

L. C. P. C.
25. MAR. 1983
SERVICE DE DOCUMENTATION

PT 16

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

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

N°20

90 F
AOUT 1982

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 20
AOUT 1982

sommaire

| | |
|--|----|
| résumés | 3 |
| étude probabiliste du comportement d'un remblai sur sols mous J.-P. Magnan - S. Baghery | 5 |
| étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique J.-P. Magnan - S. Shahanguian - H. Josseume | 13 |
| déformation d'un échantillon de sable sur chemins de contrainte isotrope et triaxiaux de révolution : influence de l'histoire J. Lanier | 21 |
| mesures de contrainte dans la vallée d'Aspe F. Buyle-Bodin - F.J. Bonnechère - F.H. Cornet | 31 |
| détermination en sondages de la perméabilité d'un milieu rocheux fracturé : aspects théoriques et pratiques L. Bertrand - E. Durand - B. Feuga | 39 |
| découpage par jets liquides en géotechnique F. Gilbert - Minh Phong Luong | 55 |
| le phénomène d'effondrement dans les roches volcaniques à forte porosité S. Uriel Romero | 65 |
| note technique : suppression des perturbations dues à l'effet de membrane dans les mesures de variation de volume au cours de l'essai triaxial P. Habib - M.P. Luong | 78 |

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 : P. Habib

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - B. Mandagaran

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction : E. Absi - J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Héritier - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser
Secrétaire : B. Mandagaran

Abonnement annuel : France : 300 FF — étranger : 350 FF
Prix du numéro : 90 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.

Bulletin à retourner à/to be returned to :

Monsieur MANDAGARAN
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères F 75007 PARIS (FRANCE)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

ANNEE 1982

Nom/Name _____
Prénom/Christian name _____
Organisme/Company _____
Adresse/Address _____

Bulletin d'abonnement/Subscription order form

Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues

France 300 F
Etranger/foreign countries 350 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»)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

VENTE PAR NUMERO

Nom/Name _____
Prénom/Christian name _____
Organisme/Company _____
Adresse/Address _____

Tarif/Price

- Numéros 1, 2, 4 à 13 : l'unité 65 F
- Number 1, 2, 4 to 13 : unit price 65 FF
- Numéro 3 spécial « Ancrages dans les sols » : l'unité 100 F
- Number 3 special « Ground anchors » : unit price 100 FF
- Numéros 14 à 17 : l'unité 80 F
- Number 14 to 17 : unit price 80 FF
- Numéros 18 à 21 : l'unité 90 F
- Number 18 to 21 : unit price 90 FF

- Je souhaite recevoir _____ exemplaire(s) du (des) numéro(s) : _____
au prix de _____
Frais d'expédition pour la France et l'étranger : l'unité 20 FF x _____
- I order _____ copies of number : _____
Unit price : _____
Postage for France and foreign countries : unit 20 FF x _____

Total _____

résumés

étude probabiliste du comportement d'un remblai sur sols mous

par J.-P. Magnan - S. Bagheri

L'article présente les différentes phases de l'analyse probabiliste du tassement au cours du temps du remblai B du site expérimental de remblais sur sols compressibles de Cubzac-les-Ponts : distributions statistiques des propriétés physiques et mécaniques utilisées pour le calcul des amplitudes et vitesses de tassement ; calcul probabiliste de ces amplitudes et vitesses.

Les auteurs comparent différentes méthodes d'analyse probabiliste entre elles et avec les mesures effectuées pendant les trois années suivant l'édification du remblai : méthode de Monte Carlo et méthode de Vanmarcke et Fuleihan pour l'amplitude du tassement final ; méthode de Monte Carlo et méthode de Chang et Soong pour la vitesse de consolidation.

étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique

par J.P. Magnan - S. Shahanguian - H. Josseaume

L'article décrit le déroulement et les principaux résultats d'une étude expérimentale réalisée sur une argile molle organique (vase) prélevée dans la vallée de la Dordogne à Cubzac-les-Ponts. Cette argile molle organique a été soumise à plusieurs séries d'essais œdométriques et triaxiaux (essais de cisaillement CIU et CID, essais de consolidation anisotrope, essais de striction) dans le but de mettre en évidence l'existence d'une surface d'état limite comparable à celle des argiles sensibles scandinaves et canadiennes.

Les essais réalisés sur des éprouvettes provenant de trois endroits du site expérimental des Laboratoires des Ponts et Chaussées à Cubzac-les-Ponts ont démontré l'existence d'une telle surface d'état limite, que l'on peut représenter par une courbe de forme elliptique invariable et de dimensions proportionnelles à la pression de préconsolidation du sol.

déformation d'un échantillon de sable sur chemins de contrainte isotrope et triaxiaux de révolution : influence de l'histoire

par J. Lanier

Nous étudions dans cet article le comportement d'échantillons de sable sec. Les essais présentés ont été réalisés sur la presse tridimensionnelle de Grenoble qui permet de suivre un chemin quelconque dans l'espace des contraintes principales. Les sollicitations que nous envisageons sont une succession d'essais triaxiaux de révolution à contraintes «latérales» constantes (simulation de l'essai classique) et d'essais isotropes. On constate alors que la réponse en déformation sur les chemins isotropes n'est pas isotrope mais dépend de l'essai triaxial qui l'a précédé.

mesures de contrainte dans la vallée d'Aspe

par F. Buyle-Bodin - F.J. Bonnechère - F.H. Cornet

Une méthode de mesure de contraintes par surcarottage est décrite. La cellule utilisée pour ces essais permet d'obtenir quatre mesures de déplacements diamétraux, perpendiculaires entre eux deux à deux, et huit mesures de déplacements longitudinaux le long de quatre génératrices différentes. Les résultats obtenus lors d'une campagne de mesure sont traités globalement, après qu'aient été éliminées les mesures entachées d'erreurs de manipulation. Ces mauvaises mesures sont détectées en analysant la courbe déplacement-avancement du surcarottage. On est ainsi amené à résoudre un système linéaire sur-déterminé, problème qui est traité par la méthode des moindres carrés. Un critère complémentaire est proposé pour écarter de la collection de mesures admissibles, celles qui ont été influencées par la présence de discontinuités locales.

Les résultats obtenus lors de trois campagnes de mesure dans différents tunnels sont présentés. Ils font ressortir la nécessité de n'effectuer des opérations de surcarottage qu'à des distances de la paroi libre au moins égales au rayon de la section transversale du tunnel.

détermination en sondages de la perméabilité d'un milieu rocheux fracturé : aspects théoriques et pratiques

par L. Bertrand - E. Durand - B. Feuga

Cette communication présente les méthodes mises en œuvre au BRGM pour la détermination des perméabilités des massifs rocheux fracturés. Pour la résolution de la majorité des problèmes d'écoulement en milieu fracturé, il peut être recouru à la notion de milieu poreux équivalent au milieu fracturé.

Ce milieu poreux équivalent est caractérisé par un tenseur de perméabilité, évidemment anisotrope dans le cas le plus général, et dont l'anisotropie est liée aux fréquences et orientations des principales familles de fractures. Une méthode de détermination de la forme et de l'orientation de ce tenseur à partir de levés de fracturation est présentée. La détermination du module de ce tenseur nécessite la réalisation d'essais in situ.

Des progrès technologiques récents permettent désormais la mesure locale en sondages de perméabilités aussi petites que 10^{-10} m/s.

découpage par jets liquides en géotechnique

par F. Gilbert - Minh Phong Luong

Le découpage par jets liquides est une technique de plus en plus utilisée qui peut être intéressante pour certains problèmes de géotechnique. Après avoir établi la nécessité d'approches théoriques on montre comment un modèle assez simple permet de retrouver la plupart des résultats connus dans un cas particulier et d'en fournir une interprétation mécanique. On met en évidence le double intérêt d'un tel modèle, à la fois théorique (compréhension des phénomènes mis en jeu) et pratique (prévision d'ordres de grandeur technologiques).

le phénomène d'effondrement dans les roches volcaniques à forte porosité

par S. Uriel Romero

On appelle effondrement sous contrainte le changement brutal de la déformabilité d'une roche sous un effort de compression, accompagné d'une destruction de la structure originelle, et sans que la résistance au cisaillement ait été épuisée.

L'article est divisé en quatre parties. Dans la première partie sont décrites des roches volcaniques très légères (donc à forte porosité), qui présentent clairement le phénomène d'effondrement, et un modèle est exposé qui peut représenter leur comportement expérimental. Dans la seconde partie sont présentés les paramètres et les propriétés mécaniques des différentes roches, déterminés par des essais au laboratoire et en place. La troisième partie donne le comportement global du terrain lorsque coexistent des zones effondrées et des zones élastiques. Finalement, quelques ouvrages importants fondés sur ces types de roches sont décrits.

determination in boreholes of the permeability of a fractured rock medium : theoretical and practical aspects

by L. Bertrand - E. Durand - B. Feuga

This paper presents the methods implemented at BRGM in order to determine the permeabilities of fractured rock masses. For the resolution of most flow problems in fractured media, the concept of the «equivalent porous medium» can be used.

This «equivalent porous medium» is characterized by a permeability tensor, which is in most cases anisotropic ; its anisotropy is related with the frequencies and orientations of the main families of fractures. A method making it possible to use structural (i.e. fracturing) data to determine the shape and orientation of the tensor is presented. The determination of the modulus of the tensor requires in situ tests.

Recent technological progresses currently make the local measurements in boreholes of permeabilities as low as 10^{-10} m/s possible.

cutting by liquid jets in geotechnics

by F. Gilbert - Minh Phong Luong

Cutting by liquid jets is increasingly used in engineering and seems to be a promising technique. After having shown the need for a theoretical approach, a simple model is described which can be used to explain most of the results obtained for a particular case. The utility of this model is then described for both theoretical (understanding of underlying phenomena) and practical (prediction of technological value orders) applications.

collapse of high porosity volcanic rocks

by S. Uriel Romero

A sudden change of the deformability of a rock in a compression stress field, accompanied by a destruction of the original structure without exhausting the shear strength is defined as a tensional collapse.

This report is divided in four parts. In the first one, a description is carried out on the low density volcanic rocks that are clearly collapsible, and a model that can represent its experimental behaviour is devised. In the second part, parameters and mechanic properties of different rocks tested in laboratory and «in situ» are presented. The third part indicates the global behaviour when zones with and without collapse coexist. Finally some important public works founded on these kinds of rocks are described.

probabilistic analysis of the behaviour of an embankment on soft soil

by J.-P. Magnan - S. Bagheri

The paper presents the different steps of probabilistic analysis of the settlements of embankment B of the experimental site of embankments on soft soils at Cubzac-les-Ponts : statistical analysis of the physical and mechanical properties used for prediction of amplitudes and rates of settlement ; probabilistic calculation of these amplitudes and rates of settlement.

The authors compare various methods of probabilistic analysis between themselves and with the settlements observed during the first three years following embankment construction : Monte Carlo method and method of Vanmarcke and Fuleihan for final settlement ; Monte Carlo method and method of Chang and Soong for settlement rates.

laboratory study of the limit states of a soft organic clay

by J.P. Magnan - S. Shahanguian - H. Josseaume

The authors present the main results of an experimental study performed on a soft organic clay coming from the Dordogne valley at Cubzac-les-Ponts. This soft organic clay was subjected to different types of oedometric and triaxial tests (CIU and CID compression tests, anisotropic consolidation tests, striction tests) in order to establish if this type of soil has got a limit state (yield) surface similar to that of Scandinavian or Canadian sensitive clays.

The tests performed on specimen taken from three different locations on the experimental site of the Laboratoires des Ponts et Chaussées at Cubzac-les-Ponts demonstrated that a limit state surface of this type does exist and that it can be represented as a curve of elliptical shape, the dimensions of which are proportionnal to preconsolidation pressure.

deformation of a sand sample on isotropic stress paths : influence of history

by J. Lanier

In the present work, we investigate the behaviour of dry sand samples. The experiments have been performed with the true triaxial apparatus of Grenoble which enables us to follow any path in the principal stress space. The tests considered are isotropic tests and axisymmetric with lateral constant stress tests (classical triaxial test). From these experiments, the corresponding strain on the isotropic stress path is found to be non isotropic but is depending on the triaxial test which just precedes it.

stress measurement in Vallée d'Aspe

by F. Buyle-Bodin - F.J. Bonnechère - F.H. Cornet

An overcoring technique for in-situ stress determination is presented. The cell, from Université de Liège, provides means for measuring four diametral displacements along two sets of directions, each set being composed of two perpendicular directions, and eight longitudinal displacements along four different generatrices.

Results altered either by a defective sensor or by local heterogeneities are rejected. Criteria used to define the resulting «admissible» data set are described. This admissible data set is used to construct a redundant system of linear equations which is solved by a least square technique.

Results from three different campaigns in various tunnels are presented. They illustrate the fact that overcoring operations must be conducted at distances from the free surface at least equal to the radius of the tunnel cross section.

étude probabiliste du comportement d'un remblai sur sols mous

par

J.-P. Magnan S. Baghery

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris

1 Introduction

Malgré le grand développement des recherches sur l'analyse probabiliste du comportement des ouvrages au cours des dix dernières années, la prédiction probabiliste des amplitudes ou vitesses de déformation des sols de fondation compressibles a été peu traitée dans la littérature internationale : six articles seulement s'intéressent à ce type de problèmes alors qu'il y en a, par exemple, près de 25 pour les études de stabilité. Le premier (Folayan et al., 1970) ne concernait d'ailleurs pas vraiment la prédiction des tassements en elle-même mais plutôt la façon d'organiser la reconnaissance géotechnique en s'appuyant sur la théorie de la décision. Par la suite, Vanmarcke et Fuleihan (1975) ont proposé une méthode analytique pour prédire la densité de probabilité du tassement final, calculé par la méthode œdométrique; Freeze (1977) a utilisé la méthode de Monte Carlo pour prédire le degré de consolidation unidimensionnel; Asaoka (1978) et Asaoka et Suzuki (1979) ont proposé une méthode analytique pour extrapoler les courbes de tassement observées; Chang et Soong (1979) ont développé une solution analytique pour calculer la valeur moyenne et l'écart-type du degré de consolidation de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi.

C'est en 1978 qu'a été entreprise au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées une étude systématique des méthodes d'analyse probabiliste du comportement des ouvrages, du point de vue de la mécanique des sols. Cette étude a été orientée vers une classe de problèmes pour laquelle existaient de nombreuses données expérimentales : les remblais sur sols compressibles et plus particulièrement ceux du site expérimental de Cubzac-les-Ponts. Le comportement du remblai B, objet du présent article, a été analysé en deux temps : on a d'abord caractérisé d'un point de vue statistique les propriétés physiques et mécaniques du sol de fondation; puis on a calculé le tassement final, le degré de consolidation et le tassement au cours du temps par différentes méthodes probabilistes.

Ces résultats ont été ensuite comparés à ceux des mesures effectuées sur le site pendant les trois années suivant la construction du remblai.

2 Le cas traité : remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts

Le site expérimental de remblais sur sols compressibles des Laboratoires des Ponts et Chaussées à Cubzac-les-Ponts (Gironde) a déjà fait l'objet de différentes publications (Vogien, 1975; Blondeau et al., 1977; Dang et Magnan, 1977; Magnan et al., 1978; Belkeziz et Magnan, 1982; Shahanguian, 1980), dont l'une était justement consacrée à l'objet de la présente étude, le remblai B (hauteur 2,3 m), édifié en 1975 avec un coefficient de sécurité de 1,5 et destiné à l'étude de la consolidation du sol de fondation sous le remblai et dans son voisinage (Magnan et al., 1978).

Sur le site, les alluvions compressibles sont constituées du haut vers le bas par :

- une mince couche de terre végétale, d'une épaisseur approximative de 0,30 m;
- une couche d'argile limoneuse d'une épaisseur de 1 à 2 m, formant une croûte surconsolidée et altérée;
- une couche d'argile molle grise plus ou moins organique, dont l'épaisseur atteint 8 m.

Le substratum est constitué d'une couche de graves située vers 10 m de profondeur, d'épaisseur moyenne 5 m, reposant sur des roches marneuses ou calcaires.

L'argile du site présente une bonne homogénéité. Néanmoins, on observe des litages de fibres végétales bien conservées vers 2 à 3 m de profondeur. La cote NGF au niveau du sol est de +2 m. Le toit de la nappe fluctue chaque année entre la surface du terrain naturel et 1,5 m de profondeur.

Les données géotechniques disponibles pour la zone du remblai B proviennent de 4 sondages carottés (au carottier à piston stationnaire) ayant fourni le sol pour

les essais de laboratoire, 11 sondages pénétrométriques, 5 sondages scissométriques et 6 sondages pressiométriques. La figure 1 montre l'emplacement des sondages carottés et des essais en place par rapport au remblai B.

L'analyse statistique des valeurs des paramètres géotechniques du sol de fondation du remblai B a conduit aux résultats représentés sur la figure 2 et dans le tableau 1 pour les paramètres de compressibilité (indice des vides initial e_0 , poids volumique γ , indice de compression C_c , indice de gonflement C_s et pression de préconsolidation σ'_p). Pour le coefficient de consolidation c_v du sol normalement consolidé, le nombre des valeurs disponibles était inférieur à 10 et l'on a admis que c_v suit une loi log-normale, les valeurs de c_v étant supposées constantes au cours du temps (valeur moyenne $\bar{c}_v = 2,1 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$; coefficient de variation $CV [c_v] = 0,76$).

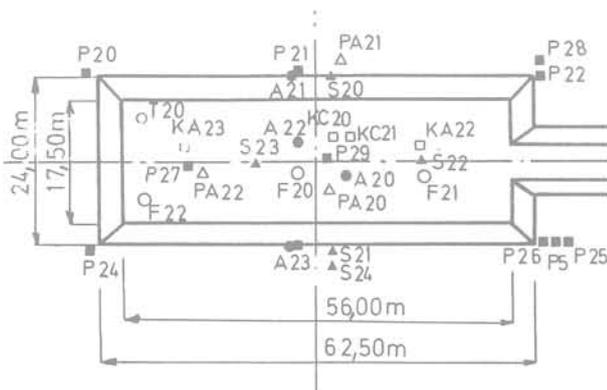
Pour certains calculs, on a besoin des valeurs des coefficients de corrélation entre les paramètres, pris deux à deux. Ces coefficients de corrélation sont rassemblés dans le tableau 2.

Enfin, les variations spatiales des paramètres e_0 , γ , C_c et σ'_p sur l'épaisseur de la couche compressible ont été analysées à l'aide d'un modèle de régression linéaire à l'intérieur de trois couches de 1,5 m - 2 m et 5,5 m, respectivement (fig. 3).

2.1 Calcul des amplitudes des tassements

Deux méthodes de calcul ont été utilisées pour calculer le tassement final du sol sous le remblai B : la méthode de Monte Carlo et une méthode analytique utilisée par Vanmarcké et Fuleihan (1975).

Dans les deux cas, on a considéré la charge appliquée par le poids du remblai à la surface du sol comme un paramètre déterministe (48,3 kPa). La distribution des surcontraintes induites par cette charge dans la couche compressible a été déterminée à l'aide de l'abaque d'Osterberg (charge en forme de demi-remblai).



- Sondage carotté
- ▲ Scissomètre
- Pénétromètre
- +○ Sondage tarière
- ▲ Pressiomètre
- Essai de perméabilité en place

Fig. 1 Emplacement des essais en place et des sondages carottés (Remblai B de Cubzac-les-Ponts)

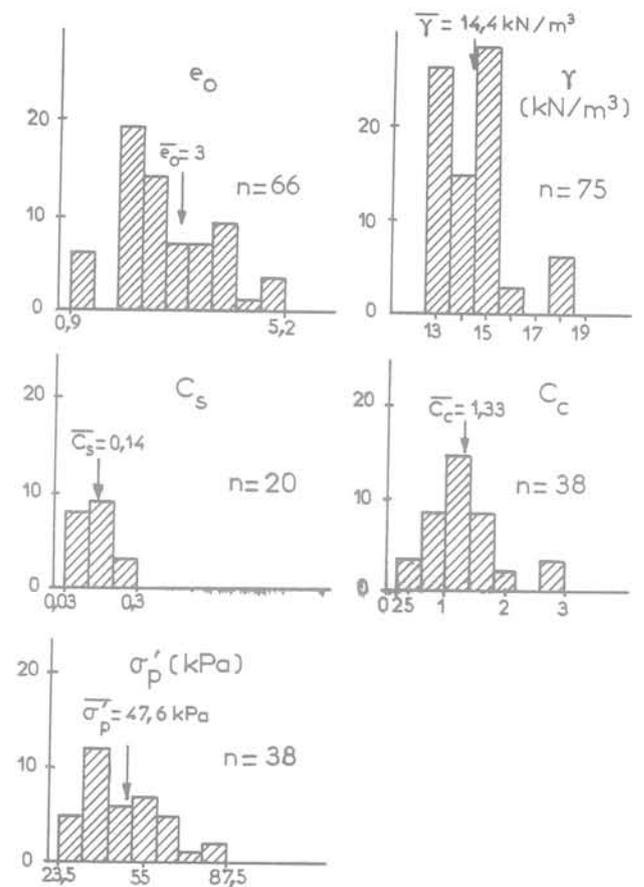


Fig. 2

Tableau 1
Coefficient de variation et loi de probabilité des valeurs des paramètres de compressibilité (remblai B de Cubzac-les-Ponts)

| Couche | Coefficient de variation/Loi adoptée | | | | |
|---------|--------------------------------------|-------------------|-------|-------------------|-------------------|
| | e_0 | γ | c_s | C_c | σ'_p |
| 0 à 1 m | 0,09 _N | 0,02 _N | — | — | 0,14 _N |
| 1 à 2 m | 0,19 _N | 0,07 _N | — | — | — |
| 2 à 3 m | 0,15 _N | 0,02 _β | — | 0,06 _N | 0,18 _N |
| 3 à 4 m | 0,21 _N | 0,07 _β | — | 0,28 _N | 0,16 _β |
| 4 à 5 m | 0,11 _N | 0,02 _β | — | 0,26 _N | 0,09 _β |
| 5 à 6 m | 0,09 _N | 0,04 _β | — | 0,13 _N | 0,17 _β |
| 6 à 7 m | 0,05 _N | 0,02 _β | — | 0,15 _N | 0,22 _β |
| 7 à 8 m | 0,07 _N | 0,05 _β | — | 0,18 _N | 0,21 _β |
| 8 à 9 m | 0,03 _N | 0,02 _β | — | 0,07 _N | 0,06 _β |
| | | N - Loi normale | | β - Loi bêta | |

Tableau 2
Coefficients de corrélation entre les paramètres
utilisés dans les calculs de tassement
(Remblai B de Cubzac-les-Ponts)

| | e_0 | σ'_p | C_c | c_v | σ'_{v0} | C_s |
|----------------|-------|-------------|-------|-------|----------------|-------|
| e_0 | 1 | -0,44 | 0,47 | -0,39 | -0,14 | 0,38 |
| σ'_p | | 1 | -0,15 | 0,58 | 0,32 | -0,53 |
| C_c | | | 1 | -0,80 | -0,11 | 0,70 |
| c_v | | | | 1 | -0,49 | -0,79 |
| σ'_{v0} | | | | | 1 | -0,14 |
| C_s | | | | | | 1 |

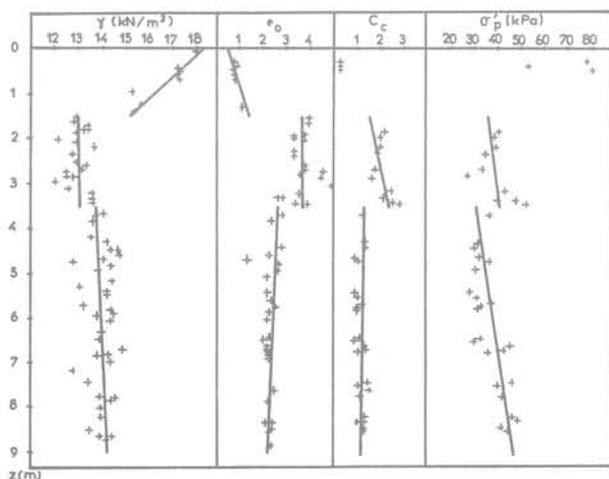


Fig. 3 Variations de γ , e_0 , C_c et σ'_p sur l'épaisseur de la couche compressible (Cubzac - B)

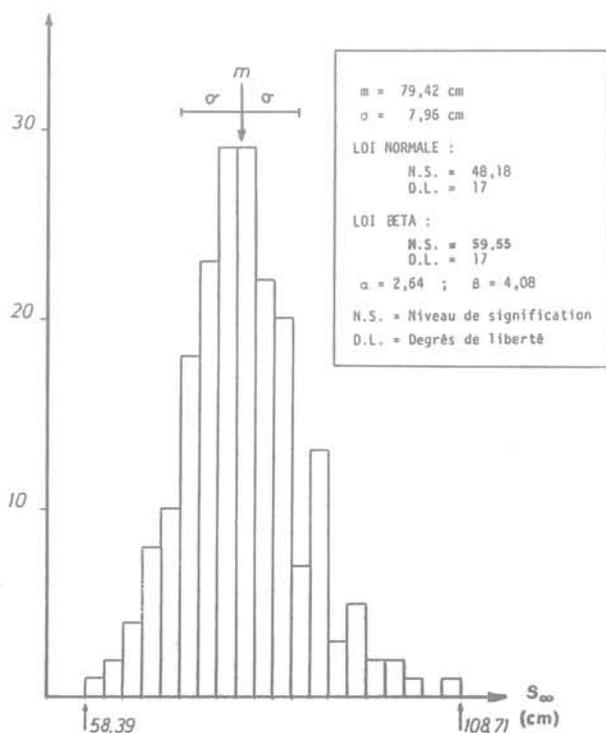


Fig. 4 Histogramme et coefficients statistiques du tassement final

Méthode de Monte-Carlo

Cette méthode consiste à calculer un grand nombre de fois le tassement final du sol en attribuant aux paramètres de la formule de calcul des valeurs « tirées » au hasard d'après les lois de distribution observées pour ces paramètres puis à effectuer une analyse statistique des résultats de ces calculs.

Dans le cas de Cubzac, 9 couches de sol ont été distinguées et le tassement final de la couche compressible a été pris égal à la somme des tassements finaux de chacune de ces neuf couches :

$$s_{\infty} = \sum_i h_{oi} \left[\frac{C_{ci}}{1 + e_{oi}} \lg \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{pi}} + \frac{C_{si}}{1 + e_{oi}} \times \lg \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}} \right]$$

avec les notations suivantes :

- e_{oi} indice des vides initial de la i -ème couche,
- h_{oi} épaisseur initiale de la i -ème couche,
- C_{si} indice de gonflement de la i -ème couche,
- C_{ci} indice de compression de la i -ème couche,
- $\sigma'_{v0i} = \sum_{j=1}^{i-1} \gamma_j h_{oj} + \frac{1}{2} \gamma_i h_{oi} - u_i$,
contrainte effective verticale initiale au milieu de la i -ème couche,
- γ_i poids volumique du sol dans la i -ème couche,
- u_i pression interstitielle au milieu de la i -ème couche (on a supposé la nappe phréatique à -1 m de profondeur),
- $\Delta\sigma_{vi}$ Surcontrainte verticale induite par le poids du remblai au milieu de la i -ème couche,
- σ'_{pi} pression de préconsolidation au milieu de la i -ème couche.

Les paramètres des 200 calculs du tassement final ont été générés de façon aléatoire en tenant compte de la dérive linéaire en fonction de la profondeur dans tous les cas où elle était significative, en utilisant les lois de distribution et les coefficients statistiques estimés dans chaque couche.

Dans chaque couche, compte tenu de la loi de distribution, des coefficients statistiques et de la dérive linéaire des paramètres, les valeurs de ceux-ci sont « tirées » à chaque itération du calcul, le tassement final de la i -ème itération étant égal à la somme des tassements finaux des 9 couches pour cette itération. Les 200 valeurs du tassement final ainsi obtenues ont permis de déterminer la valeur moyenne, l'écart-type, les valeurs extrêmes et les paramètres de la loi de distribution du tassement final (dans les cas d'une loi normale et d'une loi bêta). La fonction de répartition du tassement final est représentée sous forme d'histogramme sur la figure 4.

Méthode analytique

Cette méthode repose sur le développement en série de Taylor de la formule de calcul des tassements de la couche i :

$$s = h \cdot \frac{C_x}{1 + e_0} \cdot \lg \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = h \cdot C_R \cdot L$$

où : $C_R = \frac{C_x}{1 + e_0}$ et $L = \lg \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$.

D'après Benjamin et Cornell (1970), on peut utiliser les relations suivantes pour calculer la moyenne $E[s_i]$ et le

coefficient de variation $CV[s_i]$ du tassement de la couche i :

$$E[s] = h \cdot E[C_R] \cdot E[L],$$

$$CV^2[s] = CV^2[C_R] + CV^2[L] + CV[C_R] \cdot CV[L]$$

$$= CV^2[C_R] + CV^2[L].$$

On peut montrer, dans l'hypothèse où les coefficients de variation de C_x (égal à C_e ou C_c selon que le sol est surconsolidé ou normalement consolidé) et de $1 + e_0$ sont petits, que les termes précédents sont égaux à :

$$E[C_R] \approx \frac{\bar{C}_x}{1 + \bar{e}_0}$$

$$E[L] = \lg \frac{E[\sigma_1]}{E[\sigma_2]} - 0,22(CV^2[\sigma_1] + CV^2[\sigma_2]),$$

$$CV[C_R] = \sqrt{CV^2[C_x] + CV^2[1 + e_0]},$$

$$CV[L] = 0,434 \sqrt{\frac{CV^2[\sigma_1] + CV^2[\sigma_2]}{E(L)}}.$$

Sur cette base, on peut calculer le tassement final de chacune des neuf couches et le tassement final du sol

$$s_\infty = \sum_{i=1}^9 s_i.$$

La moyenne et la variance de s_∞ sont données par les expressions :

$$E[s_\infty] = \sum_{i=1}^9 E[s_i]$$

$$V[s_\infty] = \sum_{i=1}^9 V[s_i] + 2 \sum_{i=1}^9 \sum_{j>i} \rho_{ij} \sigma_{s_i} \sigma_{s_j},$$

où les ρ_{ij} sont les coefficients de corrélation des tassements des couches i et j et les σ_{s_i} et σ_{s_j} les écarts-types de ces tassements. Faute de disposer de données fiables sur les valeurs des ρ_{ij} , on a fait le calcul dans le cas où tous les ρ_{ij} sont nuls, c'est-à-dire où les tassements des neuf couches du sol sont indépendants les uns des autres.

Le calcul donne pour la valeur moyenne et l'écart-type du tassement final les valeurs suivantes :

$$\bar{s}_\infty = 80 \text{ cm} \quad \sigma_{s_\infty} = 11,8 \text{ cm}.$$

Par comparaison, la méthode de Monte-Carlo conduit à

$$\bar{s}_\infty = 79,4 \text{ cm} \quad \sigma_{s_\infty} = 8 \text{ cm},$$

tandis qu'un calcul déterministe effectué avec les valeurs moyennes des paramètres de chaque couche donne $s_\infty = 80 \text{ cm}$.

2.2 Calcul des vitesses de consolidation

Cette partie de l'étude a également été réalisée par deux méthodes : la méthode de Monte Carlo et la méthode analytique de Chang et Soong (1979).

Méthode de Monte-Carlo

Pour appliquer la méthode de Monte-Carlo, on a utilisé le programme de calcul CONMULT (Consolidation unidimensionnelle des multicouches, THOMANN 1972) pour le calcul de la vitesse de consolidation, en considérant comme seule variable aléatoire le coefficient de consolidation c_v . Ce programme résout par la méthode des différences finies l'équation de la consolidation unidimensionnelle. Il faut introduire comme données la discrétisation spatiale du sol (nombre de sous-couches) et la valeur des paramètres du calcul dans chaque couche. Pour le calcul en différences finies, on a choisi de diviser le sol de fondation en 50 sous-couches, regroupées en 9 couches de 1 m d'épaisseur. Cent calculs ont été effectués, avec des valeurs aléatoires du coefficient de consolidation dans chaque couche. Dans chaque calcul on a supposé que le coefficient de perméabilité du sol était proportionnel au coefficient de consolidation correspondant, c'est-à-dire que la condition de continuité de l'écoulement entre les couches pouvait s'exprimer en fonction de

$$k_{vi}/k_{vi+1} = c_{vi}/c_{vi+1}.$$

Pour la génération des 900 valeurs nécessaires du coefficient de consolidation, on a utilisé une loi de distribution log-normale, choisie après application du test de Shapiro-Wilk. Les valeurs obtenues ont été supposées constantes au cours du temps.

Les résultats du calcul sont représentés sur la figure 5 sous forme d'histogrammes des temps nécessaires pour atteindre une valeur donnée du degré de consolidation et d'une courbe reliant les valeurs moyennes du temps au bout duquel on atteint un degré de consolidation de U .

Pour chaque degré de consolidation on a testé trois lois (normale, log-normale, bêta); le tableau 3 présente les coefficients statistiques des temps de consolidation calculés et les niveaux de signification des lois testées.

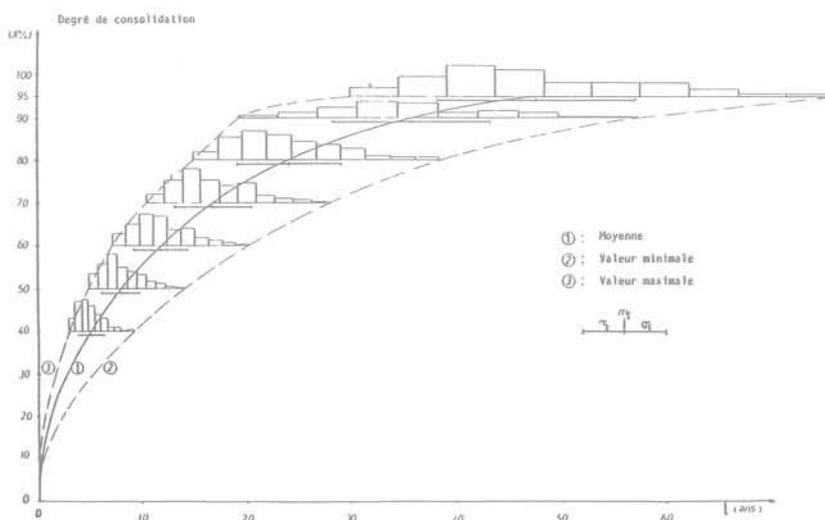


Fig. 5 Evolution du degré de consolidation du sol au cours du temps

Tableau 3
Moyenne et écart-type du temps nécessaire pour atteindre différentes valeurs du degré de consolidation et niveaux de signification des lois testées

| Temps t U % | Moyenne (années) | Écart-Type (années) | N. S. de la loi normale (%) | N. S. de la loi log-normale (%) | N. S. de la loi bêta et valeurs de α et β |
|----------------|------------------|---------------------|-----------------------------|---------------------------------|--|
| 10 | 0,31 | 0,09 | 3,44 | 0,02 | 6,18 $\alpha = 0,19$ $\beta = 1,72$ |
| 20 | 1,23 | 0,36 | 3,11 | 17,66 | 24,02 $\alpha = 0,38$ $\beta = 2,01$ |
| 30 | 2,83 | 0,76 | 4,20 | 34,08 | 22,29 $\alpha = 0,31$ $\beta = 1,88$ |
| 40 | 5,13 | 1,26 | 24,02 | 93,74 | 78,58 $\alpha = 0,43$ $\beta = 1,96$ |
| 50 | 8,12 | 1,87 | 25,85 | 89,17 | 10,68 $\alpha = 0,54$ $\beta = 1,95$ |
| 60 | 11,90 | 2,63 | 29,78 | 27,77 | 57,14 $\alpha = 0,58$ $\beta = 1,87$ |
| 70 | 16,80 | 3,54 | 24,02 | 19,11 | 73,54 $\alpha = 0,68$ $\beta = 1,95$ |
| 80 | 23,82 | 4,97 | 31,89 | 36,37 | 54,38 $\alpha = 0,65$ $\beta = 1,77$ |
| 90 | 35,72 | 7,49 | 15,01 | 36,37 | 85,34 $\alpha = 1,30$ $\beta = 2,06$ |
| 95 | 47,74 | 9,58 | 15,01 | 4,63 | 89,17 $\alpha = 0,72$ $\beta = 1,77$ |

Méthode de Chang et Soong

Chang et Soong (1979) ont choisi, entre deux possibilités également adéquates pour la loi de distribution du coefficient de consolidation c_v (lois log-normales et gamma), la loi gamma. Sur cette base, ils ont déterminé la moyenne et l'écart-type du degré de consolidation résultant de la résolution de l'équation de la consolidation unidimensionnelle d'un mono-couche. Ces coefficients statistiques peuvent s'exprimer en fonction du facteur-temps T_v et du coefficient de variation $CV[c_v]$:

* *moyenne*

$$\bar{U}(t) = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{\pi^2(2n+1)^2} \times \frac{1}{1 + \frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} \cdot T_v \cdot CV^2[c_v]}$$

* *variance (carré de l'écart-type)*

$$\sigma_U^2 = \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{64}{\pi^2(2n+1)^2(2m+1)^2} \times \frac{1}{1 + \frac{(2n+1)^2(2m+1)^2}{16} \cdot \pi^4 \cdot T_v \cdot CV^2[c_v]} - (1 - \bar{U})^2$$

Le calcul de la moyenne et de l'écart-type du degré de consolidation a été réalisé aux temps 5, 10, 20 et 30 ans. Le tableau 4 présente les résultats obtenus dans l'hypothèse où la moyenne et le coefficient de variation de c_v valent respectivement

$$\bar{c}_v = 2,1 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}; CV[c_v] = 0,76.$$

La figure 6 compare les résultats obtenus par la méthode de Monte-Carlo et par la méthode analytique de Chang et Soong.

$$\frac{1}{CV^2[c_v]} \quad \frac{1}{CV^2[c_v]}$$

Tableau 4
Résultats du calcul par la méthode de Chang et Soong (1979)

| Temps | Moyenne \bar{U} | Écart-type σ_U |
|--------|-------------------|-----------------------|
| 5 ans | 0,48 | 0,03 |
| 10 ans | 0,63 | 0,075 |
| 20 ans | 0,79 | 0,136 |
| 30 ans | 0,86 | 0,174 |

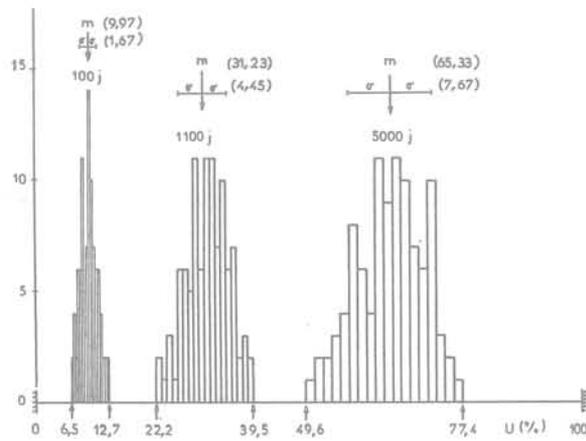
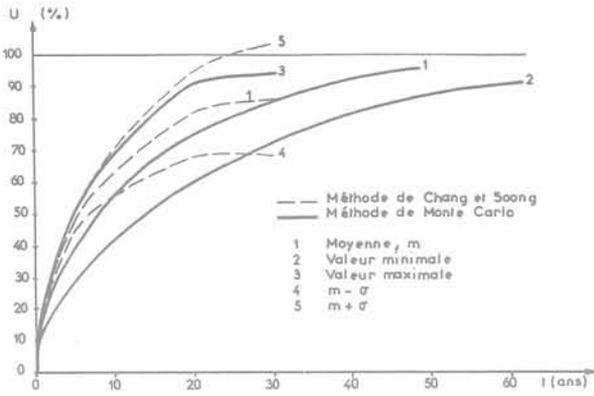
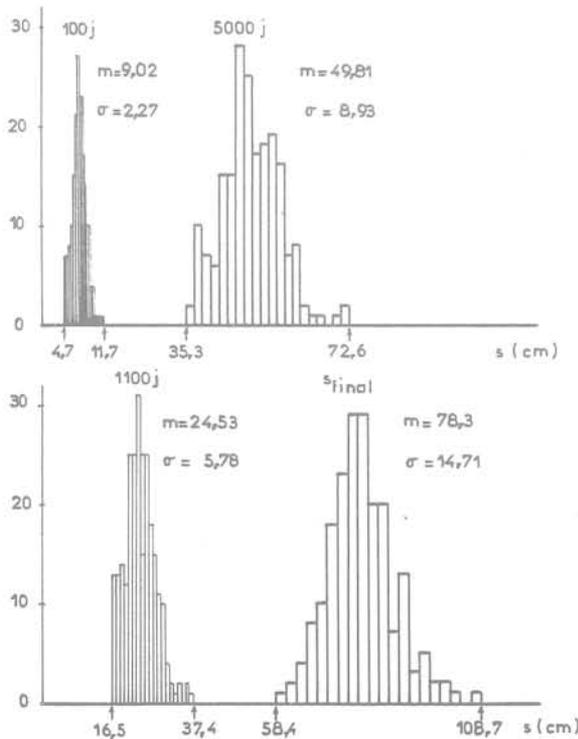


Fig. 7



2.3 Évolution des tassements au cours du temps

On a utilisé la relation $s_t = U(t) \times s_\infty$ pour calculer le tassement au temps t du sol de fondation du remblai B. Dans cette relation, s_t et s_∞ représentent respectivement le tassement au temps t et le tassement final. Connaissant la distribution et les coefficients statistiques du tassement final s_∞ (fig. 4) et ceux du degré de consolidation U à différents temps t on peut déterminer l'évolution de la distribution du tassement au cours du temps.

Le calcul a été effectué pour $t = 100$ j, 1 100 j et 5 000 j. Pour ces valeurs du temps, on a utilisé la distribution des degrés de consolidation obtenue par la méthode de Monte-Carlo (fig. 5). On a déterminé d'abord la loi de distribution et les coefficients statistiques de chaque $U(t)$. La figure 7 présente les résultats obtenus.

Dans une seconde étape, on a utilisé la méthode de Monte-Carlo pour combiner de façon aléatoire les tassements finaux et les degrés de consolidation : deux cents valeurs de s_∞ et $U(t)$ ont été générées pour chaque paramètre puis on a analysé les distributions de $s_t = s_\infty \cdot U(t)$ aux temps $t = 100 - 1 100$ et 5 000 jours en calculant leurs coefficients statistiques et en effectuant des tests sur la forme des distributions obtenues. La figure 8 présente la distribution des tassements aux différents temps choisis.

La comparaison des tassements calculés par la méthode indiquée avec les tassements observés au centre du remblai (fig. 9) montre que l'on est loin de prédire de façon correcte le déroulement des tassements au cours du temps. Il est très vraisemblable que la différence des comportements calculé et observé provient d'une mauvaise estimation de la valeur réelle du coefficient de consolidation c_v en place (la valeur de c_v déduite des tassements observés par Magnan et al. (1981) est de $2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ alors que la valeur moyenne adoptée pour l'étude probabiliste est de $2,1 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$). Si l'on corrige d'un facteur 10 les temps de tassement probabilistes de la figure 9, on arrive en effet à faire passer la courbe observée dans le fuseau du calcul, mais cette méthode de correction a posteriori ne peut naturellement pas être utilisée au niveau des projets. En définitive, pour la prévision des vitesses de tassement, l'utilisation des méthodes probabilistes ne peut à elle seule corriger les erreurs traditionnellement commises sur l'ordre de grandeur du coefficient de consolidation.

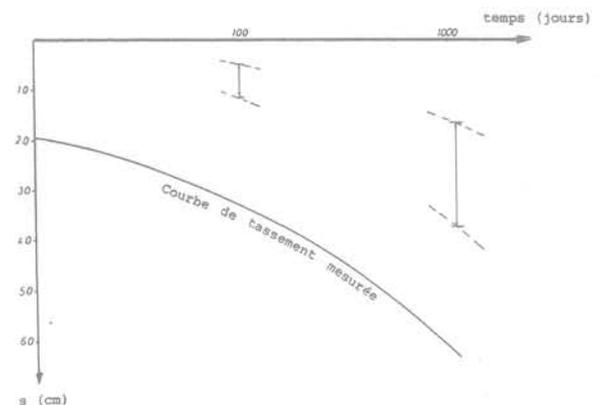


Fig. 9

3 Conclusion

Entreprise dans le but très pragmatique de comparer les différentes méthodes de calcul probabilistes décrites dans la littérature entre elles et avec les résultats des observations faites sur un remblai réel, l'étude décrite dans le présent article a mis en évidence quelques-uns des obstacles à l'utilisation de ce type de méthode au niveau des projets réels et notamment le besoin d'informations statistiques détaillées sur les propriétés des sols (lois de distribution et coefficients de corrélation mais aussi dérive des propriétés avec la profondeur et autocorrélation des valeurs de chaque paramètre). Elle a montré également que les méthodes probabilistes ne peuvent rattraper à elles seules les erreurs commises sur l'ordre de grandeur des paramètres.

Néanmoins, l'approche probabiliste reste prometteuse parce qu'elle doit permettre d'évaluer la marge d'incertitude des résultats des calculs d'ouvrages courants. Des recherches sont engagées dans ce sens, avec notamment pour objectif d'estimer les erreurs introduites par la simplification des lois statistiques des propriétés des sols.

Références bibliographiques

- A. Asaoka (1978). *Observational procedure of settlement prediction*. Soils and Foundations, 18 (4), 87-101.
- A. Asaoka, M. Suzuki (1979). *Settlement prediction of extensive reclaimed land*. Proc. 3rd ICASP, Sydney, 477-486.
- A. Belkeziz, J.-P. Magnan (1982). *Analyse numérique de la consolidation bidimensionnelle des sols élastoplastiques. Traitement par la méthode des éléments finis et application au remblai expérimental B de Cubzac-les-Ponts*. Laboratoire Central des Ponts et chaussées. Rapport de Recherche LPC. (A paraître.)
- J.R. Benjamin, C.A. Cornell (1970). *Probability, statistics and decision for civil engineers*. Mac-Graw-Hill, New-York.
- F. Blondeau, C. Mieussens, D. Queyroi, J.-P. Levillain, M. Peignaud, M. Vogien (1977). *Instrumentation du remblai expérimental « A » de Cubzac-les-Ponts*. C-R. International Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thaïlande, juillet, 419-435.
- C.S. Chang, T.T. Soong (1979). *A probabilistic approach to consolidation analysis*. Proc. 3rd ICASP, Sydney, 487-496.
- M.-T. Dang, J.-P. Magnan (1977). *Application des modèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai sur sols mous (site expérimental de Cubzac-les-Ponts)*. Laboratoire Central des Ponts et chaussées, France, Rapport de Recherche LPC n° 74.
- J.I. Folayan, K. Hoeg, J.R. Benjamin (1970). *Decision theory applied to settlement predictions*. ASCE, JI of SMFD, Vol. 96, n° SM4, July, 1127-1141.
- R.A. Freeze (1977). *Probabilistic one-dimensional consolidation*. ASCE, JI of GED, vol. 103, n° GT7, July, 725-742.
- J.-P. Magnan, C. Mieussens, D. Queyroi (1978). *Comportement du remblai expérimental B à Cubzac-les-Ponts*. Revue Française de Géotechnique, n° 5, 23-36.
- J.-P. Magnan, S. Baghery, J.-M. Deroy, D. Queyroi (1981). *Difficultés du contrôle in situ des calculs de tassements*. C.-R. X^e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation. Stockholm, septembre 1981.
- S. Shahanguian (1980). *Loi de comportement des argiles molles : détermination expérimentale des courbes d'état-limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts*. Thèse de docteur-ingénieur. Université Pierre et Marie Curie, Paris, juin 1980.
- G. Thomann (1972). *Résolution de l'équation de la consolidation unidimensionnelle par la méthode des différences finies*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 59, mai-juin 1972, 57-64.
- E.H. Vanmarcke, N.F. Fuleihan (1975). *Probabilistic prediction of levee settlement*. Proc. 2nd ICASP. Aachen, septembre 1975, 175-190.
- M. Vogien (1975). *Étude du comportement avant la rupture d'un remblai expérimental construit sur sol mou à Cubzac-les-Ponts*. Thèse de docteur-ingénieur. Université Pierre et Marie Curie, Paris.

étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique

par

**J.-P. Magnan,
S. Shahanguian,
H. Josseaume**

1 Introduction

Le développement des méthodes de calcul numérique, et notamment de la méthode des éléments finis, a conduit au cours des dernières années la mécanique des sols à une situation où les méthodes de calcul sont très puissantes sans que l'on ait une connaissance équivalente des lois de comportement des sols et où le perfectionnement des méthodes de calcul ne présente de ce fait dans l'immédiat qu'un intérêt limité. La nécessité d'une priorité aux études rhéologiques a été ressentie également au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées où des recherches expérimentales en laboratoire ont été conduites parallèlement au développement des méthodes de calcul (Dang et Magnan, 1977; Magnan et Belkeziz, 1982; Magnan et Mouratidis, 1981) et à la réalisation d'études en vraie grandeur sur le site expérimental de remblais sur argile molle de Cubzac-les-Ponts (Blondeau et al, 1977; Vogien, 1975; Magnan et al, 1978).

L'étude expérimentale dont il est rendu compte dans cet article a été lancée en 1977, après le 9^e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation de Tokyo, au cours duquel Tavenas et Leroueil (1977) ont présenté les premiers résultats de leurs travaux sur la rhéologie des argiles de la vallée de Saint Laurent, analysée en termes d'état-limite et d'état-critique, c'est-à-dire dans l'esprit du modèle élaboré au cours des années soixante par le groupe de Mécanique des Sols de l'Université de Cambridge, sous la conduite du professeur Roscoe.

Les modèles de Cambridge pour les argiles (Cam-Clay, Cam-Clay modifié, Cam-Clay modifié révisé) ont été développés entre 1963 et 1967 (Roscoe et al, 1963; Roscoe et Poorooshasb, 1963; Burland, 1965, 1967) par combinaison de concepts élaborés antérieurement par Rendulic (1936) et Hvorslev (1936) pour la surface de chargement, par Roscoe et al (1958) pour l'état critique et par Drucker (1951, 1964) pour les conditions de

stabilité, qui s'appliquent à l'écoulement du sol sur la surface de chargement. Ils ont fait l'objet de vérifications expérimentales sur du kaolin reconstitué (Roscoe et Hambly, 1969; Balasubramaniam, 1969; Pearce, 1971) et d'une adaptation pour traitement par la méthode des éléments finis par Zienkiewicz et Naylor (1971) et Simpson (1973).

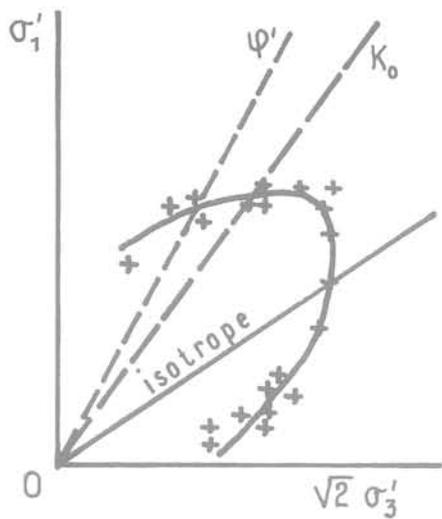
Les recherches effectuées à l'Université Laval de Québec par F. Tavenas et S. Leroueil ont confirmé l'intérêt des notions d'états limite et critique pour la description du comportement en laboratoire des argiles sensibles du Québec mais conduit à des courbes d'état limite (ou surfaces de chargement) plus ou moins centrées sur l'axe d'anisotropie (« K_0 ») du sol et non pas sur l'axe des contraintes isotropes, comme c'était le cas pour les modèles de Cambridge.

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées était au courant de l'avancement de ces travaux dans le cadre d'un projet de coopération franco-québécoise qui l'unissait à l'Université Laval et il fut décidé à cette époque de tester sur une argile molle française les nouveaux concepts élaborés à l'Université Laval (modèle YLIGHT). Le choix s'est porté sur l'argile molle organique du site expérimental de Cubzac-les-Ponts.

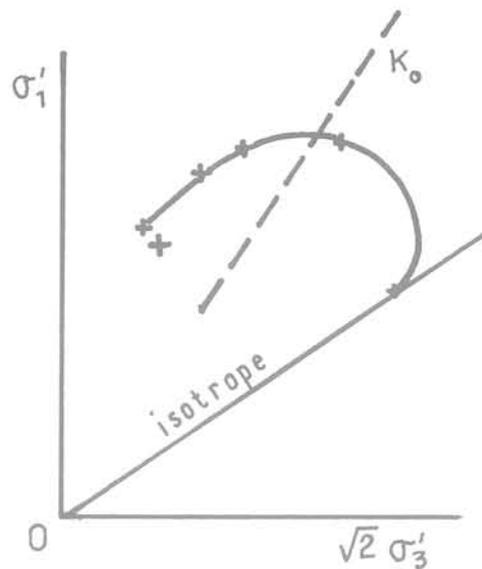
L'étude a porté sur la détermination de la surface d'état limite de cette argile molle organique, que l'on voulait utiliser ultérieurement pour des calculs en éléments finis. Elle a été réalisée sur des éprouvettes de sol prélevées à trois endroits du site.

La suite de cet article présente successivement :

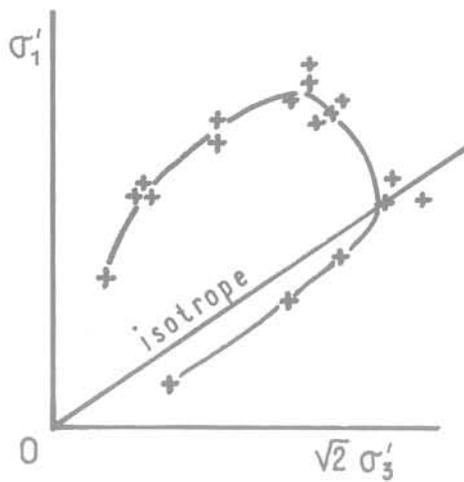
- les objectifs de l'étude et la stratégie adoptée;
- la procédure et le matériel utilisés pour les essais;
- le sol testé (argile molle organique de Cubzac-les-Ponts);
- les résultats obtenus (chemins de contraintes et courbes d'état-limite);
- les prolongements souhaitables de la recherche.



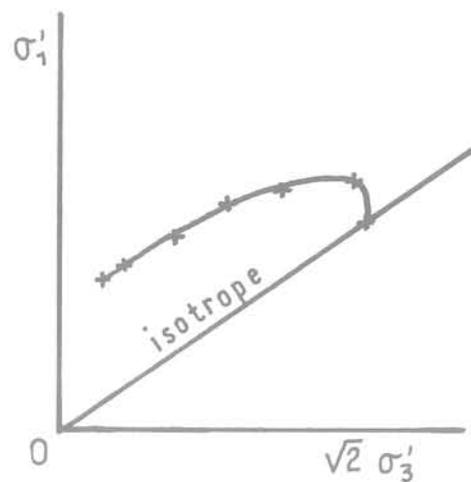
a - Heron Road - Bronson Ave
(Wong et Mitchell, 1975)



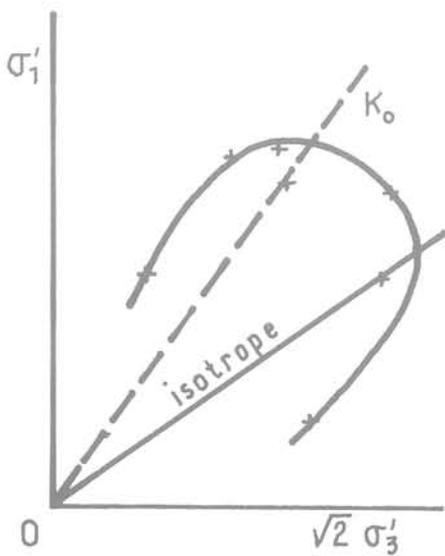
b - Lyndhurst (Graham, 1974)



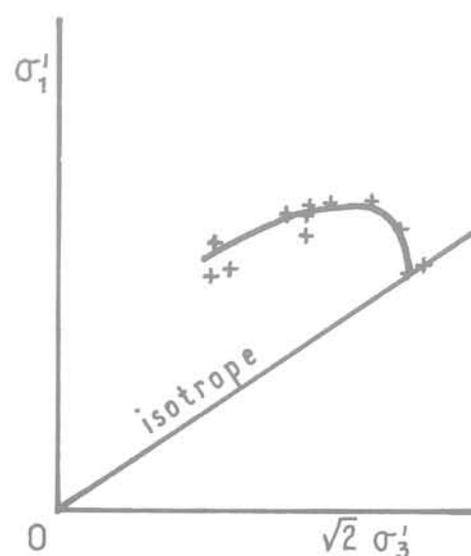
c - Drammen (Berre, 1972)



d - Ottawa (McRostie et al, 1972)



e - Mastemyr (Graham, 1969)



f - Rockcliffe (Mitchell, 1970)

Fig. 1 Allure des courbes d'état limite de différentes argiles naturelles (d'après Leroueil, 1977)

2 Objectifs de l'étude et stratégie adoptée

L'existence de courbes d'état limite dans les argiles molles est attestée par les exemples rassemblés par Leroueil (1977) et présentés sur les figures 1 et 2.

Chacune de ces courbes définit, pour un état initial donné, l'ensemble des états de contraintes que le sol peut subir sans qu'il se produise de déformations irréversibles importantes. L'ensemble des courbes d'état limite correspondant aux états initiaux possibles, caractérisés généralement par l'indice des vides du sol, constitue la surface d'état limite.

Cette définition appelle plusieurs remarques :

- d'une part, tous les points d'une courbe d'état limite ne correspondent pas à des irréversibilités de même nature (fig. 3). Au-dessus de la droite de pente M qui correspond dans le repère (s, t) à la condition classique de Mohr-Coulomb

$$\tau_{\max} = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \text{ ou } \varnothing' \text{ par } \varnothing'$$

on observe une rupture du sol par cisaillement, tandis qu'au dessous de cette droite il apparaît des déformations volumiques irréversibles, comme lorsque l'on dépasse la pression de préconsolidation dans un essai œdométrique;

- d'autre part, on peut utiliser différentes représentations pour les courbes d'état limite : repères $[s = 0,5(\sigma'_1 + \sigma'_3), t = 0,5(\sigma'_1 - \sigma'_3)]$, $[\sigma'_1, \sqrt{2}\sigma'_3]$ ou $[p = 0,333(\sigma'_1 + 2\sigma'_3), q = \sigma'_1 - \sigma'_3]$,

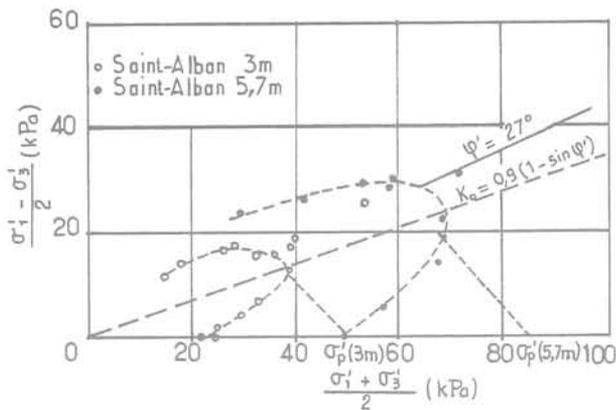


Fig. 2 Courbes d'état limite de l'argile de Saint-Alban (d'après Leroueil, 1977)

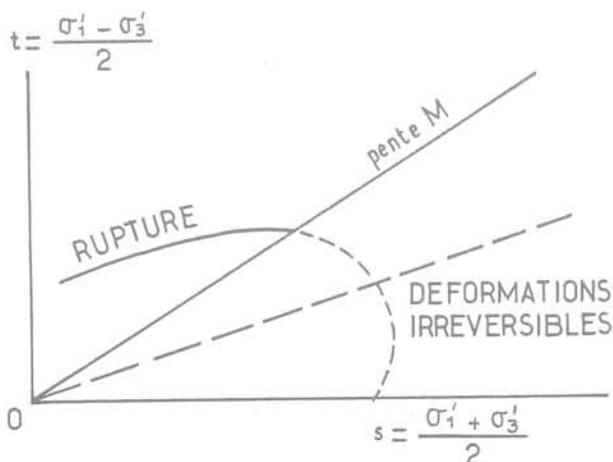


Fig. 3 Nature des irréversibilités sur la courbe d'état limite

par exemple.

La forme des courbes d'état limite s'en trouve modifiée (fig. 4), mais de façon peu importante, compte tenu du caractère linéaire des relations entre ces différents systèmes de coordonnées;

- enfin, les seuls paramètres utilisés sont σ'_1, σ'_3 et e , ce qui fait que ce mode de représentation est incapable de traduire l'influence éventuelle de la contrainte effective principale intermédiaire σ'_2 lorsqu'elle diffère de σ'_3 , des rotations des axes de contraintes, de la distorsion du sol, etc., sauf à introduire un paramétrage des surfaces d'état limite obtenues.

L'étude effectuée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées a été réalisée, comme celles qui l'ont précédée, sur du matériel triaxial et œdométrique classique, c'est-à-dire à symétrie de révolution, de telle sorte qu'une représentation dans un système (s, t) était tout à fait suffisante.

Pour déterminer les points de la courbe d'état limite correspondant à un état initial donné du sol, on a réalisé des essais de différents types, dont on a analysé le déroulement en termes de contraintes effectives, le point de contraintes (s, t) correspondant au phénomène attendu (rupture ou accélération des déformations) étant supposé sur la courbe d'état limite. La figure 5 présente les chemins de contraintes correspondant aux différents types d'essais réalisés :

- essais triaxiaux K_0 ;
- essais triaxiaux consolidés de façon isotrope et non drainés (CIU) avec mesure de la pression interstitielle;
- essais triaxiaux consolidés de façon isotrope et drainés (CID);
- essais triaxiaux de striction, avec consolidation anisotrope;
- essais de consolidation anisotrope (à $\sigma'_3/\sigma'_1 = K = \text{constante}$).

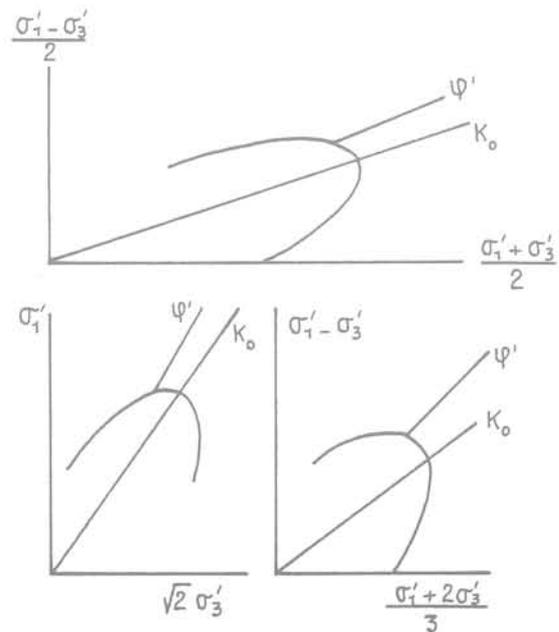


Fig. 4 Influence du mode de représentation sur la forme des courbes d'état limite

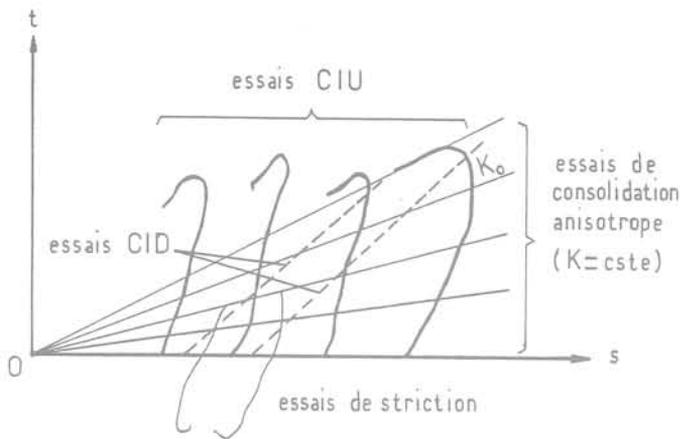


Fig. 5 Chemins de contraintes suivis pendant les essais

Des essais œdométriques ont également été réalisés mais, comme pour ce type d'essais on ne peut jamais être totalement sûr du respect de la condition K_0 , on ne connaît pas de façon certaine la valeur du rapport σ'_3/σ'_1 . On a reporté pour cette raison sur les diagrammes le lieu des points correspondant aux contraintes de préconsolidation, soit $\sigma'_1 = \sigma'_p$, pour toutes les valeurs possibles du rapport σ'_3/σ'_1 .

Pour les essais de cisaillement, on a retenu les pics des chemins de contraintes tandis que, pour les essais de consolidation, le point limite adopté correspond au coude de la courbe « variation de volume = f (contrainte effective moyenne) » représentée en coordonnées linéaires.

Pour chaque point d'étude du sol de Cubzac-les-Ponts, on a réalisé un nombre d'essais de chaque type suffisant pour obtenir la forme de la courbe d'état limite.

3 Procédures et matériels d'essai

Les essais triaxiaux ont été réalisés sur du matériel (cellule et presse) classique de marque Wykeham-Farrance. On a travaillé sur des éprouvettes de 50,6 mm de diamètre et d'élanement 2 (soit une hauteur de 101,2 mm). Pour la mesure des déformations latérales des éprouvettes, on a utilisé les bagues à vernier conçues par B. Félix (1981) ainsi que les burettes classiques pour la mesure des volumes drainés. Les membranes entourant les éprouvettes étaient des membranes en latex d'épaisseur nominale 2/10 mm fabriquées par Wykeham-Farrance. La cellule était remplie d'huile de silicones Rhodorsil 47V300 fabriquée par la Société Rhône-Poulenc.

La mise en charge des essais de striction et des essais K_0 a été effectuée à l'aide des dispositifs spéciaux mis au point lors de recherches antérieures (Josseaume et Meimon, 1976).

Le chargement des éprouvettes soumises aux essais de consolidation anisotrope a été réalisé manuellement, ce qui peut expliquer certaines irrégularités locales des chemins de contraintes effectives. Par contre, toutes les mesures de déplacements, de contraintes totales et de pressions interstitielles ont été enregistrées en continu, le dépouillement des résultats s'effectuant sur ordinateur.

Les essais triaxiaux ont été réalisés avec une contre-pression de 34 à 48 kPa appliquée préalablement au début du chargement et correspondant

approximativement aux pressions interstitielles en place.

Pour les essais œdométriques, on a utilisé indifféremment des œdomètres à poids de marque Wykeham Farrance ou des œdomètres pneumatiques de type LPC.

4 Le sol testé (argile molle organique de Cubzac-les-Ponts)

Les éprouvettes utilisées pour les essais proviennent de carottes prélevées en deux endroits du site expérimental de Cubzac-les-Ponts :

- à l'emplacement du remblai C on a prélevé des carottes de diamètre 76 mm à l'aide du carottier à piston stationnaire LPC. Les essais ont été réalisés autour de deux niveaux moyens : -4,5 m (carottes de 4 à 5 m) et -5,5 m (carottes de 5 à 6 m). Les sondages correspondants portent les numéros A35, A36, A37 et A38;
- à l'emplacement du remblai D on a prélevé des carottes de 200 mm de diamètre à l'aide du carottier développé par l'Université Laval. Ces carottes sont découpées en blocs de 13 cm de hauteur dès leur extraction et conservées à l'aide d'une couche de cire et de paraffine appliquée sur le site même du prélèvement. Les essais ont été réalisés sur des blocs prélevés aux environs de 5,5 m de profondeur. Les sondages portent les numéros A40 et A41.

Les caractéristiques moyennes de l'argile molle testée, sont, pour les trois emplacements testés :

- teneur en eau w comprise entre 60 et 80, toujours très proche de la limite de liquidité w_L ;
- indice de plasticité I_p voisin de 40;
- indice des vides initial e_0 de l'ordre de 2,5;
- sol légèrement surconsolidé (d'une dizaine de kilopascals).

4 Résultats

Les figures 6, 7 et 8 présentent, pour chacune des trois zones étudiées (remblai C/-4,5 m; remblai C/-5,5 m; remblai D/-5,5 m), d'une part les chemins de contraintes effectives suivis lors des essais de cisaillement à l'appareil triaxial (essais CIU et CID), ainsi que l'enveloppe de rupture obtenue en joignant les pics de ces différentes courbes, et d'autre part l'ensemble des points de la courbe d'état limite (pics précédents plus les points correspondant à l'accélération des tassements dans les essais de consolidation anisotropes). La droite $\sigma'_1 = \sigma'_p$ de ce second diagramme correspond au résultat moyen des essais œdométriques.

Les résultats sont très encourageants, même si certains points ne sont pas connus avec une précision très élevée (la mesure des variations de volume donne souvent des résultats différents selon le système utilisé, bagues ou burettes, tandis que les corrections de membranes et autres peuvent influencer sur les résultats des essais de cisaillement).

Le seul point « anormal » des résultats est la position de la droite $\sigma'_1 = \sigma'_p$ par rapport à la courbe d'état limite dans deux des cas (remblai C à -4,5 et -5,5 m) : cette droite coupe la courbe d'état limite alors qu'elle devrait seulement la toucher sur la droite de consolidation anisotrope sous $\sigma'_3/\sigma'_1 = K_0$ si l'essai œdométrique était

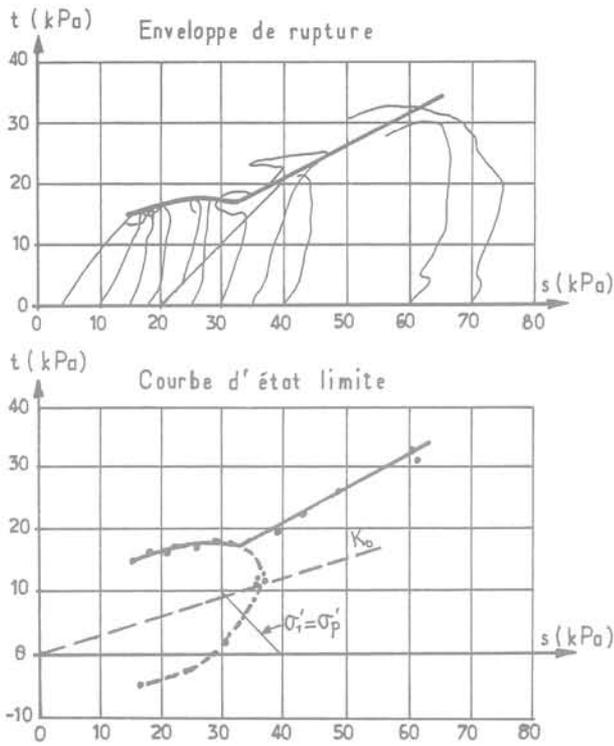


Fig. 6 Courbe d'état limite et enveloppe de rupture (remblai C ; -4,5 m)

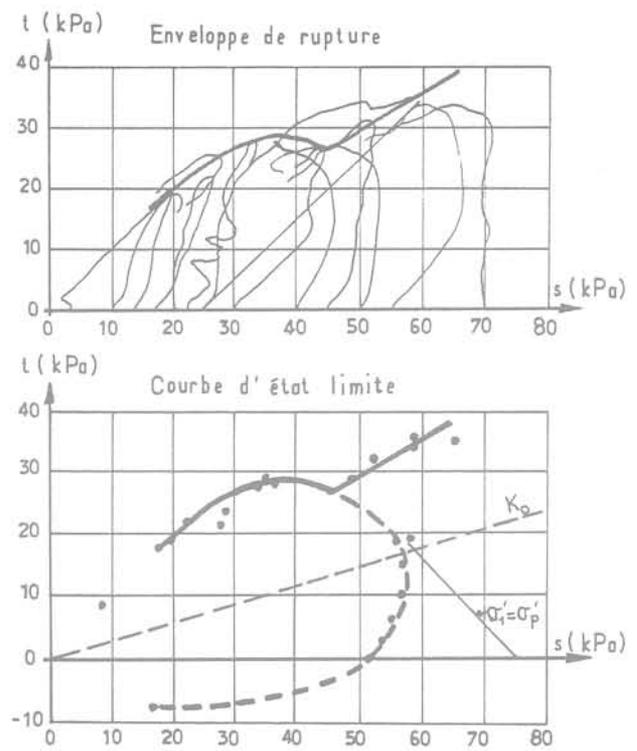


Fig. 8 Courbe d'état limite et enveloppe de rupture (remblai D ; -5,5 m)

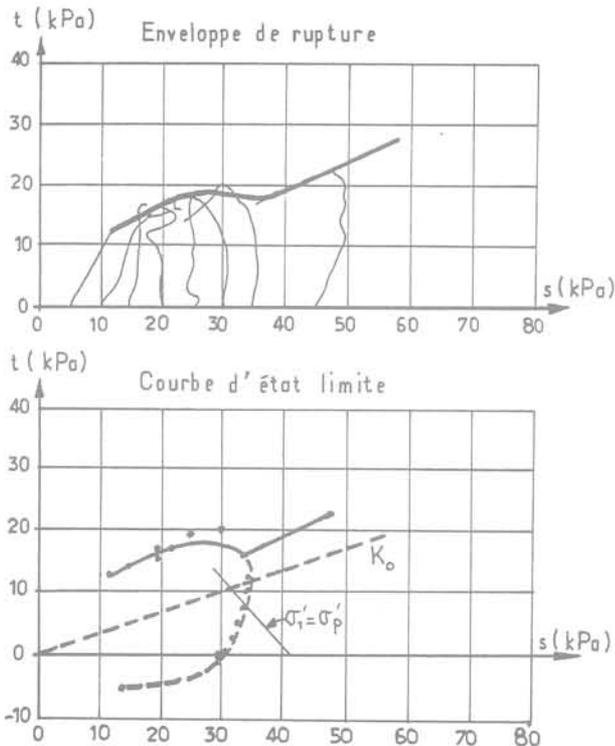


Fig. 7 Courbe d'état limite et enveloppe de rupture (remblai C ; -5,5 m)

Les résultats obtenus par Leroueil (1977) sur l'argile de Saint-Alban confirmaient une des hypothèses principales du modèle testé ici, à savoir le caractère homothétique des courbes obtenues sur des blocs d'argile d'état initial différents. La normalisation des courbes d'état limite par rapport à la contrainte de préconsolidation σ'_p doit conduire à une courbe d'état limite unique si cette hypothèse est vraie. La figure 9 présente l'ensemble des résultats de l'étude dans un système de coordonnées réduites ou « normalisées » ($s^* = s/\sigma'_p$; $t^* = t/\sigma'_p$). Il est clair que les courbes peuvent être considérées comme homothétiques puisque l'on peut définir sans peine sinon une courbe unique, du moins une bande d'état limite de largeur faible et tolérable compte tenu des incertitudes inhérentes à ce type d'étude en laboratoire (fig. 10). Il convient de noter, toutefois, que la contrainte de préconsolidation σ'_p utilisée pour la normalisation des résultats expérimentaux n'est pas celle des essais œdométriques mais la valeur correspondant aux points de la courbe d'état limite situés sur la droite d'anisotropie K_0 .

Un dernier aspect des résultats mérite un commentaire : les points alignés sur la droite appelée ϕ' sur la figure 10 correspondent aux essais de cisaillement CIU consolidés sous des pressions isotropes supérieures à la pression de préconsolidation du sol. En toute rigueur, ces points ne devraient pas figurer dans les diagrammes de résultats puisqu'ils ne proviennent pas d'éprouvettes de même état initial que les autres. Nous les avons laissés parce que toutes les publications antérieures comportent des points analogues. Les chemins de contraintes correspondants ne sont d'ailleurs pas dépourvus d'intérêt : d'après les principes généraux du modèle de Tavenas et Leroueil (1979), ils donnent une idée de la forme de la surface d'état limite pour les pressions de préconsolidation supérieures à la pression de préconsolidation du sol naturel.

vraiment un essai K_0 c'est-à-dire à déformation horizontale nulle. Cette anomalie mériterait certainement une étude approfondie.

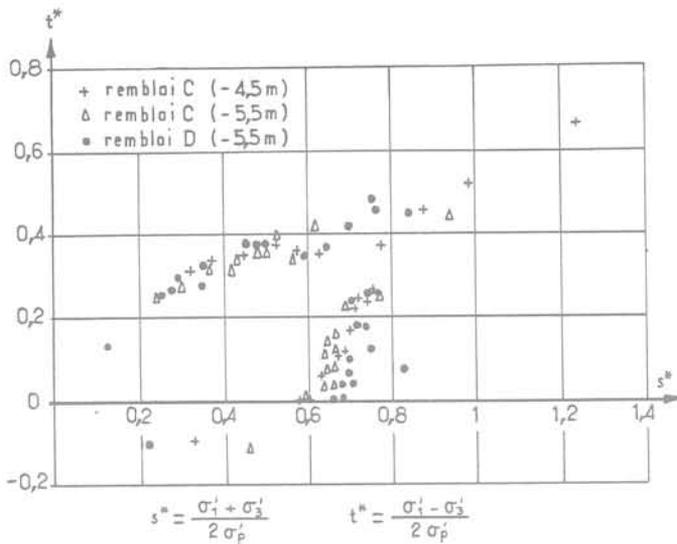


Fig. 9 Résultats des essais en coordonnées « normalisées »

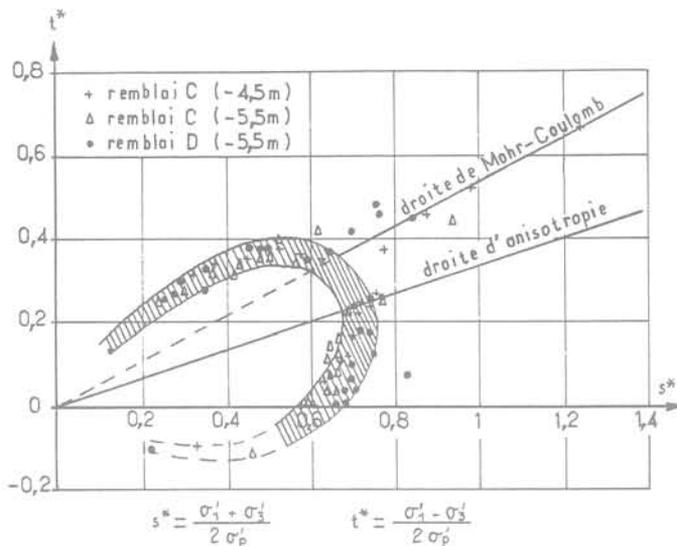


Fig. 10 Courbe d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts

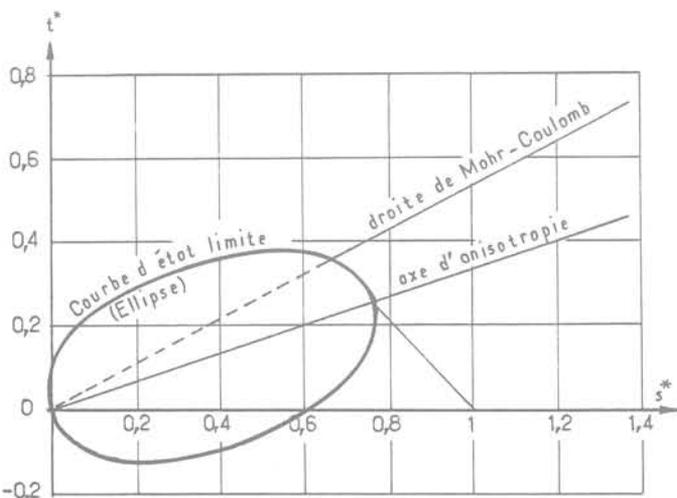


Fig. 11 Représentation schématique des courbes d'état limite

La figure 11 présente la schématisation adoptée à la suite de cette étude pour les courbes d'état limite du sol de Cubzac, définies à l'aide d'une courbe unique dans le repère normalisé (s^* , t^*).

Les résultats détaillés des essais sont disponibles dans la thèse de Shahanguian (1980).

5 Perspectives et conclusion

La détermination de la géométrie des courbes d'état limite est un premier pas important pour le développement de modèles élastoplastiques avec écrouissage adaptés au comportement des argiles naturelles. Mais d'autres informations sont nécessaires si l'on veut transformer ces courbes d'état limite en modèle de calcul. Il faut connaître notamment :

- le comportement du sol à l'intérieur de la surface d'état limite;
- la loi d'écoulement, associée ou non associée, à utiliser sur la surface d'état-limite.

Il faut également préciser le mode de variation éventuel de la forme de la surface limite lors de l'écrouissage : des études réalisées à l'Université Laval (Brucy, 1977; Leroueil et al, 1979) semblent indiquer que, pour les argiles sensibles de la vallée du Saint Laurent, il existe une surface d'état limite initiale ayant une forme d'allure elliptique mais que cette surface se déforme dès que l'on atteint la surface lors du chargement : la partie de la courbe située au-dessus de la droite de rupture ϕ' tend à se rabattre vers cette droite tandis que la partie de la courbe située au-dessous de la droite de rupture prend progressivement une forme différente qui dépend du type de sollicitation imposée au sol (par exemple, si l'on réalise une compression isotrope du sol, la courbe d'état limite tend à devenir symétrique par rapport à l'axe O_s).

Enfin, l'influence de la rotation des axes des contraintes principales par rapport aux axes « géométriques » ou « physiques » du matériau doit être étudiée.

Toutes ces études, dont certaines sont en cours, sont indispensables au progrès de la rhéologie des sols.

Références bibliographiques

A.S. Balasubramaniam, (1969) Some factors influencing the stress-strain behaviour of clay. Ph. D. Thesis, Cambridge University.

T. Berre, (1972) Sammenheng mellom tid, deformasjoner og spenninger for normalt konsoliderte marine leirer. Proc. Nordic Conf. on Soil Mechanics, Trondheim.

F. Blondeau, C. Mieussens, D. Queyroi, J.-P. Levillain, M. Peignaud (1977) Instrumentation du remblai expérimental A de Cubzac-les-Ponts. International Symposium on Soft Clay, Bangkok, 419-435, et Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, n° spécial VI-F et VI-E.

F. Brucy, (1977) Effets du passage en l'état normalement consolidé sur l'état limite d'une argile naturelle. Thèse de maîtrise. Université Laval, Québec, 167 p.

J.P. Burland, (1965) The yielding and dilation of clay. Correspondence. Geotechnique, vol. 15, 211-214.

J.P. Burland, (1967) Deformation in soft clay. Ph. D. Thesis, Cambridge University.

- M. T. Dang, J. P. Magnan, (1977) Application des modèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC n° 74, 106 pages.
- D.C. Drücker (1951) A more fundamental approach to plastic stress-strain relations. Proc. 1st US National Congress on Applied Mechanics ASCE, Journal of Soil Mech. and Foundn division.
- D.C. Drücker, (1964) On the postulate of stability of material in the mechanics of continua. Journal de Mécanique. Vol. 3, 235-249.
- B. Félix, (1981) Mesure de la déformation radiale des éprouvettes de sol par un système de bagues. Revue Française de Géotechnique, n° 15.
- J. Graham, (1969) Laboratory results from Mastemyr quick clay after reconsolidation to the in situ stresses. Institut Géotechnique Norvégien, Oslo, Rapport interne, 372-375.
- J. Graham, (1974) Laboratory testing of sensitive clay from Lyndhurst, Ontario. Civil Engng Research Report 74-2, Royal Military College, Kingston, Ontario, Canada.
- M.J. Hvorslev, (1936) Conditions of failure for remoulded cohesive soils. Discussion. C.-R. 1^{er} Congrès International de Mécanique des Sols. Cambridge, Mass., vol. 3, 51-53.
- H. Josseaume, Y. Meimon, (1976) Détermination de la loi de comportement des argiles molles en laboratoire. Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, n° Spécial III, décembre 1976, 117-127.
- S. Leroueil, (1977) Quelques considérations sur le comportement des argiles sensibles. Thèse de Doctorat-ès-Sciences, Université Laval, Québec.
- S. Leroueil, F. Tavenas, F. Brucy, P. La Rochelle, M. Roy, (1979) Behaviour of destructured natural clays. Proc. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 105, n° GT6, 759-778.
- J. P. Magnan, A. Belkeziz, (1982) Consolidation d'un sol élastoplastique. Revue Française de Géotechnique. A paraître.
- J. P. Magnan, C. Mieussens, D. Queyroi, (1978) Comportement du remblai expérimental B à Cubzac-les-Ponts. Revue Française de Géotechnique, n° 5, Nov. 1978, 23-36.
- J. P. Magnan, A. Mouratidis, (1981) Déformations et contraintes dans un massif de sol décrit par le modèle Cam-Clay modifié. Colloque de Rhéologie. École Nationale des Travaux Publics de l'État, Lyon.
- G.C. Mc Rostie, K.N. Bur, R.J. Mitchell, (1972) The performance of tied-back sheet piling in clay. Canadian Geotechnical Journal, vol. 9, n° 2, 206-218.
- R.J. Mitchell, (1970) On the yielding and mechanical strength of Leda clays. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 7, n° 3, 297-312.
- J.A. Pearce, (1970) The behaviour of soft clay in a new true triaxial, Ph. D. Thesis, Cambridge University.
- L. Rendulic, (1936) Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay. Discussion C.-R. 1^{er} Congrès International de Mécanique des Sols, Cambridge, Mass., vol. 3, 186-191.
- K.H. Roscoe, A.N. Schofield, C.P. Wroth, (1958) On the yielding of soils. Géotechnique, vol. 8, n° 1, 22-53.
- K.H. Roscoe, H.B. Poorooshasb, (1963) A theoretical and experimental study of strains in triaxial compression test on normally consolidated clays. Géotechnique, vol. 13, n° 1, 12-38.
- K.H. Roscoe, A.N. Schofield, A. Thurairajah, (1963) Yielding of clays in states wetter than critical. Géotechnique, vol. 13, n° 2, 211-240.
- K.H. Roscoe, J.B. Burland, (1967) On the generalized stress-strain behaviour of "wet" clay. Symposium on engineering plasticity. Cambridge Univ. Press, 535-609.
- K. H. Roscoe, E.C. Hambly, (1969) Observations and predictions of stresses and strains during plane strain of "wet clay". C.-R. 7^e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Mexico, vol. 1, 17-181.
- D.A. Sangrey, (1972) Naturally cemented sensitive soils. Géotechnique, vol. 22, n° 1, 139-152.
- S. Shahanguian, (1980) Loi de comportement des argiles molles : détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts. Thèse de docteur-ingénieur. Université Pierre et Marie Curie (Paris VI), 180 pages. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de Recherche LPC n° 106, 1981.
- B. Simpson, (1973) Finite elements applied to problems of plane strain deformation in soils. Ph. D. Thesis. Cambridge University.
- F. Tavenas, S. Leroueil, (1977) Effects of stresses and time on yielding of clays. C.-R. 9^e ongrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Tokyo, vol. 1, 319-326.
- F. Tavenas, S. Leroueil, (1979) Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. Revue française de Géotechnique, n° 6, février 1979, 27-49.
- M. Vogien, (1975) Etude du comportement avant la rupture d'un remblai expérimental construit sur sol mou à Cubzac-les-Ponts. Thèse de docteur-ingénieur. Université Pierre et Marie Curie, Paris.
- P.K.K. Wong, R.J. Mitchell, (1975) Yielding and plastic flow of sensitive cemented clay. Géotechnique, vol. 25, n° 4, 763-782.
- O.C. Zienkiewicz, O.J. Naylor, (1971) Discussion of the adaptation of critical state soil mechanics theory for use in finite elements. Proc. Roscoe Memorial Symposium. Cambridge University, 537-547.

déformation d'un échantillon de sable sur chemins de contrainte isotrope et triaxiaux de révolution : influence de l'histoire

par

J. Lanier

Maître assistant

Institut de Mécanique de Grenoble

1 Introduction

Lorsque l'on recherche la formulation de la loi de comportement d'un matériau simple, on admet le principe du déterminisme selon lequel la réponse actuelle du matériau est une fonctionnelle de l'histoire subie par celui-ci. Nous proposons dans cet article une étude expérimentale de la réponse en déformation d'un échantillon de sable sec sur chemin de contrainte isotrope, cet échantillon ayant subi une sollicitation triaxiale de révolution à pression latérale constante auparavant.

Quelques auteurs ont déjà étudié ce problème : Biarez (1962), Elshoby et Andrawes (1973), Yamada et Ishimara (1979). Ils ont montré que la réponse du matériau était anisotrope. Nous complétons ici leur étude en montrant comment cette anisotropie dépend de la déformation triaxiale qui a précédé et comment les essais triaxiaux de compression et d'extension donnent lieu à une anisotropie différente.

Les résultats présentés ont été obtenus sur la presse véritablement triaxiale de Grenoble, Lanier (1976).

2 Description de la presse et hypothèses

2.1. La presse comporte 6 plaques formant un parallélépipède rectangle déformable dont les dimensions d'arêtes X_i sont variables

Le mouvement d'avance ou de recul de 2 faces opposées est réalisé par 2 moteurs électriques synchronisés. La vitesse maximale est de 5 mm/mn. Trois capteurs à induction mesurent les dimensions d'arête, trois capteurs « noyés » dans les plaques mesurent les contraintes normales.

2.2 Pour interpréter ces mesures nous faisons deux hypothèses

- 1) L'état de déformation est homogène pour un échantillon homogène.
- 2) Les dimensions principales des tenseurs de contraintes et de déformations coïncident pour toutes les cinématiques imposées par la presse.

En conséquence, les trois contraintes normales mesurées sont les contraintes principales.

La première hypothèse est difficile à contrôler. Aussi pour être dans les meilleures conditions d'essais possibles, un film de graisse aux silicones est appliqué sur les plaques afin de diminuer le frottement avec l'enveloppe de caoutchouc (épaisseur 0,5 mm) qui contient l'échantillon.

La deuxième hypothèse concerne la loi de comportement du matériau.

2.3 La régulation, entièrement électronique, permet d'imposer indépendamment dans chacune des trois directions :

- une vitesse de plaque $v_i(t)$;
- une contrainte $\sigma_i(t)$;
- une dimension $X_i(t)$.

Ces consignes analogiques peuvent être engendrées de trois façons :

- par potentiomètre (consigne constante par morceaux);
- par un calculateur analogique réalisant les 2 fonctions.

$$(1) \quad S_1 = c - (E_1 + E_2)$$

$$(2) \quad \begin{cases} S_1 = aE_1 + b \\ S_2 = cE_2 + d \end{cases}$$

où E_i et S_i sont les signaux d'entrée et de sortie — par trois convertisseurs digitaux-analogiques incorporés dans une centrale à micro-processeur.

3 Présentation des essais

3.1 Préparation et mise en place de l'échantillon

L'échantillon est préparé dans une capote, en latex, cubique de dimension $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$, à l'intérieur d'un moule de même dimension. Le sable est déversé et damé par couche d'environ 1 cm d'épaisseur. La face de la capote qui sert au remplissage est fermée avec une rustine, en latex également, de 90 mm de diamètre. Un léger vide intérieur permet le démoulage et le transport de l'échantillon sur la presse sans le remanier.

3.2 Régulations utilisées

Au cours d'un essai deux types de régulation sont utilisées.

3.2.1 Chemin isotrope en contrainte : après avoir approché les plaques au contact de l'échantillon $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \neq 0$ on impose une vitesse de compression dans une direction, Z par exemple, et l'on utilise la régulation analogique :

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_z \\ \sigma_y &= \sigma_z \end{aligned}$$

On réalise ainsi une charge isotrope. Si l'on inverse le sens de la vitesse on obtiendra une décharge isotrope.

Ce type de régulation peut être utilisé à partir d'un état de contrainte isotrope quelconque.

3.2.2 Chemins triaxiaux de révolution : à partir d'un état de contrainte isotrope, $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 0,3 \text{ MPa}$ par exemple on peut simuler l'essai triaxial classique en imposant 2 contraintes constantes égales à 0,3 MPa (régulation par potentiomètre) et une vitesse de compression ou d'extension dans la direction choisie comme axe de révolution pour l'état de contrainte. Nous noterons dans la suite $\text{Tri}\Phi_i^c$ (ou $\text{Tri}\Phi_i^e$) les essais triaxiaux de révolution en compression (ou en extension) sur la direction i ($i = X, Y$ ou Z).

3.3 Représentation du chemin de contrainte

Si nous faisons successivement un essai triaxial et un essai isotrope le chemin de contrainte suivi peut être représenté dans le plan (p, q) où $p = 1/3 \text{ tr } \underline{\sigma}$ (pression moyenne) et $q = [\text{tr}(\underline{\sigma} - p\delta)(\underline{\sigma} - p\delta)]^{1/2}$ (intensité du déviateur).

Rappelons que pour les états de contraintes de révolution, pour lesquels les contraintes principales sont $\sigma_1, \sigma_2 = \sigma_3$ on a :

$$\begin{aligned} p &= (\sigma_1 + 2\sigma_2)/3 \\ q &= \sqrt{2/3} |\sigma_1 - \sigma_2| \end{aligned}$$

Les chemins isotropes sont représentés par $q = 0$ et les chemins triaxiaux de révolution à σ_2 constant par $q = \sqrt{6} |p - \sigma_2|$.

3.4 Essais présentés

Nous présentons les résultats de 2 essais, notés Sable 15 et Sable 17. On peut suivre sur les figures 1 et 8 l'évolution des contraintes et du volume en fonction d'un paramètre s défini par $s = \int_0^1 [\text{tr} \underline{\epsilon}^2]^{1/2}$. Ce

paramètre, toujours croissant avec la déformation, joue le rôle d'un pseudo-temps. On observe ainsi aisément la succession d'essais isotropes pour lesquels les contraintes varient de 0,3 à 2,0 MPa et les essais triaxiaux de révolution pour lesquels 2 contraintes restent constantes égales à 0,3 MPa. Pour l'essai Sable 15 nous avons réalisé successivement (figures 1 et 2) avec le même échantillon les 13 séquences suivantes :

- 1) Essai isotrope initial $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$: charge de 0,3 à 2,0 MPa et décharge jusqu'à 0,3 MPa.
- 2) Essai triaxial de révolution par rapport à la direction Z, $\sigma_x = \sigma_y = 0,3 \text{ MPa}$ compression dans la direction Z jusqu'à $\epsilon_z^0 = 5\%$ et décharge jusqu'à l'état isotrope $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 0,3 \text{ MPa}$.
- 3) Essai isotrope (cf. 1).
- 4) Essai triaxial (cf. 2) jusqu'à $\epsilon_z^0 = 10\%$ et décharge.
- 5) Essai isotrope (cf. 1).
- 6) Essai triaxial (cf. 2) jusqu'à $\epsilon_z^0 = 20\%$ et décharge.
- 7) Essai isotrope (cf. 1).
- 8) Essai triaxial (cf. 2) jusqu'à $\epsilon_z^0 = 35\%$ et décharge.
- 9) Essai isotrope (cf. 1).
- 10) Essai triaxial de révolution par rapport à la direction X : $\sigma_y = \sigma_z = 0,3 \text{ MPa}$; compression dans la direction X jusqu'à $\epsilon_x = 15\%$ et décharge.
- 11) Essai isotrope (cf. 1).
- 12) Essai triaxial de révolution par rapport à la direction Y : $\sigma_x = \sigma_z = 0,3 \text{ MPa}$; compression dans la direction Y jusqu'à $\epsilon_y = 15\%$ de décharge;
- 13) Essai isotrope (cf. 1).

De même pour l'essai Sable 17 le chemin suivi se décompose en 6 séquences (fig. 8).

- 1) Essai triaxial de révolution par rapport à l'axe Z, $\sigma_x = \sigma_y = 0,3 \text{ MPa}$; extension dans la direction Z jusqu'à $\epsilon_z = -10\%$ et recharge jusqu'à l'état isotrope $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 0,3 \text{ MPa}$.
- 2) Essai isotrope $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$: charge de 0,3 à 2,0 MPa et décharge jusqu'à 0,3 MPa.
- 3) Essai triaxial de révolution par rapport à l'axe Y, $\sigma_x = \sigma_z = 0,3 \text{ MPa}$; extension dans la direction Y jusqu'à $\epsilon_y = -10\%$ et recharge.
- 4) Essai isotrope.
- 5) Essai triaxial de révolution par rapport à l'axe Y, $\sigma_x = \sigma_z = 0,3 \text{ MPa}$; compression jusqu'à $\epsilon_y = +20\%$ et décharge.
- 6) Essai isotrope : charge de 0,3 à 1,0 MPa; décharge jusqu'à 0,3 MPa; recharge jusqu'à 2,0 MPa et décharge jusqu'à 0,3 MPa.

Les déformations utilisées sont les déformations logarithmiques $\epsilon_i = -\text{Log } X_i/X_i^0$ positives en compression, négatives en extension. La configuration de référence, X_i^0 , est la configuration du début de chaque séquence sauf pour l'essai Sable 15 où ϵ_z^0 représente la déformation de la direction Z à partir de la configuration initiale.

4 Anisotropie créée par les essais triaxiaux de compression (Sable 15)

4.1 Cycle isotrope après les $\text{Tri}\Phi_z^c$

L'essai Sable 15 comporte un essai isotrope initial puis quatre cycles de charge-décharge triaxiales suivi chacun par un essai isotrope (cf. figure 1). Soit ϵ_z^0 la déformation dans la direction Z mesurée à partir de la configuration initiale. La figure 2 représente $\sigma_z(\epsilon_z^0)$. Les cycles isotropes (1) à (5) pour lesquels σ_z varie entre 0,3 et 2,0 MPa ne sont pas représentés. La figure 3 représente les déformations $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ en fonction de la

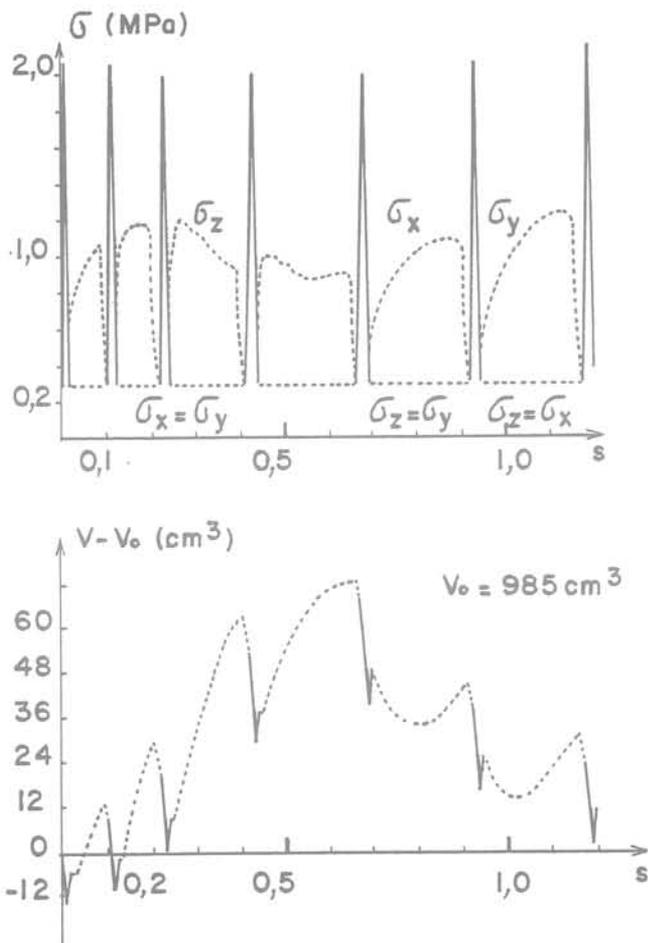


Fig. 1 Evolution des contraintes et du volume (sable 15) essais triaxiaux de révolution essais isotropes

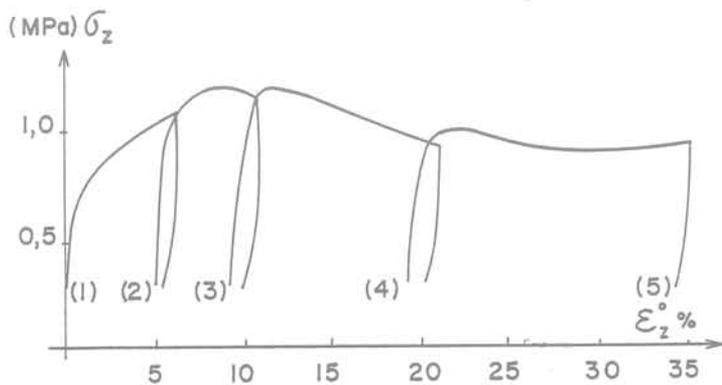


Fig. 2 Essai triaxial de révolution : $\sigma_z(\epsilon)$ Pression latérale : 0,3 MPa (sable 15) (les essais isotropes (1) à (5) ne sont pas représentés)

pression moyenne pour les 5 premiers cycles isotropes. Les ϵ_i sont calculés en prenant comme référence les dimensions de l'échantillon au début de l'essai isotrope correspondant.

Si l'échantillon était isotrope les trois ϵ devraient être égaux, or on constate que ce n'est pas le cas.

L'essai initial présente une légère anisotropie que l'on peut attribuer au mode de préparation et à la mise en place de l'échantillon sur la presse. Par contre les quatre essais suivants indiquent nettement la création d'une orthotropie de révolution autour de la direction Z. En effet, ϵ_x et ϵ_y sont peu différents, et nettement supérieurs à ϵ_z .

Autrement dit, la déformation dans l'essai triaxial de révolution a entraîné une modification de la structure de l'échantillon : les directions latérales se sont « amollies », la direction de compression s'est « durcie ».

Le fait que $d\epsilon_z/dp$ soit nettement négatif pour les essais 3-4-5 doit être compris comme un « effet de Poisson » : la dilatation provoquée sur la direction Z par l'augmentation des contraintes latérales est prépondérante vis-à-vis de la contraction due à l'augmentation de σ_z .

En effet, une loi de type incrémentale linéaire et orthotrope de révolution entre $d\epsilon$ et $d\epsilon$ s'écrit avec des notations classiques pour ce type de sollicitations (Darve et al. (1978)) :

$$d\epsilon = A d\sigma$$

avec :

$$A = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_x^y}{E_x} & -\frac{\nu_z^x}{E_z} \\ -\frac{\nu_x^y}{E_x} & \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_z^x}{E_z} \\ -\frac{\nu_x^z}{E_x} & -\frac{\nu_x^z}{E_x} & \frac{1}{E_z} \end{pmatrix}$$

où E_i , ν_i^j sont des pseudo-modules d'Young et de Poisson.

$$d\epsilon = (d\epsilon_x, d\epsilon_y, d\epsilon_z) \quad \text{et} \quad d\sigma = (d\sigma_x, d\sigma_y, d\sigma_z)$$

Pour $d\sigma = (dp, dp, dp)$ on en déduit :

$$d\epsilon_x = d\epsilon_y = \left[(1 - \nu_x^y - \nu_z^x \cdot E_x/E_z) / E_x \right] \cdot dp$$

$$d\epsilon_z = \left[(1 - 2\nu_x^z \cdot E_z/E_x) / E_z \right] dp$$

$d\epsilon_z/dp$ sera négatif si $2\nu_x^z > E_x/E_z$.

4.2 Évolution de l'anisotropie avec la déformation triaxiale de révolution

On note ϵ_z^0 la déformation au début de l'essai isotrope dans la direction Z, mesurée à partir de la configuration initiale.

Pour caractériser l'orthotropie nous posons :

$$\Delta(p) = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} - \epsilon_z$$

où ϵ_x , ϵ_y , ϵ_z , sont les déformations au cours de l'essai isotrope.

Pour un échantillon isotrope $\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_z$ et $\Delta = 0$ MPa. Nous avons représenté figure 4 l'évolution de $\Delta(p = 2 \text{ MPa})$

en fonction de ϵ_z^0 . On constate que Δ augmente avec ϵ_z^0 puis atteint une valeur limite pour $\epsilon_z^0 \neq 20\%$ ce qui indique que « l'état » d'anisotropie reste stationnaire pour $\epsilon_z^0 > 20\%$. Si l'on se reporte à la courbe $\sigma_z(\epsilon_z^0)$

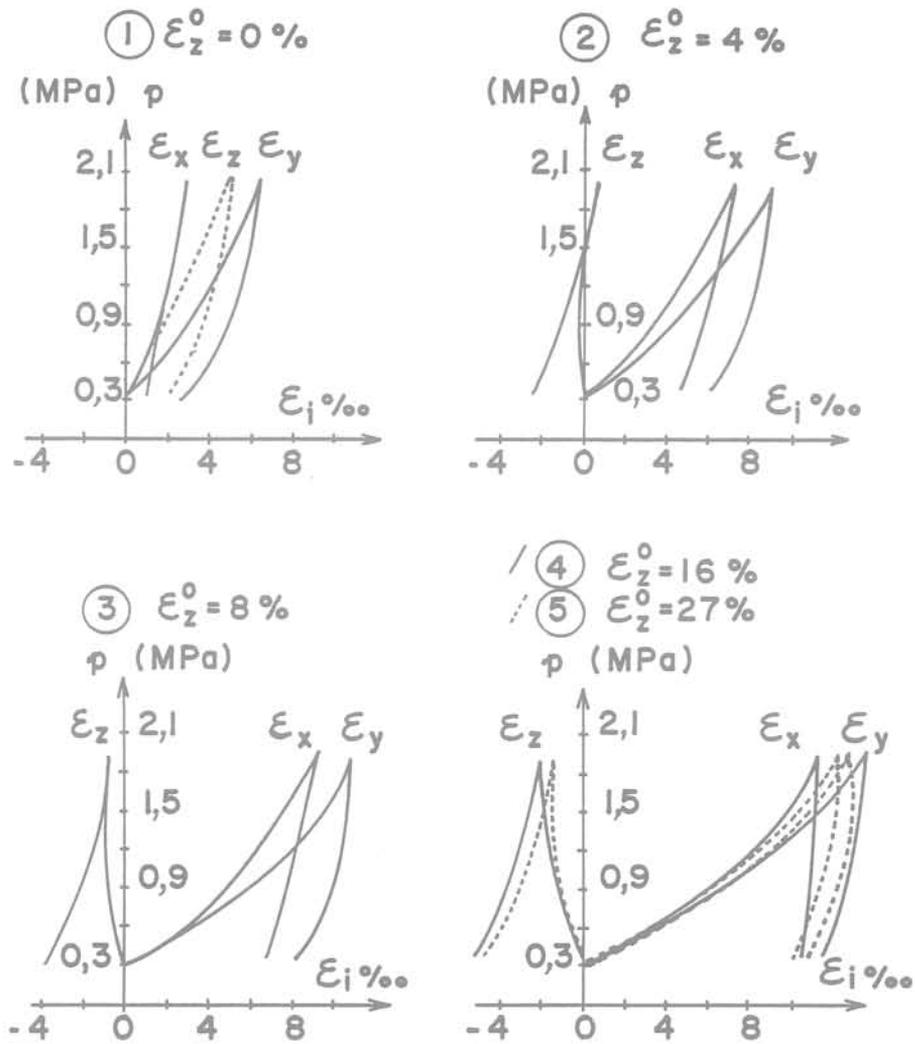


Fig. 3 Déformations $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ au cours des essais isotropes : $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = p$ (sable 15)
 1 : essai initial ; 2, 3, 4, 5 : après Tri ϕ

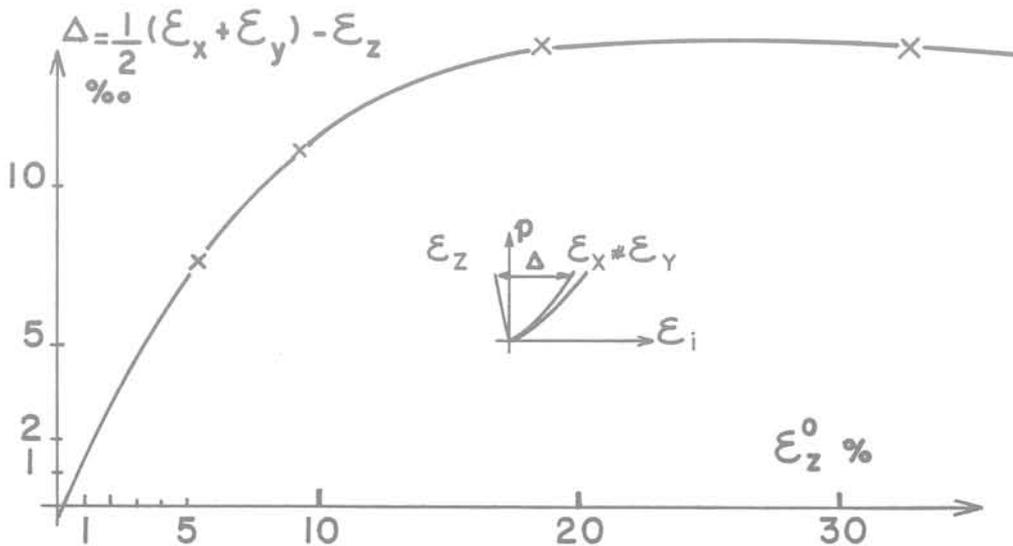


Fig. 4 Evolution de l'orthotropie créée par Tri ϕ

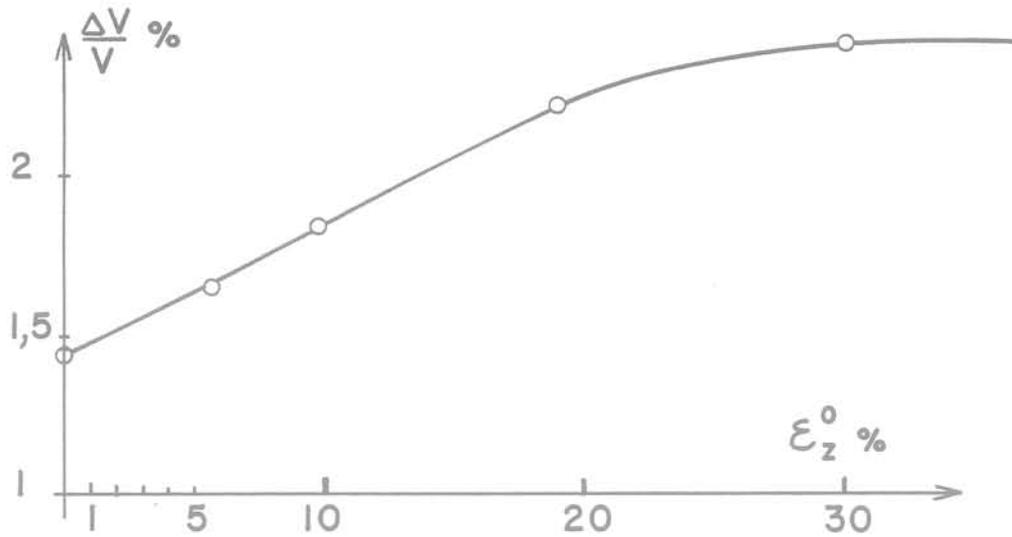


Fig. 5 Evolution du compactage isotrope ($p : 0,3 \rightarrow 2$ MPa) en fonction de ϵ (sable 15)

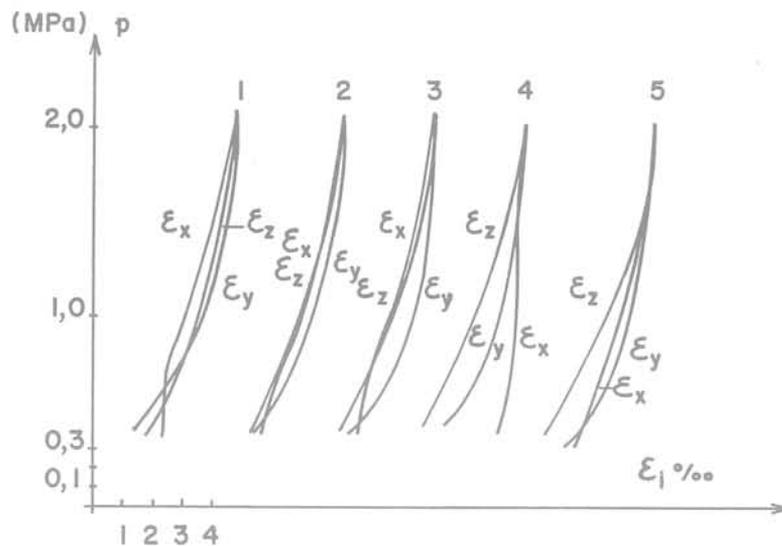


Fig. 6 Courbes de décharge isotrope : $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ ramenés à la même origine. Essais isotropes 1, 2, 3, 4, 5 (sable 15)

(fig. 2) on remarque également que la contrainte est stationnaire.

On peut donc en déduire que l'écoulement plastique (écoulement à $\sigma = c^{to}$) ne modifie pas l'anisotropie du matériau. Ou inversement que l'écoulement plastique se produit lorsque l'on a atteint une anisotropie stable.

Observons maintenant les variations de volume. Nous avons représenté sur la figure 5 l'évolution du compactage au cours du chargement isotrope quand p varie de 0,3 à 2,0 MPa. On constate que ce pourcentage augmente avec ϵ_z^0 et tend également vers une limite.

On attribue généralement cette augmentation du compactage au fait que l'échantillon est de plus en plus lâche au début de chaque essai (cf. fig. 1). Mais il faut noter, à la lumière des résultats précédents, que la mesure de la densité n'est qu'une information globale de l'état de l'échantillon et que, du fait de l'anisotropie,

le compactage n'est pas également réparti sur chaque direction.

4.3 Courbe de décharge isotrope

Les variations de $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ en fonction de p au cours des décharges isotropes sont représentées figure 6. On remarque que l'anisotropie mise en évidence au cours de la charge n'apparaît plus aussi nettement. En particulier $d\epsilon_z/dp$ est maintenant positif.

Les courbes de recharge, obtenues lors d'autres essais non présentés ici, ont également la même allure. L'anisotropie sur chemin isotrope créée par la cinématique triaxiale de révolution disparaît donc, après la première charge, pour les décharges et les recharges isotropes.

On retrouve ici la remarque faite par Elshoby (1973), qui a observé que « la décharge peut être considérée comme isotrope ».

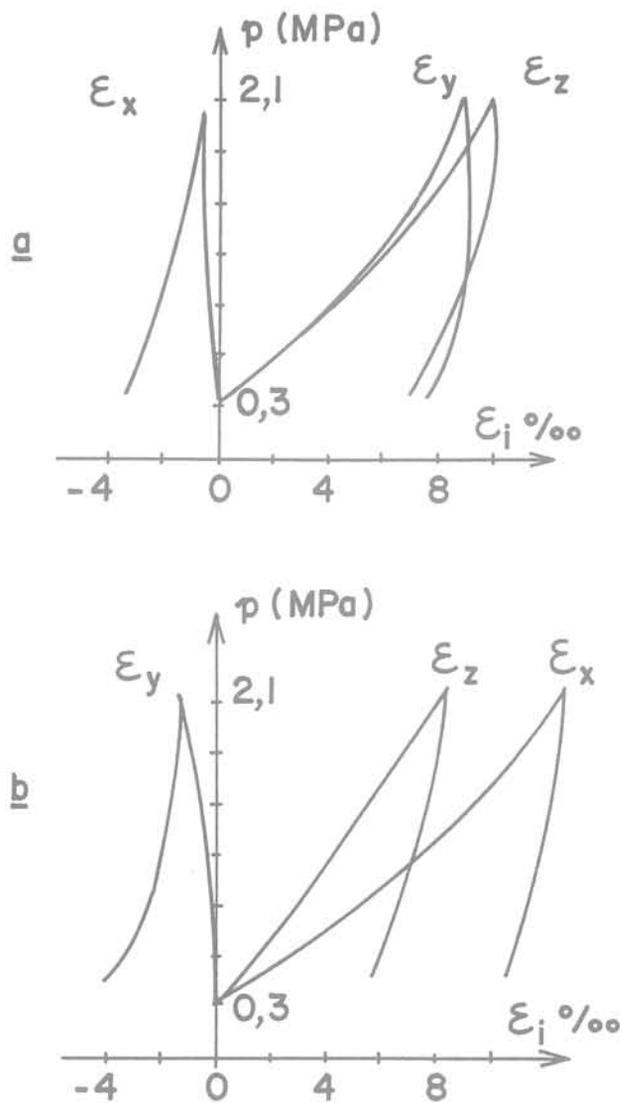


Fig. 7 Cycles isotropes — Variations de $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ en fonction de p (sable 15)

- a) après $\text{Tri } \phi$
- b) après $\text{Tri } \phi$

4.4 Cycles isotropes après $\text{Tri } \phi_x^C$ et $\text{Tri } \phi_y^C$

Pour confirmer ces résultats qui faisaient apparaître que l'anisotropie observée était due à la cinématique triaxiale qui avait précédé l'essai isotrope, nous avons, avec le même échantillon, (fig. 1), réalisé successivement un essai triaxial de révolution dans la direction X, puis dans la direction Y. Les résultats, présentés figure 7, montrent que la réponse du matériau sur chemin isotrope est de nouveau sensiblement orthotrope de révolution et que l'axe d'orthotropie est toujours la direction de compression dans l'essai triaxial de révolution qui a précédé.

5 Anisotropie créée par les essais triaxiaux d'extension (Sable 17)

L'essai sable 17 est du même type que l'essai sable 15 présenté précédemment, les sollicitations triaxiales de compression étant remplacées par 2 sollicitations d'extension (noté $\text{Tri } \phi_x^E$ et $\text{Tri } \phi_y^E$) puis une sollicitation de compression ($\text{Tri } \phi_z^C$).

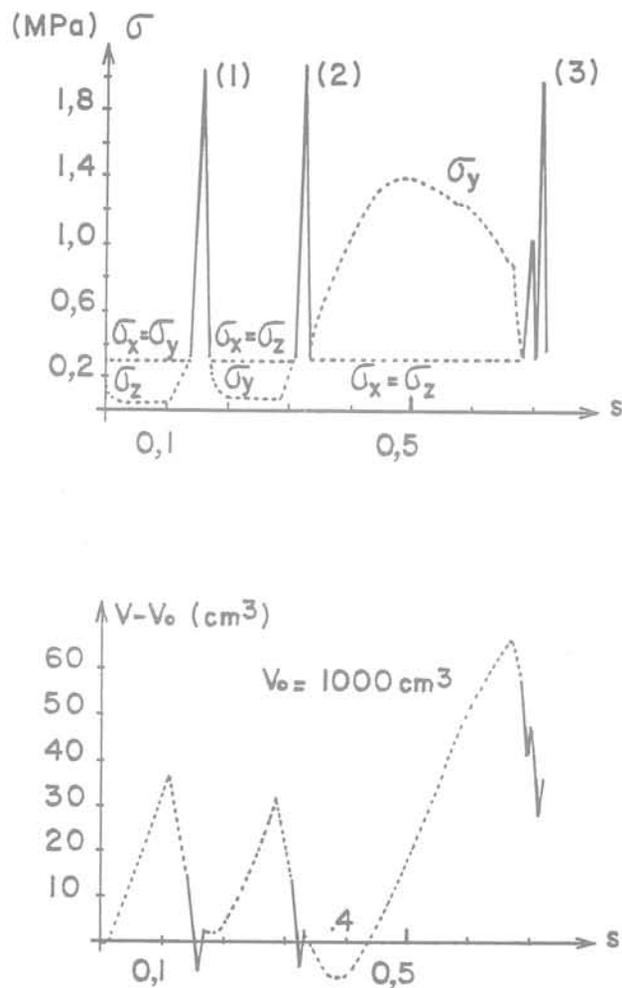


Fig. 8 Evolution des contraintes et du volume (sable 17) essais isotropes essais triaxiaux de révolution

Les variations des contraintes et du volume de l'échantillon sont représentées figure 8 en fonction du paramètre s .

Sur la figure 9 nous avons reporté les variations de $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ en fonction de p au cours des deux essais isotropes réalisés après les $\text{Tri } \phi_x^E$ et $\text{Tri } \phi_y^E$. On constate encore que la réponse en déformation est orthotrope de révolution par rapport à l'axe de la sollicitation triaxiale qui a précédé l'essai isotrope. Mais maintenant ce sont les deux directions latérales qui se déforment le moins. Or ces directions sont précisément celles qui supportaient les contraintes principales majeures et pour lesquelles $d\epsilon_i$ était positif (raccourcissement) au cours de la sollicitation triaxiale.

La figure 10 représente les résultats de l'essai isotrope après le $\text{Tri } \phi_z^C$. On y retrouve les résultats de l'essai (sable 15).

Nous avons de plus réalisé un petit cycle isotrope entre 1 et 0,30 MPa. Ce petit cycle est pratiquement isotrope et réversible et confirme la remarque faite en 4.3.

Mais il est très remarquable que la poursuite de la charge de 1 à 2 MPa conserve l'anisotropie observée sur la 1^{re} charge de 0 à 1 MPa. D'autres essais seront entrepris pour confirmer ce résultat.

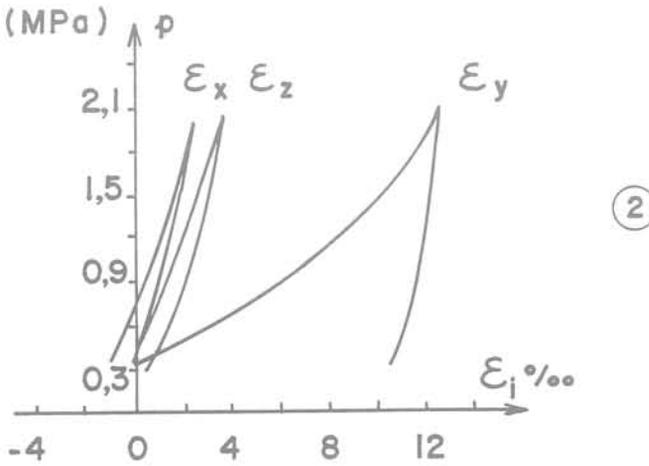
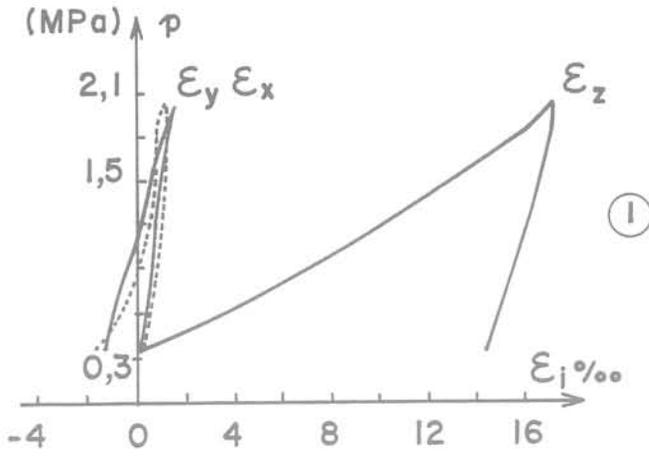


Fig. 9 Essais isotropes $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ en fonction de p
 1 après Tri ϕ
 2 après Tri ϕ
 (sable 17)

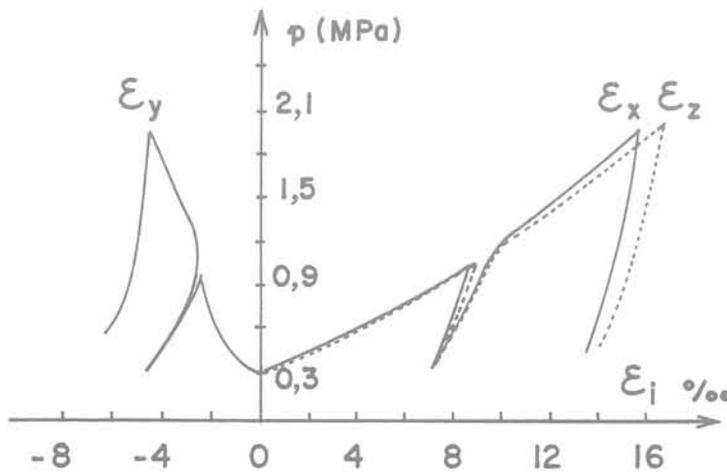


Fig. 10 Essai isotrope $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ en fonction de p
 après Tri ϕ (sable 17)

6 Anisotropie au cours des essais triaxiaux de révolution

Les essais isotropes réalisés après les sollicitations triaxiales de révolution ont mis en évidence la structure orthotrope de révolution acquise par le matériau. Que se passe-t-il lorsque l'on sollicite à nouveau l'échantillon sur un essai triaxial? Deux cas sont à envisager :

6.1 L'axe triaxial est confondu avec l'axe d'orthotropie de révolution

C'est le cas des 4 premiers essais, de l'essai sable 15 (fig. 1) où l'on effectua une 1^{re} charge sur la direction Z et 3 recharges successives, et de l'essai sable 17 (fig. 8) où l'on effectua un essai de compression dans la direction Y à la suite un essai d'extension dans la même direction.

Nous avons représenté fig. 11 l'évolution des déformations en fonction de la contrainte axiale pour ces différents essais. On note, en comparant les déformations des directions latérales, que la cinématique est proche d'un état de révolution :

| Sable 15 : (Tri ϕ_Z^C) | 1 ^{re} charge | 2 ^e charge | 3 ^e charge | 4 ^e charge |
|---------------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| ϵ_Z | 5 % | 5 % | 10 % | 16 % |
| ϵ_Y/ϵ_X | 1,15 | 1,25 | 1,21 | 1,10 |

Sable 17 : Tri ϕ_Y^E (1^{re} charge) : $\epsilon_Z = -10\%$ $\epsilon_X/\epsilon_Y = 1,03$
 Tri ϕ_Y^C (après Tri ϕ_Y^E) : $\epsilon_Y = 12\%$ $\epsilon_X/\epsilon_Z = 1,30$.

Il faut cependant noter une grande différence de comportement entre les courbes $\sigma_Z(\epsilon_Z)$ et $\sigma_Y(\epsilon_Y)$. Pour les courbes de recharge 2.3.4 de l'essai sable 15, le maximum de contrainte est atteint après 2 % de déformation axiale, alors que dans l'essai sable 17 σ_Y n'atteint son maximum qu'après 10 % de déformation. Ces résultats sont tout à fait compatibles avec l'anisotropie observée : dans le premier cas, nous avons réalisé des essais de compression dans la direction Z qui ont « durci » la direction de compression; dans le deuxième cas, au contraire nous avons réalisé un essai d'extension qui a « amolli » la direction Y. Dans les deux cas, les densités initiales étaient respectivement de $\rho = 1,65$ pour la courbe n° 4, et $\rho = 1,73$ pour l'essai Tri ϕ_Y^C .

Ainsi la différence de comportement entre les 2 courbes ne s'explique pas comme on le fait habituellement en Mécanique des Sols par le fait que l'échantillon est lâche ou dense mais essentiellement par l'anisotropie.

6.2 L'axe du triaxial n'est pas confondu avec l'axe d'orthotropie de révolution

C'est le cas des permutations des axes de sollicitations triaxiales :

Tri ϕ_Z^C puis Tri ϕ_X^C puis Tri ϕ_Y^C pour l'échantillon sable 15,
 Tri ϕ_Z^E puis Tri ϕ_Y^E pour sable 17.

La figure 12 représente l'évolution des déformations pour ces différents essais. La cinématique n'est plus de révolution : la direction latérale qui n'a pas été axe de révolution se déforme moins que l'autre.

Sable 15 : Tri ϕ_X^C après Tri ϕ_Z^C : $\epsilon_X = 16\%$ $\epsilon_Z/\epsilon_Y = 3,15$

Tri ϕ_Y^C après Tri ϕ_X^C : $\epsilon_Y = 17\%$ $\epsilon_X/\epsilon_Z = 1,7$

Sable 17 : Tri ϕ_Y^E après Tri ϕ_Z^E : $\epsilon_Y = -10\%$ $\epsilon_Z/\epsilon_X = 2,8$.

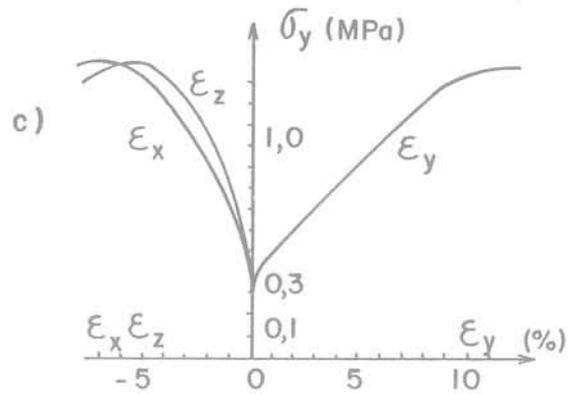
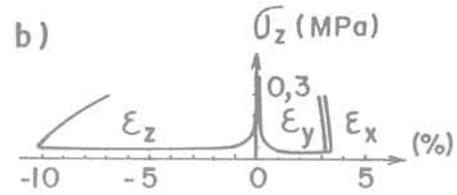
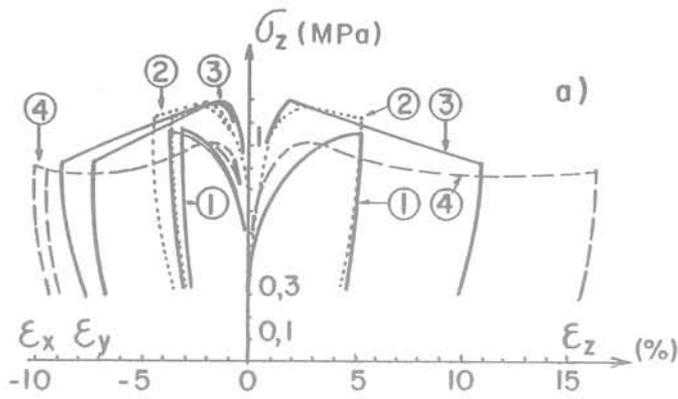


Fig. 11 Evolution des déformations au cours d'essais triaxiaux, l'axe du triaxial étant confondu avec l'axe d'orthotropie de révolution

- a) sable 15 - Tri ϕ
- b) sable 17 - Tri ϕ
- c) sable 17 - Tri ϕ

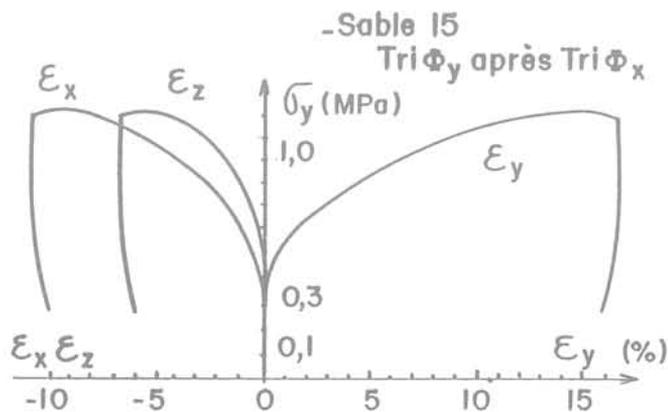
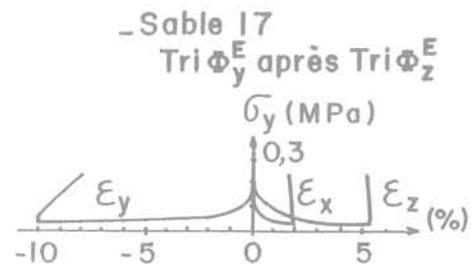
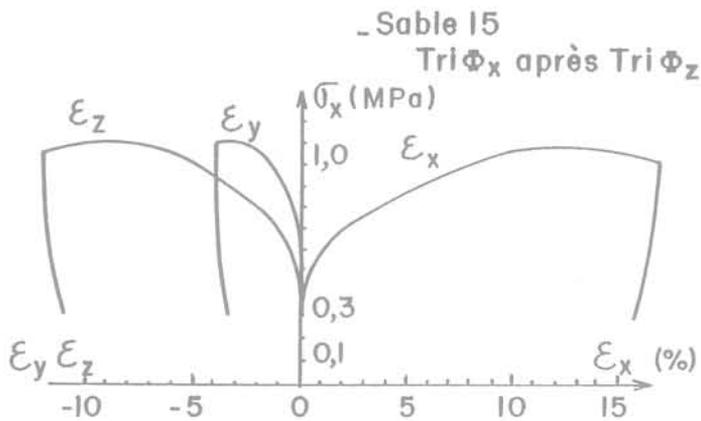


Fig. 12 Evolution des déformations au cours d'essais triaxiaux, l'axe du triaxial n'étant pas confondu initialement avec l'axe d'orthotropie de révolution

Au cours de ces essais, comme nous l'avons vu grâce aux essais isotropes, il y a modification de l'anisotropie qui évolue d'une orthotropie de révolution selon l'axe du triaxial précédent vers une orthotropie de révolution selon l'axe du triaxial actuel.

Avant de conclure ce chapitre, nous ferons encore une remarque : les essais isotropes nous ont permis de mettre en évidence l'anisotropie de l'échantillon. Nous avons d'autre part indiqué qu'après la 1^{re} charge, les décharges et recharges isotropes étaient sensiblement isotropes aux précisions de nos mesures près. Or nous venons de voir que l'anisotropie ne s'est pas effacée pour les sollicitations triaxiales. On retrouve ainsi une constatation faite par Biarez (1962) : « un échantillon peut paraître isotrope sous pression uniforme et conserver un assemblage anisotrope ».

7 Conclusion

Les résultats que nous venons de présenter montrent le grand intérêt des presses véritablement tridimensionnelles pour tester le comportement d'un matériau comme le sable.

Rappelons encore notre démarche : nous avons voulu mettre en évidence l'anisotropie créée par une histoire triaxiale de révolution en réalisant, à sa suite, un chemin isotrope en contrainte de façon à nous affranchir de l'anisotropie créée éventuellement par l'existence d'un déviateur de contrainte.

Nous avons mis en évidence les points suivants :

- Dans un essai triaxial de révolution il apparaît une anisotropie qui se stabilise lors de l'écoulement plastique.
- Cette anisotropie n'est pas liée à l'état de contrainte actuel puisqu'elle persiste sur des chemins de contrainte isotrope. Il s'agit plutôt d'une anisotropie de structure qui évolue avec la déformation (l'orthotropie selon Z après $\text{Tri } \phi_z$ devient une orthotropie selon X après $\text{Tri } \phi_x$, puis selon Y après $\text{Tri } \phi_y$).
- Les directions pour lesquelles $d\varepsilon > 0$ (raccourcissement) se « durcissent ». Inversement, si $d\varepsilon > 0$ (allongement) on constate un « amollissement ».
- Cette anisotropie s'efface (au moins partiellement) sur les cycles de décharges-recharges isotropes mais réapparaît si l'on poursuit la recharge, ou si l'on réalise un nouvel essai triaxial.

Nous espérons que ces résultats apporteront une meilleure compréhension du comportement des matériaux pulvérulents et par là même, pourront servir de guide dans la formulation d'une loi de comportement.

Notations :

Indice $i = (X, Y, Z)$

$$p = \frac{1}{3} \text{tr } \sigma = \frac{1}{3} \sum_i \sigma_i \quad (\text{pression moyenne}).$$

$$q = [\text{tr}(\sigma - p\delta)(\sigma - p\delta)]^{1/2} \quad (\text{intensité du déviateur}).$$

$$\varepsilon_i = -\text{Log} \frac{X_i}{X_i^0} \quad (\text{déformation logarithmique}).$$

$\text{Tri } \phi_i^C, \text{Tri } \phi_i^E$ essai triaxial de révolution par rapport à l'axe i , de compression ou extension.

$$s = \int_0^t [(\text{tr } d\varepsilon^2)]^{1/2}.$$

Convention de signe :

$\sigma > 0$ compression
 $\varepsilon > 0$ raccourcissement.

Références bibliographiques

- BIAREZ J. (1962) « Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et matériaux pulvérulents. » Thèse d'État, Grenoble.
- DARVE F., BOULON M., CHAMBON R. (1978) « Loi rhéologique incrémentale des sols. » Journal de Mécanique Vol. 17, n° 5.
- ELSHOBY, ANDRAWES (1973) « Experimental examination of sand anisotropy. » Proc 8th ICSMFE, Moscou, 1, pp. 103-109.
- LANIER J. (1976) « Étude expérimentale des lois de comportement en grandes déformations à l'aide d'une presse réellement tridimensionnelle. » Cahier du groupe français de Rhéologie T. IV, 2, 1976.
- LANIER J., STUTZ P., COMMANDEUR M. (1979) « Quelques résultats expérimentaux, obtenus à l'aide d'une presse tridimensionnelle, sur les matériaux pulvérulents. » Journée de Rhéologie de l'ENTPE, Lyon, 1979.
- YAMADA Y., ISHIRAMA K. (1979) « Anisotropic deformation characteristics of sand under threedimensional stress conditions. » Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 19, 2, 1979.

mesures de contrainte dans la vallée d'Aspe

par

F. Buyle-Bodin*,
F.J. Bonnechère** et F.H. Cornet*

Introduction

Depuis quelques années un certain nombre d'études géophysiques (Cisternas et al. 1978, Gagnepain et al. 1981, Lesage 1981) sont menées conjointement pour essayer de mieux comprendre la sismicité ressentie sur un secteur des Pyrénées Atlantiques. Dans ce contexte une campagne d'étude des contraintes régionales affectant les terrains de cette région a été entreprise; elle procède successivement à différentes échelles :

- obtention de mesures ponctuelles (c'est-à-dire affectant un volume variant de quelques cm^3 à quelques m^3 suivant la technique de mesure utilisée).
- interprétation de ces résultats en termes de contraintes locales (c'est-à-dire concernant un volume de quelques milliers de m^3).
- regroupement des contraintes locales dans un modèle représentant un volume de l'ordre de $10\,000\text{ km}^3$. Le présent exposé est uniquement centré sur les deux premiers points de ce travail.

De nombreuses méthodes de mesures ont été décrites précédemment dans la littérature (par exemple Lee-man 1968, Fairhurst 1968, Rocha et al 1974, Kovari 1977); parmi celles-ci les techniques basées sur la théorie des inclusions souples permettent une détermination complète du tenseur des contraintes à partir d'un seul forage. En outre, quel que soit la méthode utilisée, une étude systématique de la dispersion des résultats est indispensable (voir par exemple Gray et Toews 1968, White et al. 1978, Paquin et al. 1978), car la part des erreurs qui provient de la méthode de mesure doit être séparée de celle qui est due à l'hétérogénéité du matériau. La cellule « université de Liège » (Bonnechère 1969), qui permet la détermination du tenseur complet des contraintes à partir d'une seule opération de surcarottage, est bien adaptée à la détermination des erreurs causées par l'opération de mesure proprement dite ainsi qu'à l'analyse de la dispersion des résultats causés par l'hétérogénéité du terrain. Elle a été adoptée pour l'étude exposée ci-après.

Seront abordés successivement :

- la description de la méthode de mesure,
- la méthode de dépouillement des résultats utilisée pour déterminer les contraintes locales,
- les résultats obtenus dans le tunnel du Somport et dans une fenêtre de la galerie d'amenée de la centrale hydroélectrique d'Asaspe (Vallée d'Aspe, au Sud d'Oloron Ste Marie).

1 Méthode de mesure

Cette méthode a déjà été décrite (Bonnechère et Cornet 1977, Buyle-Bodin 1980) et ne sera que brièvement rappelée ici.

1.1 Principe

Considérons un matériau homogène, continu, isotrope et linéairement élastique, soumis à un état de contrainte donné à l'infini. Si dans ce matériau un cylindre infiniment long est foré, les champs de contraintes et de déplacements liés à ce cylindre sont bien connus (voir par exemple Hiramatsu et Oka 1968).

En coordonnées cylindriques (voir fig. 1) les contraintes sont données par :

$$\sigma_{rr} = \left(1 - \frac{r^2}{\rho^2}\right) \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} + \left(1 - 4\frac{r^2}{\rho^2} + 3\frac{r^4}{\rho^4}\right) \frac{(\sigma_{11} - \sigma_{22}) \cos 2\theta + \sigma_{12} \sin 2\theta}{2}$$
$$\sigma_{\theta\theta} = \left(1 + \frac{r^2}{\rho^2}\right) \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} - \left(1 + 3\frac{r^4}{\rho^4}\right) \frac{(\sigma_{11} - \sigma_{22}) \cos 2\theta + \sigma_{12} \sin 2\theta}{2}$$

* Institut de Physique du Globe - Université PARIS VI

** Institut du Génie Civil - Université de Liège

$$(1) \quad \sigma_{zz} = \sigma_{33} - 4\nu \frac{r^2}{\rho^2} \left(\frac{\sigma_{11} - \sigma_{22}}{2} \cos 2\theta + \sigma_{12} \sin 2\theta \right)$$

$$\sigma_{\theta z} = \left(1 + \frac{r^2}{\rho^2} \right) (\sigma_{23} \cos \theta - \sigma_{31} \sin \theta)$$

$$\sigma_{z\rho} = \left(1 - \frac{r^2}{\rho^2} \right) (\sigma_{31} \cos \theta + \sigma_{23} \sin \theta)$$

$$\sigma_{\rho\rho} = \left(1 + 2 \frac{r^2}{\rho^2} - 3 \frac{r^4}{\rho^4} \right) \left(\frac{\sigma_{22} - \sigma_{11}}{2} \sin 2\theta + \sigma_{12} \cos 2\theta \right)$$

et les déplacements par :

$$u_\rho = \frac{1+\nu}{E} \left(\frac{1-\nu}{1+\rho} \rho + \frac{r^2}{\rho} \right) \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} - \frac{\nu}{E} \rho \sigma_{33} + \frac{1+\nu}{E} \left(\rho + 4(1-\nu) \frac{r^2}{\rho} - \frac{r^4}{\rho^3} \right) \left(\frac{\sigma_{11} - \sigma_{22}}{2} \cos 2\theta + \sigma_{12} \sin 2\theta \right)$$

$$(2)^* \quad u_\theta = \frac{1+\nu}{E} \left(\rho + 2(1-2\nu) \frac{r^2}{\rho} + \frac{r^4}{\rho^3} \right) \left(\frac{\sigma_{11} - \sigma_{22}}{2} \sin 2\theta + \sigma_{12} \cos 2\theta \right)$$

$$u_z = \frac{2(1+\nu)}{E} \left(\rho + \frac{r^2}{\rho} \right) (\sigma_{31} \cos \theta + \sigma_{23} \sin \theta) - \frac{2\nu}{E} z \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} + \frac{z}{E} \sigma_{33}$$

où

- E et ν sont respectivement le module d'Young et le coefficient de Poisson du matériau;
- ρ, θ, z sont les coordonnées du point considéré;
- $\sigma_{11}, \sigma_{22}, \dots$ sont les composantes du tenseur des contraintes à l'infini exprimées en coordonnées cartésiennes (voir fig. 1).
- r est le rayon du forage.

Dans le cas de matériaux anisotropes la solution a également été calculée (Fairhurst 1968). Toutefois elle n'a pas été utilisée ici, les matériaux rencontrés sur le terrain s'étant avérés isotropes (l'anisotropie, si elle existe, est inférieure aux 5 % de précision des mesures de module).

La méthode de mesure consiste :

- à forer un premier cylindre ($2R = 76$ mm) qui a pour conséquence de générer une concentration de contrainte locale;
- à insérer un appareil de mesure détectant les déplacements tant radiaux que longitudinaux (\varnothing de la cellule 76 mm, longueur totale 44 cm);
- à effectuer un surcarottage de la cellule en place (forage de diamètre plus grand (158 mm) que celui du premier forage et coaxial à celui-ci) afin de relâcher complètement les contraintes autour de la cellule.

La mesure des déplacements liés au relâchement total des efforts permet de calculer l'état de contrainte préexistant dans la roche avant le premier forage. On suppose donc que ce champ de contrainte reste uniforme pour des volumes de roches environ égaux à 15 dm^3 (la concentration de contraintes autour du forage reste sensible pour $\rho \leq 4r$).

1.2 La cellule « Université de Liège »

Cette cellule (Bonnehère 1969) permet de mesurer quatre déplacements diamétraux (RO-RO', R45-R'45, R90-R'90, R135-R'135, disposés à 45° les uns des autres) et six déplacements longitudinaux (L1 à L6) disposés dans deux plans perpendiculaires (voir fig. 2).

* Convention de signe : les tractions sont positives et donc les extensions aussi.

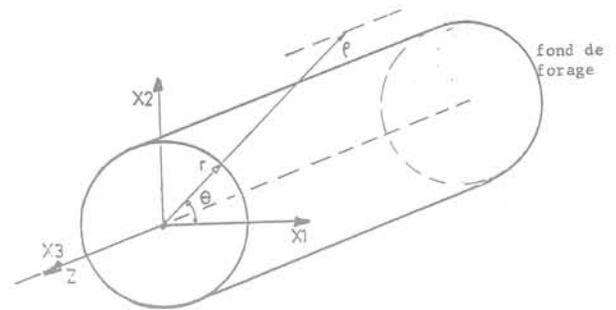


Fig. 1 Repères cartésien et cylindrique

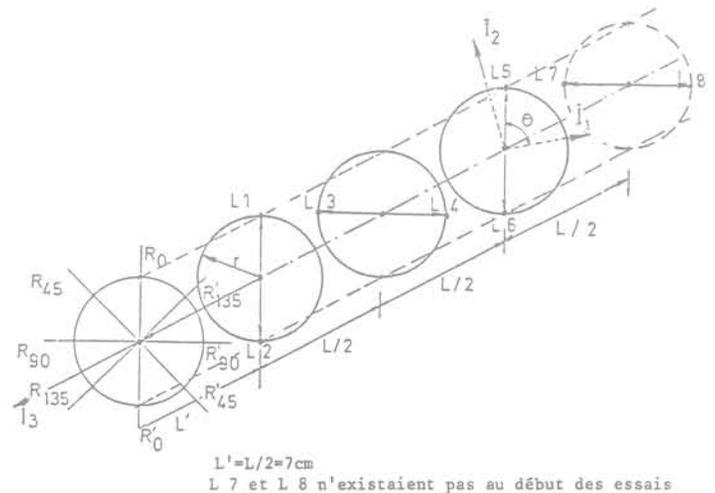


Fig. 2 Disposition des points de mesure

Les palpeurs sont maintenus en contact avec la roche par une pression d'azote égale à 12 bars ce qui assure une parfaite souplesse à l'instrument (les contraintes imposées par la raideur de la cellule et qui s'opposent aux déplacements générés par le surcarottage restent négligeables). Un câble de 22 conducteurs, disposés autour d'un tuyau central pour l'alimentation en gaz, fabriqué spécialement pour ces essais, est utilisé pour mesurer de façon continue les déplacements durant l'opération de surcarottage et contrôler la pression appliquée sur les palpeurs.

1.3 Mode opératoire

Un premier forage carotté ($\varnothing 76$ mm) est effectué afin d'identifier les zones de roche saine (3 à 4 m de longueur). L'étude détaillée des carottes permet de déterminer les zones fissurées. Seules sont retenues pour les mesures les zones non fracturées dans lesquelles des carottes intactes d'au moins 40 cm de long peuvent être prélevées. Lorsqu'une zone s'avère satisfaisante, un forage de gros diamètre est réalisé jusqu'aux abords de cette zone. La cellule est mise en place, sa position soigneusement relevée, et le câble de mesure, passé à travers les tiges et la tête d'injection de la carotteuse, est connecté aux appareils enregistreurs. Le surcarottage est alors effectué avec un carottier simple; un matériel spécial (burin, pelles, etc.) du être mis au point pour le prélèvement de la carotte de gros diamètre. Lorsque la zone de roche saine est suffisamment grande, un deuxième surcarottage peut

être immédiatement effectué ce qui simplifie les manœuvres de mise en place de la cellule et permet un gain de temps sérieux. Pour les forages de plus de quatre mètres il est indispensable d'utiliser des guides pour assurer d'une part le soutien des tiges, d'autre part une coaxialité satisfaisante des deux forages. En effectuant des mesures de 2 à 5 m de profondeur, une quinzaine de surcarottages peuvent être réalisés en 10 jours (y compris le temps d'installation de la carotteuse). Pour les mesures plus profondes la procédure est un peu plus longue du fait de la légèreté de la foreuse utilisée (180 kg) : seules des passées de 55 cm peuvent être forées. Une amélioration de la technique de forage, a permis néanmoins avec le même matériel de réaliser des mesures à 10 m sans difficulté (Buyle-Bodin 1980).

2 Méthode d'interprétation des mesures

2.1 Détermination des déplacements

La cellule est équipée de capteurs assurant une relation qui peut être considérée linéaire entre déplacements et différences de potentiel (1 mV/ μ m pour les déplacements longitudinaux mesurés au moyen de capteurs à variation d'induction, 0,4 μ V/ μ m pour les déplacements diamétraux mesurés au moyen de jauges de déformation montées en pont complet, ce qui élimine les problèmes de stabilité thermique).

La forme théorique des courbes déplacement-avancement du surcarottage peut être établie au moyen d'une méthode numérique (éléments finis par exemple : Blackwood 1978, voir figure 3); elle permet d'apprécier la qualité des mesures effectuées (par comparaison avec les mesures continues obtenues sur le terrain). En particulier les courbes doivent débiter par un palier horizontal et se terminer par un palier horizontal (preuve de stabilité électrique, de relaxation complète des contraintes, et d'un comportement élastique); la différence entre les deux paliers fournit évidemment la lecture recherchée. Ceci implique que les longueurs surcarottées avant le premier capteur et après le dernier point de mesure soient suffisamment grandes pour bien identifier ces paliers. Il importe donc de bien contrôler l'enfoncement de la cellule dans le forage de petit diamètre avant le début du surcarottage.

Toutefois il est fréquent qu'une ou plusieurs mesures de déplacement ne satisfassent pas à ces critères de qualité. Par exemple, un saut peut apparaître simultanément sur tous les capteurs, il est alors aisé de diagnostiquer un mouvement d'ensemble de la cellule et d'effectuer les corrections nécessaires (accident relativement rare sauf en fin de surcarottage). La non conformité entre courbe théorique et courbe observée pour un ou deux capteurs est souvent plus délicate à interpréter (fissure locale, hétérogénéité de la roche). Nous avons ainsi été amenés à affecter une note à chaque mesure de déplacement. Chaque note résulte de la somme de trois nombres, le premier, de 0 à 4, caractérise la stabilité initiale, le second de 0 à 2 caractérise la bonne conformité aux courbes théoriques des courbes de relâchement observées, le troisième, de 0 à 4, caractérise la stabilité finale (c'est-à-dire avant et après relâchement des contraintes). Ces notes bien que subjectives, permettent d'effectuer un premier classement des résultats prenant en compte la qualité des mesures : aucune courbe ayant obtenu une note inférieure à 5 ne peut être retenue. Cette appréciation, qualitative et graduelle, permet de sélectionner les mesures de déplacement retenues

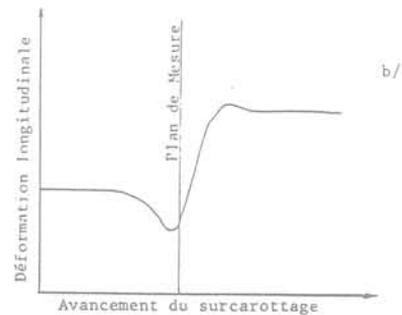
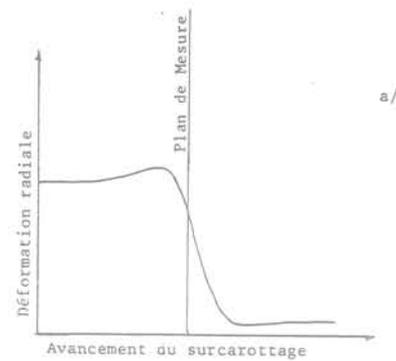


Fig. 3 Etude par éléments finis de la déformation d'un forage causée par un surcarottage (d'après Blackwood, 1978)

- a) déformations radiales
- b) déformations longitudinales

pour calculer les contraintes, de déterminer le type de dépouillement le mieux approprié pour ce calcul (cf. paragraphe ci-après), d'apprécier la qualité de l'opération de surcarottage.

2.2 Calcul des contraintes

Les relations (2) permettent de déterminer complètement le tenseur des contraintes à partir de 6 mesures de déplacement (3 diamétraux et 3 longitudinaux) effectuées en des points disposés correctement :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{11} &= -\frac{E}{8r(1-\nu^2)} \left(3u_r^0 + u_r^{90} + 4\nu r \frac{\Delta u_z}{L} \right) \\
 \sigma_{22} &= -\frac{E}{8r(1-\nu^2)} \left(u_r^0 + 3u_r^{90} + 4\nu r \frac{\Delta u_z}{L} \right) \\
 (3)^* \quad \sigma_{33} &= -\frac{E}{2(1-\nu^2)r} \left(\nu u_r^0 + \nu u_r^{90} + 2r \frac{\Delta u_z}{L} \right) \\
 \sigma_{12} &= -\frac{E}{8(1-\nu^2)r} \left(-u_r^0 + 2u_r^{45} - u_r^{90} \right) \\
 \sigma_{23} &= \frac{E}{8(1+\nu)r} \left(u_z^{90} - u_z^{270} \right) \\
 \sigma_{31} &= \frac{E}{8(1+\nu)r} \left(u_z^0 - u_z^{180} \right)
 \end{aligned}$$

* Dans ce système d'équations quatre mesures longitudinales interviennent car seules les différences deux à deux de ces mesures sont utilisées.

où u_r^0 est la valeur du déplacement radial pour la génératrice θ (exprimée en degrés) et Δu_z est le déplacement longitudinal mesuré entre deux points situés sur une même génératrice et distants l'un de l'autre de L (voir fig. 2). ($\Delta U_z = U_z^0 - U_z^0$, U_z^0 est mesuré en L1, U_z^{180} est mesuré en L2, U_z^{90} est mesuré en L3, etc.).

La cellule pouvant fournir dans les meilleures conditions de surcarottage, 10 valeurs de déplacement, des redondances existent qui permettent d'apprécier les erreurs de mesure.

Deux méthodes de résolution ont été appliquées :

- la première utilise les redondances comme moyen de vérification du bon déroulement du surcarottage et non comme génératrices d'équations supplémentaires. Un système de 6 équations à 6 inconnues est ainsi obtenu et résolu algébriquement (équation 3);
- la deuxième méthode traite chaque mesure de déplacement comme une donnée indépendante; le système d'équation, qui peut alors être surabondant, est résolu par moindres carrés, ce qui permet une appréciation quantitative de la précision de la mesure.

On est amené à créer un système d'équations qui peut se représenter, dans le cas le plus général, sous la forme d'un produit de matrices :

$$[A] \cdot [B] \cdot [C] \{X\} = \{E\} \quad (4)$$

où $\{E\}$ est un vecteur dont les composantes sont les mesures de déplacements sélectionnées exprimées dans un repère lié à la cellule;

$\{X\}$ est un vecteur dont les composantes sont celles du tenseur des contraintes défini dans le repère géographique;

[A] correspond aux relations contraintes-déplacements exprimées dans un repère lié à la cellule. Cette matrice est obtenue pour les déplacements diamétraux à partir des équations (2), pour les déplacements longitudinaux, soit à partir des différences 2 à 2 de ces équations de façon à éliminer les mouvements rigides de la cellule qui ont pu se produire durant le surcarottage, soit simplement à partir des équations (2);

[B] correspond au changement de repère qui permet de passer du repère géographique dans lequel σ est défini, au repère lié à la cellule;

[C] correspond à l'influence de la cavité (galerie ou tunnel), dans laquelle les mesures sont effectuées, sur la distribution des contraintes locales. Cette matrice peut être calculée dans certains cas simples (galeries circulaires, élasticité linéaire par exemple).

Théoriquement, la résolution du système (4) permet de déterminer le tenseur des contraintes locales à partir de mesures de déplacements effectuées à diverses profondeurs et à partir de forages orientés dans des directions variées. Pratiquement, la matrice (C) n'est que rarement déterminable et l'on ne traite que des déplacements mesurés en des points situés sur une même parallèle à l'axe du tunnel. Dans le cas des galeries de faible section, la technique de forage actuelle permet d'atteindre des zones non perturbées par la galerie, ce qui fournit donc une détermination directe de la contrainte locale.

(1) 8 mesures de déplacement radial et 7 mesures de déplacement longitudinal.

(2) brèche volcanique métamorphisée.

La première méthode de dépouillement est utilisée sur le terrain pour diriger au mieux la campagne de mesure. La deuxième nécessite l'utilisation d'un ordinateur. Elle permet en particulier de retenir toutes les mesures satisfaisantes (note supérieure à 5), et seulement celles-ci, sans avoir à entacher le résultat final des erreurs de manipulation. Ceci n'est évidemment pas le cas avec la première méthode puisqu'un minimum de 6 mesures est nécessaire pour effectuer une détermination complète à partir d'un seul surcarottage.

La prise en compte de l'hétérogénéité du matériau est discutée ci-après dans le cadre de l'exposé des résultats.

3 Résultats

Une première étude (25 surcarottages) a été effectuée dans le tunnel de chemin de fer du Somport (de longueur 7,8 km, de section en fer à cheval et de hauteur 6 m). En particulier, 3 forages établis dans trois directions différentes, de longueur variant de 7 à 8 m ont permis 10 surcarottages à 2,6 km de l'entrée du tunnel et sous 220 m de recouvrement. La roche rencontrée était un calcaire dolomitique carbonifère fortement tectonisé (module d'Young 24000 MPa, coefficient de Poisson 0,21). Une deuxième étude (15 surcarottages) a été entreprise dans la fenêtre d'Électricité de France à Bedous (de longueur 220 m, de section en fer à cheval et de hauteur 2,50 m), creusée dans un calcaire jurassique (module d'Young 9000 MPa coefficient de Poisson 0,20) au pied d'une structure anticlinale qui dominait l'entrée de la galerie (située au fond de la vallée) de plus de 1000 m avec une pente de 100 %. Sur ces 40 surcarottages, une dizaine a dû être rejetée pour cause d'incidents en cours de mesure (bris de carotte, panne d'appareillage de mesure). Les 300 mesures de déplacement restantes ont été soumises à l'analyse précédemment décrite. Si un certain nombre a pu être retenu (notes supérieures à 5, voir figure 4) certains défauts ont été néanmoins retrouvés fréquemment :

- stabilité initiale manquante,
- évolution saccadée en cours de relaxation des contraintes,
- stabilité finale manquante,
- absence complète de déplacement.

Finalement 80 mesures de déplacement ont été retenues pour le tunnel du Somport et 70 pour la galerie de Bedous.

Ces résultats sont en nombre suffisant pour permettre théoriquement une détermination de l'état de contrainte local.

Une grande dispersion étant encore observée sur les mesures sélectionnées pour cette détermination, il est apparu utile d'établir des critères permettant d'éliminer les mesures incohérentes du fait de l'hétérogénéité du terrain. (nombreuses fractures ou failles). Pour ce faire, la forme de la section transversale des forages après relâchement des contraintes est déterminée d'après les mesures de déplacements diamétraux sur la base de la théorie de l'élasticité linéaire pour chaque opération de surcarottage. Pour un matériau homogène les grands axes des courbes ainsi obtenues pour des surcarottages effectués dans un même forage doivent se superposer. Si aucune courbe ne permet cette superposition on en déduit que l'hétérogénéité du terrain est telle que les mesures ne sont pas significatives. Si seules une ou deux courbes n'obéis-

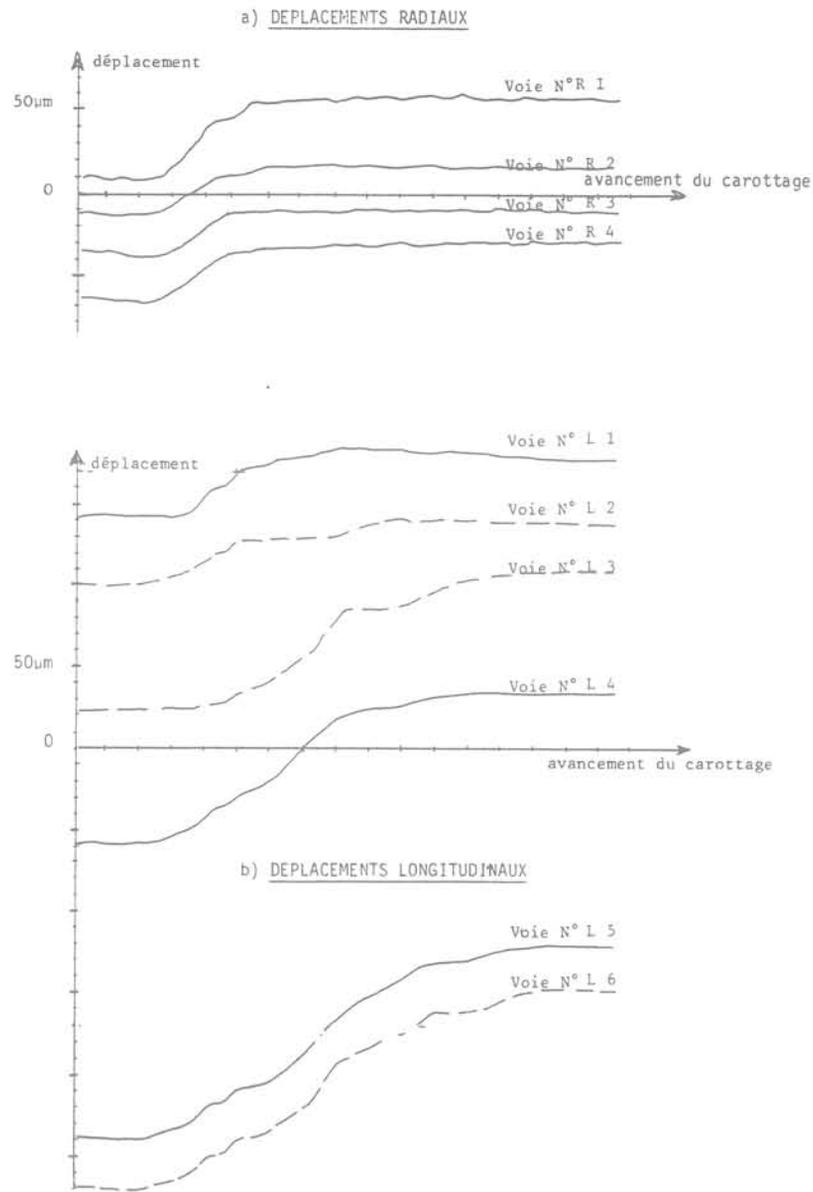


Fig. 4 Exemple de courbes de déplacement obtenues in situ (notes variant de 8 à 10)

sent pas à cette superposition, le surcarottage correspondant est écarté car supposé affecté par une hétérogénéité locale.

De plus, une fois l'état de contrainte déterminé par la méthode globale proposée en 2.2, ce résultat est utilisé pour calculer les déplacements diamétraux théoriques correspondants. Par comparaison avec les courbes précédentes (déduites directement des mesures) une certaine appréciation de l'homogénéité des résultats peut alors être obtenue.

Il est ainsi apparu que dans le tunnel du Somport, seuls quatre surcarottages étaient homogènes entre eux, les autres, trop rapprochés de la paroi libre, ayant été probablement effectués dans la zone dite plastique (mécanique de blocs). De ces quatre surcarottages seuls deux étaient à la même distance de la paroi libre (5 m) et il n'a donc pas été possible d'effectuer une détermination des contraintes locales satisfaisante. Il apparaît que des mesures plus profondes sont nécessaires pour ce tunnel.

Dans la galerie de Bedous, une plus grande cohérence a été observée (voir fig. 5); (3 surcarottages à peu près homogènes fournissent 15 mesures de déplacement (1) ayant des notes supérieures à 5). Le résultat obtenu donne :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 2,9 \text{ MPa} \pm 0,8; & \theta_A &= \text{N}277^\circ\text{E} & \theta_p &= +51^\circ \\ \sigma_2 &= 2,3 \text{ MPa} \pm 0,7; & \theta_A &= \text{N}07^\circ\text{E} & \theta_p &= 0^\circ \\ \sigma_3 &= 1,4 \text{ MPa} \pm 0,4; & \theta_A &= \text{N}76^\circ\text{E} & \theta_p &= -39^\circ \end{aligned}$$

(θ_A = azimuth, θ_p = angle avec l'horizontale; les angles sont déterminés à $\pm 15^\circ$).

Les directions observées pour σ_1 et σ_3 correspondent aux directions que l'on attend au pied d'une pente (σ_3 est perpendiculaire à la surface libre, σ_1 lui est à peu près parallèle).

A la suite de ces essais, un certain nombre d'améliorations ont été apportées à la technique de mesure :

- adjonction de deux capteurs pour la mesure des déplacements diamétraux afin d'assurer une parfaite symétrie à la cellule;

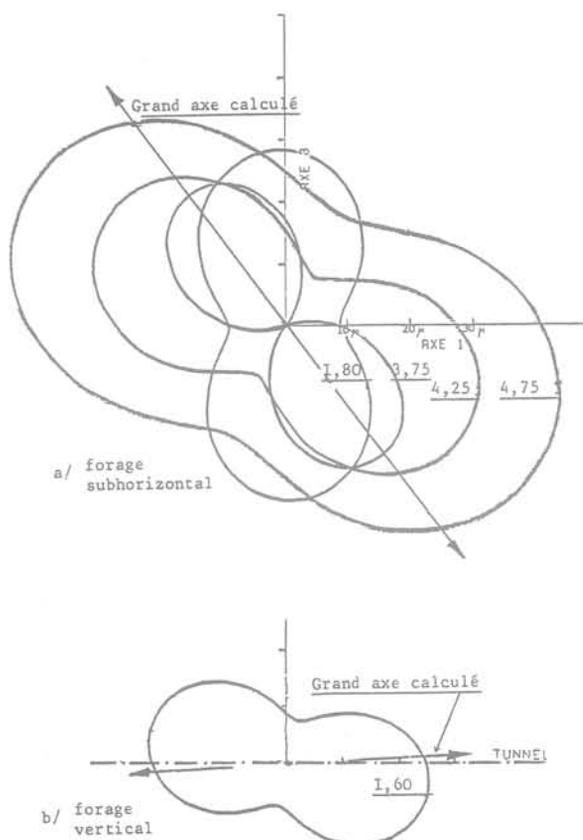


Fig. 5 Résultats obtenus dans la galerie de Bedous (diamètre : 2,50 m)

- a) «déformée» d'un forage, subhorizontal et perpendiculaire à l'axe de la galerie, établie par des mesures à 1,80 m, 3,75 m, 4,25 m et 4,75 m de la paroi
 b) «déformée» d'un forage, établie d'après une mesure à 1,60 m

La direction du grand axe obtenue pour la déformée de chacun des forages à partir de l'état de contrainte moyen calculé par la méthode globale est indiquée.

On appelle «déformée» la section transverse des forages après relâchement des contraintes.

- utilisation de guides de nylon pour les forages de plus de 5 m;
- adaptation de la méthode de forage pour les mesures verticales;
- enregistrement automatique des données sur bandes magnétiques pour faciliter le traitement sur le terrain.

L'efficacité technologique de ces améliorations a pu être testée lors d'essais dans une galerie située dans les Vosges (Tunnel d'Urbes). Malheureusement pour ce site, le grand diamètre de la galerie (10 m) et l'hétérogénéité du matériau (2) ne nous ont pas permis, du fait de la trop courte période d'essais (3 semaines), d'obtenir suffisamment de résultats pour déterminer le tenseur complet des contraintes. Cinq surcarottages ont pu être effectués dans des conditions apparemment satisfaisantes en ce qui concerne l'homogénéité de la roche. Toutefois la présence de microfissure très locales n'a pas permis de mesures de déplacements longitudinaux en nombre suffisant :

Pour être assurées de succès les campagnes de mesure doivent probablement durer 5 à 6 semaines et nécessitent la présence d'au moins trois personnes (deux pour les opérations de mise en place de la cellule et de forage, une pour l'acquisition des données).

Conclusion

Cette méthode paraît maintenant pouvoir être utilisée pour la détermination de l'état de contrainte local à partir de cavités souterraines de faibles diamètres (la petite sondeuse utilisée n'est pas adaptée aux forages de plus de 15 m de profondeur).

L'enregistrement continu des déplacements permet d'éliminer les mesures entachées d'erreurs techniques. L'abondante redondance des mesures satisfaisantes du point de vue mécanique assure une estimation de la dispersion des résultats (de 20 à 30 équations pour 6 inconnues). Lorsque cette dispersion est très grande elle peut être attribuée avec certitude à l'hétérogénéité ou à la discontinuité du matériau géologique traité et donc permettre de préciser les hypothèses rhéologiques nécessaires à une modélisation mécanique ultérieure du massif considéré. La bonne cohérence des résultats obtenus dans la galerie de Bedous démontre la valeur de cette méthode de détermination des contraintes locales; dans le cas du tunnel du Somport il est clairement apparu que les mesures effectuées à moins de 5 m de la paroi libre n'avaient aucun sens du fait de l'abondante fracturation du matériau. Ce résultat présente au moins l'intérêt de fournir une estimation de l'étendue de la zone non élastique autour de ce tunnel percé il y a plus de cinquante ans.

Remerciements

M. Houten (Laboratoire du Génie Civil de l'Université de Liège) a participé très efficacement à l'obtention des mesures sur le terrain, qu'il en soit vivement remercié. Nous remercions également la S.N.C.F. et E.D.F. pour nous avoir donné l'autorisation de travailler dans leurs galeries de la Vallée d'Aspe. Ce travail a été financé par l'Institut National d'Astronomie et de Géophysique, action risque sismique. Durant la réalisation de ce travail, M. Buyle-Bodin était boursier B. R. G. M.

Références bibliographiques

- BLACKWOOD R.L. 1978 «Diagnostic stress relief curves in stress measurements by overcoring»; Int. Jou. Rock. Mech. Min. Sc.; vol. 15, n° 4, p. 205.
- BONNECHERE F.-J. 1969 «La cellule "Université de Liège" de mesure des déformations d'un forage»; Symp. Int. Détermination des contraintes dans les massifs rocheux; Lisbonne.
- BONNECHERE F.-J. et CORNET F.H. 1977 «In situ stress measurements with a borehole deformation cell». *Field Measurements in Rock Mechanics*; Int. Symp. in Rock Mech.; Zürich; Kovari éditeur.
- BUYLE-BODIN F. 1980 «Mesures des contraintes in-situ dans les massifs rocheux»; Thèse Ingénieur-Docteur Univ. Paris VI; Rapport méthodologique B. R. G. M. n° 81 SGN 254 GEG.

CISTERNAS A., GAGNEPAIN J. et RUEGG J.-C. 1978 « *Étude de la microsismicité et surveillance sismique de la région d'Arette* »; 5th European Geophys. Soc. Meeting; Strasbourg.

FAIRHURST C. 1968 « *Methods of determining in situ rock stresses at great depths* »; Technical report n° 1-68; Missouri River Division, Corps of Engineers Omaha, Nebraska.

GAGNEPAIN J., CISTERNAS A., J.-C. RUEGG, VADEL M., MODIANO T., HATZFELD D., MEZCUO J. 1981 « *Sismicité de la région d'Arette (Pyrénées Atlantiques) et Mécanismes au foyer* »; à paraître dans Annales de Géophysique.

GRAY W.M. and TOEWS M.A. 1968 « *Analysis of accuracy in the determination of the ground stress tensor by means of borehole devices* » 9th U.S. Symp. on Rock Mech., Golden Colorado; p. 45.

HIRAMATSU Y. and OKA Y. 1968 « *Determination of the stress in rock unaffected by boreholes or drifts, from measured strains or deformations.* » Int. jour. of rock Mech. vol. 5, July 68.

KOVARI K. 1977 « *Field Measurements in Rock Mech.* »; Int. Symp. Zürich; Balkema.

LEEMAN E.R. 1968 « *The determination of the complete state of stress in rock in a single borehole. Laboratory and underground measurements* »; Int. Jou. Rock Mech. Min. Sc., vol. 5, pp. 31-51.

LESAGE P. 1981 « *Développement de méthodes en vue de l'étude des déformations sismo-tectoniques du sous-sol* »; Thèse 3^e Cycle; Univ. Paris VI.

ROCHA M., SILVERIO A., PEDRO J.O. and DELGADO J.S. 1974 « *A new development in the L. N. E. C. Stress tensor Gauge* »; Proc. Third Int. Soc. Rock Mech. Congress, Denver, pp. 464-467.

PAQUIN C., FROIDEVEAUX C. et SOURIAU M. 1978 « *Mesures des contraintes tectoniques en France septentrionale* »; Bull. Soc. Géol. France; tome XX, n° 5.

WHITE J.M., HOSKINS E.R., NISSEN T.J. 1978 « *Primary stress measurements at Eisenhower Memorial Tunnel, Colorado* »; Int. Jou. Rock Mech. Min. Sc., vol. 15, n° 4, p. 179.

détermination en sondages de la perméabilité d'un milieu rocheux fracturé aspects théoriques et pratiques

par

L. Bertrand, E. Durand, B. Feuga

Bureau de Recherches Géologiques et Minières

1 Introduction. Notion de milieu poreux équivalent à un milieu fracturé

Une grande partie des problèmes qui se posent en matière d'écoulement souterrain porte sur la détermination de la distribution des potentiels hydrauliques ou des débits dans les terrains.

Ces problèmes reçoivent des solutions en milieu poreux par recours à des méthodes de calcul faisant intervenir le tenseur de perméabilité des terrains, la définition de ce tenseur en tout point étant rendue possible par l'hypothèse de continuité du milieu. Il est à noter que ces calculs permettent de déterminer des débits, ou des vitesses de filtration, qui s'en déduisent directement, et non pas des vitesses réelles des particules fluides.

Dans un milieu rocheux fracturé, l'essentiel de l'écoulement se fait par l'intermédiaire du réseau de fractures, et son caractère discontinu interdit normalement la définition d'un tenseur de perméabilité comme dans le cas d'un milieu poreux (continu).

La distinction entre milieu poreux, supposé continu, et milieu fracturé, supposé discontinu, est toutefois quelque peu arbitraire, et relève en fait d'une question d'échelle.

Considéré à grande échelle, en effet, le milieu poreux n'est pas continu puisque constitué de grains solides imperméables entre lesquels s'effectue l'écoulement. Ces grains peuvent être comparés aux blocs rocheux délimités par les fractures parcourant un massif, et, à petite échelle, ce massif fracturé peut lui-même être assimilé à un milieu poreux et continu.

On a coutume d'appeler ce milieu poreux fictif, de caractéristiques hydrauliques égales à celles du milieu fracturé qu'il représente, le *milieu poreux équivalent* (au milieu fracturé).

L'utilité de ce milieu poreux équivalent repose sur le fait que la relation flux-gradient de charge est linéaire aussi bien dans un milieu poreux que dans un milieu fracturé (en régime laminaire), ce qui rend possible son

utilisation pour les calculs de distribution des charges hydrauliques et des débits moyens en milieu fracturé avec les méthodes mises au point pour les milieux poreux.

Il va de soi que le recours au milieu poreux équivalent ne permet pas de résoudre tous les problèmes, et en particulier pas celui de la détermination des vitesses réelles d'écoulement dans les fractures; dans certains cas, la connaissance de ces vitesses est nécessaire et il faut alors recourir à des calculs prenant en compte les lois d'écoulement réelles dans les fissures, rien n'interdisant d'ailleurs de coupler les deux modes de calcul ou d'appuyer l'un sur l'autre.

L'assimilation, pour des raisons de facilité de calcul, d'un milieu fracturé à un milieu poreux étant, comme on l'a dit, une question d'échelle, il importe de savoir dans quelles conditions il peut y être recouru. On peut admettre que cette assimilation est justifiée si la maille de fracturation est petite par rapport à la dimension du volume du massif rocheux intéressé, y compris dans les zones de singularités éventuelles. C'est-à-dire que, par exemple, elle peut être faite dans le cadre d'études de ressources en eau; il peut néanmoins être nécessaire, dans un tel cas, d'individualiser, dans un éventuel modèle, les grands accidents structuraux tels que les failles, qu'ils constituent des barrières ou au contraire des drains.

L'écoulement de l'eau dans un milieu poreux est régi par l'équation de diffusivité

$$\operatorname{div}(\vec{k} \cdot \operatorname{grad} \phi) = s_s \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (1)$$

ϕ représentant la charge hydraulique
 s_s l'emmagasinement spécifique du milieu et
 \vec{k} le tenseur de perméabilité.

Ce tenseur est caractérisé en tout point de l'espace par trois directions perpendiculaires (les directions principales de perméabilité dans le cas présent) auxquelles correspondent trois grandeurs numériques, les perméabilités principales. Les directions principales sont les trois seules directions de l'espace telles que la

vitesse d'écoulement ait la même direction que le gradient de charge hydraulique, les facteurs de proportionnalité entre les deux n'étant autres que les perméabilités principales.

La dimension du tenseur de perméabilité ne peut être établie avec une certaine précision que par des essais à l'eau in situ aussi bien en milieu poreux qu'en milieu fracturé. De tels essais, réalisés dans plusieurs directions, peuvent d'ailleurs permettre également de déterminer la forme et l'orientation du tenseur.

Ce dernier type d'essai est cependant coûteux et de mise en œuvre difficile, et il ne peut y être recouru de manière systématique.

C'est pourquoi, partant du fait que les caractéristiques hydrodynamiques d'un milieu rocheux fracturé sont liées essentiellement à la fracturation (on supposera par la suite la matrice rocheuse imperméable), une méthode de détermination de la forme et de l'orientation du tenseur des perméabilités à partir de données de fracturation (géologie structurale) a été mise au point.

La présente communication comporte deux parties, correspondant aux deux stades des études et travaux mis en œuvre pour la détermination des perméabilités d'un milieu rocheux fracturé :

Dans la première est exposée la méthode utilisée pour la détermination de la forme (rapports d'anisotropie) et des directions principales du tenseur des perméabilités du milieu poreux équivalent, à partir de la connaissance des discontinuités du massif. Cette méthode repose sur une idée de Louis [1]. Dans la seconde sont présentées les méthodes de mesure in situ de perméabilités de massifs rocheux de très faible conductivité hydraulique qui ont été développées ces dernières années au B. R. G. M.

Dans la suite de cette communication, pour simplifier, on ne parlera plus de tenseur de perméabilité du milieu poreux équivalent au milieu rocheux fracturé, mais, de façon condensée, de tenseur de perméabilité du milieu rocheux fracturé.

De même, par facilité de langage, s'est-on autorisé à parler indifféremment de fractures ou de fissures, ces termes recouvrant d'ailleurs l'ensemble des types de discontinuités planaires pouvant affecter un massif rocheux et susceptibles d'être le siège de circulations d'eau.

2 Détermination de la forme et de l'orientation du tenseur des perméabilités d'un milieu rocheux fracturé à partir des données de l'analyse de la fracturation

2.1 Approche théorique

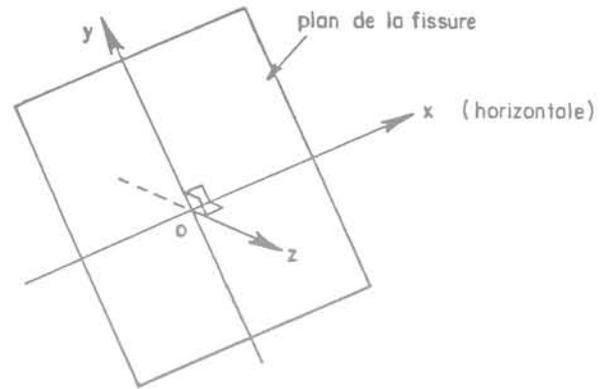
Considérons tout d'abord une fracture individuelle de conductivité hydraulique isotrope k , définie par la relation

$$\vec{v} = -k \cdot \overrightarrow{\text{grad}} \phi \quad (\text{régime laminaire}) \quad (2)$$

v = vitesse moyenne d'écoulement

ϕ = charge hydraulique (dans la formule ci-dessus, $\overrightarrow{\text{grad}} \phi$ représente en fait la projection du gradient de charge sur le plan de la fissure).

Soit un repère Oxyz lié à la fissure, tel que Oxy soit dans le plan de celle-ci, Ox étant horizontal.



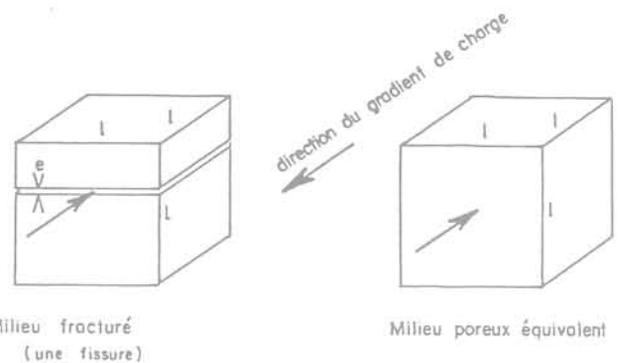
Dans ce repère, l'équation (2) s'écrit, sous forme matricielle

$$\begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k & 0 & 0 \\ 0 & k & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Soit maintenant un volume de référence du milieu rocheux fracturé, de forme cubique et de côté 1.

Supposons que ce volume soit choisi de telle façon qu'il contienne la fissure considérée et que celle-ci soit parallèle à l'une de ses faces.

Considérons également le même volume du milieu poreux équivalent.



Milieu fracturé
(une fissure)

Milieu poreux équivalent

Le débit traversant la fissure est égal à

$$Q = v \cdot l \cdot e = 1ek |\overrightarrow{\text{grad}} \phi| \quad (4)$$

(e = épaisseur de la fissure)

Un même débit doit traverser le volume du milieu poreux équivalent, pour lequel on a donc :

$$\frac{Q}{S} = \frac{Q}{l^2} = k_{eq} |\overrightarrow{\text{grad}} \phi| \quad (5)$$

k_{eq} étant la perméabilité du milieu poreux équivalent dans la direction du plan de la fissure (cette perméabilité est nulle dans la direction perpendiculaire).

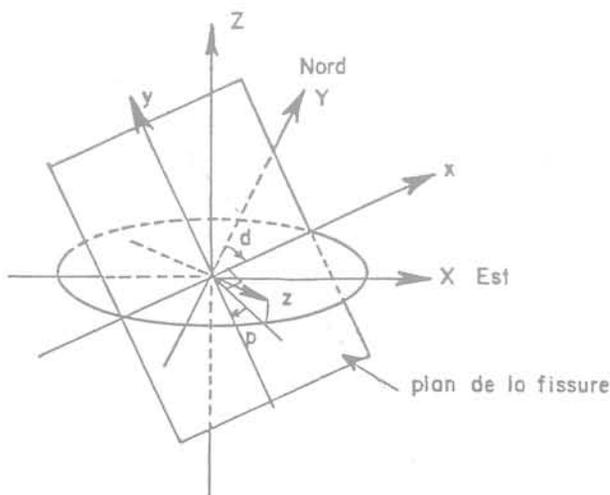
Le rapprochement de (4) et (5) donne

$$k_{eq} = \frac{e}{l} k. \quad (6)$$

La matrice représentant, dans le repère Oxyz, le tenseur de perméabilité du milieu poreux équivalent au volume du milieu fracturé contenant la fissure considérée s'écrit donc :

$$K_{eq} = \frac{e}{l} k \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (7)$$

Considérons maintenant un repère OXYZ correspondant aux coordonnées géographiques : OX est orienté vers l'est, OY vers le nord et OZ suivant la verticale.



L'orientation du plan de fissure est définie par sa direction d par rapport au nord (convention de pendage à main droite) et par son pendage p .

La matrice de passage du repère Oxyz dans le repère géographique OXYZ s'écrit :

$$Q = \begin{pmatrix} \sin d & \cos d & 0 \\ -\cos d \cdot \cos p & \sin d \cdot \cos p & \sin p \\ \cos d \cdot \sin p & -\sin d \cdot \sin p & \cos p \end{pmatrix} \quad (8)$$

Dans le repère géographique OXYZ, la matrice représentant le tenseur de perméabilité du milieu poreux équivalent au volume du milieu fracturé contenant la fissure considérée s'écrit :

$$K'_{eq} = Q^{-1} \cdot K_{eq} \cdot Q \quad (9)$$

ou encore, après développement des calculs

$$K'_{eq} = \frac{e}{l} k R \quad (10)$$

avec

$$R = \begin{pmatrix} 1 - \cos^2 d \cdot \sin^2 p & \frac{1}{2} \sin 2d \cdot \sin^2 p & \frac{1}{2} \sin 2p \\ \frac{1}{2} \sin 2d \cdot \sin^2 p & 1 - \sin^2 d \cdot \sin^2 p & \frac{1}{2} \sin 2p \\ -\frac{1}{2} \sin 2p \cdot \cos d & \frac{1}{2} \sin 2p \cdot \sin d & \sin^2 p \end{pmatrix} \cdot \begin{matrix} \cos d \\ \sin d \\ \end{matrix} \quad (11)$$

Si on suppose maintenant que le volume de référence de milieu fracturé est recoupé non pas par une, mais par N fissures de conductivité hydraulique k_i , épaisseur e_i , direction d_i , et pendage p_i , i variant de 1 à N , le tenseur de perméabilité résultant du milieu poreux équivalent sera représenté, dans les coordonnées géographiques, par la somme des matrices correspon-

dant aux différentes fissures individuelles. Cette sommation est justifiée par la linéarité de la loi liant le flux au gradient de charge*

$$K'_{eq,es} = \sum_{i=1}^N K'_{eq,i} = \frac{1}{l} \sum_{i=1}^N e_i k_i R_i \quad (12)$$

Il est possible d'extraire les valeurs propres et les vecteurs propres de cette matrice, qui représenteront d'une part les perméabilités principales du milieu poreux équivalent et d'autre part les directions de ces perméabilités principales.

En pratique, si le relevé des orientations des discontinuités affectant un massif ne pose pas trop de problèmes, pour peu que l'on dispose de zones où ce massif se prête à l'observation (affleurements, galeries, sondages avec carottes orientées), il est par contre très difficile de déterminer l'épaisseur de ces discontinuités : les perturbations qui ont été imposées au massif rocheux pour amener à des conditions permettant son observation ont en effet presque toujours modifié les épaisseurs des fissures, et ce qui est observable dans ce domaine n'est en général pas représentatif de ce qui prévaut au sein du massif non perturbé; la décompression des terrains, les ébranlements dus aux tirs à l'explosif, le délavage par des circulations d'eau ou de fluides de forage ont pour effet d'ouvrir les fissures, et les perméabilités que l'on calcule en se fondant sur des épaisseurs observées dans de telles conditions sont toujours très supérieures aux perméabilités réelles déduites d'essais in situ intéressant des volumes de rocher non perturbés**.

Il est donc illusoire, en pratique, d'attendre de la formule (12) qu'elle permette de déterminer un module de perméabilité.

Par contre, elle permet, moyennant certaines hypothèses dont l'expérience acquise jusqu'à ce jour a montré qu'elles étaient justifiées, de calculer les valeurs relatives des perméabilités principales (c'est-à-dire la forme du tenseur de perméabilité du milieu poreux équivalent) et les directions des perméabilités principales (c'est-à-dire l'orientation de ce tenseur).

L'hypothèse la plus simple consiste à considérer que toutes les fissures sont identiques, c'est-à-dire que

$$e_i = e$$

$$\text{et } k_i = k$$

quel que soit i ,

les valeurs de e et k restant inconnues.

La recherche des vecteurs propres et des valeurs propres de la matrice $\sum_{i=1}^N R_i$ (le facteur constant $\frac{ek}{l}$ étant éliminé) donne des directions principales de perméabilité et des perméabilités principales qui n'ont de sens qu'en valeur relative.

* On suppose N assez grand pour que le calcul ait une valeur statistique et que l'influence de l'hypothèse faite sur la forme cubique du volume de référence et le parallélisme de la fissure avec une de ses faces ne joue plus; l devient dès lors dans la formule (12) une simple longueur de référence dont la valeur n'a pas d'importance pratique, puisque l'effet de ses variations est très exactement compensé par celui des variations de N (dans l'hypothèse où la distribution spatiale de la fracturation, en densité et orientation, est la même en tout point, ce que nous admettons).

** La non continuité des fissures réelles, non prise en compte en général dans les calculs, explique également en partie l'écart entre perméabilités calculées et perméabilités mesurées in situ.

Cette hypothèse peut néanmoins être contestée.

Il est alors possible de remplacer dans la formule (12) le facteur $e_i k_i$ par un poids δ_i déterminé au gré de l'utilisateur en fonction d'un certain nombre de paramètres caractérisant la fissure.

Ce poids est calculé, pour chaque fissure, à l'aide d'une formule de type

$$\delta_i = f(t_1, t_2, t_3, t_4, \dots) \quad (13)$$

f étant une fonction, choisie par l'utilisateur, des paramètres t_1, t_2, t_3, t_4 etc. de la fissure. Ces paramètres peuvent être la continuité, l'ouverture libre, l'épaisseur apparente, l'état de contrainte mécanique dans le terrain (cet état de contrainte, qui joue sur l'ouverture de la fissure, est fonction en particulier de la profondeur), un indice relatif à d'éventuelles venues d'eau, la rugosité, le type de remplissage, etc.

De nombreux types de fonctions de pondération très différentes les unes des autres ont été testés sur plusieurs massifs. Les résultats obtenus, pour un même massif, n'ont jamais pour autant varié de façon significative, et ont en particulier toujours été voisins de ceux obtenus en affectant le même poids à chaque fissure.

Ce résultat semble justifier cette méthode qui considère toutes les fissures comme indistinctes du point de vue hydraulique. Cette hypothèse, qui est certes non fondée si l'on considère chaque fissure prise individuellement, semble assez proche de la réalité dès lors que l'on considère un grand nombre de fissures : la distribution des conductivités hydrauliques individuelles serait alors pratiquement la même pour toutes les familles de fractures considérées (une famille est constituée par l'ensemble des fissures qui se regroupent autour d'une orientation donnée, dès lors que le nombre de ces fissures représente un pourcentage significatif du nombre total de fissures relevées sur un site donné).

Il faut toutefois se garder d'ériger cette hypothèse, vérifiée jusqu'à présent sur tous les sites étudiés avec cette méthode, en règle générale, et il est dans tous les cas prudent de ne pas s'en contenter mais d'effectuer également des pondérations permettant de juger de sa validité. Des écarts importants entre les résultats obtenus avec et sans pondération doivent conduire à reprendre les données de terrain afin de déterminer la cause de cette différence et de juger lequel des résultats obtenus fournit la représentation la plus vraisemblable de la réalité.

Remarque

Parmi les pondérations que l'on peut être amené à effectuer, il en est une qui s'impose; c'est celle qui vise à corriger le biais introduit dans l'échantillon de fractures relevées sur une station par l'orientation propre de cette station. On conçoit en effet que lors d'un levé on rencontre beaucoup plus de fractures appartenant à des familles d'orientation sub-perpendiculaire à celle de la station d'observation qu'appartenant à des familles qui lui sont sub-parallèles. La forme de la station, elle aussi, introduit un biais dans l'échantillon. Il y a bien sûr lieu de corriger ces distorsions par des pondérations appropriées avant tout calcul du tenseur de perméabilité.

2.2 Exemple d'application

2.2.1 Mine d'or d'Elsburg (Afrique du Sud)

L'étude réalisée avait pour but de déterminer la direction optimale à donner à une galerie de liaison entre deux quartiers de la mine au niveau -1500 m pour que cette galerie recoupe le moins de venues d'eau possible. Cette détermination nécessitait la connaissance de l'orientation du tenseur des perméabilités.

Les levés de fracturation réalisés dans les galeries accessibles au niveau -1500 ont permis de définir cinq grandes familles de discontinuités, pour chacune desquelles a été calculé un poids égal à la somme des poids individuels δ des éléments structuraux lui appartenant.

Les poids individuels δ des discontinuités ont été calculés à l'aide des formules suivantes :

Pour les failles : $\delta = 100$

Pour les diaclases : $\delta = 10 \times c$

c représentant la continuité de l'élément structural (nombre variant de 0 à 1, égal au rapport entre la longueur observable de cet élément et la longueur de l'intersection du plan le contenant avec la paroi de la galerie).

Le tableau ci-dessous donne les directions, pendages et poids des différentes familles :

| Famille n° | Direction | Pendage | Poids |
|------------|-----------|---------|-------|
| 1 | 106° | 86° | 8 186 |
| 2 | 336° | 87° | 1 323 |
| 3 | 204° | 90° | 696 |
| 4 | 147° | 53° | 447 |
| 5 | 181° | 68° | 182 |

A partir de ces valeurs, il a été possible de calculer la matrice représentant le tenseur de perméabilité du milieu poreux équivalent à chaque famille de discontinuités, en considérant chacune d'elles comme une seule fissure et en utilisant la formule 10, le facteur $\frac{ek}{l}$

de la formule étant pris égal au poids de la famille.

On a ainsi obtenu les matrices suivantes :

| | |
|-----------|---|
| Famille 1 | $\begin{Bmatrix} 7566 & -2160 & 157 \\ -2160 & 823 & -541 \\ 157 & -541 & 8153 \end{Bmatrix}$ |
| Famille 2 | $\begin{Bmatrix} 221 & -491 & -63 \\ -491 & 1104 & 28 \\ -63 & 28 & 1320 \end{Bmatrix}$ |
| Famille 3 | $\begin{Bmatrix} 115 & 258 & 0 \\ 258 & 580 & 0 \\ 0 & 0 & 696 \end{Bmatrix}$ |
| Famille 4 | $\begin{Bmatrix} 247 & -130 & 179 \\ -130 & 362 & -116 \\ 179 & -116 & 285 \end{Bmatrix}$ |
| Famille 5 | $\begin{Bmatrix} 26 & 3 & 63 \\ 3 & 182 & 1 \\ 63 & 1 & 157 \end{Bmatrix}$ |

dont la somme n'est autre que la matrice représentant le tenseur de perméabilité du milieu poreux équivalent à l'ensemble du milieu rocheux fracturé dans les coordonnées géographiques :

| | E-W | N-S | Verticale |
|-----------|--------|--------|-----------|
| E-W | 8 175 | -2 520 | 336 |
| N-S | -2 520 | 3 051 | -628 |
| Verticale | 336 | -628 | 10 611 |

Rappelons que les coefficients de cette matrice n'ont de sens qu'en valeur relative.

L'extraction de ses valeurs et vecteurs propres a donné les résultats suivants :

| | Valeur propre | | Vecteur propre | |
|---|----------------|-----------------|----------------|---------|
| | valeur absolue | valeur relative | Direction | Pendage |
| 1 | 10 821 | 5,42 | 301° | 71° |
| 2 | 9 021 | 4,52 | 111° | 19° |
| 3 | 1 995 | 1 | 202° | 3° |

Ces résultats sont représentés de façon schématique sur les figures 1 et 2.

On voit qu'il existe une anisotropie de perméabilité très marquée, de l'ordre de 5, entre la direction 200° (horizontale) et le plan vertical de direction 110° qui constitue un plan de perméabilité préférentielle.

Il est clair que la galerie devait être parallèle à cette direction de plan pour rencontrer le moins de venues d'eau possible.

2.2.2 Mine de diamant de Kimberley (Afrique du Sud)

Les résultats présentés ci-après ont été acquis dans le cadre d'une étude du drainage de la mine à ciel ouvert de Kimberley (« Big Hole »).

Les levés structuraux ont été réalisés dans une galerie concentrique à la fosse, sous 60 m de recouvrement, sur neuf portions de galerie de 30 m de long réparties tout autour de la fosse. Les données ont été traitées

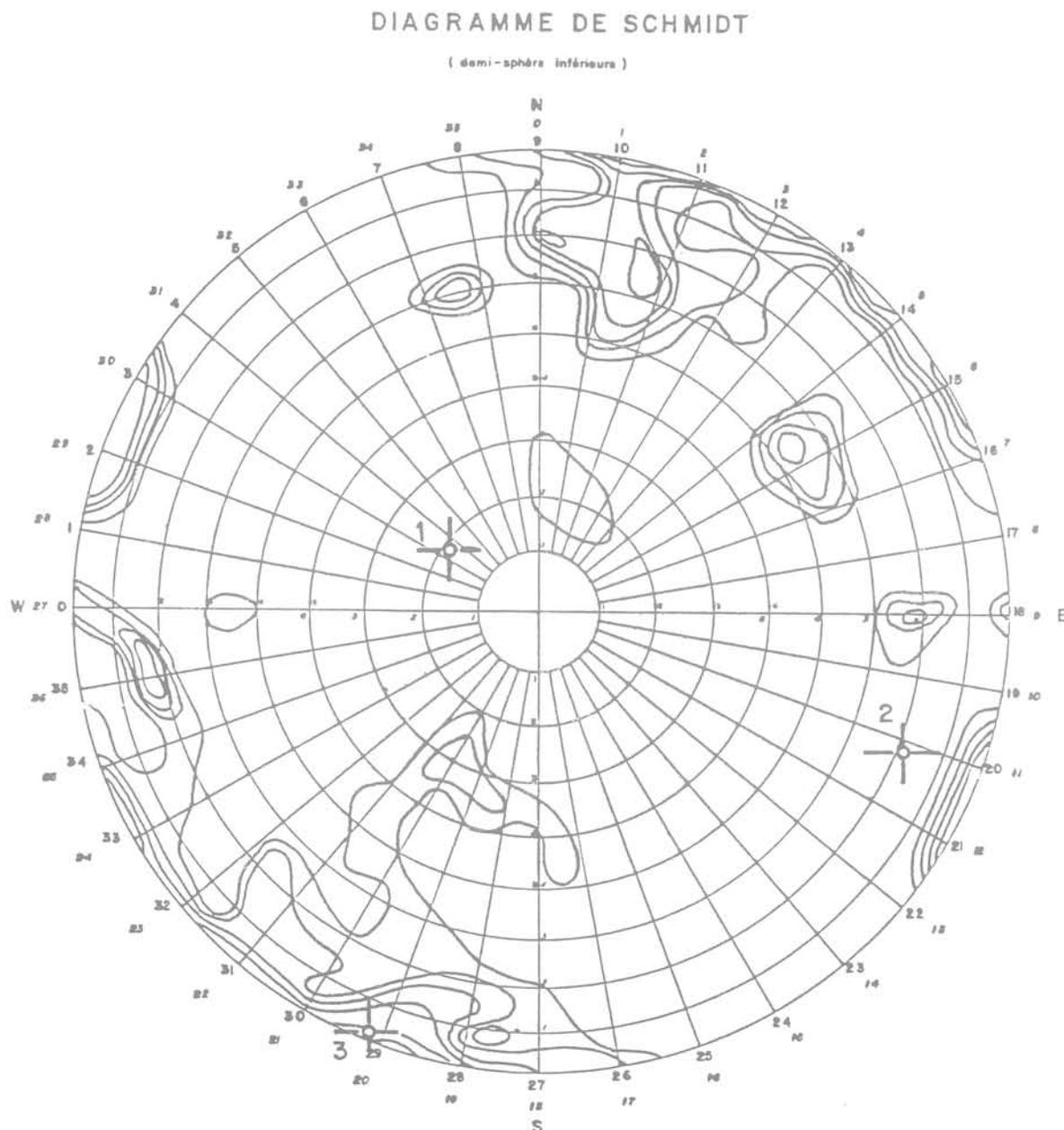


Fig. 1 Mine d'or d'Elsburg — Représentation de la fracturation (avec pondération) et des directions principales de perméabilité

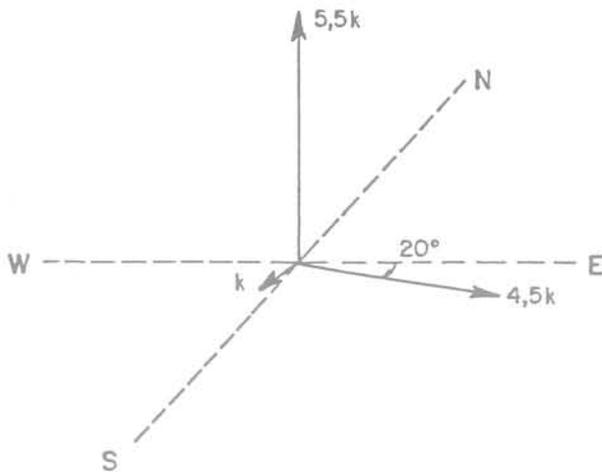


Fig. 2 Mine d'or d'Elsburg – Représentation simplifiée du tenseur de perméabilité du milieu

directement, pour chacune des neuf stations relevés, à l'aide d'un programme d'ordinateur, CPFA, qui fournit les directions et les valeurs des perméabilités principales.

La figure 3 présente les résultats obtenus pour l'une des stations, sur un diagramme de Schmidt où sont figurés par ailleurs les nuages de points correspondant aux pôles des éléments structuraux relevés.

Le tableau I récapitule l'ensemble des résultats obtenus pour les neuf stations. Ces résultats sont par ailleurs représentés de façon schématique sur la figure 4, en surimposition sur un plan de la mine.

Une première constatation que l'on peut faire est que l'anisotropie est nettement plus faible que dans le site d'Elsburg traité ci-dessus (maximum 4,28; valeur moyenne aux alentours de 2). Une telle anisotropie n'a que très peu d'influence sur l'écoulement dans le massif qui est pratiquement le même que si ce dernier était isotrope.

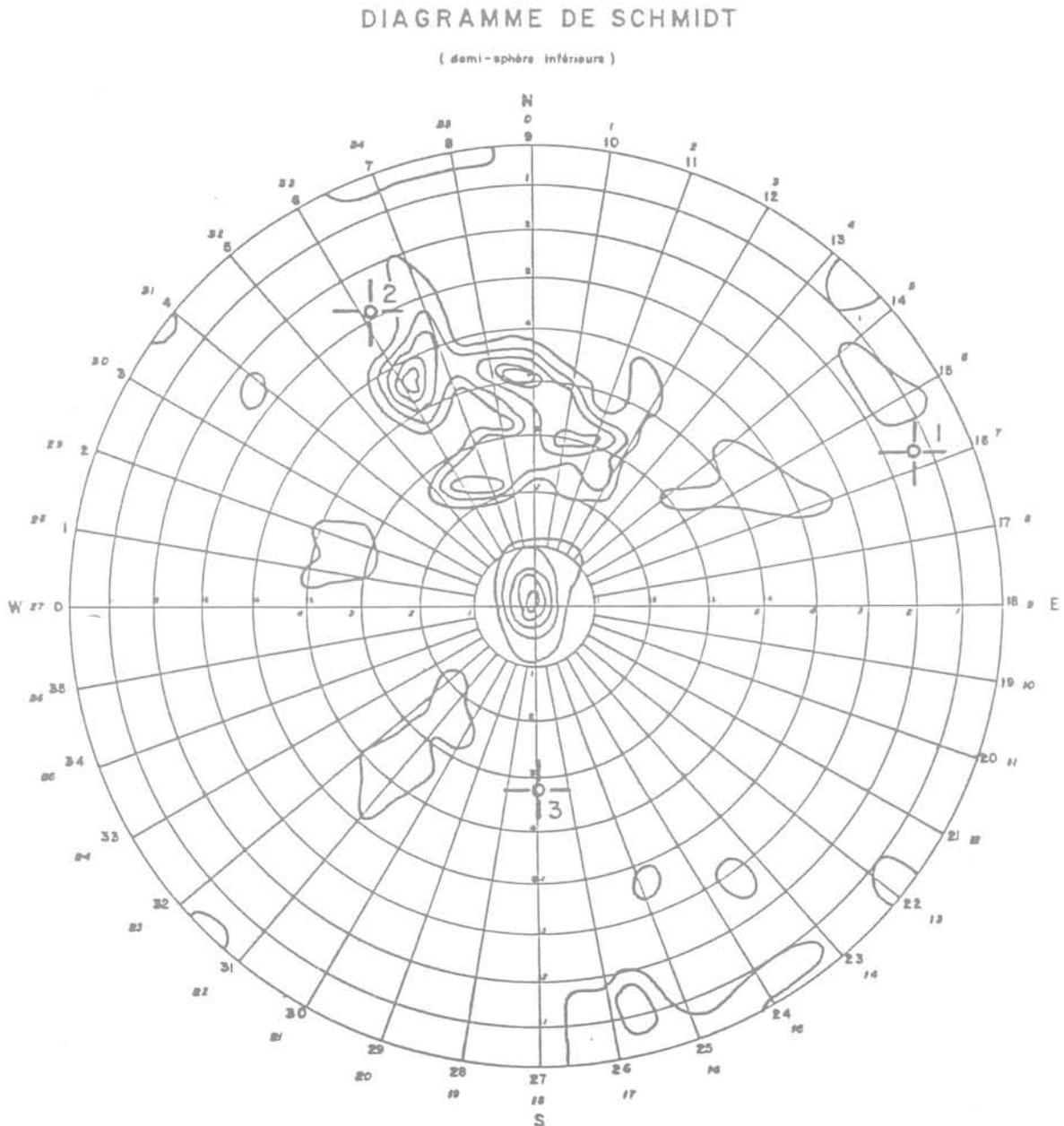


Fig. 3 Mine de diamant de Kimberley – Représentation de la fracturation pour la station 7 (sans pondération) et des directions principales de perméabilité

Tableau 1
 Mine de Kimberley
 Directions principales de perméabilité
 aux différentes stations de levés structuraux

| Numéro de station | Directions principales de perméabilité | | Valeurs relatives des perméabilités (anisotropie) |
|-------------------|--|---------|---|
| | Direction | Pendage | |
| 1 | 139° | 82° | 2,99 |
| | 287° | 7° | 2,26 |
| | 18° | 4° | 1 |
| 2 | 242° | 46° | 2,49 |
| | 74° | 44° | 2,12 |
| | 338° | 6° | 1 |
| 3 | 246° | 77° | 1,92 |
| | 34° | 11° | 1,30 |
| | 125° | 7° | 1 |
| 4 | 114° | 82° | 1,71 |
| | 272° | 7° | 1,22 |
| | 2° | 3° | 1 |
| 5 | 329° | 55° | 1,76 |
| | 143° | 35° | 1,51 |
| | 235° | 3° | 1 |
| 6 | 115° | 23° | 1,64 |
| | 286° | 67° | 1,41 |
| | 23° | 3° | 1 |
| 7 | 67° | 13° | 3,99 |
| | 330° | 29° | 3,39 |
| | 179° | 58° | 1 |
| 8 | 266° | 2° | 1,99 |
| | 359° | 52° | 1,50 |
| | 175° | 38° | 1 |
| 9 | 299° | 32° | 4,28 |
| | 89° | 54° | 3,25 |
| | 200° | 14° | 1 |

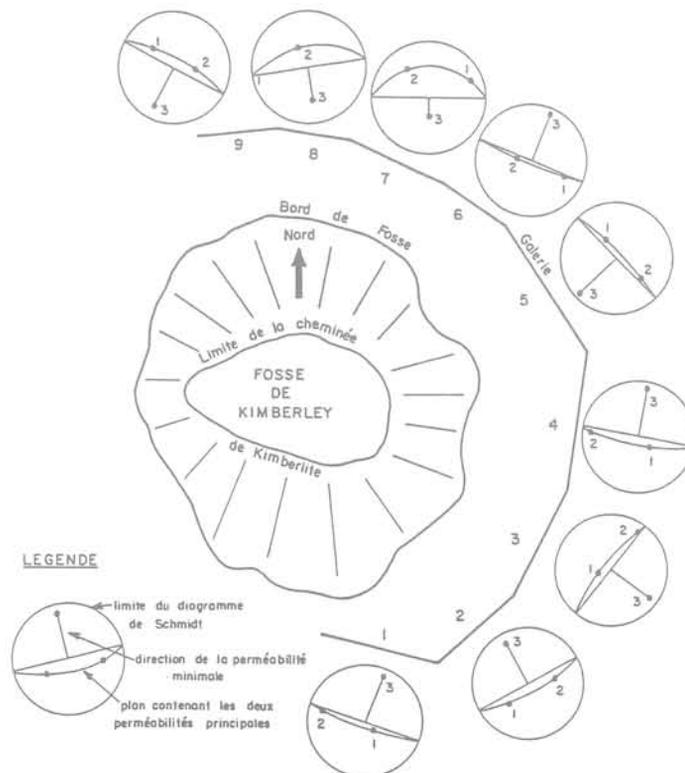


Fig. 4 Représentation schématique de la fosse de Kimberley (à 1/5000) et du tenseur de perméabilité autour de cette fosse

DIAGRAMME DE SCHMIDT

(demi-sphère inférieure)

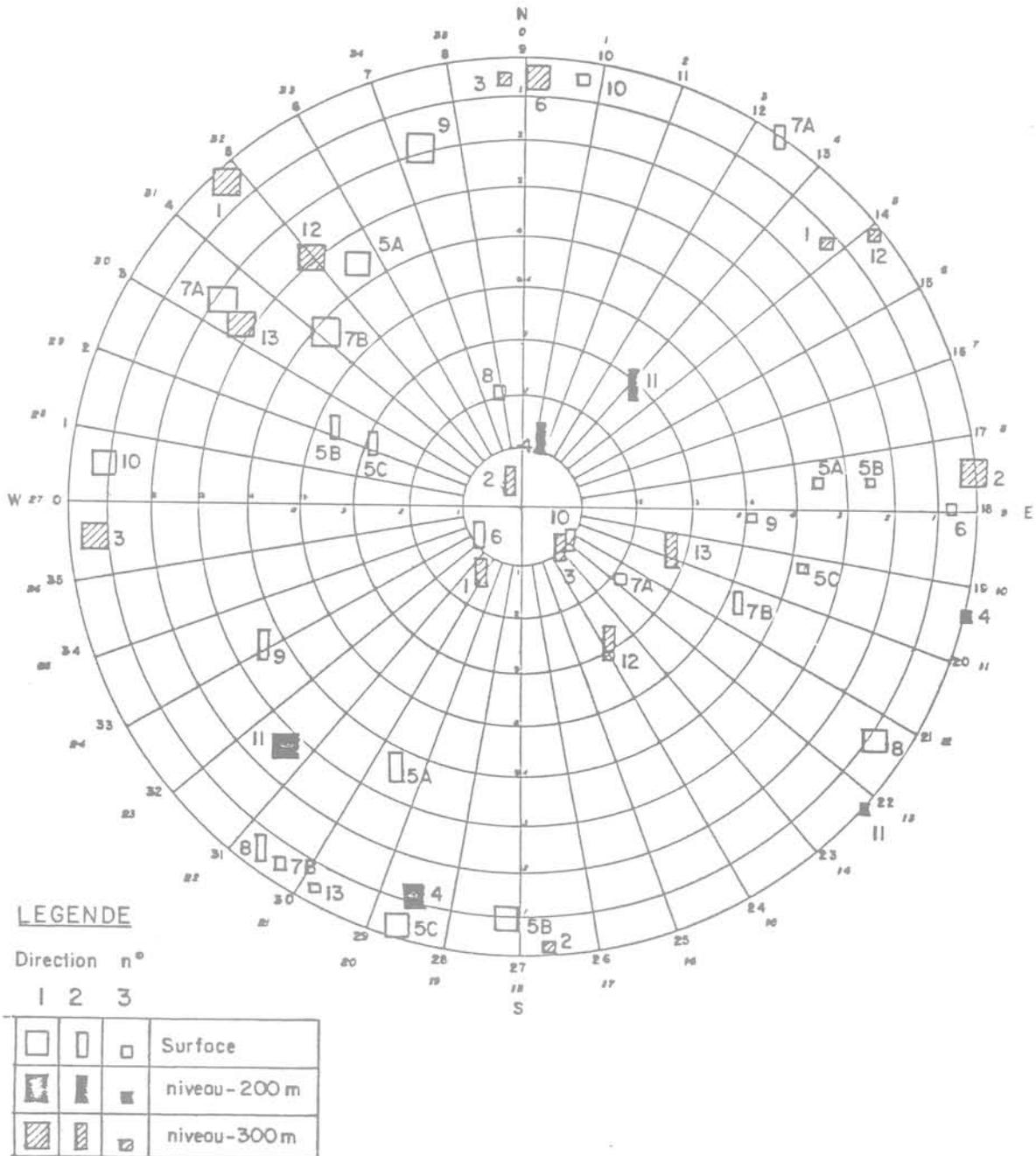


Fig. 5 Mine de cuivre de Murdochville — Représentation des directions principales de perméabilité pour les différentes stations de relevés

L'autre constatation importante est que pour la plupart des stations, le plan de perméabilité maximale est un plan vertical à peu près perpendiculaire au rayon vecteur mené depuis le centre de la fosse. L'orientation des perméabilités est donc en gros axisymétrique, ce qui semble pouvoir être mis sur le compte de la structure géologique qui est elle-même axisymétrique (la mine exploitait une cheminée verticale de kimberlite recoupant des terrains horizontaux).

Il s'agit là d'un exemple intéressant d'influence directe de la géologie sur la physionomie des perméabilités d'un massif.

2.2.3 Mine de cuivre de Murdochville (Québec)

Les résultats présentés ci-après ont été obtenus, comme les précédents, dans le cadre d'une étude de drainage d'une mine à ciel ouvert. Le gisement, de type stockwerk, est développé autour d'une intrusion porphyrique recoupant des séries sédimentaires à dominante argileuse et gréseuse, transformées localement en quartzites intensément fracturées.

Les levés structuraux ont été effectués en surface, sur les gradins de la mine, et dans des galeries de reconnaissance du gisement à environ 200 m et 300 m sous le niveau du sol naturel.

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus (sans pondération).

| N° de station | Localisation | Direction 1 | | | Direction 2 | | | Direction 3 | | |
|---------------|--------------|-------------|-------|-------|-------------|-------|-------|-------------|-------|-------|
| | | Dir. | Pend. | Perm. | Dir. | Pend. | Perm. | Dir. | Pend. | Perm. |
| 5A | Surface | 326° | 35° | 29,3 | 204° | 36° | 19,5 | 175° | 35° | 1 |
| 5B | Surface | 181° | 10° | 1,88 | 291° | 61° | 1,65 | 175° | 26° | 1 |
| 5C | Surface | 196° | 3° | 1,53 | 291° | 53° | 1,33 | 102° | 37° | 1 |
| 7A | Surface | 304° | 21° | 1,64 | 34° | 2° | 1,23 | 126° | 68° | 1 |
| 7B | Surface | 310° | 42° | 3,23 | 116° | 47° | 1,72 | 214° | 6° | 1 |
| 8 | Surface | 123° | 9° | 1,95 | 216° | 6° | 1,77 | 337° | 79° | 1 |
| 9 | Surface | 343° | 18° | 2,10 | 241° | 36° | 1,61 | 92° | 48° | 1 |
| 10 | Surface | 275° | 9° | 1,70 | 129° | 79° | 1,63 | 7° | 5° | 1 |
| 4 | Niveau -200 | 195° | 11° | 2,02 | 15° | 78° | 1,83 | 104° | 0° | 1 |
| 11 | Niveau -200 | 223° | 27° | 3,09 | 42° | 62° | 2,35 | 132° | 1° | 1 |
| 1 | Niveau -300 | 317° | 4° | 1,59 | 212° | 75° | 1,06 | 48° | 14° | 1 |
| 2 | Niveau -300 | 85° | 2° | 8,62 | 329° | 85° | 8,43 | 176° | 3° | 1 |
| 3 | Niveau -300 | 266° | 7° | 1,98 | 129° | 81° | 1,79 | 356° | 6° | 1 |
| 6 | Niveau -300 | 1° | 6° | 2,90 | 232° | 80° | 2,36 | 90° | 8° | 1 |
| 12 | Niveau -300 | 319° | 29° | 2,49 | 149° | 61° | 1,64 | 141° | 3° | 1 |
| 13 | Niveau -300 | 302° | 27° | 2,35 | 106° | 63° | 1,79 | 208° | 5° | 1 |

Ces résultats sont également représentés sur la figure 5.

Deux conclusions principales ont pu être tirées de l'étude réalisée :

- l'anisotropie de perméabilité des terrains est presque partout très faible;
- le seul trait caractéristique de la distribution des directions principales de perméabilité est la distinction entre la surface et les terrains en profondeur : en surface, bien que la densité de fracturation varie considérablement d'une station à l'autre, la distribution des directions de perméabilité semble quelconque, et, globalement, on peut considérer que le tenseur est isotrope. En profondeur, au contraire, le plan dans lequel les perméabilités sont les plus élevées est subvertical, d'orientation moyenne SE-NW. Ce plan est lui-même pratiquement isotrope, la perméabilité dans la direction perpendiculaire étant environ deux fois plus faible.

2.2.4 Les trois exemples qui ont été présentés portent sur des terrains situés à des profondeurs différentes : 1 500 m à Elsburg, 60 m à Kimberley, 0 à 300 m à Murdochville.

Bien que les contextes géologiques de chacun de ces trois exemples soient très différents les uns des autres, il est néanmoins intéressant d'examiner comment varient l'anisotropie de perméabilité d'une part et le pendage du plan des perméabilités maximales d'autre part, en fonction de la profondeur.

Ces informations sont rassemblées dans le tableau ci-dessous :

| Mine | Profondeur | Pendage moyen des plans des perméabilités maximales | Anisotropie moyenne |
|--------------|------------|---|---------------------|
| Elsburg | 1 500 m | 87° | 4,97 |
| Murdochville | 300 m | 83° | 1,99* |
| Murdochville | 200 m | 89° | 2,32 |
| Kimberley | 60 m | 75° | 2,26 |
| Murdochville | 0 m | 52° | 1,78* |

* Ces chiffres ne tiennent pas compte des valeurs extrêmes, considérées comme non représentatives.

On constate, à la vue de ce tableau, que plus la profondeur augmente, plus le plan des perméabilités maximales tend à devenir vertical et plus l'anisotropie augmente.

Des considérations mécaniques permettent sans doute d'expliquer partiellement cette tendance : alors qu'en surface le faible état des contraintes dans les terrains permet l'apparition de cassures dans toutes les directions (en particulier des fractures de décompression parallèles à la surface du sol), en profondeur, au contraire, la contrainte verticale due au poids des terrains, qui est la plupart du temps nettement supérieure aux contraintes horizontales, empêche ou limite fortement l'apparition de cassures horizontales; seules apparaissent alors des fractures subverticales ou obliques, qui donnent lieu à des perméabilités verticales supérieures aux perméabilités horizontales.

Ceci ne suffit cependant pas à expliquer une anisotropie de l'ordre de 5 entre les perméabilités contenues dans un plan vertical et la perméabilité dans la direction horizontale perpendiculaire : une telle anisotropie ne peut s'expliquer que par une densité beaucoup plus forte de fractures subparallèles au plan de perméabilités maximales, cette densité s'expliquant peut-être elle-même par une anisotropie du champ des contraintes horizontales (il s'agit évidemment d'une explication simpliste, la plupart des massifs rocheux ayant été soumis à plusieurs épisodes cassants successifs correspondant à des champs de contrainte différents; l'explication donnée serait alors valable pour la phase cassante ayant donné lieu à la fracturation la plus intense).

3 Mesures de perméabilité en sondages en milieu rocheux très peu perméable

3.1 Principe des mesures

La plus répandue des méthodes de mesure in situ des perméabilités des terrains est sans conteste le pompage d'essai en puits ou sondage.

Cette méthode permet de déterminer une transmissivité, définie théoriquement comme le produit de la perméabilité des terrains, supposés homogènes, par l'épaisseur de la couche aquifère. Bien évidemment, même en milieu alluvionnaire, il est rare que la perméabilité des terrains soit constante suivant la verticale, et le pompage d'essai, s'il permet d'évaluer une perméabilité moyenne, ne permet pas de déterminer le profil des perméabilités.

Or la connaissance de ce profil est nécessaire pour la résolution de bon nombre de problèmes, particulièrement en milieu rocheux fracturé, où l'hypothèse de constance de la perméabilité suivant la verticale n'a aucune chance d'être vérifiée, même dans une formation homogène du point de vue lithologique, et ce pour au moins deux raisons :

La première est que la perméabilité des milieux fracturés dépend essentiellement de l'ouverture des fractures qui les recoupent*, et que cette ouverture est fonction de l'état de contrainte mécanique dans le terrain, qui augmente proportionnellement à la profondeur.

La seconde est liée à l'hétérogénéité de la distribution des fractures, non pas tant en orientation qu'en densité. En particulier, il est rare qu'un massif rocheux ne soit pas recoupé par quelques « grands » accidents à proximité desquels la densité de fracturation est beaucoup plus intense que dans les zones plus éloignées.

Un autre inconvénient des pompages d'essai est qu'ils se prêtent mal à la mesure de très faibles perméabilités, en raison des risques de dénoyage des pompes, du fait de rabattements trop forts, même à très faible débit, et des problèmes matériels et théoriques (effet de capacité prépondérant) que pose l'utilisation de très faibles débits en pompage. Une méthode qui ne présente ni l'un ni l'autre de ces inconvénients consiste à réaliser, au lieu de pompages, des injections d'essai entre obturateurs. Cette méthode permet d'isoler, dans un sondage, des zones limitées sur lesquelles un examen minutieux des carottes permet de conclure que la perméabilité ne varie pas ou varie peu.

D'autre part, comme n'existe pas, en ce qui concerne la pression d'injection, la limitation qui existe pour le rabattement, il est possible d'imposer au niveau de la passe de sondage testée un gradient de charge hydraulique très supérieur à celui que peut créer un pompage.

Dans son principe, la méthode n'est pas nouvelle, puisqu'elle a été développée après la dernière guerre, en particulier en France par Maurice Lugeon, qui a donné son nom à un essai normalisé d'injectabilité des terrains. Toutefois, ce type d'essai n'a pas pour but la mesure des perméabilités des terrains, mais l'évalua-

tion de leur capacité à absorber des coulis d'injection, dans le cas de fondations de barrages en particulier. Ils intéressent une épaisseur limitée de terrains assez perméables.

La méthode a été perfectionnée, sur les plans théoriques et pratiques, par un certain nombre d'ingénieurs, afin de permettre la détermination des perméabilités des massifs rocheux. Néanmoins, la plupart des applications récentes restaient limitées à une profondeur d'investigation assez faible et à des pressions peu élevées. Ce n'est que récemment que le B. R. G. M. a développé une technologie permettant de travailler à grande profondeur, dans des sondages de petit diamètre*, et sous des pressions élevées, portant ainsi le seuil des perméabilités mesurables à l'aide d'injections d'essai entre obturateurs de 10^{-8} à 10^{-10} m/s.

3.2 Possibilités de la méthode de mesure des perméabilités en sondage par injections entre obturateurs

Avant d'aborder les aspects théoriques et matériels de la méthode, il apparaît intéressant de donner un aperçu de ses possibilités et de ses modalités d'utilisation actuelles.

C'est l'objet du tableau II, qui résume les principales caractéristiques d'un certain nombre de campagnes de mesures récentes, réalisées dans les conditions les plus variées.

La méthode a été utilisée avec succès dans des terrains très différents, allant de terrains très résistants à des terrains de faible tenue (schistes houillers), la réalisation d'essais dans ces derniers présentant évidemment des difficultés beaucoup plus grandes et nécessitant des précautions particulières.

La profondeur d'essai maximale est à ce jour de 540 m, mais dans de bons terrains la méthode peut sans difficulté être mise en œuvre à des profondeurs doubles ou triples. Comme on peut le voir également, la méthode a déjà été utilisée dans des sondages de très petit diamètre (49 mm), et dans des trous inclinés.

Enfin, la gamme de perméabilités mesurées est très large (de 10^{-4} à $2 \cdot 10^{-10}$ m/s), le matériel d'injection et de mesure devant bien évidemment être adapté en fonction de la valeur des perméabilités à mesurer.

3.3 Types d'essais. Méthodes d'interprétation

Les essais peuvent être conduits de deux manières différentes : soit à pression constante, soit à débit constant.

3.3.1 Essais à pression constante

Dans ce cas, on impose dans la chambre d'injection une surpression maintenue constante, et on enregistre les variations du débit injecté, jusqu'à stabilisation. On passe ensuite à une pression supérieure, elle aussi maintenue constante jusqu'à stabilisation du débit et ainsi de suite. On répète ensuite la même séquence d'opérations, mais cette fois par paliers de pression décroissants.

* La conductivité hydraulique d'une fracture individuelle est proportionnelle au carré de l'ouverture de celle-ci.

* L'industrie pétrolière possède des techniques lui permettant également de travailler à grande profondeur, mais dans des sondages de gros diamètre.

Tableau II
Principales caractéristiques de quelques campagnes de mesure de perméabilité en sondage

| Localisation | Mine de cuivre Québec | Kimberley mine Afr. du Sud | Koffiefontein mine Afr. du Sud | Mayet de montagne (Allier) | Mine de Faulquemont (Moselle) | Granite n° 1 France | Granite n° 2 France | Portugal |
|--------------------------|--|---|---|---|--|---|--|--|
| Géologie | « Porphyre cuprifère » quartzite | Dolérite et schistes | Granite | Granite | Schistes et charbon | Granite | Granite | Schistes et grauwackes |
| Nombre de forages | 6 | 6 | 3 | 1 | 1 (incliné à 30°) | 1 | 1 | 7 |
| Diamètre des forages | 60 mm | 165 mm | 49 mm | 126 mm | 96 mm | 101 mm | 96 mm | 72 à 86 mm. |
| Profondeur maximale | 425 m | 64 m | 250 m | 155 m | 316 m | 101 m | 540 m | 360 m |
| Longueur passe injection | 6 m | 4 m 2 m | 5 m | 3 m | 4,50 m | 1 m | 10 m | 10 m |
| Type d'obturateur | Mazier | Mazier | Mazier et Pétrométalic | Lynes | TAM | Manchettes sonde triple Louis | TAM | TAM |
| Matériel d'injection | Pompe à piston | Pompe centrifuge | Pompe à piston (injection) | Pompe à piston | Surpresseur | Pompe centrifuge | Pompe Triplex et surpresseur | Pompe à piston et surpresseur |
| Matériel de mesure | 3 débitm. 2 mano. | Compt. vol. 2 mano. | Manos. | Capteur P. compteur volum. | 2 mano. compteur volum. | 2 compteurs volum. Mano. | 3 héliciflu 1 capteur P compt. vol. | 2 compteurs volum. 2 mano. |
| Type d'essai | Paliers de pression | Paliers de pression | Paliers de débit | Paliers de débit | Paliers de pression | Paliers de pression | Paliers de pression | Paliers de pression |
| Pression mini maxi | (MPa) 0,1 1,5 | (MPa) 0,07 1,0 | (MPa) 1 18 | (MPa) 0,001 1,5 | (MPa) 0,3 8,0 | (MPa) 0,05 1,2 | (MPa) 0,2 10,5 | (MPa) 0,3 4,0 |
| Débit mini maxi | (l/mn) 0,01 100 | (l/mn) 0,5 90 | (l/mn) 10 60 | (l/mn) 12,0 33,0 | (l/mn) 0,01 10,0 | (l/mn) 0,1 80 | (l/mn) 0,02 5,0 | (l/mn) 0,4 98,0 |
| Perméabilité mini maxi | (m/s) $5 \cdot 10^{-10}$ 10^{-5} | (m/s) $2 \cdot 10^{-7}$ $2 \cdot 10^{-5}$ | (m/s) $2 \cdot 10^{-8}$ 10^{-6} | (m/s) $0,1 \cdot 10^{-6}$ $0,4 \cdot 10^{-6}$ | (m/s) $3 \cdot 10^{-10}$ $2 \cdot 10^{-7}$ | (m/s) 10^{-7} $1,1 \cdot 10^{-4}$ | (m/s) $2 \cdot 10^{-10}$ $4 \cdot 10^{-9}$ | (m/s) $3 \cdot 10^{-10}$ $1,6 \cdot 10^{-7}$ |

L'une des deux formules suivantes, valables pour un régime d'écoulement permanent, permet de calculer la perméabilité pour tout couple surpression Δp , débit stabilisé Q :

Écoulement horizontal (dans le plan perpendiculaire au sondage)

$$K = \frac{Q}{2\pi L \cdot \Delta p} \text{Log} \left(\frac{R_i}{r_p} \right)$$

Écoulement tridimensionnel

$$K = \frac{Q}{2\pi L \cdot \Delta p} \text{Log} \left(\frac{L}{r_p} \right)$$

L = longueur de la passe d'injection

r_p = rayon du sondage

R_i = rayon d'influence, notion empirique correspondant à la distance à laquelle la charge hydraulique dans le terrain n'est pas modifiée par l'essai. Ce rayon d'influence, en général inconnu et que l'on doit donc estimer, et par ailleurs très critiquable sur le plan théorique n'a en fait pas une très grande incidence puisqu'il intervient dans un logarithme.

Dans le cas idéal, la courbe Q, Δp est une droite de pente proportionnelle à K (fig. 6).

Dans la réalité, très souvent cette courbe n'est pas une droite, et, en outre, il est très fréquent qu'elle ne soit pas la même à la montée et à la descente en pression, ce qui traduit un comportement apparemment non réversible des fractures. En réalité, cette non-réversibilité apparente provient dans bien des cas du fait que la stabilisation du débit ne correspond pas à l'établissement d'un véritable régime permanent, et que de ce fait la distribution des charges hydrauliques dans le massif n'est pas la même, pour une pression d'injection donnée, suivant que la chambre d'injection n'a pas encore été soumise à une pression supérieure ou suivant qu'elle l'a été une courte période de temps auparavant. Cette non-réversibilité est en principe d'autant plus marquée que les fissures sont moins perméables.

Quant à la non-linéarité de la courbe Q, Δp , elle est de règle dès que l'on dépasse une certaine pression d'injection entraînant une ouverture élastique des

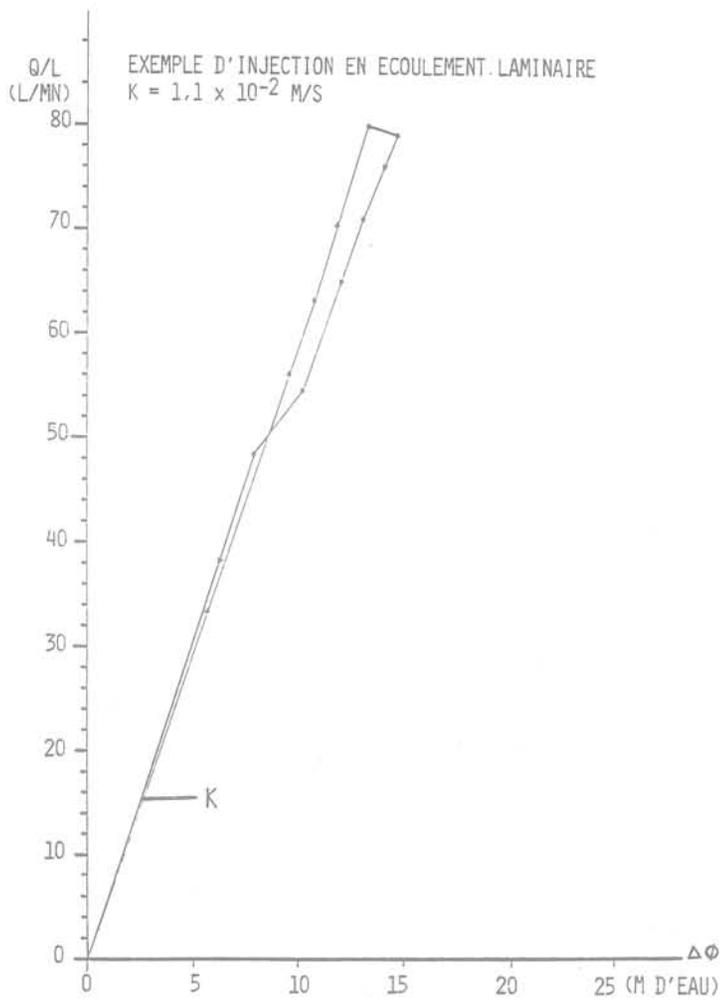


Fig. 6 Comportement réversible et linéaire d'un milieu fissuré (profondeur : 20 m)

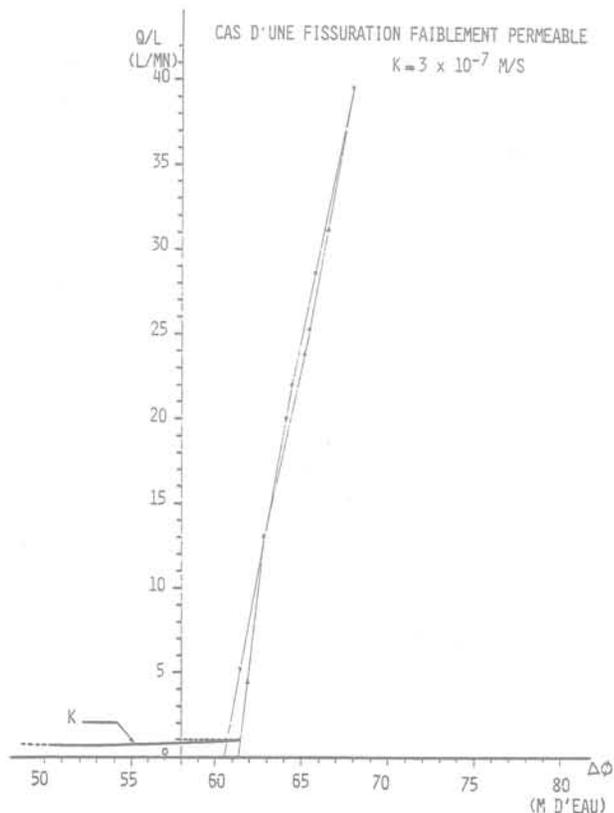


Fig. 7 Comportement réversible mais non linéaire d'un milieu fissuré (profondeur : 60 m)

fissures, et donc une augmentation de leur conductivité hydraulique. Il faut noter toutefois que l'ouverture de certaines fissures peut entraîner la fermeture d'autres et que des schémas trop simplistes ne permettent pas toujours d'interpréter les courbes obtenues.

Une pression trop élevée, excédant en un point la contrainte principale mineure, peut en outre claquer le terrain, ouvrant des fissures nouvelles ou étendant des fractures existantes d'extension limitée. Dans ce cas, la non-réversibilité du comportement des fissures entre la montée et la descente en pression est évidemment réelle.

Un exemple caractéristique de non-linéarité est offert par la figure 7 où une fissure fermée et peu perméable se trouve brusquement ouverte à partir d'une certaine pression et voit sa conductivité augmenter brutalement dans des proportions très importantes, son comportement restant toutefois réversible, ce qui témoigne d'une ouverture élastique et non d'un claquage.

3.3.2 Essais à débit constant

Le principe des injections d'essai à débit constant est le même que celui des pompages d'essai.

Un débit constant est injecté dans la chambre d'injection pendant une certaine durée, l'évolution de la pression d'injection étant enregistrée pendant l'essai. Après arrêt de l'injection, la chambre d'injection est isolée et on enregistre la chute de pression avec le temps.

Ce type d'essai, lors duquel le régime d'écoulement est transitoire, peut être interprété à l'aide des modèles théoriques propres aux milieux poreux (Theis, Jacob, Boulton, etc. [2] [3] [4]).

Des modèles plus spécifiques, prenant en compte l'existence de fractures ont été développés par Gringarten et Ramey [5], puis par Thiery [6]. Ces modèles, très utilisés dans la pratique, ont toutefois un domaine d'utilisation limité aux faibles pressions d'injection, n'entraînant pas une modification de la géométrie du milieu (ouverture des fissures) et donc de la perméabilité.

Les figures 8 et 9 représentent les variations de pression en injection et en décharge (chute de pression après injection) pour des essais réalisés à une centaine de mètres de profondeur dans une passe de sondage recoupée par une fracture verticale. Ce genre de courbe est très classique pour des essais de cette nature. En figure 10, on a représenté la courbe-type, établie par Gringarten et Ramey pour ce genre de configuration.

On peut constater que les courbes expérimentales sont très éloignées de la courbe-type et que cette dernière est de peu de secours pour interpréter les résultats des essais.

3.3.3. En fait, et ceci est vrai également pour les essais à pression constante, seuls des modèles prenant en compte le couplage des phénomènes hydrauliques et des phénomènes mécaniques dans le milieu fissuré permettraient de rendre compte des phénomènes observés lors des essais d'injection au-delà d'un certain seuil de pression, au demeurant assez peu élevé (et fonction évidemment de la profondeur).

De tels modèles font l'objet de recherches dans de nombreux pays, et en particulier en France, mais il est peu probable, compte tenu du grand nombre de

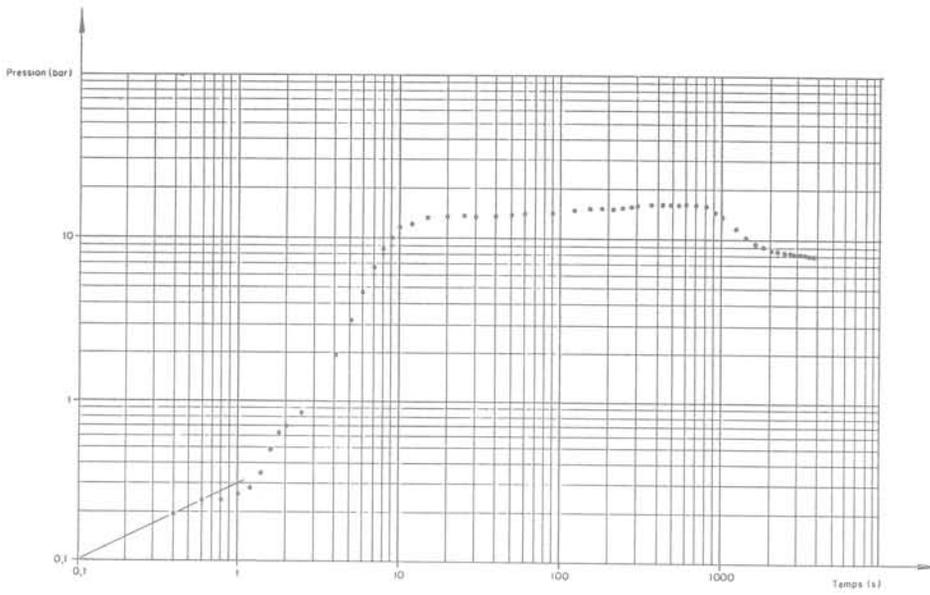


Fig. 8 Exemple d'injection dans une fracture verticale

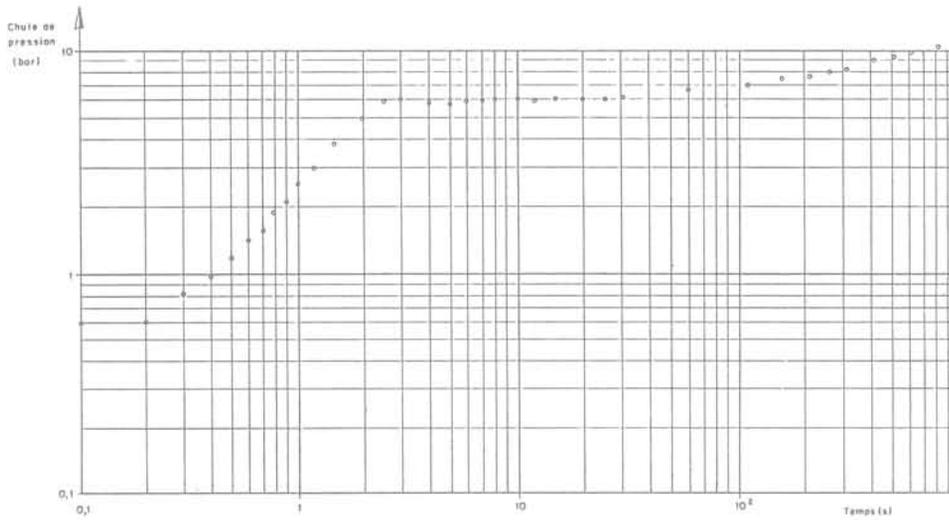


Fig. 9 Exemple de chute de pression après injection dans une fracture verticale

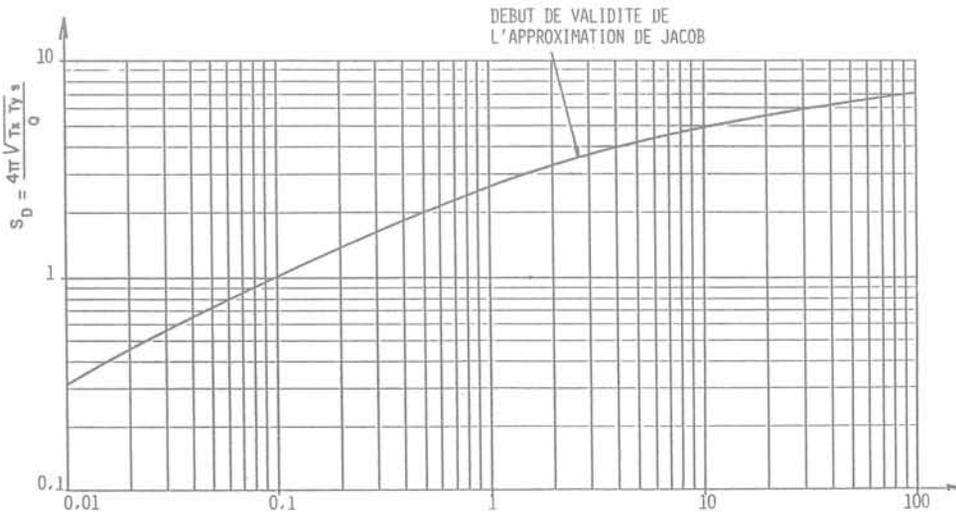


Fig. 10 Courbe type pour une fracture verticale, d'après Gringarten et Ramey. $t_D = T_x t / S x^2$

paramètres qui interviennent dans les phénomènes étudiés, qu'il soit possible d'aboutir à la mise au point de méthodes simples, utilisant par exemple des abaques, et permettant des interprétations faciles de ces essais.

En fait, la seule méthode qui apparaisse praticable est une méthode d'identification qui consiste, en utilisant un modèle, et en partant de valeurs estimées a priori pour les paramètres inconnus, à modifier par étapes ces paramètres jusqu'à obtenir une reproduction suffisamment satisfaisante, par le modèle, des phénomènes observés. Il est clair qu'une telle méthode peut aboutir dans le cas le plus général à une infinité de solutions. Une bonne compréhension des phénomènes physiques en jeu et une critique sévère des hypothèses faites et des résultats obtenus doit néanmoins permettre d'aboutir à une solution qu'on pourrait qualifier de « la plus vraisemblable ».

La question peut être posée de savoir pourquoi, puisqu'on sait encore mal interpréter les résultats d'essais à forte pression, on ne se contente pas d'essais à faible pression pour lesquels les schémas théoriques classiques sont utilisables.

La raison en est que, s'agissant de milieux très peu perméables, l'utilisation de faibles pressions ne permet pas d'obtenir des débits d'injection qui soient mesurables même avec les dispositifs les plus sensibles.

3.4 Technologie des essais

Il est clair que l'abaissement du seuil de mesure des perméabilités en sondage résulte fondamentalement de progrès technologiques.

débitmètres à turbine, montés en parallèle et couvrant à eux trois la gamme de 0,02 à 50 l/mn.

La figure 11 représente le schéma de l'installation utilisée à Kimberley (cf. tableau II).

Il s'agit d'une installation très simple, aux performances moyennes, qui ne peut pas être utilisée pour des terrains de perméabilité inférieure à $5 \cdot 10^{-8}$ m/s. La pompe d'injection utilisée, de type centrifuge, ne permet pas de dépasser 1 MPa en pression. La mesure des débits à l'aide de compteurs volumétriques a une précision limitée et interdit la détermination des débits instantanés. Enfin, les manomètres à cadran, eux non plus, n'autorisent pas en général une précision très élevée.

En outre, toutes les mesures étaient faites manuellement. Un tel système, de mise en œuvre facile et peu onéreuse, était toutefois parfaitement adapté à la gamme des perméabilités à déterminer ($2 \cdot 10^{-5}$ à $2 \cdot 10^{-7}$ m/s). Tout autres sont les moyens à mettre en œuvre quand on cherche à déterminer des perméabilités qui peuvent être 1 000 fois plus faibles.

La figure 12 représente une installation utilisée pour des mesures dans cette gamme de perméabilités. L'injection est réalisée à l'aide d'une pompe triplex munie d'un changement de vitesses, équipée d'une décharge à pression constante et d'accumulateurs antipulsatoires fonctionnant dans différentes gammes de pression et supprimant les à-coups de pression dus au fonctionnement de la pompe. Les obturateurs, très robustes, peuvent être gonflés par un tube indépendant, à plus de 30 MPa.

Les pressions d'injection peuvent atteindre 15 MPa. La très faible perméabilité des terrains impose de pouvoir injecter et mesurer avec une bonne précision des débits aussi petits que 0,02 l/mn. Le dispositif de mesure de ces débits est donc constitué par trois

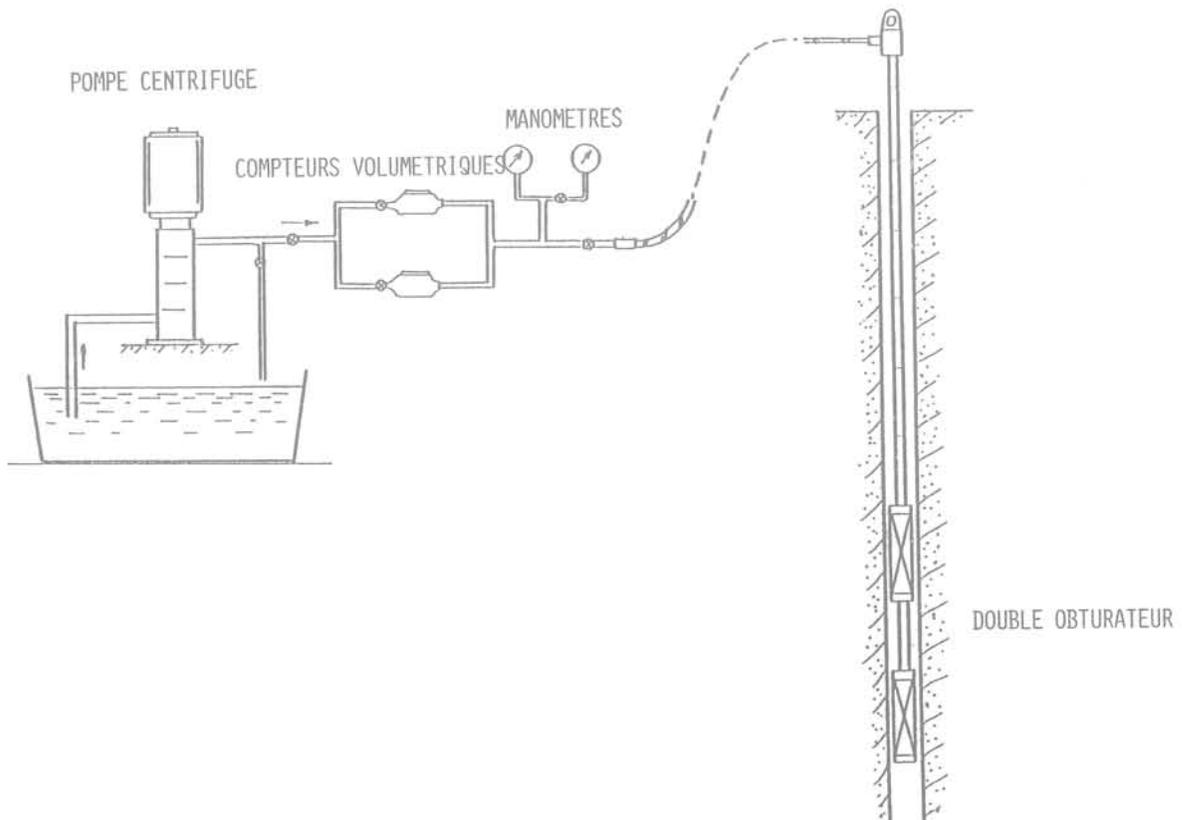


Fig. 11 Dispositif d'injection «classique»

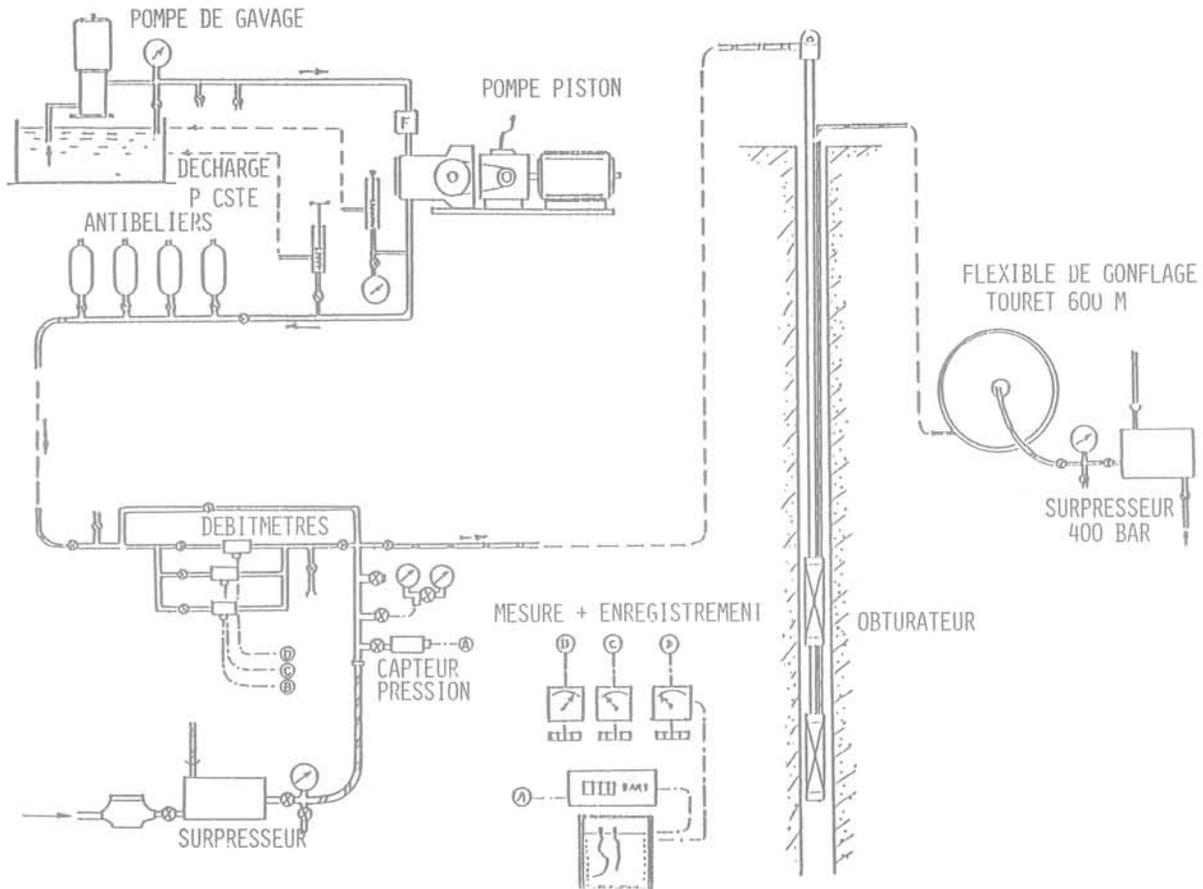


Fig. 12 Dispositif d'injection en milieu très peu perméable

La pression est mesurée en tête par un capteur de pression. Elle est corrigée des pertes de charge, au demeurant très faibles compte tenu de la faible valeur des débits enregistrés et du gros diamètre des tiges d'injection.

Tous ces appareils sont reliés, par l'intermédiaire de leur conditionnement, à un enregistreur analogique multipiste, les valeurs instantanées de la pression et du débit étant par ailleurs affichées sur des voltmètres, à titre de contrôle.

C'est essentiellement ce dispositif extrêmement précis et sensible qui a permis de réaliser un bond en avant dans la mesure des très faibles perméabilités. Il va de soi que ces mesures nécessitent également que l'appareillage descendu dans le forage (obturateurs, train de tiges par lequel est envoyée l'eau dans la chambre d'injection, système de gonflage des obturateurs) soit du matériel de haut de gamme et qu'en particulier il ne puisse pas se produire la moindre fuite au contact des obturateurs et de la paroi du forage.

3.5 Exemple de résultat obtenu

La figure 13 présente un exemple de profil de perméabilité réalisé sur un sondage incliné au Portugal, à l'aide de la méthode décrite précédemment.

Ce profil a été réalisé en associant les résultats provenant d'un pompage d'essai, intéressant toute la hauteur du sondage, et des injections entre obturateurs ou sous un obturateur simple, la chambre d'injection étant alors délimitée par le fond du trou et la base de l'obturateur.

Ce profil est particulièrement intéressant par le fait qu'il illustre les deux phénomènes mentionnés en 3.1 : on constate en effet une décroissance marquée de la perméabilité avec la profondeur, cependant que localement une zone faillée donne lieu à une augmentation brutale de celle-ci.

4 Conclusion

La présente communication avait pour but d'exposer la démarche utilisée désormais au B. R. G. M. pour parvenir à la caractérisation des perméabilités des milieux rocheux fracturés.

Cette démarche associe une étude poussée de la fracturation, qui permet de déterminer l'anisotropie de perméabilité, avec des essais à l'eau en sondages dont la sophistication est fonction de la valeur des perméabilités à mesurer. Quoique constituant un net progrès par rapport aux méthodes en vigueur précédemment, cette démarche reste encore imparfaite.

En ce qui concerne la détermination du degré et de l'orientation de l'anisotropie, la méthode proposée est encore grossière et, bien que l'utilisation de différentes pondérations sur chacun des exemples présentés n'ait pas fait varier considérablement ses résultats, on ne peut se satisfaire vraiment de considérer, même statistiquement, que les différentes familles de fractures recoupant un massif présentent les mêmes propriétés en ce qui concerne la circulation de l'eau. Les méthodes permettant de caractériser simplement, sur affleurement, les propriétés hydraulique d'une fissure restent à inventer.

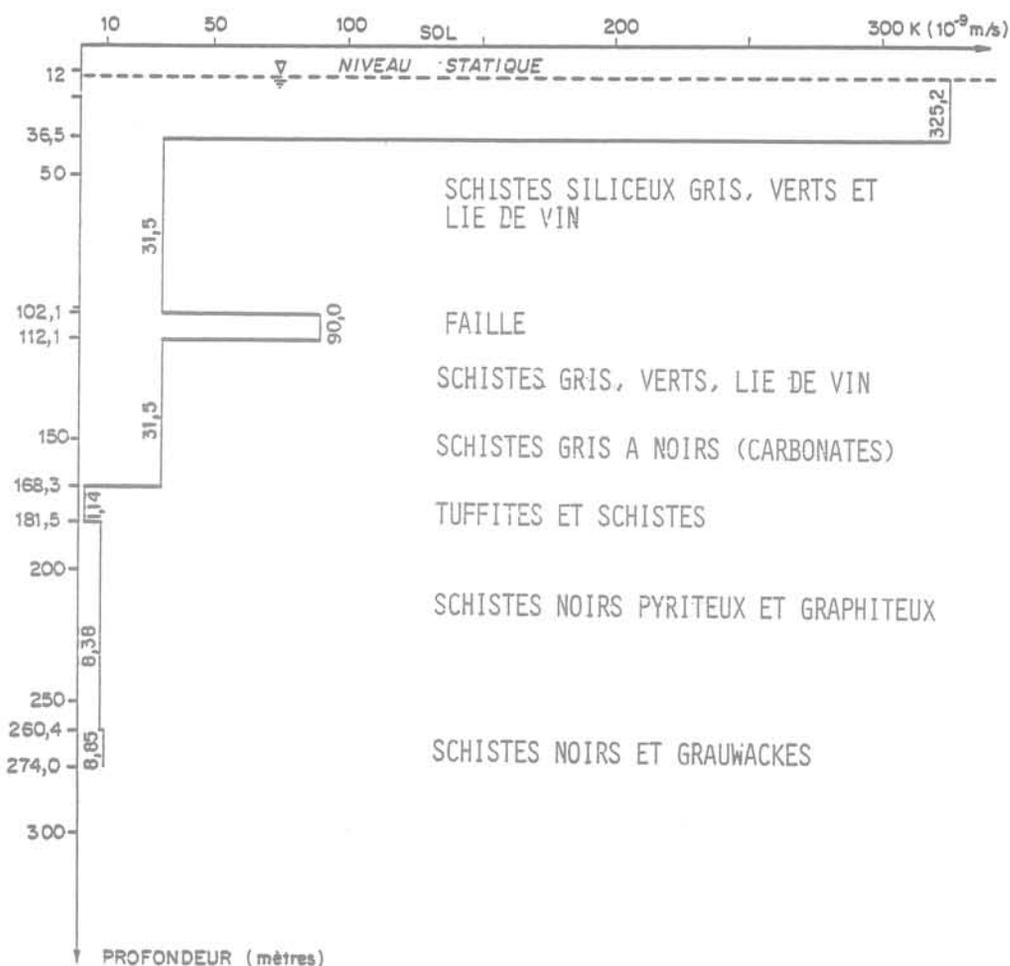


Fig. 13 Exemple de profil de perméabilité

En outre, sur le plan théorique, la méthode devra être améliorée par la prise en compte de l'absence de continuité de la plupart des fissures réelles.

De même, la méthode de calcul proposée nécessitera-t-elle, avant de pouvoir être considérée comme sûre, de voir ses résultats confirmés par des déterminations résultant d'essais in situ, sur un nombre suffisant de cas. Un programme de recherches est en cours sur ce sujet.

En ce qui concerne les essais in situ, on a vu que les moyens théoriques permettant de tirer le meilleur profit de leurs résultats étaient encore insuffisants et que des progrès importants pouvaient encore être réalisés dans ce domaine.

Il faut noter à ce sujet que les méthodes d'interprétation utilisées actuellement ne prennent pas en compte, ou prennent en compte de façon peu satisfaisante, l'anisotropie du milieu, ce qui fait que le lien entre les deux approches complémentaires décrites dans cette communication se fait encore de façon quelque peu empirique.

Il s'agit là aussi d'un domaine sur lequel un important programme de recherches, incluant des essais d'injection avec observation des pressions dans des piézomètres permettant de reconstituer leur distribution à trois dimensions est en cours.

Ce programme devrait permettre de combler la lacune mentionnée plus haut.

Références bibliographiques

- [1] LOUIS C. (1976) *Introduction à l'hydraulique des roches*, Thèse Doct. ès Sc. Paris VI.
- [2] THEIS C.V. (1935) *The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage*. T. A. G. U., 1935, 619-24.
- [3] JACOB C.E., LOHMAN S.W. (1952) *Non steady flow of a well of constant drawdown in an extensive aquifer*. T. A. G. U., août 1952, 559-69.
- [4] BOULTON N.S. (1954) *L'abaissement non permanent de la nappe phréatique près d'un puits de pompage dans une formation indéfinie*. Proc. Inst. Civ. Eng. part. III, vol. 3, août 1954, 564-579.
- [5] GRINGARTEN A.C., RAMEY H.J. (1974) *Unsteady state pressure distribution created by a well with a single infinite conductivity vertical fracture. Unsteady state pressure distribution created by a well with a single horizontal fracture, partial penetration, or restricted entry*. Soc. Pet. Eng. J. août 1974.
- [6] FEUGA B., NOYER M.L., THIERY D. (1980) *Well testing of low to very low permeability fractured media A review*. In «Advances in European geothermal research». Proc. 2nd Int. Seminar Geothermal Energy research, 1980, Strasbourg.

découpage par jets liquides en géotechnique

par

François Gilbert et Minh Phong Luong

Laboratoire de Mécanique des Solides C. N. R. S. - E. N. P. C. - E. N. S. M. P. - E. P.

1 Introduction

1.1 Idée du découpage par jets liquides

Il est possible sous certaines conditions d'entamer un solide ou un assemblage de particules solides avec un fluide. Des exemples connus sont les effets destructeurs des vagues et des courants marins, l'érosion par les cours d'eau, les conséquences de la pluie à l'aplomb d'une gouttière percée ou les dommages dus à la cavitation dans les installations hydrauliques.

De ces observations découle le principe du découpage par jets liquides : on projette à grande vitesse un certain débit fluide sur une portion limitée d'un matériau. Il se produit alors au voisinage de l'impact du jet un ou plusieurs phénomènes (poinçonnement, fracturation, arrachement...) dont les mécanismes exacts sont mal élucidés et qui conduisent à un découpage du matériau, à une perte de masse par érosion ou à la destruction par fragmentation.

On peut définir le jet comme une région de l'espace non limitée par des parois solides et d'étendue faible dans laquelle les vitesses fluides sont importantes. Le jet est créé à l'aide d'une installation hydraulique appropriée (pompe ou multiplicateur de pression) alimentée en énergie et en fluide (le plus souvent de l'eau pure ou avec quelques additifs). L'énergie de pression fournie au fluide par l'installation est transformée en énergie cinétique par un ajutage plus ou moins bien dessiné de faible diamètre, appelé buse, au travers duquel s'échappe le fluide.

On distingue diverses sortes de jets selon plusieurs critères :

- La nature du milieu dans lequel se trouve le jet à la sortie de la buse : air ambiant (jet « libre ») ou liquide (on parle alors de jet submergé).
- L'allure du débit à la sortie de la buse au cours du temps, d'où la distinction entre jets continus (débit constant), modulés (débit variable) et pulsés (débit interrompu) (fig. 1).

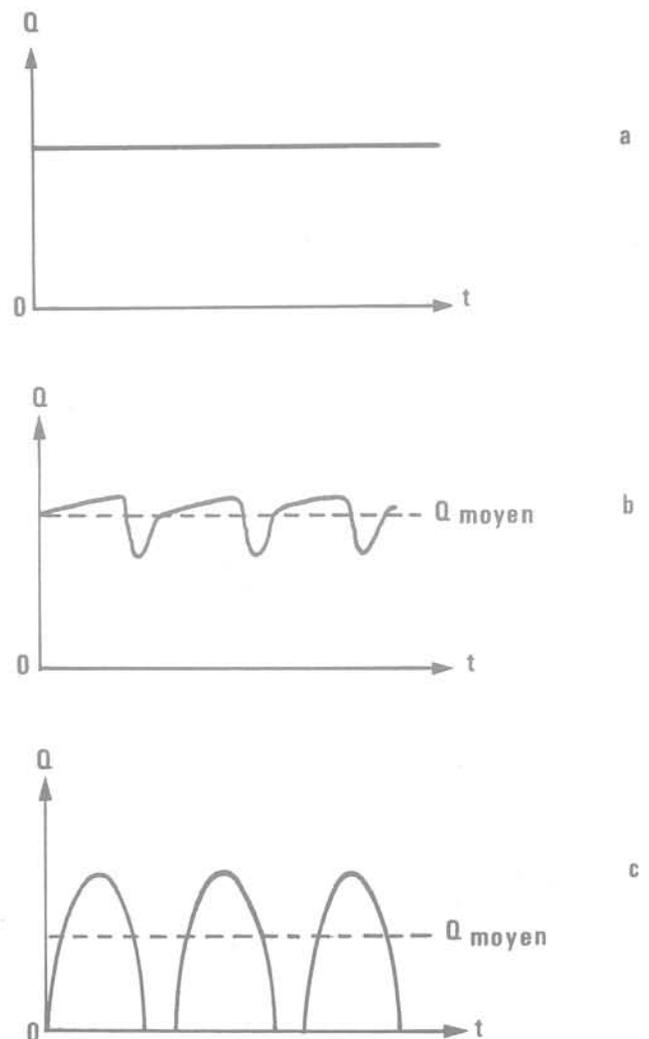


Fig. 1 Jet libre : débit à l'origine en fonction du temps pour un jet continu (a), modulé (b) ou pulsé (c)

- c) L'ordre de grandeur des vitesses à la sortie de la buse (position par rapport à la célérité du son) ou de la pression en amont de celle-ci. Pour fixer les idées disons qu'une pression de l'ordre de la dizaine de MPa (100 bar) correspond à peu près à une vitesse de 140 m/s (500 km/h).

1.2 Utilisation actuelle

On utilise les jets liquides pour le découpage de divers matériaux, le nettoyage (décapage) ou l'assistance au découpage par des outils conventionnels. Certaines applications sont industrielles, d'autres au stade expérimental.

On découpe ainsi des mousses et d'autres matières plastiques, ainsi que le cuir et le caoutchouc (découpage des peaux et industrie de la chaussure en particulier), divers matériaux tissés et fibreux, dont le bois, le papier, le carton et la laine de verre, des produits alimentaires surgelés, la glace (dégagement de parois de quais en hiver), les sols, les roches, le béton et les métaux.

Naturellement les types de jets utilisés, les débits et les pressions à mettre en œuvre sont très différents selon les matériaux à découper (des pressions de quelques MPa suffisent pour creuser certains sols, il en faut plusieurs centaines pour découper un métal) et le résultat souhaité.

Le découpage par jets liquides peut être appliqué en géotechnique aux travaux suivants :

- découpage de tranchées,
- forage de trou par jet d'eau seul ou en assistance à un foret mécanique, pour le soutènement par boulonnage ou préalablement à un abattage par explosif,
- abattage sélectif de minerai,
- abattage hydraulique pur par « monitor » qui est une technique bien connue utilisée dans quelques mines de charbon dans le monde : on utilise dans ce cas des jets de gros diamètres (30 à 40 mm) à des pressions faibles (quelques dizaines de MPa),
- assistance à des pics ou des molettes en creusant grâce aux jets des saignées à proximité de l'outil mécanique dont les performances sont ainsi améliorées et l'usure réduite. Ceci peut être particulièrement intéressant pour les tunneliers,
- travaux d'ensouillage de canalisation : on pose d'abord la canalisation sur le fond marin puis on creuse la tranchée grâce à un traîneau équipé de buses qui se déplace sur la canalisation et creuse le sol sous elle,
- travaux de « débétonnage » de canalisations sous-marines,
- il existe enfin des projets d'exploitation hydraulique in-situ de petits gisements de certains minerais tendres : on amène par un sondage vertical jusqu'au minerai une buse animée d'un mouvement de rotation, qui brise le minerai ; la pulpe ainsi formée serait remontée à la surface par pompage, décantée, triée et l'eau recyclée.

1.3 Nécessité de modèles

Du fait qu'il paraît possible de découper à peu près n'importe quel matériau avec des jets liquides pourvu qu'ils soient assez rapides, on pourrait croire cet

« outil » particulier appelé à remplacer beaucoup d'outils mécaniques conventionnels dans un proche avenir. Il n'en est à l'évidence rien pour deux séries de raisons :

- a) La technologie des pompes à très haute pression (plusieurs centaines de MPa) est encore mal maîtrisée. Ces machines sont chères et leur durée de vie est limitée en raison des conditions mécaniques extrêmes dans lesquelles elles fonctionnent. Des problèmes d'usure se posent également pour les buses et les joints tournants nécessaires pour certaines applications.

On peut sans doute compter sur les progrès techniques rapides dans ce domaine et le développement du marché pour améliorer la fiabilité des matériels et faire baisser leur prix dans les prochaines années.

- b) L'utilisateur potentiel se heurte également aux problèmes suivants :

- dans certains cas on n'arrive pas à obtenir le résultat souhaité sur un matériau : éclatement en plaquettes ou arrachement de blocs de formes diverses alors qu'on veut une saignée régulière, découpage trop lent ou trop peu profond...
- on ne sait pas vraiment prévoir quel type de jet est à utiliser sur un matériau donné et la puissance nécessaire pour la pompe lorsqu'on désire découper un matériau,
- enfin les mesures existantes d'énergie volumique de découpage (rapport de l'énergie dépensée sur le volume déblayé) dite aussi énergie spécifique, donnent le plus souvent des chiffres très élevés par rapport à ceux obtenus avec des outils classiques.

Ceci fait apparaître les limites d'emploi des jets coupants et la nécessité de mieux comprendre les mécanismes en jeu lors du découpage par jets liquides.

A cette condition seulement on pourra prévoir avec une précision suffisante l'effet des jets sur un matériau, contrôler vraiment le phénomène et opérer dans les meilleures conditions en fonction du but poursuivi : découpage par des jets seuls ou amélioration des performances d'un outil assisté. L'objectif à atteindre sera souvent la minimisation des dépenses énergétiques totales : on cherchera ainsi les moyens de diminuer l'énergie volumique de découpage.

Il est donc indispensable de rassembler des résultats d'expériences suffisamment nombreux et comparables entre eux et de les analyser à l'aide de modèles théoriques recherchant une compréhension claire des mécanismes du découpage par jets.

La diversité des techniques employées (et dans certains cas leur complexité) impose de se cantonner dans un premier temps, pour arriver à cette compréhension, à un problème particulier choisi pour les simplifications introduites.

Il s'agit du découpage d'une tranchée rectiligne de profondeur constante par un jet d'eau continu seul balayant à vitesse constante un matériau perméable cohérent et arrivant perpendiculairement sur celui-ci (fig. 2), le milieu ambiant étant l'air. Le matériau à découper est initialement sec.

Il se trouve que ce type de problème est le plus simple qui se pose pour le découpage par jets liquides et qu'il présente en outre un intérêt pratique non négligeable par sa ressemblance avec divers problèmes « réels ».

On ne s'intéressera dans la suite qu'au découpage de sols et éventuellement de roches « tendres ».

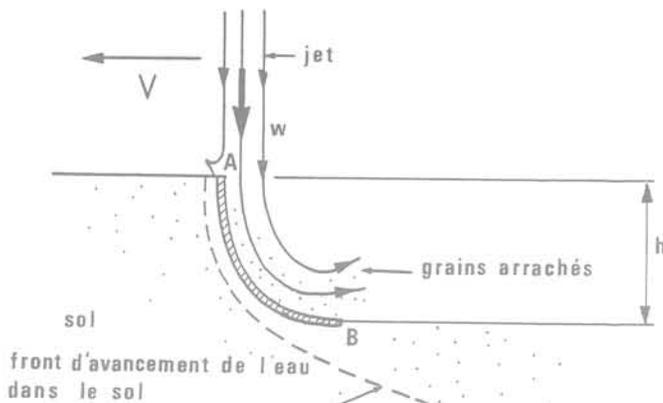


Fig. 2 Découpage d'une tranchée dans un sol initialement non saturé en eau : w est la vitesse du jet et V la vitesse de balayage ; AB est la surface de rupture et h la profondeur de la tranchée

2 Résultats expérimentaux sur le découpage des tranchées

2.1 Mode opératoire utilisé

Soit une buse de géométrie donnée, de diamètre de sortie D_s , placée à la distance L du sol et le balayant à une vitesse constante V ; on appelle P la pression juste en amont de la buse.

Le jet déblaye par unité de temps un volume de sol \dot{V} en creusant une tranchée de profondeur h constante; on peut définir la largeur ℓ de la tranchée (sans préjuger de la forme exacte de la tranchée) par l'égalité : $\dot{V} = hV\ell$, et la surface balayée S par unité de temps par : $S = hV = \frac{\dot{V}}{\ell}$.

On a utilisé pour les expériences des jets à section circulaire (les seuls utilisables en pratique en raison des instabilités bien connues des autres sections et les seuls pour lesquels on trouve des buses dans le commerce) obtenus grâce à un multiplicateur dynamique de pression à double effet de rapport 59. La source basse pression était de l'air comprimé (on a utilisé un réseau fournissant de l'air pressurisé à environ + 0,7 MPa) et le liquide comprimé à forte pression (quelques dizaines de MPa) l'eau courante.

Le signal de pression juste en amont de la buse a été visualisé, grâce à un capteur, sur l'écran d'un oscilloscope numérique.

Les échantillons de sol à découper étaient placés sur un chariot mobile tiré à vitesse constante par un moteur électrique (mini-treuil). Il était en effet plus simple de déplacer le sol que la buse, les échantillons étant assez petits (cylindres de 75 mm de diamètre), quoiqu'encore grands devant les diamètres de sortie très faibles (0,8 mm et 0,2 mm) des buses utilisées. On a choisi en définitive une distance entre la buse et le sol pas trop grande et à peu près constante (environ 75 mm) (fig. 3).

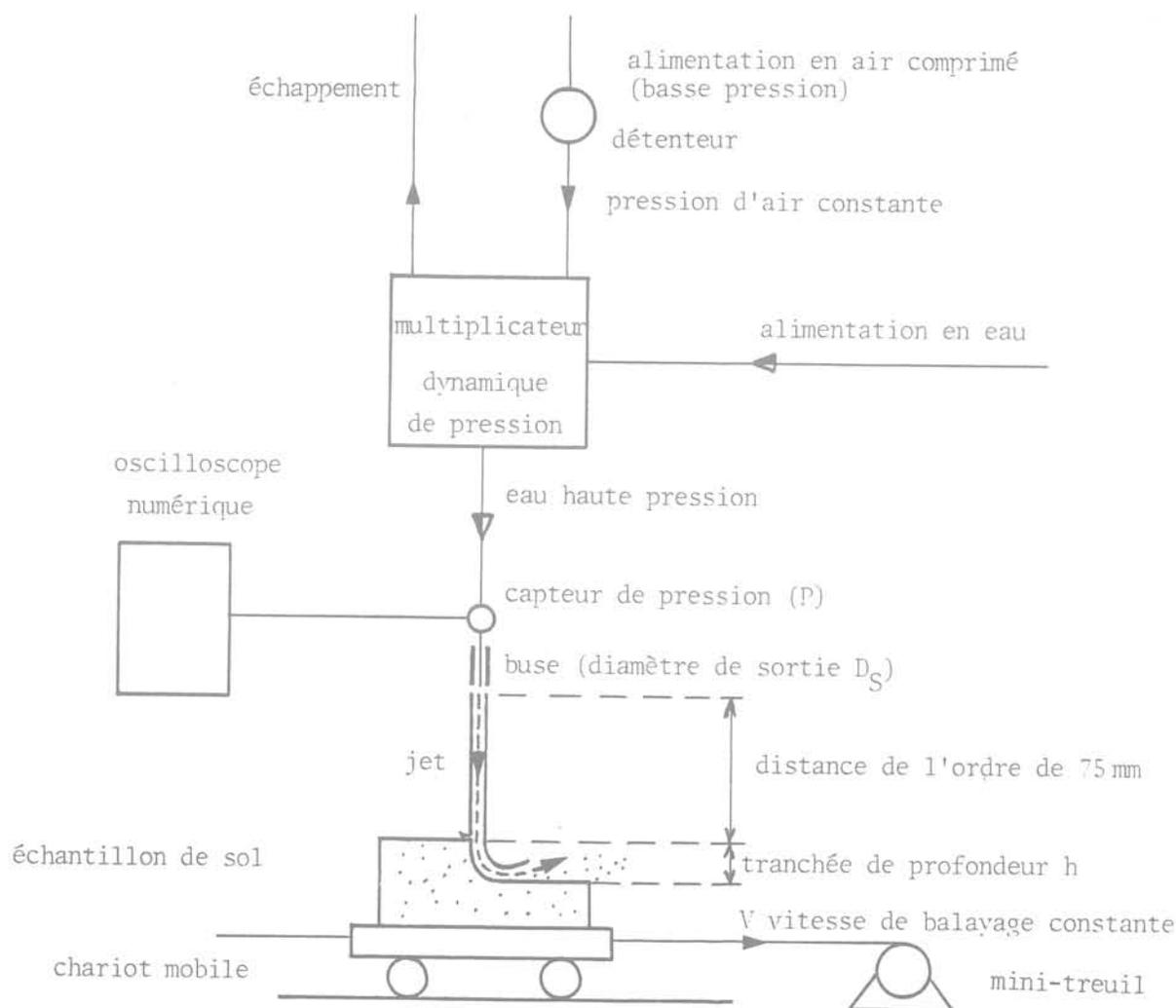


Fig. 3 Schéma de principe des expériences de découpage

2.2 Caractéristiques hydrauliques des jets

Des considérations théoriques et expérimentales montrent qu'il existe une zone dans laquelle un jet ne diverge que très lentement et mettent en évidence pour le problème posé le rôle prépondérant joué par les deux nombres sans dimension suivants :

- le coefficient de contraction m (inférieur à un), rapport de l'aire de la section contractée du jet à l'aire de la section de sortie de la buse; on sait en effet qu'il existe assez près de la sortie de la buse une section d'aire minimale où la vitesse w^* est par conséquent maximale (conservation du débit) :

$$m = \left(\frac{D^*}{D_S}\right)^2 = \frac{w_S}{w^*} < 1.$$

(D^* diamètre de la section contractée, D_S diamètre de sortie de la buse, w_S vitesse moyenne à la sortie de la buse, w^* vitesse moyenne dans la section contractée).

- un nombre d'Euler ξ défini par :

$$\xi = \frac{P}{\rho_e w^{*2}}$$

(P Pression en amont de la buse, ρ_e masse volumique de l'eau), qui caractérise l'importance des pertes de charge; on montre en effet que $\xi \geq \frac{1}{2}$ et que lorsque les pertes de charge sont négligeables $\xi = \frac{1}{2}$.

On a mesuré pour les buses utilisées les valeurs prises par m et ξ grâce à des mesures de débit et de force exercée sur un obstacle. On montre en effet que :

$$Q_v = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{m}{\sqrt{\xi}} \cdot D_S^2 \sqrt{\frac{P}{\rho_e}} \quad (\text{débit volumique})$$

$$F = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{m}{\xi} \cdot D_S^2 P \quad (\text{force exercée sur un obstacle})$$

d'où m et ξ , les quantités D_S , P et ρ_e étant connues.

L'expérience a conduit à admettre que pour une buse donnée, le coefficient de contraction et le nombre d'Euler sont pratiquement constants dans une large gamme de nombre de Reynolds en régime turbulent.

La considération des valeurs prises par d'autres nombres sans dimension d'usage classique (nombres de Mach, Froude, Strouhal et Weber) a permis de conforter l'analyse précédente qui s'est révélée suffisante pour les problèmes de découpage.

La connaissance des nombres m et ξ permet en effet de calculer la vitesse moyenne w dans une section du jet,

le diamètre D du jet, son débit volumique $Q_v = \frac{\pi}{4} D^2 w$,

la pression d'arrêt du jet X donnée ici par $X = \rho_e \frac{w^2}{2} = \frac{P}{2\xi}$

et sa puissance cinétique $\dot{E} = Q_v X$ (flux d'énergie cinétique traversant par unité de temps une section droite du jet), grandeurs d'intérêt technologique évident.

La puissance cinétique \dot{E} est liée à l'énergie volumique de découpage E_s (définie par rapport au jet) par la relation :

$$E_s = \frac{\dot{E}}{Q}$$

où Q est le volume déblayé par unité de temps.

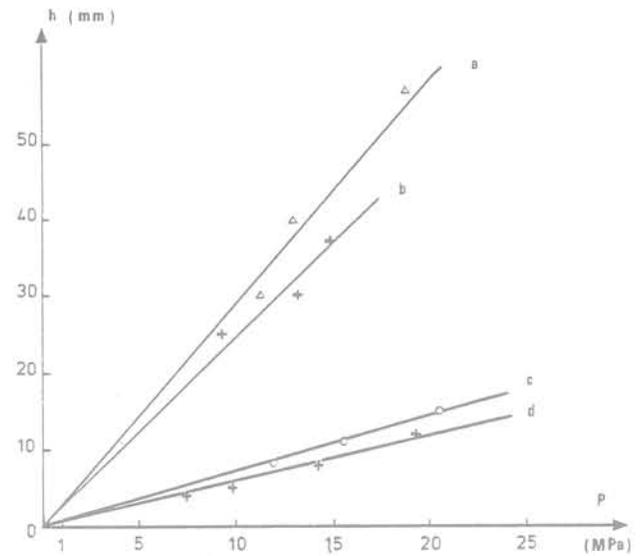


Fig. 4 Variations de la profondeur de la tranchée avec la pression (distance commune à toutes les expériences : environ 75 mm entre la buse et le sol)

a) argile :

$C = 0,4 \cdot 10^5 \text{ Pa}$ $D_S = 0,8 \text{ mm}$ $V \cong 9 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

b) argile :

$C = 0,65 \cdot 10^5 \text{ Pa}$ $D_S = 0,8 \text{ mm}$ $V \cong 6 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

c) marne argileuse :

$C = 4 \cdot 10^5 \text{ Pa}$ $D_S = 0,2 \text{ mm}$ $V \cong 7 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

d) marne argileuse :

$C = 4 \cdot 10^5 \text{ Pa}$ $D_S = 0,2 \text{ mm}$ $V \cong 10^{-2} \text{ m/s}$

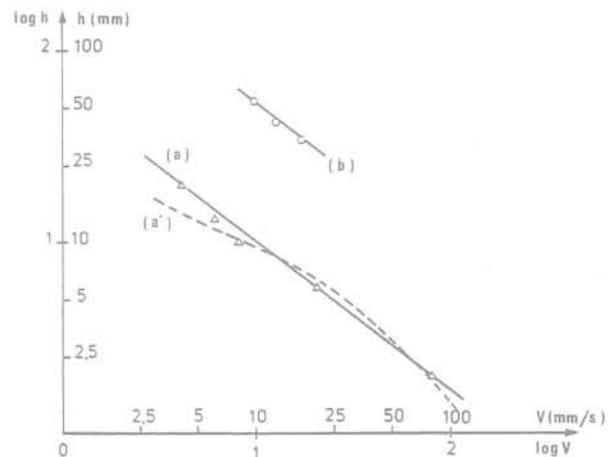


Fig. 5 Variations de la profondeur de la tranchée avec la vitesse de balayage

(a) marne argileuse

$C = 7 \cdot 10^5 \text{ Pa}$, buse $D_S = 0,8 \text{ mm}$

$P \cong 23,5 \text{ MPa}$ (distance 80 mm)

(a') valeurs calculées de (a) avec :

$f = 0,5$ $b_1 = 6$ $V_1 = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

(b) argile :

$C = 0,65 \cdot 10^5 \text{ Pa}$, buse $D_S = 0,2 \text{ mm}$

$P \cong 17,5 \text{ MPa}$ (distance 79 mm)

Dans ces coordonnées bilogarithmiques, la pente de la courbe théorique est toujours (en valeur absolue) inférieure à un : c'est le cas ici pour les valeurs expérimentales

2.3 Résultats des essais

Après avoir testé le comportement hydraulique des jets, on a procédé à des expériences de découpage de sols. On a mesuré, pour un sol donné et des valeurs de la pression et de la vitesse de balayage fixées, la profondeur h de la tranchée dans la partie centrale de l'échantillon. On n'a pu évaluer avec l'installation utilisée ni le volume déblayé ni la largeur de la tranchée (trop faible pour être mesurée avec précision). On a montré que la profondeur de la tranchée ne dépendait pas de la distance buse-matériau choisie et on a alors tracé les variations de la profondeur h en fonction de la pression P et de la vitesse de balayage V (fig. 4 et 5).

On note que la profondeur est à peu près proportionnelle à la pression P et décroît assez rapidement quand la vitesse de balayage croît pour les deux matériaux utilisés : une marne argileuse et de l'argile de Provins consolidée.

Les limitations du montage empêchent d'obtenir des valeurs précises pour les conditions dites critiques définies ci-dessous, dont on sait d'ailleurs qu'elles sont peu nettes pour les sols.

Les résultats obtenus font apparaître, en accord avec les observations qu'on peut trouver dans la bibliographie, les conclusions suivantes :

- Pour une géométrie de buse donnée et aux distances L pas trop grandes par rapport au diamètre de sortie de la buse D_s la largeur de la tranchée semble à peu près proportionnelle à D_s .
- La même remarque semble valable au moins en première approximation pour la profondeur h de la tranchée.
- L'efficacité du jet décroît lorsqu'on augmente la distance L de la buse au matériau; cependant cet effet peut être tenu pour pratiquement négligeable jusqu'à des valeurs du rapport L/D_s de l'ordre de plusieurs centaines. Dans les applications on se place le plus souvent assez près du matériau à découper et il n'est donc pas nécessaire de tenir compte de l'influence de la distance de la buse au matériau.
- Il existe une pression critique dépendant du matériau et de la vitesse de balayage au-dessous de laquelle le jet ne creuse pas ou très faiblement et irrégulièrement. Réciproquement il existe une vitesse de balayage critique dépendant du matériau et de la pression P au-dessus de laquelle on n'obtient pas de résultats de découpage intéressants. Ces limites sont plus ou moins nettes selon les cas.
- On peut admettre en première approximation que la profondeur de la tranchée est proportionnelle à la pression P en amont de la buse lorsque celle-ci dépasse la pression critique.
- Lorsqu'on fait varier la vitesse de balayage V tout en restant au-dessous de la vitesse de balayage critique, on observe selon les cas trois types de comportement :
 - soit la profondeur h de la tranchée semble à peu près constante (surface balayée proportionnelle à la vitesse de balayage),
 - soit la surface balayée S semble à peu près constante (profondeur de la tranchée inversement proportionnelle à la vitesse de balayage); si tel est le cas l'énergie volumique de découpage ne paraît pas dépendre de la cohésion du matériau,

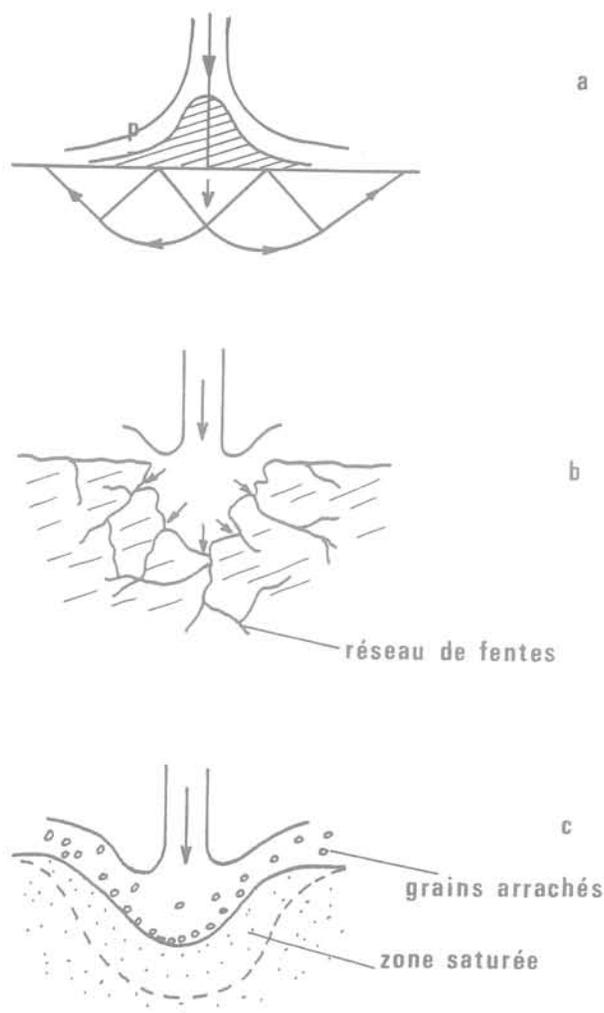


Fig. 6 Trois modes de découpage schématisés :
 a) Poinçonnement en grandes déformations
 b) Fracturation
 c) Erosion

— soit on se trouve dans une situation intermédiaire : lorsqu'on fait croître la vitesse de balayage V la profondeur de la tranchée décroît et la surface balayée par unité de temps croît; l'énergie volumique de découpage est alors une fonction strictement décroissante de la vitesse.

3 Interprétation théorique

3.1 Analyse dimensionnelle

Il convient de préciser le type de mécanisme de découpage du sol envisagé. On peut en effet en distinguer au moins trois (fig. 6) :

- Poinçonnement en grandes déformations : le jet repousse le matériau devant lui et l'écarte sans créer de débris;
- Fracturation : le jet fait s'infiltrer de l'eau sous pression dans un réseau de fentes préexistantes et conduit à l'« éclatement » du matériau;
- Érosion par arrachement : le jet exerce des efforts importants (pression et forces de frottement) sur les grains situés en surface et les arrache lorsqu'un certain critère de rupture est atteint; il y a en même temps infiltration.

C'est ce dernier type de mécanisme qui doit très probablement être retenu pour les sols et certaines roches tendres à cause de la présence de débris de très faible dimension sans l'aspect caractéristique des matériaux fracturés.

Ceci étant la considération de l'effet de jets théoriques très larges (ceci pour s'affranchir du problème de la largeur exacte de la tranchée) se prête facilement à l'analyse dimensionnelle.

Sous réserve de négliger en particulier l'influence de la pesanteur et de la distance buse-matériau on montre qu'il doit exister une relation (dont la forme n'est pas connue a priori) entre la profondeur de la tranchée h/D rapportée à l'épaisseur du jet (ou à son diamètre dans le cas réel de jets à section circulaire) et les grandeurs sans dimension suivantes :

- Le rapport $\frac{X}{C}$ où X est la pression d'arrêt du jet et C la cohésion effective du sol.
- $\operatorname{tg} \varphi$, où φ est l'angle de frottement interne effectif du sol.
- Le coefficient de frottement équivalent f à l'interface entre le jet et le sol, rapport en un point donné entre les efforts de cisaillement et de pression dus au jet.
- Le rapport d/D où d est une taille caractéristique des grains du sol.
- La porosité du sol n .
- La quantité k/d^2 où k est la perméabilité intrinsèque (supposée isotrope) du sol; cette quantité qui ne dépend que du sol considéré est d'ailleurs assez peu variable selon les sols si on prend pour taille caractéristique des grains le diamètre efficace de Allen Hazen et qu'on utilise pour déterminer la perméabilité $K = \frac{\rho_e g}{\eta} k$ la formule empirique de Hazen.
- Un nombre de Reynolds de l'écoulement dans le sol $nV\sqrt{k\rho_e}/\eta$ dans lequel V est la vitesse de balayage, ρ_e la masse volumique de l'eau et η sa viscosité dynamique.
- Le groupement $\eta Vd/(kC)$ dont le rôle apparaîtra par la suite dans la description du phénomène.

Pour aller plus loin, c'est-à-dire pour préciser la forme de la relation entre ces diverses grandeurs, il faut en pratique faire un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, poser les équations et les résoudre, au moins de manière approchée.

3.2 Modélisation effectuée

La modélisation effectuée repose essentiellement sur les hypothèses suivantes :

- on écrit que la pression moyenne sur la surface de découpage est due à la courbure des lignes de courant moyennes (influence des forces centrifuges) et que chaque grain situé à la surface du sol subit une traînée proportionnelle à la pression moyenne sur le fond, ce qui donne un coefficient de frottement équivalent à l'interface constant;
- on suppose les grains petits devant l'épaisseur du jet, ce qui est généralement bien vérifié;
- on admet que le critère de rupture (critère de Coulomb en contraintes effectives) est atteint sous la première couche de grains et que la pression interstitielle peut se calculer à l'aide de la loi de Darcy.

Ceci conduit pour les jets à section circulaire à la formule :

$$h = 2b_1 D \frac{X}{C} \mathcal{J} \left(f, \frac{V}{V_1} \right)$$

dans laquelle apparaissent un facteur de forme constant b_1 traduisant empiriquement le passage de deux à trois dimensions et une fonction \mathcal{J} sans dimension de deux variables qui se présente sous la forme d'une intégrale :

$$\mathcal{J} \left(f, \frac{V}{V_1} \right) = f e^{-f \frac{V}{V_1}} \int_0^{\pi/2} \frac{\sin \lambda e^{f \lambda} d\lambda}{1 + \frac{V}{V_1} \sin \lambda}$$

On appelle profondeur adimensionnelle cette quantité \mathcal{J} que l'on peut tabuler; elle dépend du coefficient de frottement équivalent f à l'interface entre le jet et le sol et du rapport de la vitesse de balayage V à une quantité V_1 , dite vitesse intrinsèque, qui a les dimensions d'une vitesse et est donnée sous les hypothèses faites par :

$$V_1 = \frac{kC}{\eta n d \operatorname{tg} \varphi}$$

On vérifie aisément que la formule donnant la profondeur de la tranchée est de la forme générale précédente. Elle relie en effet h/D à X/C , f et au groupement produit :

$$\frac{\eta V d}{kC} \cdot n \cdot (\operatorname{tg} \varphi) = \frac{V}{V_1}$$

et les hypothèses faites conduisent à négliger l'influence du nombre de Reynolds de l'écoulement dans le sol, du terme peu variable k/d^2 et du rapport d/D supposé très petit devant un.

Le modèle fournit en outre les conditions critiques et la forme théorique du front de découpage (assez proche d'un arc de spirale logarithmique) et permet de satisfaire aux conditions énoncées au paragraphe 2.3 (fig. 7 et 8).

La position de la vitesse de balayage par rapport à la vitesse intrinsèque traduit la plus ou moins grande facilité du découpage. Pour les variations de la profondeur de la tranchée et de la surface balayée par unité de temps on peut utilement introduire à côté de la profondeur adimensionnelle \mathcal{J} une surface balayée adimensionnelle S par :

$$S \left(f, \frac{V}{V_1} \right) = \frac{V}{V_1} \mathcal{J} \left(f, \frac{V}{V_1} \right)$$

On voit alors apparaître très simplement les trois types de comportement avec la vitesse de balayage signalés au paragraphe 2.1, qui correspondent pour le modèle à des ordres de grandeur différents pour la vitesse intrinsèque du sol (fig. 9) :

- V_1 très grande par rapport aux vitesses de balayage employées : la profondeur de la tranchée semble à peu près indépendante de la vitesse de balayage,
- V_1 très petite : la surface balayée est à peu près constante et indépendante de la cohésion du matériau (ce qui a fait croire à certains qu'il fallait prendre en compte des propriétés nouvelles autres que la cohésion pour expliquer le découpage par jets liquides; on voit ici que ce n'est pas nécessaire),
- V_1 moyenne : c'est le cas intermédiaire où lorsqu'on fait croître la vitesse de balayage on observe effectivement une diminution de la profondeur de la tranchée et une augmentation de la surface balayée.

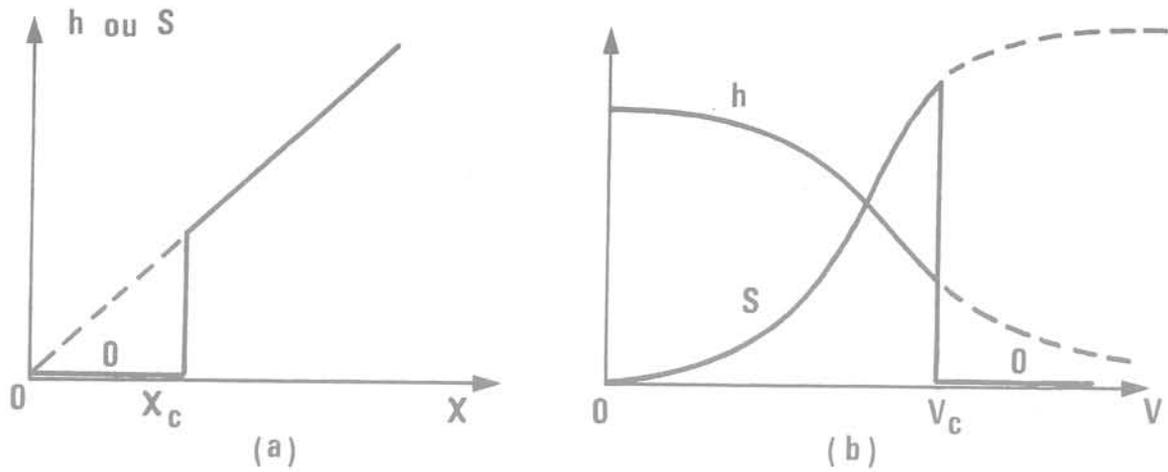


Fig. 7 Profondeur h de la tranchée obtenue et surface balayée par unité de temps S pour un sol et une buse donnée :
 a) à vitesse de balayage V fixée et pression d'arrêt du jet X variable
 b) à pression d'arrêt du jet fixée et vitesse de balayage variable

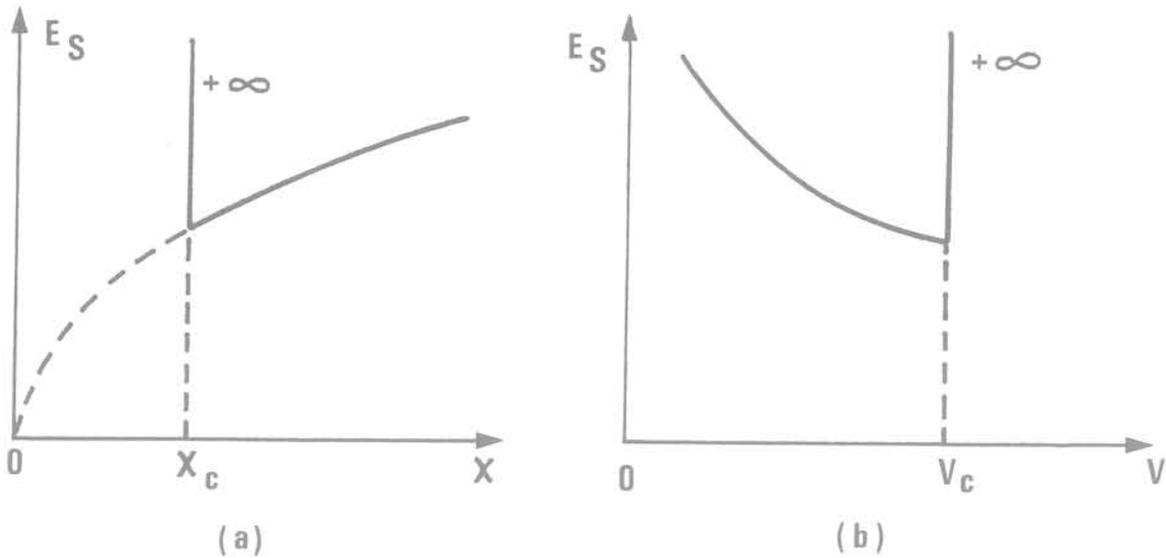


Fig. 8 Energie volumique de découpage d'un sol donné E_s ; les cas a) et b) correspondent à ceux de la figure précédente

3.3 Formules pratiques

En tenant compte des caractéristiques de la buse et du jet, on écrit finalement que :

$$h = b_1 \frac{\sqrt{m}}{\xi} D_s \frac{P}{C} \mathcal{J}\left(f, \frac{V}{V_1}\right)$$

$$\ell = b_2 \sqrt{m} D_s$$

$$S = b_1 \frac{\sqrt{m}}{\xi} D_s \frac{P}{C} V_1 s\left(f, \frac{V}{V_1}\right)$$

$$E_s = \frac{\pi}{8b_1 b_2} \frac{C}{V_1} \sqrt{\frac{P}{\rho_0 \xi}} \frac{1}{s\left(f, \frac{V}{V_1}\right)}$$

où $s\left(f, \frac{V}{V_1}\right) = \frac{V}{V_1} \mathcal{J}\left(f, \frac{V}{V_1}\right)$ et V_1 est la vitesse intrinsèque, ces formules étant valables au-dessous de la vitesse de balayage critique V_c :

$$V_c \neq V_1 \left(\frac{Pf}{2\xi C} - 1 \right)$$

Les coefficients b_1 et b_2 sont des constantes de l'ordre de quelques unités, le diamètre de sortie de la buse D_s et la pression en amont de la buse P sont connus, les quantités ξ et m peuvent être aisément mesurées et ρ_0 vaut 10^3 kgm^{-3} . Il reste donc à estimer la cohésion effective C , la vitesse intrinsèque V_1 , pour laquelle on a une formule théorique, et le coefficient de frottement équivalent f dont l'influence est assez faible ce qui permet de se fixer une valeur a priori.

On note l'intérêt de réaliser un écoulement de « bonne qualité » (ξ faible et m élevé) et que la cohésion intervient également dans le terme V_1 , qu'on peut estimer expérimentalement.

Il est intéressant d'étudier l'influence sur les résultats du modèle des divers paramètres utilisés.

Ceci peut être résumé pour l'essentiel par le tableau suivant où le signe + indique une fonction croissante du paramètre considéré, le signe - une fonction

décroissante et 0 l'absence d'influence; chaque colonne correspond à un paramètre et chaque ligne à une grandeur résultante d'intérêt technologique.

| | m | ξ | D_s | P | V | C | φ | $\frac{k}{n}$ | d |
|--------------------|---|-------|-------|---|---|---|-----------|---------------|---|
| V_i | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | + | - | + | - |
| V_c | 0 | - | 0 | + | 0 | - | - | + | - |
| h | + | - | + | + | - | - | - | + | - |
| S ou \mathcal{U} | + | - | + | + | + | - | - | + | - |
| E_s | 0 | - | 0 | + | - | + | + | - | + |

Outre la remarque déjà faite sur l'intérêt de réaliser un écoulement avec ξ faible et m élevé, il convient de noter que le modèle prévoit qu'un sol sera d'autant plus facilement découpé qu'il sera plus perméable ou constitué de grains fins comme on le lit sur les deux dernières colonnes du tableau. (Dans la réalité un sol fin est très peu perméable et l'influence de la perméabilité est largement prépondérante!) On vérifie aussi sur le tableau que la profondeur de la tranchée sera d'autant plus faible que le sol aura des caractéristiques mécaniques élevées (C et φ importants).

4 Conclusion

Ce type de modèle, quoique simpliste, fournit quatre sortes de renseignements utiles pour les applications à la géotechnique :

- Il donne des ordres de grandeur pratiques permettant de se prononcer dans beaucoup de cas sur la faisabilité du découpage par jets liquides et son intérêt économique (prévision des débits et des pressions à mettre en œuvre, dépense énergétique...).
- Il permet de raisonner à partir d'un cadre, ce qui est indispensable pour appréhender les mécanismes en jeu et mieux maîtriser les techniques de découpage par jets liquides. Les prévisions, même si elles sont souvent plus qualitatives que vraiment quantitatives, sont un guide précieux dans un domaine encore mal connu.
- Il clarifie le rôle de la vitesse de balayage V, dont l'influence paraît souvent déroutante. Il indique en effet que les performances de découpage dépendent de manière essentielle du rapport de cette vitesse à une vitesse intrinsèque dont il importe en conséquence de déterminer l'ordre de grandeur, soit expérimentalement soit à l'aide de formules telles que celle proposée. Il est en particulier vain de chercher à établir des corrélations entre divers matériaux en ne prenant en compte que la vitesse de balayage elle-même, comme on cherche souvent à le faire.

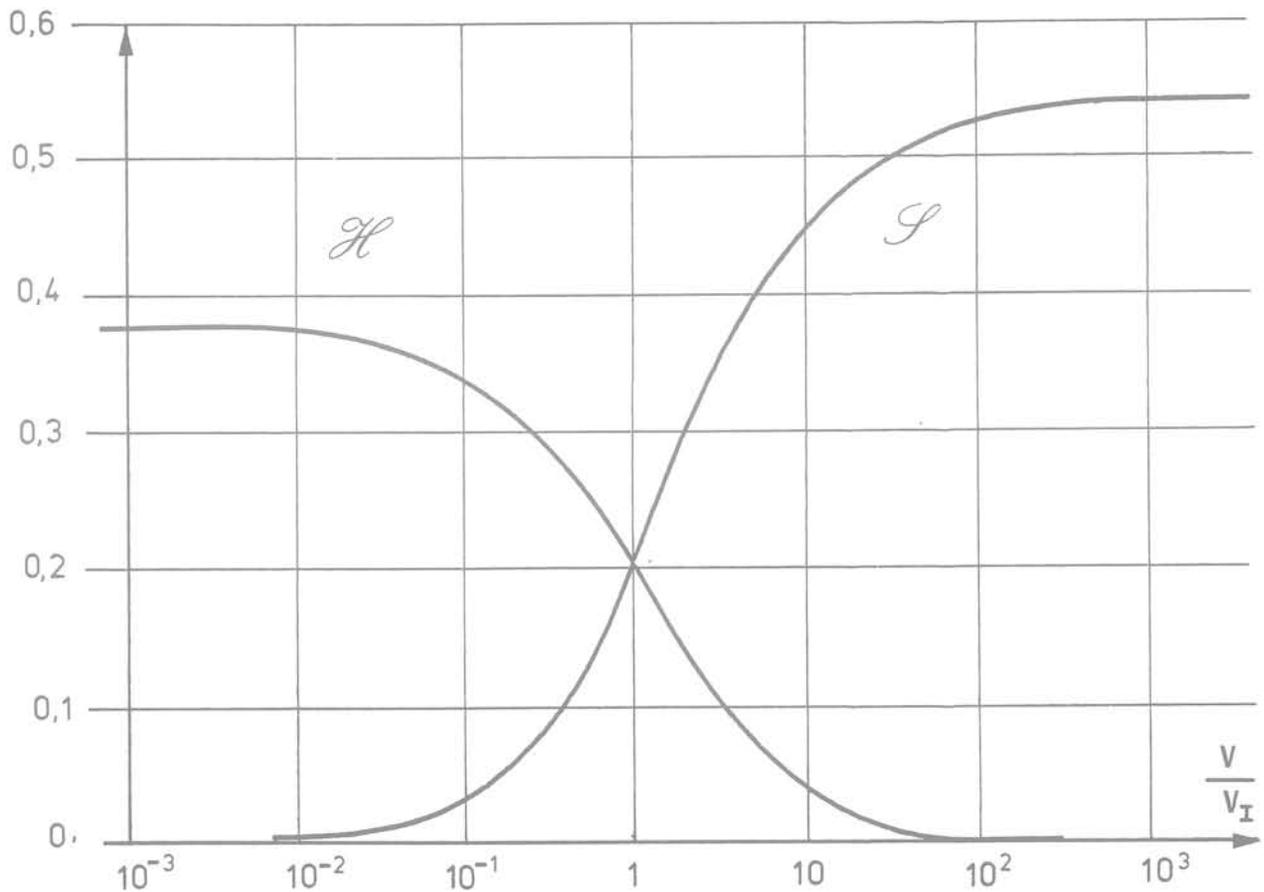


Fig. 9 Profondeur adimensionnelle \mathcal{H} et surface balayée adimensionnelle \mathcal{S} en fonction de la vitesse de balayage adimensionnelle V/V_1 (pour $f = 0,5$)

d) Il montre enfin qu'en adoptant comme critère d'efficacité l'énergie volumique de découpage il est avantageux d'opérer à basse pression et vitesse de balayage élevée, quitte à faire plusieurs passes pour atteindre la profondeur souhaitée (ce n'était pas évident a priori). Ceci étant les conditions critiques apparaissent alors comme des conditions limites au voisinage desquelles on obtient une efficacité maximale en minimisant l'énergie volumique de découpage.

Notations

| | |
|---------------|---|
| b_1, b_2 | constantes numériques |
| C | cohésion effective |
| d | taille caractéristique des grains |
| D | diamètre du jet |
| D_s | diamètre de sortie de la buse |
| D^* | diamètre de la section contractée du jet |
| ξ | nombre d'Euler de la buse |
| E_s | énergie volumique de découpage |
| f | coefficient de frottement équivalent à l'interface entre le jet et le sol |
| g | accélération de la pesanteur |
| h | profondeur de la tranchée |
| \mathcal{H} | profondeur adimensionnelle |
| k | perméabilité intrinsèque (m^2) |
| K | perméabilité (m/s) |
| ℓ | largeur de la tranchée |
| L | distance buse-matériau |
| m | coefficient de contraction |
| n | porosité du sol |
| \mathcal{P} | puissance cinétique du jet |
| P | pression en amont de la buse |
| Q_v | débit volumique du jet |
| S | surface balayée adimensionnelle |
| S | surface balayée par unité de temps |
| \mathcal{V} | volume déblayé par unité de temps |
| V | vitesse de balayage |
| V_c | vitesse critique de balayage |
| V_i | vitesse intrinsèque |
| w | vitesse moyenne du jet |

| | |
|-----------|--|
| w_s | vitesse moyenne à la sortie de la buse |
| w^* | vitesse moyenne dans la section contractée |
| X | pression d'arrêt du jet |
| η | viscosité dynamique de l'eau |
| φ | angle de frottement interne effectif |
| ρ_e | masse volumique de l'eau |

Références bibliographiques

S.C. Crow (1973) «*A theory of Hydraulic Rock Cutting*», Int. J. Rock Mech. Min. Sci. et Geomech. Abstr., Vol 10 n° 6, pages 567-584.

C. Dereix, J. Gril, H. Moumadi (1981) «*Un Outil Nouveau : Le Jet d'Eau à Haute Pression*», École Nationale du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, microthème, Paris, décembre 1981.

F. Gilbert (1981) «*Modélisation du Découpage d'un Sol par Jets Liquides sous Forte Pression*», Thèse présentée à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, soutenue le 10 juin 1981, pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.

Hamel (1981) «*Les Jets d'Eau Haute Pression appliqués à l'Exploitation Minière*», École Nationale Supérieure des Mines de Paris, Centre de Mécanique des Roches, Fontainebleau.

Proceedings of the Workshop on the Application of High Pressure Water Jet Cutting Technology, 1975, University of Missouri-Rolla.

Proceedings of the First International Symposium on Jet Cutting Technology, Coventry, 1972.

Proceedings of the Second International Symposium on Jet Cutting Technology, Cambridge, 1974.

Proceedings of the Third International Symposium on Jet Cutting Technology, Chicago, 1976.

Proceedings of the Fourth International Symposium on Jet Cutting Technology, University of Kent, Canterbury, 1978.

Proceedings of the Fifth International Symposium on Jet Cutting Technology, Hanover, 1980.

le phénomène d'effondrement dans les roches volcaniques à forte porosité

par

Santiago Uriel Romero

Chef du Département de Géotechnique
Laboratorio de Carreteras y Geotecnia « José Luis Escario », Madrid
Vice-président pour l'Europe
Société Internationale de Mécanique des roches

Introduction

On dit qu'il y a « effondrement » d'un sol ou d'une roche quand la modification d'une condition externe quelconque produit un changement substantiel dans sa structure, avec une *réduction de volume* plus ou moins importante.

Diverses conditions externes provoquent ces changements. Dans le cas du sable lâche, un effort dynamique peut provoquer l'effondrement d'une structure très peu stable. Parfois ce sont les changements de teneur en eau qui sont à l'origine de cette réduction de volume, particulièrement dans les argiles gypsifères, les loëss ou les sols semi-saturés mal compactés. La troisième cause d'effondrement tient aux seules contraintes statiques, indépendamment de variations de teneur en eau du matériau. Dans ce cas se trouvent quelques limons gypsifères, certains sols sensibles cimentés, et les roches à forte porosité.

Celles-ci sont le sujet des études exposées ci-dessous.

Parmi toutes les roches poreuses, ce sont sans doute celles d'origine volcanique qui présentent le plus clairement le phénomène d'effondrement. Il est évident que le degré d'effondrement général dépend de la facilité qu'a la structure naturelle de la roche de devenir plus compacte, et c'est pour cela que le phénomène se manifeste de plus en plus nettement lorsque la densité de la roche diminue. Dans les roches compactes, le phénomène d'effondrement ne peut se manifester que d'une manière limitée.

Les roches volcaniques formées par l'agglomération de cendres et de pyroclastes émis par des volcans et sédimentés à l'air ont une structure et une composition très différentes selon le matériau émis et selon le degré de cimentation entre les fragments, cendres ou pyroclastes, en fonction de la température et des conditions de contraintes pendant la soudure.

Le sujet est subdivisé en cinq parties :

- un rappel de la composition minéralogique et de la structure de ces roches;

- leur comportement mécanique déduit des essais *in situ* et au laboratoire;
- la formulation d'une théorie qui explique le phénomène d'effondrement à partir de l'expérimentation précédente;
- un résumé des propriétés géotechniques les plus importantes, pour juger de leur aptitude à supporter des fondations;
- enfin quelques exemples d'ouvrages et de problèmes posés dans ce type de roches volcaniques.

1 Nature et structure des roches volcaniques

Les résultats présentés correspondent à des études réalisées pour quatre ouvrages importants dans les Iles Canaries :

- a) Fondation du pont « Cuesta de Silva ». La roche est un agglomérat très hétérométrique, avec d'abondants xénolithes de phonolithe englobés dans une matrice micro-agglomératique (un tuf) de couleur crème, bistre, ou occasionnellement grise. Ce matériau n'a pas de stratification apparente, il se présente en forme de masses chaotiques, avec un degré de lithification variable.
- b) Barrage de « Los Campitos ». L'agglomérat de Los Campitos est constitué dans sa majorité par des tufs hybrides altérés de lapilli et de cinérites, avec une matrice sablo-argileuse, le matériau pyroclastique est du type basalte spongieux. Dans la fraction argileuse, il y a abondance de minéraux mal cristallisés, généralement du type kaolin, principalement des halloysites, avec un peu de montmorillonite.
- c) Barrage « Ariñez ». L'agglomérat d'Ariñez est constitué par des fragments de téphrite inclus dans une importante masse de microcristaux de pyroxènes, plagioclases et feldspaths, avec un ciment de métahalloysite et montmorillonite, ainsi que d'autres minéraux argileux en proportion inférieure à 4 %.

d) « Punta Camello ». L'agglomérat de Punta Camello est constitué par des ponces et des cendres avec un liant dont les caractéristiques sont très variées. Les matériaux déposés et les altérations postérieures conduisent à des compositions et des structures très variables. Les figures 1 à 5 montrent certaines de ces structures, vues au microscope électronique à balayage. Toutes correspondent à des agglomérats de Punta Camello et donnent une idée claire de la diversité mentionnée ci-dessus.

Sur la figure 1 (x 3900) les fragments ponceux laissent de grands vides et les liaisons entre eux sont courtes. Sur la figure 2 (x 780) une structure vacuolaire est entourée par un matériau continu formant une sorte de nid d'abeilles de forme irrégulière. Dans d'autres zones (fig. 3, x 320) des recristallisations fibreuses de silico-aluminates hydratés se développent dans les vides d'une structure similaire à celle des figures 1 et 2. Parfois ces fibres recouvrent simplement les parois, et parfois elles servent de liaison entre ces parois. Avec un grossissement plus fort (fig. 4, x 8000) ces cristallisations sont bien visibles. Quelquefois (fig. 5, x 78) ces fibres s'agglomèrent dans les vides et y forment une structure réticulée très irrégulière.

L'analyse à la microsonde électronique met aussi l'accent sur la grande diversité dans la composition de ces roches ponceuses (fig. 6). En général, les pics correspondant à la silice, l'aluminium et au potassium sont les plus prononcés, les autres correspondant aux cations, fer, sodium, magnésium, calcium, titane et soufre étant variables. Il s'agit par conséquent de ponces de nature calco-alkaline, riches en silice et alumine, soit d'origine primaire, soit de néo-formation.

La densité apparente sèche varie dans des limites très larges. Les moins denses correspondent à Punta Camello : $0,45 \text{ t/m}^3$. Les plus denses peuvent dépasser $1,6 \text{ t/m}^3$. Les dépôts sont généralement très irréguliers, en fonction des éruptions et sédimentations successives au cours des temps géologiques. Si les épaisseurs sont importantes, plusieurs dizaines de mètres, et si le dépôt est survenu dans un temps très court, probablement au cours d'une même éruption, la densité croît nettement avec la profondeur. Les roches les plus superficielles ayant une densité de l'ordre de 1,15, 20 mètres plus bas la densité augmente jusqu'à 1,5 ou 1,6. Cela est dû à une consolidation préalable à la soudure ou la cimentation entre les particules qui forment la roche. Mais en général la distribution des densités est variable, elle est très erratiquement dispersée à courte distance, mise à part une tendance à augmenter avec la profondeur valable à grande échelle.

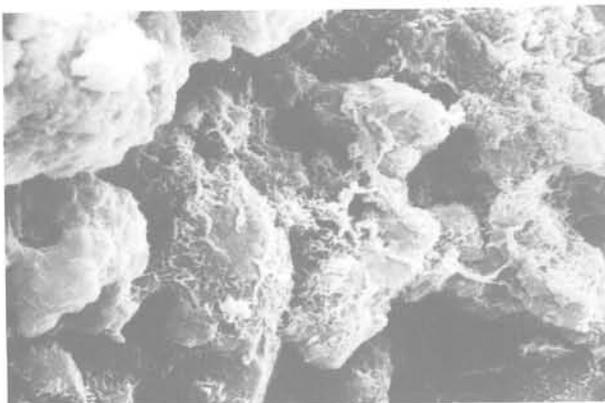
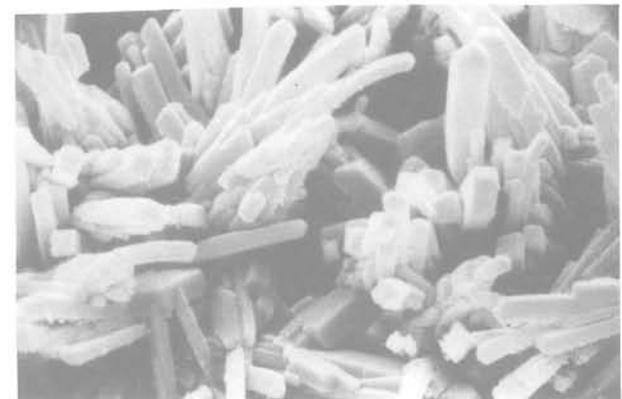
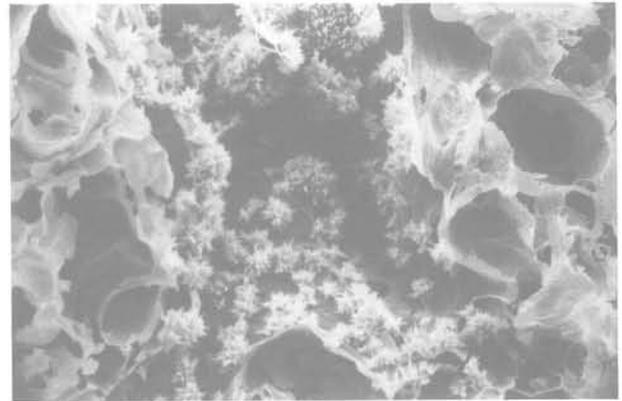
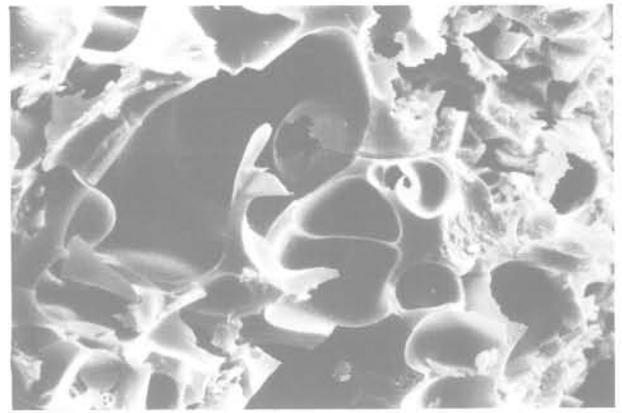


Fig. 1 à 5 Images au microscope électronique à balayage de tufs volcaniques (agglomérats de Punta Camello)

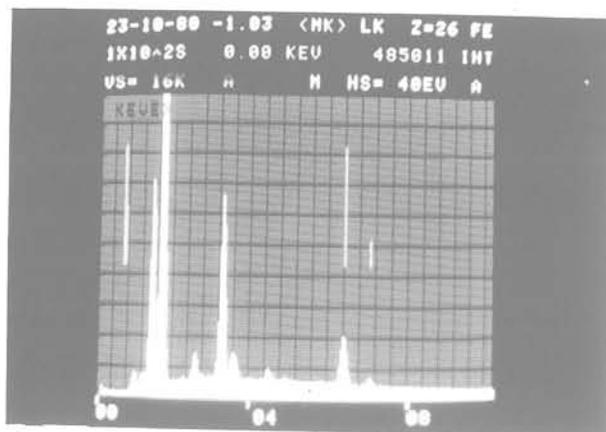


Fig. 6 Diagramme d'analyse à la microsonde électronique

Ces roches volcaniques sont facilement dégradables par tout effort concentré. Leur structure naturelle s'effondre sous des efforts de compression relativement modestes qui dépendent naturellement de leur densité. Elles sont faciles à excaver par tout procédé manuel ou mécanisé.

Généralement, et sauf dans le cas où l'altération postgénétique a été importante, leur structure se conserve sans dégradation apparente lorsqu'elles sont immergées dans l'eau. La facilité de taille à la main des variétés les plus légères a permis, dans certaines zones de l'île de Ténériffe, la construction de canaux de petites dimensions faits en éléments assemblés.

Leur perméabilité en masse est basse et généralement les quelques fissures existantes sont peu importantes. Cela est dû probablement au module de déformation relativement bas de ces roches qui permet l'accommodation à n'importe quelle déformation postérieure à leur formation.

C'est seulement dans les plans de liaison des dépôts successifs que la structure du contact peut être perméable. Sauf dans ce dernier cas, un massif de roche volcanique de ce type n'est pas exclu pour la construction de barrages et de retenues. Comme elles ne s'affaissent pas au contact de l'eau et que, sauf cas exceptionnels, leur perméabilité intrinsèque est modérée, il existe des réservoirs souterrains d'eau potable creusés dans ces formations dans certaines zones de l'île de Grande Canarie.

La figure 7 montre le déblai d'une route sur sept mètres de hauteur environ. On remarque quelques strates plus dures en porte-à-faux au-dessus de strates plus sensibles à l'érosion. On voit aussi la trace des dents de la pelle mécanique utilisée pour l'excavation. La figure 8 montre diverses strates de cendres situées en discordance sur une grande masse uniforme de ponces. La figure 9 montre clairement l'érosion différentielle de type éolien. Les strates plus dures dépassent en porte-à-faux, protégeant ainsi les plus tendres de l'érosion.

2 Comportement triaxial des roches à forte porosité

Dans les diverses roches citées ci-dessus, le comportement générique est très similaire. Les essais réalisés visent à fixer les conditions de contrainte dans lesquelles se produit la destruction ou la dégradation de la structure naturelle, c'est-à-dire le phénomène d'effondrement.



Fig. 7 et 8 Parois de tranchées routières dans l'île de Ténériffe, route de Santa Cruz à l'aéroport



Fig. 9 Falaise naturelle montrant l'érosion différentielle par le vent. Plusieurs bombes sont visibles. Punta Camello

Les essais de laboratoire ont consisté principalement en des essais triaxiaux lents, de manière que les conditions d'humidité aient une faible influence sur les résultats. Deux types d'essais de base ont été effectués.

- Une compression isotrope croissante.
- Une consolidation sous pression latérale fixe, suivie d'un accroissement du déviateur.

La partie inférieure de la figure 10 est une courbe effort-déformation sous pression isotrope. Pour des niveaux de compression inférieurs à une certaine contrainte critique σ_c (point M), le comportement est pratiquement élastique et linéaire. Le module de déformation est élevé, la déformation petite. Lorsqu'on atteint la contrainte σ_c , il se produit un changement brutal de la déformabilité en raison de la destruction de la structure naturelle de la roche, c'est l'effondrement. Si on augmente davantage la contrainte isotrope, le comportement est encore approximativement linéaire jusqu'à une certaine pression (point N) au-dessus de laquelle les déformations diminuent et le module augmente. Cela correspond évidemment à une densification du matériau granulaire dans lequel s'est transformée la roche d'origine après son effondrement.

Si on fait le même essai de compression isotrope sur la même roche préalablement pulvérisée et compactée à la densité de la roche d'origine, on obtient une courbe CI qui coïncide sensiblement avec le tronçon final déjà obtenu au-delà du point N.

L'évolution de la structure de la roche pendant les trois étapes indiquées est nette : entre le début de l'essai et la pression σ_c , le comportement est celui d'une roche élastique; entre les points M et N, la roche s'effondre progressivement, toutefois elle conserve un peu de sa structure d'origine; enfin, au-delà du point N, les liaisons sont totalement détruites et le comportement correspond à celui d'un sol pulvérulent.

Si on effectue un essai triaxial avec une consolidation isotrope préalable σ_3 inférieure à σ_c , en augmentant le déviateur à partir de cette pression latérale constante, le comportement varie suivant que σ_3 est plus ou moins proche de la valeur critique σ_c : si σ_3 est proche de σ_c , on obtient le graphique de la figure 11. Lorsque le déviateur augmente, l'effondrement commence pour un cercle de Mohr dont le point le plus haut décrit la ligne CC. La déformation augmente d'une façon linéaire jusqu'au cercle de Mohr dont le point haut est situé sur la courbe FC. Au-delà, on peut considérer que la structure est totalement détruite, le comportement est celui d'un sol granulaire. Ceci est démontré par les essais dans les mêmes conditions de contraintes sur la roche préalablement pulvérisée (ligne DD).

Si on augmente encore le déviateur, on obtient la rupture finale de ce sol pulvérulent au point C situé sur la ligne de résistance intrinsèque de ce matériau (ligne SP). La structure de la roche passe par les mêmes étapes successives que dans le cas de la consolidation isotrope.

Par contre si l'essai triaxial est fait avec une valeur petite de σ_3 , comme dans le cas de la figure 12, les résultats sont très différents : la roche se brise de manière fragile, le long d'un ou plusieurs plans de fracture, sans dégradation préalable généralisée. L'effondrement de la structure s'observe seulement dans une bande étroite, à proximité de ces plans, il n'est pas généralisé à l'ensemble du volume.

L'ensemble de ces comportements est donc schématisé à la partie supérieure de la figure 10. L'espace des contraintes est divisé en trois zones A, B, C, limitées par quatre lignes et une ligne de transition. Dans la zone A le comportement est celui d'une roche élastique, dans la zone B le matériau est en cours d'effondrement et dans la zone C la roche est complètement pulvérisée, le comportement correspond à celui d'un sol granulaire. La ligne CC qui sépare les zones A et B montre le début de l'effondrement; la ligne FC qui sépare les zones B et C en indique la fin.

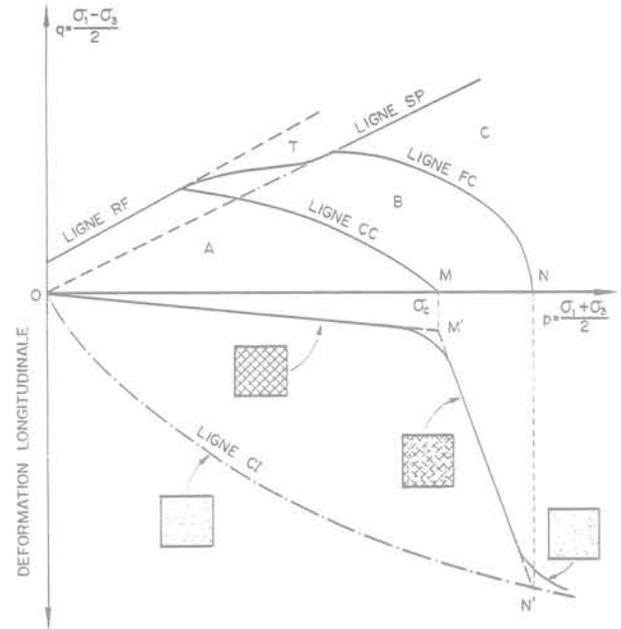


Fig. 10 Essai triaxial isotrope. La ligne CI est la courbe de consolidation isotrope du matériau préalablement pulvérisé

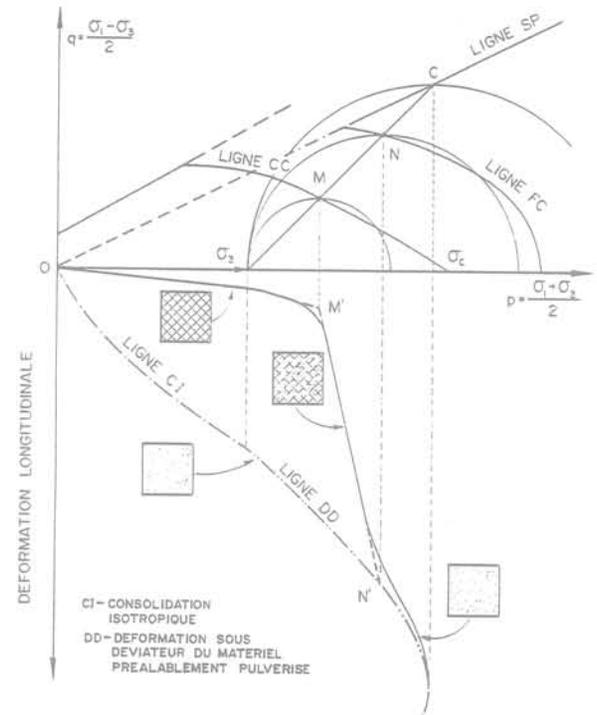


Fig. 11 Essai triaxial avec déviateur, sous forte pression latérale. CI est la courbe de consolidation isotrope et DD la courbe de déformation sous déviateur du matériel préalablement pulvérisé

La courbe intrinsèque présente une première partie rectiligne RF. Quand le cercle de Mohr atteint cette ligne, la roche présente une rupture fragile. Pour des contraintes importantes, cette ligne RF se transforme en SP, prolongement de la droite intrinsèque d'un matériau granulaire; entre les deux il y a une courbe T de transition, qui est généralement mal définie par les essais parce que la fracture a lieu dans des conditions hybrides, dans un matériau dont la structure souffre d'une dégradation partielle.

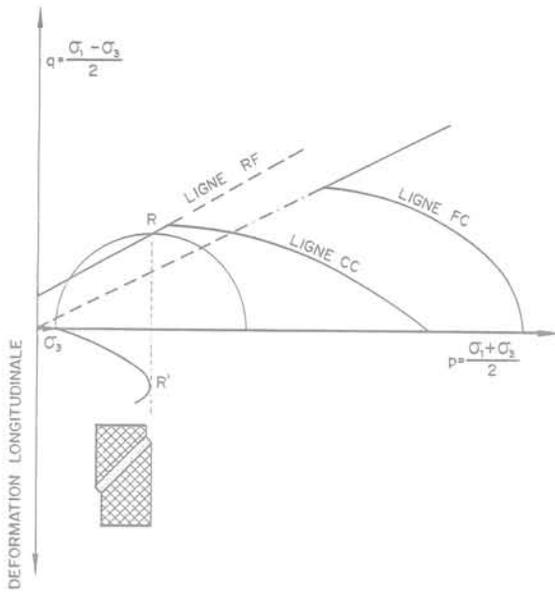


Fig. 12 Essai triaxial avec déviateur, sous faible pression latérale

Structure vacuolaire uniforme



Structure réticulaire équivalente

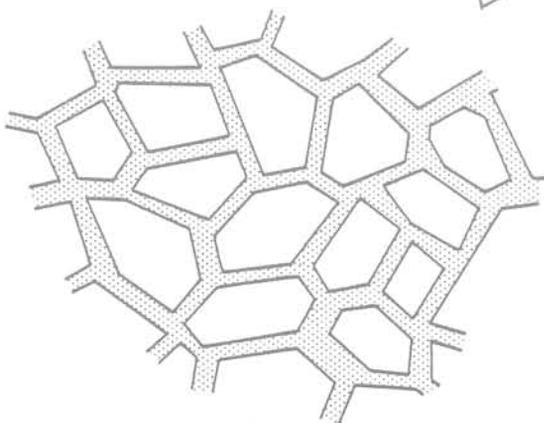


Fig. 13 Structure vacuolaire uniforme et structure réticulaire équivalente

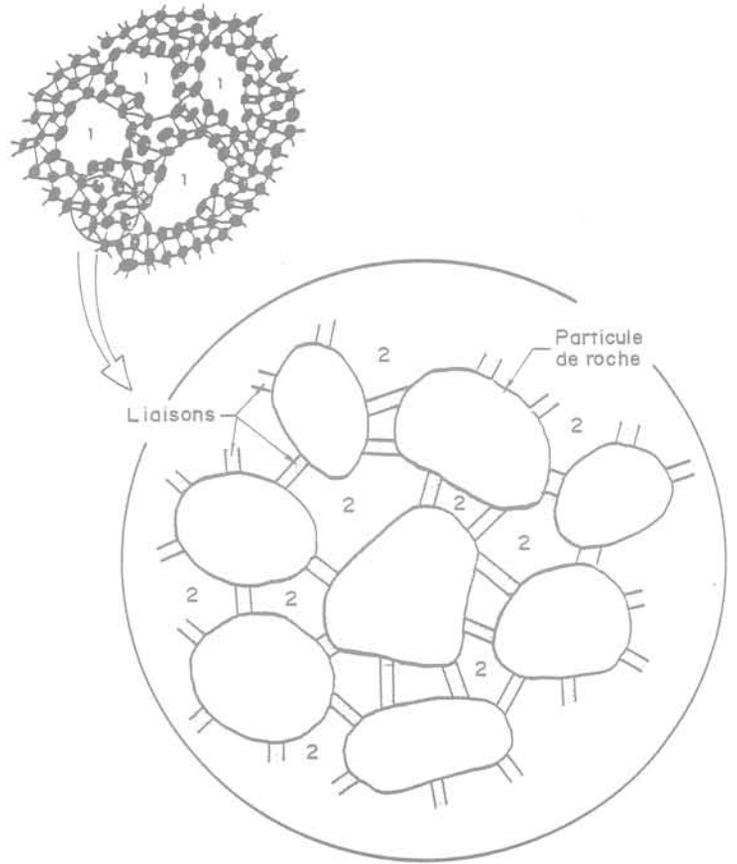


Fig. 14 Structure vacuolaire avec liaisons. Noter les deux échelles : 1 grands vides, 2 petits vides

3 Interprétation théorique

Afin d'interpréter théoriquement les comportements observés, il faut inévitablement schématiser les structures réelles qui sont trop complexes. Une structure vacuolaire uniforme peut être schématisée de la façon indiquée sur la figure 13. Le matériau qui englobe les vides peut être assimilé à un nid d'abeilles irrégulier, dans lequel le matériau solide forme une sorte de structure réticulaire. Il y a quelquefois de grands vides dans cette structure uniforme. S'il s'agit de particules indépendantes, unies par des liaisons plus ou moins longues, la structure peut être assimilée au schéma de la figure 14 qui comporte aussi des grands vides et des petits.

La théorie exposée ci-dessous représente au moins de manière qualitative les comportements obtenus expérimentalement. Elle s'applique à une structure avec des vides de taille uniforme et comporte les hypothèses suivantes :

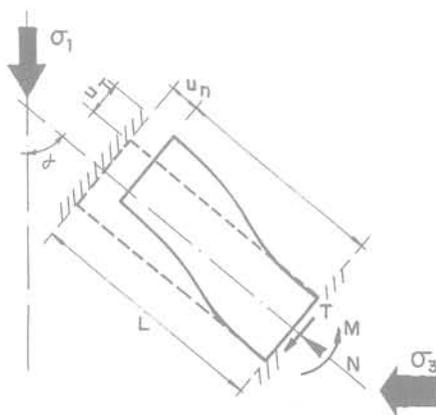
- le sol s'effondre quand les liaisons sont détruites;
- la roche intacte est élastique jusqu'à l'effondrement, avec un module élastique E et un coefficient de Poisson μ ;
- les liaisons ont les dimensions moyennes suivantes : largeur l , longueur L ;
- si la roche intacte est soumise à des contraintes principales σ_1, σ_3 et si les déformations sont $\varepsilon_1, \varepsilon_3$, chacune des extrémités des liaisons se déforme de $K\varepsilon_1, K\varepsilon_3$, le coefficient K représentant la rigidité relative des particules et des liaisons, sans rotation relative des nœuds;
- Les liaisons sont constituées d'un matériau rocheux de module E_m dont les résistances à la compression et la traction simples sont σ_c et σ_T .

Les déplacements et les contraintes dépendent de l'orientation de chaque liaison par rapport aux contraintes principales (fig. 15). Avec les hypothèses de base ci-dessus, on détermine la direction des liaisons qui se fracturent les premières. Les relations entre les contraintes principales pour arriver à cette rupture sont indiquées sur le diagramme p, q de la figure 16. Deux lignes marquent le début de la rupture, l'une correspond à la rupture des liaisons par traction, l'autre par compression. Ces deux lignes correspondent respectivement à la rupture fragile et à l'effondrement. L'effondrement est par conséquent produit par une rupture des liaisons en compression.

Jusqu'à maintenant, les vides entre les particules ont été supposés de dimension uniforme. S'il y a de grands vides, la rupture se produit plus tôt par l'effet des concentrations de contraintes sur leurs bords. Dans ce cas, l'analyse théorique en supposant les vides elliptiques (fig. 17) montre qu'il y a encore deux lignes qui limitent la rupture, la ligne RF par traction, et la ligne CC par compression, déterminées par les résistances à la traction et à la compression de la structure avec de petits vides étudiée au préalable (fig. 16).

D'après ces approches théoriques, les lignes qui définissent la rupture fragile et l'effondrement sont deux droites. Ces lois correspondent assez bien aux résultats expérimentaux. Comme la nature ne permet guère de points anguleux, les deux droites sont raccordées par une courbe conformément aux essais.

La ligne qui marque la fin de l'effondrement (ligne FC) reste mal définie d'après les essais de laboratoire ou *in situ* puisque la transition vers un sol pulvérulent est progressive. De même les modèles mathématiques que l'on peut adapter sont douteux. Les théories de Cambridge sur les sols granulaires permettent de retrouver ces lignes sur un diagramme de Mohr, mais les hypothèses sont variées. Si on suppose que la trajectoire des déformations suit la loi de la normalité, ces lignes sont elliptiques, avec une tangente verticale sur l'axe p et une tangente horizontale au raccordement avec la ligne de rupture finale.



$$u_n = KL (\epsilon_1 \cos^2 \alpha + \epsilon_3 \sin^2 \alpha)$$

$$u_T = KL (1 + \mu) (\epsilon_1 - \epsilon_3)$$

$$N = U_n \frac{SE}{L}$$

$$T = \frac{12EI}{L^3} U_T$$

$$M = \frac{GEI}{L^2} U_T$$

Fig. 15 Déplacements et efforts sur les liaisons

4 Résultats géotechniques

Les résultats obtenus sur les roches de fondation des barrages de Los Campitos et Ariñez, pour lesquels les études et expérimentations ont été les plus complètes, sont présentés de manière à mettre en évidence les lignes de rupture fragile et d'effondrement. Sur le premier site (fig. 18) la ligne d'effondrement par compression peut être assimilée à une droite faisant avec l'axe p un angle d'environ 20° alors que la ligne de rupture fragile fait un angle de l'ordre de 30°. Pour l'agglomérat d'Ariñez (fig. 19) l'angle de la ligne CC est de l'ordre de 45°. Cela veut dire que l'effondrement a lieu quand la contrainte principale majeure atteint une valeur constante égale à σ_c . Cette valeur varie entre 2,7 et 3,5 MPa. Dans les deux cas on remarque dans les essais de laboratoire que la direction principale d'effondrement est parallèle à la contrainte principale majeure avec des déformations très petites dans la direction perpendiculaire. Ce fait met en évidence que les liaisons qui se fracturent en premier lieu sont probablement celles dont la direction est parallèle à la contrainte majeure.

La figure 20 rassemble les résultats des essais d'effondrement en *compression isotrope*, en fonction de la densité sèche du matériau. Ils s'ordonnent très clairement : pour les densités de l'ordre de 0,5 t/m³, les résistances à la compression isotrope sont très faibles, de l'ordre de 3 kg/cm²; pour des densités de l'ordre de 1,6 t/m³, elles s'élèvent à 45 kg/cm² (respectivement 0,3 et 4,5 MPa).

Pour la résistance en *compression simple* (fig. 21) la corrélation est moins évidente; néanmoins, on constate aussi un accroissement net avec la densité jusqu'à 1,2 t/m³; pour des densités supérieures, les résultats sont plus erratiques et varient entre 10 et 50 kg/cm² (1 et 5 MPa).

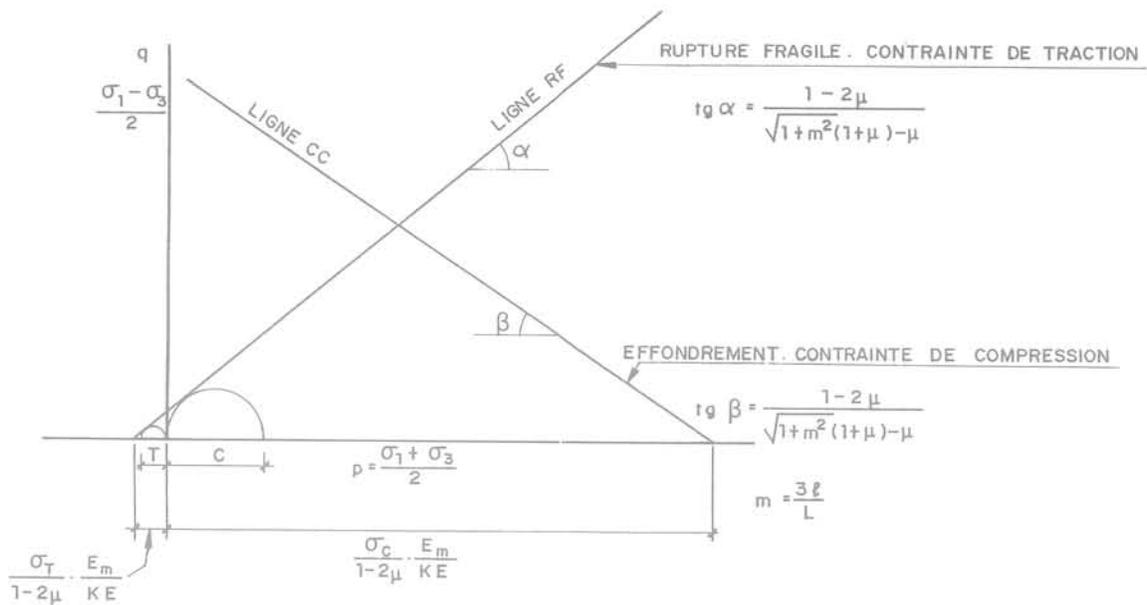
La figure 22 présente les *modules de déformation* obtenus dans les essais de laboratoire. Les zones hachurées se rapportent aux essais triaxiaux avec déviateur, et les limites marquées par des flèches aux résultats obtenus dans les essais de compression isotrope avant l'effondrement. Ils varient entre 1 000 et 8 000 kg/cm² (100 et 800 MPa).

On a effectué aussi des essais à la plaque sur une surface de 1 x 1 m², dont les résultats sont indiqués sur la figure 23. On observe clairement l'influence de la densité. On constate aussi que les modules de déformation *in situ* sont très supérieurs à ceux obtenus en laboratoire sur de petites éprouvettes. Avant l'effondrement, le module de déformation varie entre 9 000 et 30 000 kg/cm² (900 et 3 000 MPa). Le comportement est donc celui d'une véritable roche.

5 Application aux ouvrages, Interaction ouvrage-roche

Plutôt que d'analyser le comportement de ces roches en relation avec différents types d'ouvrages de génie civil, on se bornera à étudier le cas des fondations de type superficiel : soit par exemple le cas d'une semelle rigide sur la surface de ce terrain. Deux points intéressants méritent d'être étudiés, d'une part la pression de contact qui provoque le début de l'effondrement généralisé, d'autre part les tassements prévisibles dans le cas où cette pression est dépassée.

La figure 24 montre les conditions dans lesquelles la roche commence à s'effondrer. Avant d'arriver à la pression critique, la distribution des contraintes entre



- ℓ = LARGEUR MOYENNE DES LIAISONS
- L = LONGUEUR MOYENNE DES LIAISONS
- E = MODULE D'ELASTICITE DE LA ROCHE INTACTE
- μ = COEFFICIENT DE POISSON DE LA ROCHE INTACTE
- E_m = MODULE D'ELASTICITE DES LIAISONS
- K = COEFFICIENT

- σ_C = RESISTANCE A LA COMPRESSION DES LIAISONS
- σ_T = RESISTANCE A LA TRACTION DES LIAISONS

Fig. 16 Structure réticulaire avec liaisons

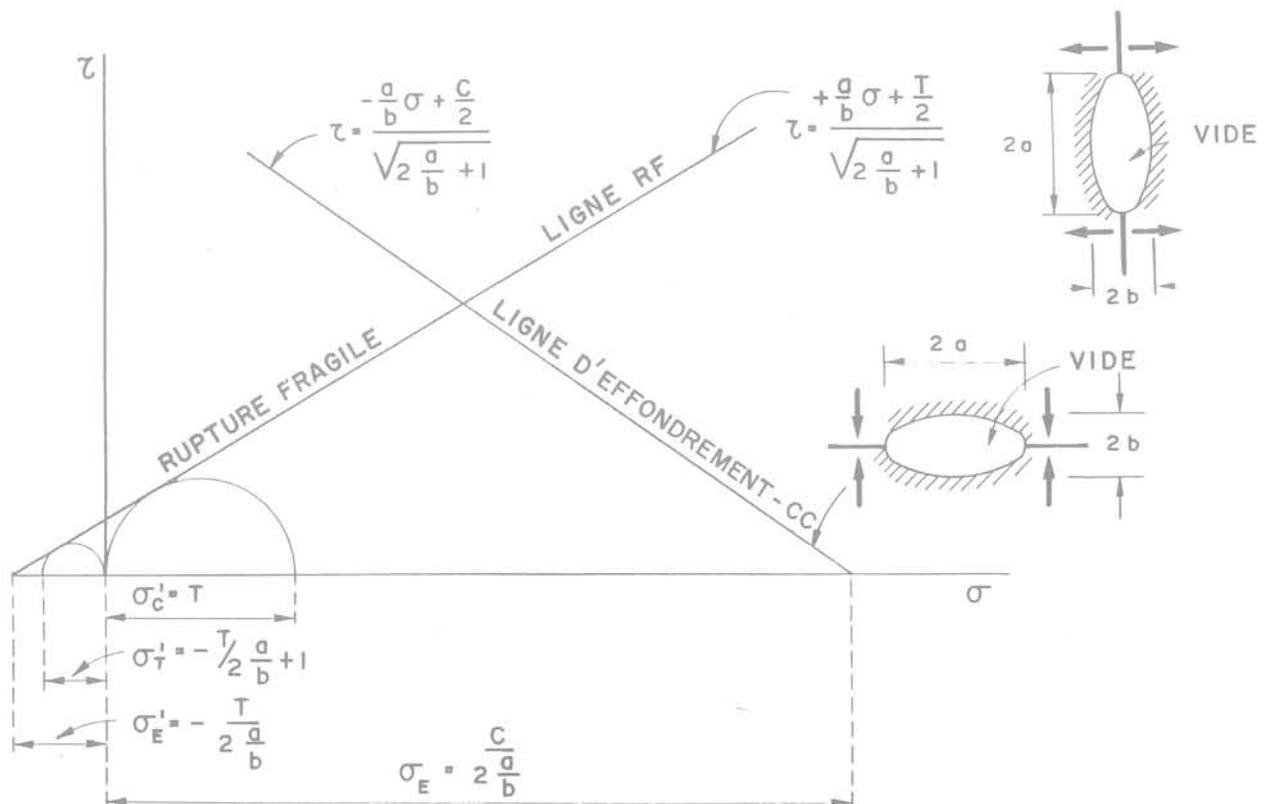


Fig. 17 Structure vacuolaire à grands vides elliptiques

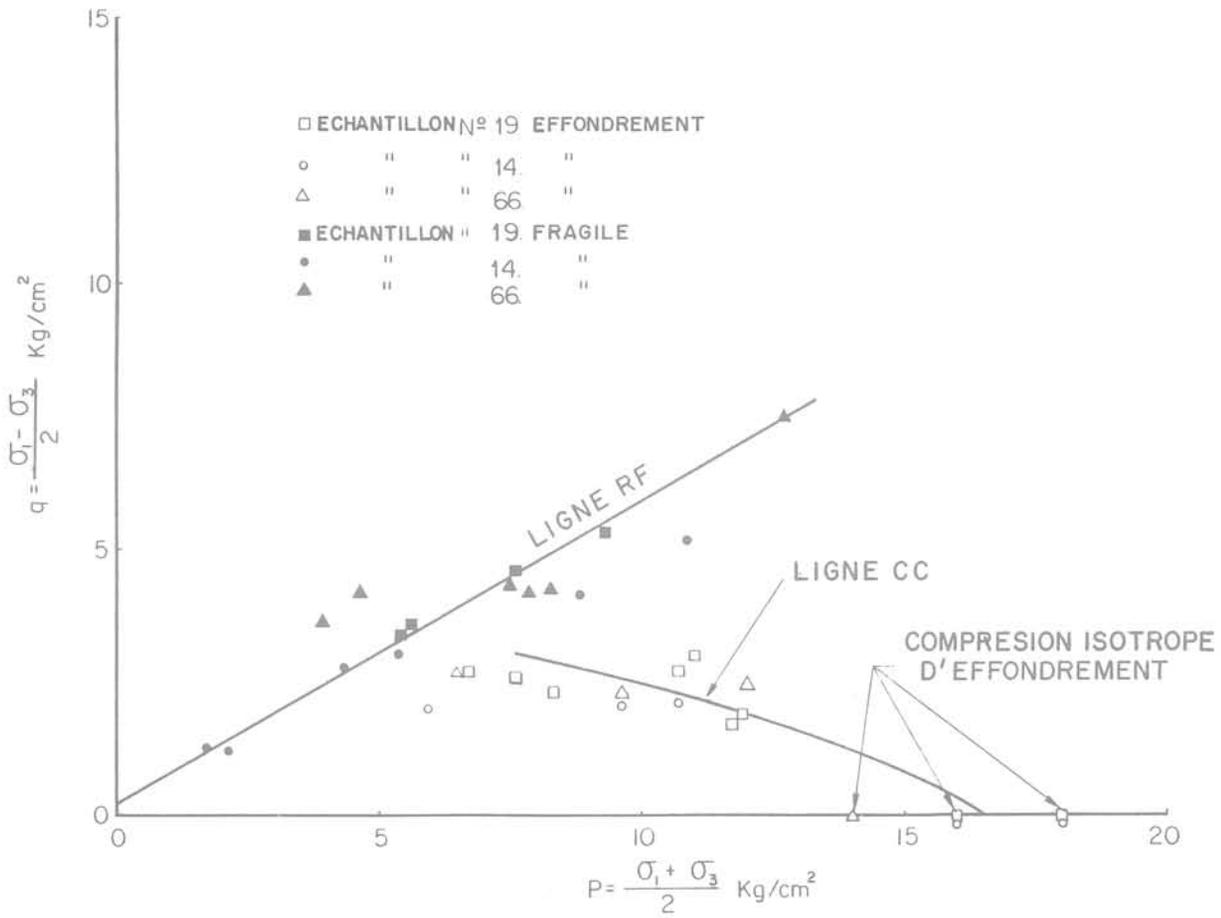


Fig. 18 Résultats des essais sur le site du barrage « Los Campitos »

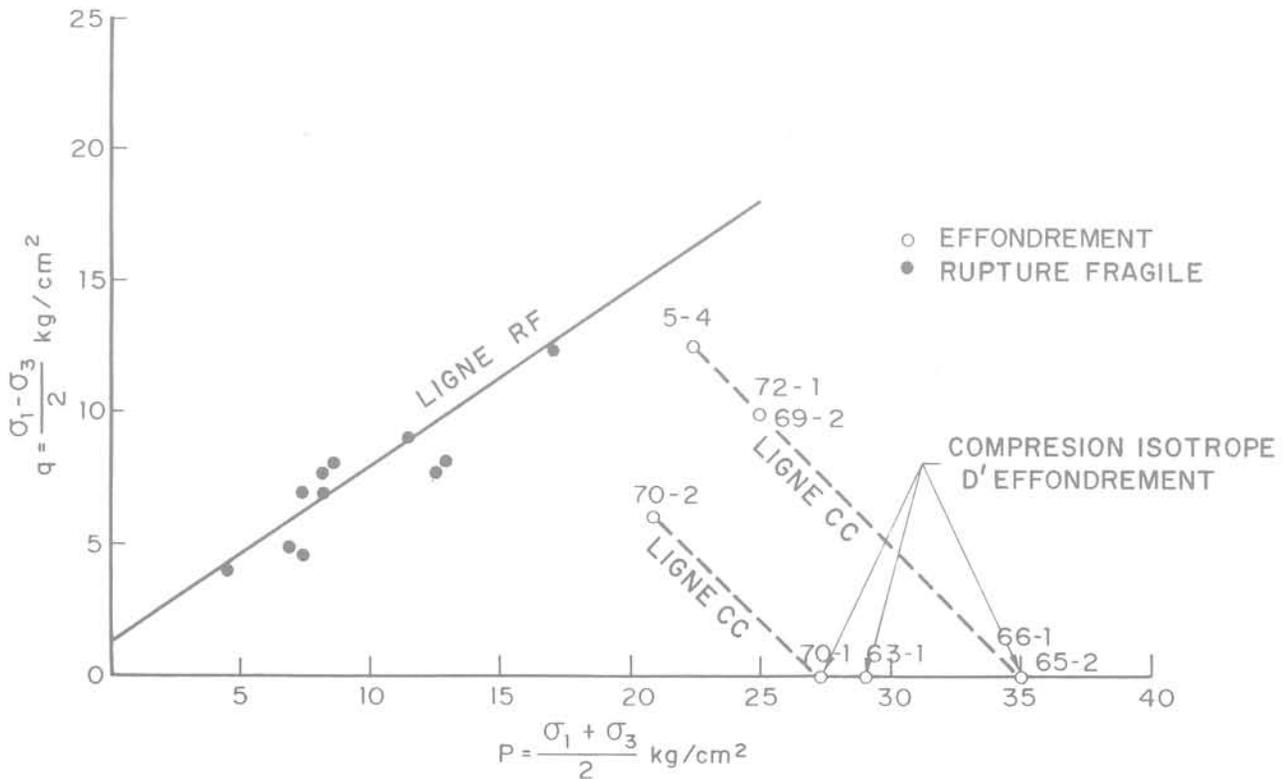


Fig. 19 Résultats des essais sur le site du barrage « Arinez »

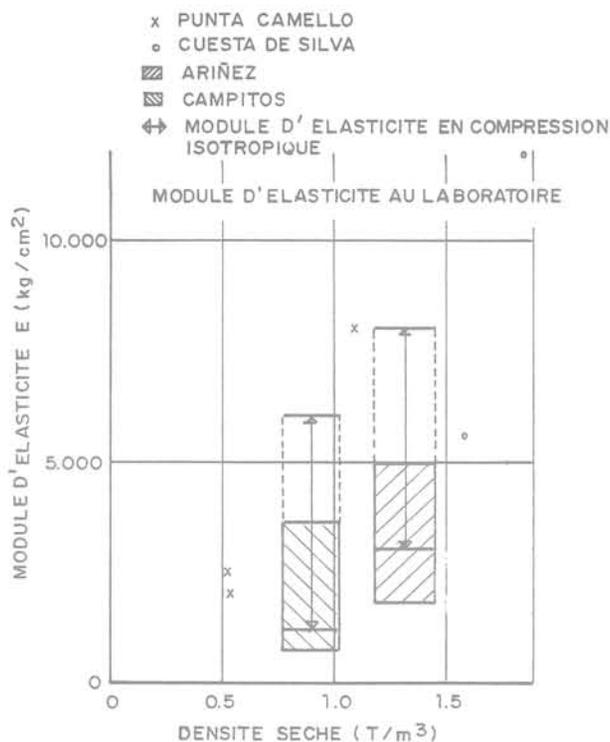


Fig. 22 Ensemble des résultats d'essais sur les quatre sites, module d'élasticité au laboratoire en fonction de la densité

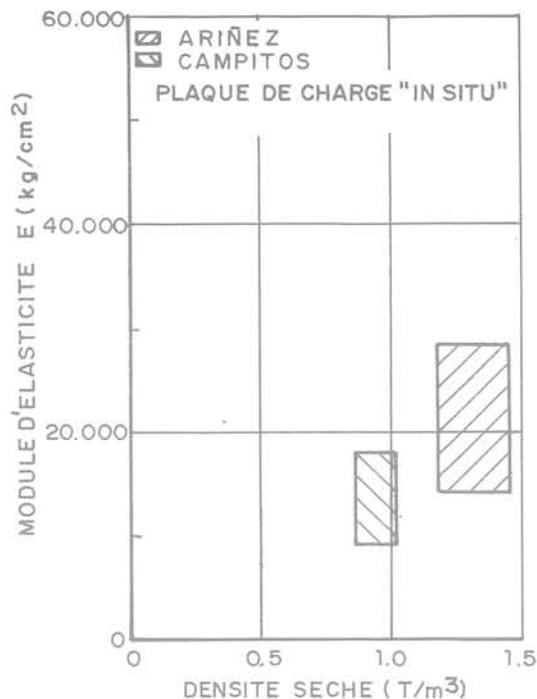


Fig. 23 Ensemble des résultats d'essais sur deux sites, module d'élasticité à la plaque de charge en fonction de la densité

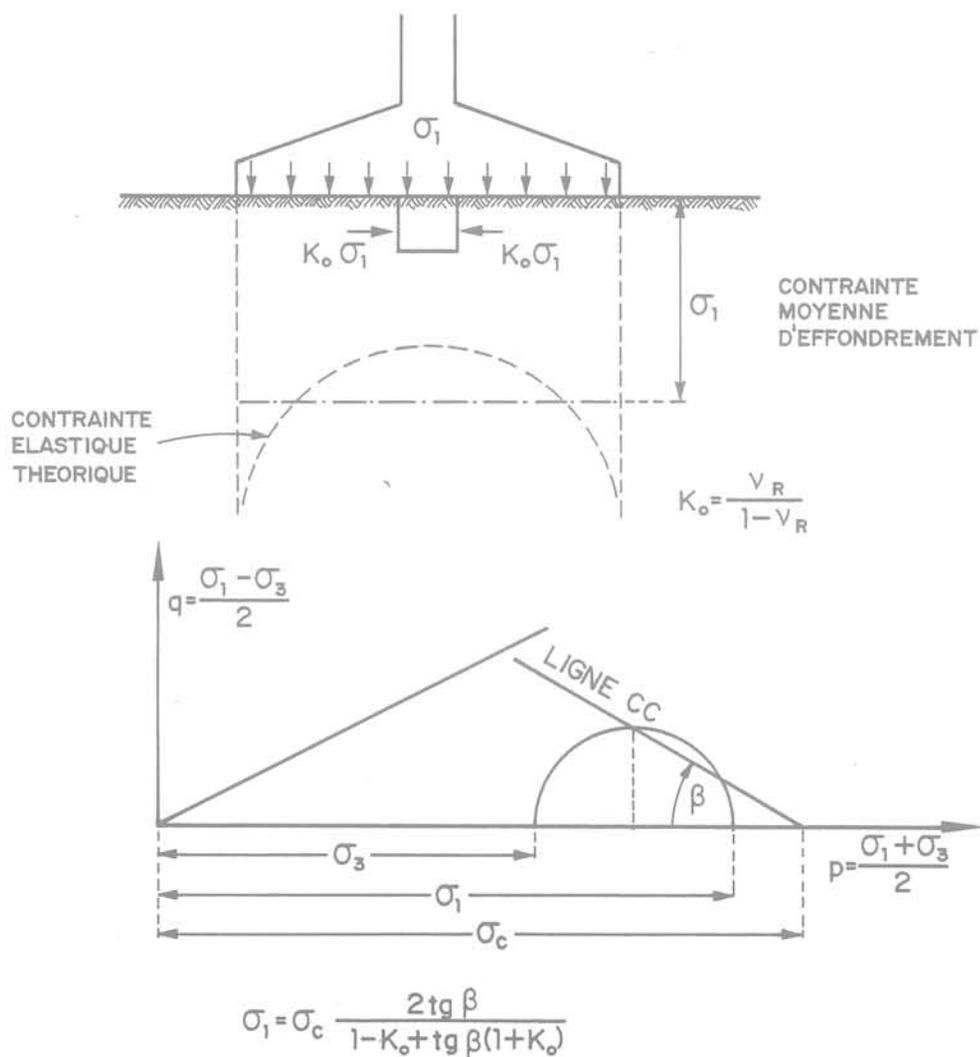
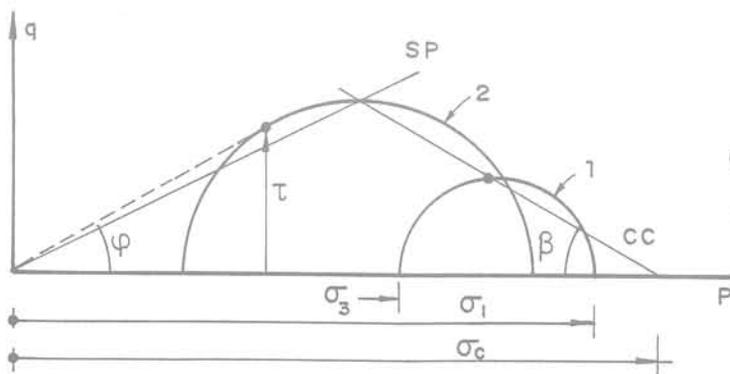
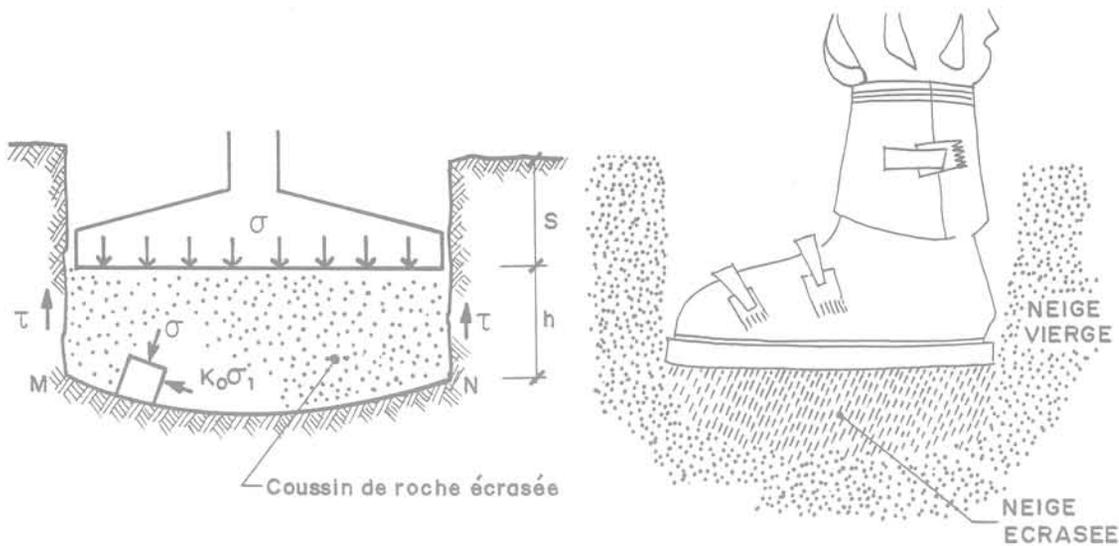


Fig. 24 Contrainte d'effondrement sous une semelle rigide



$$\sigma_3 = K_0 \sigma_1$$

$$K_0 = \frac{v_s}{1 - v_s}$$

$$\tau = \sigma_c \frac{\text{tg } \beta \text{ tg } \varphi \sqrt{1 - \text{tg}^2 \varphi}}{\text{tg } \beta + \text{tg } \varphi}$$

$$h = (\sigma - \sigma_1) \frac{A}{P \tau}$$

A = Surface de la semelle

P = Périmètre de la semelle

Fig. 25 Tassement d'une semelle rigide et analogie avec l'enfoncement de la chaussure du skieur dans la neige vierge

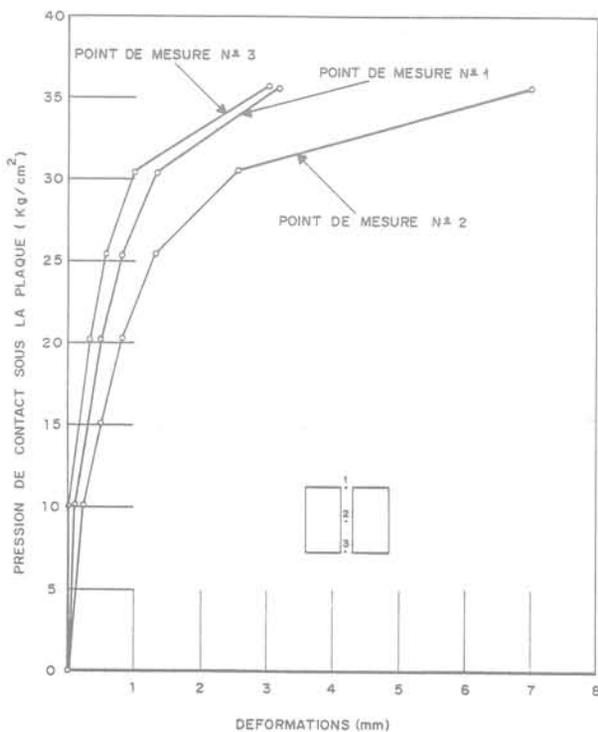


Fig. 26 Essai de chargement in situ avec une plaque de 1 mètre carré au barrage de « Los Campitos »

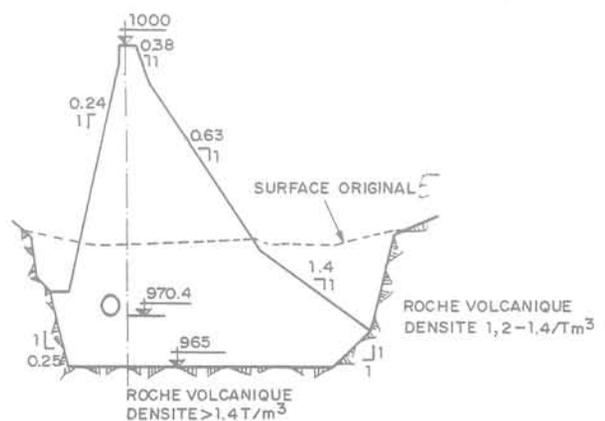


Fig. 27 Coupe transversale schématique du barrage « Arinez » montrant l'importance des fouilles en déblai pour atteindre une roche de densité supérieure à 1,4 t/m³



Fig. 28 Photographie du barrage «Arinez» : la fouille et l'élargissement de la section en rive droite sont bien visibles

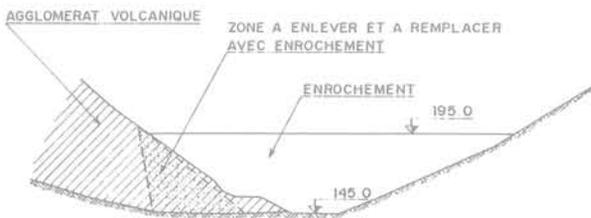


Fig. 29 Coupe longitudinale schématique du barrage «Los Campitos» montrant le déblai remplacé par l'enrochement



Fig. 30 Barrage «Los Campitos», photographie de la fouille dans l'agglomérat de la rive droite



Fig. 31 Viaduc de Costa de Silva

degré d'effondrement de l'agglomérat. Théoriquement, on pourrait admettre des contraintes supérieures à celles qui provoquent l'effondrement sous la semelle, tant que les tassements finaux restent dans la limite des tassements admissibles pour les structures à construire. Ceci peut être le cas d'ouvrages peu importants.

Par contre pour des ouvrages exigeant un haut niveau de sécurité, il faut se situer du côté de la sécurité par rapport au phénomène d'effondrement. Si celui-ci se produit lors des étapes finales de la construction, quand les contraintes sur le terrain sont importantes, les tassements peuvent affecter l'ensemble de l'ouvrage et produire, suivant le type de barrage, soit des fissures dans le couronnement des barrages en terre, soit des mouvements entre les plots des barrages poids. Par conséquent les critères appliqués jusqu'à maintenant sont du côté de la sécurité, et on tend à spécifier que la pression maximale du barrage sur un agglomérat susceptible d'effondrement doit être inférieure, avec un coefficient de sécurité de 5, à celle qui provoquerait le début de l'effondrement.

C'est le cas pour le barrage d'Ariñez, sur son appui rive droite. Il s'agit d'un barrage à contreforts, dont la partie centrale et la culée gauche sont fondées sur des formations volcaniques typiques de l'île de Grande Canarie, appelée « Roque Nublo ». Mais dans l'appui droit, il y a des agglomérats effondrables qui ont fait l'objet d'essais exhaustifs (et dont les résultats ont été exposés ci-dessus). Dans la partie haute de l'appui, la roche présente des densités faibles, de l'ordre de $1,2 \text{ t/m}^3$, qui augmentent progressivement avec la profondeur jusqu'à atteindre $1,6 \text{ t/m}^3$.

Les contraintes critiques d'effondrement varient entre 25 et 35 kg/cm^2 ($2,5$ et $3,5 \text{ MPa}$). Il a fallu spécifier que le versant devrait être excavé jusqu'à ce que la densité minimum de la roche d'appui dépasse $1,4$, et que la contrainte maximale exercée par le barrage ne dépasse pas 7 kg/cm^2 (d'après le critère déjà exposé).

Sur la figure 27, on remarque le profil adopté pour le barrage pour remplir cette condition (le barrage achevé sur la figure 28). On peut noter un accroissement de l'excavation dans l'appui rive droite pour satisfaire aux conditions indiquées. Cet ouvrage est probablement un record mondial par la densité de la roche de fondation d'un barrage ($1,4 \text{ kg/cm}^3$). Sa retenue est remplie et son comportement est normal.

Pour le barrage de Los Campitos (fig. 29) de hauteur 60 m , la décision a été différente. Sur l'appui rive droite où se trouvent les agglomérats susceptibles d'effondrement, les pressions exercées par l'ouvrage, bien qu'insuffisantes pour provoquer l'effondrement, ne laissent pas un coefficient de sécurité suffisant. C'est pourquoi une partie de l'appui a été excavée et remplacée par des enrochements (fig. 30). La retenue n'a pas pu être remplie à cause d'importantes fuites au large du barrage. Il n'est par conséquent pas possible pour le moment de juger le comportement global de l'ouvrage lui-même. Il ne devrait pas exister d'importants problèmes liés à l'effondrement du terrain.

La figure 31 montre le pont de Costa de Silva, fondé sur les agglomérats décrits antérieurement. Les piles sont fondées sur des puits de diamètre $1,5 \text{ m}$ et de profondeur environ 15 m , creusés à la main.

Enfin si l'épaisseur de roche effondrable est grande, une solution du problème pourrait consister à provoquer l'effondrement par impact avant de construire l'ouvrage. La consolidation dynamique (Ménard) serait une solution bien qu'il n'y ait aucune référence comparable.

Dans les excavations de talus pour les routes, aucun problème important n'a été signalé. La roche est facile à excaver et les contraintes dans les talus ne sont pas suffisamment élevées pour provoquer l'effondrement.

Remerciements :

L'auteur exprime ses remerciements au professeur J.A. Jimenez Salas et au professeur A. Serrano Gonzalez pour leur collaboration et pour l'autorisation de publier ces résultats.

suppression des perturbations dues à l'effet de membrane dans les mesures de variations de volume au cours de l'essai triaxial

par

P. Habib et M. P. Luong

Laboratoire de Mécanique des Solides
(E. P., E. N. P. C., E. N. S. M.) associé au C. N. R. S.

La publication récente de trois articles par Baldi et Nova (1981), par Molenkamp et Luger (1981) et par Ramana et Raju (1981) sur les perturbations apportées par la pénétration de la gaine dans les interstices d'un échantillon de sable au cours des mesures de variations de volume lors d'un essai triaxial rappelle l'importance de ce phénomène souvent négligé et la nécessité de le corriger. Cette cause d'erreur, illustrée par la figure 1, est probablement peu importante lorsque la pression latérale reste constante au cours de l'essai; son effet est maximal lorsque la pression latérale varie fortement. Pour certain trajet de chargement, la variation de volume correspondante peut être alors suffisamment importante pour perturber complètement les mesures. On peut en effet évaluer la variation de volume due à la pénétration de la gaine d'un échantillon standard de 35 mm de diamètre à près d'un centimètre cube, c'est-à-dire à peu près 1 %. Cette valeur dépend évidemment de la granulométrie du sable, de l'épaisseur de la gaine et de la variation de la pression latérale en cours d'essai.

Différents chercheurs, dont les auteurs de cette note, ont tenté diverses méthodes d'évaluation de cette perturbation et proposé des étalonnages pour corriger les valeurs expérimentales; mais ceci est particulièrement délicat, car cette perturbation est fortement non linéaire : la contraction apparente de l'échantillon due à la pénétration de la gaine est asymptotique à une constante et à partir d'une certaine valeur de la pression latérale l'augmentation de cette perturbation devient négligeable.

Lorsque les essais demandent une très grande précision, par exemple parce qu'on cherche à définir l'état caractéristique du sable c'est-à-dire l'instant où les variations de volume s'annulent, ou lorsqu'on cherche à estimer le coefficient de Poisson pour des déviateurs de contraintes petits et de signe différent, il est bien préférable de supprimer la pénétration de la membrane plutôt que de la corriger. Pour cela, nous avons utilisé le montage expérimental de la figure 2 où une double membrane est placée dans le sable; la

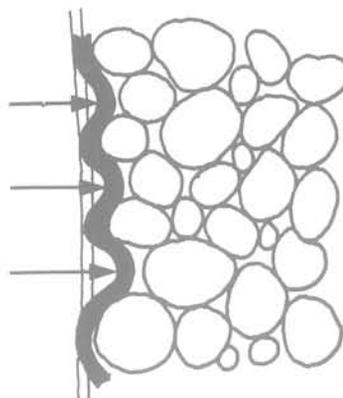


Fig. 1 Pénétration de la gaine

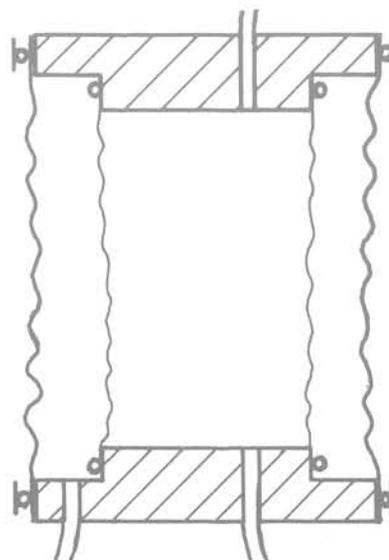


Fig. 2 Dispositif à double membrane

première isole un échantillon intérieur, saturé par le moyen classique du balayage au CO² suivi d'une percolation d'eau bouillie. Cet échantillon est compris dans une éprouvette plus grosse limitée par une gaine extérieure sur laquelle s'exerce la pression d'huile de l'enceinte triaxiale. Cette gaine pénètre plus ou moins dans le sable. L'espace entre les deux gaines est rempli de sable sec ou saturé; la gaine intérieure forme une coupure du massif et n'intervient plus dans la mesure des variations de volume, puisqu'elle est en équipression. En cours d'essai, on mesure uniquement les variations de volume de l'échantillon intérieur par les moyens classiques et on néglige celles de l'échantillon extérieur entachées des erreurs de pénétration de gaine. On remarquera qu'il n'est pas essentiel que la forme de l'échantillon intérieur soit parfaitement cylindrique. Il faut simplement que la densité de l'ensemble de l'échantillon soit constante (fig. 3). Il en résulte une mise en place particulièrement simple. L'échantillon intérieur est mis en place dans sa gaine avec son circuit de saturation; un vide modéré lui donne une cohésion apparente permettant de le placer dans un moule où l'on complète le remplissage externe. On relâche le vide de l'échantillon intérieur et on vibre l'éprouvette entière pour lui donner une compacité constante. On installe le vide dans l'ensemble de l'éprouvette. On la place dans l'enceinte triaxiale que l'on met en pression. On relâche le vide puis on sature l'échantillon intérieur; l'essai peut alors commencer. La figure 4 indique les variations de volume ainsi obtenues au cours d'un essai de compressibilité pure ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$); la figure 5 indique les variations de volume dans de petits trajets de chargement radiaux avec inversion du déviateur des contraintes.

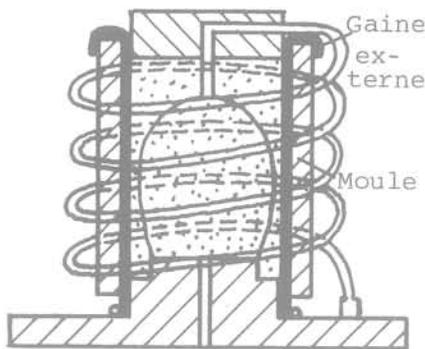


Fig. 3 Montage de l'échantillon

Références bibliographiques

BALDI G. and NOVA R., (1981), *Membrane penetration Effects in Triaxial Testing*. ISMES Publication. N° 146. BERGAMO.

MOLENKAMP F. and LUGER H.J., (1981), *Modelling and minimization of membrane penetration effects in tests on granular soils*, Géotechnique 31, n° 4, Déc. 1981.

RAMANA K.V. and RAJU V.S., (1981), *Constant-Volume Triaxial Tests to study the Effects of Membrane Penetration*, A. S. T. M. Geotechnical Testing Journal, vol. 4, n° 3, Sept. 1981.

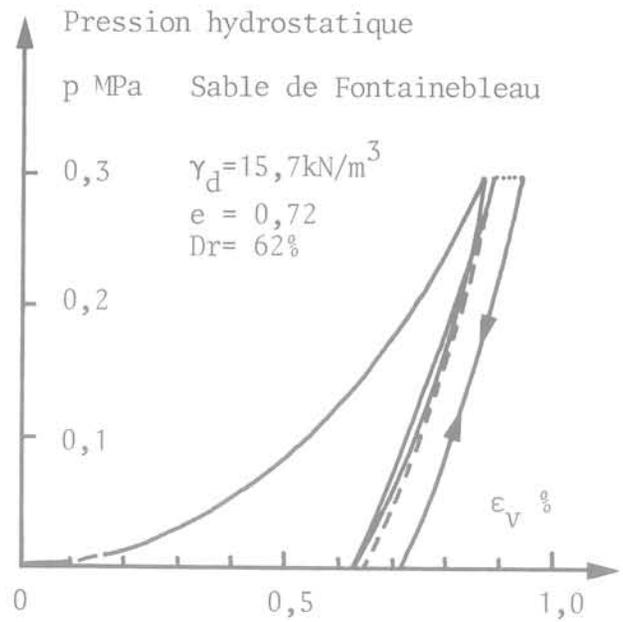


Fig. 4 Essai de compressibilité

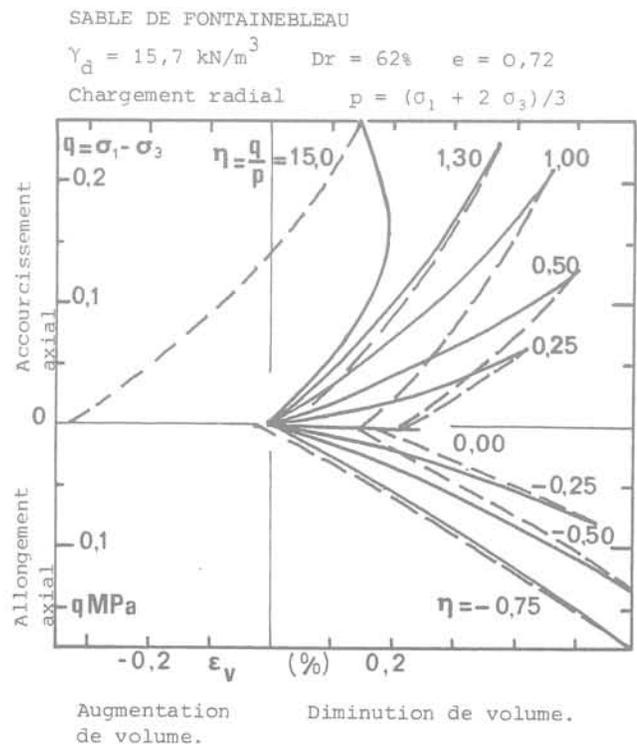


Fig. 5 Trajets de chargements radiaux

INFORMATIONS

Jean Mandel (1907-1982)

Jean Mandel, Ingénieur Général des Mines, est décédé accidentellement le 19 juillet 1982. Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, puis Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris et à l'Ecole Polytechnique, il a consacré l'essentiel de son activité scientifique à la mécanique des solides, la plasticité, la rupture. A ce titre, ses apports à la mécanique des sols et à la mécanique des roches ont été très importants et il avait été de 1967 à 1970 Président du Comité Français de Mécanique des Roches. Ses contributions scientifiques dans le domaine des sciences de la terre ont porté sur la théorie de la consolidation, sur la circulation de l'eau dans les milieux poreux, sur les équilibres plastiques lorsque la courbe intrinsèque est quelconque, le corps de Coulomb n'étant qu'un cas particulier. Des travaux originaux sur l'équilibre limite des fondations, sur la stabilité des cavités souterraines, sur les méthodes de calcul en viscoélasticité et en viscoplasticité ou sur les techniques de similitude ont ouvert la voie à des applications importantes. En 1961, il créa à l'Ecole Polytechnique le Laboratoire de Mécanique des Solides, devenu depuis laboratoire commun à l'ENSM de Paris et l'ENPC et laboratoire associé au CNRS ; dans ce cadre interdisciplinaire, des travaux de recherches fondamentales ou des recherches appliquées en mécanique des sols ou en mécanique des roches y ont été menés sous sa direction. Il était membre du Comité de Rédaction de la Revue Française de Géotechnique et sa disparition en pleine activité intellectuelle est pour tous une perte sensible.

Colloque Etanchéité

Paris, 22-24 février 1983

Ce colloque portera sur l'étanchéité superficielle (géomembranes et traitements des sols) des bassins, barrages et canaux.

Les comptes-rendus des communications seront disponibles dès janvier 1983.

Renseignements :

D. Loudière
CEMAGREF
BP 121
92164 Antony Cedex (France)
Tél. : 666 21 07

Colloque International du CNRS :

Critères de rupture des matériaux à structure interne orientée

Grenoble, 20-24 juin 1983

Domaine :

Le Colloque est spécialisé dans l'étude des critères de rupture des matériaux présentant une structure interne orientée initiale ou induite par déformation. Il étudiera plus particulièrement le passage de l'échelle microscopique à l'échelle macroscopique, ainsi que l'évolution des conditions de rupture due aux déformations permanentes, à l'écrouissage anisotrope, la fissuration orientée, l'endommagement anisotrope, etc. Le Colloque devrait aider à développer et améliorer les formulations mathématiques des critères de rupture, en liaison avec la structure interne orientée, ainsi que des techniques expérimentales nouvelles pour la mesure objective des résistances directionnelles. Un des objectifs visés est le développement d'une approche théorique et expérimentale unifiée des critères de rupture pour les matériaux à structure interne orientée.

Thèmes :

Les communications traiteront des aspects théoriques, expérimentaux et appliqués des différents matériaux à structure interne orientée : métaux, alliages, composites, sols, roches, sable, bois, tissus biologiques, matériaux poreux, etc. Les thèmes spécifiques sont : formulation des critères de rupture anisotropes en contraintes multiaxiales ; prise en compte et prévision des différents modes de rupture suivant l'orientation des sollicitations par rapport au matériau ; passage de l'anisotropie à l'échelle microscopique (due à la structure interne orientée, la fissuration et l'endommagement orientés) à l'anisotropie du critère macroscopique ; évaluation expérimentale des critères anisotropes en contraintes multiaxiales, en relation avec la structure interne orientée et son évolution au cours des déformations irréversibles ; interprétation correcte des essais « hors-axe » jusqu'à l'endommagement et la rupture ; influence du chemin de chargement ; homogénéisation du matériau à structure interne orientée ; tests sur modèles ; matériaux à structure orientée dans la Science de l'Ingénieur.

Participation :

Le nombre des communications est limité à une cinquantaine. La participation au Colloque a lieu sur invitation. Les propositions de communications, accompagnées d'un résumé d'environ 800 à 1000 mots, doivent être envoyées *avant le 15 décembre 1982*. Les acceptations finales et les lettres d'invitation seront envoyées fin janvier 1983. Les spécialistes peuvent participer au Colloque en qualité d'auditeur.

J.P. Boehler
Institut de Mécanique (IMG)
BP 53 X
38041 Grenoble Cedex (France)