

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

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

N°11

65 F

MAI 1980



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

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 11
MAI 1980

sommaire

résumés	3
mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de Schneebedi J.C. Faugeras - R. Gourves	5
ancres marines - ancrage à terre P. Habib - P. Le Tirant - M.P. Luong	17
un modèle de matériau microfissuré M. Lino	29
vibrofonçage à fréquence élevée J.G. Sieffert	43
comportement et dimensionnement des colonnes ballastées J. Vautrain	59

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 - P. Duffaut - C. Bordet - 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 satisfaites 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

mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de Schneebeli par J.C. Faugeras - R. Gourves

Cet article présente une méthode concernant la mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de Schneebeli constitué par un empilement de cylindres à axes parallèles en PVC. Le principe de cette méthode est fondé sur la mesure de la force nécessaire pour déplacer les cylindres selon une direction parallèle à leur axe longitudinal. L'étude de cette force permet le calcul des contraintes.

Nous donnons dans cet article différents résultats obtenus pour un massif non chargé et pour un pieu chargé uniquement sur la pointe. Nous obtenons, outre les contraintes, les isostatiques et les isobares.

Cette méthode permet de plus de déterminer les zones plastifiées par analyse du rapport des contraintes sur deux facettes orthogonales et peut avoir de nombreuses applications comme par exemple la recherche d'un chemin de contrainte pour différents cas de chargement sur des ouvrages modèles réduits.

ancres marines - ancrage à terre par P. Habib - P. Le Tirant - M.P. Luong

Après un rapide rappel du fonctionnement des ancres marines sous l'angle de la géotechnique, le principe d'un nouveau type d'ancre est présenté pour les ancrages à hautes capacités nécessités par les travaux pétroliers en haute mer.

L'étude a d'abord été menée sur modèles réduits car des efforts d'arrachage très grands ne permettent pas d'optimiser commodément les formes. Le développement des matériels montre que la similitude donne de bons résultats pour les matériaux argileux et des résultats moins satisfaisants pour les sables, ce qui rend indispensable de développer les ancres dans le sable par des essais sur maquettes de plus en plus grandes.

un modèle de matériau microfissuré par M. Lino

Le matériau microfissuré, homogène et isotrope est modélisé par une matrice élastique tridimensionnelle affaiblie par des défauts. Ces défauts sont des fissures planes, de forme circulaire, de rayon identique, d'orientation quelconque, répartis uniformément dans le volume. Sur les lèvres des fissures, on fait l'hypothèse d'un frottement de Coulomb et on suppose que l'équilibre limite est atteint en premier par des fissures de plan parallèle à la direction de la contrainte intermédiaire. Le critère de propagation des défauts est le critère énergétique de Griffith.

Ce modèle, à partir de l'hypothèse d'un comportement microscopique de type élastique fragile, permet d'interpréter simplement les principaux caractères du comportement macroscopique des matériaux isotropes (bétons et mortiers, matrices rocheuses, argiles raides surconsolidées, graphites...) sous charge mécanique de courte durée :

- dissymétrie du comportement en traction et en compression ;
- déformation irréversible avec augmentation de volume ;
- dépendance du domaine de réversibilité par rapport à la contrainte moyenne (le domaine de réversibilité est en fait très voisin de celui défini par le critère de Coulomb avec limitation de la traction) ;
- rupture par séparation perpendiculairement à la direction d'extension maximale.

Les prévisions du modèle sont comparées aux résultats expérimentaux.

vibrofonçage à fréquence élevée par J.G. Sieffert

Cet article traite du vibrofonçage des pieux et des palplanches à fréquences élevées (1 500 à 3 000 Hz). Après avoir présenté les principaux résultats obtenus au cours d'essais systématiques sur modèle dans du sable sec, l'auteur propose une mise en équation du problème utilisant en particulier l'hypothèse d'un frottement latéral du type frottement sec. Des essais spécifiques ont été réalisés pour vérifier les résultats analytiques. Dans l'ensemble, l'expérimentation confirme les conclusions tirées de la théorie et permet entre autre de mettre en relief l'efficacité du fonçage lié à l'existence d'un ventre de vibration en tête du pieu.

comportement et dimensionnement des colonnes ballastées par J. Vautrain

L'amélioration des sols fins par l'introduction de colonnes ballastées est une technique déjà ancienne, mais dont on ne connaît avec précision ni le fonctionnement, ni le comportement à long terme.

L'expérimentation de deux remblais construits sur des sols compressibles, traités avec des colonnes ballastées, a permis de recueillir de nombreuses informations sur le comportement de cet ensemble sol-colonnes et d'en déduire une méthode de dimensionnement basée sur des valeurs des contraintes effectives dans le sol et leur évolution dans le temps.

Après un développement succinct des résultats obtenus à l'occasion de la construction de ces remblais, le présent article expose cette méthode de dimensionnement qui est appliquée ensuite avec succès au cas de ces deux remblais.

high frequency pile and sheet-pile driving by J.G. Sieffert

This paper is concerned with high frequency (1 500 to 3 000 Hz) pile and sheet-pile driving. Main results obtained during systematic model experiments in dry sand are first presented, followed by a theoretical formulation of the problem assuming lateral dry friction. Specific experiments have been performed to check analytical results. Most tests are in excellent agreement with theory, and show in particular the driving efficiency in connection with an antinode at the pile head.

behaviour and design of stone columns by J. Vautrain

Improving fine soils by inclusion of stone columns is an already old method but neither its mechanism nor its long-range behaviour are known precisely.

The experimentation of two embankments built on compressible soils, treated with stone columns, gave many informations on the behaviour of this soil-columns structure as well as a method of design based on the value of effective stresses in the soil and their evolution in the time.

After a brief development of the results obtained during construction of these embankments, the paper describes the design method which is then applied successfully to these two embankments.

measurement of stresses within an analogical Schneebeli model by J.C. Faugeras - R. Gourves

This paper presents a method for measuring the stresses within an analogical Schneebeli model consisting of a stack of PVC cylinders with their axes parallel. It is based on measuring the force required for displacing the cylinders in a direction parallel to their longitudinal axis. This further makes it possible to compute the stresses within the system.

Results are given for an unloaded system and a pile with a load acting on the point only. They give the stresses and the isostatic and isobar curves.

Furthermore, this method helps to determine the plastified areas by analysing the ratio of stresses on two orthogonal faces and can be applied to a number of different loading cases on models.

marine anchors - ground anchors by P. Habib - P. Le Tirant - M.P. Luong

The principle of a new type of marine anchor is presented, to be used for high pulling loads as needed by off-shore oil engineering, a brief discussion of the geotechnical principles involved being first given.

The study was first carried out on scale models in order to facilitate the optimisation of the anchor's geometry. As expected, the evolution of tests on bigger and bigger prototypes showed a good similarity for clays and somewhat less for sands, so that it seemed necessary, in that case, to use different size anchors with increasing pulling capacity.

a model for a microcracked material by M. Lino

A homogeneous, isotropic microcracked material is modelled by means of a three dimensional elastic matrix containing weakening defects in the form of plane cracks, of circular shape ; they all have the same radius and are uniformly distributed throughout the volume and are randomly oriented. Coulomb friction is assumed at the crack lips and it is premised that limiting equilibrium is reached first by those cracks parallel to the direction of the intermediate stress. The Griffith energy criterion is taken as the criterion of crack growth.

Assuming brittle microscopic behaviour, this model provides a simple interpretation of the main characteristics of the macroscopic behaviour of isotropic mineral materials (concrete and mortar, sound rock, overconsolidated stiff clays, graphite, etc.) under short-term mechanical loadings, i.e. :

- the asymmetry of tensile/compressive reactions ;
- non recoverable strain accompanied by swelling ;
- the dependance of the reversibility on the mean stress (the reversibility zone is in fact very similar to that determined by the Coulomb criterion with limitation of tension) ;
- failure by separation perpendicularly to the direction of maximum extension.

Model predictions are compared with experimental results.

mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de Schneebeli

par

J.-C. Faugeras

Assistant au C.U.S.T. de Clermont-Ferrand

R. Gourves

Maître-Assistant au C.U.S.T. de Clermont-Ferrand

Groupe de Recherche Génie Civil de l'Université de Clermont II

1 Introduction

La connaissance de l'état de contrainte dans les milieux pulvérulents pose encore à l'heure actuelle de sérieux problèmes que de nombreux chercheurs ont plusieurs fois mis en évidence.

Schneebeli (1) a montré la possibilité de réaliser un milieu pulvérulent obéissant à la loi de Coulomb, par un empilage de petits cylindres parallèles, horizontaux et de même longueur. Un tel modèle permet l'étude de problèmes à deux dimensions et de nombreux auteurs (2, 3, 4, 5) l'ont utilisé notamment pour mieux comprendre les schémas de rupture du sol de fondation, l'équilibre limite des coins de poussée et de butée, la stabilité des murs de terre armée, etc... Jusqu'à présent ce modèle ne permettait que de visualiser les différents phénomènes bien que certaines tentatives aient été faites (6, 7) pour déterminer les contraintes dans ce type de milieu sans donner de résultats satisfaisants, la meilleure méthode consistant cependant à utiliser des capteurs à friction (8). La méthode que nous nous proposons de présenter ici repose sur un principe simple et permet d'obtenir l'état de contrainte en tous points du milieu. Si quelques problèmes de précision dans les résultats obtenus semblent continuer à se poser, l'amélioration du processus expérimental nous conduira dans un proche avenir à définir de façon très précise le champ de contrainte.

2 Principe de la méthode

Dans un massif constitué par un empilement de cylindres, la force nécessaire à déplacer l'un d'entre eux selon son axe longitudinal est fonction de la profondeur à laquelle il se situe, le milieu étant pesant. La méthode mise au point est fondée sur cette constatation.

2.1 Méthode pour un seul cylindre

On peut représenter les forces agissant sur un seul

cylindre comme indiqué à la figure 1a. Nous ne prenons en compte que les forces radiales, la résistance à l'enfoncement des rouleaux n'étant proportionnelle qu'à ces dernières dans la direction considérée. Nous pouvons écrire :

$$F_T = \text{tg } \delta \cdot \Sigma F_i$$

avec : F_T force nécessaire à déplacer un rouleau selon son axe longitudinal

δ angle de frottement longitudinal des rouleaux

ΣF_i somme des forces appliquées.

Sous l'action des F_i le rouleau est en équilibre. Nous pouvons donc définir la pression isotrope équivalente à laquelle est soumis le rouleau par l'expression :

$\Sigma F_i = p \times 2\pi r$ pour une longueur unité, r étant le rayon du cylindre.

Dans la mesure où nous sommes en présence d'un milieu granulaire, il est nécessaire d'introduire la notion de contrainte macroscopique qui ne peut être utilisée qu'en considérant un nombre important de rouleaux. De plus à l'intérieur du massif analogique se créent des voûtes de charge, ce qui implique que certains grains ne sont soumis qu'à la seule force de pesanteur.

Cette méthode ne peut donc présenter un intérêt qu'au niveau d'une étude statistique du comportement de grains pris singulièrement.

2.2 Méthode pour plusieurs cylindres

Dans ce cas nous déplaçons simultanément plusieurs rouleaux, toujours selon une distance parallèle à leur axe longitudinal et nous appelons « découpe » la limite de l'empreinte créée dans le massif par ce déplacement. Nous nous intéressons au cas où cette découpe est quasi circulaire ou à ellipse d'inertie circulaire (figures 1b et 1c).

En gardant les mêmes notations que précédemment, nous pouvons écrire :

$$F_T = \text{tg } \delta \cdot \Sigma F_i$$

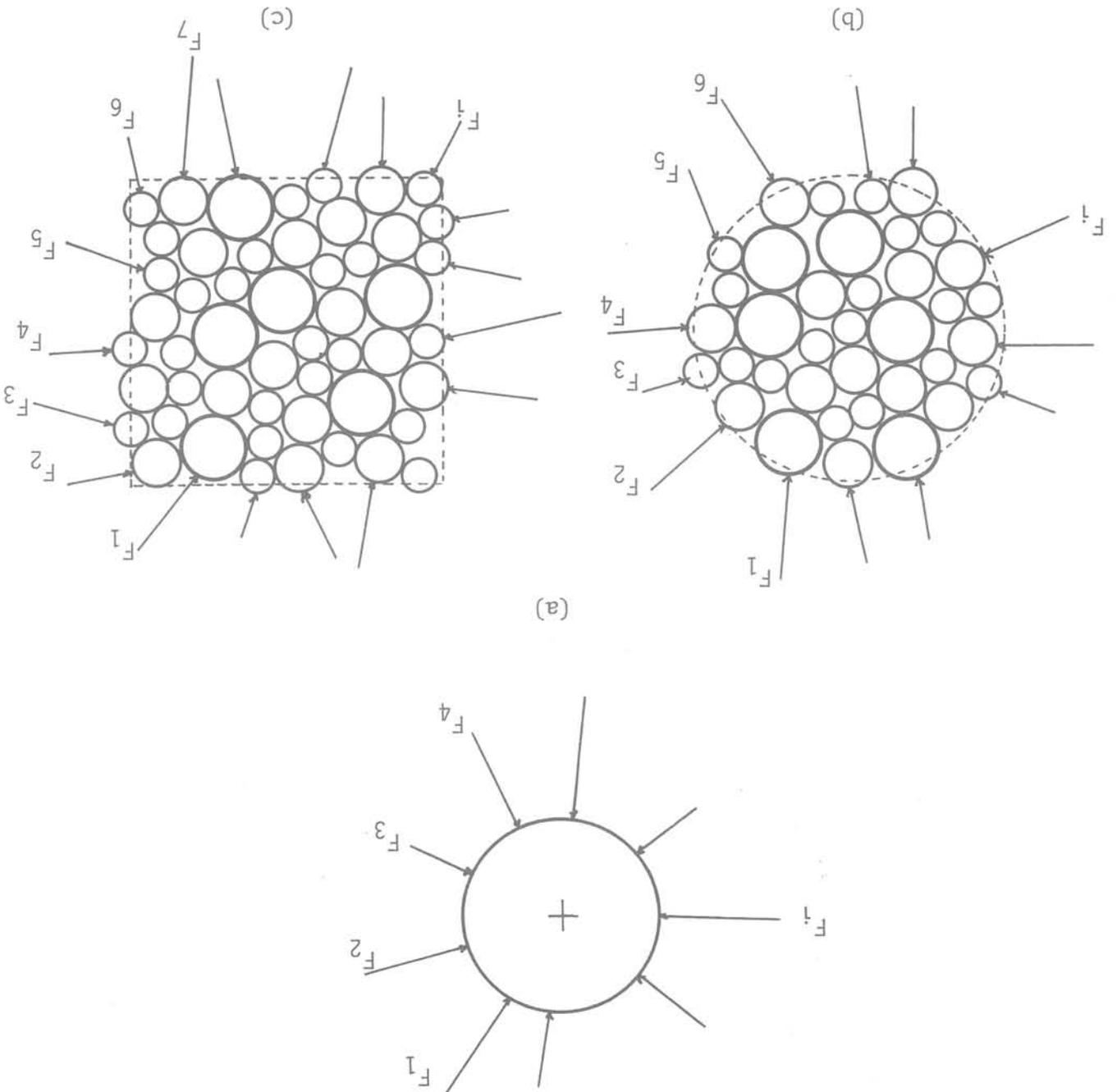
Au vu des résultats précédents nous avons pensé qu'il était possible d'obtenir l'état de contrainte en utilisant un autre type de découpe, comme le montre la figure 3. Dans un milieu continu, la notion de contrainte est

2.3 Méthode conduisant à la détermination du champ de contrainte

La figure 2 montre l'évolution de la pression p en fonction de la profondeur au sein d'un massif non chargé. Nous obtenons une bonne corrélation entre ces deux paramètres, mais cette méthode, bien que satisfaisante, ne peut cependant pas être exploitée pour la détermination du champ de contrainte.

et de même : $\Sigma F_i = p \times 2\pi R$ (R rayon de la découpe).

Fig. 1 Schéma des forces agissant sur les rouleaux



$F_z = \lambda \sigma_z + \mu \sigma_x$

sous la forme :

L'expression de la force nécessaire pour déplacer les rouleaux selon leur axe longitudinal peut être mise

contrainte normale σ_x . Il est de même possible de définir une normale Oz. Il s'exerce sur une facette de macroscopique qui s'exerce sur une facette de notre cas, σ_z est donc la contrainte moyenne les particules, divisée par l'aire de cette surface. Dans des composantes normales des forces s'exerçant sur laire, nous appellerons contrainte normale la somme contenue dans un plan coupant un matériau granu- ds tend vers zéro. Si nous considérons une surface définie comme étant la limite du rapport dF/dS lorsque

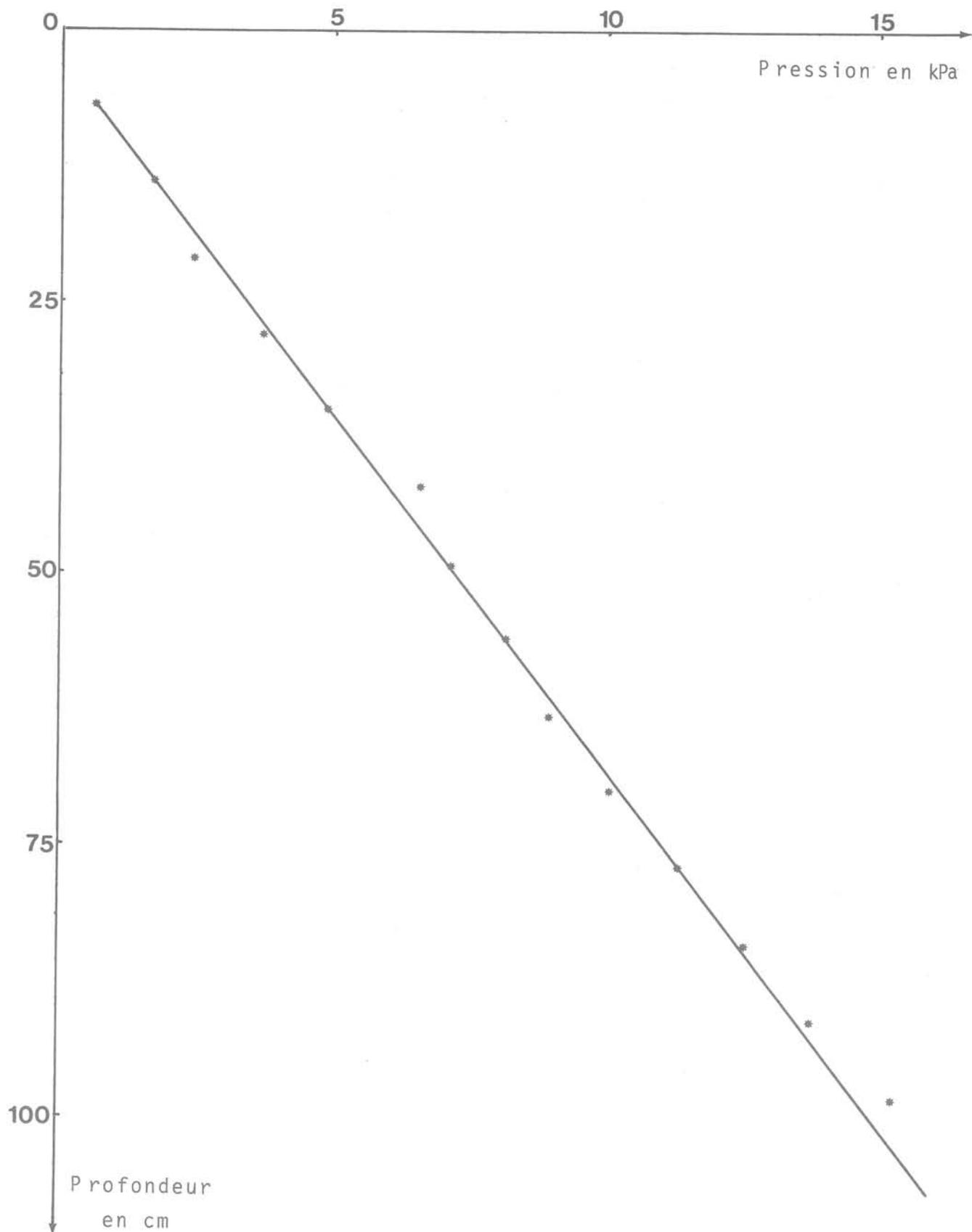


Fig. 2 Variation de pression isotrope au sein du massif

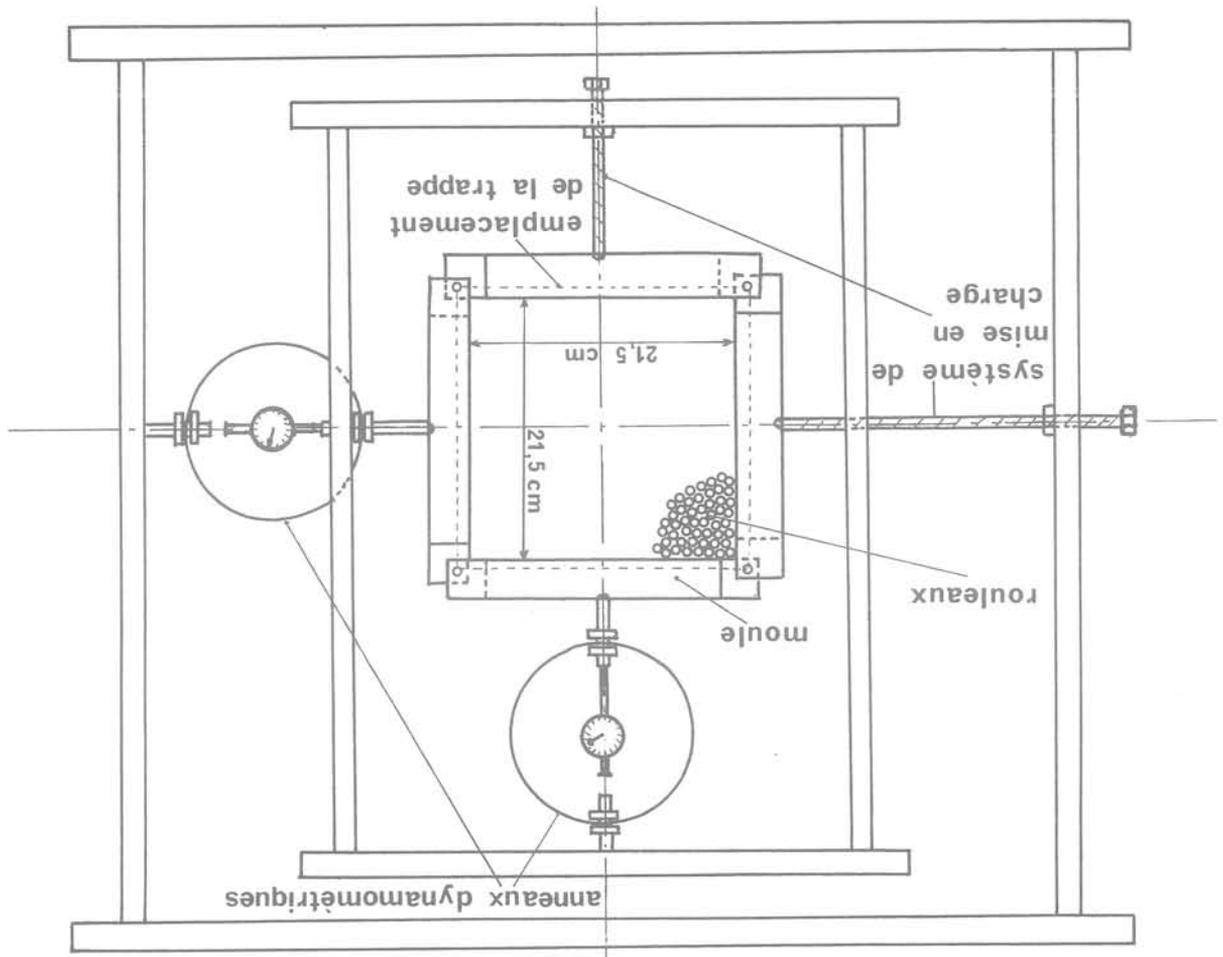


Fig. 5 Schéma de principe de l'appareil de compression biaxial

Fig. 4 Formes des découpes

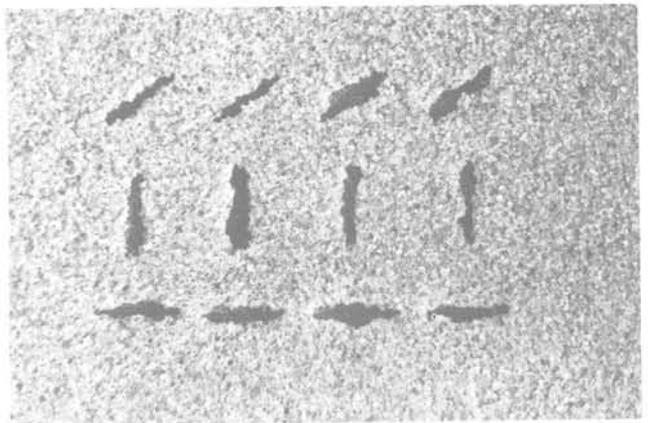
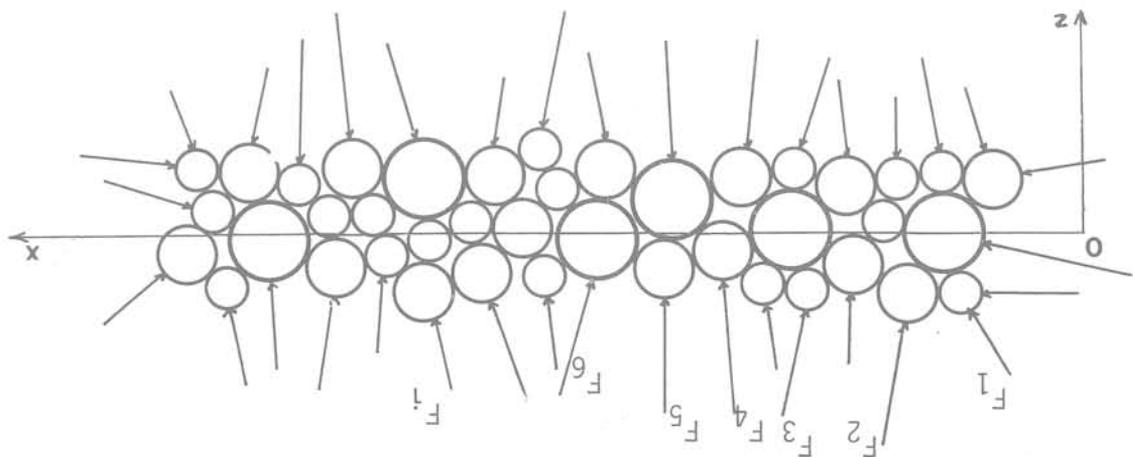


Fig. 3 Découpe obtenue avec une plaque



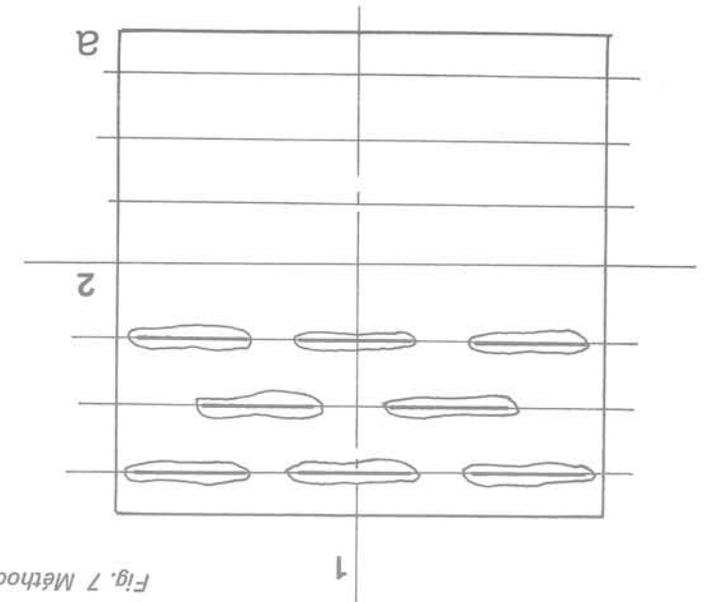
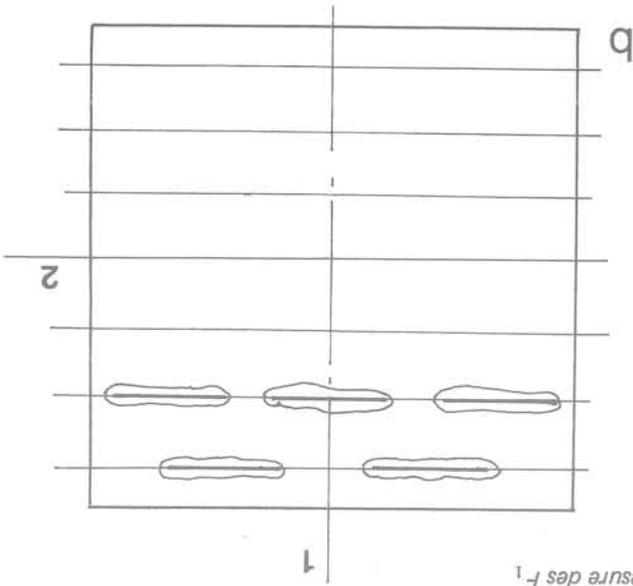


Fig. 7 Méthode de mesure des F_1



L'ensemble est posé sur une plaque à surface lisse, des rouleaux étant entreposés entre les différents éléments constituant l'appareil et la plaque, ceci afin de minimiser les frottements. Une trappe placée sous le moule permet de pousser sur les rouleaux en vue de la mesure des F_0 .

Pour mesurer les F_0 nous utilisons un dynamomètre de 10 daN de capacité dont la précision est de $\pm 0,5\%$ de la valeur de fin d'échelle. En bout, une plaque de 5 cm de large et de 1 mm d'épaisseur permet de pousser sur les rouleaux. Comme le montre le schéma de la figure 5, la machine de compression biaxiale est constituée par un moule en quatre éléments mobiles les uns par rapport aux autres et contenant les rouleaux. Les parois en contact avec les rouleaux sont recouvertes d'un lubrifiant à sec pour éviter la création de voûtes de charge. Deux cadres métalliques indépendants assurent la mise en charge par un système vis-écrou. Les efforts appliqués sont mesurés par deux anneaux dynamométriques, ce qui permet de déterminer l'état de contrainte.

— à l'appareil biaxial : $20^\circ < \varphi < 32^\circ$;
— la mesure de la pente de talus naturel a donné des résultats très légèrement inférieurs : $27^\circ < \varphi < 31^\circ$.

Nous avons choisi d'utiliser des rouleaux en PVC en raison de leur faible poids volumique ($13,4 \text{ kN/m}^3$). Leurs diamètres sont de 2, 3 et 4 mm également répartis en poids et leur longueur de 6 cm. Leur angle de frottement φ a été déterminé de deux façons différentes :

3.1 Appareillage utilisé

biaxiale. Nous avons conçu une machine de compression dans un champ de contrainte connu. Pour ce faire Pour déterminer les coefficients λ et μ , il faut opérer

3 Détermination des coefficients λ et μ

avec : θ angle que fait le grand axe de la découpe avec la direction Ox.
 $F_0 = \lambda \sigma_0 + \mu \sigma_0 + \pi/2$

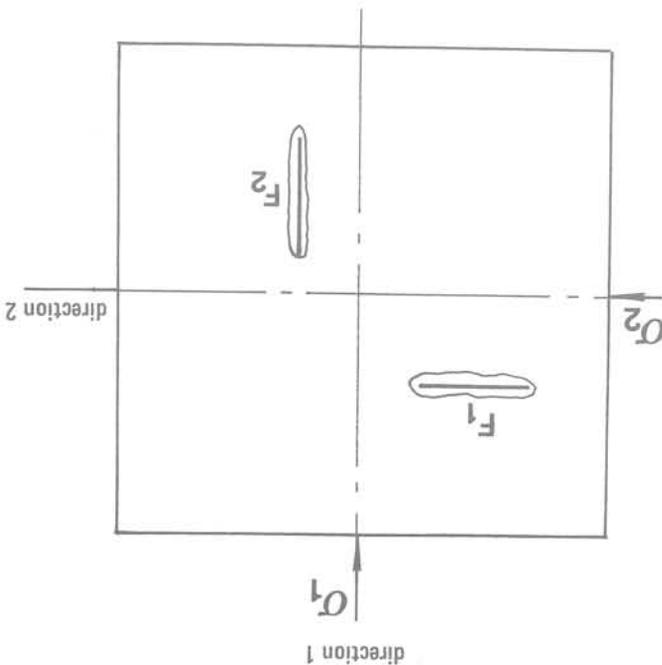
donc d'écrire :
De plus, quelle que soit l'orientation de la découpe dans le plan xOz, le contour de celle-ci présente la même configuration (fig. 4). L'isotropie nous permet

Nous adoptons les notations de la figure 6. Après plusieurs tentatives, nous avons adopté la méthode suivante pour la détermination de λ et μ :

- application d'un champ de contrainte constant σ_1 ;
- mesure des F_1 en 15 points différents (fig. 7a) ;
- déchargement du système et remise en place des rouleaux, ceci pour éviter la création de lignes préférentielles de glissement ;
- application du même champ de contrainte que précédemment ;
- mesure des F_1 à nouveau en 15 points mais différents des précédents (fig. 7b) ;
- déchargement du système et remise en place des rouleaux.

3.2 Mise en œuvre des essais et résultats

Fig. 6 Notations utilisées



$$\sigma_1 = 61,2 \text{ kPa} \quad \sigma_2 = 31,1 \text{ kPa} \quad \sigma_1/\sigma_2 = 1,97$$

Valeurs des F_1

						Moyenne par ligne
ligne 1	7,06	7,05	7,80	6,80	6,50	7,04
ligne 2	6,80	6,80	6,60	7,15	7,20	6,91
ligne 3	6,70	8,05	7,75	7,35	6,90	7,35
ligne 4	7,00	6,70	7,70	7,05	6,75	7,04
ligne 5	6,30	7,20	7,30	7,50	7,30	7,12
ligne 6	7,75	5,85	7,70	7,80	7,35	7,29
moyenne	6,93	6,94	7,47	7,27	7,00	7,12

Valeur des F_2

						Moyenne par ligne
ligne 1	5,10	5,10	4,65	3,90	4,50	4,65
ligne 2	5,25	5,00	4,25	4,10	5,45	4,81
ligne 3	5,45	5,55	4,55	5,30	5,35	5,24
ligne 4	4,20	4,85	4,85	5,15	5,05	4,82
ligne 5	4,70	5,35	5,05	5,05	5,45	5,12
ligne 6	4,05	4,45	4,35	4,40	6,15	4,68
moyenne	4,79	5,05	4,62	4,65	5,32	4,89

$$\lambda_{\text{moyen}} = 10,22 \text{ cm}^2 \quad \mu_{\text{moyen}} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Fig. 8 Exemple de résultats obtenus au biaxial

Pour un même déviateur nous obtenons ainsi 30 mesures de F_1 . La mesure des F_2 s'effectue selon le même principe. Un exemple des résultats ainsi obtenus est donné figure 8.

La manipulation décrite ci-dessus est effectuée cinq fois. Le déviateur est alors fixé à une nouvelle valeur et le processus est recommencé.

Connaissant F_1 , F_2 , σ_1 et σ_2 il est alors possible de déterminer λ et μ par les relations :

$$\lambda = \frac{\sigma_1 F_1 - \sigma_2 F_2}{\sigma_1^2 - \sigma_2^2} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{\sigma_1 F_2 - \sigma_2 F_1}{\sigma_1^2 - \sigma_2^2}$$

Les résultats que nous présentons ci-après sont des valeurs moyennes :

σ_1/σ_2	moyenne F_1 en daN	écart-type F_1	moyenne F_2 en daN	écart-type F_2	λ en cm^2	μ en cm^2
1,97	6,99	0,55	4,88	0,59	10,02	2,86
1,46	5,70	0,56	4,41	0,58	11,04	2,08
1,18	5,77	0,57	5,21	0,54	10,47	2,47

D'après ces résultats, nous pouvons considérer λ et μ comme constants et indépendants du déviateur. Dans la suite de cette étude, nous prendrons les valeurs moyennes suivantes :

$$\lambda = 10,5 \text{ cm}^2 \quad \mu = 2,6 \text{ cm}^2$$

4 Traitement automatique des données

Les résultats que nous présentons ultérieurement ont été obtenus sur un massif de 1,20 m de hauteur et de 2,10 m de longueur. La constitution de ce massif était bien évidemment identique à celle de l'échantillon testé à l'appareil de compression biaxial.

Pour faciliter l'analyse des résultats, nous avons effectué un maillage du massif de $0,07 \times 0,07 \text{ m}$, ce qui permet de prendre 392 mesures. Compte tenu de ce nombre relativement important, nous avons utilisé pour l'exploitation des résultats un moyen de calcul automatique.

Les différentes valeurs des mesures sont stockées sous forme de tableaux de 14 lignes et 28 colonnes correspondant au maillage du massif (fig. 9). Il faut noter que les résultats obtenus par la méthode de mesure utilisée présentent une assez grande dispersion. Pour diminuer ces écarts deux solutions peuvent être envisagées. Nous pouvons soit effectuer un grand nombre de mesures en chaque point du massif, soit effectuer un lissage des valeurs obtenues. Pour des raisons de mise en œuvre, il était préférable d'utiliser la deuxième solution. Comme le montrent les courbes de la figure 10, nous constatons une nette amélioration. Après plusieurs essais, nous avons opté pour le schéma de lissage suivant :

$$\begin{array}{ccc} A_{i-1,j-1} & A_{i-1,j} & A_{i-1,j+1} \\ (1) & (2) & (1) \\ A_{i,j-1} & A_{i,j} & A_{i,j+1} \\ (2) & (3) & (2) \\ A_{i+1,j-1} & A_{i+1,j} & A_{i+1,j+1} \\ (1) & (2) & (1) \end{array}$$

La valeur lissée du terme $A_{i,j}$ est telle que :

$$A_{i,j} = \frac{[A_{i,j} \times 3 + (A_{i-1,j} + A_{i+1,j} + A_{i,j-1} + A_{i,j+1}) \times 2 + (A_{i-1,j-1} + A_{i+1,j+1} + A_{i-1,j+1} + A_{i+1,j-1})]}{15}$$

La suite des calculs s'effectue à partir de ces valeurs lissées :

— détermination de σ_x et σ_z :

$$\text{nous avons : } F_z = \lambda \sigma_z + \mu \sigma_x \quad \text{et} \quad F_x = \lambda \sigma_x + \mu \sigma_z$$

nous en déduisons :

$$\sigma_z = \frac{1}{\lambda^2 - \mu^2} (\lambda F_z - \mu F_x)$$

$$\sigma_x = \frac{1}{\lambda^2 - \mu^2} (\lambda F_x - \mu F_z)$$

— détermination de θ :

appelons θ l'angle dont il faut faire tourner le repère initial pour obtenir le repère des contraintes principales. Un calcul simple à partir du cercle de Mohr des contraintes, en exprimant les contraintes en fonction des forces F définies précédemment conduit à :

$$\text{tg } 2\theta = \frac{F_z + F_x - 2F_{45}}{F_z - F_x}$$

F_{45} étant la force mesurée pour une découpe à 45° .

On voit ainsi que θ est indépendant de λ et μ et qu'il suffit de trois manipulations pour le déterminer, la méthode étant classique en extensométrie :

— détermination de σ_1 et σ_2 .

Les contraintes principales sont déterminées par les expressions connues :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2 \cos 2\theta} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2 \cos 2\theta}$$

1	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	
2	*****	0.15	0.15	0.10	0.10	*****	*****	0.05	0.05	*****	*****	*****	*****	
3	0.20	0.25	0.20	0.20	0.30	0.25	0.25	0.45	0.15	0.20	0.20	0.20	0.20	
4	0.40	0.30	0.40	0.40	0.30	0.30	0.45	0.40	0.40	0.35	0.40	0.35	0.45	
5	0.60	0.55	0.50	0.50	0.55	0.50	0.45	0.70	0.50	0.45	0.50	0.35	0.55	
6	0.70	0.65	0.65	0.70	0.60	0.65	0.55	0.60	0.55	0.60	0.65	0.55	0.65	
7	0.70	0.45	0.65	0.70	0.70	0.80	0.60	0.80	0.60	0.65	0.65	0.75	1.00	
8	0.75	0.80	0.80	0.80	0.80	0.85	0.90	1.05	0.80	0.85	1.15	1.00	1.05	
9	0.95	1.10	0.90	0.70	0.95	1.10	1.05	0.90	0.95	0.85	1.00	1.05	1.25	
10	1.05	1.20	1.10	1.05	1.00	1.20	1.15	1.05	1.00	0.95	1.15	1.15	1.50	
11	1.20	1.45	1.10	1.35	1.25	1.30	1.15	1.25	1.25	1.05	1.05	1.50	1.45	
12	1.10	1.25	1.40	1.55	1.40	1.35	1.40	1.15	1.30	1.30	1.20	1.60	1.55	
13	1.70	1.60	1.75	1.45	1.50	1.55	1.60	1.85	1.50	1.25	1.55	1.75	2.30	
14	1.85	1.75	2.25	2.25	1.65	1.85	2.25	2.25	1.70	1.70	1.65	2.00	2.15	
	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
1	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
2	0.05	0.05	*****	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.10	0.10	0.10	0.10
3	0.20	0.15	0.20	0.25	0.25	0.20	0.15	0.20	0.25	0.25	0.25	0.20	0.20	0.25
4	0.30	0.25	0.35	0.45	0.40	0.45	0.35	0.35	0.40	0.45	0.40	0.40	0.45	0.60
5	0.45	0.40	0.55	0.55	0.50	0.55	0.50	0.55	0.65	0.60	0.60	0.50	0.60	0.60
6	0.60	0.50	0.70	0.70	0.95	0.80	0.70	0.95	0.65	0.65	0.60	0.70	0.85	0.90
7	0.90	0.65	1.05	0.85	0.95	0.95	0.90	1.20	1.15	0.90	0.85	1.15	0.90	0.75
8	0.90	0.75	1.10	1.20	1.15	1.05	1.00	1.35	1.10	1.05	1.00	1.25	1.30	1.00
9	1.05	0.90	1.10	1.45	1.20	1.35	1.15	1.30	1.40	1.05	1.50	1.35	1.25	1.50
10	1.00	1.35	1.15	1.55	1.70	1.50	1.60	1.55	1.45	1.50	1.20	1.40	1.40	1.70
11	1.25	1.40	1.70	1.50	1.45	1.45	1.75	1.65	1.90	1.60	1.60	1.50	1.75	1.70
12	1.75	1.55	1.60	1.60	1.70	1.80	1.90	1.95	1.75	1.50	1.50	2.00	1.90	1.80
13	2.00	1.80	1.75	1.75	1.65	1.95	1.85	2.10	1.95	1.65	1.75	2.30	2.00	1.80
14	2.20	2.15	2.15	2.05	1.95	2.00	1.90	2.05	2.15	1.95	2.45	2.40	2.00	1.90

Les étoiles correspondent aux mesures qui n'ont pu être effectuées

Fig. 9 Exemple de stockage des mesures (massif non chargé, valeurs des F_z)

— détermination des isobares.

Le programme informatique utilisé permet, outre le calcul des grandeurs précédentes de déterminer et donc de tracer les isobares. Pour ce faire le nombre de points de mesure est fictivement augmenté par interpolation linéaire.

5 Exemples de résultats obtenus

Les différents résultats que nous présentons ici sont tirés des études de Faugeras (9).

5.1 Cas du massif non chargé

Nous donnons figures 11 et 12 l'évolution des contraintes σ_x et σ_z en fonction de la profondeur pour différentes zones du massif. En ce qui concerne les contraintes σ_z nous avons également reporté la courbe correspondant à $\sigma_z = \gamma \cdot z$ où γ est le poids volumique apparent du matériau. Il faut noter que les points expérimentaux se situent au-dessus de cette droite; ceci peut provenir d'une imprécision dans les valeurs de λ et μ mais également d'une imprécision sur la valeur de γ obtenue par comptage sur photographie. Les différences enregistrées proviennent surtout des contraintes résiduelles qui existent dans le massif, du fait des chargements qu'il a déjà subis.

5.2 Cas d'un pieu encastré dans le massif

Nous donnons ici les résultats obtenus pour un chargement sur la pointe d'un pieu encastré de 54 cm dans le massif.

5.2.1 Allure des isostatiques

En reportant en chaque point du massif où les mesures ont été effectuées la valeur de l'angle θ , il est possible d'obtenir l'allure générale des isostatiques (fig. 13 et 14). En effet, dans un premier temps nous obtenons des segments de droite, mais nous pouvons ensuite en tracer l'enveloppe. Pour avoir le réseau complet, il suffit alors de tracer les orthogonales.

Les résultats obtenus semblent, aux imprécisions de mesure près, en accord avec les théories existantes. Du réseau de droites orthogonales du massif non chargé, nous aboutissons au réseau classique sous chargement.

L'exploitation des isostatiques pose encore quelques problèmes. En effet les résultats sont trop imprécis notamment au voisinage du pieu. Dans certaines zones il est quasi impossible de tracer les isostatiques, certains résultats étant contradictoires. Près de la surface du massif, les valeurs mesurées sont faibles et de ce fait l'erreur relative commise sur la détermination de θ peut être très importante. De plus, il semble que nous ne soyons pas complètement affranchis des effets de bord.

5.2.2 Allure générale des isobares

Sur les figures 15 et 16, nous voyons nettement apparaître les isobares. Chaque type de caractère représente une valeur donnée de la contrainte et nous avons indiqué la correspondance au bas de chaque figure.

Nous remarquons que les « bulbes » de contrainte pour σ_z ne se referment pas complètement, ce qui laisse à penser que le massif n'est pas suffisamment profond. La même observation peut être faite au niveau des isobares en σ_x .

Il faut également noter un écrasement des isobares dû à l'interpolation linéaire qui a été nécessaire pour les tracer.

6 Conclusion

La méthode de mesure des contraintes au sein d'un massif analogique que nous proposons ici présente un intérêt certain. En effet c'est une méthode simple et de mise en œuvre relativement aisée.

Bien que certains points restent à améliorer notamment en ce qui concerne la diminution des dispersions, la méthode dans son état actuel peut être exploitée de manière relativement satisfaisante. Nous avons montré

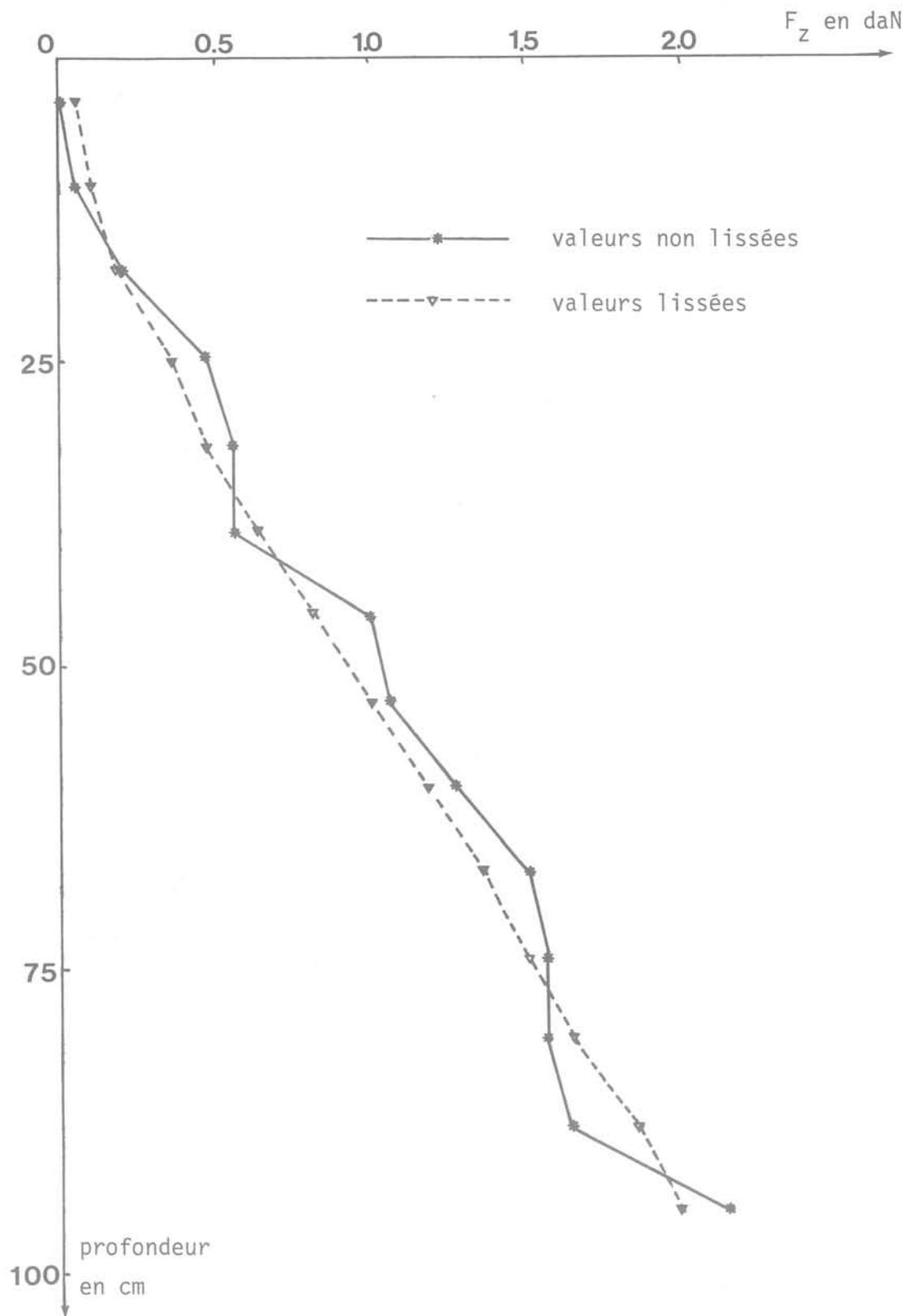


Fig. 10 Valeurs de F_z en fonction de la profondeur

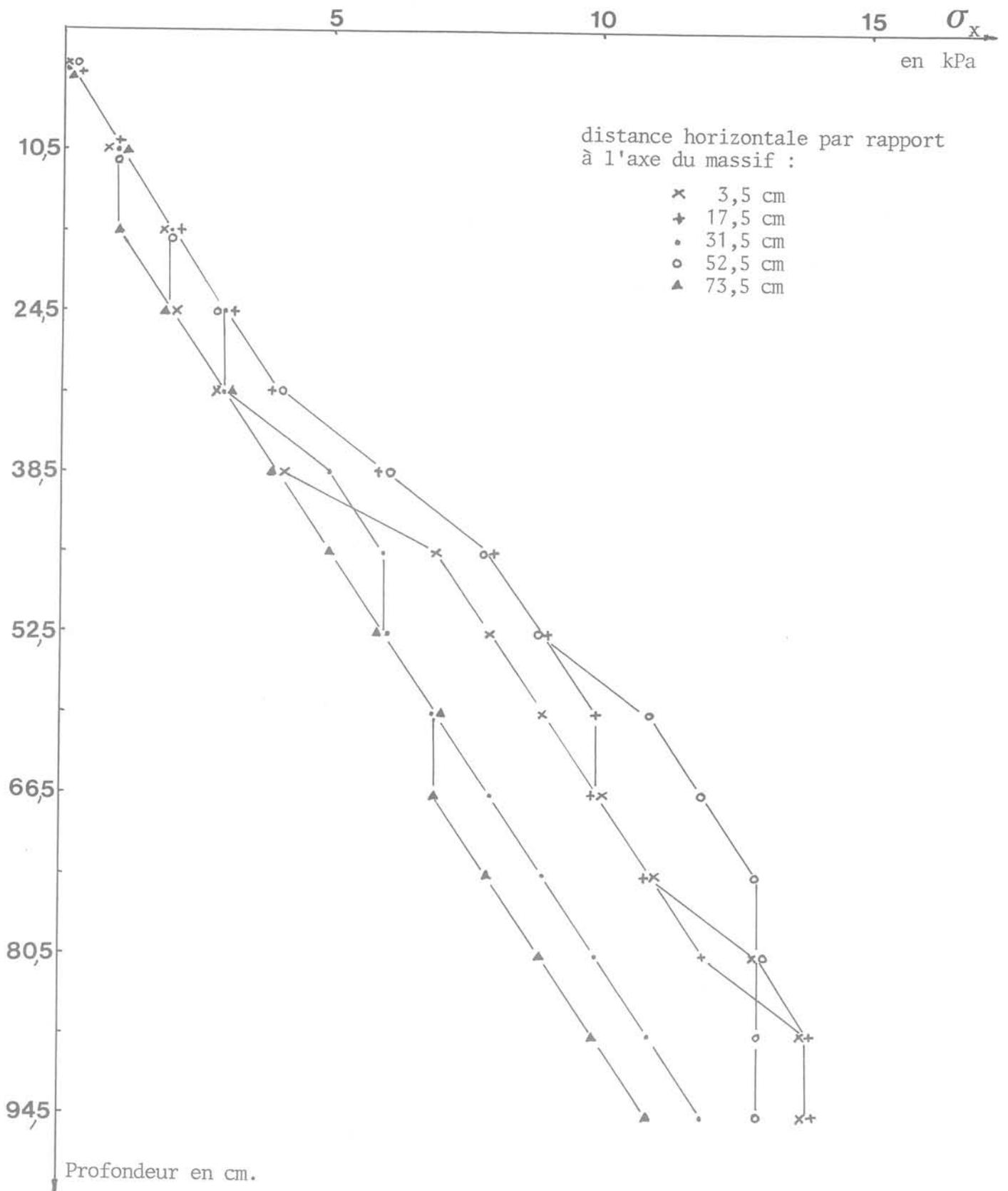


Fig. 11 Evolution des contraintes σ_x en fonction de la profondeur

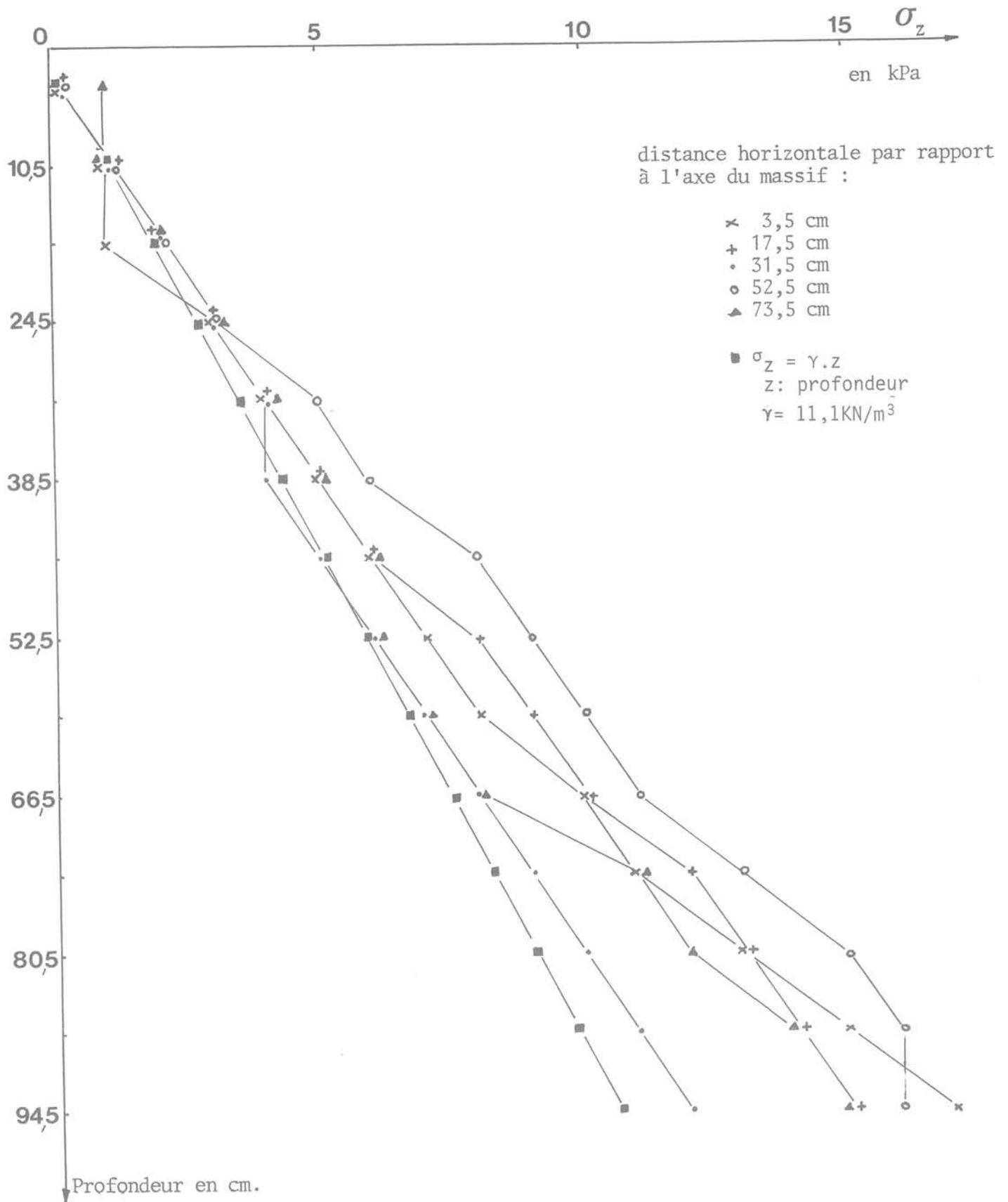


Fig. 12 Evolution des contraintes σ_z en fonction de la profondeur

qu'elle permet d'obtenir l'état de contrainte en tous points du massif ainsi que l'allure générale des isostatiques.

L'interprétation des résultats peut conduire à la détermination des zones plastifiées et permettre l'analyse de l'évolution de ces zones au cours du chargement.

Outre la vérification de certaines théories, il est également possible de retrouver ainsi les divers chemins de contraintes suivis au cours d'essais de

chargement d'ouvrages ou bien au cours de la réalisation de certains essais de mécanique des sols.

Bien que n'étant effectuée que sur des modèles bidimensionnels, nous pensons que cette méthode peut permettre d'étudier avec profit un certain nombre de problèmes de mécanique des sols dans la mesure où c'est, en quelque sorte, le sol qui est son propre capteur de force. Le milieu n'est donc pas modifié par la présence d'appareils de mesures susceptibles d'engendrer des effets parasites.

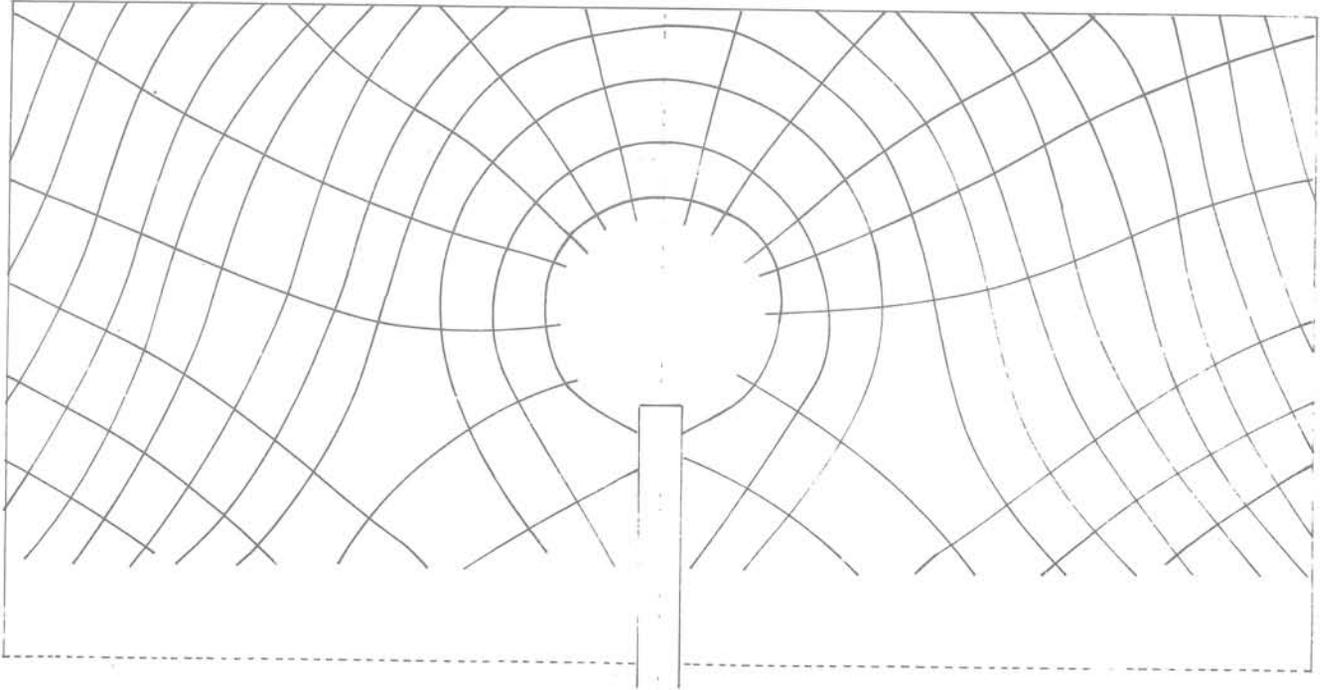
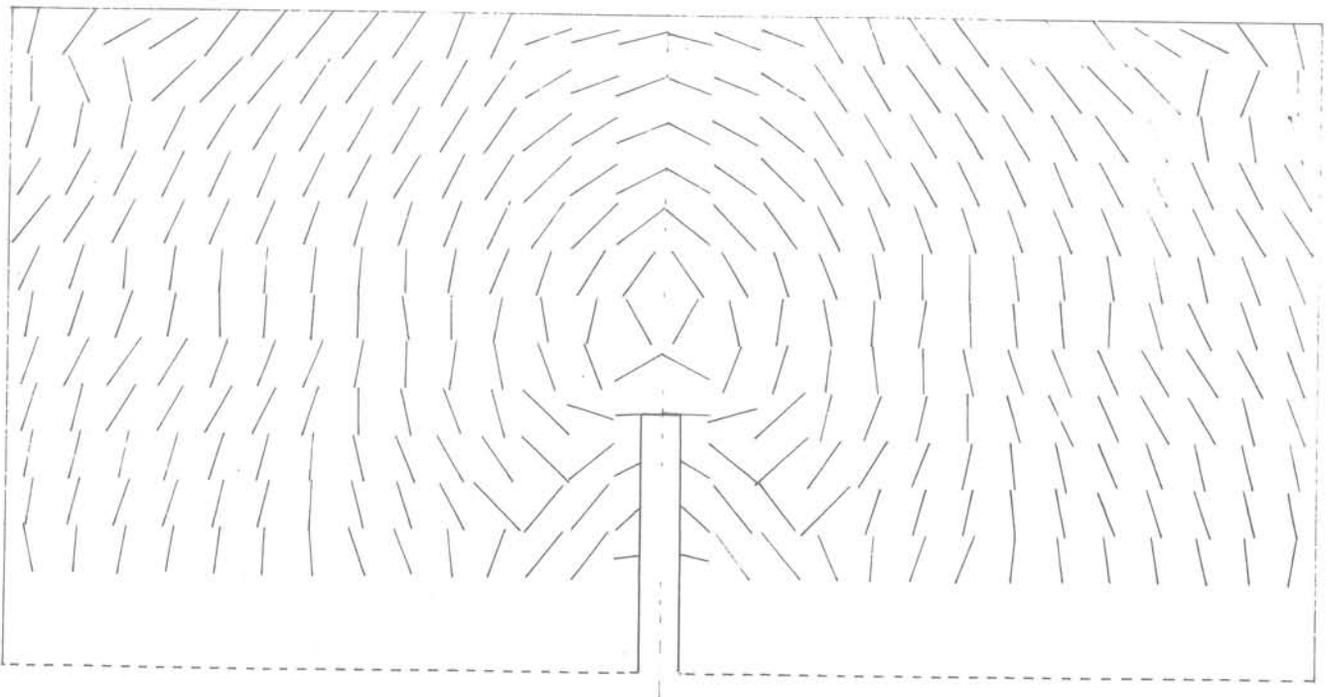


Fig. 14 Isostatiques pour une contrainte moyenne sous la pointe du pieu de 90 kPa

Fig. 13 Allure générale des isostatiques pour une contrainte moyenne sous la pointe du pieu de 27 kPa



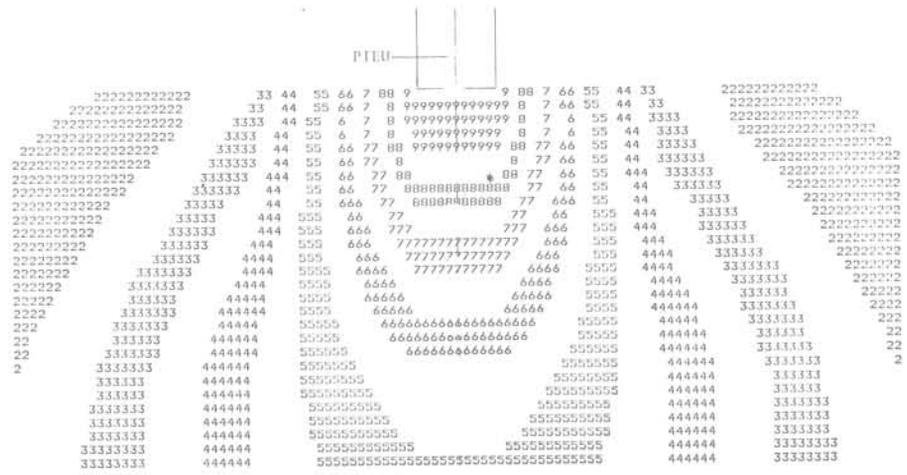
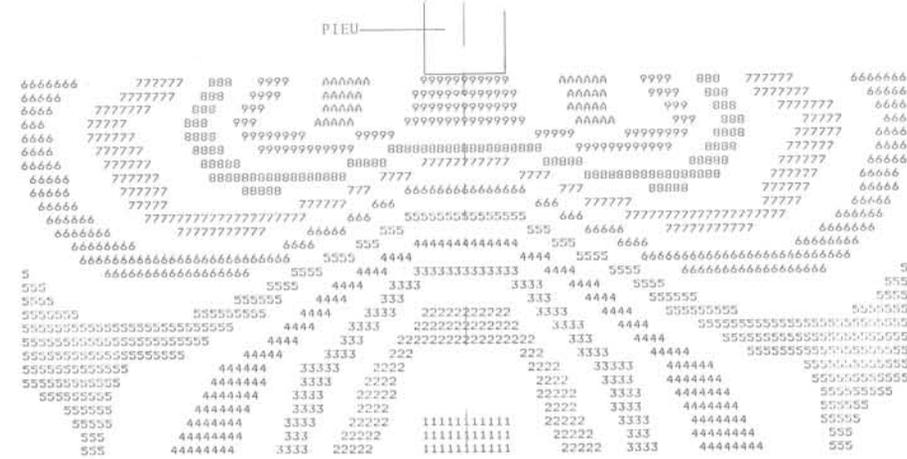


Fig. 15 Isobares en σ_z pour une contrainte moyenne sous la pointe du pieu de 90 kPa

Fig. 16 Isobares en σ_x pour une contrainte moyenne sous la pointe du pieu de 90 kPa



Références Bibliographiques

[1] G. Schneebeli - Une analogie mécanique pour les terres sans cohésion. Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences. Tome 243. Paris 1956.

[2] J. Biarez - Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents. Thèse. Grenoble 1962.

[3] Nguyen Than Long, F. Schlosser, Y. Guegan, G. Legay - Étude des murs en terre armée sur modèles réduits bidimensionnels. Rapport de recherche n° 30. L. C. P. C. Paris 1973.

[4] J. M. Gresillon - Étude des fondations profondes en milieu pulvérulent. Thèse. Grenoble 1970.

[5] M. Burel - Étude expérimentale de la force portante des fondations par analogie avec des rouleaux. Thèse. Grenoble 1960.

[6] W. Cichy, E. Dembicki, W. Odrobinsky, A. Tejchman, B. Zadroga - Bearing capacity of subsoil under shallow foundations study and model test. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdanskiej. Gdansk 1978.

[7] A. Ferri - Étude sur modèle analogique bidimensionnel du comportement d'un sol sollicité par une fondation profonde. Mémoire Cust. Clermont 1978.

[8] C. Behnia - Étude des voûtes en terre armée. Thèse. Paris VI 1972.

[9] J. C. Faugas - L'essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique et son interprétation sur modèle analogique. Thèse. Toulouse 1979.

ancres marines - ancrage à terre

par

P. Habib

Laboratoire de Mécanique des Solides (E.P. - ENSM Paris - ENPC - ERA CNRS)

P. Le Tirant

Institut Français du Pétrole (Rueil Malmaison)

M. P. Luong

Laboratoire de Mécanique des Solides (E.P. - ENSM Paris - ENPC - ERA CNRS)

Les travaux qui sont présentés ici sont le fruit d'une collaboration entre le Laboratoire de Mécanique des Solides, l'Institut Français du Pétrole et les Constructions Métalliques de Provence. Cette étude effectuée en commun par un laboratoire de recherches fondamentales, par un laboratoire de recherches appliquées et par une industrie, pour la mise en œuvre d'un produit nouveau, à savoir une ancre, est actuellement en cours de développement. Cependant, il a semblé que des résultats suffisamment intéressants pour pouvoir être présentés avaient déjà été obtenus. MM. Puech (I.F.P.) et Perrin (C.M.P.) ont participé à ces travaux pour la conception et la réalisation de certains prototypes ainsi que pour leur expérimentation.

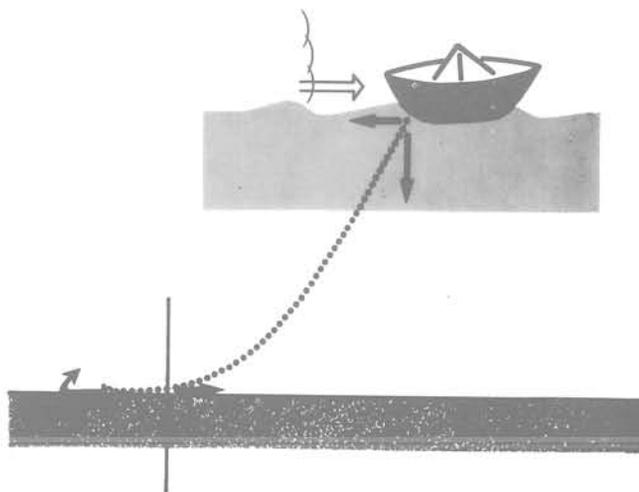
1 Introduction

Les ancres marines sont des objets qui ont été étudiés essentiellement par des marins (J. Le Roy, 1972) et il y a peu de temps que des spécialistes de mécanique des sols se sont véritablement intéressés à ce problème (Puech, Meunier et Paillard, 1978), dans le but d'évaluer les qualités de matériels qui ont évolué progressivement dans un grand empirisme pour arriver aux modèles actuels. Les problèmes que posent aux marins les ancrages traditionnels sont d'ailleurs bien éloignés des soucis du géotechnicien. Le marin ne connaît pas toujours la nature du fond où il veut mouiller, mais le connaîtrait-il qu'il ne disposerait probablement pas de la gamme des ancres spécifiques à chaque sol. Le géotechnicien par contre ne sait ni le vent ni la mer et son premier réflexe est de chercher à reconnaître et définir le sol du fond de la mer pour tirer au mieux parti de ses qualités : deux mondes étrangers qui n'avaient aucune chance de se rencontrer avant les problèmes nouveaux et difficiles posés par les travaux pétroliers en haute mer. Rappelons d'abord ce qu'est une ancre.

2 Les ancres marines

Une ancre marine est un élément d'un ensemble destiné à retenir un bateau soumis à la force du vent ou du courant. Pour cela une ligne est fixée au bateau et elle est constituée d'un câble, d'une chaîne et d'une ancre ou bien seulement d'une chaîne et d'une ancre (fig. 1). Une partie de la chaîne reste sur le fond selon la tension de la ligne. Sous l'effet de son poids, la chaîne dans l'eau prend la forme classique de la chaînette; la force horizontale d'ancrage est ainsi donnée par l'ancre et par un morceau de chaîne qui traîne sur le sol et dont la longueur dépend de la résistance de l'ancre, c'est-à-dire aussi du sol. La chaîne est un organe très important, qui fait l'objet de calculs attentifs. Pour

Fig. 1 Principe de l'ancre marine



donner des ordres de grandeur, on peut mettre 40 kg de chaîne à une ancre de plaisance de 12 kg; à une ancre un peu exceptionnelle de 35 t, pour un grand pétrolier, on peut associer 200 t. de chaîne. Il existe des règles pour fixer la longueur et la dimension des chaînes, qui sont fonction de la nature et de la profondeur du mouillage, de la taille du navire, de la nuance de l'acier de la chaîne (dont dépend le poids des maillons) : c'est une véritable structure et on ne peut pas la négliger.

La première ancre, dite ancre phénicienne, semble avoir été une grosse pierre trouée, attachée à une corde et jetée au fond de l'eau : c'était un véritable corps mort. Posée sur un sol pulvérulent dont l'angle de frottement en surface est de l'ordre de 35° et soumise à l'action d'une force horizontale T , cette ancre, dont le poids déjaugé est P , dérape lorsque T atteint $0,7 P$: la résistance de l'ancrage est ainsi proportionnelle au poids de l'ancre.

La figure 2 indique la résistance du corps mort sous l'effet d'une traction qui s'incline jusqu'à l'horizontale.

Lorsque ce corps mort est posé sur un fond d'argile, il y a encore proportionnalité entre le poids et la résistance. En effet, la pression de contact au sol est limitée par la résistance à l'écrasement des sommets des inégalités du fond soit : $p = (2 + \pi) c$ (fig. 3). La surface de contact est donc $S = \frac{P}{(2 + \pi) c}$. Or, la résistance au glissement latéral est $T = cS$, d'où $T = \frac{P}{2 + \pi} \approx 0,2 P$. En fait, il s'agit là d'un ordre de grandeur, car la couche superficielle de l'argile du fond est peut-être moins résistante, ce qui peut diminuer $T = c'S$ de moitié, ou bien le contact au sol du corps mort peut être plus grand ce qui peut aller jusqu'à doubler $T = cS'$. Mais si T est beaucoup plus grand que $\frac{P}{2}$ cela signifie qu'il y a eu poinçonnement et apparition

d'un effet de butée (à droite sur la fig. 3). Montrons que la résistance due à la butée est aussi fonction du poids de l'ancre. Imaginons un écran vertical soumis à une force horizontale H (fig. 4a); au-delà de la résistance limite l'écoulement plastique engendre un glissement incliné qui fait monter l'écran et le coin de terre associé. Si on veut empêcher ce mouvement, il est nécessaire d'ajouter une force verticale V , ce qui revient à incliner vers le bas la force qui agit sur l'écran, de telle façon que la ligne marginale du réseau d'écoulement plastique ait une tangente horizontale au bord inférieur de l'écran (fig. 4b). En réalité, la profondeur d'enfouissement de l'ancre se règle en

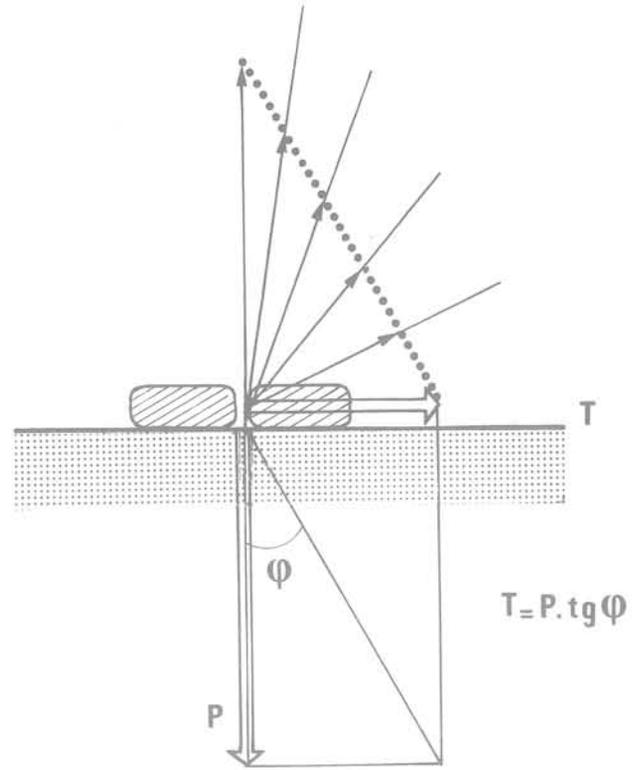


Fig. 2 Corps mort sur fond de sable

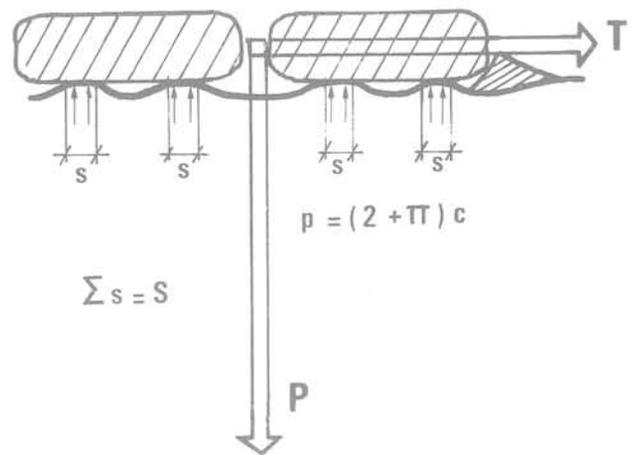


Fig. 3 Corps mort sur fond argileux

Fig. 4a Butée horizontale sur un écran vertical

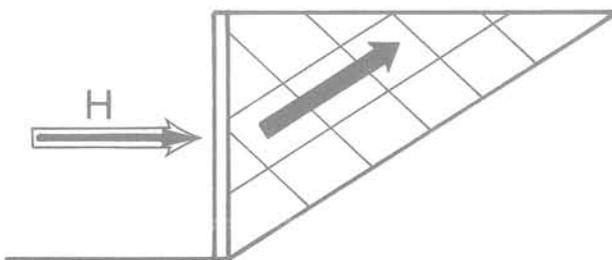


Fig. 4b Butée inclinée pour un déplacement horizontal

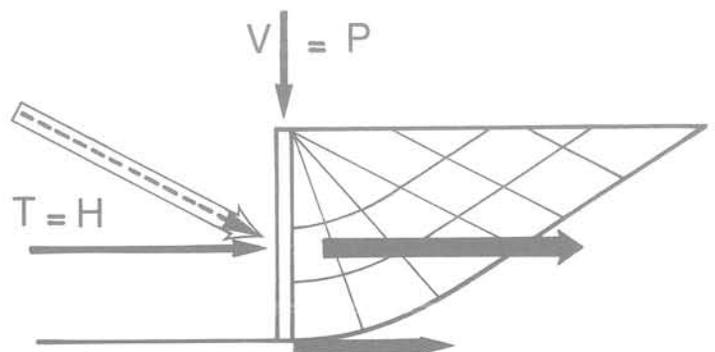




Fig. 8 Ancre réversible

A partir de 1970, pour la recherche pétrolière en haute mer, la nécessité d'immobiliser à poste de travail fixe des engins flottants pour l'exploitation ou le service des installations, a créé de nouveaux besoins et on a vu apparaître une nouvelle génération d'ancres de très haute capacité (Flipper Delta, Stevin, Bruce, etc.).

Palliard, 1978).
 des modèles existants d'autre part (Puech, Meunier et stabilité des ancres d'une part et l'étude comparative paramètres permettant l'ouverture, la pénétration, la tant deux volets : la reconnaissance et l'influence des comportement et la cinématique des ancres, comporté tant a été fait par l'I. F. P. et le CNEOX pour analyser le devenu systématique. En particulier, un travail important a été fait par l'I. F. P. et le CNEOX pour analyser le permis d'améliorer les formes, mais ce n'est que récurrent que le recours à l'expérimentation est classique, un empirisme de plusieurs générations a Mannheim, Byers, Stokes, etc.). Sur ces ancres (fig. 8 et 9). Il en existe de très nombreux modèles (Hall, mise en place : se sont les ancres dites réversibles pattes articulées (fig. 7), qui se déployaient lors de la 1820, on a commencé à construire des ancres avec des L'ancrage à jas est un engin un peu ancien. A partir de son enfouissement.

toute sa résistance qu'après un certain déplacement dimensions. On constate ainsi que l'ancrage n'exerce avantageux si on compare à un problème à deux corps de la patte, ce qui évidemment est très patte ainsi que d'un drièdre qui prend appui sur la forme conique dont le sommet se trouve au bout de la la pointe mobilise la résistance à l'arrachement d'une sous l'effet du poids propre et selon la nature du fond; correcte; la patte s'enfoncé au cours du mouvement on la tire par l'œil; la verge permet une orientation maintient l'ancrage dans la bonne position (fig. 6) quand tridimensionnel de l'ancrage sur la pointe. Le jas mécanisme, mais elle profite en plus de l'effet La classique ancre à jas (fig. 5) réalise parfaitement ce se dispose convenablement.

la traction, il faut donc faire trainer l'ancrage pour qu'elle obtenir un bon résultat, quelle que soit l'orientation de phéiciens résistait dans toutes les directions. Pour culaire à l'azimut de la traction, alors que la pierre des l'orienter préalablement dans une direction perpendi-inconvénient : pour mobiliser sa résistance, il faut L'écran agissant comme un ancrage présente un fonction du poids.
 donc la résistance de butée de l'ancrage, est encore au cours du dragage. La profondeur de pénétration, placée trop en surface, elle aura tendance à s'enfoncer profond, elle aura tendance à ressortir; si elle est fonction de son poids. Si l'ancrage est placée trop



Fig. 9 Ancre articulée

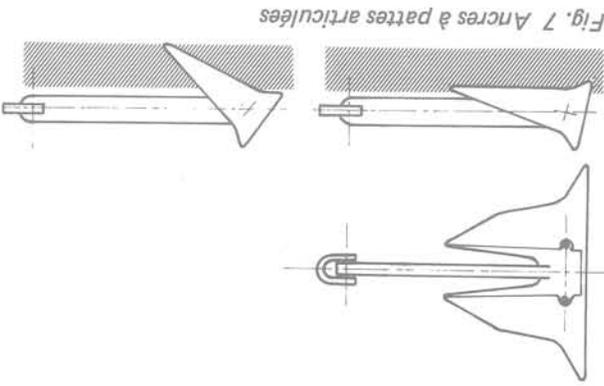


Fig. 7 Ancres à pattes articulées

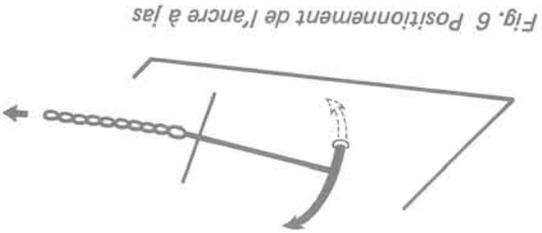


Fig. 6 Positionnement de l'ancrage à jas

Fig. 5 Ancre à jas



Ce sont de véritables monstres et on a dû abandonner certaines facilités d'emploi des ancrages classiques, en particulier on peut avoir besoin de navire auxiliaire pour les mettre en place. Pour ces ancrages, comme pour les matériels antérieurs, on retrouve la notion d'efficacité considérée comme le rapport de la force de traction horizontale limite au poids de l'ancre. On verra plus loin que cette notion est ambiguë. Disons cependant, pour l'instant, que pour les forts tonnages le rapport varie de 6 à 10 selon les modèles et selon les fonds. C'est-à-dire que pour des ancrages de 1,5 à 2 MN (150 à 200 t.), le poids des ancrages peut atteindre 0,25 à 0,3 MN (25 à 30 t.) : à l'évidence, ce sont des engins difficiles à manipuler. Or, les besoins de l'industrie du pétrole pour l'ancrage de longue durée (plusieurs mois) des plates-formes en mer, en particulier des semi-submersibles, vont croissant et ont fait apparaître la nécessité de points d'ancrage plus résistants encore, de l'ordre de 2 à 5 MN (200 à 500 t.). L'extrapolation des engins actuels conduit à des objets de 0,5 à 0,8 MN (50 à 80 t), dont la manipulation devient de plus en plus malaisée; il est alors nécessaire pour ces « fondations » d'une dimension un peu inhabituelle d'accepter de nouvelles servitudes, en particulier de les placer sur le fond et éventuellement de les y ancrer, comme cela se fait d'ailleurs pour les pieux, et d'abandonner les notions de matériels réversibles et de matériels polyvalents.

Bien qu'avec des forces d'ancrage beaucoup plus petites, la navigation de plaisance, dont le développement a été considérable dans les dix dernières années, a rencontré des problèmes d'ancres qui lui sont tout à fait spécifiques. Elle a contribué à sa mesure à un certain effort de recherche et l'on trouve actuellement des références expérimentales sur la tenue des modèles d'ancres classiques à jas ou des grappins, ou des ancrages réversibles (Britany, Fob, Fob HP, Salle, etc.), ainsi que d'autres modèles, ancrages à soc (CQR) ou ancrages en forme de pelle trilobée qui se placent d'elles-mêmes dans le sol (Bruce) et qui sont des « retombées » des ancrages modernes de grandes dimensions.

3 Nouvelles ancrages

Quel que soit le principe utilisé, il est bien évident que pour obtenir un bon ancrage dans le sol il faut s'y enfoncer très profondément. Nous avons donc cherché des modèles pouvant pénétrer dans les fonds les plus divers et après un certain nombre de tentatives plusieurs formes ont été retenues, qui sont soit apparentées à des formes classiques, mais d'assez loin, et progressivement optimisées, soit d'un principe entièrement nouveau et qui correspond en quelque sorte à un planeur souterrain. Nous allons l'examiner maintenant.

Imaginons un cerf-volant : il s'élève dans le ciel tant que l'angle entre la ligne d'accrochage et le plan du cerf-volant est inférieur à un angle droit (fig. 10). Il s'arrête de monter lorsque cet angle atteint 90° et il acquiert alors une certaine instabilité lui permettant un mouvement perpendiculairement au plan vertical de la ligne et d'ailleurs il peut s'abattre jusqu'au sol en paraissant circuler sur une surface de révolution. On remédie à cette instabilité en augmentant la traînée, par exemple au moyen d'une queue; la ficelle de la ligne d'accrochage n'est pas rectiligne puisqu'elle est poussée par le vent; elle se redresse plus sa cote augmente.

Prenons maintenant la figure symétrique (fig. 11). Le

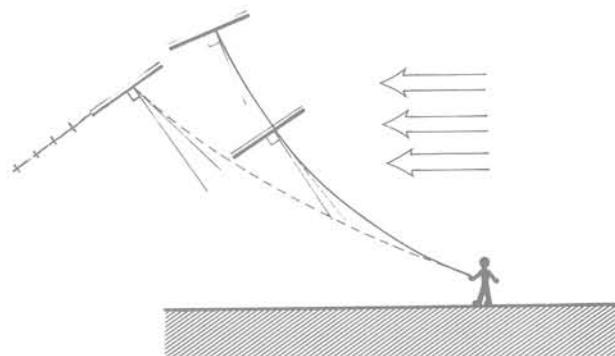


Fig. 10 Principe du cerf-volant

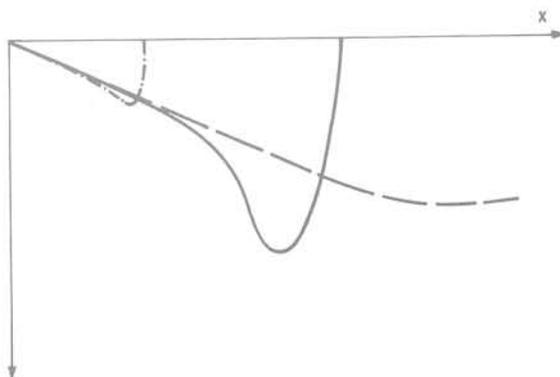
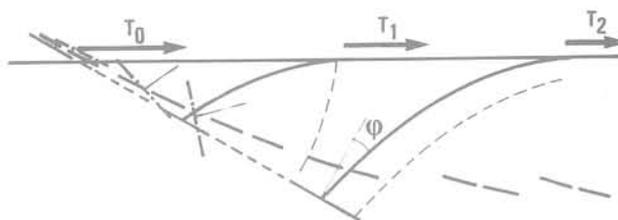
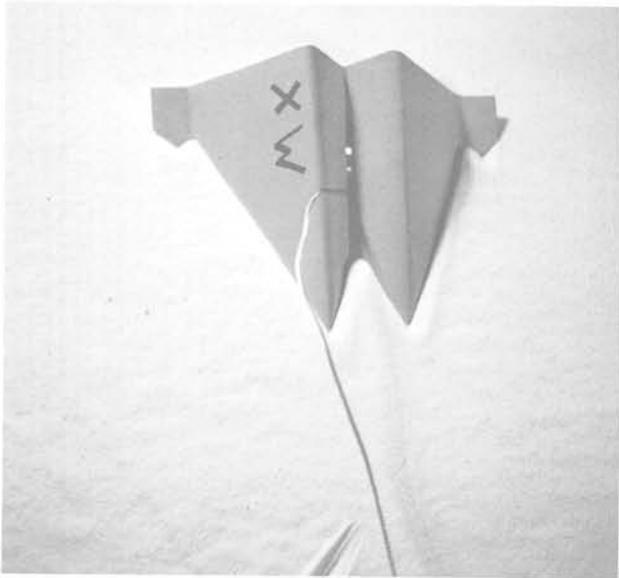


Fig. 11 Mécanisme d'enfouissement de la nouvelle ancre

cerf-volant est une plaque qui s'enfonce dans le sol. La ligne d'accrochage poussée par le « vent » est un câble suffisamment fin pour que sa traînée soit la plus petite possible et qu'il fende la terre comme un fil à couper le beurre.

La plaque s'enfonce au fur et à mesure de l'augmentation de la traction et son mouvement s'arrête lorsque l'angle de la ligne et de la normale à la plaque atteint l'angle de frottement du sol sur la plaque. Lorsqu'il s'agit d'un sable et d'une plaque métallique, cet angle est de l'ordre de 25 à 30° . S'il s'agit d'une argile, la tangente à la ligne en son point d'amarrage sur la plaque peut atteindre la normale à la plaque, avec l'apparition d'une instabilité qu'on pourra combattre avec une queue, comme pour le cerf-volant, ou plus simplement en donnant à la plaque une section transversale en W, car le sol est un matériau plastique, c'est-à-dire présentant un seuil de résistance et il suffit de créer un obstacle au mouvement latéral pour donner une très grande rigidité à la trajectoire de la plaque.

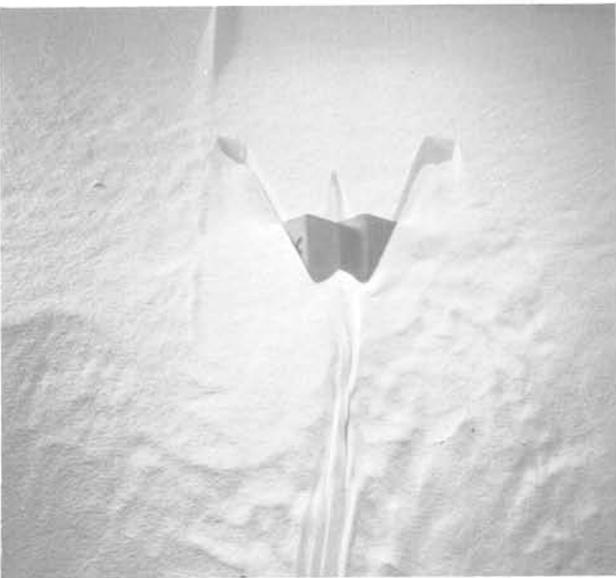
Si on augmente l'effort lorsque l'enfoncement est arrivé à sa plus grande valeur et que la plaque est arrêtée, on mobilise progressivement la butée au-dessus de la plaque puis on arrache la plaque



1



2



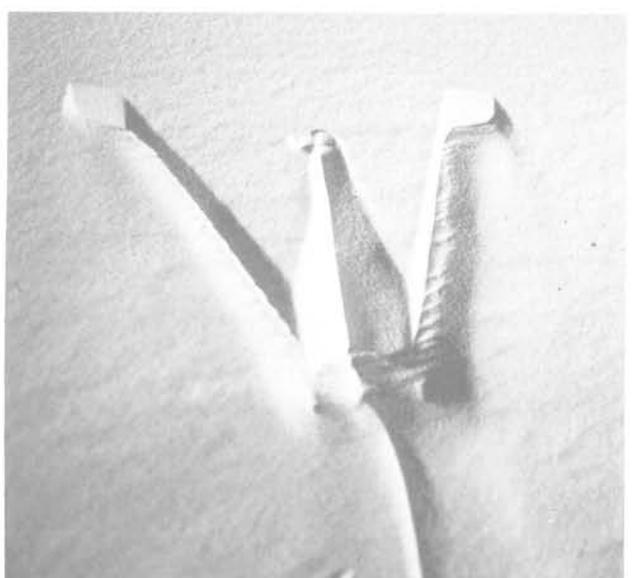
3



4



5



6

Fig. 12 Pénétration d'une ancre XW dans du sable sec

d'ancrage ainsi qu'un cône de terre, c'est-à-dire avec un effet tridimensionnel qui peut donner une résistance considérable. On peut donc s'attendre à ce que la forme de la courbe de l'effort horizontal en fonction du déplacement ait l'allure indiquée sur la figure 11 en trait plein.

L'expérience est cependant indispensable pour voir si, pour une ligne accrochée trop à l'avant de la plaque, la trajectoire de l'ancre s'infléchit vers le haut ou se décale horizontalement par translation, ce qui ne manquerait pas de donner à la courbe effort-déplacement l'allure de la courbe en tireté de la figure 11. Mais surtout, il est à craindre que l'ancre bascule au cours de son introduction dans le sable, ou même un peu après son enfoncement complet, et qu'elle se renverse sous l'effet du couple de la force horizontale et de la résistance du sol, auquel s'oppose seulement le moment du poids propre de l'ancre et qui peut être insuffisant. On obtiendrait alors la courbe en trait mixte de la figure 11 associée à une trajectoire très courte. En somme, si on associe à l'ancre un axe ox dans la direction du mouvement et un axe oy normal à la plaque, il faut s'assurer de l'équilibre suivant les abscisses (glissement), suivant les ordonnées (arrachage) et de l'équilibre des moments (renversement); l'expérience montre que cette dernière condition est primordiale au cours des premiers instants de la pénétration et elle est capitale puisque le renversement de l'ancre empêche toute possibilité de pénétration ultérieure. La figure 12 montre une séquence photographique de la pénétration d'une maquette dans du sable sec.

Cette forme d'ancre n'est pas parmi les meilleures. Essayée en mer (fig. 13), elle n'a pas donné toute satisfaction, en particulier parce que les modèles réels s'éloignent du schéma de principe présenté ci-dessus, d'une part par la résistance à la pénétration du bord de la plaque qui n'est pas négligeable et qu'on a intérêt à minimiser, par exemple en lui donnant la forme d'un dièdre très aigu, d'autre part par la traînée de la ligne d'ancrage qui s'appuie et bouscule le massif de butée devant la plaque.

De toutes façons, il fallait avoir recours à l'expérimentation pour choisir les formes les mieux adaptées; mais avec des forces aussi grandes que celles qui sont envisagées dans l'industrie pétrolière, la mise au point de différents modèles en vraie grandeur est pratiquement impossible. On est alors obligé d'utiliser des modèles réduits, et cela d'autant plus que dans une configuration tridimensionnelle le calcul en plasticité n'est pas très réaliste, en particulier lorsque $\varphi \neq 0$.

4 Essais en similitude

Rappelons les principes de la similitude en Mécanique des Solides utiles à cette étude particulière de Mécanique des Sols (Mandel, 1962).

Il faut s'assurer que le modèle et le prototype sont mécaniquement semblables et pour cela, deux groupes d'équations doivent être vérifiés.

Il y a d'abord les équations générales de l'équilibre statique. Si l'on note \dot{u} l'échelle d'une certaine grandeur u , c'est-à-dire le rapport de la mesure de cette grandeur dans le modèle à sa mesure dans le prototype, les conditions d'homogénéité des équations donnent, avec les notations évidentes :

$$\sigma \dot{\ell}^{-1} = \rho g.$$



Fig. 13 Ancre XW de 1300 N sur la plage de Fos-sur-Mer

En conditions ordinaires d'expérimentation, on a $\dot{g} = 1$ et $\dot{p} = 1$ (ce qui signifie, dans notre cas particulier, que l'expérimentation est faite sous l'eau avec les mêmes sols et les mêmes métaux pour avoir les mêmes poids volumiques déjaugés). Ceci entraîne :

$$\dot{\sigma} = \dot{\ell},$$

et pour les poids et les forces :

$$\dot{F} = \dot{\sigma} \cdot \dot{S} = (\dot{\ell})^3.$$

Cette dernière relation est particulièrement intéressante lorsqu'on cherche à représenter de très grandes forces.

Il faut vérifier ensuite les équations rhéologiques. Pour l'étude des ancres, on ne s'intéresse pas aux petites déformations : on peut donc négliger les relations tirées de l'élasticité. Par contre, il faut s'assurer de la similitude des critères de rupture et ceci entraîne :

$$\dot{\varphi} = 1$$

(conserver l'angle de frottement interne, c'est-à-dire en fait conserver le même sable à la même densité).

et :

$$\dot{c} = \dot{\sigma} = \dot{\ell}.$$

Enfin, il faut respecter le développement — et la dissipation — de la pression interstitielle.

La durée de la dissipation de cette pression est donnée par :

$$t = \frac{T_a v \ell^2}{k(1 + e_0)},$$

d'où la relation de similitude :

$$\dot{t} = \dot{\ell}^2 \dot{k}^{-1},$$

et elle donne une condition entre la vitesse de déplacement de l'ancre et la perméabilité :

$$\dot{v} = \dot{\ell} t^{-1} = \dot{\ell}^{-1} \cdot k.$$

Lorsque toutes les conditions sont vérifiées, l'expérimentation sur petits modèles doit permettre une prévision acceptable pour les grands prototypes. Qu'en est-il en pratique? En laboratoire et dans des sables secs, la théorie est assez bien respectée pour des forces allant de 50 N à 2000 N (ce qui ne fait d'ailleurs que 3,5 pour l'échelle des longueurs). Pour les modèles plus grands, cela va moins bien et l'on constate que le rapport $\frac{T}{P}$ varie en fonction de P dont il est une fonction décroissante.

La figure 14 représente, en coordonnées logarithmiques pour des ancres de poids P, la valeur des forces horizontales T nécessaires pour obtenir la qualification du Bureau Veritas (1975). Nous y avons porté d'autres données relatives à une ancre classique à jas et à une bonne ancre réversible de plaisance, ainsi que les résultats de nos essais sur un de nos modèles dans divers sables. Dans cette présentation les courbes d'égale efficacité $\frac{T}{P}$ sont des droites inclinées à 45°. On

voit que l'efficacité des ancres réversibles varie de 70 à 6 lorsque le poids passe de 120 N (12 kg) à 350 kN (35 t). Ceci montre à l'évidence que la similitude n'est pas très bonne et qu'il existe un effet d'échelle. C'est d'autant plus désagréable que le phénomène du renversement initial est affecté par cet effet et que la pénétration est plus difficile pour les grands modèles que pour les petits : le réglage exact de la position du point d'accrochage est donc difficile à transposer des petits modèles aux grands, surtout lorsqu'on ne dispose que du poids propre pour équilibrer le moment de renversement. Or, on se rend compte intuitivement qu'il est souhaitable d'accrocher la plaque le plus en arrière possible; en effet, si elle est tirée par un point situé trop à l'avant, elle s'arrachera plus facilement de terre du fait de la distribution non uniforme des contraintes normales à la plaque.

Mais, on peut aussi envisager la mise en place d'un dispositif stabilisateur destiné à augmenter le moment résistant au renversement initial. C'est ce qui a été fait avec le modèle de la figure 15, qui présente une séquence photographique de la pénétration dans un sable sec. Les figures 16, 17 et 18 représentent un prototype sur une plage, sa mise en mer et le début de la pénétration. La figure 19 représente l'extraction du modèle le plus performant qui a été construit jusqu'à présent. On voit sur la figure 14 que pour une même force horizontale T le poids de ces modèles est, en moyenne, six fois plus petit que celui des ancres réversibles.

La similitude dans l'argile semble donner par contre des résultats beaucoup plus conformes à la théorie. Ainsi, nous avons obtenu la pénétration en laboratoire d'une maquette de 12 cm de long dans une argile très molle de 2,5 kPa (25 g/cm²) de cohésion. Ce modèle a été reproduit ensuite à l'échelle 10, ayant ainsi une longueur de 1,20 m (fig. 20 et 21), et il a réussi à pénétrer dans une argile dont la cohésion était comprise entre 20 et 30 kPa (200 à 300 g/cm²). Il s'est enfoui ensuite jusqu'à une profondeur de 3,4 m en mobilisant une force de 27 kN (2,7 t) en accord avec le résultat prévu par l'essai sur modèle en laboratoire, c'est-à-dire avec une échelle des forces de 10³ comme le montre de façon évidente la figure 22. La similitude pour les milieux cohérents doit évidemment tenir

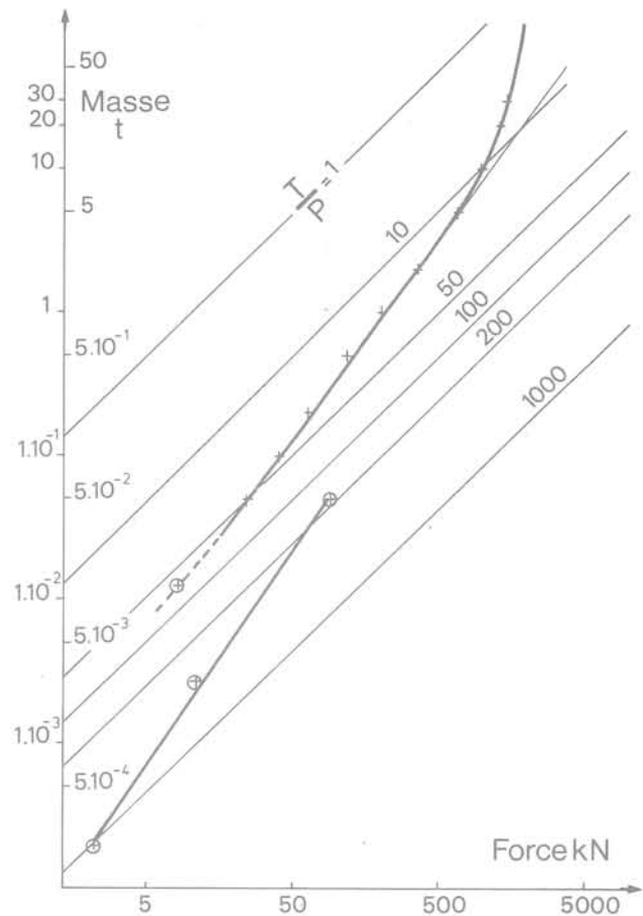


Fig. 14 Efficacité des ancres marines (qualification du bureau Veritas, 1975)

compte de la pression atmosphérique et de la présence de la nappe.

La similitude paraît moins satisfaisante pour les sables que pour les argiles. On remarquera cependant la régularité des courbes de la figure 14, pour en déduire qu'il n'est pas essentiel de connaître l'origine de l'effet d'échelle pour utiliser la similitude comme moyen d'extrapolation des modèles. Sur la base des résultats actuels, il nous paraît raisonnable de prévoir des sauts de 5 sur l'échelle des forces, ce qui représente des modèles 1,7 fois plus grands pour l'échelle des longueurs. C'est le choix qui a été fait pour le prochain prototype.

On trouvera, ci-dessous, les principaux résultats obtenus avec les maquettes du meilleur des modèles essayés :

— *Modèle réduit au L. M. S. :*

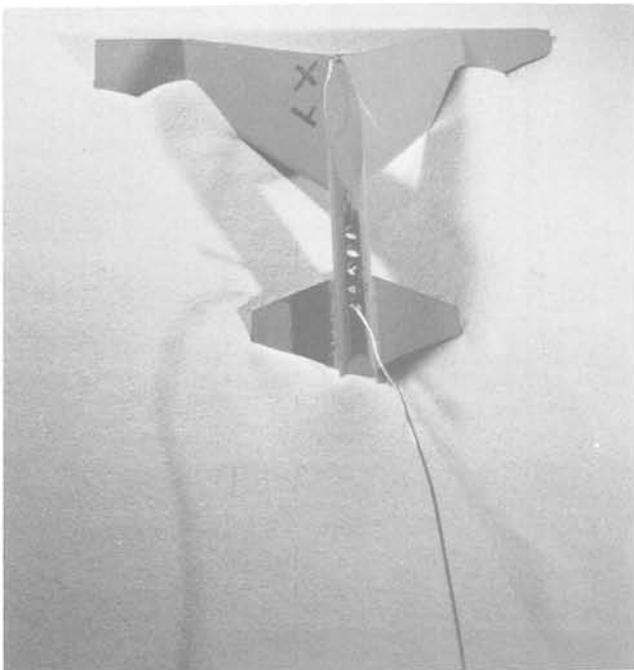
ℓ Longueur des modèles	: 15 cm
L Longueur de la cuve	: 1,50 m
F Force maximale	: 2 kN

— *Modèle réduit à l'IFP :*

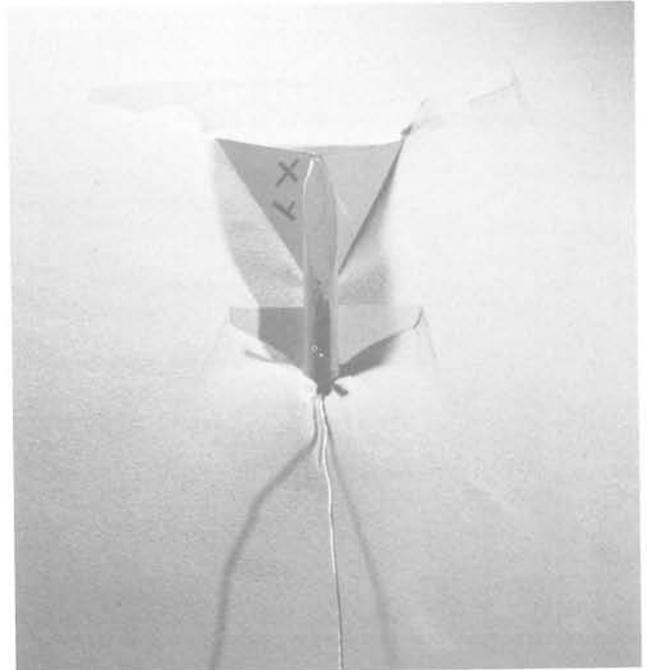
ℓ Longueur des modèles	: 60 cm
L Longueur de la cuve	: 5 m
F Force maximale	: 17 kN

— *Modèle sur une plage :*

ℓ Longueur des modèles	: 1 m (poids 500 N)
F Force maximale	: 86 kN



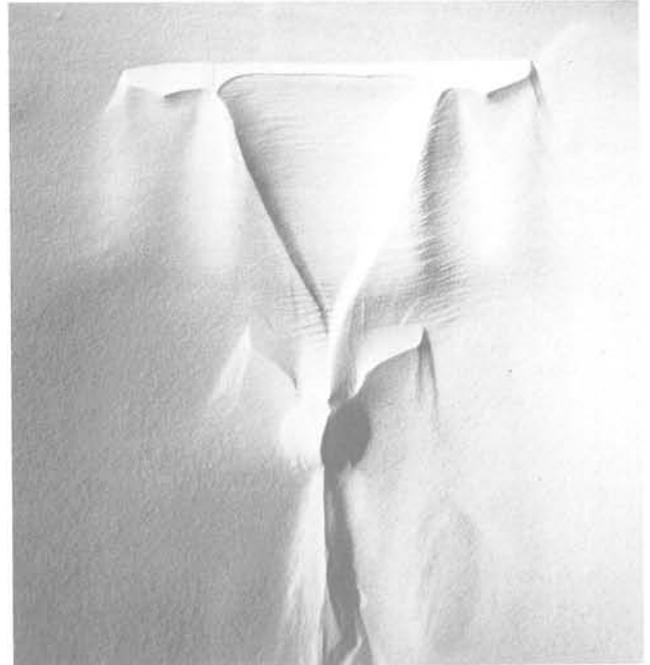
1



2



3



4

Fig. 15 Pénétration de l'ancre XY dans un sable sec

Fig. 16 Prototypes d'ancres de 1000 N



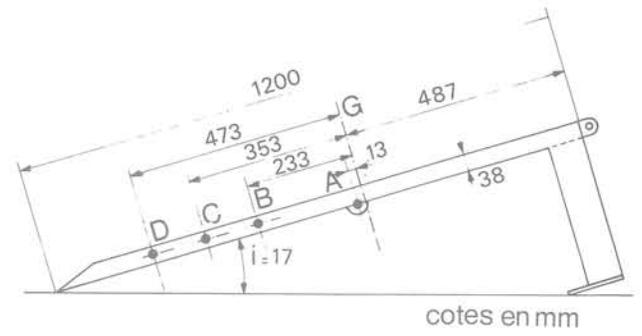
1



2



1



cotes en mm

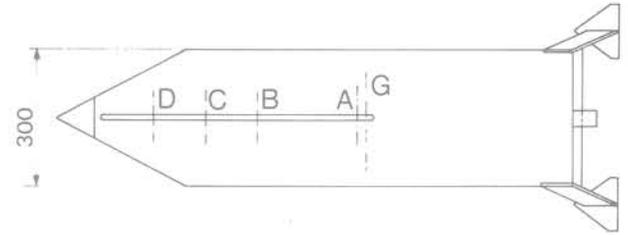


Fig. 20 Schéma d'une ancre-plaque



2

Fig. 17 Essais d'ancre à Fos-sur-Mer



Fig. 21 Essai d'ancre-plaque dans l'argile de Cran

Fig. 18 Prototype XY de 500 N

Fig. 19 Extraction du prototype XY de 500 N



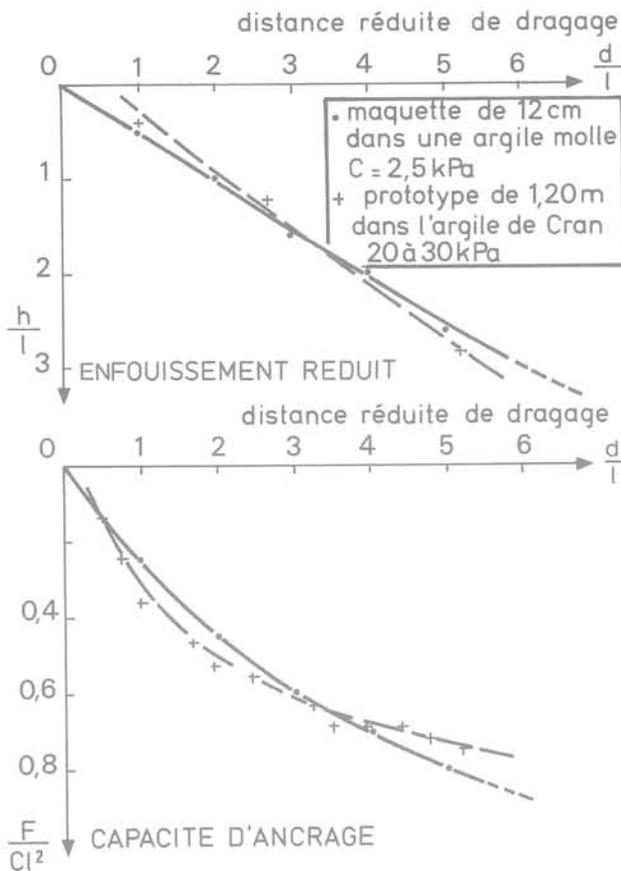


Fig. 22 Performances comparées de la maquette de 12 cm et du prototype de 1,20 m de longueur

5 La ligne d'ancrage

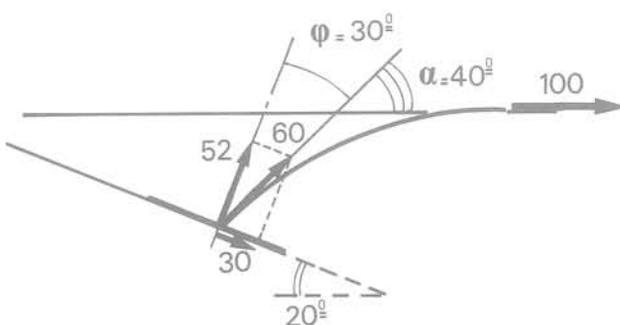
La ligne d'ancrage transmet au massif des efforts considérables. Sur la figure 23, la plaque est arrêtée par le frottement alors qu'elle pénètre dans le sable sous une incidence $i = 20^\circ$; on voit que la déviation maximale α de la ligne d'ancrage est :

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - i - \varphi = 40^\circ.$$

Or, la ligne frotte sur le massif de sable; le rapport de la force appliquée à la plaque à la traction horizontale exercée hors du sol, vaut donc $e^{-\alpha \tan \varphi} \neq 0,6$. Ainsi, à l'équilibre limite 40 % environ de l'effort d'ancrage est transmis au massif de sable par la ligne d'ancrage. On voit donc l'intérêt d'utiliser un câble le plus fin possible de façon à pouvoir tendre la trajectoire de la ligne d'ancrage dans le sol : son inclinaison par rapport à la normale à la plaque deviendrait alors supérieure à φ et le mouvement de glissement pourrait reprendre; la plaque s'arrêterait alors un peu plus bas, lorsque la courbure de la ligne permettra de retrouver un angle $\alpha = 40^\circ$. Ainsi, plus la ligne est fine plus l'ancre s'enfonce profondément, et plus la tension de la ligne est grande. Cet effet est particulièrement net sur les figures 24 et 25 où des modèles de 30 cm et de 45 cm ont été essayés avec des chaînes de différentes grosseurs et avec un câble fin d'acier. Les profondeurs atteintes et les forces limites se rangent dans l'ordre des épaisseurs des lignes d'ancrage.

Il faut donc utiliser pour la ligne d'ancrage un matériau ayant une très grande résistance à la traction. Or, il est bien connu que l'emploi des aciers à haute résistance dans l'eau de mer n'est pas conseillé. L'utilisation d'acier ordinaire pour les chaînes, avec des sur-épaisseurs contre la corrosion, conduit à des lignes d'ancrage extrêmement défavorables, car très épaisses. Nous avons donc été amené à utiliser un câble en kevlar, qui permet des contraintes de traction très importantes. Bien entendu, le kevlar est utilisé uniquement dans le sol; il est prolongé à l'extérieur par une chaîne en acier dont le poids est nécessaire pour ramener la traction de la ligne à l'horizontale. La figure 26 représente un essai avec une maquette de 60 cm avec destruction de l'ancre, car il y a évidemment aussi pour l'ancre un problème de structure. Enfin, la figure 27 correspond à l'essai d'une maquette de 1 m dans du sable avec un câble en Kevlar.

Fig. 23 Déviation de la ligne d'ancrage



$$\alpha = \frac{\pi}{2} - 20^\circ - \varphi = 40^\circ$$

$$\frac{-f\alpha}{e} = 0,6$$

6 Ancrage au sol

A terre, la cohésion apparente des sols en surface est forte; elle est de l'ordre de 0,1 à 0,2 MPa, par exemple, pour le limon du Plateau; il est donc pratiquement impossible d'espérer y faire entrer une ancre sous l'effet de son propre poids et d'une traction horizontale. Il faut souligner d'ailleurs que le rapport des poids volumiques est plus défavorable dans l'air ($\frac{7,9}{2,1} = 3,7$)

que dans l'eau ($\frac{6,9}{1,1} = 6,2$), ce qui rend l'enfouissement d'une ancre plus aisé au fond de l'eau qu'à terre. La similitude montre que pour pouvoir pénétrer dans le sol, une ancre de ce type devrait avoir près de dix mètres de long, ce qui correspondrait à des efforts énormes, de l'ordre de 20 à 30 MN (2000 à 3000 t). Le renversement initial apparaît donc de règle pour les petites ancres à terre. Il faut alors s'affranchir de ce

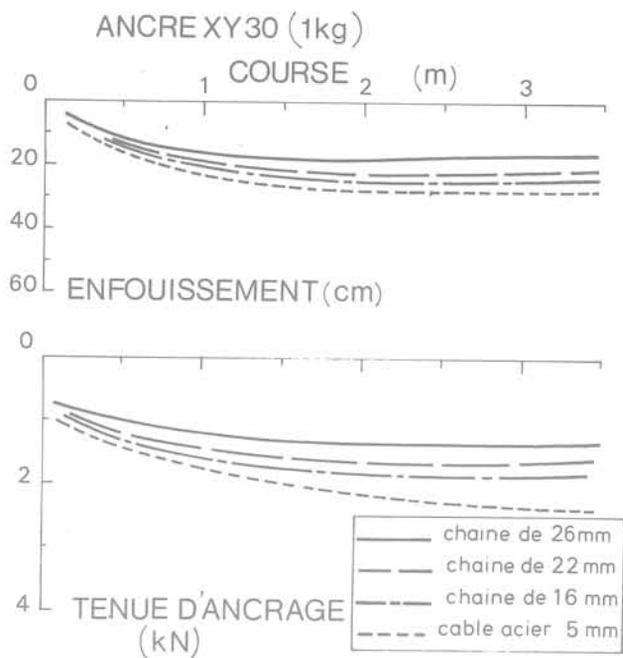


Fig. 24 Influence de la ligne d'ancrage sur la tenue de l'ancre XY 30

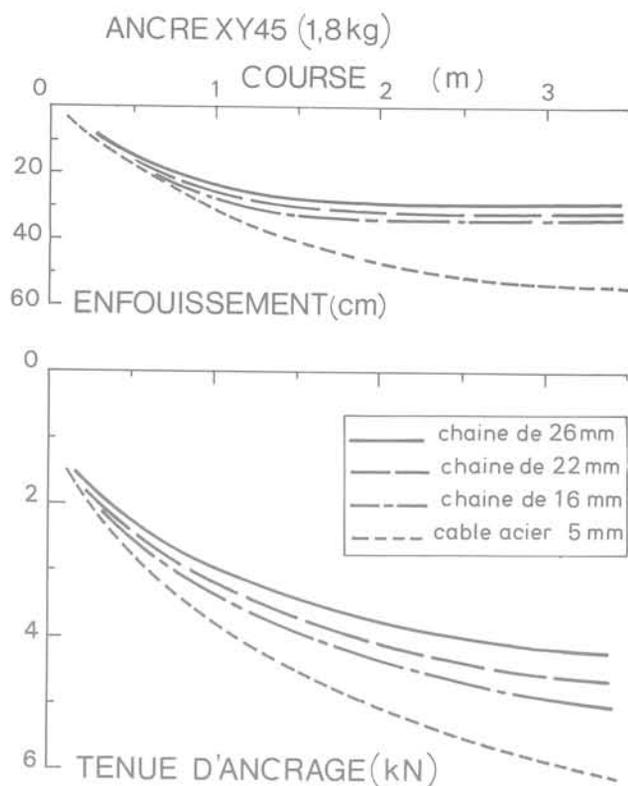


Fig. 25 Influence de la ligne d'ancrage sur la tenue de l'ancre XY 45

Fig. 26 Essais sur deux ancrs de 60 cm de long

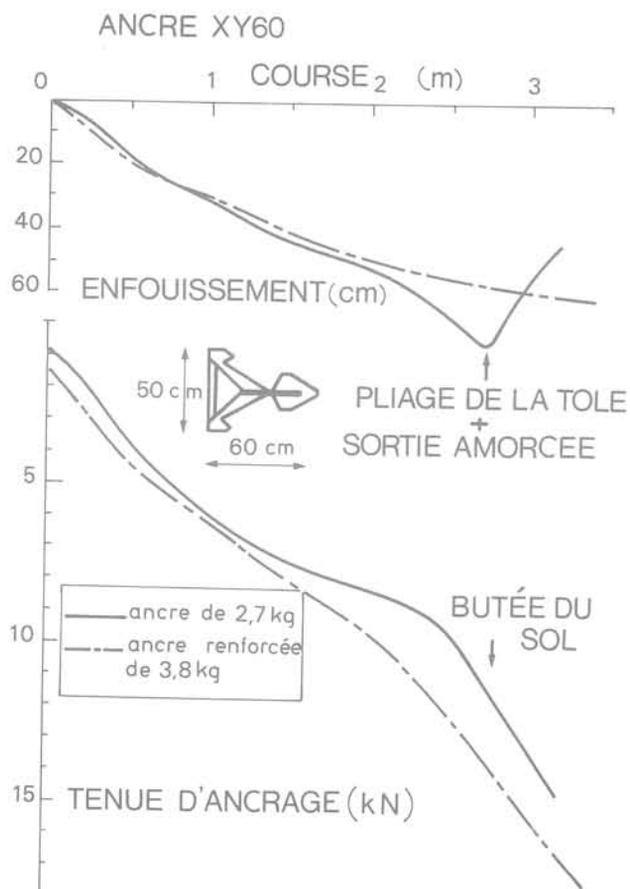
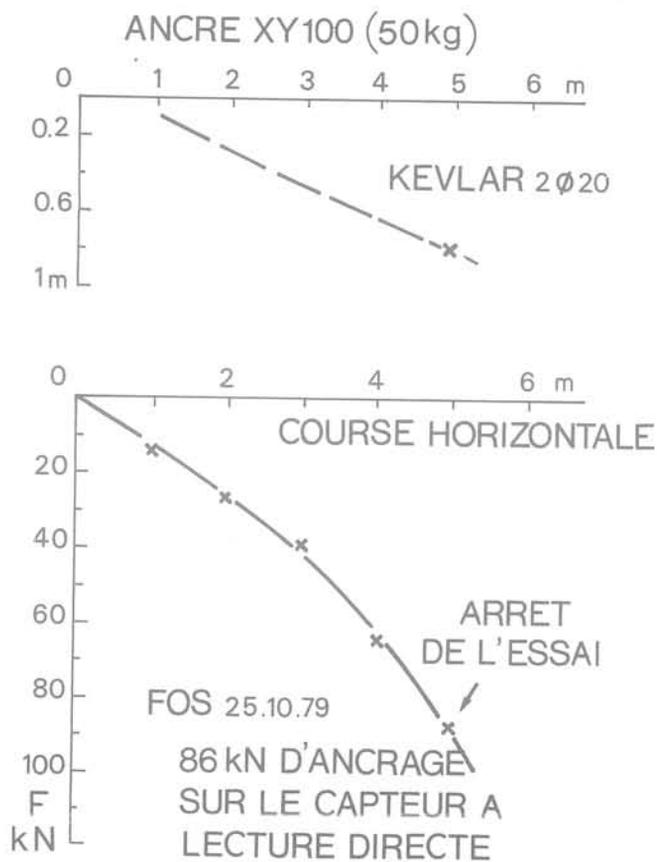


Fig. 27 Essai d'une ancre de 1 m de long avec câble en kevlar dans du sable saturé



mauvais pas, par exemple en battant la plaque d'ancrage depuis la surface. Du même coup, on peut utiliser une incidence plus forte, car on ne se soucie plus qu'elle soit défavorable au renversement initial, mais elle permet de placer la plaque presque perpendiculairement à la ligne d'ancrage (fig. 28). Cette ligne est battue avec la plaque, puis ramenée vers l'avant en la plaçant dans une fente découpée dans le sol par panneaux successifs par battage d'une pelle. Avec une plaque de 2 dm² enfoncée à 0,60 m de profondeur, nous avons obtenu d'une façon très répétitive une résistance à l'arrachage de 30 kN (3 t) à comparer à la force de battage qui est à peu près vingt fois plus petite. Ceci montre tout l'avantage qu'on peut obtenir de l'effet tridimensionnel et de l'appui latéral en butée à partir d'un ancrage quasiponctuel. Ces résultats permettent de prévoir des efforts très importants avec des objets de dimensions à peine plus grandes; par exemple, on peut obtenir à une profondeur double, c'est-à-dire 1,20 m, un ancrage provisoire de 80 kN (8 t) avec un coefficient de sécurité de 1,5, en utilisant un dispositif très rudimentaire pour sa mise en place.

Références Bibliographiques

Bureau Véritas (1975), « *Règlement pour les navires en acier* », Section 4-3 et section 25-9, Bureau Véritas, Paris.

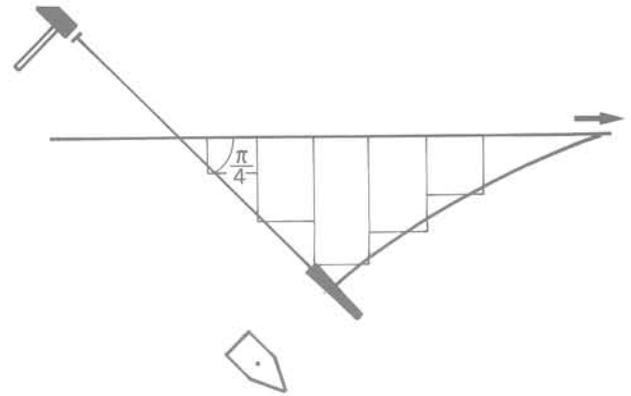


Fig. 28 Ancrage à terre

J. LE ROY (1972), Cours de Génie Maritime, ENSTA, première partie : *Mouillage-Amarrage*, p. 17-43.

J. MANDEL (1962), « *Essais sur modèles réduits en Mécanique des terrains. Étude des conditions de similitude* », Revue de l'Industrie Minérale, Sept. 1962, vol. 44, n° 9.

A. PUECH, J. MEUNIER et M. PAILLARD (1978), « *Behaviour of anchors in different soil conditions* », Xth Offshore Technology Conference, Houston, Mai 1978.

un modèle de matériau microfissuré

par

M. Lino

Maître de conférence de Mécanique à l'E. N. P. C.
Ingénieur au Département Grands Ouvrages
Coyne et Bellier - Paris

Introduction

Les matériaux minéraux présentent, du point de vue de leur comportement mécanique un ensemble de caractéristiques communes : dissymétrie du comportement en traction et en compression, déformation irréversible avec augmentation de volume, dépendance du domaine de réversibilité par rapport à la contrainte moyenne, rupture par séparation perpendiculairement à la direction d'extension maximale.

Un modèle simple de matériau microfissuré isotrope permet de rendre compte de ces caractères communs à partir de l'hypothèse que la source principale d'irréversibilité est la propagation et le développement de la microfissuration dans la masse du matériau.

Le modèle, faisant appel aux méthodes de la Mécanique Linéaire de la Rupture, fournit un outil de compréhension du comportement, sous charge mécanique de courte durée, des matériaux minéraux isotropes tels que les bétons et mortiers, les matrices rocheuses, les argiles raides surconsolidées ou le graphite.

Dans le premier chapitre, on décrit le modèle proposé et on discute la validité des hypothèses faites.

Le deuxième est consacré à l'application de la Mécanique Linéaire de la Rupture au modèle et à l'établissement des principales équations.

On étudie, au troisième chapitre, le domaine de réversibilité du modèle dans le plan des contraintes principales extrêmes. Deux modes fondamentaux d'apparition de la première irréversibilité sont mis en évidence.

L'étude de la stabilité de la propagation, qui fait l'objet du quatrième chapitre, permet de comprendre la dissymétrie du comportement en traction et en compression. Enfin, au cinquième chapitre, le comportement du modèle dans les essais mécaniques classiques (uniaxial, biaxial et triaxial) est comparé aux comportements observés expérimentalement du point

de vue des déformations, des domaines de réversibilité et des modes de rupture.

On conclut par une synthèse des traits caractéristiques du comportement mécanique des matériaux microfissurés.

1 Description du modèle

Historiquement, le premier modèle de matériau microfissuré est celui de Griffith [6, 7] qui considère une matrice élastique plane affaiblie par des défauts elliptiques. Ce modèle prévoit une résistance à la compression huit fois supérieure à la résistance à la traction, mais ne rend pas compte de façon satisfaisante de l'augmentation de la résistance avec la contrainte hydrostatique de confinement.

McClintock et Walsh [4] ont modifié le modèle de Griffith en prenant en compte l'effet de forces tangentielles de frottement sur les lèvres des fissures.

Supposant que les fissures se ferment sous l'effet d'une compression, même faible, ces chercheurs ont trouvé le domaine de rupture biaxial représenté par la figure 1 : ce domaine est en meilleur accord avec les résultats publiés sur la rupture des roches, que le modèle original de Griffith.

Le présent modèle, qui prend en compte un type de défauts différent de ceux de McClintock et Walsh, peut être considéré comme un développement des idées introduites par ces deux auteurs, à la lumière des apports récents de la Mécanique Linéaire de la Rupture.

1.1 Types de défauts pris en compte et hypothèses simplificatrices

Le matériau microfissuré, homogène et isotrope est modélisé par une matrice linéairement élastique tridimensionnelle affaiblie par des défauts qui sont des fissures planes, de forme circulaire et de diamètre $2a$ (fig. 2-A).

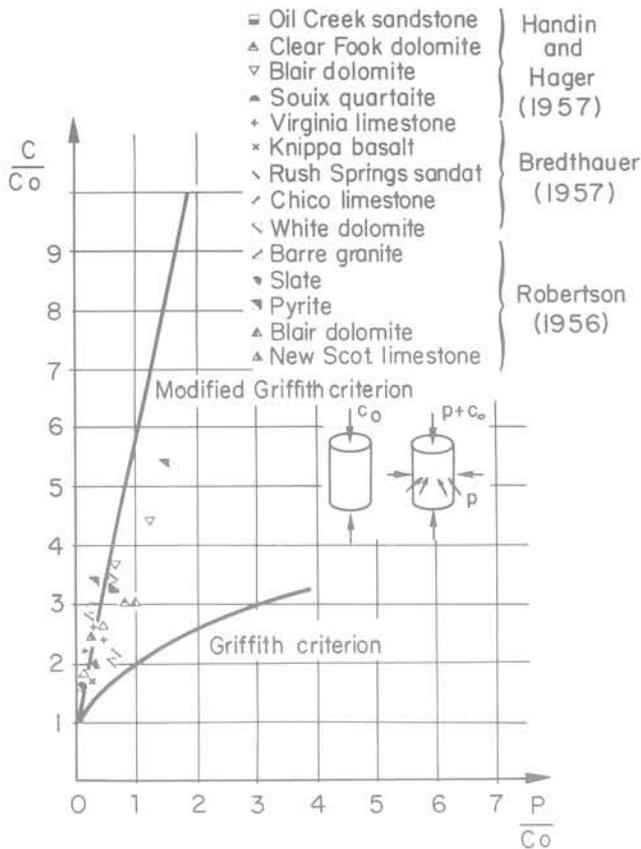


Fig. 1 Influence du frottement sur les lèvres de la fissure (d'après McClintock et Walsh, 1962)

Hypothèse 1 : Les défauts sont supposés uniformément répartis dans le volume et d'orientation quelconque. Dans un volume donné de matériau, on peut trouver une densité uniforme de défauts d'orientation choisie à l'avance. Cette hypothèse garantit l'homogénéité et l'isotropie du modèle.

Hypothèse 2 : Ces défauts sont supposés suffisamment éloignés les uns des autres, pour qu'on puisse négliger les perturbations du champ des contraintes au voisinage d'un défaut dues à la présence des autres défauts. L'étude de l'apparition des premières irréversibilités dans le matériau est ainsi ramenée à l'étude de l'équilibre limite d'un défaut unique dans un champ de contrainte tridimensionnel, homogène à l'infini, c'est-à-dire à une distance du défaut de l'ordre de quelques diamètres de celui-ci.

Hypothèse 3 : Les fissures qui atteignent les premières l'équilibre limite et se propagent sont telles que leur plan soit parallèle à la direction de la contrainte intermédiaire σ_2 . Les premières propagations ont donc lieu dans le plan des contraintes principales extrêmes σ_1 et σ_3 , et indépendamment de la valeur de σ_2 .

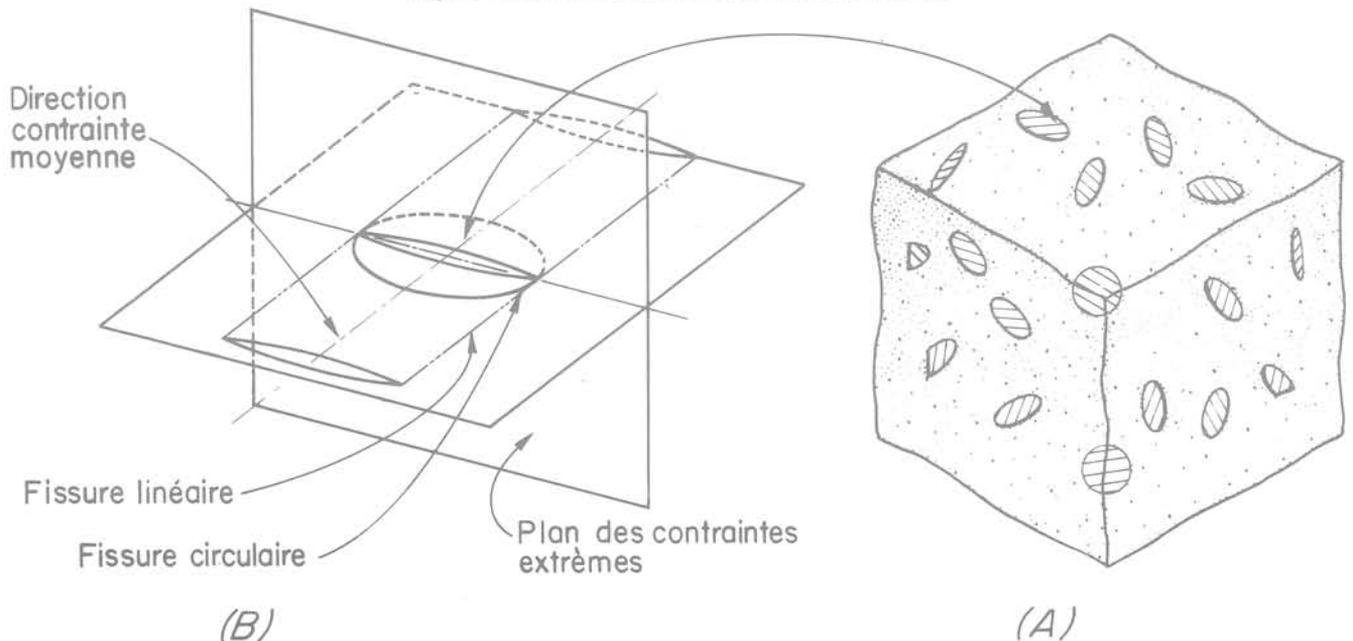
Cette hypothèse est raisonnable puisqu'on sait que les critères macroscopiques de rupture pour les matériaux minéraux dépendent assez peu de cette contrainte intermédiaire; c'est ce qui justifie la notion très utilisée de critère de la courbe intrinsèque de Mohr-Cauchot.

Hypothèse 4 : La fissure plane, dans le champ de contrainte tridimensionnel, se comporte à l'équilibre limite comme une fissure linéaire en Déformation Plane dans le plan des contraintes principales extrêmes σ_1 et σ_3 (fig. 2-B).

Cette hypothèse permet de se ramener à l'étude d'une fissure linéaire dans un plan, ce qui simplifie considérablement les calculs et ne modifie pas qualitativement les phénomènes.

Les hypothèses faites sont certes une schématisation grossière de la réalité, mais le bon accord entre les prédictions du modèle et les données expérimentales disponibles justifie l'intérêt de cette modélisation qui prend en compte le phénomène principal d'irréversibilité, à savoir la propagation de la microfissuration.

Fig. 2 Défaut circulaire et fissure linéaire associée



1.2 Interaction des lèvres des fissures

On suppose que le contact entre les deux lèvres d'une fissure satisfait aux lois du *frottement solide de Coulomb*.

En notant σ_n et σ_t les composantes normales et tangentielles des actions de contact en un point de l'interface, on a :

$\sigma_n \leq 0$ (contact unilatéral) avec

soit $\sigma_n = 0$ et $\sigma_t = 0$

soit $\sigma_n < 0$ et $|\sigma_t| \leq -\text{tg } \varnothing \cdot \sigma_n$

où $\text{tg } \varnothing = f$ est le coefficient de frottement entre les deux lèvres de la fissure.

1.3 Critère de propagation des défauts

On suppose que la condition de propagation d'une fissure est le critère énergétique de Griffith [6, 7]

$$(1) \quad G \geq G_c$$

où G est le taux de restitution d'énergie du système défini par

$$G = -\frac{\partial}{\partial a} (\Omega + \mathcal{U})$$

où Ω est l'énergie élastique du système, \mathcal{U} l'énergie potentielle des sollicitations extérieures et a la longueur de la fissure et où G_c est une grandeur caractéristique du matériau constituant la matrice et caractérisant la résistance à la propagation des fissures. Pour les matériaux de type fragile

$$G_c = 2\gamma$$

où γ désigne l'énergie spécifique de surface du matériau.

Le modèle proposé procède donc du même esprit que celui de McClintock et Walsh, mais il permet une discussion plus approfondie du comportement des matériaux microfissurés en particulier, grâce à l'utilisation de la Mécanique Linéaire de la Rupture :

- caractère tridimensionnel du modèle, qui permet de préciser les critères macroscopiques d'irréversibilité à prendre en compte;
- discussion de la stabilité de la propagation des défauts;
- étude des déformations irréversibles avant rupture et mode de rupture.

2 Calcul du taux de restitution d'énergie G

2.1 Rappel de Mécanique de la Rupture [3, 13]

Le champ de contrainte en fond de fissure est entièrement caractérisé par deux coefficients K_I et K_{II} appelés facteurs d'intensité de contrainte : ces deux coefficients mesurent l'intensité de la singularité en $r^{-\frac{1}{2}}$ du champ de contrainte en fond de fissure.

K_I et K_{II} caractérisent également l'intensité des discontinuités du déplacement sur les lèvres de la fissure, qui sont de la forme :

$$(2) \quad [u_2] = u_2(r, \pi) - u_2(r, -\pi) = \frac{4(1-\nu)}{\mu} K_I \sqrt{r} \quad (\text{mode I}) \quad (\text{fig. 3-A})$$

$$[u_1] = u_1(r, \pi) - u_1(r, -\pi) = \frac{4(1-\nu)}{\mu} K_{II} \sqrt{r} \quad (\text{mode II})$$

où ν désigne le coefficient de Poisson, et μ le module de cisaillement.

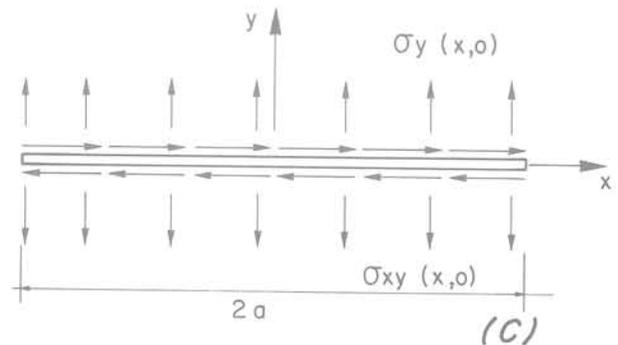
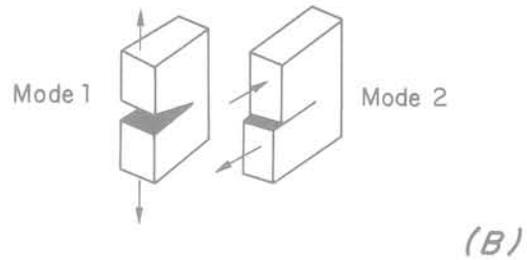
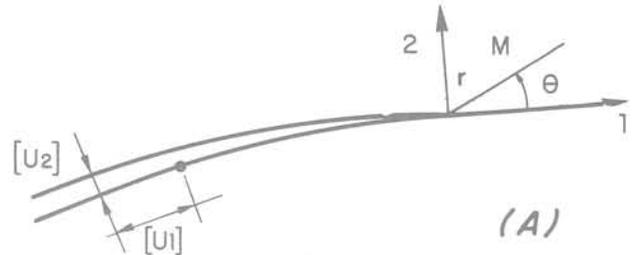


Fig. 3 Rappel de mécanique de la rupture

Ainsi le mode I est le mode d'ouverture normale aux lèvres de la fissure et le mode II est le mode de glissement tangentiel (fig. 3-B). Cette distinction joue un rôle important dans la suite de l'exposé.

La formule d'Irwin s'écrit :

$$G = \frac{1-\nu^2}{E} (K_I^2 + K_{II}^2) \quad (3)$$

où E désigne le module d'Young.

Elle relie le taux de restitution d'énergie G au champ de contrainte en fond de fissure. Ce résultat est obtenu pour une fissure se propageant en ligne droite, en déformation plane.

En général, en mode mixte (I et II) les fissures ne se propagent pas en ligne droite, et G n'est plus alors donné rigoureusement par la formule d'Irwin.

Le critère de Griffith peut donc s'écrire, pour le modèle étudié

$$K_I^2 + K_{II}^2 \geq K_c^2 \quad \text{avec} \quad K_c^2 = \frac{E}{1-\nu^2} G_c$$

où E est le module d'Young.

D'où il résulte en mode pur que

$$K_{Ic} = K_c \quad (K_{II} = 0)$$

$$K_{IIc} = K_c \quad (K_I = 0).$$

En pratique, K_{10} et K_{11c} sont en général différents, mais le critère de rupture $K_1^2 + K_{11}^2 \geq \frac{1-\nu^2}{E} G_c$ peut être considéré comme une approximation satisfaisante compte tenu d'une part de l'absence de théorie bien établie de la propagation en mode mixte et des autres approximations faites dans le modèle étudié. Sur ce point, on pourra se reporter à la synthèse de D. Broek [3].

2.2 Fissure dans un milieu infini

2.2.1 Calcul de K_1 et K_{11} : Soit une fissure de longueur $2a$ dans un milieu plan infini (en déformation plane ou en contrainte plane) (fig. 3-C). Les deux lèvres de la fissure étant soumises à un système de forces autoéquilibrées $\sigma_y(x, 0)$ et $\sigma_{xy}(x, 0)$ donné, on a le résultat suivant :

$$K_1 = \sqrt{\frac{1}{\pi a} \int_{+a}^{-a} \sigma_y(x, 0) \sqrt{\frac{a+x}{a-x}} dx} \quad (4)$$

$$K_{11} = \sqrt{\frac{1}{\pi a} \int_{+a}^{-a} \sigma_{xy}(x, 0) \sqrt{\frac{a+x}{a-x}} dx}$$

2.2.2 Fissure dans un champ de contrainte homogène (fig. 4).

Soient σ_1 et σ_3 les contraintes principales. On calcule tout d'abord le vecteur contrainte $\vec{T} = \sigma_n \vec{h}_\beta + \sigma_t \vec{t}_\beta$ sur la facette normale \vec{h}_β en l'absence de fissure :

$$\vec{h}_\beta \quad \left| \begin{array}{l} -\sin \beta \\ \cos \beta \end{array} \right. \quad \left| \begin{array}{l} \vec{t}_\beta \\ -\cos \beta \\ -\sin \beta \end{array} \right.$$

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\beta \quad (5)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\beta.$$

Par définition $\sigma_n = (\vec{\sigma} \cdot \vec{h}_\beta) \cdot \vec{h}_\beta = \sigma_1 \sin^2 \beta + \sigma_3 \cos^2 \beta$ et $\sigma_t = (\vec{\sigma} \cdot \vec{h}_\beta) \cdot \vec{t}_\beta = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta \cos \beta$ où $\vec{\sigma}$ désigne le tenseur des contraintes au point considéré. On peut encore écrire :

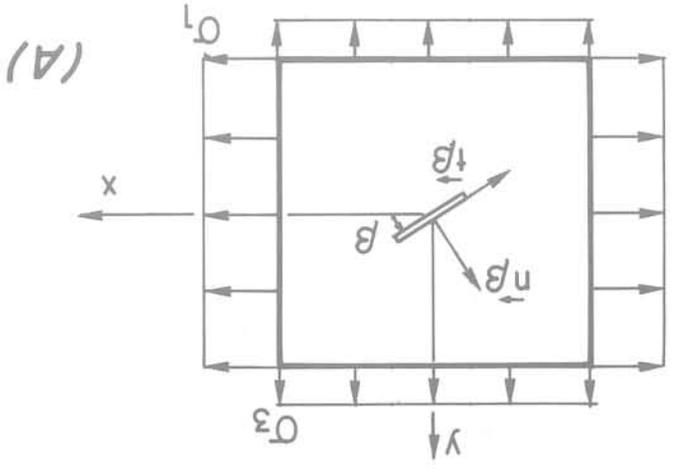
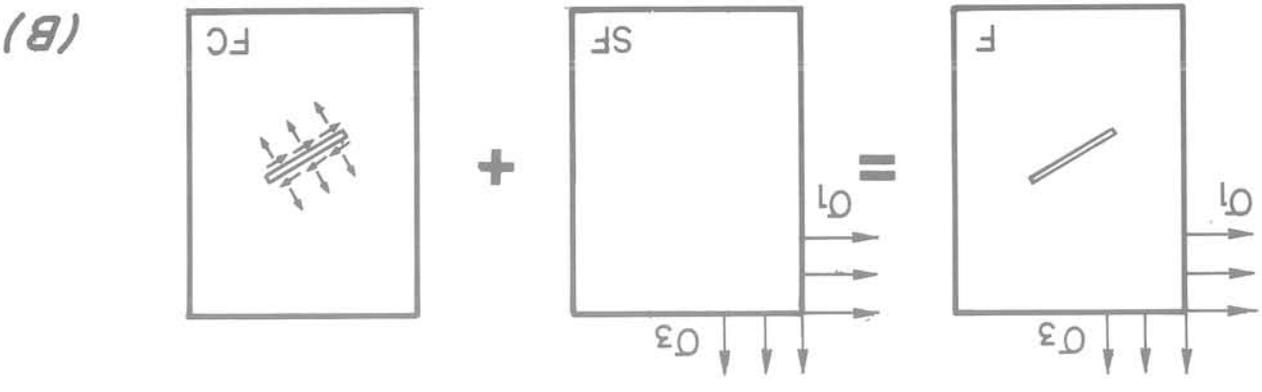


Fig. 4 Fissure dans un champ de contraintes homogène



(fig. 4). En effet, les actions de bord agissant sur F sont bien la somme de celles agissant sur SF et FC et les actions de volume sont nulles dans les deux cas. On en déduit les valeurs de K_1 et K_{11} en utilisant la formule (4)

$$\begin{aligned}
 & K_I = 0 \quad \text{si } \sigma_n < 0 \\
 & \quad \text{(compression sur les lèvres de la fissure)} \\
 (6) \quad & K_I = \sqrt{\pi a} \sigma_n \quad \text{si } \sigma_n > 0 \\
 & \quad \text{(traction sur les lèvres de la fissure)} \\
 & K_{II} = \sqrt{\pi a} \sigma_n.
 \end{aligned}$$

2.3 Prise en compte du frottement

On se place dans le cas où les lèvres de la fissure sont en compression ($\sigma_n < 0$) et on note σ_{tf} les actions tangentielles de contact à l'interface.

Pour calculer K_{II} , il suffit de rajouter à l'état F la répartition tangentielle σ_{tf} . On a donc :

$$K_{IIrot} = \sqrt{\pi a} \sigma_t + \sqrt{\frac{1}{\pi a}} \int_{-a}^{+a} \sigma_{tf}(x, 0) \sqrt{\frac{a+x}{a-x}} dx.$$

Vu que les forces de frottement s'opposent au glissement pour tout x , $\sigma_t(x, 0)$ et $\sigma_{tf}(x, 0)$ sont opposés.

On se place dans le cas où σ_t est positif, alors σ_{tf} est négatif et

$$0 \leq K_{IIrot} < \sqrt{\pi a} \sigma_t.$$

La première inégalité provient du fait que les forces tangentielles de frottement sont des forces passives et ne peuvent pas donner lieu à une singularité propre, elles peuvent seulement faire diminuer l'intensité de la singularité existante.

On fait l'hypothèse que sur toute la longueur de la fissure, le frottement limite est atteint, on a alors

$$K_{IIrot} = \sqrt{\pi a} (\sigma_t + \text{tg } \varnothing \sigma_n) \text{ (cas où } \sigma_t > 0).$$

Justification de cette hypothèse

Dans les essais de matériau, le trajet de charge est souvent le suivant : [1]

- réalisation d'un état de contrainte sphérique ($K_{II} = 0$);
- déviation à partir de cet état.

C'est en particulier le cas dans les essais classiques de compression sous pression de confinement et dans les essais de striction. Si λ est un paramètre décrivant le chargement $|K_{II}|$ est une fonction croissante de λ ; il en est de même pour la discontinuité de déplacement tangentiel qui est proportionnel à K_{II} , d'après (2).

On peut donc admettre qu'il y a glissement continu pendant le chargement et donc que

$$\sigma_{tf} = \text{tg } \varnothing \cdot \sigma_n.$$

En résumé :

$$\begin{aligned}
 (7) \quad & K_{II} = \sqrt{\pi a} \sigma_t \quad \text{si } \sigma_n = 0 \text{ (cas } \sigma_t > 0) \\
 & K_{II} = \sqrt{\pi a} (\sigma_t + \text{tg } \varnothing \sigma_n) \quad \text{si } \sigma_n < 0.
 \end{aligned}$$

3 Domaine de réversibilité

On se propose dans ce chapitre de déterminer le domaine de réversibilité du modèle dans le plan des contraintes extrêmes (σ_1, σ_3).

3.1 $\sigma_1 \geq \sigma_3 \geq 0$ Double traction

Pour tout angle β d'inclinaison de la fissure par rapport à la direction de σ_1 , σ_n est positif, il n'y a donc pas de forces tangentielles de frottement. On a donc

$$K_I = \sqrt{\pi a} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\beta \right)$$

$$\text{et } K_{II} = \sqrt{\pi a} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\beta.$$

Le critère de propagation est de la forme $K_I^2 + K_{II}^2 = K_c^2$. L'angle β correspond à la première propagation, rend donc maximum l'expression $K_I^2 + K_{II}^2$.

$$\begin{aligned}
 K_I^2 + K_{II}^2 &= \frac{\pi a}{4} [(\sigma_1 + \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 2(\sigma_1^2 - \sigma_3^2) \cos 2\beta] \\
 \frac{\partial}{\partial \beta} (K_I^2 + K_{II}^2) &= \pi a (\sigma_1^2 - \sigma_3^2) \sin 2\beta.
 \end{aligned}$$

Le taux de restitution G est donc extremum pour :

$$\beta = 0 \quad K_I = \sqrt{\pi a} \sigma_3 \quad \text{qui est un minimum}$$

$$\text{ou } \beta = \frac{\pi}{2} \quad K_I = \sqrt{\pi a} \sigma_1 \quad \text{qui est un maximum.}$$

La première rupture a donc lieu pour les fissures verticales ($\beta = \frac{\pi}{2}$) perpendiculairement à la plus grande contrainte de traction.

En double traction, le domaine de réversibilité est donc limité par la condition

$$\sigma_1 \leq \frac{K_c}{\sqrt{\pi a}}.$$

La contrainte maximale admissible en traction S_t vaut :

$$S_t = \frac{K_c}{\sqrt{\pi a}}.$$

3.2 $\sigma_3 \leq \sigma_1 \leq 0$ Double compression

On a dans ce cas $K_I = 0$ puisque pour tout β , σ_n est négatif (compression)

$$\begin{aligned}
 K_{II} &= \sqrt{\pi a} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\beta \\
 &+ \text{tg } \varnothing \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\beta \right).
 \end{aligned}$$

Le maximum de K_{II} et donc de $K_I^2 + K_{II}^2$ est atteint pour

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varnothing}{2}.$$

On a alors :

$$K_{II} = \frac{\sqrt{\pi a}}{2} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\cos \varnothing} + \text{tg } \varnothing (\sigma_1 + \sigma_3) \right).$$

L'équilibre limite est donné par

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cos \varnothing} + \text{tg } \varnothing \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{\pi a}}.$$

Dans la zone de compression, le domaine de réversibilité est donc limité par une demi-droite de pente

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 + \sin \varnothing}{1 - \sin \varnothing}.$$

Pour $\sigma_1 = 0$, on obtient la contrainte maximale admissible en compression simple S_c .

On a le résultat suivant :

$$\frac{S_c}{S_t} = 2 \sqrt{\frac{1 + \sin \varnothing}{1 - \sin \varnothing}}.$$

3.3 $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2$ Traction - Compression

Deux cas sont à considérer ici, suivant que la facette de la fissure est ou non comprimée.

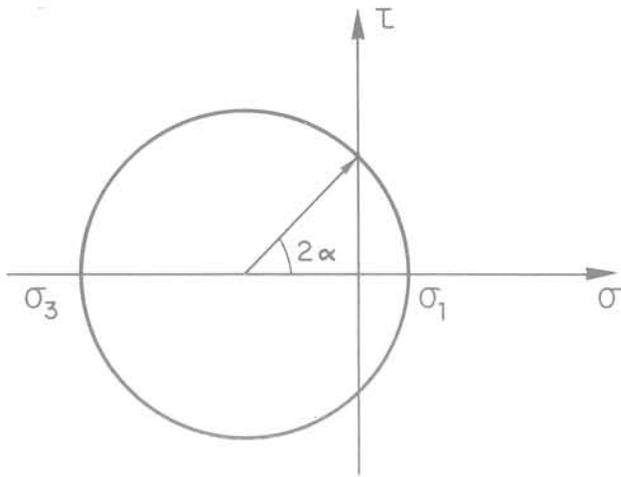


Fig. 5 Cercle de Mohr

3.3.1 $\alpha - \frac{\pi}{2} \leq \beta \leq \alpha + \frac{\pi}{2}$ où α est l'angle défini par la figure 5.

α caractérise le rapport entre la traction et la compression.

Dans ce cas σ_n est positif et on est dans la même configuration qu'en double traction. La limite est :

$$\sigma_1 \leq \frac{K_c}{\sqrt{\pi a}} = S_t \quad \text{avec} \quad K_{II} = 0.$$

3.3.2 Si $\beta < \frac{\pi}{2} - \alpha$ ou $\beta > \frac{\pi}{2} + \alpha$. Dans ce cas, les lèvres de la fissure sont en compression et donc $K_I = 0$.

L'étude du maximum de K_{II} montre que dans ce cas, deux situations sont possibles :

- si $\frac{\sigma_3}{\sigma_1} \leq -\frac{1 + \sin \varnothing}{1 - \sin \varnothing}$ la première propagation a lieu en

mode II pour une inclinaison $\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varnothing}{2}$.

La courbe limite est le prolongement de la demi-droite obtenue en double compression.

- Si $\frac{\sigma_3}{\sigma_1} \geq -\frac{1 + \sin \varnothing}{1 - \sin \varnothing}$ la première propagation a lieu en

mode II pour une inclinaison $\beta = \frac{\pi}{2} - \alpha$ et la courbe limite est un arc d'hyperbole équilatère définie par

$$\sigma_1 \sigma_3 = -\frac{K_c^2}{\pi a} = -S_t^2.$$

3.4 Critère macroscopique d'irréversibilité

On voit donc apparaître (fig. 6) deux zones de comportement fondamentalement différent suivant que la contrainte moyenne $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ est une traction ou une compression.

- **Comportement de traction** si $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} > 0$.

Les premières irréversibilités interviennent en mode I, par ouverture perpendiculairement à la fissure.

Le critère macroscopique associé est un *critère de traction maximale* $\sigma_1 \leq S_t$.

Il est remarquable, et conforme à l'expérience, que la résistance à la traction biaxiale soit égale à la résistance à la traction uniaxiale.

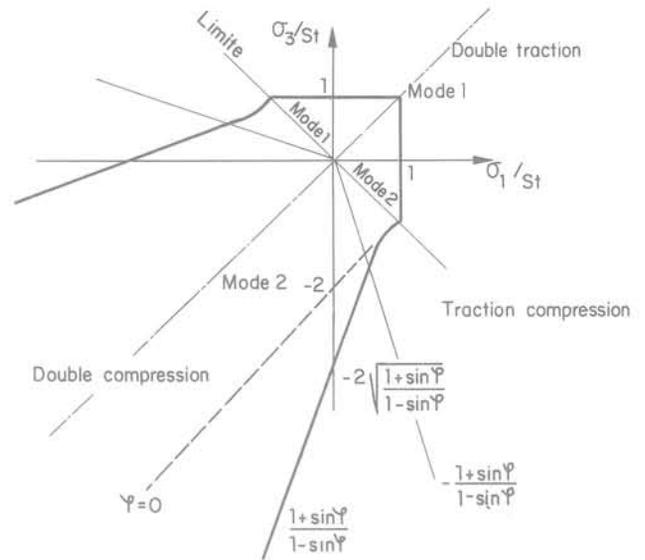


Fig. 6 Domaine de réversibilité dans le plan des contraintes extrêmes

- **Comportement de compression** si $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} < 0$.

Les premières irréversibilités interviennent en mode II, par glissement tangentiel dû aux contraintes de cisaillement.

Le critère macroscopique associé est essentiellement un *critère de Coulomb*. $\sigma_1(1 + \sin \varnothing) - \sigma_3(1 - \sin \varnothing) = 2C \cos \varnothing$ où C est la cohésion et vaut ici $\frac{K_c}{\sqrt{\pi a}} = S_t$.

Le critère de Coulomb s'écrit également : $|\sigma_t| \leq c + \text{tg } \varnothing |\sigma_n|$ et traduit une résistance au cisaillement qui croît linéairement avec la contrainte normale.

Le présent modèle fournit ainsi un support physique au critère de Coulomb et en particulier l'angle de frottement interne apparaît comme l'angle de frottement entre les deux lèvres des fissures existant dans le matériau. On retrouve également l'angle $\frac{\pi}{4} + \frac{\varnothing}{2}$ caractérisant les premières irréversibilités.

- **Zone de transition**

Entre la zone de traction maximale et la zone caractérisée par le critère de Coulomb, il existe un domaine de raccordement limité par une hyperbole, correspondant à une transition entre les deux comportements fondamentaux. A mesure que le rapport de la compression à la traction diminue ($\alpha \rightarrow \frac{\pi}{2}$) l'inclinaison critique se rapproche de $\frac{\pi}{4}$.

Pour $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 0$, il y a indétermination : on peut avoir une propagation en mode I avec $\beta = \frac{\pi}{2}$ ou une

propagation en mode II avec $\beta = \frac{\pi}{4}$, qui correspond à la facette de cisaillement maximum.

3.5 Domaine de réversibilité en traction-compression biaxial et dans l'essai de compression « triaxiale »

Nous étudions ici deux types d'essais pour lesquels existent dans la littérature des résultats expérimentaux

qui nous permettent la comparaison du modèle avec les matériaux réels (pâte de ciment, mortiers, roches...).

3.5.1 Essai biaxial

Dans cet essai, une plaque carrée est soumise à un état de contrainte plan de direction principale les axes de symétrie de la plaque et la direction perpendiculaire (fig. 7-A). Les contraintes principales sont σ_1 , σ_2 et $\sigma_3 = 0$.

Le domaine de réversibilité du modèle dans cet essai est représenté (fig. 7-B).

- De A à B : la première irréversibilité apparaît en mode I pour les microfissures perpendiculaires à la plus grande traction σ_1 .

- De B à C : les contraintes extrêmes sont σ_1 et σ_2 . Les premières irréversibilités interviennent en mode II dans le plan de la plaque (fig. 8-A).

- De C à D : les contraintes extrêmes sont dans cette zone σ_1 et $\sigma_3 = 0$. Le domaine est donc limité par un segment parallèle à l'axe σ_1 . Les premières irréversibilités apparaissent dans le plan (σ_1, σ_3) en mode II pour des fissures faisant un angle $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ avec la direction de

compression σ_1 (fig. 8-B). Il faut remarquer que le domaine obtenu est très ressemblant à celui donné par Vile [14] pour les mortiers, en particulier dans la zone de traction-compression où on retrouve la concavité du domaine (fig. 9).

En double compression, on retrouve le segment CD parallèle à l'axe σ_1 , qui est ici la contrainte intermédiaire. Ce parallélisme traduit la faible influence de la contrainte intermédiaire σ_1 .

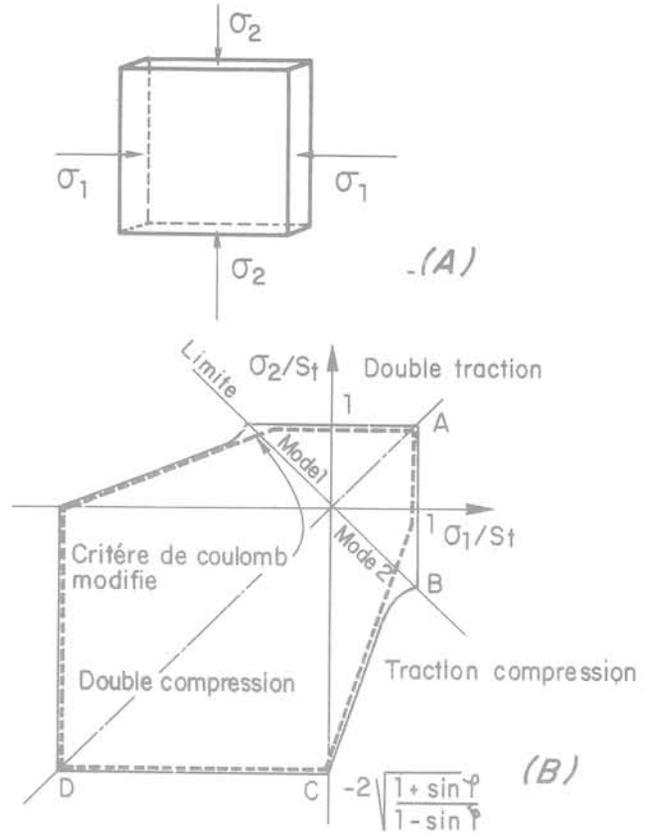
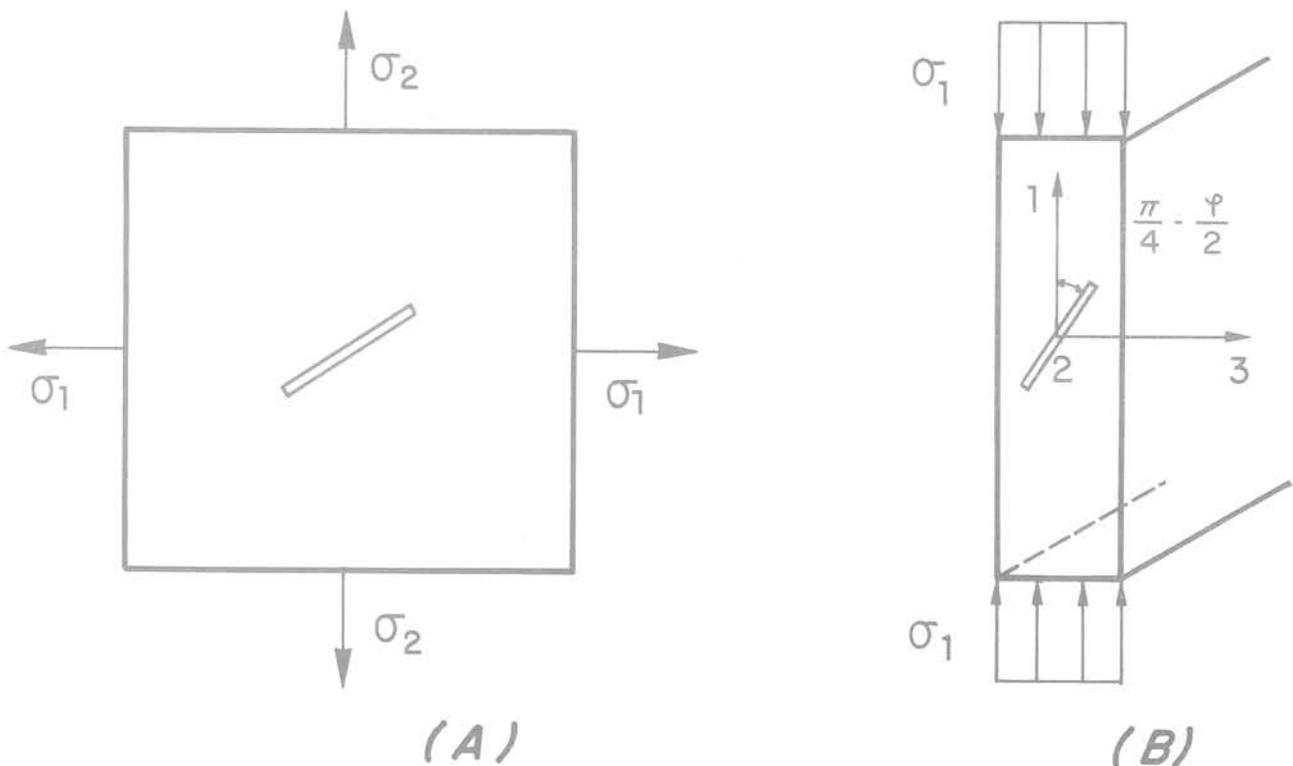


Fig. 7
A : essais biaxial
B : domaine de réversibilité

Fig. 8 Essais biaxial
A : première irréversibilité en traction-compression
B : première irréversibilité en double compression



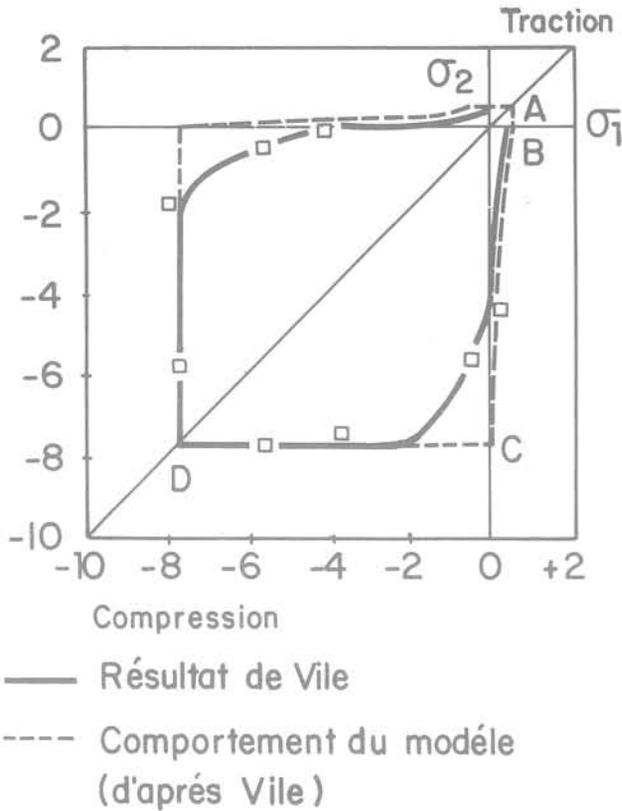


Fig. 9 Essai biaxial. Comparaison des résultats expérimentaux et des prévisions du modèle

Ce domaine est également en bon accord avec celui donné par le critère de Coulomb avec limitation de la résistance à la traction introduit par B. Paul [11], pour approcher les domaines de réversibilité des matériaux fragiles (fig. 7-B).

3.5.2 État de contrainte cylindrique : essai de compression

Un état de contrainte cylindrique est réalisé dans l'essai de compression avec pression de confinement (essai dit triaxial).

Dans cet essai on réalise tout d'abord un état de contrainte sphérique. Puis on augmente la valeur de la pression sur les faces horizontales (fig. 10-A).

Les premières irréversibilités dans le modèle apparaissent pour

$$N = \frac{2 \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} S_t + P_c \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

(N et P_c comptées positivement).

Remarquons que $\frac{2 \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} S_t = S_c$ résistance à la compression simple (fig. 10-B).

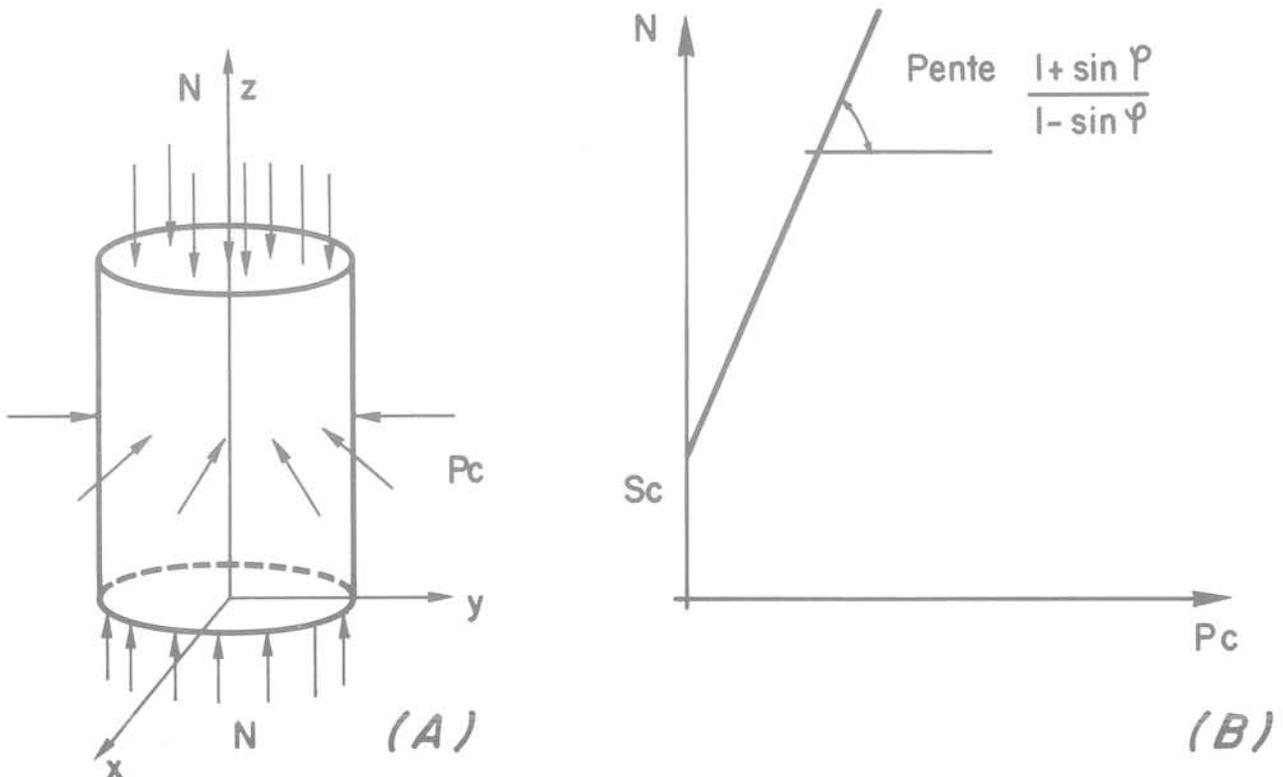
Ces premières irréversibilités se produisent en mode II pour des fissures faisant un angle $\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ avec le plan xy.

Ces résultats sont en très bon accord avec les résultats expérimentaux pour les mortiers et bétons [5] mais aussi pour les roches [4-10] (voir fig. 1).

Les pentes obtenues sont de l'ordre de 5 ce qui conduit à un angle de frottement de l'ordre de 42° .

Pour ce type d'essai, le critère macroscopique d'irréversibilité associé au modèle se confond avec le critère de Coulomb.

Fig. 10
A : essais de compression
B : limite du domaine de réversibilité



4 Comportement dans le domaine irréversible

Dans ce chapitre, on se propose de montrer que le modèle traduit la différence fondamentale qui existe entre la propagation des fissures en traction et en compression.

- *en traction* : la propagation est instable; la rupture suit de peu la première irréversibilité.
- *en compression* : la microfissuration est progressive et stable : à chaque étape, il faut un nouvel apport d'énergie pour faire progresser la fissuration.

4.1 Direction de propagation

Lorsqu'une fissure se trouve en mode mixte (c'est-à-dire lorsque K_I et K_{II} sont non nuls) ou en mode II, elle ne se propage pas en ligne droite, mais se branche dans une certaine direction. On fait l'hypothèse que la fissure se propage dans la direction θ_0 pour laquelle la contrainte $\sigma_{\theta\theta}$ est maximale : cette hypothèse est la plus couramment admise [3].

En dehors d'un petit cercle de rayon r_0 , le champ des contraintes est donné par la solution élastique. Le vecteur contrainte $\vec{T}(r_0, \theta)$ sur la facette faisant un angle θ avec l'axe de la fissure a pour composante pour $r = r_0$:

$$\sigma_{\theta\theta} = f(\theta) = \frac{1}{4\sqrt{2\pi r_0}} K_I \left(3 \cos \frac{\theta}{2} + \cos \frac{3\theta}{2} \right) - 3K_{II} \left(\sin \frac{\theta}{2} + \sin \frac{3\theta}{2} \right)$$

$$\sigma_{\theta r} = g(\theta) = \frac{1}{4\sqrt{2\pi r_0}} K_I \left(\sin \frac{\theta}{2} + \sin \frac{3\theta}{2} \right) + K_{II} \left(\cos \frac{\theta}{2} + 3 \cos \frac{3\theta}{2} \right)$$

On peut remarquer que, compte tenu de l'équation de l'équilibre

$$\frac{\partial}{\partial r} \sigma_{r\theta} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} + 2 \frac{\sigma_{r\theta}}{r} = 0.$$

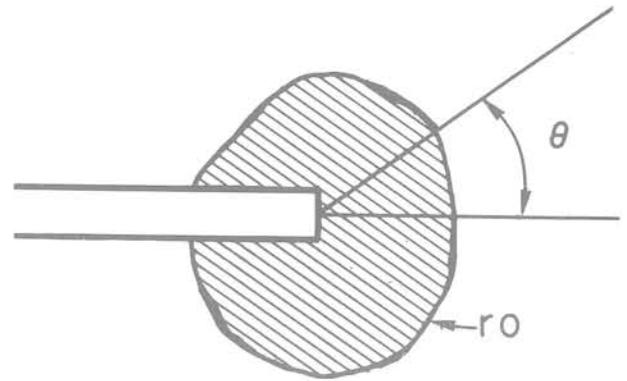


Fig. 11 Fond de fissure

On a : $g(\theta) = -\frac{2}{3} f'(\theta)$ et donc que la facette de traction maximale, le cisaillement est nul.

L'angle θ_0 définissant la direction de propagation est donc donné par

$$f'(\theta_0) = g(\theta_0) = 0.$$

On se propose de déterminer cet angle dans le cas de la compression simple et celui de la traction simple (fig. 12-A).

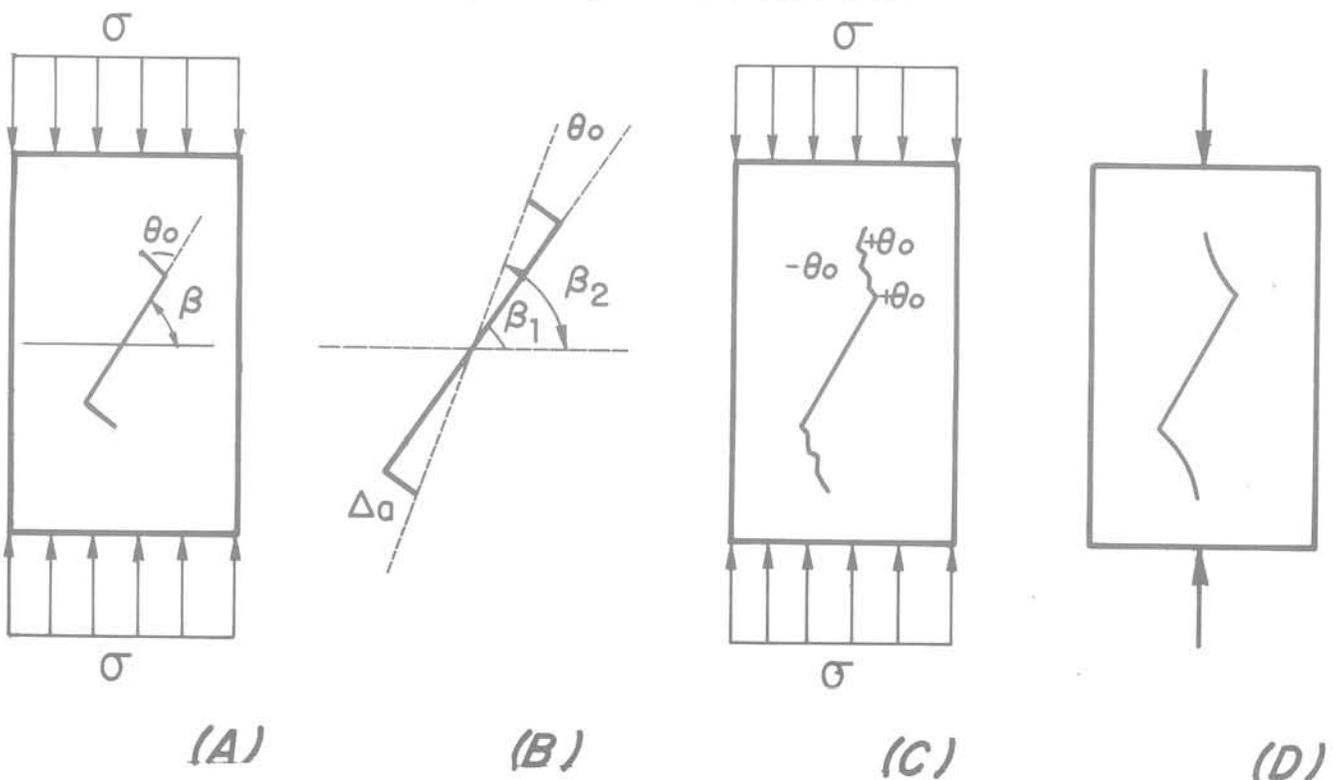
4.2 Compression simple : Propagation stable des fissures

Par une fissure de longueur $2a$ inclinée d'un angle β par rapport à la direction perpendiculaire à l'axe de compression simple σ .

$$K_I = 0 \text{ et } K_{II} = \sqrt{\pi a} \frac{\sigma}{2} [\sin 2\beta - \text{tg } \varnothing (1 + \cos 2\beta)] < 0$$

$$K_{II} = 0 \text{ pour } \beta < \varnothing. \quad \text{pour } \beta > \varnothing$$

Fig. 12 Propagation en compression simple



θ_0 est donc déterminé par la condition $\cos \frac{\theta_0}{2} + 3 \cos \frac{3\theta_0}{2} = 0$ qui donne $\theta_0 \approx \pm 70^\circ 5'$.

Ainsi pour $\beta < \theta$ les fissures ne se propagent pas à cause du frottement qui annule la singularité.

Pour $\beta > \theta$ la fissure se branche avec un angle de $70^\circ 5'$ indépendamment de l'inclinaison initiale.

La fissure progresse d'une longueur Δa dans la direction θ_0 puis la fissure se branche à nouveau avec l'angle $-\theta_0$ et ainsi de suite. Il en résulte que la fissure voit son inclinaison β augmenter au cours de la propagation (fig. 12-B) et tend à s'aligner parallèlement à la direction de la contrainte de compression (fig. 12-C).

Cette analyse grossière de la direction de propagation des fissures en compression est tout à fait en accord avec les résultats expérimentaux obtenus par Brace et Bombolakis (1963) sur les matières plastiques fragiles (fig. 12-D) [2].

Une conséquence importante de cette tendance à l'alignement parallèle à la contrainte est la stabilisation de la propagation des microfissures.

La variation du taux de restitution d'énergie en fonction de β permet d'étudier la stabilité de la propagation.

$$\text{ici : } G = \frac{1-\nu}{E} K_{II}^2 \quad \text{d'où} \quad \frac{\partial G}{\partial \beta} = \frac{1-\nu}{E} K_{II} \frac{\partial K_{II}}{\partial \beta}$$

Pour $0 < \beta < \frac{\pi}{2}$ K_{II} est positif et vaut

$$K_{II} = \sqrt{\pi a} \frac{\sigma}{2} (\sin 2\beta - \text{tg } \varnothing (1 + \cos 2\beta)) \quad \text{voir } \S 3-2.$$

D'où :

$$\frac{\partial K_{II}}{\partial a} = \sqrt{\pi a} \sigma (\cos 2\beta + \text{tg } \varnothing \sin 2\beta).$$

Il en résulte que pour β compris entre $\frac{\pi}{4} + \frac{\varnothing}{2}$ et $\frac{\pi}{2}$, G décroît quand β croît.

On a vu que lorsque σ atteint S_c , les fissures inclinées à $\frac{\pi}{4} + \frac{\varnothing}{2}$ atteignent l'équilibre limite. Elles se propagent donc avec un angle de branchement θ_0 .

L'angle β diminue et donc le taux de restitution d'énergie G diminue. Il faut donc un nouvel apport d'énergie pour faire progresser de nouveau la fissure. La propagation est donc stable.

Dans le raisonnement précédent on n'a pas pris en compte la variation simultanée de la longueur de la fissure qui au contraire fait augmenter G . On veut seulement montrer le caractère stabilisateur de l'alignement des microfissures sur la direction de compression.

On peut interpréter ces résultats en disant qu'il a un phénomène d'«écrouissage fragile», en reprenant cette idée introduite par B. Paul [11].

En effet, lorsque les microfissures se propagent, elles évoluent vers un état qui conduit à un taux de restitution d'énergie pour le matériau dans son ensemble plus faible que dans l'état initial. Ceci est d'ailleurs assez intuitif, puisque les microfissures tendent à devenir parallèles à la direction de compression et que dans cette orientation le taux de restitution d'énergie est nul : les microfissures ne tendent donc plus à se propager.

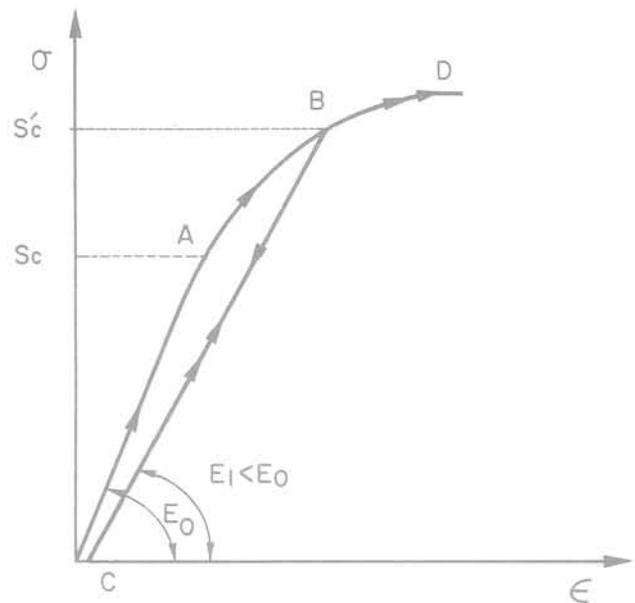


Fig. 13 Ecrouissage fragile

Dans un essai de compression (fig. 13) de 0 à A, le comportement est élastique. Lorsque la contrainte σ atteint S_c précédemment définie, la microfissuration progressive commence. La courbe effort-déformation s'incurve.

Si à partir de B, on décharge, le comportement du nouveau matériau est élastique. Toutefois, on peut s'attendre à ce que les coefficients élastiques aient varié par rapport à l'état initial. En C, on a une déformation résiduelle. Si on recharge à partir de C, on remonte pratiquement sur la courbe de décharge. En B la microfissuration redémarre pour une valeur S'_c de la limite élastique.

On a donc bien un phénomène d'écrouissage du matériau, mais de nature fondamentalement différente de celui que l'on peut observer dans les métaux.

Si on continue à charger, on suit la courbe BD; la rupture finale intervient lorsque les microfissures stables forment un réseau continu tel qu'il puisse y avoir séparation des morceaux.

4.3 Traction simple : Instabilité de la propagation

Dans le cas de la traction simple, les microfissures sont en mode mixte (sauf pour $\beta = 0$).

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi a} \cos^2 \beta \quad \text{et} \quad K_{II} = \sigma \sqrt{\pi a} \sin \beta \cos \beta.$$

La condition $f'(\theta_0) = g(\theta_0) = 0$ devient ici

$$K_I \sin \theta_0 + K_{II} (3 \cos \theta_0 - 1) = 0$$

$$\text{soit ici : } \sin \theta_0 + (3 \cos \theta_0 - 1) \text{tg } \beta = 0.$$

L'angle de branchement θ_0 dépend ici de l'inclinaison β (fig. 14-A).

Pour une fissure initialement inclinée d'un angle β , les branchements successifs ont pour effet de faire diminuer cet angle : plus l'angle initial est grand, plus l'angle de branchement θ_0 est important : la fissure tend à s'orienter perpendiculairement à la direction de traction (fig. 14-B).

On étudie la stabilité de cette propagation :

$$G = \frac{1-\nu}{E} (K_I^2 + K_{II}^2) = \frac{1-\nu}{E} \pi a \sigma^2 \cos^2 \beta$$

$$\text{d'où : } \frac{\partial G}{\partial \beta} = -\frac{1-\nu}{E} \pi a \sigma^2 \sin 2\beta < 0$$

$$\text{pour } 0 < \beta < \frac{\pi}{2}.$$

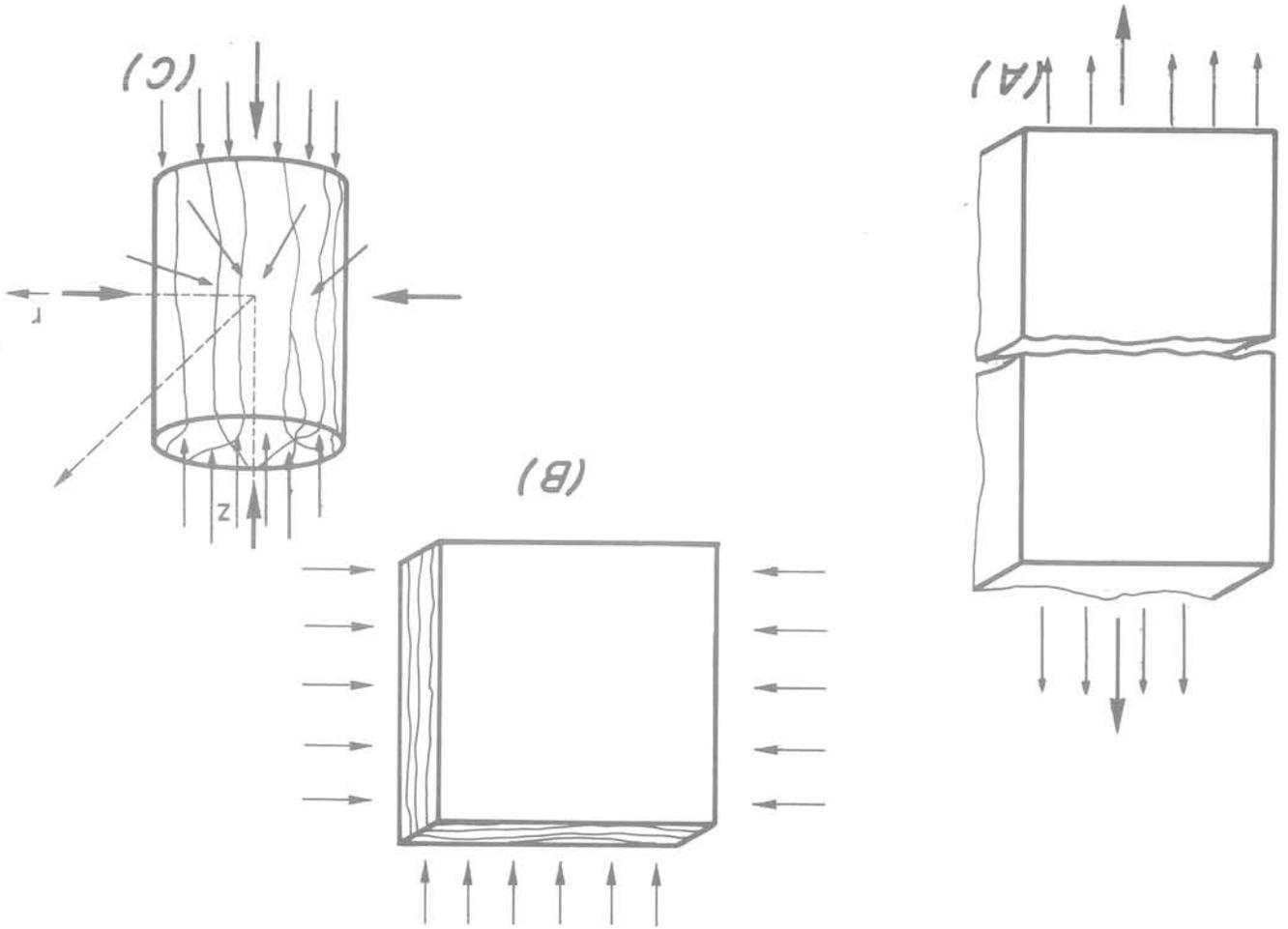
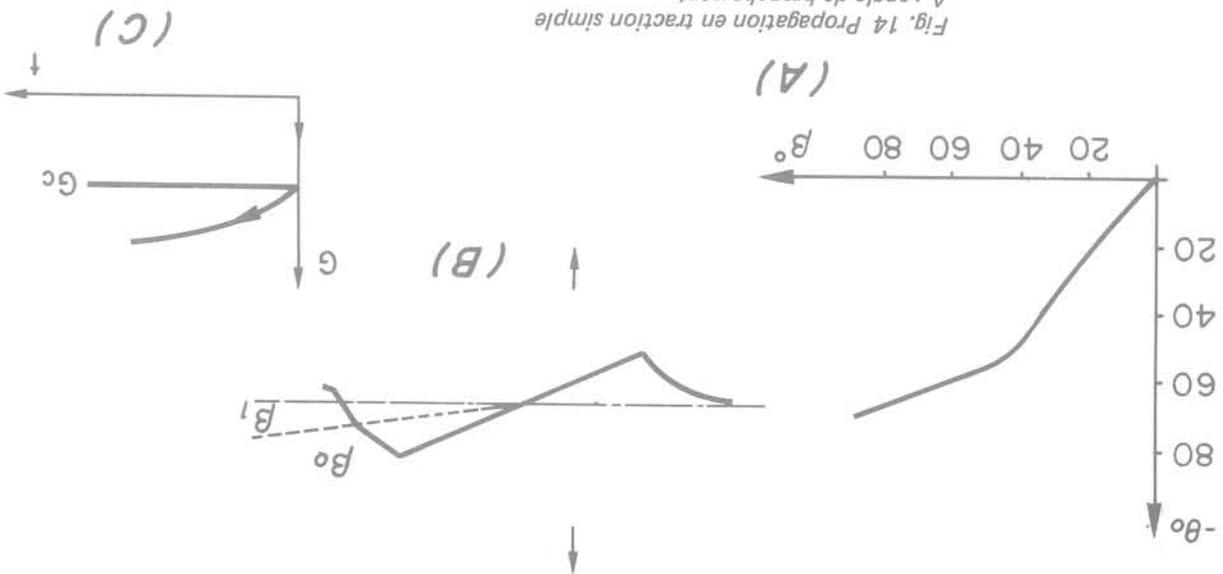


Fig. 15 Modes de rupture
 A : en traction simple
 B : en double compression
 C : en compression avec étréinte latérale

Fig. 14 Propagation en traction simple
 A : angle de branchement
 B : alignement des microfissures perpendiculairement à la direction de traction
 C : instabilité en traction



β	20°	40°	$50^\circ 28'$	60°	$67^\circ 20'$
θ_0	$-27^\circ 16'$	$-50^\circ 28'$	-60°	-60°	$-67^\circ 20'$

Lorsque la fissure se propage, β et donc G , le taux de restitution d'énergie augmentent. Cet effet ici se conjugue avec l'augmentation de G due à l'accroissement de la longueur de la fissure : la propagation est instable puisque le système est capable de fournir de plus en plus d'énergie à mesure que la fissure se propage (fig. 14-C).

La rupture en traction est donc brutale et intervient sans déformations irréversibles préalables. Les microfissures s'orientent perpendiculairement à la direction de traction et la rupture se produit par séparation du matériau en deux parties perpendiculairement à la direction de traction.

4.4 Modes de rupture et critère d'extension maximale

Le modèle permet également de rendre compte des modes de rupture des matériaux fissurés.

- Dans le domaine du comportement de traction, la propagation instable des microfissures provoque la séparation de l'éprouvette en deux morceaux perpendiculairement à la direction de plus grande traction. C'est ce que l'on observe, par exemple, en traction simple (fig. 15-A).

- Dans le domaine du comportement de compression, la tendance des microfissures à s'aligner parallèlement à la direction de plus grande compression conduit à une rupture par séparation parallèlement à cette direction.

- Dans l'essai de double compression, par exemple, la rupture intervient par feuilletage de l'éprouvette dans son plan [14] (fig. 15-B).

- Dans l'essai de compression avec étreinte latérale, on observe, si l'essai est conduit avec soin, la séparation de colonnette par le réseau des fissures nées de la jonction des microfissures.

La rupture finale peut alors intervenir par flambement des colonnettes (fig. 15-C).

Dans ces deux derniers essais, la progression de la microfissuration se traduit par une forte extension dans la direction perpendiculaire au changement, liée à l'ouverture des microfissures, et une augmentation irréversible de volume. Le brusque changement de pente que l'on peut observer dans la courbe contrainte-déformation transversale est d'ailleurs l'un des meilleurs indicateurs du passage dans le domaine d'irréversibilité du matériau (fig. 16).

On constate que dans tous les cas, la rupture intervient perpendiculairement à la direction d'extension maximale. Le professeur Maso et son équipe [8-9] ont étudié la validité d'un critère unique d'extension maximale, faisant la synthèse des deux types de comportement que nous avons mis en évidence.

Le présent modèle ramène également le comportement à un critère local unique, le critère énergétique de Griffith, et insiste sur la profonde dissymétrie des mécanismes en traction et en compression.

En particulier, il faut remarquer qu'en double compression le mécanisme d'irréversibilité est la propagation de microfissure de cisaillement (mode II) bien que la rupture finale ait l'apparence d'un mécanisme de séparation (mode I).

Le critère d'extension maximale ne semble donc pas traduire un mécanisme structural du matériau, mais apparaît plutôt comme une description phénoménologique de la rupture finale.

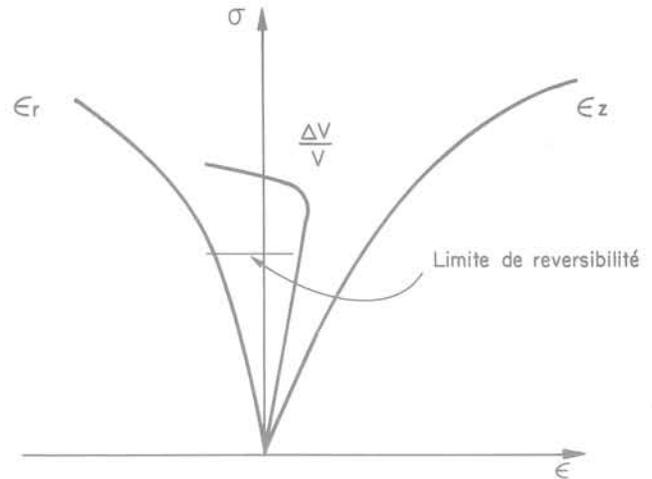


Fig. 16 Déformation longitudinale (E_z), radiale (E_r) et volumique ($\Delta V/V$) dans l'essai de compression

Conclusion

Le modèle proposé permet une synthèse et une représentation simple des phénomènes physiques, principalement le développement de la microfissuration, qui déterminent le comportement mécanique des matériaux minéraux.

Il prévoit un critère macroscopique d'irréversibilité de type Coulomb avec limitation de la traction, ce qui est en bon accord avec l'expérience. Il met en évidence la profonde dissymétrie du comportement de traction et de compression, liée à la stabilité de la propagation des microfissures. Enfin, il permet de prévoir qualitativement les comportements dans le domaine irréversible et les modes de rupture.

L'intérêt de ce modèle réside dans l'aide qu'il peut apporter, par sa simplicité, à la compréhension du comportement mécanique des matériaux minéraux, que rencontre le plus couramment l'ingénieur géotechnicien.

Le tableau de synthèse ci-dessous résume les traits fondamentaux de ce comportement, dont le modèle est susceptible de rendre compte.

Références Bibliographiques

- [1] J. Bergues, P. Habib, P. Morlier : Critère de la rupture des bétons soumis à des sollicitations triaxiales. Cahier du groupe Français de Rhéologie - Tome II n° 5 (1971).
- [2] D. Broek : Engineering Fracture Mechanics - Chap. 4. Noordhoff International Publishing (1974).
- [3] H. D. Bui : la Mécanique de la Rupture fragile. Édition Masson (1978).
- [4] F. A. McClintock, J. B. Walsh : Friction ou Griffith cracks in rocks under pressure. Proceeding of the U. S. National Congress on Applied Mechanics - Berkeley vol. 2 (1962).

[5] P. Launay, H. Gachon, P. Poitevin : Déformation et Résistance ultime du béton sous étreinte triaxiale. 6^e colloque colloque International de la Précontrainte - Prague (1970).

[6] A. A. Griffith : The phenomenon of rupture and flow in solids. Phil. Trans Royal Society of London (1921).

[7] A. A. Griffith : The theory of rupture. Proc. 1st International Congress on Applied Mechanics (1924).

[8] J. C. Maso : La nature minéralogique des agrégats, facteur essentiel de la résistance des bétons à la rupture et à l'action du gel. Thèse de Docteur ès Sciences, Toulouse 1967.

[9] M. Lorrain : Contribution à l'étude de la micromécanique des matériaux granulaires cohérents. Application au béton. Thèse de Docteur Es Sciences, Toulouse 1974.

[10] L. Obert : Brittle Fracture of Rocks. Fracture VII Liebowitz ed. Academic Press (1969).

[11] B. Paul : A modification of th Coulomb Mohr Theory of Fracture Journal of Applied Mechanics (juin 1961).

[12] B. Paul : Macroscopic Criteria for flow and fracture. Fracture II - Liebowitz ed. Academic Press (1969).

[13] G.C. Sih ed. Methods of analysis and solution of crack problems. Noordhorff International Publishing (1973).

[14] G.W.D. Vile : The strength of concrete under short term static loading. Proc. International Congress on the Structure of Concrete (session F) - Londres (1965).

Synthèse des résultats des modèles

		Traction dominante	Compression dominante
Première irréversibilité	Mode	Ouverture (Mode 1)	Glissement (Mode 2)
	Critère global	Traction maximale $\sigma_1 < S_t$	Coulomb $ \sigma_t \leq c + tg \varphi \sigma_n $
Comportement irréversible	Propagation des microfissures	Instable	Stable Dilatation volumique irréversible
	Mode de rupture	⊥ Traction maximale <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Séparation perpendiculairement à la direction d'extension maximale</div>	∕ Compression maximale

vibrofonçage à fréquence élevée

par

J. G. Sieffert

Docteur-Ingénieur

Maître-Assistant — Laboratoire de Génie Civil
École Nationale Supérieure de Mécanique

Le Laboratoire de Génie Civil de l'E.N.S.M. travaille depuis plusieurs années sur le fonçage dynamique des pieux et des palplanches. Dans ce cadre, un procédé original de vibrofonçage a été développé. Il se distingue des techniques classiques par la fréquence des vibrations appliquées en tête du pieu. Sur les chantiers, on utilise des vibrateurs à balourds dont la fréquence ne peut guère dépasser quelques dizaines de Hertz, ce qui a pour conséquence de soumettre le sol au voisinage du pieu à des déplacements d'amplitudes importants. De plus, la possibilité d'adapter la fréquence aux caractéristiques du pieu et du sol est très limitée.

Le procédé que nous étudions fait appel à un excitateur électromagnétique qui a été conçu pour fournir des vibrations dans la gamme 1 500 - 3 000 Hz de façon à pouvoir exciter le pieu au voisinage de l'une de ses fréquences propres. Les amplitudes de déformation du pieu sont faibles (quelques dizaines de microns) et le sol n'est sollicité que dans un volume très réduit et à des fréquences totalement différentes des fréquences propres des constructions courantes. On devrait donc pouvoir utiliser ce procédé pour réaliser des fonçages près de bâtiments existants sans entraîner de désordre pour eux.

Une expérimentation systématique de fonçage sur modèle réduit réalisée dans du sable sec a permis de vérifier qu'il était possible d'utiliser ce procédé. Après avoir donné les principaux résultats de ces essais, nous proposerons une résolution théorique du problème en nous attachant plus particulièrement à l'influence du frottement latéral. Enfin, on comparera les résultats d'essais réalisés dans le cas d'une vitesse d'enfoncement nulle avec les résultats analytiques.

1 Essais systématiques de fonçage

1.1 Matériel utilisé

Le sol retenu pour les essais est un sable de Loire sec

et propre ne contenant que des éléments compris entre 0,125 et 2,5 mm. Les coefficients d'uniformité et de courbure, déterminés à partir de la courbe granulométrique (fig. 1), sont respectivement de 2,5 et 0,77, c'est-à-dire qu'il s'agit d'un sable mal gradué suivant la classification U.S.C.S.* Le sable sec est un matériau peu sensible au remaniement et dont la mise en place en volumes importants homogènes peut être réalisée de façon relativement satisfaisante, sinon sans problème. C'est la raison pour laquelle nous avons choisi ce type de matériau.

La cuve contenant le sol est un cylindre métallique de 0,98 m de diamètre et de 2,75 m de hauteur. Malgré tout le soin apporté au remplissage de cette cuve, il semble subsister une certaine variation de densité du sol, aussi bien dans le sens transversal que vertical, qui expliquerait en partie la dispersion des résultats. La densité moyenne du sable sur l'ensemble du volume mis en place varie de 1,67 à 1,69 d'un remplissage à l'autre, soit un écart relatif maximum de 1,2 %.

L'excitateur est du type électromagnétique à entrefers [4]. Il comporte des bobinages dont les uns sont alimentés en courant continu délivré par un générateur stabilisé et les autres en courant alternatif fourni par un amplificateur de puissance à l'entrée duquel est branché un générateur de fréquence. L'impédance du circuit alternatif est abaissée par l'utilisation d'un condensateur. Le schéma de principe de l'alimentation de l'excitateur est représenté à la figure 2. La superposition des champs magnétiques continus et alternatifs crée une force périodique dans les entrefers dont la section totale est de 20 cm². La masse de l'excitateur est de 7,5 kg. Le pieu est une barre pleine en acier étiré de 30 mm de diamètre et de 2,95 m de longueur. Il se termine à son extrémité inférieure par un cône d'angle au sommet de 120°. Il est fixé à l'excitateur par l'intermédiaire d'un capteur de force piézo-électrique qui mesure la force d'amplitude F

*Unified Soil Classification System (U.S.A.)

SABLES

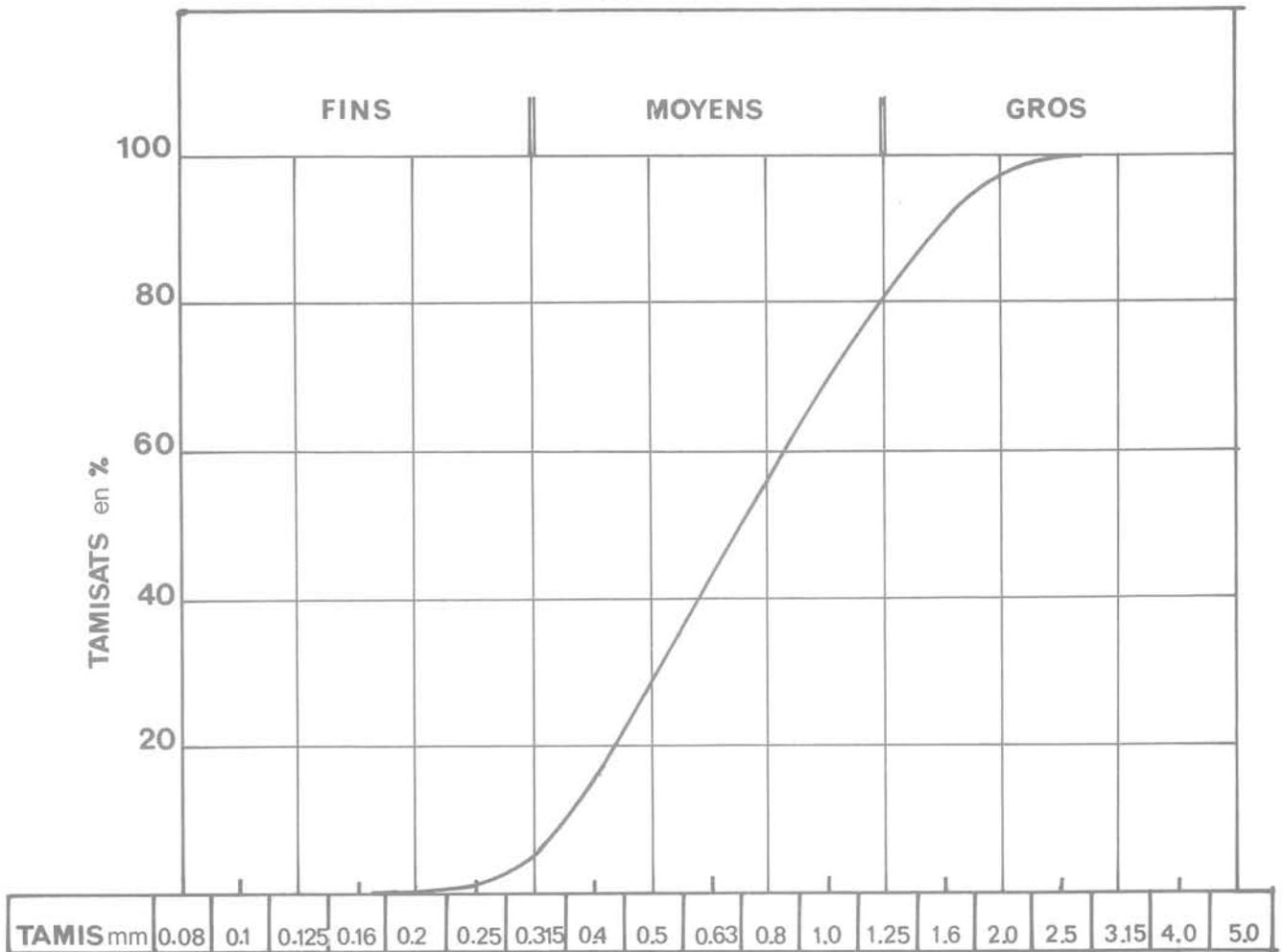


Fig. 1 Courbe granulométrique

appliquée par l'excitateur à la tête du pieu et qui dans toute la suite sera appelée « force de fonçage ». Un capteur supplémentaire mesure l'accélération de la section supérieure du pieu. On trouvera le schéma de principe de la chaîne de mesure à la figure 2.

Remarque :

Bernhard P.K. [1], [2] a également réalisé des essais de vibrofonçage à fréquence élevée. Mais le système d'excitation utilisé (du type bobine - aimant permanent) ne peut délivrer que des forces d'amplitudes faibles si on ne veut pas atteindre un poids exagéré. Aussi, les fiches qu'il a obtenues n'ont-elles pas dépassé une vingtaine de centimètres pour un pieu en acier de 19 mm de diamètre.

1.2 Principe des essais

Quelques essais préliminaires ont mis en évidence que seule une excitation à la fréquence de résonance de l'ensemble excitateur-pieu conduit à un fonçage efficace. L'impédance mécanique du vibreur n'étant pas négligeable devant celle du pieu, les fréquences de résonance sont différentes de celles du pieu isolé. Dans le système de Bernhard [1], [2], les vibrations sont créées par une bobine de masse très réduite :

fréquences de résonance de l'ensemble sont alors très voisines de celles du pieu.

Les fréquences de résonance du système excitateur-pieu non fiché ont été déterminées par un balayage en fréquence, effectué à courants fournis constants. La force de fonçage maximum est obtenue dans ces conditions pour 1 860 Hz, et c'est cette fréquence qui a été retenue pour les essais systématiques de fonçage. Chaque essai a été réalisé en maintenant constante la force de fonçage ainsi que le poids apparent P du système qui pouvait être modifié par l'adjonction de contre poids. Un système de guidage assurait le déplacement vertical du pieu (figure 3).

La courbe donnant la fiche X du pieu en fonction du temps t a été relevé pour chaque essai.

1.3 Principaux résultats

Les essais ont été menés en utilisant cinq valeurs différentes de l'amplitude de la force de fonçage : 50 daN - 75 daN - 100 daN - 125 daN et 150 daN et quatre valeurs du poids apparent : 15,2 daN - 17,4 daN - 19,5 daN et 21,6 daN. On trouvera à la figure 4 deux exemples de réseaux de courbes de fonçage. Le premier est obtenu pour une même amplitude de la force de fonçage et le second pour un même poids

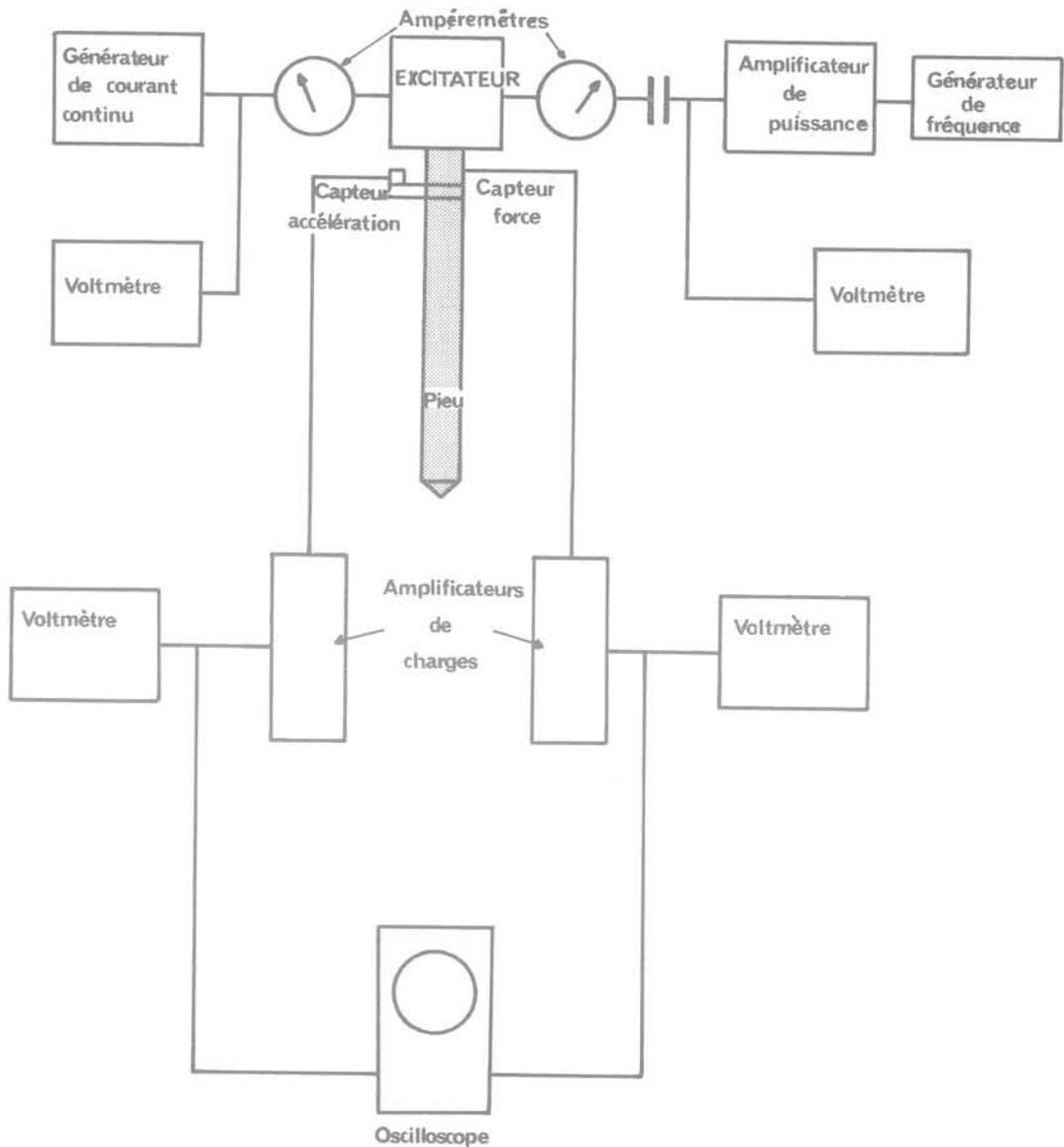


Fig. 2 Schéma du dispositif expérimental

apparent. Comme on pouvait s'y attendre, on constate que la vitesse d'enfoncement est une fonction croissante du poids du système ainsi que de la force de fonçage c'est-à-dire de l'énergie fournie au pieu.

A partir de courbes de fonçage, on a calculé point par point la vitesse d'enfoncement \dot{X} en fonction de la fiche X . A titre d'exemple, la figure 5 représente les points déduits des courbes de la figure 4. On constate que dans le plan $(\ln X, \ln \dot{X})$, les points s'ordonnent relativement bien autour de droites. On peut donc proposer une relation empirique de la forme :

$$\dot{X} = Q_2 X^{-Q_1} \quad (1)$$

où Q_1 et Q_2 sont des termes positifs fonction a priori des deux seuls paramètres F et P que nous avons fait varier. Les valeurs de Q_1 et Q_2 , calculées en exprimant la fiche en mètre et la vitesse en mètre par seconde, sont représentées respectivement sur les figures 6 et 7. La figure 5 a fait apparaître des droites parallèles, ce qui veut dire que le coefficient Q_1 serait indépendant du poids apparent P . Ce fait est confirmé par la figure 6 où l'on remarque que pour chaque valeur de F considérée, les points représentatifs de Q_1 sont disposés de façon quelconque par rapport aux valeurs de P . Bien que la dispersion des résultats soit

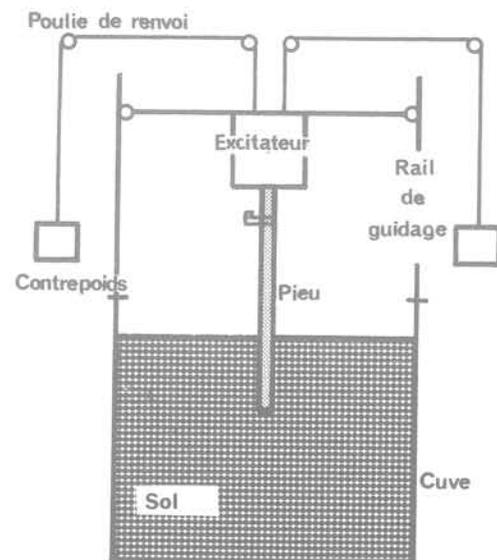


Fig. 3 Schéma de principe

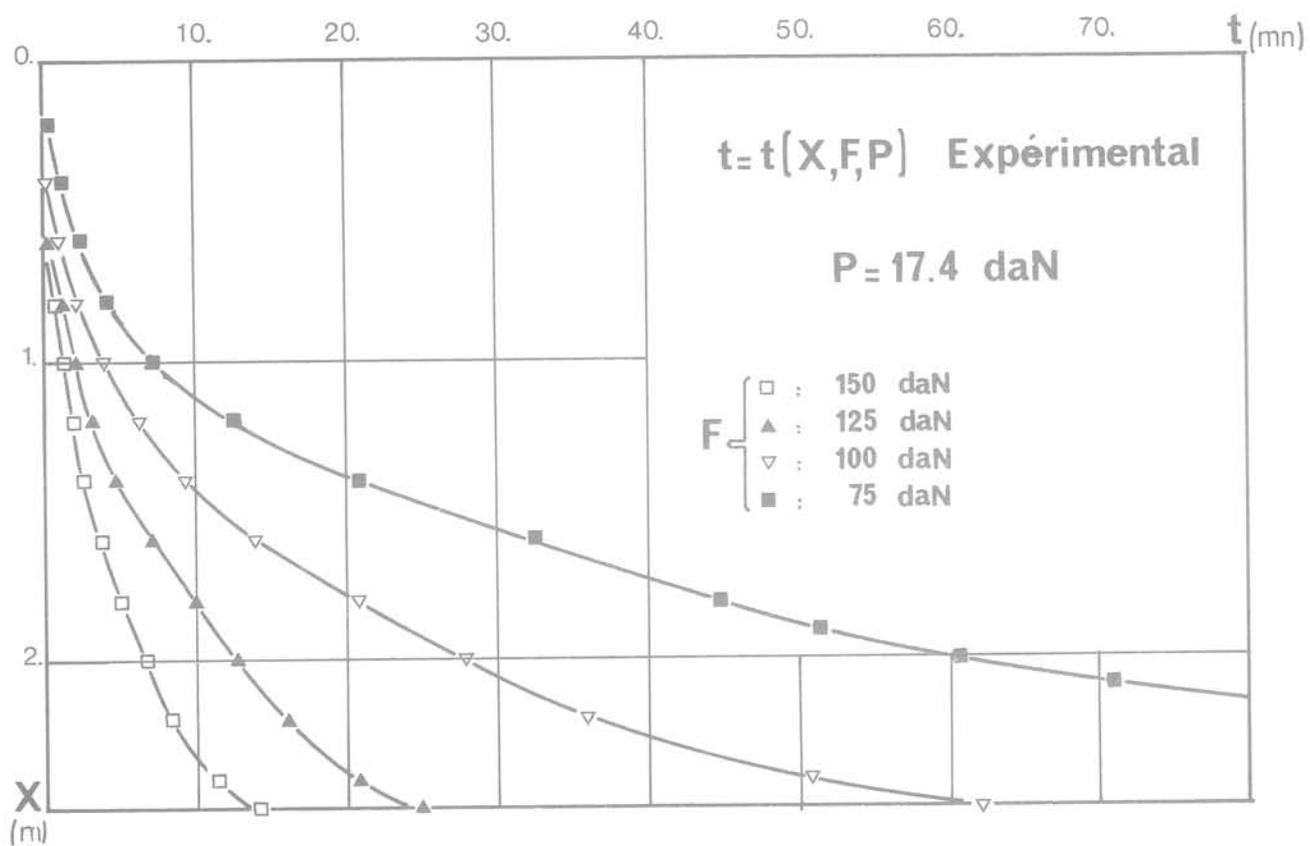
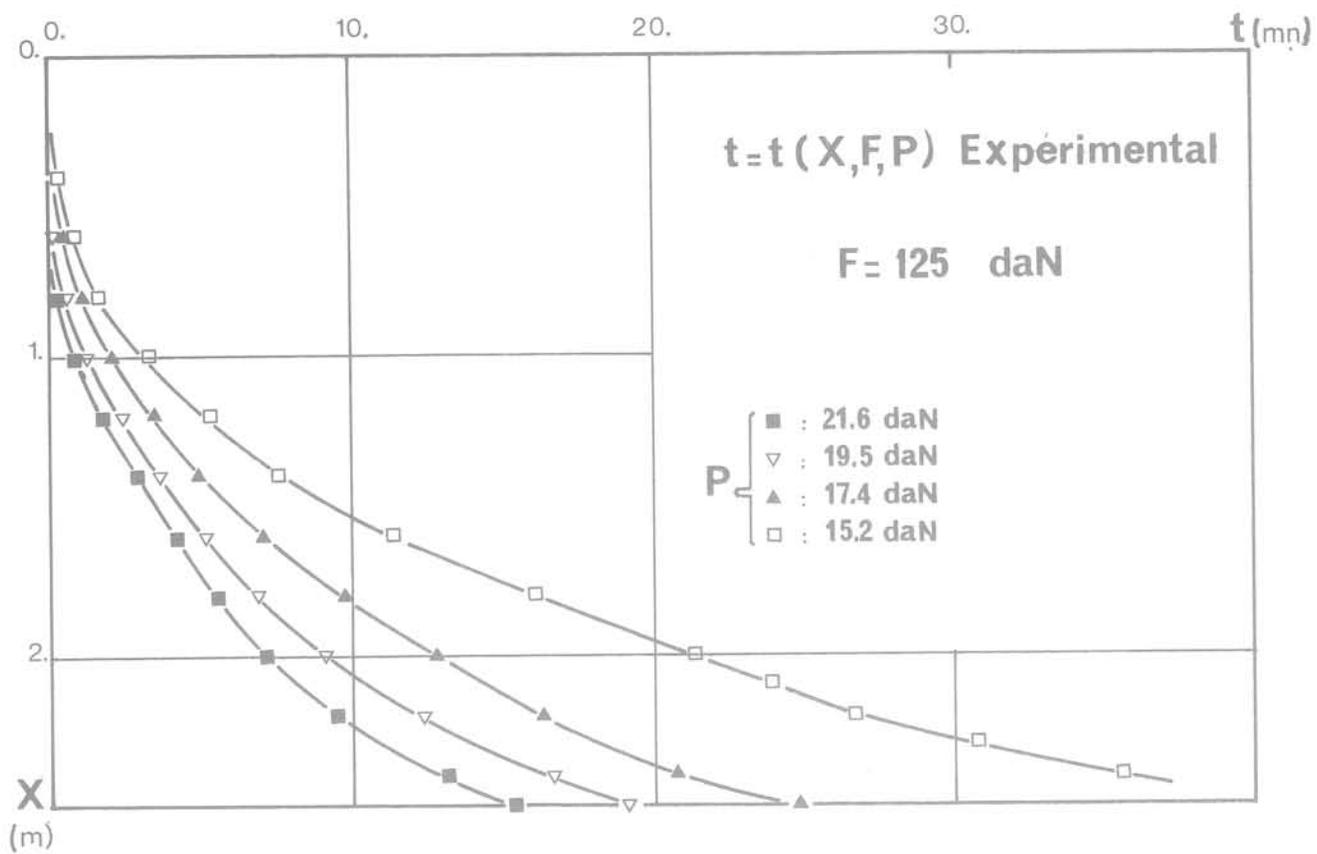


Fig. 4 Courbes de fonçage

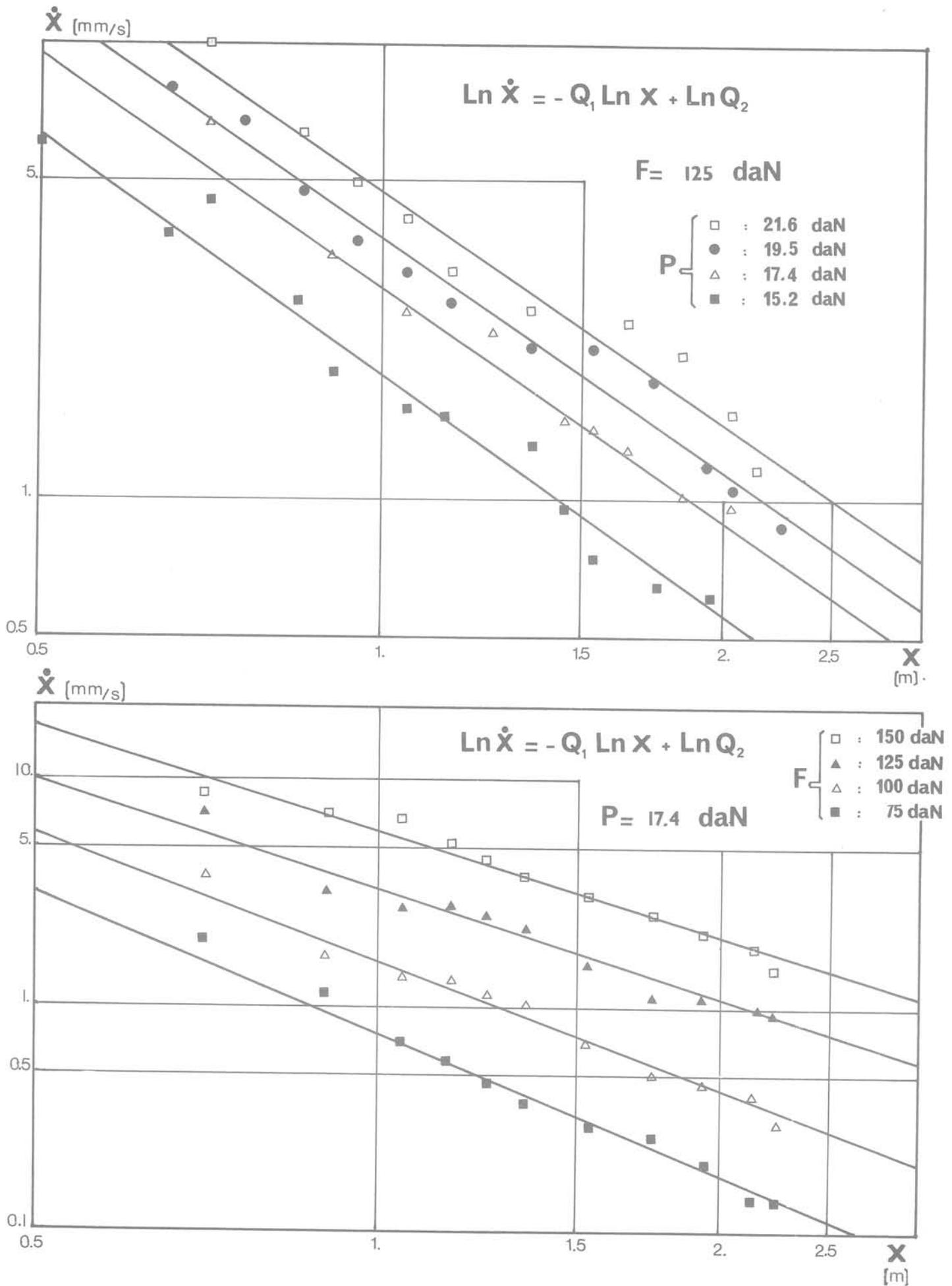


Fig. 5 Vitesse de fonçage

Fig. 6

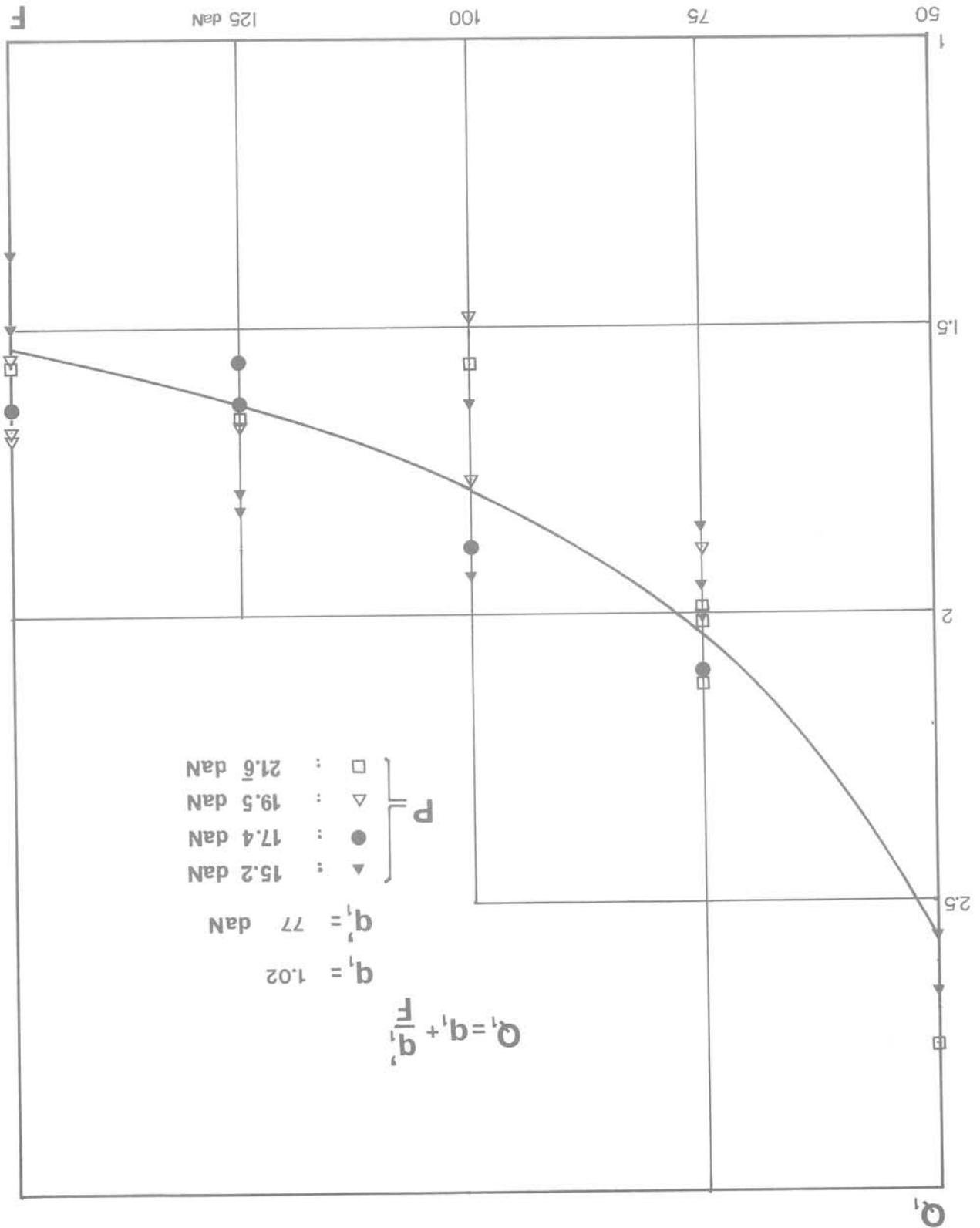
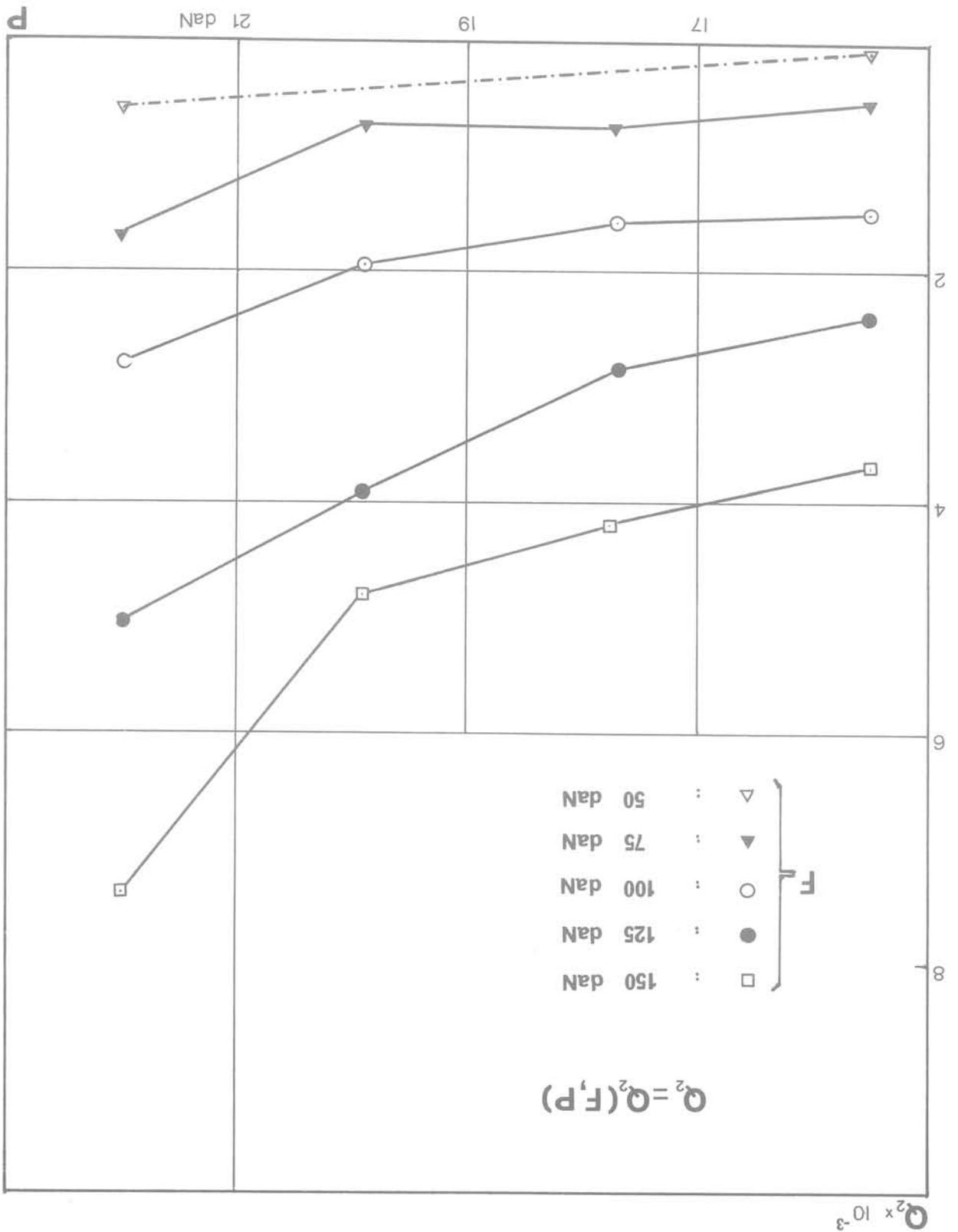


Fig. 7



Le comportement du sol sous le pieu peut être caractérisé à priori par une phase élastique schématisée par un ressort de raideur k_0 et par une phase plastique schématisée par une force F_p . Pour rendre compte de la dissipation d'énergie à la pointe du pieu, on peut également introduire un amortisseur de

$$m = \frac{M_p}{L} \quad k = nk_p = \frac{L}{E S n} \quad b = nb_p = \frac{L}{\eta S n} \quad (3)$$

alors les relations suivantes : Soient k_p et b_p respectivement la raideur et le coefficient d'amortissement équivalent de l'ensemble de la barre. Désignons par E le module d'Young du matériau et par η son coefficient de viscosité. On a

Le pieu est assimilable à une barre de masse M_p , de section uniforme S et de longueur L . Le comportement du matériau homogène et isotrope, constitutif de cette barre, est supposé identique à celui du solide de Kelvin-Voigt. Pour faciliter la mise en équation du mouvement de chaque section du pieu, la barre est décomposée en n éléments (figure 8). La valeur des masses élémentaires est m sauf aux extrémités où elle est $m/2$. Chaque élément a pour raideur équivalente k et pour coefficient d'amortissement équivalent b .

Le fonctionnement mécanique de l'excitateur peut être schématisé par deux masses M_1 et M_2 , un ressort de raideur K et un amortisseur de coefficient B . Une force alternative $\xi \cos \omega t$ s'applique entre les deux masses (figure 8). Cet excitateur ne transmet que des vibrations longitudinales au pieu.

l'interaction sol-pieu au cours d'un fongage dynamique est un phénomène extrêmement complexe dont l'étude ne peut être abordée que moyennant des hypothèses simplificatrices. Celles-ci porteront sur l'excitateur, sur le pieu et sur les forces de frottement latéral et les forces de pointe appliquées par le sol au

2.1 Hypothèses

Après avoir vérifié expérimentalement qu'il était possible d'obtenir des enfoncements importants en utilisant des vibrations à fréquence élevée, une résolution théorique du problème a été proposée [6]. On se limitera ici à rappeler les hypothèses utilisées et à donner les équations ainsi que les principaux résultats obtenus.

2 Analyse théorique du problème

Bien que nous ayons limité les essais à un seul type de sol, nous estimons qu'avec une autre granulométrie, on obtiendrait les mêmes résultats (même allure des courbes avec des valeurs numériques différentes).

L'étude des variations de Q_2 est plus complexe dans la mesure où ce coefficient dépend de P et de F . La figure 7 montre que Q_2 est une fonction croissante du poids apparent et de la force de fongage. On remarque que l'influence du poids est d'autant plus sensible que la force de fongage est importante. En toute première approximation, on peut estimer que le coefficient Q_2 est une fonction du carré de F . Le domaine de variation du poids apparent est trop réduit pour que l'on puisse proposer une loi de variation.

relativement importante, on peut en première approche proposer une loi empirique de Q_1 en fonction de F sous une forme hyperbolique :

$$Q_1 = q_1 + q_1' F^{-1}$$

— pour un élément quelconque du pieu ($i = 1$ à $n - 1$) :

$$m \ddot{u}_i = k(u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}) + b(\dot{u}_{i+1} - 2\dot{u}_i + \dot{u}_{i-1}) - h_i k_0 \ddot{u}_i + k(u_i - u_0) - B(\dot{u}_i - \dot{u}_0) + b(\dot{u}_i - \dot{u}_0) - \xi \cos \omega t \quad (10)$$

$$M_1 \ddot{u}_1 = k(u_2 - u_1) + B(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + \xi \cos \omega t \quad (9)$$

— pour les deux masses de l'excitateur : Les équations régissant le mouvement périodique de chaque élément s'écrivent :

2.2 Mise en équation - Solution

Deux cas particuliers peuvent se présenter : — la vitesse d'ensemble est nulle : la force de frottement moyenne sur une période est alors nulle; — la vitesse d'ensemble est supérieure au module de la vitesse périodique : la force de frottement est constante pendant toute la période.

La vitesse d'un élément est donc la somme d'une vitesse périodique u_i et d'une vitesse d'ensemble X supposée constante sur une période. La figure 10 visualise les variations de la force de frottement latéral F_{ei} en fonction du temps dans le cas d'une vitesse périodique sinusoidale.

$$y_i = X + u_i \quad (8)$$

et pour le pieu :

$$y_i = X + U_i \quad (7)$$

On a donc pour l'excitateur :

Le mouvement de chaque élément du système excitateur-pieu peut se décomposer en un mouvement de translation d'ensemble X et en un mouvement périodique u autour de la position d'équilibre.

Si l'élément i est hors du sol : $\alpha_i = 0$.

$$F_{ei} = -k \alpha_i \operatorname{sgn}(\dot{y}_i) \quad (5)$$

avec : Si on désigne par y_i la vitesse de déplacement d'un élément i du pieu, de périmètre s et de longueur l_i , la force de frottement latérale F_{ei} appliquée par le sol à cet élément a pour expression :

$$\sigma(x) = cx \quad (4)$$

linéaire de x : Dans une première approche du problème, nous considérerons que f est constant le long du pieu et que la pression normale $\sigma(x)$ appliquée par le sol en un point du pieu situé à la profondeur x est une fonction

du pieu et des vibrations auxquelles est soumis le pieu. Nous supposons donc que le frottement sol-pieu est sable sec qui est un matériau essentiellement frottant. saturés, il apparaît difficilement applicable au cas du schéma semble bien adapté au cas des sols fins

Le modèle usuel développé à partir de celui de Smith [7] fait appel à des ressorts et à des amortisseurs pour représenter l'action latérale du sol sur le pieu. Si ce schéma semble bien adapté au cas des sols fins saturés, il apparaît difficilement applicable au cas du sable sec qui est un matériau essentiellement frottant.

est soumis le pieu. coefficient B_s (figure 8). Tous ces termes dépendent entre autres de la fiche du pieu, des caractéristiques du sol et des caractéristiques des vibrations auxquelles

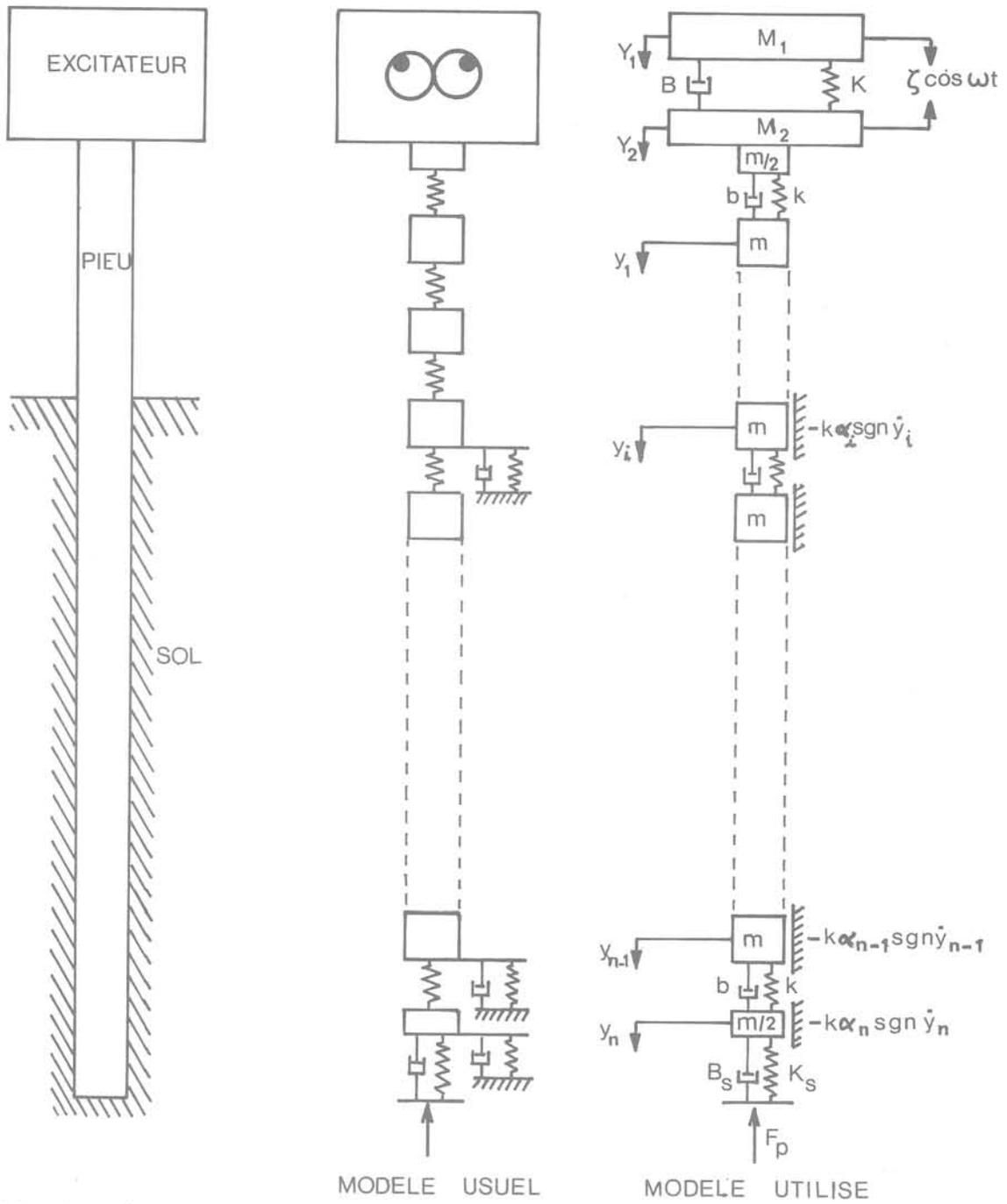


Fig. 8 Schéma du système

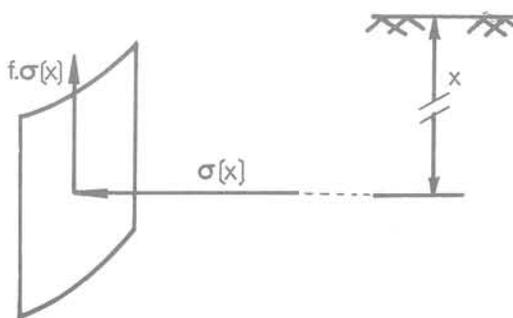


Fig. 9

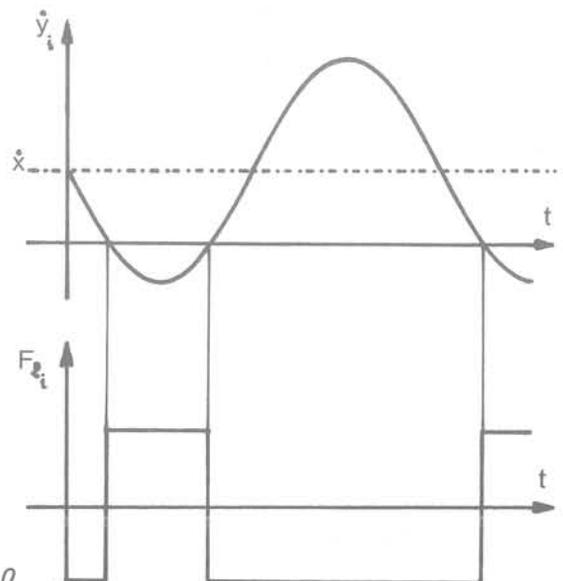


Fig. 10

— pour le dernier élément du pieu :

$$\frac{m}{2} \ddot{u}_n = -k(u_n - u_{n-1}) - K_s u_n - b(\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) - B_s \dot{u}_n - h'_n k \alpha_n \quad (12)$$

Si \dot{y}_i ne change pas de signe sur une période : $h'_i = 0$.
Si \dot{y}_i change de signe sur une période : $h'_i = \text{sgn}(\dot{y}_i)$.
Ce système non linéaire peut être résolu par la méthode de Van Der Pol qui consiste en une linéarisation au premier ordre en supposant que le mouvement de chaque élément est sinusoïdal :

$$u_i = \frac{\xi_i \mathcal{A}_i}{K_p} \cos(\omega t + \varphi_i) \quad i = 1 \text{ à } n$$

$$U_i = \frac{\xi_i \mathcal{A}'_i}{K_p} \cos(\omega t + \Phi_i) \quad i = 1 \text{ à } 2 \quad (13)$$

$\mathcal{A}_i, \mathcal{A}'_i, \varphi_i, \Phi_i$ représentent respectivement les amplitudes réduites et les phases des éléments du pieu et des éléments de l'excitateur.

Introduisons les variables sans dimensions :

$$\mu_1 = \frac{M_1}{M_p} \quad \mu_2 = \frac{M_2}{M_p}$$

$$\delta = \frac{K}{K_p} \quad \delta_s = \frac{K_s}{K_p} \quad (14)$$

$$\beta = \frac{B}{B_p} \quad \beta_s = \frac{B_s}{B_p}$$

On définit le paramètre ψ caractéristique de la vitesse d'ensemble par :

$$\psi = \frac{\dot{X} K_p}{\omega \xi} \quad (15)$$

et le paramètre λ caractéristique du frottement :

$$\lambda = \frac{f c}{\xi} \quad (16)$$

qui a la dimension inverse d'un volume.

On obtient alors la solution suivante :

$$\mathcal{A}_{i-1}^2 = C_i^2 + S_i^2 \quad \cos \Delta\varphi_i = \frac{C_i}{\mathcal{A}_{i-1}} \quad \sin \Delta\varphi_i = \frac{S_i}{\mathcal{A}_{i-1}}$$

avec :

$$C_n = \frac{1}{dn^2} \left\{ \left[dn^2 - \frac{r^2}{2} + n(\delta_s + 4\varepsilon^2 r^2 \beta_s) \right] \mathcal{A}_n + \frac{8n\varepsilon r}{\pi} h_n \lambda s \ell_n X_n \right\}$$

$$S_n = -\frac{1}{dn^2} \left\{ \varepsilon r^2 [r + 2n\varepsilon(\delta_s + \beta_s)] \mathcal{A}_n + \frac{4n}{\pi} h_n \lambda s \ell_n X_n \right\}$$

$$C_i = \frac{1}{dn^2} \left\{ (2dn^2 - r^2) \mathcal{A}_i - dn^2 \mathcal{A}_{i+1} \cos \Delta\varphi_{i+1} + \frac{8n\varepsilon r}{\pi} h_i \lambda s \ell_i X_i \right\}$$

$$S_i = -\frac{1}{dn^2} \left\{ 2\varepsilon r^3 \mathcal{A}_i - dn^2 \mathcal{A}_{i+1} \sin \Delta\varphi_{i+1} + \frac{4n}{\pi} h_i \lambda s \ell_i X_i \right\}$$

$$\mathcal{A}'_1{}^2 = \frac{H^2 + G^2}{\mu_1^2 r^4} \quad \cos \Delta\Phi = \frac{H}{\mu_1 r^2 \mathcal{A}'_1} \quad \sin \Delta\Phi = \frac{G}{\mu_1 r^2 \mathcal{A}'_1} \quad (17)$$

avec :

$$H = n \left\{ \left[1 - \left(n\mu_2 + \frac{1}{2} \right) \frac{r^2}{n^2} \right] \mathcal{A}'_2 + [2\varepsilon r \sin \Delta\varphi_1 - \cos \Delta\varphi_1] \mathcal{A}_1 \right\}$$

$$G = n \left\{ -2\varepsilon r \mathcal{A}'_2 + [2\varepsilon r \cos \Delta\varphi_1 + \sin \Delta\varphi_1] \mathcal{A}_1 \right\}$$

$$\cos \Phi_1 = (\delta - \mu_1 r^2) \mathcal{A}'_1 + (2\varepsilon r \beta \sin \Delta\Phi - \delta \cos \Delta\Phi) \mathcal{A}'_2$$

$$\sin \Phi_1 = -2\varepsilon r \beta \mathcal{A}'_1 + (2\varepsilon r \beta \cos \Delta\Phi + \delta \sin \Delta\Phi) \mathcal{A}'_2$$

Précisons encore que les relations donnant C_i et S_i sont valables pour $i = 1$ à $n - 1$.

Si l'élément i est hors du sol ou si $\psi > \mathcal{A}_i$, $h_i = 0$.

Si l'élément i est dans le sol et si $\psi \leq \mathcal{A}_i$, $h_i = \sqrt{1 - \left(\frac{\psi}{\mathcal{A}_i} \right)^2}$ (18)

Les déphasages sont définis par :

$$\Delta\varphi_i = \varphi_i - \varphi_{i-1} \quad i = 1 \text{ à } n$$

et $\Delta\Phi = \Phi_2 - \Phi_1$ (19)

2.3 Analyse d'un cas particulier

L'objectif fixé étant de déterminer l'influence du frottement latéral, il a semblé indispensable de réduire au maximum le nombre de paramètres. On se limite donc ici au cas particulier d'une vitesse d'enfoncement d'ensemble nulle ($\psi = 0$) et d'une force de pointe nulle ($K_s = 0, B_s = 0, F_p = 0$).

Pour ce genre d'étude, il est indispensable de tenir compte de l'amortissement interne du matériau constitutif du pieu. On a déjà pu mettre en évidence [5] le faible écart sur les valeurs des fréquences de résonance entre le système amorti et le système non amorti. Par contre, dans ce dernier cas, les amplitudes de déformation deviennent infinies, ce qui non seulement n'a pas de sens physique mais encore rend délicat la résolution numérique du système d'équation (17).

Les principaux résultats sont les suivants [6] :

— l'amplitude a_i de déplacement d'un élément quelconque du pieu ainsi que l'amplitude de la force de fonçage sont une fonction linéaire du paramètre caractéristique λ de frottement et en toute première approximation une fonction du carré de la fiche. On a donc la relation semi-empirique extrêmement simple :

$$\frac{a_i}{a_{i0}} = \frac{F}{F_0} = 1 - \bar{\alpha} \lambda \left(\frac{X}{L} \right)^2 \quad (20)$$

où a_{i0} et F_0 désignent respectivement les amplitudes de déplacement et de la force de fonçage pour une fiche nulle. Le terme $\bar{\alpha}$, qui a la dimension d'un volume, ne dépend que des caractéristiques du pieu et de l'excitateur ainsi que de la fréquence des vibrations. Pour un système donné, la valeur numérique de $\bar{\alpha}$ est plus faible si la fréquence d'excitation correspond à l'existence d'un ventre de vibration en tête du pieu que si elle correspond à l'existence d'un nœud. Des variations de λ ou de X entraîneront donc des variations relatives des amplitudes moindres dans le premier cas que dans le second.

La relation (20) n'est valable que lorsque le rapport des amplitudes est supérieur à 0,15. On se limitera à ce cas dans toute la suite. Il est à remarquer également que cette relation (20) est très approchée pour les petites fiches.

— Les fréquences de résonance sont pratiquement indépendantes de la fiche et du paramètre de frottement, et la déformée du pieu reste très voisine d'une sinusoïde.

3 Vérification expérimentale

La vérification expérimentale présentée ici ne porte que sur le cas particulier exposé au § 2, 3.

3.1 Dispositif expérimental

Le but des essais était en particulier de déterminer les variations des amplitudes de déformation d'un pieu en fonction de la fiche, des amplitudes initiales et de la fréquence de résonance. Dans un premier temps, on se proposait de répartir cinq accéléromètres dans un tube de façon à définir au moins approximativement l'allure de la déformée. Ce système a dû être abandonné : le montage des capteurs nécessitant un nombre important de pièces fixées les unes aux autres, le pieu ne se comportait plus comme une barre de section uniforme. Il a donc fallu se limiter à la mesure des accélérations à la pointe du pieu. Pour cela, on a utilisé un tube en acier fermé à son extrémité inférieure par un cône d'angle au sommet 120°. L'accéléromètre est fixé à l'intérieur du tube sur ce cône. A cette modification près, le dispositif expérimental ne diffère pas de celui représenté à la figure 2.

Le matériel d'essai a les caractéristiques suivantes :

- l'excitateur $M_1 = 4,69 \text{ kg}$ $M_2 = 3,12 \text{ kg}$
 $k = 6,28 \cdot 10^8 \text{ N/m}$
- le pieu $M_p = 7,11 \text{ kg}$ $L = 1,76 \text{ m}$
 diamètre extérieur : 35,3 mm
 section d'acier : 5,18 cm²
 $E = 2 \cdot 10^{12} \text{ Pa}$.

Pour éviter les problèmes évoqués précédemment, on n'a pas négligé l'amortissement interne du matériau constitutif de la barre. Une étude précédente [5] a montré que pour l'acier un coefficient de viscosité η de 10^5 Pl est une valeur raisonnable qui n'introduit que des écarts parfaitement négligeables par rapport aux résultats établis en l'absence d'amortissement [3] tant qu'il ne s'agit pas dans l'absolu des valeurs des amplitudes de déplacement. En contre partie, on a négligé l'amortissement interne de l'excitateur.

— Le sable et la cuve utilisés pour ces mesures sont les mêmes que ceux qui ont servi aux essais de fonçage (§ 1.1).

3.2 Vérifications préliminaires

Avant de faire des mesures dans du sable, on a vérifié la bonne concordance entre le modèle excitateur-pieu et le matériel existant dans le cas d'une fiche nulle.

Fréquences de résonance

La première vérification porte sur la comparaison entre les fréquences de résonance calculées et mesurées. Seuls les deuxième et troisième modes ont été retenus ici. Les résultats consignés dans le tableau ci-dessous montrent la très bonne concordance entre le modèle et le matériel réel.

	Fréquences de résonance (Hertz)		
	Calculées	mesurées	écart
2 ^e mode : N_2	2100	2220	5,7 %
3 ^e mode : N_3	2898	2988	3,1 %

Tableau 1

Soient a_{n_0} et a_0 les amplitudes respectivement de la pointe et de l'extrémité supérieure du pieu. Dans le cas d'un milieu non amorti, il a été établi que [3] :

$$\frac{a_{n_0}}{a_0} = \left| \cos \left(2\pi N L \sqrt{\frac{\rho}{E}} \right) \right| \quad (21)$$

où N désigne la fréquence d'excitation et ρ la masse volumique du matériau.

Ce rapport vaut 0,135 à 2220 Hz et 0,971 à 2988 Hz. L'extrémité inférieure du pieu étant libre, on y trouve toujours un ventre de vibration. Par conséquent, à la fréquence N_2 on a presque un nœud de vibration alors qu'à la fréquence N_3 on y a pratiquement un ventre.

Amplitude de la force de fonçage et de l'accélération de la pointe

Deux éléments seront mesurés au cours des essais : l'amplitude F de la force de fonçage et l'amplitude γ_n de l'accélération de pointe. Il est intéressant de comparer les résultats théoriques et expérimentaux en l'absence de sol. Il a été établi dans le cas d'un milieu non amorti [3] :

$$\frac{F_0}{\gamma_{n_0}} = \frac{S\sqrt{E\rho}}{2\pi N} \left| \sin \left(2\pi N L \sqrt{\frac{\rho}{E}} \right) \right| \quad (22)$$

où F_0 et γ_{n_0} désignent respectivement les amplitudes de la force de fonçage et de l'accélération de la pointe pour une fiche nulle.

Les résultats expérimentaux portent sur une dizaine de valeurs obtenues à différents niveaux de vibration. Le tableau 2 confirme la très bonne concordance entre le modèle et le système réel.

Fréquence	F_0/γ_{n_0}		
	Calcul	Mesure	Écart moyen
N_2	1,45	$1,53 \pm 0,01$	5,5 %
N_3	0,261	$0,275 \pm 0,008$	5,4 %

Tableau 2

Calcul des coefficients $\bar{\alpha}$

L'application numérique des relations (17) et (20) à partir des valeurs indiquées au § 3.1 conduit aux résultats suivants :

$$\begin{aligned} \bar{\alpha}(N_2) &= 0,268 \text{ m}^3 \\ \bar{\alpha}(N_3) &= 0,0846 \text{ m}^3 \end{aligned} \quad (23)$$

Le calcul indique donc que les variations relatives des amplitudes avec X et λ devraient être environ trois fois plus faibles pour le troisième mode que pour le deuxième.

3.3 Principe des mesures

Après ces vérifications préliminaires, une série de mesures a été réalisée en présence de sable. Le principe expérimental retenu est le suivant : le système excitateur-pieu est vibro-foncé jusqu'à une fiche de 1,5 m environ. Il est ensuite attaché à un point fixe par l'intermédiaire d'un anneau dynamométrique (figure 11). Dans cette configuration, quatre forces « constantes » (désignées ainsi par opposition aux forces périodiques) équilibrent le système : la résultante des forces de pointe, la résultante des forces de frottement latéral, le poids du pieu et de l'excitateur, et la force reprise par l'anneau dynamométrique.

En admettant que le frottement latéral est du type sec, la force moyenne sur une période est nulle lorsque la vitesse d'ensemble est nulle (§ 2.1). De façon à diminuer le plus possible sinon à annuler les forces de pointe, le pieu est remonté de quelques centimètres à l'aide d'un vérin. Ainsi, si les hypothèses retenues

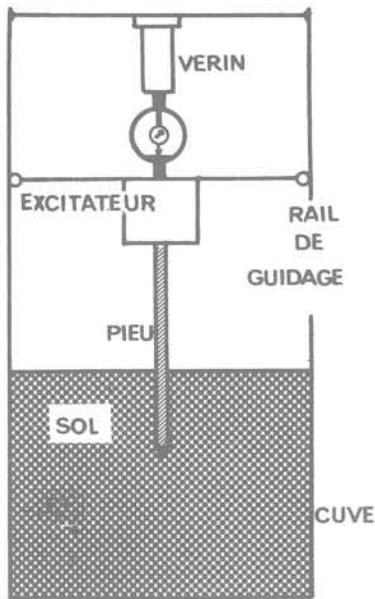


Fig. 11 Schéma de principe

jusqu'ici sont vérifiées, l'anneau dynamométrique doit encaisser très exactement le poids du système. Cette condition était vérifiée pour les quelques 230 points de mesure réalisés.

Après avoir relevé les valeurs fournies par les capteurs de force et d'accélération, le pieu était remonté d'une dizaine de centimètres et de nouvelles mesures étaient effectuées. Ce processus a été réitéré jusqu'à l'extraction complète. Pour chaque essai (c'est-à-dire de la fiche maximum à la fiche nulle), on a fourni à l'excitateur des courants continu et alternatif constants : on utilisait donc une même amplitude ξ de la force d'excitation. Par contre, cette force d'excitation était modifiée d'un essai à l'autre.

3.4 Résultats des mesures

Proportionalité entre la force de fonçage et l'accélération de la pointe

Dans un premier temps, il convenait de vérifier la première partie de la relation (20), c'est-à-dire de s'assurer que le rapport F/γ_n est indépendant de la fiche et de l'amplitude de la force d'excitation. Sur les 230 couples (F, γ_n) dont nous disposons, l'écart se situe aux alentours de 6 %, atteignant toutefois exceptionnellement 10 %. On peut donc s'estimer satisfait des résultats.

Par ailleurs, il a été impossible de mettre en évidence une modification significative des fréquences de résonance du système avec la fiche, ce qui confirme les résultats de l'étude théorique [6].

Variation de a_n/a_{n_0} en fonction de la fiche

On trouvera à la figure 12 un exemple de la façon dont se disposent les points expérimentaux dans le diagramme ($X^2/L^2, a_n/a_{n_0}$). Il est à remarquer que toutes les courbes obtenues présentent la même allure : elles ne peuvent pas être assimilées à des droites passant par (0, 1). Par contre, la linéarisation est possible en utilisant deux segments de droite. L'intersection de ces deux droites a, dans ce même repère, une abscisse qui varie entre 0,05 et 0,15.

La constatation de l'existence d'une bilinéarité nous amène à reconsidérer les résultats théoriques. En donnant la relation (20), il a été précisé qu'elle était très approchée pour les petites fiches. A la figure 13, sont représentés les points calculés à partir des relations (17) à titre d'exemple pour $\gamma = 3 \text{ m}^{-3}$. On remarque que pour la fréquence N_2 , il existe effectivement un changement de pente en un point d'abscisse voisine de 0,08, valeur située dans l'intervalle obtenu expérimentalement. Pour la fréquence N_3 , ce changement de pente existe également, mais il est pratiquement indécélable.

Si on peut donc justifier la bilinéarité expérimentale, il n'en reste pas moins que le changement de pente est beaucoup plus important que ne le laisse prévoir la théorie.

Variation de a_n/a_{n_0} en fonction de a_{n_0}

Les domaines de variations de $F_0, \gamma_{n_0}, a_{n_0}$ ont été respectivement de 380 à 1 090 N, de 245 à 700 m/s^2 et de 1,25 à 3,6 microns à 2 220 Hz et de 140 à 485 N, de 510 à 1 730 m/s^2 et de 1,44 à 4,9 microns à 2 988 Hz. Si pour chaque essai on a bien les résultats indiqués ci-dessus, la dispersion d'un essai à l'autre est trop importante pour que l'on puisse donner une loi de variation des pentes des droites en fonction des conditions initiales. Concernant les pentes de la seconde partie linéaire, il est toutefois possible de donner les indications suivantes :

- globalement pour chacune des fréquences, la valeur absolue p de cette pente est une fonction décroissante de a_{n_0} , ce qui signifie que les variations des amplitudes sont d'autant plus faibles que ces amplitudes sont grandes initialement;
- systématiquement, pour une même valeur des courants fournis à l'excitateur, la valeur de p est plus faible à 2 988 Hz qu'à 2 220 Hz. On peut préciser que pour N_2 , p varie entre 0,4 et 0,8 et que pour N_3 , p varie entre 0,1 et 0,3, soit un rapport variant de 2,7 à 4. Ces chiffres sont à rapprocher de la valeur théorique 3,16 du rapport des pentes obtenu pour un même λ . Si l'on admet que le rendement de l'excitateur est indépendant de la fréquence, c'est-à-dire qu'à des courants fournis donnés, il correspond à une seule valeur de l'amplitude ξ de la force d'excitation, on constate que les variations des amplitudes sont systématiquement plus faibles à 2 988 Hz qu'à 2 220 Hz. Si c'est bien le niveau des vibrations qui conditionne la diminution du coefficient de frottement, la fréquence N_3 devrait conduire à un enfoncement plus rapide que la fréquence N_2 , toutes choses égales par ailleurs. Les courbes données à titre purement indicatif à la figure 14 confirment cette conclusion.

Conclusion :

Au terme de cette étude, trois conclusions s'imposent :

- le vibrofonçage à fréquence élevée est possible et les vitesses d'enfoncement sont d'autant plus grandes que le poids du système excitateur-pieu ainsi que l'amplitude de la force de fonçage sont importants;
- l'hypothèse d'un frottement latéral du type sec n'a jamais pu être mise en défaut par les résultats des expérimentations;
- comme le laissait prévoir la théorie, c'est la fréquence correspondant à l'existence d'un ventre de

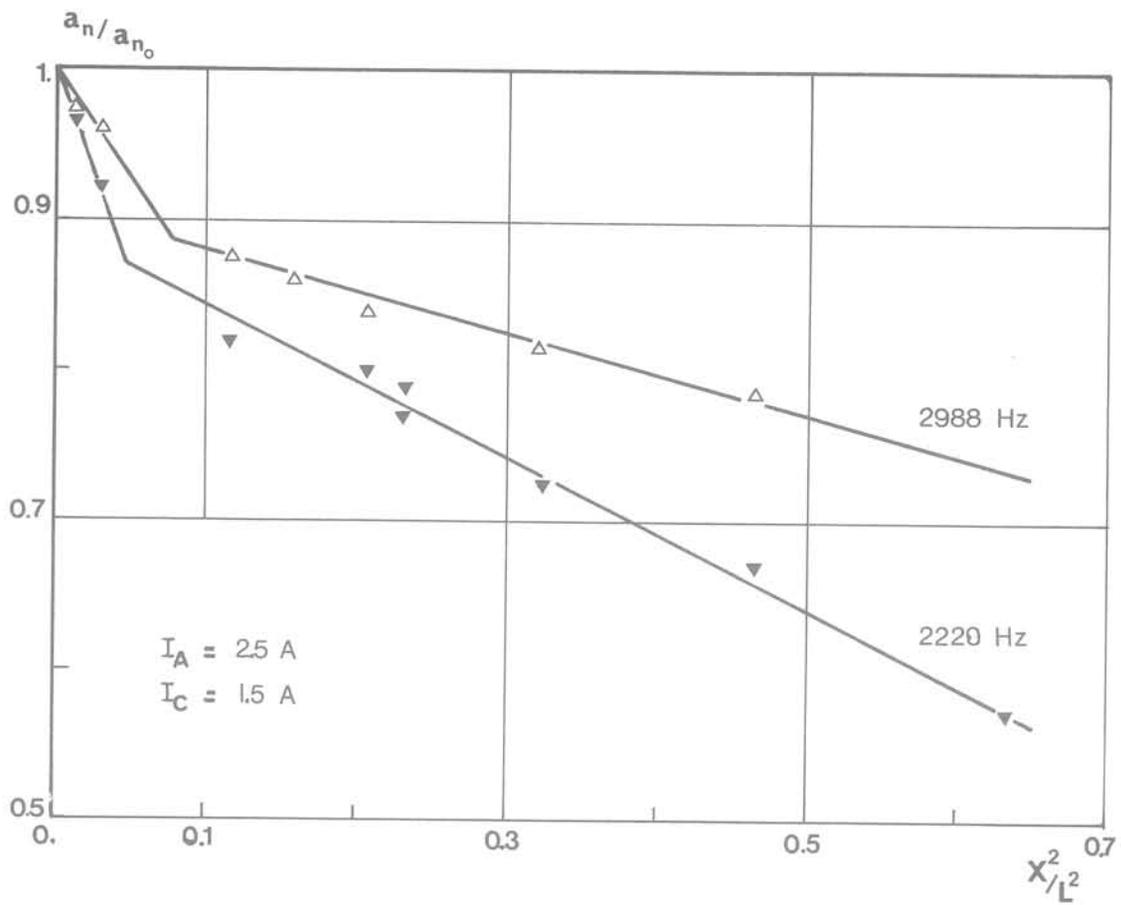


Fig. 12 Variations expérimentales des amplitudes

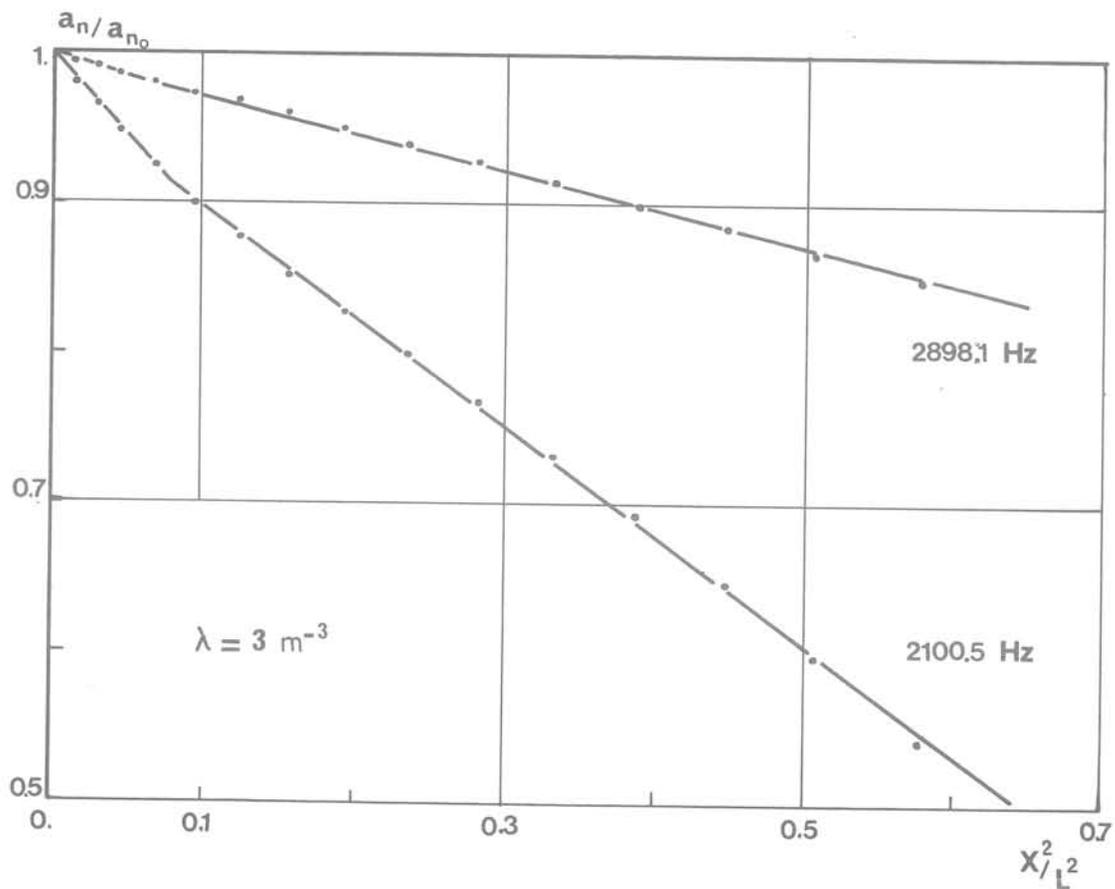


Fig. 13 Variations théoriques des amplitudes

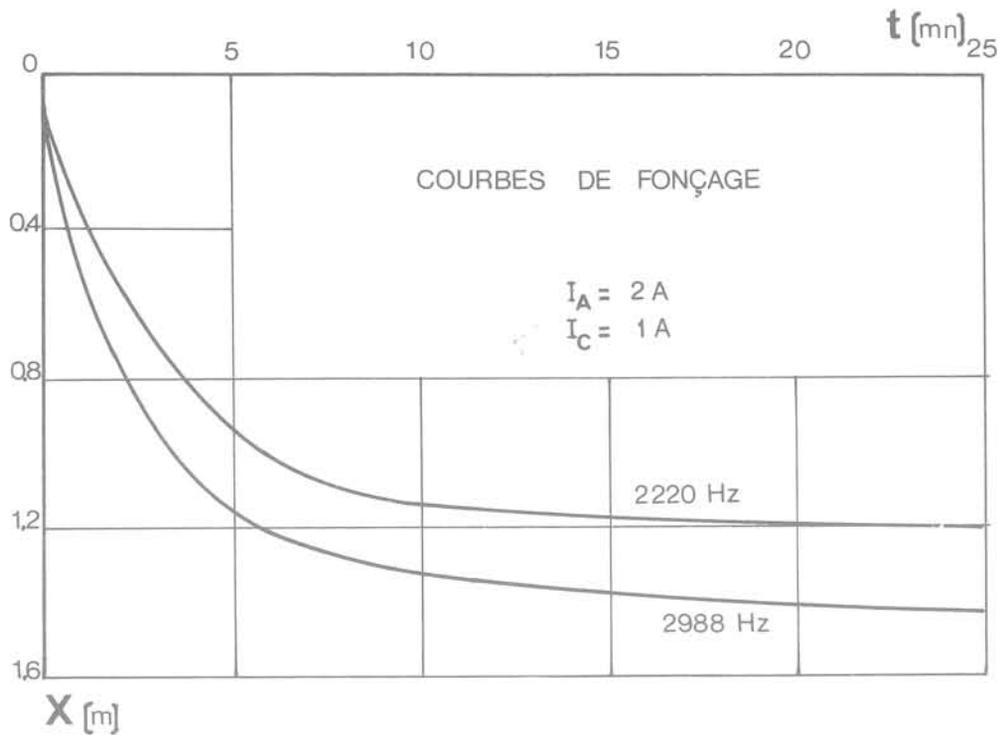


Fig. 14 Courbes de fonçage

vibration en tête qui conduit aux variations les plus faibles des amplitudes de déformation du pieu et aux enfoncements les plus rapides. C'est l'existence de ce ventre qui permet la transmission d'une énergie importante de l'excitateur au pieu donc au sol.

Nous estimons que ces trois points peuvent être extrapolés aux cas réels. Néanmoins, une vérification sur des essais en grandeur nature est souhaitable. En attendant, la suite de l'étude sera consacrée aux énergies fournies au pieu et dissipées par le frottement latéral. Un montage expérimental destiné à mesurer ces termes est actuellement en cours d'élaboration. Il conviendra également de comparer ces énergies à celles mises en jeu avec les moyens classiques de fonçage. Un problème subsiste : celui de la dispersion des résultats due vraisemblablement à des variations même faibles de la densité du sol : il semble que ce terme soit finalement le paramètre essentiel du problème du vibrofonçage à fréquence élevée.

Références Bibliographiques

[1] BERNHARD P.K. (1967) « Fluidization phenomena in soils during vibrocompaction and vibro-pile-driving and pulling. » Cold Regions Research and Engineering Laboratory - Hanover - New Hampshire - octobre 1967.

[2] BERNHARD P.K. (1968) « Pile-soil Interactions during Vibro-Pile-Driving. » Journal of Materials, Vol. 3 n° 1 - mars 1968 - pages 178-209.

[3] DUBIGEON S. - SIEFFERT J.G. (1975) « Étude du système formé par un excitateur et une barre de section uniforme. » Annales E. N. S. M. Nantes - 2^e semestre 1975 - pages 17-27.

[4] SIEFFERT J.-G. (1974) « Contribution à l'étude expérimentale du vibrofonçage des pieux à fréquence élevée. » Thèse de Docteur-Ingénieur - Nantes - avril 1974.

[5] SIEFFERT J.-G. (1978) « Contribution à l'étude du vibrofonçage des palplanches. Étude du rôle de l'amortissement interne dans un système excitateur à haute fréquence-barre. »

[6] SIEFFERT J.-G. « Comportement d'une palplanche partiellement fichée dans le sol et soumise à une excitation sinusoïdale longitudinale. » Annales des Ponts et Chaussées (à paraître).

[7] SMITH E.-A.-L. (1960) « Pile-driving analysis by the wave equation » Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division - Proceedings of the A.S.C.E. Vol. 86 n° SM4 - Août 1960 - pages 35-61.

Principales notations

$A_i, a_i :$	amplitude du déplacement périodique	$ L $
$\mathcal{A}_i, \mathcal{A}'_i :$	amplitude réduite du déplacement périodique	
$B, B_p, B_s, b :$	coefficient d'amortissement	$ MT^{-1} $
$E :$	module d'Young du pieu	$ ML^{-1}T^{-2} $
$F :$	amplitude de la force de fonçage	$ MLT^{-2} $
$F_{ei} :$	force de frottement latéral sur l'élément i	$ MLT^{-2} $
$F_p :$	phase plastique de la force de pointe	$ MLT^{-2} $
$f :$	coefficient de frottement	
$K, K_p, K_s, k :$	raideur	$ MT^{-2} $
$L :$	longueur du pieu	$ L $
$\ell_i :$	longueur de l'élément i	$ L $
$M_1, M_2, M_p, m :$	masse	$ M $
$N :$	fréquence	$ T^{-1} $
$n :$	nombre d'éléments de la décomposition	
$P :$	poids apparent du système	$ MLT^{-2} $
$Q_1, Q_2, q_1, q'_1 :$	coefficients expérimentaux	
$r :$	pulsation réduite	
$S :$	section du pieu	$ L^2 $
$s :$	périmètre du pieu	$ L $
$t :$	temps	$ T $
$U_i, u_i :$	déplacement périodique de l'élément i	$ L $
$X :$	fiche du pieu	$ L $
$x :$	profondeur à partir de la surface du sol	$ L $
$\dot{X} :$	vitesse de fonçage	$ LT^{-1} $
$Y_i, y_i :$	déplacement de l'élément i	$ L $
$\alpha_i :$	coefficient de la force de frottement	$ L $
$\bar{\alpha} :$	coefficient semi-empirique	$ L^3 $
$\beta, \beta_s :$	coefficient d'amortissement réduit	
$\gamma_n :$	amplitude de l'accélération de la pointe	$ LT^{-2} $
$\delta, \delta_s :$	raideur réduite	
$\varepsilon :$	coefficient d'amortissement	
$\xi :$	amplitude de la force d'excitation	$ MLT^2 $
$\lambda :$	paramètre caractéristique du frottement	$ L^{-3} $
$\mu_1, \mu_2 :$	masses réduites	
$\rho :$	masse volumique	$ ML^{-3} $
$\sigma :$	pression normale du sol sur le pieu	$ ML^{-1}T^{-2} $
$\phi_i, \varphi_i :$	phase de l'élément i	
$\psi :$	paramètre caractéristique de la vitesse de fonçage	
$\omega :$	pulsation	$ T^{-1} $

comportement et dimensionnement des colonnes ballastées

par

J. Vautrain

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Rouen

Introduction

Les remblais d'accès au Pont Mathilde qui franchit la Seine en amont de Rouen sont établis sur des sols mous et compressibles. Les problèmes de stabilité et de tassement posés par ces terrains ont conduit à traiter le sol avec des colonnes ballastées dans les zones les plus difficiles et avec des drains de sable ailleurs. Dans un souci d'économie, les culées du pont ont été fondées en tête de chacun de ces remblais. A cette occasion, des appareils de contrôle de tassement de pression interstitielle et de contrainte totale ont été placés à la base des remblais et dans le terrain naturel, afin de suivre le comportement du sol et des colonnes ballastées au cours du temps.

Après un bref historique des études géotechniques qui ont conduit à choisir les colonnes ballastées comme mode de fondation, cet article expose les résultats de ces contrôles. L'interprétation des phénomènes observés qui est ensuite présentée, débouche sur une méthode de calcul permettant de prévoir le comportement de colonnes ballastées.

1 Les études préalables à la construction

1.1 Caractéristiques des ouvrages

Rive Droite

Le remblai atteint 9,50 m de hauteur. Sa largeur est de 80 m en pied de remblai au droit de la culée du pont (fig. 1). A cet endroit, il est interrompu par un mur en terre armée. En arrière du mur, sa largeur croît ensuite rapidement.

Rive Gauche

La hauteur du remblai atteint 8 m au droit de la culée du pont et décroît ensuite progressivement jusqu'à s'annuler (fig. 1).

1.2 Nature et caractéristiques des terrains

Le long des rives de la Seine, sous une couverture superficielle d'environ 2,50 m de remblais anciens, s'établit une zone de terrains alluvionnaires dont l'épaisseur atteint 8 à 10 m. Rive Droite de la Seine, le remblai n'est intéressé par ces terrains que sur une longueur de 50 m (fig. 1). Rive Gauche, la zone est plus étendue, de telle sorte que le remblai se trouve en totalité sur des sols compressibles.

De part et d'autre de la Seine, on distingue, depuis la base des remblais, trois couches principales :

— de la vase ou du limon vaseux sur 1 à 2 m d'épaisseur;

— de la tourbe très compressible en une couche plus ou moins épaisse, tantôt très polluée par la vase, voire inexistante, tantôt franche et noire, atteignant jusqu'à 2,50 m d'épaisseur;

— une seconde couche de vase qui s'établit jusqu'aux alluvions sablo-graveleuses sous-jacentes. Sur la Rive Droite, elle peut devenir localement très sableuse, mais reste cependant argileuse jusqu'à la base de la couche. Rive Gauche, le premier mètre est très argileux, puis cette vase devient franchement sableuse, perméable, plus compacte et peu compressible. L'épaisseur d'alluvions compressibles, est donc plus importante sur la Rive Droite (8 à 10 m) que sur la Rive Gauche (6 m).

Ces terrains, à l'origine marécageux, ont été mis hors d'eau avec 2,50 m de remblais divers. La nappe phréatique est en effet située au voisinage du toit des alluvions fines.

Comme le montre le tableau 1 où sont rassemblées les principales propriétés des sols de fondation, c'est la tourbe qui est la plus compressible. Il faut signaler cependant que ces terrains, y compris la tourbe, présentent un rapport $\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}$ voisin de 1,5 (σ'_c pression de préconsolidation, σ'_{v0} pression verticale des terres) facteur qui contribue à limiter le tassement.

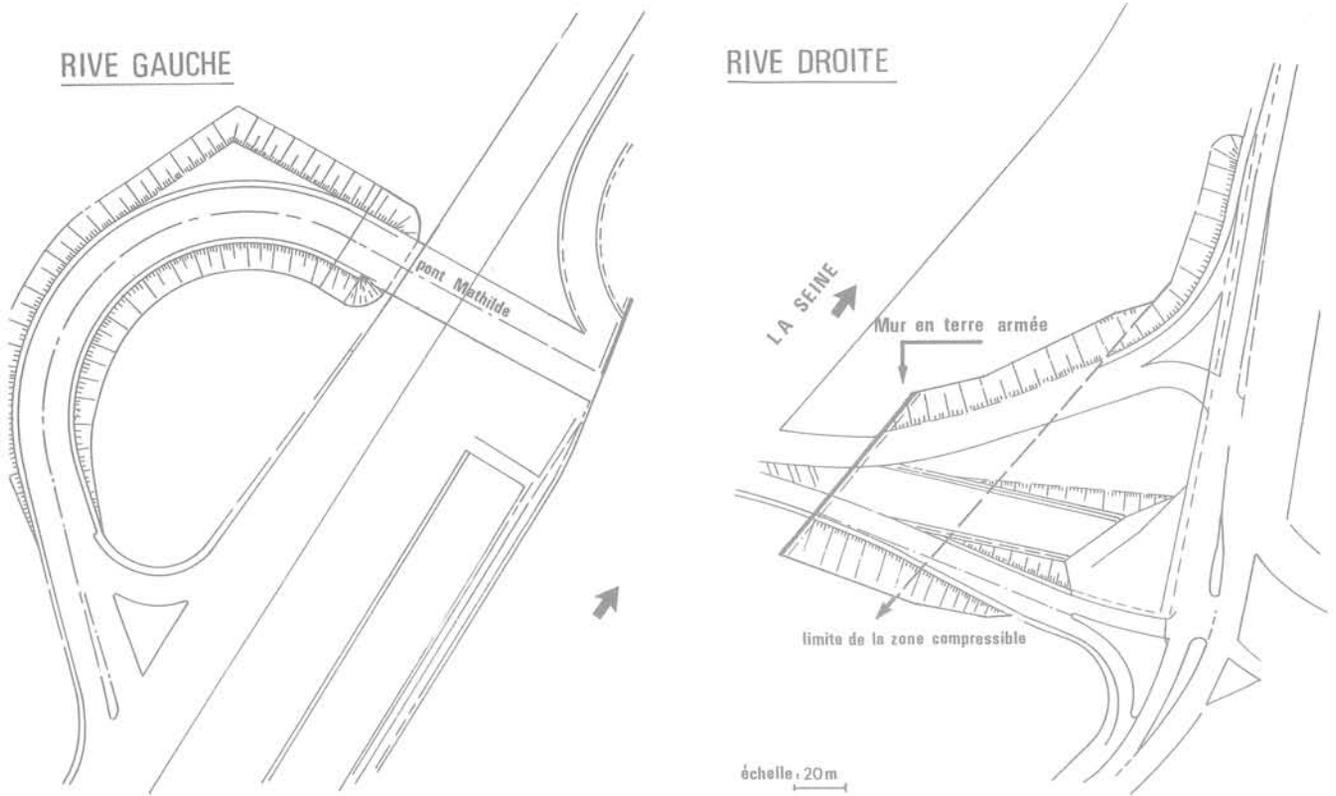


Fig. 1 Plans de situation des remblais

Les cohésions « non drainées » C_u ont été mesurées en laboratoire, à l'essai triaxial, ainsi qu'au scissomètre de chantier. C'est souvent la vase qui donne les résultats les plus faibles et plus particulièrement la couche de vase, non polluée par du sable, située immédiatement au-dessous de la couche de tourbe.

Tableau 1 Principales propriétés des alluvions fines et des remblais superficiels

Profondeur (m)	Nature	W %	C_u (kPa)	$\frac{C_c}{1 + e_0}$
2,50 m	remblai	35 à 50		
	vase	35 à 50	50 à 20	0,1 à 0,2
5,50 m	tourbe	150 à 250	25	0,3 à 0,5
8,0 m	vase	50	20 à 30	0,1 à 0,2
12,0 m	sables et graviers			

1.3 Prédiction du comportement du sol sans traitement

Amplitude du tassement

L'amplitude du tassement a été déterminée à l'aide de la relation :

$$\Delta H = H \left[\frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v_0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \right]$$

dans laquelle :

H est l'épaisseur de la couche compressible;

e_0 l'indice des vides avant tassement;

σ'_{v_0} la pression verticale des terres;

σ'_c la pression de préconsolidation;

$\Delta\sigma$ la charge appliquée;

C_s l'indice de compression entre σ'_{v_0} et σ'_c ;

C_c l'indice de compression pour une charge supérieure à σ'_c .

Les résultats des calculs sont présentés dans la figure n° 2.

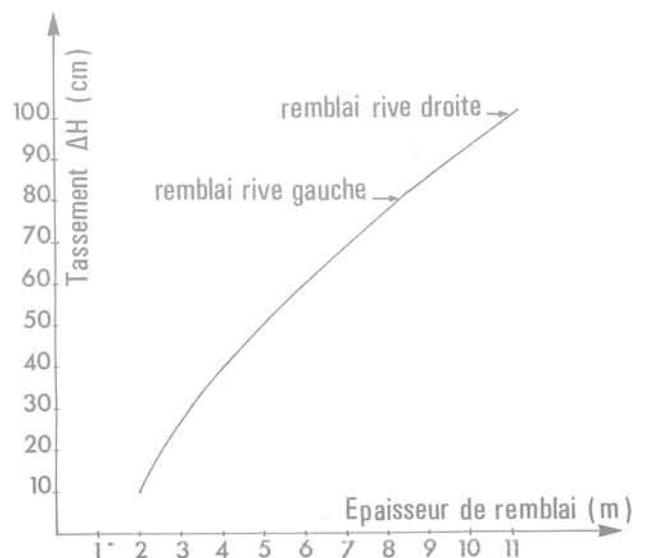


Fig. 2 Tassement en fonction de l'épaisseur de remblai

Stabilité générale

Le calcul a été mené à l'aide d'un programme de calcul de stabilité en rupture circulaire (Blondeau - 1976) en simulant une construction des remblais en plusieurs phases. Entre chacune d'elles, il est alors prévu d'atteindre 80 % de la consolidation des sols compressibles.

Les cohésions prises en compte sous les remblais ont donc été majorées au fur et à mesure de leur construction, à l'aide de la relation :

$$C_u = C_{u_0} + U \cdot \Delta p \operatorname{tg} \varphi_{cr}$$

dans laquelle :

C_{u_0} est la cohésion initiale;

Δp la surcharge appliquée;

U le degré de consolidation (ici 80 %).

Afin de tenir compte d'éventuelles fissures verticales dans les remblais, la résistance au cisaillement du remblai a été négligée.

Le coefficient de sécurité minimal au-dessous duquel il convient de ne pas descendre, est de 1,5 (Pilot - 1976).

L'ensemble de ces hypothèses conduisait à envisager, sur la rive droite, la construction du remblai en quatre phases, avec en phase finale un coefficient de sécurité voisin de 1, malgré l'amélioration de cohésion due à la consolidation des couches compressibles.

Par contre, rive gauche, la construction pouvait se faire en 3 phases : 4,50 m de hauteur pour la première, 6,50 m et 8 m pour les seconde et troisième phases.

Temps de tassement

L'ordre de grandeur du temps de tassement a été estimé à l'aide de la relation (Bourges - 1973) :

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v}$$

où T_v facteur temps est égal à 0,57 pour 80 % de consolidation.

H est le chemin de drainage.

Les valeurs obtenues étant de l'ordre de 300 jours pour un coefficient C_v moyen de $2,10^{-7}$ m²/s, en supposant que les fines couches de sable rencontrées dans les sondages limitaient le chemin de drainage.

1.4 Conséquences

Le délai de construction de ces remblais était d'une année. Si l'on envisageait de les construire en plusieurs phases, il était nécessaire d'accélérer la consolidation à l'aide de drains verticaux. Cette solution, satisfaisante pour le remblai Rive Gauche, ne

l'était pas pour le mur en terre armée Rive Droite où il restait deux problèmes à résoudre :

— la stabilité ne serait sans doute pas assurée en fin de construction;

— l'amplitude du tassement était vraisemblablement incompatible avec un mur en terre armée. Il est conseillé, en effet, de ne pas dépasser un tassement différentiel de 1,5 %. Or, entre la crête et le pied du talus, c'est une valeur de 2,5 % qui était attendue.

C'est donc pour résoudre ces deux problèmes qu'il a été envisagé d'améliorer les caractéristiques du sol avec des colonnes ballastées, solution déjà utilisée dans des cas similaires (Jardin - 1974).

2 Dimensionnement du réseau de colonnes ballastées

2.1 Principe des colonnes ballastées

Un avant-trou est effectué à l'aide d'une aiguille vibrante dont les diamètres habituels varient de 0,25 m à 0,50 m. Le forage est effectué en vibration, sous le propre poids de l'aiguille, aidé d'une injection d'eau à la base qui permet de réaliser plus rapidement le forage et de le débarrasser de tous les éléments fins. Lorsque l'aiguille est arrivée à la profondeur désirée, on introduit le gravier, qui est compacté par vibration au fur et à mesure de la remontée de l'aiguille (fig. 3).

Le compactage est suffisamment intense pour faire pénétrer le matériau dans le terrain. Il se forme ainsi une colonne de 0,60 m à 1,20 m de diamètre suivant la résistance du sol.

2.2 Dimensionnement du réseau de colonnes ballastées

Hypothèses du calcul

Une colonne ballastée est souvent comparée à un pieu. Constituée de matériaux granulaires frottants, elle peut effectivement porter une charge élevée, dans la mesure où le terrain naturel assure un bon fretage. Cependant, à un niveau donné, la charge verticale reprise par la colonne sera fonction de la contrainte horizontale existant dans le terrain naturel. Elle augmentera donc avec la profondeur. Par ailleurs, la pression appliquée par le remblai va se répartir entre le terrain naturel et les colonnes. Si ces dernières se trouvent chargées de manière excessive, elles vont se déformer et refouler le terrain voisin, ce qui conduit à une augmentation de la contrainte horizontale et par conséquent de la contrainte verticale dans la colonne jusqu'à un nouvel état d'équilibre.



Fig. 3

Le comportement d'une colonne ballastée est de ce fait très éloigné de celui d'un pieu. Il serait plutôt comparable à celui de l'éprouvette d'un essai triaxial autour de laquelle existerait une contrainte horizontale susceptible de croître avec les déformations. Ainsi, pour une contrainte horizontale donnée σ'_h existe une contrainte verticale σ'_v maximale définie à partir de l'angle de frottement interne φ du ballast :

$$\sigma'_v = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma'_h$$

Dimensionnement

Pour éviter de grandes déformations, la contrainte σ'_h a été limitée à la valeur de la pression de fluage mesurée au pressiomètre 100 kPa, soit une contrainte verticale σ'_v limite égale à :

$$\sigma'_v = 580 \text{ kPa avec } \varphi = 45^\circ.$$

Compte tenu du faible espacement des colonnes, la charge appliquée était susceptible d'être reprise en totalité par les colonnes à la manière d'un pieu qui se charge par frottement négatif (Combarieu - 1974).

Enfin, en ce qui concerne la section des colonnes, les entreprises spécialistes de cette technique, consultées à cette occasion, ont estimé qu'il était possible d'obtenir une section de 1 m² dans ce type de terrain, quitte à accentuer le phénomène de refoulement du sol en augmentant l'injection d'eau.

L'ensemble de ces hypothèses a conduit à répartir les colonnes tous les 3 m² sur la Rive Droite, soit un espacement de 1,70 m en maille carrée, avec une contrainte σ'_v de 580 kPa. Rive Gauche, où il ne s'agissait que de réduire l'amplitude des tassements résiduels au droit de la culée du Pont, la maille a été choisie arbitrairement à 6 m².

Vérification de la stabilité générale

La stabilité générale au glissement circulaire a été vérifiée sur la Rive Droite, en affectant au terrain traité une cohésion « non drainée » fictive C_u , moyenne géométrique des résistances au cisaillement des colonnes et du terrain naturel (fig. 4).

Pour des raisons économiques, le traitement a été limité aux zones périphériques. L'étude a été menée sur ordinateur en faisant donc varier la largeur de la zone traitée. En raison du grand nombre d'hypothèses émises dans le dimensionnement, un coefficient de sécurité de 2 a été choisi. Dans ces conditions, au droit du mur en terre armée, le traitement devait atteindre 18 m de largeur, y compris un débordement de 3 m au-delà du parement du mur (fig. 5).

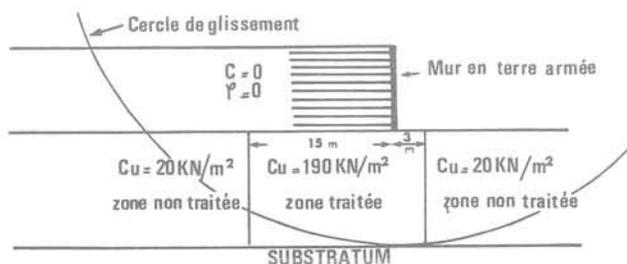


Fig. 4 Etude de la stabilité du mur en terre armée

Compte tenu de la forte cohésion fictive du matériau terre armée, les cercles de rupture passant au niveau des armatures n'ont pas été pris en compte. Enfin, par précaution, la résistance au cisaillement du remblai a été négligée, afin de se prémunir d'éventuelles fissures verticales dues à un déplacement en masse du mur en terre armée vers la Seine.

3 Réalisation des colonnes ballastées

3.1 Le matériel

La mise en place des colonnes ballastées a été réalisée par l'Entreprise Bachy à l'aide du vibreur électrique torpédo de 350 mm de diamètre (procédé Keller). Sur la Rive Gauche, les colonnes étaient mises en œuvre une à une, tandis que Rive Droite, deux vibreurs couplés espacés de 1,70 m permettaient de travailler plus rapidement (fig. 6).

3.2 Le matériau

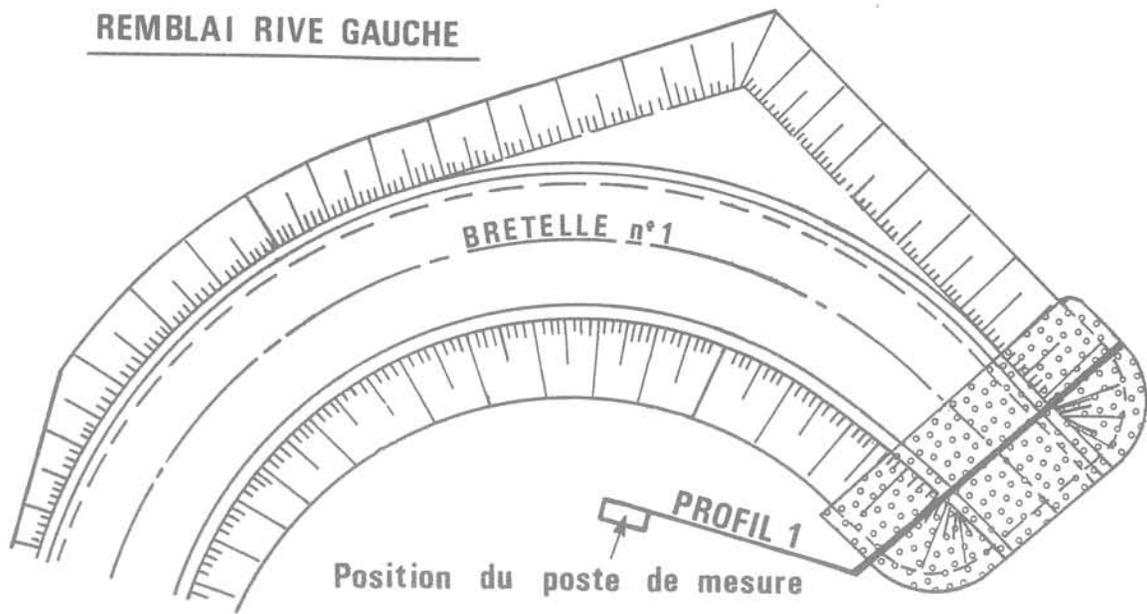
Le matériau utilisé était constitué de 70 % de ballast (40/80) et de 30 % d'un tout-venant sableux, de manière à donner à la colonne un caractère drainant.

Il faut noter que le sable rend plus difficile l'incorporation des matériaux au terrain et conduit vraisemblablement à une diminution du diamètre de la colonne.

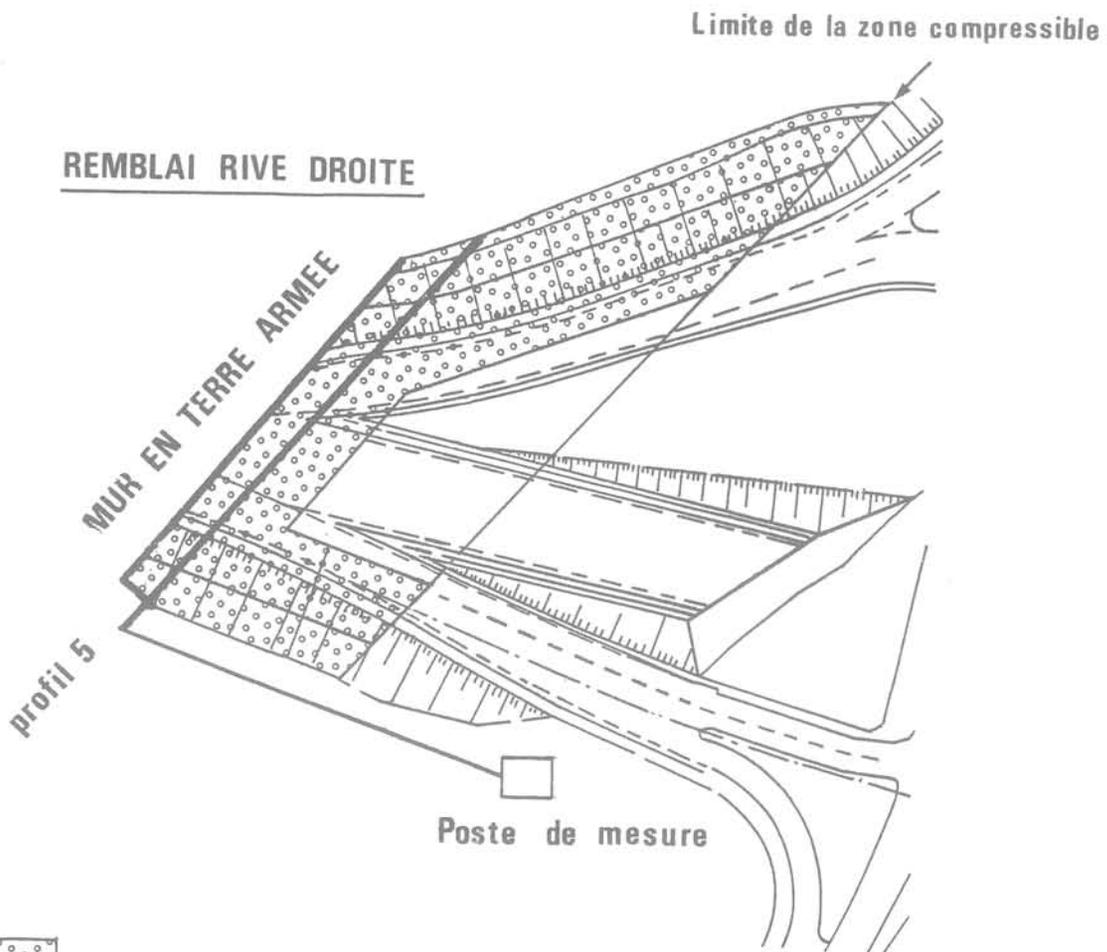
Fig. 6



REMBLAI RIVE GAUCHE



REMBLAI RIVE DROITE



Zone traitée avec des colonnes ballastées

Fig. 5 Zones de traitement et position des profils de contrôle

3.3 La mise en œuvre

Le vibreur n'a eu aucune difficulté pour traverser la couche supérieure de remblai malgré la présence de gros éléments, briques, silex, etc.

Le nombre de colonnes réalisées par jour sur la Rive Droite était de 17, soit environ 190 ml, tandis que Rive Gauche où un seul vibreur travaillait, le nombre de mètres linéaires était de l'ordre de 70 à 80.

Le contrôle des quantités de matériaux incorporés au terrain a montré que la section de 1 m² souhaitée n'était pas atteinte. En moyenne, sur la Rive Droite, 1,25 tonne a été utilisée par mètre linéaire, soit une section moyenne d'environ 0,6 m².

Cependant, les remblais superficiels et les éboulis de craie ne pouvaient absorber qu'une faible quantité de matériau. Il est probable que le diamètre des colonnes était plus important dans les couches les plus molles de vase et de tourbe, mais restait cependant inférieur aux prévisions.

3.4 Amélioration de la résistance au cisaillement des sols autour des colonnes

Deux sondages scissométriques ont été réalisés, Rive Droite de la Seine, l'un avant traitement, l'autre après traitement. Les résultats (fig. 7) font apparaître une très forte amélioration de la cohésion. Il a même été impossible d'enfoncer les pales du scissomètre au-delà de la couche de tourbe.

3.5 Stabilité du mur en terre armée

Compte tenu de la réduction du diamètre des colonnes, la stabilité au glissement circulaire a été vérifiée en tenant compte également de ces essais scissométriques. Les calculs réalisés de la même façon que précédemment ont donné un coefficient de sécurité encore satisfaisant de 1,78.

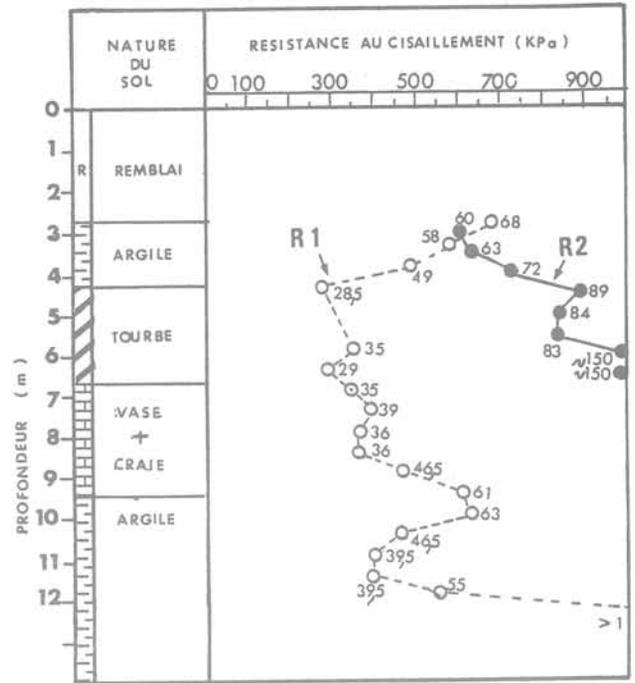


Fig. 7 Sondages scissométriques Rive Droite
R1 : avant traitement
R2 : après traitement

4 Dispositifs de contrôle sous les remblais

Deux profils en travers ont été équipés d'appareils de contrôles (fig. 5).

Le Profil 1, Rive Gauche de la Seine, au droit de la culée du pont.

Le Profil 5, Rive Droite, au niveau du mur en terre armée.

Ces 2 profils sont conformes au schéma des figures n° 8 et 9. On y mesure :

Schémas d'implantation des appareils au profil 5 (profil 1 schéma identique ; remplacer 5 par 1)

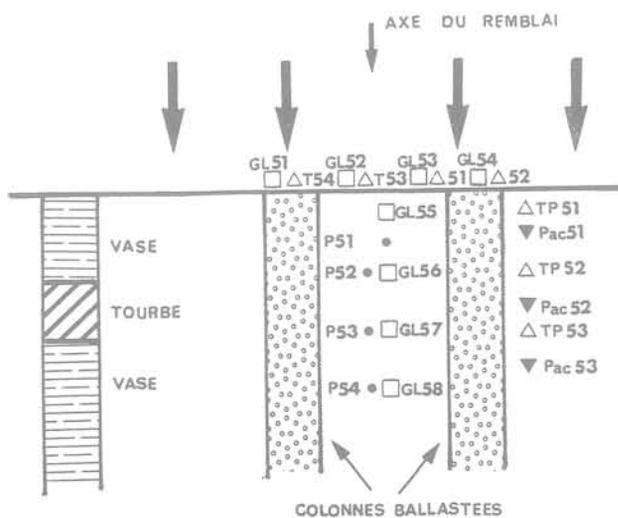


Fig. 8 Position des appareils en profondeur

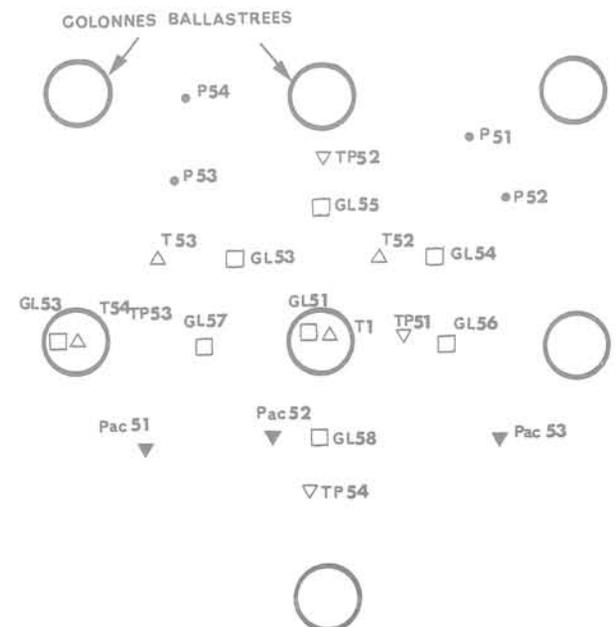


Fig. 9 Position des appareils en plan

- les contraintes totales verticales à la surface du terrain naturel et les contraintes totales horizontales en profondeur entre les colonnes avec des capteurs Glöztz (GL);
- le tassement en surface et en profondeur (respectivement notés T et TP);
- les pressions interstitielles en profondeur entre les colonnes à l'aide de piézomètres hydrauliques à volume constant (P) et Rive Droite de piézomètres à contre-pression (Pac).

5 Analyse du comportement des colonnes ballastées-profil 1 et 5

5.1 Généralités

Avant tout chargement, existe dans le terrain naturel et dans les colonnes, un système de contraintes dues au poids des terres et au niveau de la nappe phréatique :

$\sigma'_1 = \sigma'_{10}$: contrainte effective verticale dans la colonne;
 $\sigma'_v = \sigma'_{v0}$: contrainte effective verticale dans le terrain naturel;

$\sigma'_h = \sigma'_{h0}$: contrainte effective horizontale dans le terrain naturel;

$u = u_0$: pression interstitielle due à la nappe phréatique.

La charge verticale P appliquée sur le terrain naturel se répartit entre les colonnes et le terrain naturel. Le système de contraintes devient (fig. 10) :

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma'_{10} + \Delta\sigma'_1 \\ \sigma'_v &= \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \\ \sigma'_h &= \sigma'_{h0} + \Delta\sigma'_h \\ u &= u_0 + \Delta u\end{aligned}$$

Dans la colonne qui est constituée d'un matériau perméable, Δu reste nul. Par contre, dans le terrain naturel autour de la colonne, l'excès de pression interstitielle Δu n'est pas nul. La contrainte effective σ'_h n'a donc pas la même valeur dans la colonne et dans le terrain naturel.

Les capteurs de contrainte mis en place pour contrôler le comportement de colonnes ont mesuré la contrainte totale, à savoir :

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma'_1 + u \\ \text{et } \sigma_v &= \sigma'_v + u \text{ à la surface du terrain naturel} \\ \sigma_h &= \sigma'_h + u.\end{aligned}$$

En surface, la pression interstitielle est nulle ou négligeable. En profondeur, il est possible d'obtenir la contrainte effective en déduisant des valeurs de contraintes totales, celles des pressions interstitielles u mesurées.

Au profil 5, les appareils de surface, tassomètres et capteurs Glöztz sont installés au toit des alluvions fines compressibles après décapage des remblais anciens. Par contre, au profil 1, ces mêmes appareils sont placés au toit de cette couche de remblai qui répartit les contraintes à la manière d'une dalle et masque les phénomènes de surface. C'est par conséquent, le profil 5 qui a servi à étudier plus particulièrement le comportement des colonnes, tandis que le profil 1 permettait de vérifier les interprétations et les hypothèses émises sur le comportement.

5.2 Analyse des résultats du profil 5

Dans un souci de clarté, seuls les principaux résultats de tassements de pressions interstitielles et de contraintes totales sont présentés dans la figure 11. Il

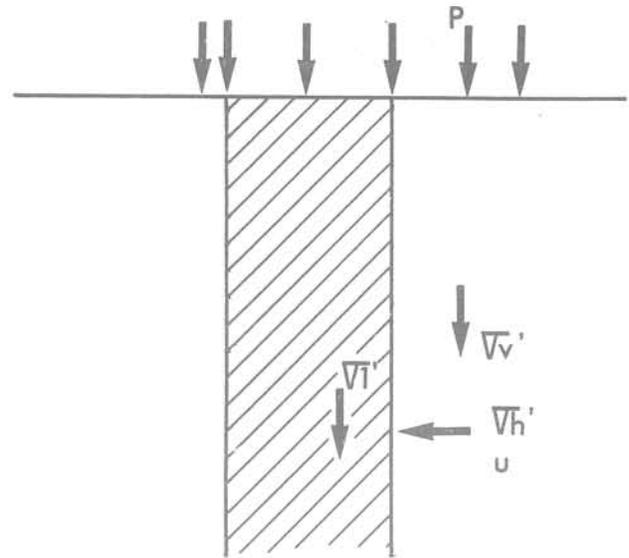


Fig. 10

s'agit donc des accroissements de contraintes totales $\Delta\sigma'_1$ et $\Delta\sigma'_h$ et de pressions interstitielles Δu .

Rythme de chargement

Le mur en terre armée a été fondé à 1,50 m de profondeur. Les mesures initiales à partir desquelles ont été comptées toutes les variations de pression correspondent donc au terrain naturel déchargé de 1,50 m de remblai.

A partir du mois d'avril 1976, le mur a été construit sur 8 m de hauteur, soit 6,50 m hors terrain naturel. De mai 1976 à juillet 1977, les travaux ont été interrompus. Ils ont repris au mois d'août 1977, et ont amené le mur à 9 m de hauteur hors sol, soit une épaisseur totale de 10,50 m. Il restait à fonder la culée du pont, ainsi qu'à mettre en œuvre les chaussées. Cette dernière phase de travaux est en cours de réalisation.

Résultats des mesures

Tassements

Le tassement à la surface du terrain naturel est identique à celui mesuré en tête des colonnes. Ces dernières se déforment donc de la même amplitude que le sol qui les entoure. La valeur de ce tassement est de l'ordre de 60 % de celle calculée pour un sol non traité.

Au cours de la première phase de chargement, ces déformations se sont stabilisées environ 6 mois après le début du chantier.

Les tassomètres de profondeur ont été placés aux interfaces des principales couches, de manière à pouvoir déterminer le tassement de chacune d'elles. Ils montrent que c'est effectivement la couche de tourbe la plus compressible puisqu'elle provoque plus de 50 % du tassement total, et que ces déformations sont les plus longues à se stabiliser.

Contraintes totales verticales en surface

Les capteurs placés en tête des colonnes donnent des valeurs 2 à 4 fois plus élevées que ceux installés sur le terrain naturel. Il y a donc à la base du remblai des voûtes de contraintes caractéristiques d'un report de charges sur les colonnes.

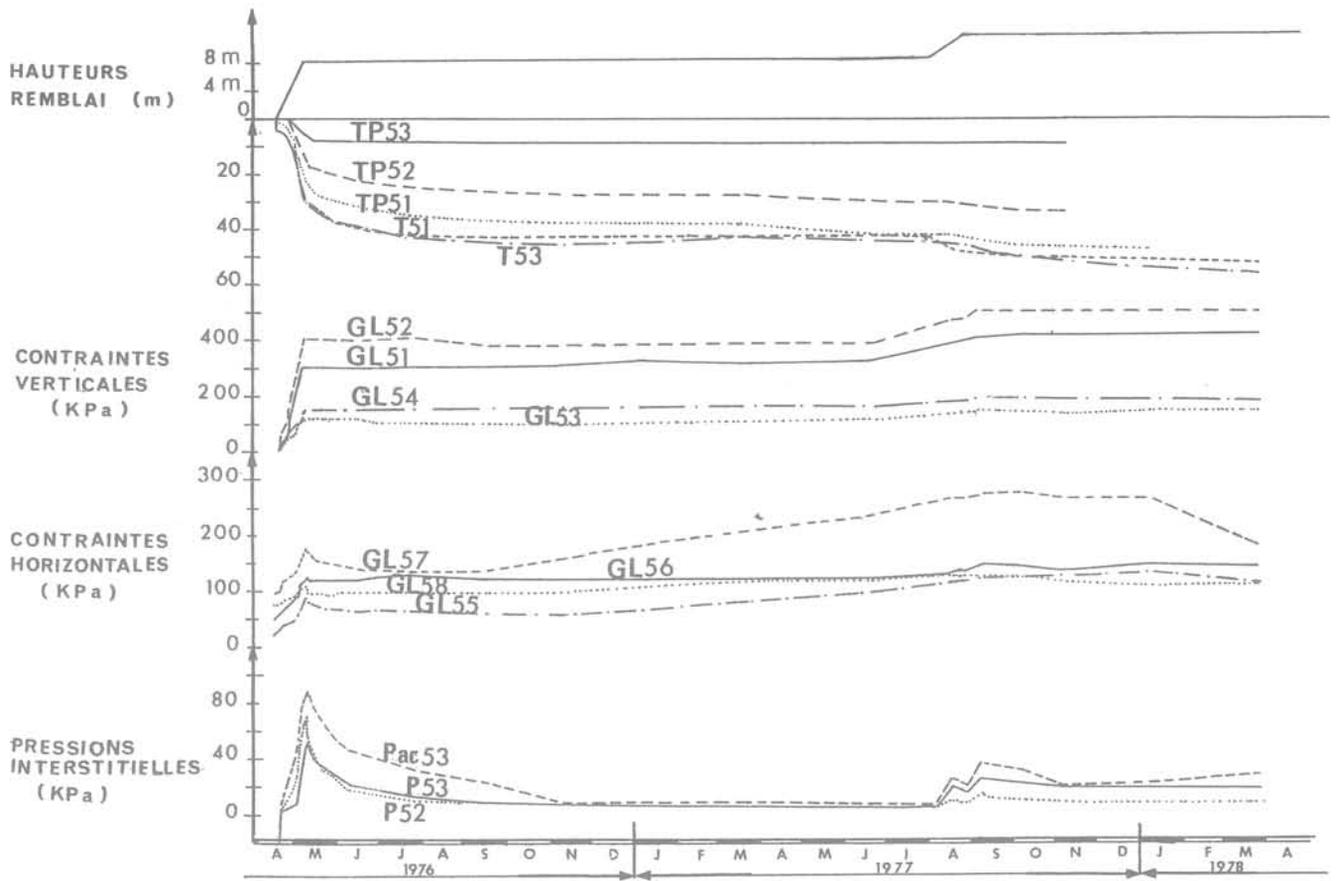
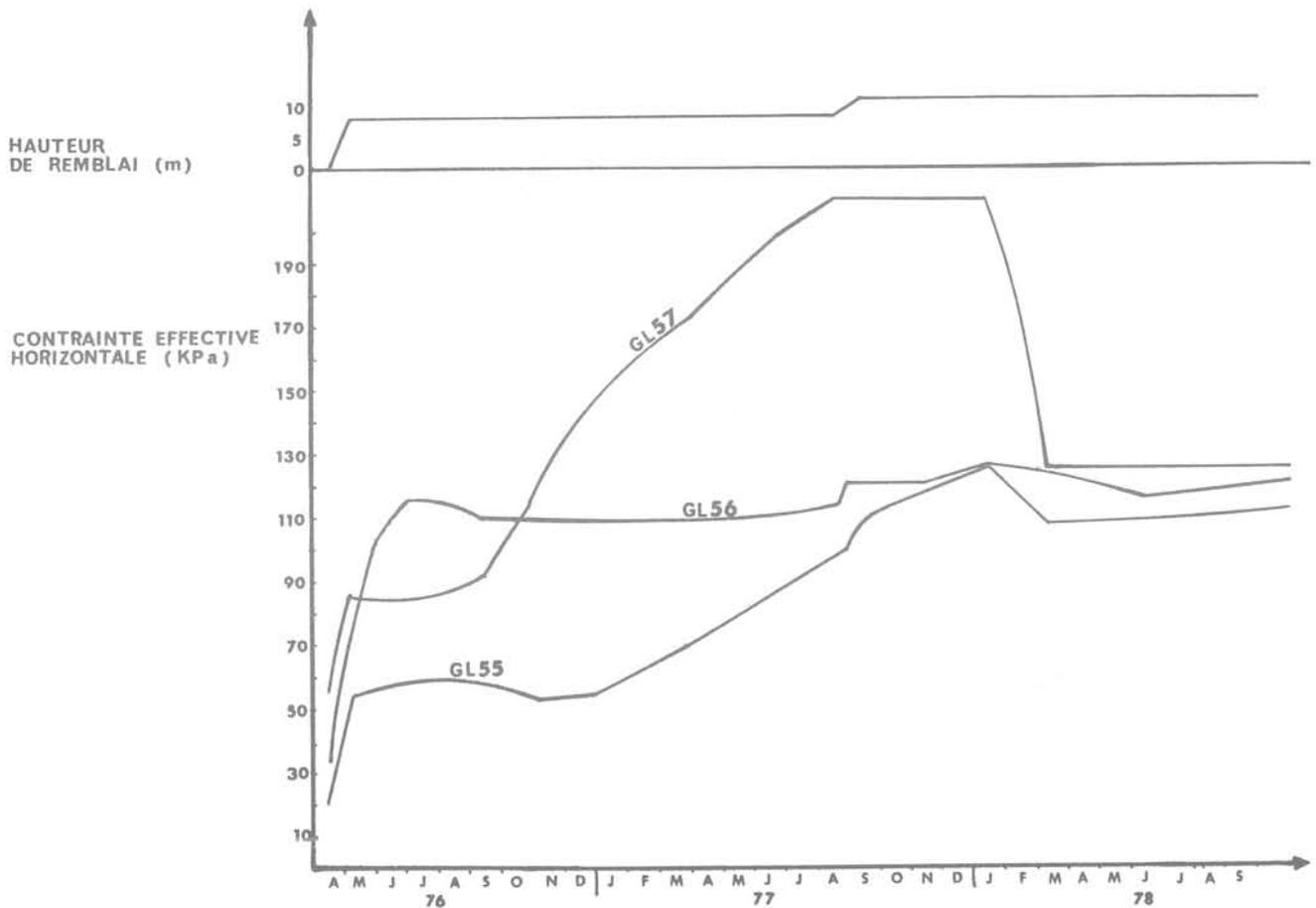


Fig. 11 Résultats des mesures profil 5

Fig. 12



Contraintes horizontales

et pressions interstitielles en profondeur

Les contraintes effectives horizontales déduites des mesures de contraintes totales et de pressions interstitielles sont présentées dans la figure n° 12. Le capteur GL 56 fait apparaître une augmentation de σ'_h pendant la dissipation des pressions interstitielles, puis une stabilisation apparemment définitive. Par contre, les capteurs GL 55 et surtout GL 57, montrent qu'après une rapide évolution de la contrainte au cours du chargement, celle-ci reste stable pendant toute la phase de dissipation des pressions interstitielles, puis augmentent à nouveau. En ce qui concerne le capteur GL 57, il pourrait s'agir d'un mauvais fonctionnement; cependant, au cours du second chargement, cet appareil est resté très sensible aux variations de contraintes et indique à la fin de cette période, une chute brutale de la contrainte jusqu'à une valeur voisine de celles fournies par les autres capteurs. Pendant cette phase d'accroissement de contrainte effective horizontale, les pressions interstitielles sont stables et les tassements n'évoluent quasiment pas. En 1978, quelques mois après le second chargement, les contraintes effectives horizontales sont toutes du même ordre de grandeur.

Interprétation des résultats
Tassement

Aucune prévision correcte du tassement n'avait été établie. Seule une estimation grossière basée sur un module de 30 000 kPa mesurée sur la courbe effort-déformation d'un essai triaxial effectué sur la fraction sabieuse du matériau, conduisait une valeur de 10 cm en première phase (Vautrain - 1977). Le tassement obtenu dépasse largement cette estimation et oblige à examiner le fonctionnement des colonnes ballastées sous l'angle d'un comportement plastique. Dans ce cas, le déviateur de rupture aurait été atteint en tout ou partie de chaque colonne.

Deux facteurs permettent de s'en assurer : — la contrainte effective horizontale σ'_h mesurée dans la tourbe par exemple est égale à 85 kPa pendant les quelques mois qui suivent le premier chargement. Cette valeur conduit à une contrainte verticale σ'_v limite dans la colonne de 493 kPa pour un angle ϕ de 45°; — les colonnes sont très rapprochées et s'il s'agissait de pieux en béton, la totalité de la charge appliquée serait reprise par les colonnes par frottement négatif. Au compris le poids des terres (Combarieu - 1974). Au niveau de la tourbe, la contrainte verticale induite dans la colonne serait très supérieure à 500 kPa, même avec une section de 1 m². Il faut donc admettre que les déformations du terrain naturel autour des colonnes ont amené le déviateur $\sigma'_v - \sigma'_h$ à sa valeur limite à partir de laquelle elles sont entrées en plasticité et ont suivi les déformations du terrain naturel sans opposer de résistance.

Il est par conséquent normal de mesurer des tassements aussi élevés. Ils restent cependant inférieurs à ceux que l'on obtiendrait sans traitement, parce que la colonne prend une fraction importante de la charge appliquée et décharge en partie le terrain naturel. Cette analyse valable dans la tourbe, l'est également au niveau du capteur GL 55. Par contre, le capteur GL 56 indique une valeur σ'_h beaucoup plus élevée de 110 kPa.

5.3 Analyse des résultats du profil 1

Les principaux résultats sont présentés dans la figure n° 13 de la même façon qu'au profil 5. Sur la Rive Gauche, les colonnes sont réparties à raison de une pour 6 m² en maille carrée, soit un réseau de 2,5 m de côté.

Les résultats obtenus présentent certaines analogies avec ceux de la Rive Droite avec cependant deux particularités :

— les mesures de contraintes et de tassements en tête des colonnes sont réalisées au toit des remblais anciens dont l'épaisseur atteint 2,50 à 3 m. Il s'en suit une répartition quasi uniforme des contraintes verticales de surface dont l'amplitude est voisine de la charge appliquée, à l'exception d'un capteur dont les résultats nettement plus faibles, laissent penser à un fonctionnement défectueux;

— les mesures de pressions interstitielles mettent en évidence une communication de la nappe des alluvions fines avec celles de la grave sous-jacente. On mesure, en effet, les fluctuations périodiques de la nappe des alluvions fines conformes à celles de la grave et de la Seine, cette dernière étant soumise au marillage. Entre les colonnes, il n'apparaît donc pas de surpressions interstitielles liées au chargement, soit parce que les capteurs sont situés à proximité immédiate des colonnes, soit parce qu'il existe des couches sabieuses drainantes dans les alluvions fines imperméables.

Les contraintes totales horizontales mesurées en profondeur évoluent au début de la même manière que les pressions interstitielles. Elles fluctuent autour d'une valeur moyenne croissante. Après le chargement, les contraintes restent constantes pendant un à 2 mois, puis augmentent de façon importante, rapidement pour GL 16 et GL 17, plus lentement mais de même amplitude pour GL 18. Cette évolution se produit pour des déformations quasiment nulles.

Comportement à court terme et à long terme

Cependant, la section de 1 m² n'étant pas atteinte, il est quasiment certain que la colonne s'est trouvée également en plasticité à ce niveau.

Les surpressions interstitielles qui apparaissent dans le sol au cours du chargement se dissipent lentement. Tant qu'elles existent, elles accroissent, le frottage de la colonne et lui permettent de porter à court terme une charge plus élevée que celle déterminée à partir de la contrainte effective horizontale. Lorsque la surpression interstitielle du sol se dissipe, elle ne se trouve pas compensée par une augmentation équivalente de la contrainte effective. La force portante à court terme de la colonne est alors décroissante.

Lorsque l'excès de pression interstitielle du sol est dissipé, la force portante à long terme est atteinte. Les tassements se sont alors stabilisés. Cependant, les contrôles signalent de fortes variations de contraintes effectives horizontales dues vraisemblablement à la mise en butée du sol autour des colonnes. Ce phénomène accroît la portance des colonnes et conduit à une meilleure stabilisation du tassement.

Après le second chargement, une partie de la butée, semble-t-il, disparaît, mais il subsiste en particulier pour GL 55 une augmentation importante de la contrainte horizontale favorable à la stabilité de l'ensemble.

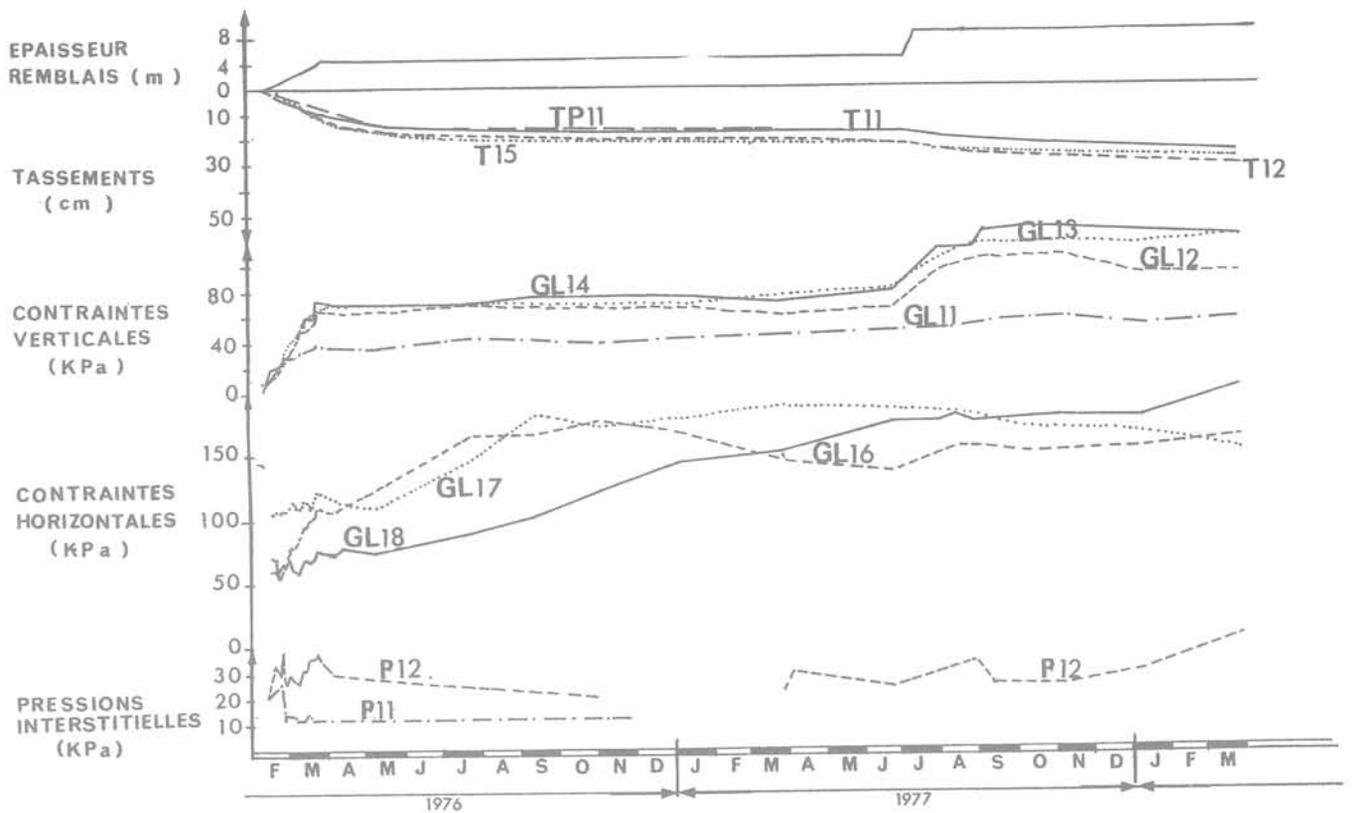


Fig. 13 Résultats des mesures profil 1

De la même manière que Rive Droite, on pourrait vérifier qu'à la fin du premier remblaiement, les colonnes sont incapables de reprendre la totalité de la charge appliquée. Elles sont donc soumises à des déformations plastiques qui s'arrêtent lorsque les terrains voisins se sont consolidés. On assiste alors à une redistribution des contraintes qui conduit à une augmentation considérable de σ'_h permettant à la colonne de supporter une nouvelle charge sans déformations excessives, comme le montrent les résultats obtenus au cours du second chargement. C'est ici l'ensemble des couches compressibles qui sont intéressées par ce phénomène comparable à celui constaté dans la tourbe Rive Droite. Les observations réalisées sur la Rive Gauche semblent donc confirmer l'analyse des résultats de la Rive Droite. D'une manière générale, on peut en conclure :

— que les colonnes ont été soumises à des déformations plastiques au cours de la première étape de chargement. Ces déformations ne s'arrêtent qu'après la consolidation du terrain naturel, c'est-à-dire qu'elles se produisent pendant la période de dissipation des pressions interstitielles;

— qu'il se produit ensuite une mise en butée du terrain caractérisée par l'augmentation des contraintes effectives horizontales et conduisant à un accroissement de la force portante des colonnes;

— que l'étude du comportement à long terme des colonnes ballastées doit être faite à partir de l'analyse de l'évolution des *contraintes effectives* et non à l'aide des *contraintes totales* comme cela avait été fait au cours des études préalables. En particulier, il semble donc que pour prévoir le comportement des colonnes, l'utilisation des résultats des essais pressiométriques ne soit pas totalement satisfaisante (Vautrain - 1977).

6 Conséquences — prévisions du comportement de colonnes ballastées

6.1 Analogie avec l'éprouvette triaxiale

La courbe effort-déformation d'une éprouvette soumise à un essai d'écrasement triaxial présente schématiquement trois parties (fig. 14).

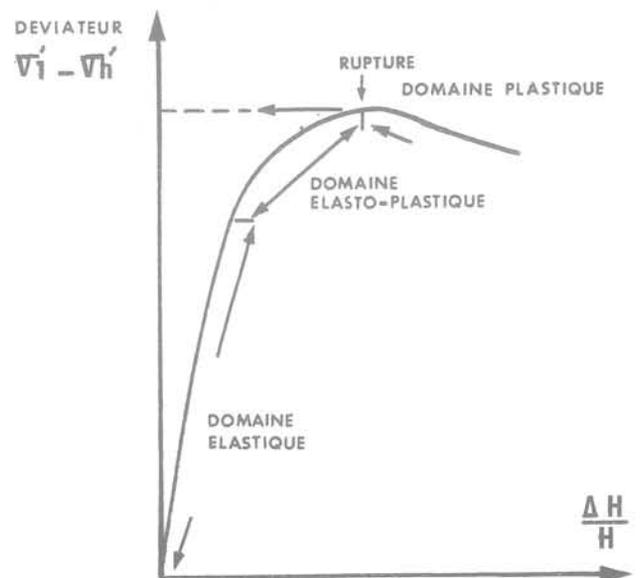


Fig. 14 Courbe effort-déformation d'une éprouvette triaxiale

Dans la première partie de la courbe, les déformations sont *élastiques*, c'est-à-dire définies à l'aide du module D'Young E.

La seconde partie, juste avant la rupture, est le siège de déformations *élastoplastiques*.

Dans la troisième partie au-delà de la rupture, il s'agit du domaine des déformations plastiques.

Par analogie avec l'éprouvette triaxiale, une colonne ballastée peut également se comporter de ces trois façons selon la valeur du déviateur à laquelle elle se trouve soumise.

6.2 Principe du calcul prévisionnel

— Dans le domaine élastique, la colonne se déforme conformément à son module E. Quel que soit le tassement du terrain naturel, ce sont les contraintes effectives horizontales σ'_h et verticales σ'_v qui déterminent l'amplitude du tassement.

— Dans le domaine élastoplastique, le principe du calcul est identique à celui énoncé ci-dessus, à condition de connaître le module de déformation moyen de la colonne pour le déviateur $\sigma'_1 - \sigma'_h$ à laquelle elle sera soumise.

— Si le déviateur de rupture est atteint, la colonne est le siège de *déformations plastiques*. Dans ce cas, la colonne se déforme de la même amplitude que le terrain naturel. Il suffit donc de calculer les déformations du sol pour déterminer celles de la colonne.

La valeur du tassement sera par conséquent fonction de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma'_v$ apparaissant dans le terrain à la suite du chargement après dissipation des pressions interstitielles. Il est possible de le calculer à l'aide des caractéristiques de compressibilité mesurées à l'œdomètre et évidemment de la contrainte effective verticale σ'_v .

6.3 Méthodes de calcul

Calcul des contraintes

Dans tous les cas, il est nécessaire de prévoir les contraintes verticales σ'_v et horizontales σ'_h , afin de savoir dans quel domaine de déformabilité se situera la colonne.

La valeur de σ'_h à prendre en compte doit être égale à celle qui existe autour de la colonne avant le chargement, après la réalisation des colonnes.

La valeur de σ'_v peut être estimée en supposant que toute la charge est reprise par frottements négatifs par les colonnes, y compris le terrain qui surmonte le niveau considéré. Il faut donc connaître le poids spécifique de chacun des matériaux et la *section des colonnes*.

Cependant, il n'existe pas jusqu'à présent d'éléments permettant de prévoir le diamètre des colonnes. Il faut donc s'en référer à l'expérience et vérifier sur le chantier que les quantités de matériaux incorporés dans le sol sont bien conformes aux prévisions.

La valeur de σ'_v ainsi obtenue sera comparée à celle qui conduit au déviateur de rupture. Pratiquement, il est difficile de déterminer cette contrainte limite à partir d'un essai de compression triaxial, compte-tenu de la granulométrie du matériau. Il faut donc l'estimer à l'aide de l'angle de frottement interne φ du matériau.

Calcul des déformations

Cas des comportements élastique et élastoplastique

Dans ces deux cas, il sera nécessaire de connaître le module de la colonne pour le déviateur $\sigma'_1 - \sigma'_h$ correspondant. Cependant, comme il est difficile de réaliser un essai de compression triaxial, le moyen le plus sûr consisterait à effectuer un essai de chargement en vraie grandeur et de calculer le module pour les contraintes que les colonnes supporteront réellement.

Dans cet essai, il serait inutile de dépasser la valeur limite de la contrainte σ'_1 déterminée ci-dessus, puisqu'au-delà de cette contrainte, les phénomènes de consolidation dans le terrain naturel deviendraient prépondérants.

Le tassement des colonnes est alors prévu en utilisant la loi de Hooke :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{1}{E} (\sigma'_1 - 2\nu\sigma'_h)$$

avec E module de déformation du ballast ν coefficient de Poisson.

Cas d'un comportement plastique

Le tassement dû à la consolidation du sol naturel devient prépondérant.

L'amplitude est alors calculée à l'aide des relations :

$$\frac{\Delta H}{H} = H \left[\frac{V_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v_0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_c} \right]$$

lorsque $\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'_v$ est supérieur à σ'_c (cf. § 1.3.1).

$$\text{et} \quad \frac{\Delta H}{H} = H \frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v_0}}$$

si $\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'_v$ est inférieur à σ'_c .

La répartition des contraintes entre les colonnes et le terrain naturel conduit à l'égalité suivante :

$$\Delta\sigma'_v(S - s) + s\sigma'_1 = SP$$

dans laquelle S est la maille du réseau
s la section des colonnes
P la contrainte appliquée en surface

$$\text{soit} \quad \Delta\sigma'_v = \frac{SP - s\sigma'_1}{S - s} = f(\sigma'_1).$$

Dans cette relation, σ'_1 est la contrainte verticale dans la colonne. Comme elle se trouve en plasticité, elle est voisine de la contrainte de rupture définie par :

$$\sigma'_1 = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma'_h$$

$\Delta\sigma'_v$ est donc une fonction de σ'_h , dont la valeur devrait être égale à celle existant dans le terrain autour des colonnes avant le chargement.

7 Vérifications et applications

7.1 Remblai Rive Droite

Contrainte horizontale σ'_h

Dans la figure n° 15, sont tracées les courbes de tassement relatif $\frac{\Delta H}{H}$ en fonction de la contrainte

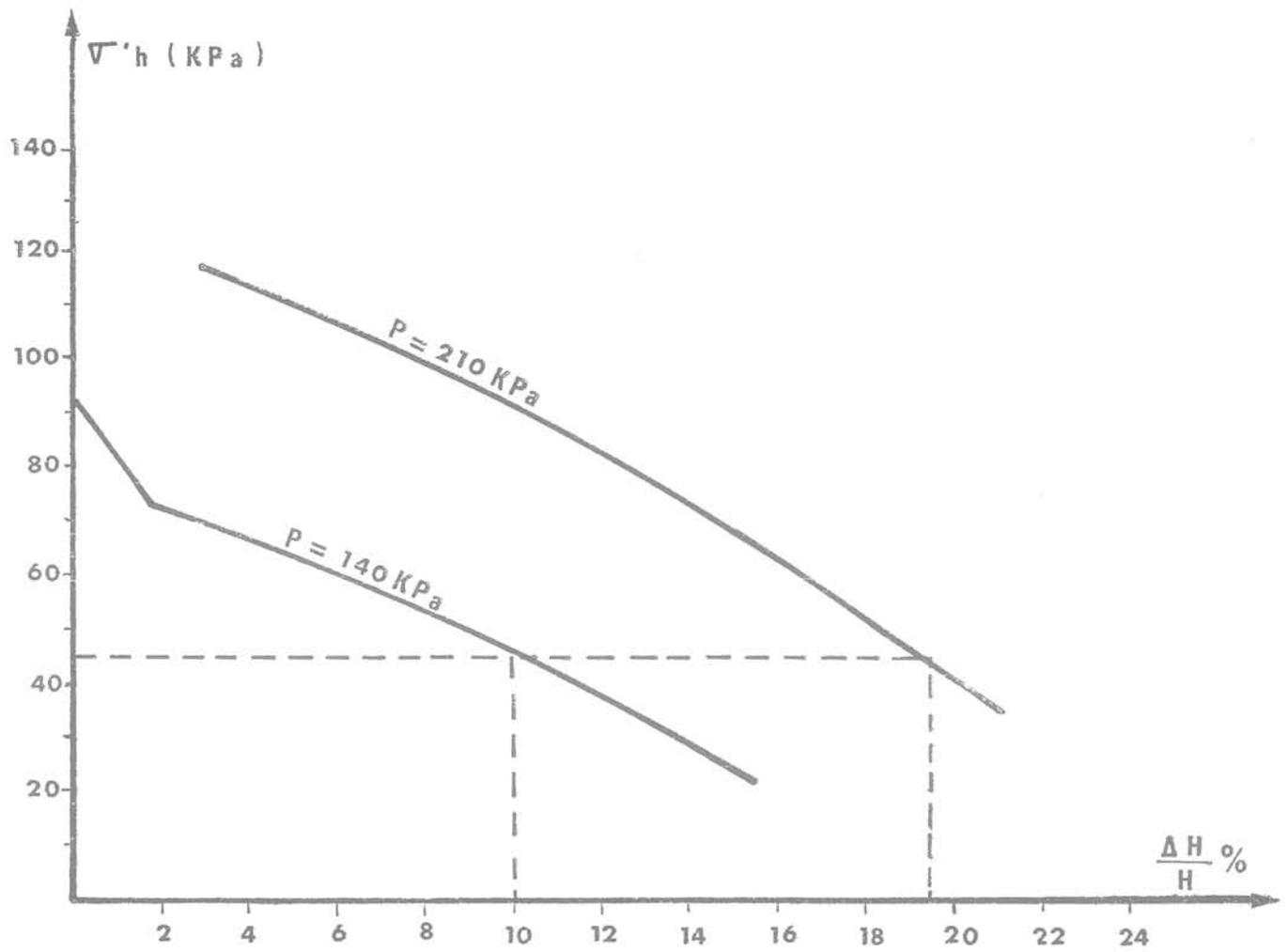
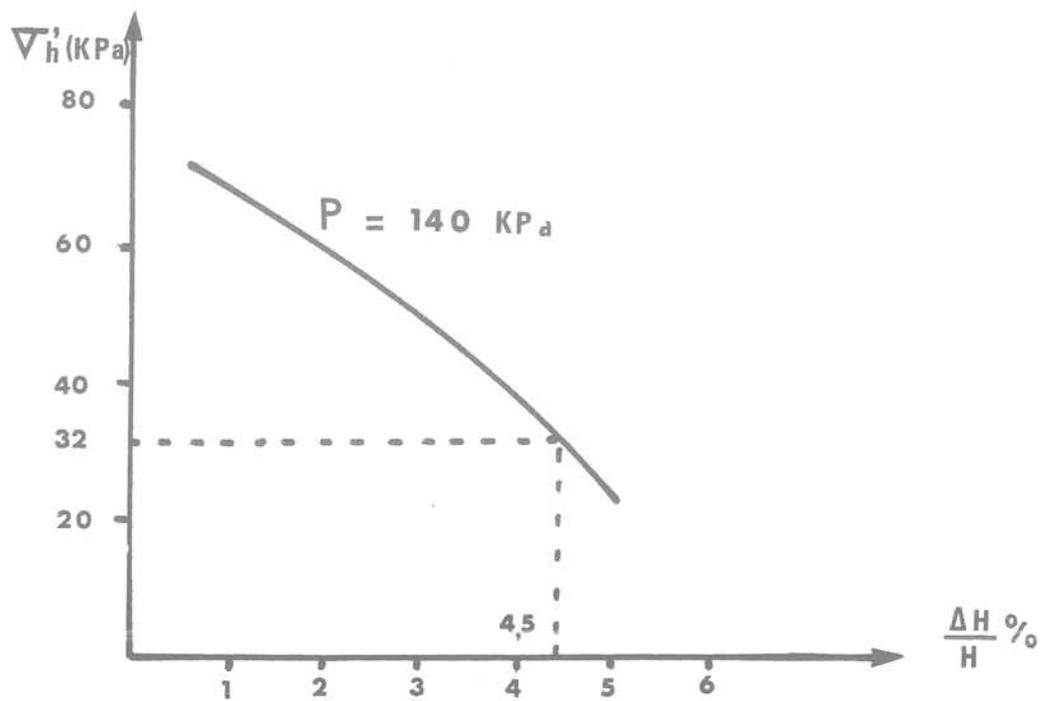


Fig. 15 Tassements relatifs en fonction de σ'_h . Couche de tourbe Rive Droite

Fig. 16



effective σ'_h , pour les valeurs de 140 et 210 kPa relatives aux première et seconde phases de consolidation. Les caractéristiques de compressibilité prises en compte sont celles de la tourbe :

$$\frac{C_1}{1 + e_0} = 0,1 \quad \sigma_{v_0} = 80 \text{ kPa}$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,5 \quad \sigma'_c = 120 \text{ kPa.}$$

A la verticale du tassement relatif de 10 %, valeur obtenue dans la couche de tourbe à la fin du premier chargement, le point représentatif situé sur la courbe $P = 140$ kPa, correspond à une contrainte horizontale σ'_h de 48 kPa voisine de celle effectivement mesurée dans le sol avant la construction du remblai (cf. fig. 11, GL 57).

De la même façon, dans la figure n° 16, a été tracée la courbe de tassement relatif $\frac{\Delta H}{H}$ en fonction de σ'_h de la couche de vase surmontant la tourbe dans le cas de chargement correspondant à la première étape de construction (140 kPa). Dans cette couche, a été mesurée une contrainte horizontale $\sigma'_h = 32$ kPa (capteur GL 56). Pour cette contrainte, le tassement relatif est de 4,5 %, soit une valeur également voisine de celui qui a été mesuré sur le chantier.

Tassement total

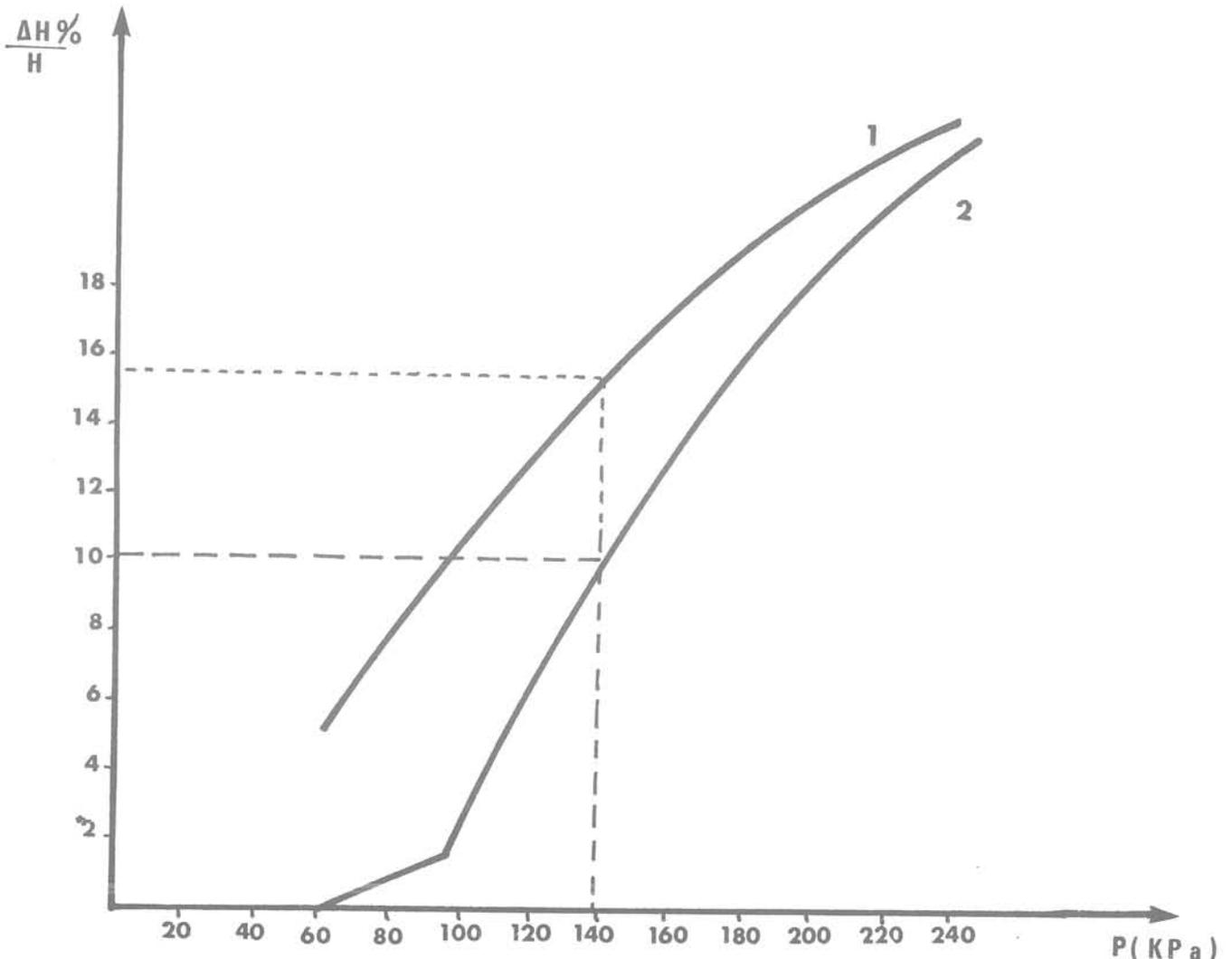
La figure n° 13 permet aussi de constater que si la construction du remblai s'était effectué en une seule étape, le tassement de la courbe aurait été de l'ordre de 18 à 20 %. Il semble que le fait d'avoir construit le remblai en 2 phases ait réduit le tassement total.

Au tassement de consolidation qui peut être déterminé de cette façon, il faut ajouter le tassement élastique qui intervient avant d'atteindre l'état limite de la colonne. Ce tassement est faible. Dans le cas de la tourbe par exemple avec un module de 30 000 kPa, il serait inférieur à 0,7 %.

Efficacité du traitement

L'efficacité du traitement peut être mise en évidence avec les courbes 1 et 2 de la figure n° 17. La courbe 1 donne le tassement relatif de la couche de tourbe sans traitement et la seconde, le tassement relatif $\frac{\Delta H}{H}$ avec traitement. Ces courbes montrent que c'est à partir de 60 kPa de contrainte P en surface que la colonne rentre en plasticité. A partir de 100 kPa, la pression de préconsolidation σ'_c est dépassée et le tassement croît rapidement. L'efficacité du traitement diminue alors pour être nulle aux environs de $P = 250$ kPa.

Fig. 17 Efficacité du traitement



Pour prévoir le comportement de colonnes ballastées, il est nécessaire de connaître :
 — le poids spécifique γ des sols rencontrés, afin de déterminer la pression des terres en profondeur.

8.1 La reconnaissance

8 Conséquences

La courbe 2 de la figure n° 18 donne pour le même cas de charge $P = 80$ kPa, le tassement calculé de cette couche de tourbe avec une maille de 3 m^2 .
 Il est possible de vérifier que :
 — pour une maille de 3 m^2 , le tassement relatif serait inférieur à 1 % ;
 — pour une maille de 6 m^2 , le tassement serait de 4 % ;
 — sans traitement, le tassement atteindrait 8 %.

Influence de la maille du traitement

La courbe 1 de la figure 18 donnant le tassement relatif de la couche de tourbe en fonction de la contrainte horizontale σ'_h montre que pour 4 % de tassement, valeur réellement obtenue, la contrainte σ'_h est de 50 kPa, soit identique à celle mesurée rive droite et voisine de la valeur initiale.

Contraintes horizontales

Les mailles du traitement sont ici de 6 m^2 . Au cours de la première phase de construction, la charge P était de 80 kPa.

7.2 Remblai Rive Gauche

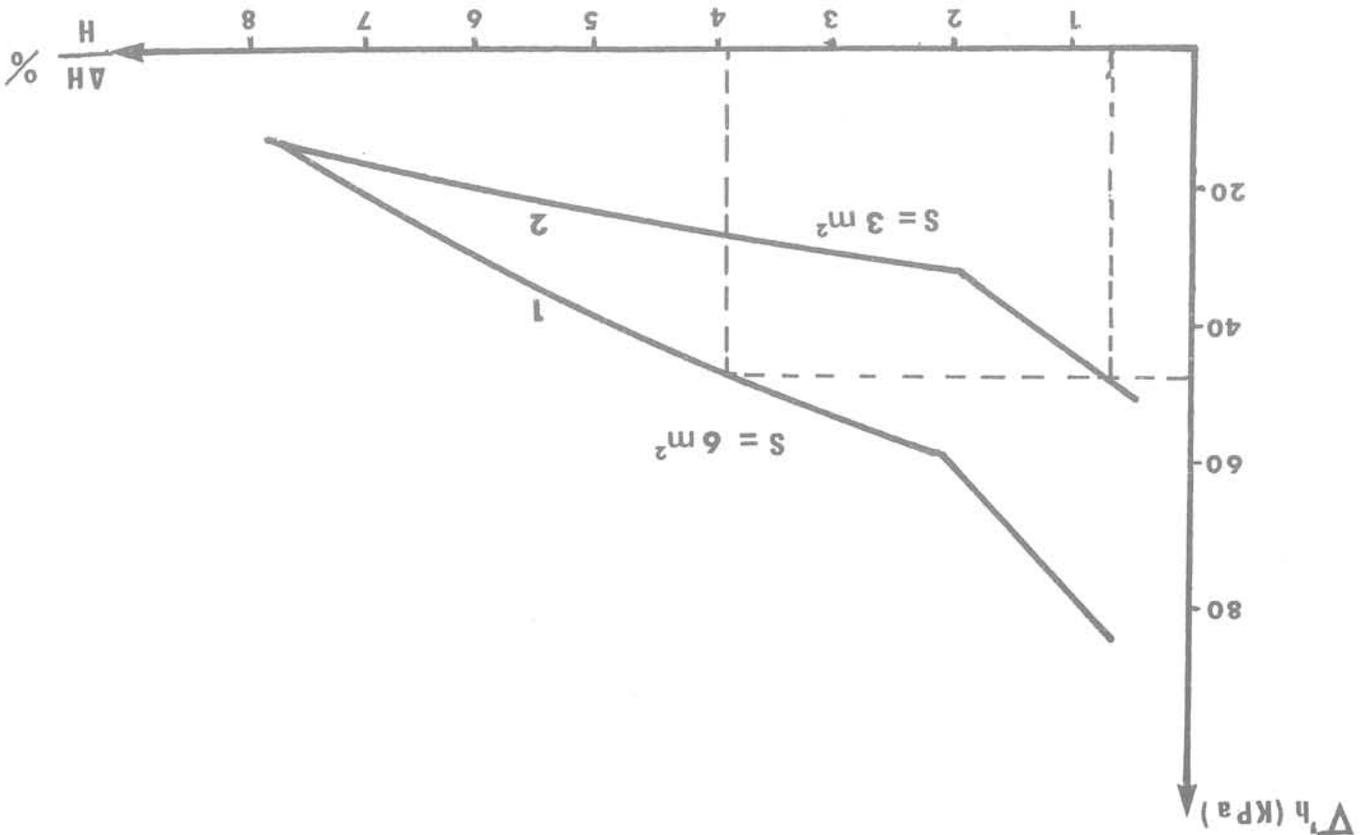
8.3 Essai de chargement en vraie grandeur
 Un tel essai n'a d'intérêt que si la colonne est susceptible d'avoir un comportement élastique ou élastoplastique. La colonne agit alors à la manière d'un pieu. Cependant, la charge qu'elle est susceptible de porter de cette façon, est faible. Dans le cas d'un terrain naturel et sont définies par l'évolution des contraintes effectives au cours de la consolidation. Ce phénomène, de longue durée, ne peut être appréhendé avec un essai de chargement en vraie grandeur qui ne dure que quelques heures.

Les mesures qui ont été réalisées à Rouen montrent que la contrainte horizontale à prendre en compte dans les calculs prévisionnels serait celle qui a été mesurée entre les colonnes avant le chargement. Dans le cas présent, il s'avère qu'elle est égale à la contrainte effective verticale σ'_{v0} calculée à partir des mesures de poids spécifiques sur carottage, lorsque le sol était déchargé de 1,50 m de remblai en vue d'encasturer le mur en terre armée. Il semble donc que la fabrication des colonnes augmente la contrainte horizontale, mais ceci mériterait d'être vérifié au cours d'expérimentations similaires.

8.2 Contrainte horizontale dans le sol

— les caractéristiques de compressibilité du sol qui seront déterminées à l'œdomètre.
 La reconnaissance devra donc comporter la réalisation de carottages avec prélèvements d'échantillons intacts.

Fig. 18 Influence de la maille du traitement



- BLONDEAU F. — Les méthodes d'analyse de stabilité - Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - Stabilité des Talus - Numéro Spécial II - Mars 1976 - pp. 56 à 62.
- BOURGES F. — Etude et Construction des remblais sur sols compressibles - Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - Remblais sur sols compressibles - Spécial T - Mai 1979 - pp. 10 à 23.
- COMBARIEU O. — Effet d'accrochage et Méthode d'évaluation du frottement négatif - Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 71 - 1974 - pp. 93 à 107.
- JARDIN J. — Traitements d'alluvions compressibles par pieux colonnes ballastées - Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 69 - 1974 - pp. 30 à 33.
- PILLOT G. — La stabilité des remblais sur sols mous - Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - Stabilité des Talus - Numéro Spécial III - Décembre 1976 - pp. 83 à 106.
- VAUTRAIN J. — Mur en terre armée sur colonnes ballastées - Géotechnical aspects of soft clays - Proceeding of the International Symposium on soft clay - Bangkok, Thailand - Edited by RP Brenneft and EW Brand - July 1977 - pp. 613 à 626.

Pour ces constructions dont le tassement doit être faible, il convient de faire travailler la colonne en-deçà du déviateur de rupture, c'est-à-dire de rester dans le domaine des déformations élastiques ou élastoplasti-

ques.

Conclusion

L'introduction de colonnes ballastées dans un sol compressibles est une technique intéressante qui a permis à Rouen d'éviter de prolonger le Pont Mathilde et ainsi de réaliser des économies importantes.

Cependant, le comportement de cet ensemble sol-colonnes ainsi constitué, est complexe de telle sorte qu'il est difficile d'établir des prévisions. La méthode de calcul prévisionnel proposée à la suite de ces mesures et de leur interprétation semble donner des résultats satisfaisants.

Elle montre, en particulier, que le comportement du sol traité est lié aux contraintes effectives existant dans le sol et à leur évolution au cours du temps.

Mais le problème n'est pas totalement résolu, car il reste lié à des estimations telles que celles des caractéristiques géométriques et mécaniques des colonnes, et de l'état initial des contraintes horizontales dans le sol. De nombreuses expérimentations similaires devront être réalisées, si l'on veut affiner ces résultats et se donner des critères permettant de déterminer avec plus de précision les valeurs de ces estimations.

INFORMATIONS

Livres reçus

Introduction à l'interprétation sismique de R. Mc Quillin, M. Bacon et W. Barclay

traduit par J.R. Viallix.

Editions S.C.M. - Centre Buref - Place des Reflets, 15 -
92081 Paris La Défense 2

195 pages - 207 figures - 21 x 29,7

Cet ouvrage est le premier tome de la collection "GÉOLOGIE DU PÉTROLE" et se propose d'être dans cette science neuve le manuel de référence de base sur l'interprétation sismique.

Au sommaire :

- Ondes sismiques
- Acquisition des données sismiques
- Traitement des données
- Données de forage
- Interprétation géophysique
- Interprétation géologique
- Autres méthodes géophysiques
- Détection des réservoirs d'hydrocarbures
- Monographie du gisement de Moray Firth
- Monographie du gisement de Rainbow Lake
- Monographie du gisement de Kingfish
- Monographie du gisement de Kewett
- Appendice I. - Théorie du traitement des signaux élémentaires
- Annexe II

chaque chapitre comporte une bibliographie

Les tremblements de terre en France

Publié sous la direction de J. VOGT par B. CADIOT, J. DELAUNAY, G. FAURY, J. GOGUEL, B. MASSINON, D. MAYER-ROSA, J. VOGT, C. WEBER

Editions du B.R.G.M. - B.P. 6009 - 45060 ORLÉANS
CEDEX - Prix public : 80 f - 220 pages - figures et photographies 21 x 29,7

"La sismologie instrumentale et les recherches de pointe qu'elle alimente sont volontiers opposées à la sismicité historique, parfois considérée comme un exercice d'érudition, dénué de "rentabilité scientifique". C'est perdre de vue la jeunesse de la sismologie instrumentale qui ne porte que sur une tranche infime de l'histoire de la terre, c'est oublier que des travaux de sismologie historique conduits avec *rigueur* se prêtent à une large confrontation avec la sismologie instrumentale en posant en particulier le problème de la "représentativité" de la tranche chronologique sur laquelle portent les résultats et les interprétations de cette dernière. Au cours d'une telle confrontation, la sismologie historique soulève des problèmes susceptibles de nourrir la recherche sismologique de pointe. De telles démarches sont encouragées en particulier par les études sismotectoniques dont l'actuelle floraison est liée à des problèmes pratiques. Faisant appel à plusieurs volets, procédant par larges confrontations, ces études posent avec acuité le problème de l'extrapolation à plusieurs siècles ou au millénaire de données instrumentales relatives à un certain nombre de décennies et parfois limitées à quelques années seulement. D'ailleurs, les plus anciennes d'entre elles sont souvent d'une imprécision telle que le recours à des enquêtes est indispensable. Telles sont les raisons majeures de l'intérêt porté à nouveau à la sismologie historique".

L'objet de l'ouvrage est la **sismologie historique**. Il prolonge les travaux du Professeur J.P. ROTHE, Directeur de l'Institut de Physique du Globe de Strasbourg, et présente une partie des résultats du travail en équipe réalisé, sous la direction de J. VOGT, ces dernières années : inventaire mais aussi contrôle et vérification des données existantes.

Au sommaire :

- Préface
- Introduction
- Problèmes de méthode
- Tableaux anthologiques de la sismologie de la France
- Monographies de quelques séismes anciens
- Vue d'ensemble de la sismologie instrumentale en France de 1962 à 1976
- Les grands traits de la sismologie de la France

Rivista italiana di Geotecnica

Revue de l'Association Géotechnique Italienne
Edizioni ESI - Via Chiatamone, 7 - 80121 NAPOLI
348 pages - 21 x 29,7

Au sommaire du n° 4, année XIII, Oct. Déc. 1979 :
comptes rendus du 13^e Congrès de l'Association
Géotechnique Italienne qui s'est tenu en Juin 1978 à
MERANO.

- M. DOLCETTA : Le fondazioni delle dighe su terreni e su ammassi rocciosi : introduzione
- R. JAPPELLI : Le fondazioni delle dighe di terra nell'Italia meridionale ed in Sicilia ; rassegna dei caratteri meccanici delle formazioni argillose di base
- P. SEMBENELLI : Trattamenti e strumentazione delle fondazioni delle dighe
- M. BALDASSARINI : Alcune esperienze nella costruzione di grandi dighe
- C. LOTTI : Criteri di scelta del tipo di diga
- S. PENATI : Problemi connessi con l'esercizio delle dighe
- L. BELLONI : Fondazioni di grandi rilevati
- C. VIGGIANI : Alcuni aspetti del progetto di rilevati su terreni molli.
- F. COLLESELLI : Fondazioni di grandi rilevati : misure dirette, confronto, scelta dei parametri e degli schemi geotecnici per il progetto
- G. CALABRESI : Comportamento dei terreni e metodi di analisi dell'interazione terreno-struttura
- E.F. RADOGNA : Problemi di interazione terreno-struttura, con particolare riguardo al comportamento della sovrastruttura
- C. VIGGIANI : Alcune considerazioni sull'interazione statica fra terreno, fondazione e sovrastruttura
- M. BERNABINI : Metodi geofisici e problemi geotecnici : attualità e prospettive
- R. CASSINIS : Osservazioni sulla determinazione dei moduli elastici dinamici e note sulle applicazioni del telerilevamento in campo geotecnico
- E. CARABELLI : Metodi geofisici di controllo dei terreni e delle rocce di fondazione

Colloque

La Sécurité des ouvrages souterrains

L'Association Belge des Techniques et de l'Urbanisme Souterrain organise un symposium international qui se tiendra du 19 au 23 mai, au Parc des Expositions de Bruxelles, et aura pour objet "La Sécurité des ouvrages en Souterrain".

Conjointement, se déroulera la 6^e réunion annuelle de l'Association internationale des Travaux en Souterrain

Du thème général développé au cours de ce symposium émergent 4 chapitres principaux :

1. La sécurité des ouvrages souterrains au niveau de la conception.
Président de séance : Prof. Dr. ir. H. DUDDECK,
Direktor Lehrstuhl und Institut für Statik - Technische

Universität Braunschweig (Bundesrepublik Deutschland).

Les sujets proposés ont principalement trait aux critères à retenir lors de la conception d'ouvrages souterrains, à certaines méthodes spécifiques d'exécution (par exemple en milieu rocheux) et aux protections des ouvrages en cas d'incendie.

2. La sécurité des ouvrages souterrains au niveau de l'exécution de l'ouvrage proprement dit ainsi que la sécurité des constructions et ouvrages environnants.
Président de séance : Monsieur J.R. RICHELLE, Directeur général du Bureau de Contrôle pour la Sécurité dans la Construction - SECO, Chargé de cours à l'Université Libre de Bruxelles (Belgique).
Ce thème traite d'une manière plus détaillée des principales méthodes d'exécution modernes, dont les parois moulées, les boucliers, les fonçages, le béton projeté, etc... En ce qui concerne l'environnement, sont évoqués les problèmes de déformations, de reprise en sous-œuvre, etc...
3. La sécurité des ouvrages souterrains au niveau de l'exécution pour le personnel de chantier en liaison avec les procédés d'exécution.
Président de séance : Mr. J.L. LEMLEY, Vice-Président -Morrison-Knudsen Company, Inc. - Boise, Idaho (U.S.A.).
Il s'agit ici essentiellement des conditions de travail en souterrain, que ce soit pour des ouvrages importants de génie civil (tunnels) ou pour les travaux de parachèvement, d'entretien et de maintenance.
4. La sécurité des ouvrages souterrains au niveau de l'exploitation.
Président de séance : Monsieur L. LUPIAC, Directeur des Travaux Neufs à la Régie Autonome des Transports Parisiens - RATP, Président de l'Association Française des Travaux en Souterrain - AFTES (France).
On évoque entre autres les problèmes d'incendie dans les ouvrages en service et de travaux de maintenance. D'une manière plus générale, les méthodes d'exploitation dans plusieurs pays sont décrites.

Le Congrès sera illustré par le Salon international des Travaux en Souterrain qui se tiendra aux mêmes lieux et dates. Soulignons que l'intérêt de cette dernière manifestation sera rehaussé par le fait qu'elle est organisée en simultanéité partielle avec le 6^e Salon international de l'Équipement Industriel et le 6^e Salon international de l'Équipement des Pouvoirs Publics.

Signalons encore que les organisateurs de symposium international proposent également aux congressistes de participer à des visites techniques de chantiers des métros de Bruxelles et d'Anvers ainsi qu'à la centrale hydro-électrique souterraine de Coö.

Pour tous renseignements :

Centre international de Conférences de Bruxelles
Parc des Expositions
B-1020 BRUXELLES
Tél. (32-2) 478.48.60
Télex 23.643.

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.

5 Les tableaux seront dactylographiés séparément et fournis en triple exemplaire (format 210 × 297 mm, recto). Des exemples et une explication pour chaque tableau doivent figurer dans le texte. Les tableaux feront l'objet d'une numérotation particulière en séquence suivant leur ordre d'apparition. Ne pas utiliser d'abréviations autres que les unités ou symboles dans les tableaux. Eventuellement, numéroter les diverses colonnes des tableaux afin d'en faciliter l'explication et l'illustration dans le texte.

6 Toutes les formules, équations et expressions mathématiques devront de préférence être dactylographiées, et les symboles clairement identifiés.

Dans tous les cas où une ambiguïté est à craindre, il est souhaitable d'écrire à la main les formules mathématiques du texte.

Les lettres utilisées comme symboles doivent être définies lorsqu'elles apparaissent pour la première fois dans le texte, les figures ou les tableaux. Elles devront faire l'objet d'une liste alphabétique (dénommée « NOTATIONS ») donnée en annexe.

Tout symbole manuscrit ou pouvant faire l'objet de confusions doit être identifié en marge (par exemple : prime et un, o et zéro, Zed et deux, elle et un, etc.). Les lettres grecques doivent être également identifiées dès leur première apparition. Toutes ces identifications seront faites en marge au crayon.

Chaque équation ou groupe d'équations doit être centré pour faciliter la lecture.

Généralement, la plupart des expressions mathématiques sont composées en italique. Cependant, les abréviations de fonctions trigonométriques (sin, cos, tg, etc.) et des logarithmes naturel ou vulgaire (Ln et log) sont imprimées en caractères romains. Les vecteurs et matrices le sont en caractères gras.

Les fractions simples apparaissant dans le texte s'écrivent sur une seule ligne avec des parenthèses, par exemple

$1/(a + b)$ et non sous la forme $1/a + b$ ou $\frac{1}{a + b}$. On

portera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante :

{ [()] }. On utilisera l'exposant 1/2 de préférence au signe $\sqrt{\quad}$ et l'exposant -1 de préférence au signe $/$. Exemple : écrire $(a x^{-1} \text{ tg } y)$ plutôt que $(a/x) \text{ tg } y$. Pour l'emploi d'exponentielles avec exposants compliqués, écrire :

$\exp [2 x^2 / (1 - y)^2]$ plutôt que $e^{\frac{2 x^2}{(1 - y)^2}}$.

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.

7 Les références citées dans le texte doivent être ras-

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.



