la forme 1/a + b ou $\frac{a}{a + b}$. On

Les fractions simples apparaissant dans le texte s'écrivent sur une seule ligne avec des parenthèses, par exemple

caractères gras.

en caractères romains. Les vecteurs et matrices le sont en logarithmes naturel ou vulgaire (Ln et log) sont imprimées de fonctions trigonométriques (sin, cos, tg, etc.) et des sont composées en italique. Cependant, les abréviations Généralement, la plupart des expressions mathématiques

pour faciliter la lecture.

Chaque équation ou groupe d'équations doit être centré

en marge au crayon.

mière apparition. Toutes ces identifications seront faites grecques doivent être également identifiées dès leur pre-
un, o et zéro, Zed et deux, elle et un, etc.). Les lettres
sions doit être identifiées en marge (par exemple : prime et
Tout symbole manuscrit ou pouvant faire l'objet de confu-

donnée en annexe.

d'une liste alphabétique (dénommée « NOTATIONS »)

lorsqu'elles apparaissent pour la première fois dans le
texte, les figures ou les tableaux. Elles devront faire l'objet
Les lettres utilisées comme symboles doivent être définies

du texte.

souhaitable d'écrire à la main les formules mathématiques
Dans tous les cas où une ambiguïté est à craindre, il est
les symboles clairement identifiés.

6 Toutes les formules, équations et expressions mathématiques devront de préférence être dactylographiées, et

5 Les tableaux seront dactylographiés séparément et afin d'en faciliter l'explication et l'illustration dans le texte.

l'objet d'une numérotation particulière en séquence sui-
autres que les unités ou symboles dans les tableaux. Even-
tuellement, numérotent les diverses colonnes des tableaux
vant leur ordre d'apparition. Ne pas utiliser d'abréviations
recto). Des exemples et une explication pour chaque
fournis en triple exemplaire (format 210 x 297 mm,
tableau doivent figurer dans le texte. Les tableaux feront

