# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Avec la participation des Comités français de:

- Mécanique des Sols.
- Mécanique des Roches.
- Géologie de l'Ingénieur.

Directeur de la Publication : P. HABIB
Directeur du Comité de Rédaction : P. LONDE
Comité de Rédaction : E. ABSI G. CHAMPETIER de RIBES J. GOGUEL M. HAFFEN J. KERISEL G. L'HERITEAU J. MANDEL A. MAYER M. PANET E. TINCELIN J. VERDIER

# ÉDITORIAL

P. HABIB et P. LONDE, Directeur de la Publication et Directeur du Comité de Rédaction, ont clairement indiqué, dans le premier numéro, le but de la « Revue Française de Géotechnique » : rassembler « l'approche du naturaliste et celle des mécaniciens », sans faire perdre la personnalité propre des différentes sciences appliquées de la terre.

Le deuxième numéro s'inspire du même esprit, il groupe des études devant intéresser tous les spécialistes de la Mécanique des Sols, la Mécanique des Roches et la Géologie de l'Ingénieur, ou plus particulièrement les uns ou les autres d'entre eux.

Au nom du Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations, j'exprime notre satisfaction de voir se réaliser notre souhait déjà ancien. Cette réalisation doit être féconde pour tous, elle ne peut que faciliter la diffusion en langue française de nos propres travaux et recherches et de ceux de nos collègues étrangers. La Revue est encore trop jeune pour que ce numéro permette déjà la discussion et les échanges de vues, qui trouveront leur place dans les prochains numéros. Pour sa part, le Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations y veillera, de même qu'il apportera son concours, dans la mesure de ses possibilités, à ceux qui se dévouent pour la Revue et qu'il remercie de leurs efforts.

# G. L'HERITEAU,

Président du Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations



# loi rhéologique incrémentale pour les sols et application par la méthode des éléments finis

par

# Marc Boulon

Ingénieur E.C.P., Maître-Assistant à l'U.S.M.G.

# René Chambon

Ingénieur E.I.H., Assistant à l'U.S.M.G.

# Félix Darve

Ingénieur E.C.P., Assistant à l'U.S.M.G.

#### LOI RHEOLOGIQUE INCREMENTALE POUR LES SOLS ET APPLICATIONS PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Une loi rhéologique complète, valable pour les milieux granulaires et des applications à des problèmes classiques de mécanique des sols, est présentée.

Cette loi a trait aux matériaux non visqueux. Elle regroupe toutes les descriptions partielles connues des sols et rend compte des charges comme des décharges. Elle est écrite sous forme incrémentale. Ainsi, le comportement du milieu dépend de son histoire. La détermination expérimentale des paramètres représentatifs du matériau est réalisée à partir d'une famille d'essais triaxiaux classiques (en compression et en extension).

Dans un premier temps, on compare les résultats d'intégration de cette loi, sur une vaste gamme de chemins de sollicitation homogènes, avec les mesures correspondantes. Pour cela, on a utilisé des essais réalisés sur des presses tridimensionnelles (appareils triaxiaux « vrais »). La coïncidence s'est avérée satisfaisante, même pour des chemins très différents des chemins triaxaux classiques ayant servi au calcul des paramètres.

Dans un second temps, cette loi est utilisée sous forme simplifiée, dans des programmes de calcul basés sur la méthode des éléments finis en déplacements. Dans le cas d'un matériau analogique bidimensionnel composé de petits rouleaux, les problèmes suivants sont traités :

- simulation d'un triaxial fretté ;
- enfoncement d'une fondation superficielle rigide et rugueuse ;
- mur de soutènement (poussée et butée).

#### INCREMENTAL RHEOLOGICAL LAW FOR SOILS AND APPLICATIONS BY THE FINITE ELEMENTS METHOD

A complete rheological law, valid for granular media and applications to conventional problems of soil mechanics, is presented.

This law relates to non-viscous materials. It takes in all the known partial descriptions of soils and accounts for both loads and lightenings. It is described in incremental form. Thus, the behaviour of the medium depends on its history. The experimental determination of the representative parameters of the material is effected on the basis of a family of conventional triaxial tests (in compression and in extension).

In a first stage are compared the results of integration of this law, on a vast range of homogeneous stress paths, with the corresponding measurements. For this, tests carried out on threedimensional presses («true» triaxial apparatus) have been used. The coincidence proved to be satisfactory, even for paths very different from the conventional axial paths having been used in the computing of the parameters.

In a second stage this law is used in a simplified form, in computing programmes based on the method of finite elements in displacements. In the case of a two-dimensional analogical material composed of small rollers, the following problems are dealt with:

- simulation of a hooped triaxial;
- sinking of a rigid and rough shallow foundation;
- retaining wall (active and passive pressure).

Comité Français de Mécanique des Sols

6

# loi rhéologique incrémentale pour les sols et application par la méthode des éléments finis

# par Marc BOULON, René CHAMBON et Félix DARVE

# INTRODUCTION

Pour les problèmes de mécanique des sols, il convient de s'intéresser aux **déformations** comme aux **contraintes** car la situation d'un ouvrage vis-à-vis de la rupture ne peut être décrite par un seul nombre (coefficient de sécurité), eu égard en particulier au grand nombre de possibilités différentes qu'a l'ouvrage de se rompre. La détermination de la relation contrainte-déformation (et même plus précisément de la relation histoire des contraintes - histoire des déformations), c'est-à-dire de la loi rhéologique, est donc primordiale pour pouvoir effectuer un calcul en vue de la prévision du comportement d'un ouvrage. Son influence sur les résultats est considérable.

Si nous exceptons la plasticité parfaite qui connaît un renouveau très important avec la **théorie des étatslimites** (Salençon [1]), nous pouvons classer les lois rhéologiques intergranulaires utilisées pour les calculs de mécanique des sols en quatre grandes catégories selon la **schématisation** réalisée des propriétés réelles du matériau.

# 1) L'élasticité linéaire :

Elle peut fournir des ordres de grandeur pour des problèmes de déformations sous charges de service. Zienkiewicz [2] a été un pionnier en la matière sur le plan européen.

# 2) Les lois relevant de l'élasticité non linéaire :

Les travaux de Zienkiewicz en Grande-Bretagne, Duncan [3] à Berkeley, Franck [4] et Guellec au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées se rattachent à cette classe de lois. S'il est facile d'introduire ces lois dans les programmes de calcul, il est par contre assez difficile de déterminer les caractéristiques mécaniques à prendre en compte. Par ailleurs, elles peuvent conduire non seulement à des erreurs importantes, mais surtout à des **comportements aberrants** pour des chemins de sollicitation éloignés des chemins de mesure réalisés en laboratoire. En bref, ces lois, comme l'élasticité linéaire, sont partielles, en ce sens qu'elles ne décrivent que certains types de sollicitations.

# 3) Les lois issues de schémas élastiques-plastiques :

Citons les travaux de Zienkiewicz, Deere [5] (Université de l'Illinois), Whitmann [6] (M.I.T.), Guellec et Ricard [7]. Inattaquables sur le plan théorique, représentant mieux la réalité physique que les précédentes, elles donnent une idée des états limites qui pourraient être néfastes aux ouvrages; mais vu la simplification faite, le problème subsiste quant à la valeur numérique des paramètres à injecter dans les calculs.

 4) Les descriptions incrémentales de comportements physiques (théorie de Roscoe [8] à Cambridge par exemple) :

Dans ce type d'écriture, on s'affanchit de tout schéma de comportement, et on cherche à « suivre la nature pas à pas » en formulant une loi tangente respectant les principes de la thermodynamique. Le modèle que nous proposons s'apparente à cette famille : le « calage » de la loi est réalisé sur un réseau de chemins triaxiaux classiques (compression et extension) ; tous les paramètres entrés en données dans les programmes de calcul ont une signification physique claire et ne nécessitent pas d'évaluation *a priori*. Bien entendu, ce modèle ne prétend pas résoudre tous les problèmes de mécanique des sols, et son utilisation présente encore un certain nombre de difficultés non résolues.

Cette loi est présentée dans la première partie de la présente étude. La seconde partie est consacrée à un contrôle méthodique des résultats d'intégration de la loi sur essais homogènes (comparaison avec des essais réels réalisés sur appareil triaxial vrai). Enfin, la troisième partie consiste en des comparaisons calculexpérience pour des cas réels : il s'agit d'essais triaxiaux frettés, d'essais de plaque et de problèmes de pousséebutée traités sur modèle analogique bidimensionnel (rouleaux de Schneebeli). Ce modèle est le seul sur lequel des observations ponctuelles précises peuvent être faites à l'heure actuelle.

# 1. LOI RHEOLOGIQUE INCREMENTALE DES MILIEUX GRANULAIRES : LES PRINCIPALES HYPOTHESES

Nous nous bornerons ici à dégager les principales hypothèses sur lesquelles notre loi repose. Nous n'entrerons donc dans aucun développement mathématique et tenterons, plutôt, de mettre en avant la « philo-

sophie » à la base de notre démarche. Nous utiliserons ainsi fréquemment un schéma monodimensionnel pour soutenir concrètement nos raisonnements; la loi présentée, tridimensionnelle, est évidemment beaucoup plus générale que ce schéma. Pour avoir le détail des raisonnements, le lecteur pourra se référer à Darve [9], [10].

<sup>(\*)</sup> Conférence présentée devant le Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations, le 13 octobre 1975.

### 1.1. Forme générale de la loi

Précisons tout d'abord que tous les milieux considérés par la suite sont non-visqueux. Une loi incrémentale est la relation liant alors une petite sollicitation (notée «  $d \varepsilon$  »), appliquée à un instant donné à un échantillon homogène, à la petite réponse (notée «  $d \sigma$  »).

**En linéarisant la loi rhéologique globale** du milieu dans un certain voisinage du point actuel en contraintes et en déformations, nous pouvons écrire :

 $d\sigma = M d\varepsilon$  où M est un matrice carrée 6  $\times$  6.

Sur le schéma monodimensionnel (fig. 1), cette hypothèse reviendrait à relier dans un certain voisinage du point (F,  $l-l_o$ ) le petit accroissement de force dF à la petite variation de longueur dl par une relation linéaire du type : dF = K dl en assimilant ainsi la courbe à sa tangente.



Fig. 1. — Schéma monodimensionnel en « charge ».

Notons que cette hypothèse n'implique un caractère ni linéaire ni réversible pour la loi.

Les expérimentateurs ont tous noté qu'un échantillon ayant suivi un certain chemin de sollicitation n'est plus isotrope. Nous avons tenu à nous affranchir de cette hypothèse d'isotropie en faisant celle beaucoup moins restrictive d'orthotropie, nous donnant ainsi la possibilité de prendre en compte une anisotropie généralement considérée comme suffisante pour un sol. La loi rhéologique incrémentale a donc été supposée orthotrope (c'est-à-dire symétrique par rapport à trois plans tri-orthogonaux).

Une autre caractéristique bien connue du comportement d'un sable est son irréversibilité, même aux faibles déformations. Cela se traduit par une courbe de « décharge » distincte de la « charge ».

Sur le schéma monodimensionnel (fig. 2), il nous faudrait ainsi distinguer deux valeurs de la fonction



Fig. 2. — Schéma monodimensionnel en « charge » et en « décharge ».

K au point (F,  $l - l_o$ ) : l'une correspondant à la « charge » et l'autre à la « décharge » :

$$dl = 1/K^+ dF, dF \ge 0$$

$$al = 1/K \quad ar, ar \leq 0$$

Au niveau de la loi rhéologique, nous nous trouvons en présence de huit valeurs différentes pour la matrice  $M^{-1}$  ( $d \varepsilon = M^{-1} d \sigma$ ) suivant le signe de l'incrément principal de contrainte dans chaque direction d'orthotropie. Ces huit valeurs sont affectées à huit huitièmes d'espace (appelés zones tensorielles) dans l'espace des contraintes incrémentales principales. Remarquons qu'il devient alors abusif de parler en général de « charge » et de « décharge » puisque nous sommes en présence de huit zones (et non d'une zone de charge et d'une zone de décharge). On peut, par contre, utiliser les termes d' « aller » et de « retour », en leur associant une orientation (un sens) sur un chemin de sollicitation donné.

Notre loi permet ainsi de décrire correctement les irréversibilités d'un milieu pulvérulent.

### 1.2. Explicitation de la loi

Il nous faut maintenant déterminer la matrice  $M^{-1}$ , c'est-à-dire les douze termes non nuls qu'implique l'hypothèse d'orthotropie.

Supposons que le matériau ait atteint un état de contrainte représenté par le point M ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ). A la suite d'une petite sollicitation telle que les directions principales de contrainte restent fixes, l'état du milieu sera représenté par le point P ( $\sigma_1 + d \sigma_1, \sigma_2 + d \sigma_2, \sigma_3 + d \sigma_3$ ) (fig. 3). D'après l'hypothèse de linéarité (locale) de la loi incrémentale et en raisonnant dans la même zone tensorielle qui contient le chemin élémentaire réel MP, nous pouvons décomposer ce dernier en trois chemins élémentaires particuliers : MA, AB, BP, pour lesquels une seule contrainte principale varie, les deux autres restant constantes mais distinctes (éventuellement).



Fig. 3. — Décomposition d'un chemin de sollicitation élémentaire.

Nous avons alors montré (Darve [9]) que la loi rhéologique prenait la forme suivante :

	r							
$d \epsilon_{11}$		1/U1 ·	$-V_2^1/U_2$ -	$-V_{3}^{1}/U_{3}$	0	0	0	$d \sigma_{11}$
$d \varepsilon_{22}$		$-V_1^2/U_1$	1/U <sub>2</sub> -	$-V_{3}^{2}/U_{3}$	0	0	0	d 0 <sub>22</sub>
$d \varepsilon_{33}$		$-V_1^3/U_1$	$-V_{2}^{3}/U_{2}$	$1/U_3$	0	0	0	$d \sigma_{33}$
$d \varepsilon_{23}$	-	0	0	0	2 G <sub>1</sub>	0	0	d 0 <sub>23</sub>
$d \varepsilon_{31}$		0	0	0	0	2 G <sub>2</sub>	0	$d \sigma_{31}$
$d \varepsilon_{12}$		0	0	0	0	0	2 G <sub>3</sub>	$d \sigma_{12}$



Les trois coefficients  $U_k$  et les six coefficients  $V_k^l$  représentent les pentes de trois courbes effort-déformation et de six courbes de variations des déformations latérales, au point actuel en contraintes et en déformations, pour des chemins le long desquels une seule contrainte principale varie, les deux autres restant fixes. Ils sont fonction des états actuels de contrainte et de déformation et de la direction du vecteur sollicitation incrémentale actuel. Sur la figure 4, nous avons schématisé la définition des éléments de la première colonne de la matrice de la loi, les courbes étant tracées pour des chemins pour lesquels  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  sont constants et différents.

Les coefficients  $G_1$ ,  $G_2$ ,  $G_3$  sont déterminés en fonction des précédents en supposant une variation sensiblement ell'éptique de certaines « propriétés mécaniques » du milieu.

1

$$G_{1} = \frac{\sqrt{(U_{2})^{2} + (U_{3})^{2}}}{U_{2} U_{3} \sqrt{2}} + \frac{U_{2} (V_{3}^{2} - 1) + U_{3} (V_{2}^{3} - 1)}{4 U_{2} U_{3}}$$

et G<sub>2</sub> et G<sub>3</sub> par permutation sur les indices.

Notons que la matrice n'est pas, a priori, symétrique.

### 1.3. Détermination des paramètres de la loi d'un matériau donné

Nous venons de voir que la connaissance d'une famille de courbes effort-déformation et de deux familles de courbes de variations des déformations latérales, ces courbes étant définies le long de chemins particuliers, suffirait pour décrire l'ensemble du comportement du matériau.

En première approximation, nous avons formulé (Darve [9]) une expression analytique pour ces trois familles de courbes à partir de la donnée d'essais triaxiaux classiques, réalisés en compression et en extension. Un minimum de six essais pour trois valeurs différentes de la contrainte latérale suffit pour le calcul des coefficients entrant dans ces formulations.

Les expériences doivent ainsi fournir pour trois valeurs de  $\sigma_3$  les courbes schématisées sur la figure 5.

Sur ce plan, notre objectif a été de décrire toutes les caractéristiques classiquement admises du comportement mécanique d'un sable sur chemin triaxial. Ainsi, module d'Young et coefficient de Poisson à l'origine dépendent de la pression moyenne  $\sigma_m$ :

$$\mathbf{E} = \mathbf{K} \, (\boldsymbol{\sigma}_m)^n \qquad \qquad \mathbf{\nu} = \frac{\mathbf{A}}{\mathbf{B} + \boldsymbol{\sigma}_m}$$

L'angle de frottement en « pic » (quand il existe) est fonction de  $\sigma_3$  (et plus généralement de la contrainte intermédiaire) :

$$\operatorname{tg} \Phi_{\operatorname{pic}} = \frac{A_4}{A_5 + \sigma_3} + \operatorname{tg} \Phi$$

 $(\varepsilon_1)_{\rm pic} = A_1 - A_2 \exp\left(-A_3 \,\sigma_3\right)$ 

Le diagramme critique du matériau est pris en compte :

$$e_c = B_1 + B_2 \exp\left(-B_3 \sigma_m\right)$$

 $\sigma_m$  étant la pression moyenne en « palier » de plasticité.

Le minimum de l'indice des vides (quand il existe) est lui aussi caractérisé.

La définition des coefficients K, n, A, B,... suppose qu'il a été défini un état de référence, isotrope en contraintes, du matériau, sa densité (initiale) étant donnée pour cet état.

Sur la figure 6, nous montrons un exemple de chemin triaxial classique ( $\sigma_3 = 0.6 \text{ daN/cm}^2$ ) sur sable dense (points pleins) et sable lâche (points évidés), ayant



permis le calcul par Labanieh [10] des paramètres de la loi du sable considéré à forte et faible densités. Les points représentent des mesures expérimentales effectuées par Lade [11] et les courbes notre formulation analytique approchée.

Notons que le comportement d'un sable dense (fort maximum de contrainte et dilatance importante lors d'un écrasement au triaxial) comme celui d'un sable lâche (pas de « pic », faibles variations de volume) sont correctement décrits.

Remarquons enfin que la formulation analytique utilisée et les formules empiriques données pourraient être avantageusement remplacées par une entrée numérique point par point sur ordinateur des valeurs expérimentales.

Fig. 6. — Exemple de chemin triaxial classique ayant permis le calcul des paramètres de la loi. Points expérimentaux et courbes analytiques. Cas d'un sable à forte et faible densités.

# 2. APPLICATION DE LA LOI A DES CHEMINS DE SOLLICITATION HOMOGENES ET COMPARAISONS AVEC L'EXPERIENCE

Les coefficients des sables dense et lâche ayant été calculés précédemment à partir des chemins triaxiaux, nous avons pu intégrer la loi (ainsi déterminée) sur différents autres chemins de sollicitation et comparer les résultats théoriques avec les mesures expérimentales effectuées par Lade et Duncan ([11] et [12]).

La figure 7 présente ainsi une comparaison points expérimentaux-courbes théoriques sur un chemin simple : isotrope.

L'appareil le plus complet existant à l'heure actuelle en mécanique des sols est l'appareil « vraiment » triaxial, ou presse tridimensionnelle, sur laquelle les trois déformations et les trois contraintes principales peuvent être différentes. Il est donc très intéressant de vérifier la validité d'une loi rhéologique sur un tel appareil, permettant de suivre une gamme très vaste de chemins de sollicitation.

### 2.1. Chemins en contraintes planes

Sur leur « vrai » triaxial, Lade et Duncan ont suivi des chemins en contraintes planes définies par :

direction 1 : écrasement

direction 2 : contrainte constante :  $\sigma_2 = 0.6 \text{ daN/cm}^2$ direction 3 : accroissement de contrainte asservi par :  $\Delta \sigma_3 = B \Delta \sigma_1$  avec B constant.

De l'ensemble des calculs faits, nous présentons trois exemples :

sable dense, B = 0.15 et 0.50 sable lâche, B = 1.

Pour chacun de ces trois cas, nous présentons (fig. 8, 9, 10) une courbe effort-déformation :  $\sigma_1 - \sigma_2 = f(\varepsilon_1)$ , les variations de l'indice des vides : e et les deux courbes de variations des déformations latérales :  $\varepsilon_2$  et  $\varepsilon_3$ .

La grandeur de l'incrément de sollicitation  $\Delta \varepsilon_1$  choisi pour l'intégration numérique était égal à : 0.03 %. Toutes les courbes présentées ont été directement tracées par ordinateur.

Commentons rapidement les résultats.



Fig. 7. — Chemins isotropes. Points expérimentaux et courbes théoriques résultant de l'intégration de la loi incrémentale.

Notons tout d'abord, dans le cas du sable dense, l'importance du « pic », supérieur à ce que donnerait le critère de Coulomb. Notre critère de plasticité rend compte effectivement de cette influence de la contrainte intermédiaire.

Par ailleurs, au fur et à mesure que B augmente, la contrainte  $\sigma_3$  croît et la déformation correspondante  $\varepsilon_3$  passe de valeurs négatives (B = 0.15), à des valeurs faiblement positives (B = 0.50), puis nettement positives (B = 1 et  $\varepsilon_3 = \varepsilon_1$ ).

### 2.2. Chemins en déformations planes

Les autres chemins suivis par Lade et Duncan sur leur « vrai » triaxial sont constitués par les chemins en déformation plane, définis ci-après :

direction 1 : écrasement











direction 2 : contrainte constante :  $\sigma_2=0.6~daN/cm^2$  direction 3 : déformation plane :  $\epsilon_3=0.$ 

Nous présentons, sur la figure 11, les points expérimentaux comparés aux courbes théoriques dans les deux cas du sable dense et lâche. Nous avons étudié les deux courbes effort-déformation (dans les directions 1 et 3), une courbe de variation des déformations latérales dans la direction 2 de contrainte plane et les variations de l'indice des vides e.

Remarquons la disparition du « pic » pour la courbe effort-déformation relative à la direction 3 de déformation plane. L'angle de frottement de pic que l'on définit de manière classique en déformation plane (c'est-à-dire celui relatif à la direction 1 d'écrasement), déduit de la courbe théorique, est en bonne concordance avec l'expérience. Les valeurs des déformations sont aussi satisfaisantes.

Fig. 10. — Chemin en contraintes planes avec  $\mathbf{B}=10$  sur le sable lâche.



Fig. 11. — Chemin en déformations planes dans la direction 3 et en contraintes planes dans la direction 2 dans le cas du sable à forte et faible densités.

# 3. QUELQUES CALCULS AUX LIMITES UTILISANT LA LOI INCREMENTALE EFFECTUES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

# 3.1. Introduction et hypothèses

Nous présentons ci-dessous des résultats obtenus en utilisant la loi incrémentale que nous venons de décrire. Pour résoudre ces problèmes aux limites nous utilisons la méthode des éléments finis. Nous n'en ferons pas une présentation détaillée, et nous renvoyons le lecteur aux ouvrages spécialisés (Zienkiewicz [2]). Cependant, la loi utilisée liant l'incrément de contrainte à l'incrément de déformation, et cette loi dépendant du chemin de sollicitation suivi antérieurement pour chaque point, il est nécessaire d'effectuer le calcul pas à pas, c'est-à-dire en imposant des incréments de conditions aux limites.

Les calculs que nous présentons sont des simulations numériques de modèles de laboratoire constitués de petits rouleaux (matériau de Schneebeli [13]). Les problèmes sont donc naturellement plans. Les expériences correspondantes ont été réalisées par Pioline [14].

Avant de présenter les résultats de nos calculs nous voudrions dégager les hypothèses simplificatrices que nous avons utilisées et qui en limitent la validité. Ces hypothèses sont de deux natures différentes. En premier lieu, nous examinerons les hypothèses relatives à la loi, ensuite nous exposerons celles qui portent sur les problèmes traités.

a) Hypothèses simplificatrices faites sur la loi

Nous avons supposé que la matrice M, représentatrice de la loi rhéologique incrémentale, était symétrique.

Au niveau des données, les courbes effort-déformation sur chemins triaxiaux classiques, nécessaires à la détermination des paramètres, sont simplifiées : on le suppose être sans « pic ». Cette approximation est relativement justifiée du fait que les pics sont relativement peu marqués pour le matériau de Schneebeli.

Enfin, nous avons fait l'hypothèse que les axes d'orthotropie de la loi incrémentale étaient confondus avec les directions principales de déformation totale (c'est-à-dire prise par rapport à l'état de référence).

# b) Hypothèses simplificatrices relatives aux problèmes traités

Les problèmes que nous traitons seront supposés tels que, pour tout point du massif considéré, d'une



Fig. 12. - Interprétation du coefficient F.

part les déformations et les rotations totales sont supposées petites, d'autre part il n'y a pas de changement de sens de la sollicitation locale. (En d'autres termes au cours de l'évolution du problème, aucun point ne change de zone tensorielle.) A l'issue d'un calcul donné on peut vérifier que ces deux hypothèses sont vérifiées ou non. Elles restreignent bien entendu le champ des problèmes que l'on peut traiter actuellement.

Enfin, rappelons que la loi est nécessairement intégrée à partir de l'état de référence du matériau. Il convient donc de faire une hypothèse relative au chemin suivi par tout point du massif depuis l'état de référence jusqu'à l'état initial du problème. Dans tous les problèmes que nous présentons nous avons supposé, pour chaque point du massif, que ce chemin d'initialisation était isotrope, ce qui a comme conséquence que le  $K_o$  initial est égal à 1.

#### 3.2. Présentation des résultats

Il nous a paru significatif de tracer l'évolution dans le temps de la variation dans l'espace du coefficient F.

$$F = \frac{\sigma_1/\sigma_3 - 1}{tg^2 \left(\pi/4 + \Phi/2\right) - 1}$$

 $\sigma_1$  est la contrainte principale majeure,  $\sigma_3$  la contrainte principale mineure,  $\Phi$  l'angle de frottement interne de palier  $\Phi = 22^{\circ}$  5. Pour cela nous avons tracé, pour des états successifs du massif de sol variant de l'état initial à l'état final du problème, les cartes d'isovaleurs de F. Remarquons que F peut être interprété comme l'inverse d'un coefficient de sécurité local et que, à cause de l'initialisation, au début de tous nos problèmes F = 0 en tout point. D'autre part si le palier de plasticité est atteint, F = 1; la croissance de F nous donnera la tendance à la plasticité.

Sur la figure 12 nous avons tracé, d'une part dans le plan des contraintes principales, d'autre part dans le plan de Mohr, les courbes engendrées par les points ayant des valeurs données de F.

# 3.3. La simulation d'un essai triaxial parfaitement fretté en tête et en pied

Nous avons simulé un essai triaxial fretté de 20 cm de haut sur 10 cm de large. On a négligé la pesanteur. En conséquence, nous n'avons étudié que le quart de l'échantillon, divisé en cinquante éléments (soixante six noeuds) égaux. Tous les points sont supposés avoir un même état initial isotrope à 0.1 bar. On a supposé un frottement parfait entre la tête (et le pied) de l'appareil et l'échantillon.

Le calcul a été fait en quinze incréments égaux correspondant chacun à une déformation moyenne de  $1 \times 10^{-3}$ .

La figure 13 représente la courbe contrainte (moyenne)-déformation (totale, c'est-à-dire calculée à partir du déplacement de la tête), et les variations d'indice des vides en tête (moyenne sur les cinq points) et au centre de l'échantillon (moyenne).

On retrouve sur la figure 14 l'évolution de la distribution de l'indice des vides dans l'échantillon, au cours du temps. Signalons qu'il manque sur la figure 14 les isovaleurs 0.230 et 0.231.

La figure 15 nous permet de voir l'apparition de la « zone plastique ». On peut remarquer que les zones proches de la tête de l'échantillon sont loin de la plasticité.









Fig. 15. — Triaxial fretté, évolution de F = 
$$\frac{\sigma_i/\sigma_i - 1}{tg^2 (\pi/4 + \Phi/2)}$$

Malheureusement, il n'y a pas eu d'expérience correspondant à nos calculs (il y a de gros problèmes expérimentaux, tels que la mise en place, pour obtenir une bonne homogénéité initiale et des mesures fines de l'indice des vides). Soulignons, néanmoins que l'on retrouve qualitativement les résultats obtenus par Wack [15] et Terriez [16] sur des triaxiaux de sables, qui illustrent comme le calcul la très grande hétérogénéité des échantillons.

# 3.4. Enfoncement d'un modèle de fondation rigide et rugueux

### 3.41. Définition et position du problème

Nous avons effectué un calcul simulant l'enfoncement d'une plaque, rigide et rugueuse, dans un massif de petits rouleaux (matériau de Schneebeli). Grâce à la symétrie du problème, le calcul ne porte que sur la moitié du massif. La géométrie et le maillage sont représentés sur la figure 16. Le massif a 80 cm de profondeur sur 1 m de demi-largeur. L'essai est effectué avec une plaque de 10 cm de demi-largeur.





En conséquence, les conditions aux limites sont les suivantes : sur AB, l'axe de symétrie, déplacement horizontal nul, contrainte tangentielle nulle; sur BC et CD déplacements nuls; sur DE pression nulle; enfin sur AB (la demi-plaque), le déplacement horizontal est supposé nul et tous les déplacements verticaux égaux (à w).

Le maillage, qui comporte cent vingt éléments quadrilatéraux (cent quarante-quatre noeuds), est réalisé par un programme de maillage automatique basé sur la théorie des transformations conformes, décrit dans Chambon [17], qui permet une description plus fine au voisinage de la plaque.

Chaque point du massif est initialisé à l'état isotrope correspondant à sa contrainte « hydrostatique ».

Le problème a été résolu en dix incréments d'enfoncement variant en progression arithmétique, de façon qu'en aucun point, l'état de contrainte ne sorte de la surface limite. L'idéal serait de moduler l'incrément en fonction de la variation des termes de la matrice de la loi incrémentale. L'enfoncement total a été de 3 mm.



Fig. 17. — Enfoncement de plaque de 20 cm : comparaison des courbes « force-enfoncement » calculée et mesurée.

#### 3.42. Résultats

La figure 17 présente les résultats qui nous semblent les plus importants : la comparaison de nos calculs avec les expériences de Pioline [6]. Nous avons placé sur cette figure, d'une part la force portante maximale théorique (plasticité parfaite) pour un enfoncement nul, correspondant à l'angle de palier  $\Phi = 22^{\circ} 5$ puisque notre calcul est fait sans pic, et d'autre part les résultats de calculs élastiques faits en prenant comme module d'Young la pente initiale des courbes triaxiales classiques pour trois pressions latérales. Ces pressions latérales étant égales aux contraintes verticales dues au poids des terres situées au-dessus des trois points 1, 2 et 3 notés sur la figure.

La coïncidence entre le calcul et l'expérience se révèle être relativement bonne puisqu'au terme du calcul, il correspond environ aux deux tiers de la force portante théorique.

Cependant, les résultats des calculs sont systématiquement inférieurs aux mesures. Nous pensons qu'il y a deux raisons à cela : en premier lieu, le calcul néglige l'existence du « pic »; ensuite le calcul, considérant confondues toutes les géométries successives du massif, ne peut tenir compte du fait que l'enfoncement de la plaque fait intervenir un terme de surcharge (voir calcul classique des forces portantes de fondations, Terzaghi [18]). Si, par exemple, on calcule ce terme de surcharge pour un enfoncement de 3 mm, on voit qu'il est égal à environ la moitié de la différence entre calcul et expérience. Ceci explique d'ailleurs que l'erreur grandisse avec le tassement.

La figure 18 représente l'évolution des contraintes normales sous la plaque. On peut remarquer que l'on retrouve pour les grands enfoncements, l'allure des courbes données par les mesures de Turpain [19] et les calculs de Stutz [20] en plasticité parfaite. D'autre part, notons que la contrainte n'est pas rigoureusement nulle au bord, bien que l'on ait pris soin de prendre les premiers incréments petits. On retrouve au milieu de l'évolution, une courbe avec un léger « creux » de la contrainte au centre de la plaque.

La figure 19 représente l'évolution de la répartition dans l'espace de F. On peut y voir l'entrée progressive du sol en plasticité au droit du bord de la fondation.



# 3.5. Translation d'un écran vertical vers l'extérieur d'un massif

### 3.51. Définition et position du problème

La géométrie et le maillage sont représentés sur la figure 20. Le massif mesure 92.5 cm de hauteur, et 135 cm de largeur; l'écran AB fait 70 cm de hauteur et il est supposé parfaitement rugueux. Les conditions aux limites sont les suivantes : les déplacements sur BDCE sont nuls ; la contrainte sur EA est nulle ; sur AB, les déplacements verticaux sont nuls et les déplacements horizontaux égaux (à  $\Delta x$ ).

Le maillage qui comporte cent vingt éléments (cent quarante-trois noeuds) a été réalisé par le même programme que précédemment ; le but recherché était d'avoir des mailles petites le long de l'écran.

L'initialisation est identique à celle des problèmes précédents.

La translation de l'écran (2 mm) est divisée en dix incréments variant en progression arithmétique pour les mêmes raisons que dans le cas des essais de plaque.

Avant d'examiner les résultats, il faut noter que les conditions de l'expérience correspondante ne sont pas





Fig. 20. — Translation horizontale d'un écran vertical vers l'extérieur d'un massif : maillage et géométrie.

tout à fait les mêmes que celles du calcul. Le massif expérimental avait un prolongement au niveau de BC. En conséquence, les déplacements le long de BC n'étaient pas nuls. La différence entre calcul et expérience sera d'autant plus faible que l'on s'éloignera du point B, base du mur.

#### 3.52. Résultats

Les figures 21 et 22 présentent les comparaisons entre contraintes (respectivement normales et tangentielles, calculées et mesurées. Les états ne sont pas identiques, la mise en place donnant un K<sub>o</sub> très différent de la valeur 1 qu'implique l'initialisation isotrope du calcul. Aussi avons nous fait porter la comparaison sur des valeurs correspondant à des translations déjà importantes, l'état initial se trouvant alors en quelque sorte « effacé » par l'histoire subie par le matériau.



Fig. 21. — Translation horizontale d'un écran vertical vers l'extérieur d'un massif : comparaison des contraintes normales sur l'écran, calculées et mesurées.

Pour les valeurs de translation considérées, la concordance est bonne, pour les contraintes normales comme pour les contraintes tangentielles, sur les deux tiers supérieurs de l'écran. Pour le bas, la divergence s'explique par la remarque finale du paragraphe 3.51.

La figure 23 montre l'évolution de F dans le massif au cours de la translation. On voit naître deux zones



Fig. 22. — Translation horizontale d'un écran vertical vers l'extérieur d'un massif : comparaison des contraintes tangentielles sur l'écran, calculées et mesurées.

« plastiques », l'une au voisinage de la singularité (le point B pied de l'écran) l'autre le long de cet écran et partant du haut du massif. L'état du massif pour  $\Delta x = -1.688$  mm, semble conduire à une rupture avec une seule ligne de discontinuité partant de la base de l'écran.

# 3.6. Translation d'un écran vertical vers l'intérieur d'un massif

#### 3.61. Définition et position du problème

La géométrie et le maillage sont représentés sur la figure 24. Le massif mesure 60 cm de haut sur 135 cm de large, l'écran AB a une hauteur de 36 cm et il est supposé parfaitement rugueux. Les conditions aux limites sont les suivantes : les déplacements sur BCDE sont nuls ; la contrainte sur EA est nulle ; sur AB les déplacements verticaux sont nuls et les déplacements horizontaux égaux (à  $\Delta x$ ).

Le maillage comporte cent huit éléments (130 noeuds) et est réalisé par le même programme de maillage, afin que l'on ait de petites mailles le long de l'écran.

L'initialisation est identique à celle des problèmes précédents. Comme pour la translation vers l'extérieur











Fig. 25. — Translation horizontale d'un écran vertical vers l'intérieur d'un massif : comparaison des contraintes normales sur l'écran calculées et mesurées.

du massif, les conditions aux limites sur BC sont sûrement différentes des véritables conditions de l'expérience pour laquelle le massif se prolongeait de l'autre côté de l'écran, au niveau de BC.

La translation de l'écran (1 cm) est divisée en dix incréments variant en progression arithmétique.



Fig. 26. — Translation horizontale d'un écran vertical vers l'intérieur d'un massif : comparaison des contraintes tangentielles sur l'écran, calculées et mesurées.

# 3.62. Résultats

Les figures 25 et 26 présentent la comparaison entre contraintes (respectivement normales et tangentielles) calculées et mesurées. Comme pour le calcul précédent, les états initiaux étant différents, nous avons fait porter



Fig. 27. — Translation horizontale d'un écran vertical vers l'intérieur d'un massif : évolution de  $F = \frac{\sigma_1/\sigma_3 - 1}{tg^2(\pi/4 + \Phi/2)}$ 

la comparaison sur des valeurs correspondant à des translations relativement grandes.

Comme dans le cas précédent, la concordance est bonne pour les deux tiers supérieurs de l'écran et pour les contraintes normales. Par contre, les contraintes tangentielles calculées et mesurées, diffèrent sensiblement, bien que l'ordre de grandeur soit respecté.

La figure 27 montre l'évolution de F dans le massif au cours de la translation. On voit naître deux zones « plastiques » de façon un peu analogue (bien que dissymétriques sans doute à cause de la pesanteur)

Nous voudrions, pour terminer, résumer les caractéristiques essentielles de notre étude ainsi que les résultats que l'on peut en attendre dans l'avenir.

La loi incrémentale que nous proposons est tridimensionnelle ; elle permet de décrire de manière continue le comportement d'un sable, depuis les plus faibles déformations, quasi-élastiques, jusqu'aux plus grandes, atteintes en plasticité parfaite. Elle est valable en « charge » comme en « décharge » (c'est-à-dire même si les sollicitations ne sont pas monotones) et rend compte du caractère irréversible des déformations d'un matériau pulvérulent. L'influence de l'histoire antérieure du matériau (chemin de sollicitation suivi antérieurement) est prise en compte. A l'heure actuelle, elle ne prend pas en compte l'effet du temps mais l'adjonction d'un terme visqueux est en cours (il ne pose d'ailleurs que peu de problèmes théoriques nouveaux). Par contre, nous ne pouvons pas décrire le comportement du sol sous sollicitation dynamique sans un développement important.

Sous sa forme simplifiée, intégrée dans des programmes de calcul numérique basé sur la méthode des éléments finis, elle permet de retrouver avec une bonne précision les résultats expérimentaux de problèmes très à celle qui prennent naissance sur le bord d'une fondation superficielle.

L'état final du massif semble suggérer une rupture avec deux lignes de discontinuité dans le massif, l'une partant du bas de l'écran et l'autre du haut, ce qui diffère notablement du cas précédent. A ce propos, il convient de remarquer que nous retrouvons qualitativement, tant en poussée qu'en butée, les résultats expérimentaux obtenus sur la station de poussée-butée en vraie grandeur de St-Rémy-lès-Chevreuse (CEBTP).

# 4. CONCLUSION

différents : résultats d'autant plus satisfaisants que les paramètres utilisés pour le calcul sont dans tous les cas déterminés à partir de quelques essais triaxiaux. Bien sûr, les calculs ne portent que sur des expériences de laboratoire mais nous voudrions poursuivre cette confrontation sur des cas réels très bien instrumentés et, pour lesquels, les hypothèses de calcul (calcul plan par exemple) sont assez bien satisfaites, de façon à ne pas induire d'erreur qui ne serait due ni à la loi ni à la méthode de calcul.

Dans un avenir proche, nous serons en mesure d'élargir le champ des problèmes traités, par la prise en compte dans les calculs de conditions aux limites plus réalistes (frottement sol-structure par exemple avec loi de Coulomb).

Dans un avenir plus lointain, nous pensons que cette loi, intégrée dans des programmes basés sur la méthode des éléments finis et écrite sous sa forme générale (matrice non symétrique, possibilités de sollicitations non monotones), devrait permettre de joindre en un même calcul les déterminations du tassement et de la force portante, même dans le cas de cycles de « charge » - « décharge ».

# **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- SALENÇON. « Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols », Eyrolles, Paris (1974).
- [2] ZIENKIEWICZ. « La méthode des éléments finis », Ediscience, Paris (1973).
- [3] DUCAN, CHANG. « Non linear analysis of stress and strain in soils ». Jour. of Soil mechanics and foundations, division ASCE, vol. 96, n° 5 (1970).
- [4] FRANK. « Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticale, introduction de la dilatance ». Rapport de recherche nº 46, Labo. des Ponts et Chaussées (juillet 1975).
- [5] REYES and DEERE. « Elastic-plastic analysis of underground openings by the finite element method ». 1<sup>er</sup> Congrès international de mécanique des roches, II, 7.42, Lisbonne (1966).
- [6] WHITMANN. « Two dimensional analysis of stress and strain in soils », Contract report nº 3, 129 for U.S. Army Eng. WES, by dep. of MIT, Cambridge (1965).
- [7] RICARD. « Résolution des problèmes d'élastoplasticité par la méthode des éléments finis ». Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1973).
- [8] ROSCOE, SCHOFIELD, WROTH. « On the yielding of soils », Géotechnique, vol. VIII, nº 1 (1958).
- [9] DARVE. « Contribution à la détermination de la loi rhéologique incrémentale des sols », Thèse de Docteur-Ingénieur, Grenoble (1974).
- [10] DARVE, LABANIEH. « Loi rhéologique incrémentale des milieux pulvérulents », Congrès Français de Mécanique, Toulouse (1975).

- [11] LADE. « The stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils », Thesis of Doctor of Philosophy Berkeley (1972).
- [12] LADE, DUNCAN. « Cubical trixial tests on cohesionless soil », Journal of the soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 99, n° SM 10 (oct. 1973).
- [13] SCHNEEBELI. « Une analogie mécanique pour les terres sans cohésion » C.R.A.S., tome 243, p. 125 (1956).
- [14] PIOLINE. « Etude de quelques problèmes de soutènements en petites déformations », Thèse de Docteur de Spécialité, Grenoble (1975).
- [15] WACK. « Mesure par radioactivité en mécanique des sols », Thèse de doctorat ès Sciences, Grenoble (1968).
- [16] TERRIEZ. « Sur l'identification optimale de lois de comportement élastoplastiques isotropes », Thèse de doctorat de spécialité, Grenoble (1974).
- [17] CHAMBON. « Application de la méthode des éléments finis et d'une loi rhéologique incrémentale aux calculs de mécanique des sols », Thèse de docteur-ingénieur, Grenoble (1975).
- [18] TERZAGHI, PECK. « Mécanique des sols appliquée », Dunod (1965).
- [19] TURPAIN. « Contribution à l'étude de la répartition des contraintes sous une fondation plane rugueuse en milieu bidimensionnel pulvérulent », Thèse de doctorat de spécialité, Grenoble (1963).
- [20] STUTZ. « Contribution à l'étude de la loi de déformation plastique des sols », Thèse de doctorat de spécialité, Grenoble (1961).





# comportement mécanique des sols injectés aux produits chimiques

par

# P. Luong

Ingénieur ENPC Docteur ès Sciences Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique

# M. Gandais

Ingénieur AM MS Mécanique des Sols (Berkeley) Laboratoire d'Essais et Mesures de la Société SIF-Bachy

et

# P. Allemand

Ingénieur ICPI Division Chimie fine de la Société Rhône-Poulenc

#### COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS INJECTES AUX PRODUITS CHIMIQUES

Le comportement mécanique d'un sable fin consolidé par injection de gels de silicates ou de résines acrylamides est étudié à partir d'essais comprenant : la compression simple avec vitesses de déformation ou de charge contrôlées, la relaxation, le fluage et le fluage sous effet de poinçonnement.

La résistance mécanique est liée au facteur temps qui intervient dans le mode de mise sous contraintes et dans la durée d'application des contraintes.

L'amplitude et la variation dans le temps de la résistance mécanique sont étroitement liées au dosage interne des différents constituants des produits injectés.

Ces notions permettent d'améliorer et de rendre sûr le choix des produits à injecter suivant que le traitement envisagé a un caractère provisoire ou définitif.

#### MECHANICAL BEHAVIOUR OF GROUTED SOILS WITH CHEMICAL PRODUCTS

The mechanical performance of a fine sand consolidated by silicate gels or acrylamide resins grouting is studied through tests including: the simple compression with controlled rates of deformation or of load, relaxation, creep or creep as an effect of punching.

The mechanical strength is linked to the time factor which intervenes in the manner of application of stress and in the duration of application of stresses.

The amplitude and the variation in time of the mechanical strength are closely linked to the internal batching of the different constituents of the products injected.

The concepts make it possible to improve and to give reliability to the choice of the products to be grouted, depending on whether the treatment considered has a provisional or a final character.

Comité Français de Mécanique des Sols Institut technique des Bâtiments et des Travaux Publics

# comportement mécanique des sols injectés aux produits chimiques

# par P. LUONG, M. GANDAIS et P. ALLEMAND

Allocution du Président BOUGARD

Tout d'abord, je voudrais excuser M. LUPIAC, qui devait présider cette conférence. Effectivement, il a été appelé sous d'autres cieux pour discuter avec d'éventuels clients, ce qui est assez original pour un maître d'œuvre, et c'est la raison pour laquelle je suis ici.

Vous savez que M. LUPIAC est directeur des Travaux Neufs de la RATP, et Président de l'Association Française des Travaux en Souterrain. Il était donc désigné à double titre pour présider cette séance.

La conférence qui va vous être présentée porte sur le comportement mécanique des sols traités au moyen d'injections de produits chimiques. C'est en fait le résultat actuel de recherches originales et d'essais qui ont été menés par les trois jeunes ingénieurs qui sont ici : M. LUONG qui va faire l'exposé, M. GANDAIS et M. ALLEMAND.

Comme vous allez le voir, la qualité de ces travaux ne pouvait être qu'excellente si l'on en juge d'après les références de ces trois ingénieurs.

M. LUONG est ingénieur civil des Ponts et Chaussées. Il est entré en 1962 au Laboratoire de mécanique des solides à l'Ecole Polytechnique, il est devenu Docteur ès Sciences en 1965 et il est maître de conférences à l'ENCREF.

M. GANDAIS est ingénieur des Arts et Métiers. Il est allé à l'Université de Berkeley pour faire un « master of sciences » en mécanique des sols. Depuis, il est entré à la Société Bachy où il dirige le laboratoire « essais-mesures » et où il a mis au point des gels de silice avec réactif organique et des résines.

Enfin, M. ALLEMAND est un ancien élève de l'Institut de chimie physique industriel de Lyon. Il est rentré à la Société Progil en 1968. Depuis, il y a eu le groupement avec Rhône-Poulenc et il a été rattaché à la division chimie fine où il travaille sur les produits chimiques destinés au génie civil et aux travaux publics.

M. LUONG va parler au nom des trois et MM. ALLEMAND et GANDAIS répondront à vos questions à la fin de l'exposé.

# EXPOSE DE P. LUONG, M. GANDAIS, P. ALLEMAND

Cette étude présente un résumé des résultats expérimentaux d'une recherche coordonnée entre les Sociétés SIF-Bachy et Rhône-Poulenc et effectuée au Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique. Le sujet en est le comportement mécanique des terrains granulaires fins à très fins, traités par injections de produits chimiques.

# 1. TECHNIQUE DE L'INJECTION DES SOLS GRANULAIRES FINS

### 1.1. Principe général

La construction, la modification ou l'entretien d'ouvrages de génie civil nécessite souvent une amélioration des caractéristiques des sols.

Cette amélioration, dans la plupart des cas, porte sur les points suivants :

1) réduction de la perméabilité (étanchement);

 amélioration de la résistance mécanique (consolidation).

Ces buts différents n'impliquent pas forcément des traitements spécifiques séparés et, bien souvent, les sols feront l'objet d'un traitement simultané lors d'une même opération d'injection. Cependant, l'étude réalisée ici porte uniquement sur le problème plus délicat de la consolidation.

L'effet de consolidation par injection d'un sol granulaire s'obtient en remplissant les vides du milieu à l'aide d'un coulis qui, fluide au moment de sa mise en place, va être le siège d'une réaction chimique conduisant à sa rigidification. Le coulis est mis en place sous pression, à partir de forages, et après rigidification, il se présente comme une matrice qui noie et solidarise les grains de la formation traitée. Les squelettes granulaires concernés sont constitués généralement par des alluvions sablo-graveleuses, des sables ou des sables silteux qui présentent une perméabilité d'interstice de 10<sup>-4</sup> m/s à 10<sup>-6</sup> m/s. Il est donc demandé au coulis de conférer, à l'ensemble matrice-squelette, des caractéristique géotechniques sur lesquelles le projeteur pourra compter. Ces caractéristiques vont conditionner le traitement.

# 1.2. Conditions de traitement

# 1.21. Critère de qualité

La qualité du traitement à réaliser entraîne, pour le spécialiste en injection, la définition des moyens matériels et techniques à utiliser mais surtout le choix du ou des produits à mettre en œuvre. Cette qualité de traitement est caractérisée de façon courante par le critère de la résistance à la compression simple. En effet, les praticiens de l'injection ont eu besoin, très tôt, d'un critère pour établir une classification des divers produits utilisables et, par application de la résistance des matériaux classique, le choix s'est porté sur la valeur de la résistance à la compression simple d'échantillons de sable consolidé par le produit d'injection considéré. Ce critère est entré suffisamment dans la pratique courante pour que, d'une part on le retrouve comme élément principal dans les spécifications techniques fixées par certains maîtres d'ouvrages, et d'autre part pour que de nombreux projeteurs l'utilisent pour tenter de justifier les calculs de stabilité des ouvrages.

Malheureusement, on constate que la résistance à la compression simple R<sub>c</sub> des sols traités avec des produits d'injection d'utilisation courante, dépend du facteur temps d'une façon très significative. Quelques rares publications telles que celles de J. Warner et de Ch. Kutzner ont commencé à porter ce phénomène à la connaissance générale. Il fallait donc poursuivre et essayer d'aller plus loin pour se rendre compte que le critère R<sub>c</sub> utilisé habituellement est une fonction qui dépend de façon importante de la durée de mise sous contrainte ; il en ressort que le critère Re ne peut plus être considéré comme le seul paramètre à prendre en compte dans le calcul des ouvrages. Le contenu de l'expérimentation présentée ci-après a donc été l'étude de l'influence du facteur temps dans le comportement mécanique d'un sol fin injecté, sous diverses conditions de charges et de déformations, afin de permettre la définition des meilleures conditions d'emploi des coulis utilisés.

# 1.22. Choix des produits

#### 1.221. Conditions générales

S'agissant de traiter des matériaux fins à très fins, le spécialiste de l'injection va se trouver confronté à la tâche délicate de choisir le ou les produits qui lui permettront de réaliser le traitement de consolidation de façon satisfaisante. Il va, pour cela, tenir compte de quatre critères principaux, communs à tous les traitements par injection. La tâche se complique parfois par l'intervention de paramètres secondaires propres à des conditions d'environnement très particulières (température, eaux à teneurs inhabituelles en produits néfastes pour les coulis, eaux en mouvement au voisinage de rabattements de nappes, etc.). Ces conditions qui donnent aux travaux à réaliser la nature de cas particuliers, n'entrent pas dans le cadre de cette étude.

Le choix du produit est donc guidé par :

# a) la viscosité et son évolution

Cette viscosité devra être la plus faible possible et pendant un laps de temps le plus long possible pour que l'imprégnation de matériaux très fins puisse se faire de façon homogène d'une part, et dans des délais acceptables d'autre part.

# b) le temps de prise

Celui-ci doit pouvoir être réglé à une durée suffisamment longue pour, justement, laisser le temps à l'opérateur de procéder à l'imprégnation des terrains fins. La gamme des temps de prise la plus couramment utilisée s'étale d'une quarantaine à une centaine de minutes.

#### c) la résistance mécanique escomptée

Ce point n'est évidemment qu'un rappel du critère de qualité retenu dans la pratique courante.

### d) le compromis économie — efficacité — commodité d'emploi

Les produits d'injection retenus doivent enfin permettre de résoudre les différents problèmes d'injection de façon satisfaisante et dans les meilleures conditions de sécurité, pour un coût acceptable compte tenu des résultats attendus.

#### 1.222. Nature des produits

L'examen des quatre paramètres précédents conduit à une constatation : il n'existe qu'un nombre restreint de **familles de produits** susceptibles de les satisfaire et d'être compatibles avec la plupart des terrains rencontrés.

La première famille, et la plus largement utilisée dans le monde, est celle des gels à base de silicates de soude. Elle a été retenue pour cette étude.

La deuxième famille importante est celle des résines organiques en phase aqueuse. Parmi celles-ci, les résines acrylamides sont les plus couramment utilisées dans la pratique des injections. Elles ont été incluses également dans cette étude.

Les deux types de produits étudiés comportent chacun plusieurs constituants dont les dosages sont variables et précisés par le spécialiste en injection en fonction du degré de qualité du traitement à réaliser. Ces dosages sont définis par des valeurs attribuées à différents paramètres caractéristiques des compositions.

#### a) Gels de silicate

Les paramètres retenus pour caractériser la composition d'un gel par unité de volume, sont :

la teneur en réactif :  $\alpha = \frac{\text{poids de réactif}}{\text{volume de silicate}}$ 

la dilution du silicate :  $\beta = \frac{\text{volume d'eau}}{\text{volume de silicate}}$ 

le taux de neutralisation : N %

L'utilisation du taux de neutralisation N %, qui est lié de façon linéaire à la valeur de  $\alpha$  pour un réactif donné, nécessite un commentaire.

Il y a encore peu de temps, on pouvait constater en laboratoire mais également sur chantier, que les gels de silicate avaient un comportement médiocre, ou parfois franchement mauvais, lorsqu'ils étaient immergés dans l'eau (travaux sous la nappe). Il était donc très délicat de s'engager dans la réalisation de travaux de consolidations à long terme avec de tels produits. La situation est beaucoup plus claire aujourd'hui.

De façon très schématique, rappelons qu'un silicate de soude en solution acqueuse se transforme en un gel, plus ou moins résistant, par rupture de l'équilibre interne silice-soude. Cette rupture s'obtient, dans le cas de l'utilisation de réactifs organiques du type esters, par élimination d'une certaine quantité de soude par neutralisation avec les acides apportés par le réactif.

Des études en laboratoire ont montré de façon indiscutable que la pérénité des gels immergés dans l'eau était directement liée au taux de neutralisation. Il n'y a pas encore très longtemps, la progression des études était bloquée par l'absence de réactifs qui auraient permis d'atteindre des taux de neutralisation élevés tout en conservant des temps de prise suffisamment longs pour que de tels gels soient utilisables.

Cette carence a été levée avec la venue, sur le marché, des durcisseurs de la série 600, fabriqués, par la Société Rhône-Poulenc ; ces durcisseurs permettent de préparer, de façon simple, des gels ayant d'une part les temps de prise pratiques voulus, et d'autre part au taux de neutralisation souhaité, et ce jusqu'à 100 %. De ce fait, il est devenu possible de mettre en œuvre des gels ayant une excellente tenue dans l'eau. Il semblait logique que cette stabilité de nature chimique s'accompagne d'une certaine stabilité des propriétés mécaniques. Pour cette raison, le taux de neutralisation N % fait partie des paramètres caractéristiques d'une composition qui ont été retenus dans cette étude.

#### b) Résines acrylamides

Ces résines sont utilisées fréquemment, dans le monde, pour résoudre des problèmes d'étanchement par injections. Elles confèrent, une certaine résistance mécanique aux terrains traités. Elles se présentent sous la forme de solutions aqueuses et la polymérisation se contrôle aisément par l'addition de catalyseurs au moment de l'utilisation. Les teneurs en catalyseurs, qui ne sont propres qu'à la phase de

# 2. METHODOLOGIE EXPERIMENTALE

#### 2.1. Matériaux et produits

# 2.11. Squelette granulaire

S'agissant d'étudier les caractéristiques géotechniques de l'ensemble squelette-matrice tout en modifiant la nature et les dosages de la matrice, il fallait que la partie granulaire conserve des caractéristiques constantes pour tous les essais.

Le choix s'est porté sur le sable utilisé le plus couramment dans les quelques laboratoires qui procèdent à des études et recherches et dont l'utilisation est recommandée par l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES). Il s'agit du sable de Fontainebleau commercialisé sous l'appellation MN 30. C'est un sable fin, blanc, siliceux à grains très résistants et anguleux.

Les caractéristiques de la répartition granulométrique sont :

$$d_{100} = 0.35 \text{ mm}$$
  $d_{60} = 0.23 \text{ mm}$   
 $d_{10} = 0.14 \text{ mm}$   $d_0 = 0.08 \text{ mm}$   
 $d_{10}$ 

coefficient de Hazen vaut environ : 
$$\frac{a_{10}}{d_{60}} \simeq 1.6$$

2.12. Produits injectés constitutifs de la matrice

a) Gels de silicates

Le

Silicate : silicate de soude de rapport pondéral : Si  $02/Na_2 0 = 3.3$ 4.10 4 77 /75 D

Réactifs : Durcisseurs de la série 600 (Rhône-Poulenc).

Il s'agit de mélanges d'esters méthyliques et éthyliques de diacides. Les dosages internes peuvent être modifiés à volonté pour atteindre un taux de

mise en œuvre ne constituent pas un paramètre principal caractérisant la composition.

Deux facteurs principaux permettent de faire varier la résistance mécanique apportée par ces résines. Il s'agit de :

- 1) l'extrait sec pondéral de la solution au moment de l'injection ; il est exprimé en ES % ;
- 2) la teneur pondérale d'un réticulant supplémentaire qui peut être additionné à la résine au moment de la fabrication ; elle est exprimée en TR %.

Ces deux paramètres sont utilisés dans cette étude.

Un commentaire est nécessaire pour expliquer le choix de ce type de résine dans une étude qui porte sur les problèmes de consolidation ; en effet, elles n'apportent, en ce qui concerne les critères utilisés jusqu'à présent (compression simple), que des résistances mécaniques assez faibles.

La raison de leur emploi est simple et logique : remarquant que certains gels, très performants d'après le test de compression simple, se dégradaient de façon considérable lorsque les modalités de mise sous contraintes faisaient intervenir le facteur temps, on pouvait se demander si ce type de résine, bien que rejeté d'après le critère de qualité classique en raison de leur faible résistance à la compression, n'était finalement pas plus intéressant et plus sûr que certains gels de silicate pour résoudre certains problèmes de consolidations définitives.

neutralisation N % tout en conservant un temps de prise déterminé: Suivant les dosages internes. les réactifs sont désignés par B, C et E dans cette étude.

Dosages des gels de silicate utilisés : ils sont au nombre de douze et englobent la totalité des dosages utilisés dans la pratique courante. Ces dosages sont visualisés sur la figure 1 ; ils présentent tous un temps de prise de 45 mn à 20 °C.





Fig. 2. - Résine acrylamide. Dosages utilisés.

#### b) Résine acrylamide

**Résine :** Résine acrylamide en solution aqueuse commercialisée sous l'appellation Rocagil 1295 (Rhône-Poulenc).

**Reticulant :** Méthylènebisacrylamide (M.B.A.) de la même société.

**Dosages utilisés :** ils sont au nombre de dix et visualisés sur la figure 2.

Les teneurs en catalyseurs ont été réglées pour que tous ces coulis aient un temps de prise de 45 mn à 20 °C.

# 2.2. Préparation des éprouvettes pour essais

Les éprouvettes sont préparées par injection des coulis à l'intérieur de colonnes de sable préalablement saturées d'eau. Les opérations se déroulent de la façon suivante.

# 2.21. Préparation des colonnes

Le sable est mis en place dans des tubes verticaux en P.V.C. de 1 m de longueur et de diamètre intérieur  $\emptyset i = 42$  mm. Le sable est arrêté aux deux extrémités du tube par des obturateurs auto-bloquants qui ne permettent aucune expansion ou foisonnement du sable lors des opérations ultérieures.

La densité sèche en place du sable est de 1.70.

# 2.22. Injection des colonnes

Les colonnes de sable sont saturées d'eau par injection d'eau à partir du bas à l'aide d'une petite pompe à piston.

Les coulis sont préparés par malaxage et, dans le cas de gels de silicate, maintenus en agitation lente par un petit agitateur magnétique qui figure les malaxeurs de reprise installés sur les chantiers.

Lorsqu'une colonne est saturée d'eau, l'aspiration de la pompe est branchée sur le réservoir de coulis. Le coulis est ainsi injecté à partir du bas, en repoussant l'eau qui se trouve dans les interstices du sable (fig. 3).

Lorsque le coulis atteint le sommet de la colonne, l'injection est arrêtée et les orifices d'entrée et de sortie sont obturés. La pompe utilisée est à débit variable, réglable en cours de fonctionnement et les pressions d'injection sont de 0.1, 0.2 ou 0.3 MPa.

La saturation préalable à l'eau semble indispensable car elle représente le mieux ce qui se passe lors des traitements de terrain par injection. Les terrains parfaitement secs n'existent pratiquement pas et les coulis entrent toujours en contact avec les grains des formations traitées par l'intermédiaire de surfaces soit humides, soit franchement noyées lors des traitements sous nappe phréatique.

#### 2.23. Eprouvettes pour essais

Les colonnes, obturées à leurs deux extrémités, sont conservées ainsi pendant sept jours pour que les phénomènes de prise soient stabilisés. L'ensemble squelette-matrice se trouve ainsi à l'abri de l'air et de toute dessication ou drainage pendant cette période.

Juste avant de procéder à des essais, les colonnes sont tronçonnées et chacune fournit dix échantillons de 85 mm de hauteur et de 42 mm de diamètre.

# 2.3. Mode opératoire des essais effectués

Les essais réalisés sont de divers types et se résument ainsi :

a) essais de compression simple de deux types :

- avec vitesse de déformation contrôlée  $\dot{\epsilon} = cte$ ;
- avec vitesse de charge contrôlée  $\dot{\sigma} = cte$ ;
- b) essais de relaxation ;

c) essai de fluage de longue durée sous charge statique ;d) essai de poinçonnement.

### 2.31. Essais de compression simple

# a) Vitesse de déformation contrôlée

Ces essais sont réalisés sur une presse Instron (fig. 4). Le déplacement du plateau dynamomètre est contrôlé et permet de réaliser la condition

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\Delta H}{H} / t = cte.$$

b) Vitesse de charge contrôlée

Ces essais sont réalisés sur une presse hydraulique Mohr et Federhaff. Le déplacement du plateau est également contrôlé et permet de réaliser la condition

$$\dot{\sigma} = \frac{\Delta F}{S} / t = cte.$$

Dans les deux cas, la déformation transversale  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$  a été mesurée par l'intermédiaire d'une ceinture équipée de jauges de déformation (fig. 5). Cette ceinture est située sur la circonférence centrale de l'éprouvette et maintenue par deux petits anneaux de caoutchouc qui n'exercent pas d'effort significatif sur l'éprouvette.

Les déformations longitudinales  $\varepsilon_1$  et transversales  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$  ont été enregistrées en fonction de la charge.



Fig. 3. — Injection du coulis.



Fig. 5. — Mesure de la déformation transversale.

Fig. 4. — Presse d'essais à vitesse de déplacement contrôlée.

Elles ont donc permis de suivre l'évolution de la variation relative de volume des éprouvettes  $\frac{\Delta V}{V}$ au cours de la charge, et jusqu'à la rupture

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_1 + 2 \epsilon_2$$

où

 $\epsilon_1 = \frac{\Delta H}{H}$  est défini par le reccourcissement relatif à la hauteur de l'éprouvette et,

 $\varepsilon_2 = \frac{\Delta (2 \pi R)}{2 \pi R}$  est égal à l'allongement relatif de la circonférence dans la zone centrale de l'éprouvette. Cette valeur est légèrement en excès si l'on tient compte de l'influence des extrémités.

#### 2.32. Essais de relaxation

Quelques essais de relaxation ont été réalisés pour des charges correspondant en principe à  $0.5 R_c$ ;  $0.75 R_c$ ;  $0.9 R_c$ , puis à la rupture complète.

Pour ces essais, l'éprouvette est mise en charge avec une vitesse de déformation axiale  $\dot{\epsilon}_1$  fixée et constante, jusqu'à une valeur fixée de la contrainte axiale  $\sigma_1$ . Le plateau de la presse est arrêté et l'évolution de  $\sigma_1$ est enregistrée en fonction du temps.

Seuls quelques essais ont été réalisés, dans le but de connaître les divers aspects du phénomène. Leur nombre a été volontairement limité pour deux raisons :

 le phénomène de relaxation n'intervient pratiquement jamais dans les traitements de consolidation de terrains par injection;  du point de vue expérimental, l'essai de relaxation interdit l'utilisation, pour d'autres tâches, d'un matériel important (presse) pendant un temps qui peut être très long.

# 2.33. Essais de fluage

Ces essais sous charge statique ont été menés pour de longues durées, jusqu'à trois mois.

L'éprouvette est soumise à une charge constante  $\sigma_1$ dans un bâti de fluage et la déformation axiale  $\varepsilon_1$ est donnée par la moyenne des lectures sur trois

# comparateurs précis à $\frac{1}{100}$ mm (fig. 6).

Les éprouvettes sont protégées de la dessication par une couche mince de paraffine.

#### 2.34. Essais de poinçonnement

Les essais de poinçonnement ont été réalisés pour étudier l'influence d'une distribution non uniforme des contraintes vis-à-vis du fluage de ces matériaux (fig. 7).

Les échantillons, protégés également de la dessication par une pellicule de paraffine, sont montés dans des bâtis spéciaux. Dans ce cas, les éprouvettes ont une hauteur de 50 mm. Des charges fixées et constantes sont appliquées sur des poinçons dont les sections de base sont de 0.5 cm<sup>2</sup> et 1 cm<sup>2</sup>. L'enfoncement des poinçons est suivi dans le temps à l'aide de

comparateurs précis au 100 mm.



Fig. 6. - Bâtis de fluage.



Fig. 7. — Essais de poinçonnement sous charge statique.

# 3. CONSTATATIONS EXPERIMENTALES SUR LES SABLES INJECTES AUX GELS DE SILICATE

# 3.1. Variation de volume au cours de la mise sous contrainte

Les figures 8 et 9 montrent les résultats obtenus lors d'essais de compression simple réalisés sur des éprouvettes injectées avec deux dosages de gels différents. La première série (fig. 8) a été réalisée avec  $\varepsilon_1$  contrôlé allant de 2.10<sup>-6</sup>/s à 10<sup>-2</sup>/s. La dernière série (fig. 9) s'est faite avec vitesse de charge  $\sigma$  contrôlée allant de 0.12 kPa/s à 180 kPa/s.

Il y est mis en évidence une diminution relative de volume au début du chargement. Il semble qu'il y ait une limite de résistance stable véritable relative à





la variation de volume, au-delà de laquelle apparaît brusquement la dilatance.

Pour des charges inférieures à cette limite, on constate une diminution de volume  $\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_1 + 2 \varepsilon_2 < 0$ jusqu'à une certaine valeur  $\frac{\Delta V}{V}$  minimale. Cette valeur minimale est à peu près indépendante de la vitesse de déformation relative axiale  $\dot{\varepsilon}$  ou de la vitesse de charge axiale  $\dot{\sigma}$  pour une composition de mélange injecté donnée, mais elle dépend de cette composition. Ensuite, survient un phénomène de foisonnement qui s'amplifie rapidement et entraîne la rupture générale de l'éprouvette.

Remarquons que pour ces essais  $\frac{\Delta V}{V} = \frac{1-2\nu}{E} \sigma_1$ ,

car :

 $\begin{array}{ll} E & \epsilon_1 = \sigma_1 \\ E & \epsilon_2 = - \nu \sigma_1 \\ E & \epsilon_3 = - \nu \sigma_1 \end{array}$ 

# 3.2. Evolution du module de déformabilité E

Les essais ont montré que le matériau est d'autant plus raide que la vitesse de déformation relative axiale  $\dot{\varepsilon}$  (ou la vitesse de charge axiale  $\dot{\sigma}$ ) est grande.

Pour des valeurs de  $\dot{\epsilon}$  et  $\dot{\sigma}$  données, le module de déformabilité dépend de la composition du mélange injecté.

# 3.3. Evolution de la résistance maximale R<sub>c</sub>

La résistance maximale  $R_c$  croît régulièrement avec la vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}$  ou avec la vitesse de charge  $\dot{\sigma}$ .

Elle est fortement influencée par la composition du mélange injecté. Les trois tendances générales qui ont été, soit simplement vérifiées, soit mises en évidence sont :

- 1) Pour une dilution constante ( $\beta$  = cte), R<sub>c</sub> décroît si N % (ou  $\alpha$ ) décroît.
- 2) Pour une teneur en réactif constante (N % ou  $\alpha = \text{cte}$ ), R<sub>c</sub> décroît si la dilution augmente ( $\beta$   $\uparrow$ ).
- 3) L'influence des vitesses έ ou ở est d'autant plus forte que N % (ou α) est plus faible. Ce dernier point est évidemment d'importance capitale si on

Fig. 10. — Influence de la vitesse de déformation contrôlée  $\dot{\epsilon}_1$  sur R<sub>c</sub>. Gels de composition N = 30 % ( $\alpha$  = 0.085).



34

se reporte à la définition actuelle du critère de qualité d'un traitement de consolidation de terrain par injection de produits chimiques.

Les deux figures 10 et 11 illustrent bien ces faits. On peut y remarquer que, pour une dilution identique, les écarts entre les valeurs de  $R_c$  pour les trois vitesses  $\dot{\epsilon}$  sont beaucoup plus importants pour le gel N = 30 % que pour le gel N = 70 %.

# 3.4. Relaxation

Les essais de relaxation ont mis en évidence la complexité du comportement rhéologique de ces matériaux.

- 3) Ensuite se développe une phase de fluage établi, mise en évidence par un segment quasi-rectiligne dans le diagramme ( $\varepsilon_1$ , log t).
- 4) Cette phase se poursuit par une phase de fluage accéléré qui précède la rupture.

Des constatations classiques ont pu être faites : pour une charge relativement importante, il n'y a pas de fluage établi et le fluage accéléré fait suite à la déformation instantanée. Dans le cas d'une charge relativement faible, on observe un fluage asymptotique pendant des mois sans qu'apparaisse la phase accélérée.



Rappelons préalablement que l'échantillon est mis en charge jusqu'au niveau de contrainte  $\sigma_1$  avec une vitesse de déformation relative axiale  $\dot{\epsilon}$  contrôlée.

Deux constations principales ont pu être faites (voir fig. 12 et 13) :

- 1) La relaxation est d'autant plus importante que la contrainte maximale  $\sigma_1$  s'approche de la charge de rupture  $R_c$ .
- 2) Si  $\dot{\epsilon}_1$  augmente, c'est-à-dire si l'éprouvette est chargée au niveau de contrainte  $\sigma_1$  plus rapidement, la chute de contrainte par relaxation est plus importante. Rappelons que la contrainte de rupture  $R_c$  croît en même temps que  $\dot{\epsilon}_1$ .

# 3.5. Fluage

Les essais de fluage sous charge constante ont donné des courbes expérimentales d'allure classique (fig. 14), c'est-à-dire :

- Au chargement, on constate une déformation instantanée ε, caractéristique du comportement immédiat.
- 2) Juste après, se manifeste une phase de fluage primaire ou ralenti.



Fig. 14. — Allure des courbes de fluage sous charge statique.

Les courbes expérimentales permettent de définir une durée  $T_{FC}$  de fluage établi, correspondant à la charge pratique  $\sigma=R_{FC}=$  cte, appelée résistance au fluage en compression simple associée à la durée  $T_{FC}$ .

La figure 15, reproduite à titre d'exemple, représente les courbes de fluage sous les charges statiques  $\sigma = 2$  MPa ; 1.6 MPa et 0.8 MPa telles qu'elles ont été obtenues pour le mélange XIV BE. Fig. 15. - Courbes de fluage du mélange XIV<sub>BE</sub>.



# 3.6. Résistance statique sous l'effet de poinçonnement

Les essais montrent que les courbes de l'enfoncement relatif e/D en fonction du temps (fig. 17), ont la même allure que les courbes de fluage en compression simple ( $\varepsilon_1$ , log t) (fig. 16). Il est donc

# le $(\varepsilon_1, \log t)$ (fig. 16). Il est donc

# 4. CONSTATATIONS EXPERIMENTALES SUR LES SABLES INJECTES AUX RESINES ACRYLAMIDES

Les essais ont été en nombre plus restreint sur ce matériau car, comme il est expliqué au paragraphe 1.22, il s'agissait d'établir une comparaison de comportement avec celui des sables injectés avec des gels de silicate.

Les essais ont été les suivants :

- a) essais de compression simple avec vitesse de déformation relative axiale ε<sub>1</sub> contrôlée ;
- b) essais de fluage en compression simple sous charge statique :
- c) essais de fluage en poinçonnement sous charge statique, avec un poinçon de 0.5 cm<sup>2</sup> de section.

possible de définir également une résistance au fluage en poinçonnement  $R_{\rm FP},$  associée à une durée de fluage établi  $T_{\rm FP}.$ 

La figure 17 montre l'exemple des courbes obtenues sur le mélange  $X_c$  avec les contraintes de poinçonnement de 25.6 MPa et 20.6 MPa.

#### 4.1. Evolution de la résistance maximale R<sub>c</sub>

De même que pour les sables injectés avec des gels de silicate, la résistance maximale  $R_c$  croît régulièrement avec la vitesse de déformation axiale  $\dot{\epsilon}$ . Elle est également influencée par la composition des mélanges :

- 1)  $R_c$  croît avec la teneur en extrait sec ES %.
- 2) Pour une même teneur en extrait sec,  $R_c$  croît avec la teneur en reticulant TR % mais tend vers une asymptote pour TR = 4 à 5 %.
- L'influence de la vitesse de déformation axiale ε est du même ordre de grandeur pour des teneurs en extrait sec variables.
- L'influence de 
  é est d'autant plus sensible que la teneur en reticulant TR est 
  élevée.


## 4.2.Fluage

Les courbes de fluage ont été déterminées uniquement pour les mélanges contenant 11 % d'extrait sec car il s'agit du dosage utilisé le plus couramment.

Le comportement au fluage montre que la résistance R<sub>FC</sub> est plus faible que R<sub>c</sub> mais elle varie très peu avec la durée de fluage établi.

La figure 18 montre, à titre d'exemple, les résultats obtenus sur le mélange K (ES = 11 %, R = 5 %) pour

des charges statiques correspondant à 0.45 MPa; 0.5 MPa et 0.55 MPa.

## 4.3. Poinçonnement

Les essais de fluage en poinçonnement ont été réalisés également sur les mélanges ES = 11 %. La résistance  $R_{FP}$  sous charge constante varie de façon analogue à la charge de fluage  $R_{FC}$ .

La figure 19 montre l'allure des courbes obtenues sur le mélange B pour des charges statiques corres-pondant à 2.6 MPa; 3.6 MPa ét 4.6 MPa.

## 5. INTERPRETATION DES RESULTATS OBTENUS SUR LES SABLES INJECTES AUX GELS DE SILICATE

#### 5.1. Résistance à la compression simple

Les valeurs quantitatives obtenues à partir des essais de compression simple, qu'il s'agisse des essais avec  $\dot{\varepsilon} = cte$  ou  $\dot{\sigma} = cte$ , présentent une certaine dispersion qui est propre à ce genre d'expérimentation où le nombre des opérations diverses est très élevé.

Les résultats peuvent être représentés graphiquement de façon simple sous la forme de courbes de régression linéaire par la méthode des moindres carrés, calculées en coordonnées normales et semi-logarithmiques. Ces courbes représentent les lois empiriques de la forme :

$$R_c = R_o + \rho \dot{\varepsilon} (ou \dot{\sigma}) \tag{1}$$

 $R_c = R'_o + \rho' \log \dot{\epsilon} (ou \dot{\sigma})$ 

La relation (2) ne présente pas de signification théorique et elle n'est qu'un ajustement expérimental à une loi logarithmique.

La relation (1) peut, par contre, être représentée par un modèle rhéologique de Bingham (fig. 20). En effet, lorsqu'on comprime un modèle de Bingham, avec une vitesse de déformation  $\dot{\varepsilon} = \text{cte}$ , la contrainte obtenue, à partir de l'instant  $t_o = \frac{S}{G\dot{\varepsilon}}$  où le patin commence

à glisser, est :

$$\sigma = \mathbf{S} + \eta \,\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \,\left( \begin{array}{c} 1 - \exp \left( \frac{t - t_o}{\tau} \right) \right)$$

où

 $\eta$ , est la viscosité de l'amortisseur ;

(2)



S, le seuil du patin; G, la raideur du ressort;

o, la falueur du ressort,

 $\tau = \frac{\eta}{G}$  le temps de retard.

Le comportement réel du matériau étudié pourrait être représenté par la superposition de plusieurs modèles élémentaires de Bingham.

Les figures 21 et 22 montrent les courbes de régression linéaire obtenues pour les essais avec  $\dot{\sigma}$  = cte et  $\dot{\varepsilon}$  = cte pour le mélange V<sub>c</sub>.





L'ensemble des relations empiriques expérimentales, exprimées sous les formes (1) et (2), obtenues pour les essais réalisés avec  $\dot{\varepsilon}$  = cte est reporté sur la figure 23.

Ces relations, définies uniquement dans le cadre des valeurs expérimentales, ne permettent pas l'extrapolation et ces deux tentatives montrent bien la difficulté d'approcher les résultats physiques obtenus vers des vitesses de déformation  $\dot{\epsilon}$  ou des vitesses de mise en charge  $\dot{\sigma}$  très faibles sinon nulles.

Les coefficients numériques de ces relations permettent cependant de constater que, dans le domaine des vitesses de déformations axiales  $\dot{\epsilon}$  utilisées, la résistance à la rupture en compression simple  $R_c$  est affectée d'une façon générale, comme suit :

- 1) La sensibilité aux variations de la vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}$  diminue avec une augmentation de la dilution du silicate ( $\beta$   $\uparrow$ ).
- La sensibilité aux variations de la vitesse é est plus marquée pour des taux de neutralisation bas (N % ou α 1).

Les valeurs expérimentales réelles de  $R_c$  obtenues en fonction des diverses valeurs de  $\dot{\epsilon}$  sont consignées, plus loin, dans le tableau de la figure 27 où elles ont été groupées avec les résultats de la résistance à la rupture sous charge statique pour visualiser l'influence du facteur temps de façon plus significative.



Les valeurs extrêmes sont données par les essais de fluage car une fois les mises sous contrainte réalisées,

Les courbes expérimentales ont montré que la résistance au fluage sous charge statique RFC était associée à une durée T<sub>FC</sub>.

#### 5.2. Fluage

Les valeurs de la résistance mécanique intéressantes pour la pratique sont celles que l'on peut utiliser, avec sécurité, dans des calculs de forces portantes, de butées, etc. Ces valeurs sont obtenues dans les conditions où è ou à tendent vers zéro.

sur la résistance à la compression du sable injecté avec des gels de silicate. La colonne R1/R4 correspond au rapport des résistances à la compression simple obtenues avec les vitesses de déformation axiale  $\dot{\epsilon} = 4 \cdot 10^{-3}/s$  et  $4 \cdot 10^{-6}/s$ .

Mēlanges N 2	Dilution de silicate B	Neutralisation N°/6	Teneur en réactif «	Résistance à la comp. simple (10 <sup>5</sup> Pa) à différentes vitesses de déformation É 1 2 3 4					Résistance sous charge cons_ _tante (10 <sup>5</sup> Pa)a= 0.(fluage) après :			
				4.10 <sup>-3</sup> /s	4.10 4/5	4.10 <sup>5</sup> /s	4.10%	R1/R4	1 h.	1 j.	1s.	1m.
VC	0.6	30	0.085	25.2	19.0	12.7	6.4	3.9	4.1	2.0	1.4	1.2
XC	0.6	50	0.141	32.5	29.5	26.5	23.5	1.38	13.4	8.8	6.5	5.1
VIIC	0.6	70	0.197	39.0	34,0	29.2	24.5	1.58	18.4	14.8	12.6	11.0
XIVBE	0.6	90	0.262						18.4	16.3	15.6	15.2
IIIB	1.0	30	0.085	8.2	6.2	4.1	2.0	4.1	3.9	3.0	2.6	2.2
IXC	1.0	50	0.141	16.0	14.0	12.0	10.0	1.6	7.2	6.8	6.7	6.5
IC I	1.0	70	0.204	14.8	13.6	12.6	11.6	1.27	7.2	6.2	6.0	6.0
XIIIBE	1.0	90	0.262						7.2	6.3	5.9	5.8
IVB	1.3	30	0.084	10.7	9.0	7.1	5.3	2.0	2.8	2.5	2.4	2.3
VIIIC	1.3	50	0.141	11.8	9.7	8.6	7.5	1.6	3.7	3.1	3.0	2.8
VIC	1.4	70	0.197	8.6	7.3	6.6	5.9	1.5	3.8	3.5	3.6	3.2
XIIBE	1.4	90	0.262						4.2	4.0	4.0	4.0



Avec les dimensions des échantillons utilisés, ces vitesses correspondent à des déplacements de plateaux de presse d'écrasement de 2 cm/mn et 0.02 cm/mn. Ces vitesses sont les valeurs extrêmes rencontrées le plus fréquemment et les valeurs du rapport de la colonne R1/R4 illustrent bien la différence de signification que peut avoir un résultat de résistance à la compression simple lorsque la vitesse de déformation axiale n'est pas précisée.

## 5.3. Poinconnement

Les courbes expérimentales ont montré qu'il était possible de définir une résistance au fluage par poinconnement RFP associée à une durée de fluage établi T<sub>FP</sub>. Il était intéressant de comparer les résistances R<sub>FP</sub> qui correspondent à une distribution de contraintes non homogène, aux résistance RFC obtenues pendant les essais de fluage en compression simple (état de contrainte uniforme). Cette comparaison s'est faite au niveau des résistances  $R_{FC}$  et  $\dot{R}_{FP}$ , estimées sur les graphiques du type de la figure 17, pour des durées T<sub>FC</sub> et T<sub>FP</sub> identiques. Elle est exprimée sous forme du rapport :

résistance au fluage en poinçonnement R<sub>FP</sub> résistance au fluage en compression RFC

En appliquant la formule générale de portance et en négligeant le terme de surface (car la section du poinçon est petite : 0.5 cm<sup>2</sup>) et le terme de profondeur (fondation superficielle), la résistance au fluage en poinçonnement peut s'écrire :

$$R_{FP} = 1.25 \text{ C } \text{N}_c + 0.7 \frac{\gamma \text{ B}}{2} \text{ N}_{\gamma} + \gamma \text{ D } \text{ N}_q \rightarrow 1.25 \text{ C } \text{ N}_c$$



 $\mathbf{R}_{FP}$ 



40

		N	50% ∝= 0.141		
	B = 1,4 1 0,6 0.6	T= 1200mn 300mn 3000mn	R <sub>FP</sub> = 25.10 <sup>5</sup> Pa 25.10 <sup>5</sup> Pa 256.10 <sup>5</sup> Pa 206.10 <sup>5</sup> Pa	R <sub>F</sub> c <sup>3</sup> 3,1.10 <sup>5</sup> Pa 7.10 <sup>5</sup> Pa 8.10 <sup>5</sup> Pa 6.5.10 <sup>5</sup> Pa	R <sub>FP</sub> = 8,06 R <sub>FC</sub> 3,57 32 31.69
C		1N	1 70% ∝= 0.197		×
VIC	1,4	10 <sup>5</sup> mn	25.10 <sup>5</sup> Pa	3,3.10 <sup>5</sup> Pa	7.58
		N	90°‰ ≪= 0.262		
XII B	E <sup>1.4</sup> BE 0.6	10 <sup>4</sup> mn 10 <sup>4</sup> mn	45.10 <sup>5</sup> Pa 300.10 <sup>5</sup> Pa	4.10 <sup>5</sup> Pa 15.5.10 <sup>5</sup> Pa	11 .25 19.35

Fig. 30. — Valeurs expérimentales du rapport  $\frac{\mathbf{R}_{FP}}{\mathbf{F}_{FC}}$ .

D'autre part, le diagramme de Mohr montre que la résistance en compression simple (fig. 28) à :

 $R_{FC} = 2 R$ 

où R est le rayon du cercle de Mohr :  $R = (H + R) \sin \phi$ 

d'autre part,  $H = C \cot g \phi$ 

d'où R  $(1 - \sin \varphi) = C \cos \varphi$ 

et  $R_{F_{C}} = 2 R = \frac{2 C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$  $\frac{R_{F_{P}}}{R_{F_{C}}} = \frac{1.25 C N_{c} (1 - \sin \varphi)}{2 C \cos \varphi} \approx 0.63 N_{c} tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$  Ce rapport devrait permettre d'évaluer la mobilisation de l'angle de frottement interne; des écarts restent possibles dans la mesure où la rupture sous un poinçon est progressive.

Les valeurs théoriques de ce rapport sont reportées sur le graphique de la figure 29.

Les valeurs expérimentales obtenues sont consignées dans le tableau de la figure 30. On peut y remarquer que la valeur de ce rapport n'est pas constante et qu'elle diminue lorsque la dilution du Silicate augmente ( $\beta$ ). Une telle expérimentation demande à être développée car il semble que la valeur du rapport soit une fonction plus complexe de  $\varphi$ .

## 6. INTERPRETATION DES RESULTATS OBTENUS SUR LES SABLES INJECTES AUX RESINES ACRYLAMIDES

#### 6.1. Résistance à la compression simple

De même que pour l'étude conduite avec les gels de silicate, les valeurs expérimentales obtenues à partir des essais de compression simple, avec  $\dot{\varepsilon} =$  cte ou  $\dot{\sigma} =$  cte, peuvent être représentées graphiquement sous la forme de courbes de régression linéaire correspondant aux équations (1) et (2) du paragraphe 5.1. Les valeurs numériques provenant des essais avec  $\dot{\varepsilon} =$  cte conduisent aux équations (1) et (2) regroupées dans le tableau de la figure 31.

Mis à part les valeurs concernant le mélange H, l'ensemble des résultats est très cohérent et conduit aux constatations suivantes :

- Les pentes des droites sont moins accentuées que celles correspondant aux gels de silicate. Les résistances à la compression simple sont donc moins sensibles à l'influence de la valeur de la vitesse de déformation axiale \u00e0.
- La sensibilité à la vitesse è reste du même ordre de grandeur pour des teneurs en extrait sec variables.
- Pour une même teneur en extrait sec, la sensibilité à la vitesse é augmente avec la teneur en réticulant ; ce fait se vérifie bien pour chaque pourcentage d'extrait sec.
- 4) Pour une même vitesse de déformation axiale *ϵ* = 10<sup>-4</sup>/s, les valeurs réelles de la résistance R<sub>c</sub> sont reportées sur les figures 32 et 33. On y vérifie que :



Fig. 31. — Résines acrylamides. Equations des courbes de régression linéaire (avec  $\dot{\varepsilon} = cte$ ).



Fig. 32. — Résines acrylamides. Influence de la teneur en réticulant sur  $R_{e}$ .

- a) la résistance à la compression simple R<sub>c</sub> croît proportionnellement à la teneur en extrait sec ES %;
- b) la résistance  $R_c$  augmente avec la teneur en réticulant TR % mais tend rapidement vers une asymptote à partir de R = 4 à 5 %.

Cette influence est d'autant plus significative que la teneur en extrait sec est élevée.

De même que pour l'étude des sables injectés aux gels de silicate, les valeurs expérimentales de  $R_c$  obtenues pour des valeurs différentes de  $\varepsilon$  sont regroupées plus loin, dans le tableau de la figure 35, avec les résultats de la résistance au fluage sous charge statique.

## 6.2. Fluage sous charge statigue

Les essais de fluage en compression à long terme, sous charge statique, ont été conduits sur les mélanges contenant un pourcentage d'extrait sec ES = 11 %.

L'évaluation de la résistance à la rupture en fonction du temps pour atteindre cette rupture (fig. 34) conduit à des courbes pratiquement linéaires de pente très peu marquée. La charge de fluage  $R_{FC}$  varie donc

Fig. 33. — Résines acrylamides. Influence de la teneur en extrait sec sur  $R_c$ .

très peu avec la durée de fluage établi  $\mathrm{T}_{\mathrm{FC}}.$ 

L'ensemble des résultats portant sur la résistance  $R_c$  en fonction de diverses valeurs de  $\dot{\epsilon}$  et sur la résistance  $R_{FC}$  est regroupé dans le ta-

Fig. 34. — Résines acrylamides. Résistance à la rupture en fluage, sous charge statique.

bleau de la figure 35. On y remarque bien :

- le niveau de résistance relativement bas obtenu avec les divers dosages. Ce fait ne doit pas être éliminatoire car dans certains types de travaux, ce niveau peut être suffisant.
- 2) La bonne stabilité dans le temps des résistances obtenues.

Formule	E.S.	T.R.	Résistance à la compression simple sous différentes vites_ _ses de déformation(10 <sup>5</sup> Pa) 1 2 3 4 1/4					Résistance sous charge cons_ _tante en fonction de la durée de fluage établi (10 <sup>5</sup> Pa)			
			4.10 <sup>-3</sup> /s	4.10 <sup>-4</sup> / <sub>s</sub>	4.10 <sup>5</sup> / <sub>s</sub>	4.10 <sup>-6</sup> / <sub>5</sub>		1h.	1 j.	1s.	1m.
A	11%	0%	6,2	5,9	5,6	5,3	1,17	3,6	3,5	3,5	3,5
в	-	1%	7,5	-7,0	6,4	5,7	1,31	4,0	3,9	3,8	3,8
С		2%	8,4	7,6	5,7	5,8	1,44	4,2	4,1	4,0	4,0
к		5%	9,7	8,7	7,7	6,6	1,46	5,5	- 5,5	5,5	5,5
D	8,8%	0%	5,5	4,9	4,3	3,7	1,48				
E	-	1%	6,6	5,8	5,0	4,2	1,57				
F	-	2%	6,8	6,0	5,1	4,3	1,58				
G	6,6°/。	0%	3,8	3,6	3,5	3,4	1,11	-			
н		1%	5,5	4,4	3,3	2,2					
J	-	2º/0	5,4	4,7	3,9	3,2	1,68		-		

Fig. 35. — Résines acrylamides. Tableau récapitulatif :

- des résistances à la compression simple  $\mathbf{R}_c$  en fonction de la vitesse  $\hat{\mathbf{e}}$ ;
- des résistances à la rupture au fluage en fonction du temps.

## 6.3. Poinconnement

Les résultats obtenus par des essais de fluage sous charge statique au poinçonnement peuvent être résumés à l'aide des valeurs suivantes des rapports  $\frac{R_{FP}}{R_{FC}}$ Formule B (ES = 11 % TR = 1 %):  $\frac{R_{FP}}{R_{FC}}$  = 12.11 Les valeurs de ces rapports sont relativement voisines et elles montrent une assez bonne similitude de comportement entre le poinçonnement et le fluage en compression simple sous charge statique.

## 7. CONCLUSION

En multipliant les modes de sollicitation et en mettant l'accent sur l'influence du facteur temps dans la détermination de la résistance à la compression simple d'un sable consolidé par injection de gels de silicate ou de résines acrylamides, cette étude montre la complexité du comportement mécanique de tels matériaux. Si certains essais tels que les tests de fluage au poinçonnement contribuent à améliorer les connaissances sur ce comportement, d'autres essais, tels que le fluage en compression simple poursuivis par les essais avec vitesse de déformation axiale è contrôlée, sont déterminants et apportent un éclairage nouveau au problème de la consolidation des sols par injection de produits chimiques.

Pour le spécialiste en injection chargé de déterminer un choix de produits, cette étude met en évidence l'influence des différents paramètres de composition sur le comportement mécanique du matériau traité.

Pour améliorer et rendre son choix plus sûr, le praticien devra prendre en compte le facteur temps et considérer comme fondamental le caractère **provisoire** ou **définitif** du traitement de consolidation qu'il aura à réaliser.

Dans le cas d'un traitement définitif, (dans la mesure ou ce terme peut s'appliquer dans le domaine de la construction), c'est bien la résistance fondamentale au fluage qu'il faut prendre en compte associée au « temps de fluage établi », notions définies dans la présente étude. Cette résistance pratique à long terme sera relativement modeste et pour l'obtenir il faudra faire appel à des mélanges d'un prix de revient plus élevé (taux de neutralisation voisin de 100 % pour les gels de silicate, pourcentage d'extrait sec important et teneur en reticulant de l'ordre de 5 % pour les résines acrylamides).

Dans le cas d'un traitement provisoire le facteur temps est tout aussi important. Le spécialiste en injection pourra choisir le mélange le plus économique compatible avec la durée de sollicitation du terrain consolidé. Cette durée est liée le plus souvent à la méthode de travail de l'entreprise générale chargée des travaux de terrassement et de génie civil. Ces facteurs devront donc également être pris en compte dans la définition du type de gel à mettre en œuvre pour la consolidation recherchée.

Pour le projeteur, qu'il s'agisse aussi bien de la phase de détermination technique d'un traitement que de son aspect contractuel, il semble désormais évident que le critère de qualité, défini comme le résultat d'une résistance à la compression simple, est insuffisant. Toute valeur annoncée doit être complétée par la définition du mode et de la vitesse de sollicitation, et il est clair qu'une seule valeur associée à une seule vitesse de sollicitation, est insuffisante.

Il ressort que pour certains types de travaux, où le mode de sollicitation du terrain traité est proche de celui de la compression simple (reprises en sous-œuvre notamment), les résultats de cette étude peuvent être transposés directement. Il ressort également que pour d'autre types de consolidation, où le mode de travail du terrain traité n'est plus semblable à la compression simple, la transformation est délicate, et peut être les calculs devraient-ils être faits à partir des méthodes de la mécanique des sols plûtôt qu'avec celles de la résistance des matériaux classique.

De nombreux travaux de consolidation des sols ont été réalisés par injections de produits chimiques et d'autres le seront. Le contenu de cette étude devrait contribuer à l'épanouissement de cette technique car, s'il introduit quelques complexités supplémentaires aussi bien pour les projeteurs et maîtres d'œuvres que pour les spécialistes en injection, il va dans le sens d'une amélioration de la fiabilité et de la sécurité qui peuvent être apportés aux traitements de consolidation des sols par injection.

## BIBLIOGRAPHIE

- CARON (C.). « Etude physico-chimique des gels de silice ». Annales de l'ITBTP, série EM/81 (mars-avril 1965).
- [2] KUTZNER (Ch.). « Uber die mechanischen Eigenschaften der mit Silikatgelen injizierten Erdstoffe ». Die Bautechnik. H. 3, S. 86-97.
- [3] PERSOZ (B.). « La rhéologie » nº 3, Monographies du CAST. Masson et Cie (1969).
- [4] RICHARD (C.). « Contribution à l'étude des propriétés mécaniques d'un sable renforcé par des gels de silice. Application d'une méthode ultrasonore ». Mémoire CNAM (1975).
- [5] WARNER (J.). « Strength properties of chemically solidified soils ». Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division. ASCE. Vol. 98, n° SM. 11 (novembre 1972).

M. le PRESIDENT. — Je tiens à féliciter M. Luong et toute l'équipe pour la qualité du travail qu'ils ont mené et aussi pour les résultats qu'ils ont trouvés, qui sont très intéressants.

Je suis sûr que tous les spécialistes qui sont dans la salle ne manqueront pas d'avoir des réactions. Je leur livre la parole.

**M. DUFFAUT.** — Vous avez vérifié que l'âge auquel vous prenez l'échantillon ne change rien à ses propriétés. Autrement dit, vous partez de produits qui sont stabilisés en âge. C'est la vitesse de charge qui compte, ce n'est pas du tout l'âge comme dans du béton. C'est clair?

M. LUONG. - C'est clair, c'est bien cela.

M. DUFFAUT. — Vous avez opéré uniquement en compression simple, sans confinement, tandis que dans le terrain, et notamment autour de souterrains, on a des chances pour que la plus grande partie des échantillons soit confinée, c'est-à-dire, qu'on n'ait pas de possibilité de changer le volume, d'augmenter le volume en tout cas. Est-ce que ça changerait quelque chose?

M. LUONG. — Vu la complexité du problème, nous avons commencé par des essais du type le plus simple possible. Donc on a étudié la résistance à la compression simple et on n'a étudié que le paramètre qui nous a semblé le plus important. Dans une phase ultérieure, il est possible qu'on étudie les sols en fonction d'autres paramètres.

M. DUBOIS. — Je voudrais faire un commentaire sur la question de M. Duffaut, qui répondra aussi à ce qu'a dit M. Luong, au début de sa conférence, sur les faits qui se sont produits à Nüremberg où, après quelques ennuis, une étude systématique a été faite sur plusieurs types de matériaux à injecter.

Dans cette étude, les laboratoires allemands ont regardé la résistance à la compression simple et la résistance à la compression confinée en fonction du temps. Le confinement peut augmenter la résistance de 50 %, 100 % et plus, dans des cas types, suivant les conditions.

D'autre part, si leurs études au laboratoire sont moins systématiques que les vôtres, elles ont permis d'évaluer l'influence du confinement, puis ont servi de base à des calculs de déformation et de stabilité, utiles pour juger l'efficacité de tel ou tel matériau à injecter.

A cet effet, nous avons mis au point avec eux un modèle rhéologique qui tient compte des propriétés du matériau à très court terme (c'est-à-dire des essais à vitesse de déformation donnée) et des propriétés à long terme (à partir d'essais de fluage à long terme).

Nous avons dû le faire relativement complet, par une série de modèles rhéologiques élémentaires comme celui que vous avez présenté, en tenant bien compte du fait qu'il fallait prendre un amortissement en logarithmes et non pas un amortissement constant, comme vous l'avez souligné.

A partir de ce modèle rhéologique, nous avons construit un modèle numérique pour simuler les essais dont je viens de parler.

Nous avons ensuite utilisé ce modèle numérique dans un calcul effectué avec la méthode des éléments finis sur des géométries représentatives de sections de galeries de métro. Nous avons trouvé que, pour certains types de matériaux que l'on injectait, la déformation à long terme n'était pas diminuée.

Pour Nüremberg, il n'y avait pas de problème de stabilité, mais des problèmes de déformation conduisant éventuellement à des fissures dans les bâtiments voisins. Nous avons regardé ce problème et mis en évidence que, pour certains matériaux, l'injection ne réduisait pas les déformations à long terme. Ce résultat ne s'applique pas à tous les matériaux. Nous avons aussi examiné à quel endroit il fallait injecter pour optimiser le renforcement. Cette étude n'est pas terminée.

M. HABIB. — Je voudrais poser une question à M. Allemand. Au cours de son exposé, M. Luong nous a montré des résistances qui évoluent en fonction du temps suivant des droites en coordonnées logarithmiques. C'est désagréable parce que, si on extrapole sur un temps suffisamment long, on arrive à un moment où la résistance est nulle. Si on attend même un peu plus longtemps, elle devient même négative et cela devient franchement curieux.

En associant une résistance à une durée de travaux, ma question est la suivante : est-ce que vous pensez, en tant que chimiste, que la résistance puisse diminuer jusqu'à 0, ou bien qu'il doive rester quelque chose? Quand on extrapole en coordonnée semi-logarithmique pendant toute la fin de l'ère quaternaire, ce n'est pas bien grave; mais quand c'est à deux ou trois ans, comme pour certaines des compositions étudiées ici, ça peut être plus ennuyeux. Or, les essais ont été faits jusqu'à deux ou trois mois; jusqu'où pensez-vous qu'on peut aller raisonnablement?

M. ALLEMAND. — Je pourrais vous répondre tout d'abord qu'il suffit d'avancer d'une décade ou deux, ce n'est pas beaucoup, sur le papier logarithmique et ça reporte chaque fois pas mal en avant, comme vous l'avez souligné.

Au niveau chimique, nous nous sommes posés la question sur l'aspect un peu plus théorique, en particulier sur la configuration possible des produits solides qui donnent la résistance mécanique qu'on a observée. On avait un espoir, c'était qu'en fabriquant un réseau chimique le plus régulier possible et qui se rapproche le plus d'un solide parfait, on obtiendrait quelque chose qui ait un comportement dans le temps le plus stable possible.

On voit, d'après les résultats qu'a mis en lumière M. Luong, que les résines du type acrylique ont un comportement qui semble beaucoup plus confortable que les gels de silicate. C'est une conséquence des suppositions qu'on avait faites, c'est-à-dire que lorsqu'on crée un réseau qui est régulier (et on peut représenter un gel acrylique théoriquement par un assemblage à trois dimensions, donc c'est un solide parfait) on voit qu'effectivement on a un comportement dans le temps beaucoup plus confortable.

Un gel de silicate, au contraire, peut être représenté par un assemblage extrêmement irrégulier de molécules, avec des liaisons qui ne sont pas du même ordre, de même nature que dans le gel acrylique; on voit que, dans ce cas-là, le comportement dans le temps est beaucoup moins sûr.

Je ne peux pas répondre avec certitude au problème du comportement dans le temps, mais je pense que si on veut avoir, je ne dis pas une certitude, mais disons de bonnes raisons de penser qu'on aura une bonne stabilité, il faut, soit se tourner vers les produits du type acrylique, soit s'orienter vers les gels de silicate en dilution assez forte et surtout à fort taux de neutralisation, c'està-dire que la neutralisation du silicate doit être réalisée par une quantité de réactif importante.

M. Armand MAYER. — J'ai été impressionné et très intéressé par la conférence de M. Luong et par le grand nombre des essais qu'il nous a décrits; il y a tout de même un point qui m'étonne.

L'expérience prouve qu'on a fait des injections, qu'elles tiennent et qu'on n'a pas constaté de résultats du genre de ceux qu'il nous a présentés. Je me demande si le fait de s'être limité à un matériau ayant une granulométrie uniforme, comme le sable de Fontainebleau, n'est pas pour beaucoup dans ces résultats. Il me semble qu'il serait extrêmement intéressant de reprendre l'opération et de faire un certain nombre d'essais, les plus typiques, avec un sable ayant une granulométrie continue, c'est-à-dire partant du millimètre et descendant à des dimensions beaucoup moins fortes. Il est bien entendu qu'on n'utilise pas le silicate pour étancher ou pour consolider un matériau à gros vides. Là, on emploie le ciment et on est sûr du résultat. Si on a un matériau naturel dont la granulométrie est relativement continue, il y a des vides importants, mais il y en a aussi de beaucoup plus petits et l'expérience prouve que les résultats sont bons.

Est-ce que le fait d'injecter ces matériaux-là ne donnerait pas des résultats plus satisfaisants que ceux que vous avez obtenus sur le sable de Fontainebleau?

M. GANDAIS. — Nous avons utilisé le sable de Fontainebleau parce que de nombreuses études de laboratoire se font avec ce sable, si bien que nous disposions de points de repère et qu'il était possible de se référer à des études antérieures.

D'autre part, si on examine un sable injecté avec un produit du type gel de silicate ou résine, on se trouve devant un squelette composé de grains très durs et d'une matrice molle par comparaison avec la dureté de ces grains. Comme dans la littérature on trouve des articles qui précisent que l'angle  $\varphi$  du squelette est peu affecté par l'injection de tels produits, nous avons pensé que l'étude du comportement de la matrice, que nous voulions faire, ne serait pas affectée par la granulométrie du sable utilisé.

Nous sommes bien d'accord que si nous prenons des sables différents, avec des grains plus gros ou de formes différentes, nous obtiendrons des valeurs de résistance différentes. Cependant, nous pensons que les caractères propres au comportement de la matrice ne seront pas modifiés.

M. A. MAYER. — Dans les essais que vous faites, vous comprimez votre matériau. Autrement dit, vous réduisez les vides, vous avez un matériau uniforme, il n'y a pas compactage. Si vous avez un matériau continu, il y a compactage et augmentation de la résistance. Cela me paraît évident et je serais très heureux qu'on fasse quelques essais dans ce sens, sinon on risque de tirer de votre conférence des conclusions qui ne sont pas du tout celles que vous attendez.

M. CARON. — Comme MM. Allemand et Mayer, je continue à avoir confiance dans les injections.

Esope disait que la langue est la meilleure et la pire des choses; on peut en dire autant des gels de silice, tout dépend de la composition que l'on a adopté.

Dans toutes les courbes que vous avez présentées, certaines sont très alarmantes, surtout si on les extrapole à quelques années. Mais si on regarde celles qui ont un taux de neutralisation de 0.9, c'est alors beaucoup moins grave. Lorsque des gels de résistance instantanée de 20 à 30 bars tombent à 1 bar au bout d'un mois, c'est parce qu'ils ont été mal calculés, c'est-à-dire qu'on a utilisé un taux de neutralisation trop faible. L'injecteur aura donc à choisir, dans toutes les formules envisageables, celle qui donne à long terme le meilleur résultat. Pour diminuer cet effet fluant des gels, il faut accroître le taux de neutralisation, c'est-à-dire augmenter la quantité de durcisseur. Donc c'est avant tout une question de formulation.

On a parlé beaucoup tout à l'heure de cet incident en Allemagne. Je crois savoir qu'il s'est produit sur un chantier où il n'y avait pas d'injecteur à proprement parler : les produits avaient été achetés chez « l'épicier du coin ». Au même titre que l'orsqu'on va chez un pharmacien, il est prudent de passer d'abord par un docteur, je pense que lorsqu'on a un terrain à traiter, ou bien on passe par une entreprise spécialisée, ou bien on s'adresse à un ingénieur-conseil. Il en est de très bons.

M. GANDAIS. — Il est bien évident qu'en faisant cet exposé, nous n'avions pas l'intention de faire peur, puisque nous sommes, nous-mêmes, des spécialistes injecteurs.

Je tiens seulement à apporter une précision : il est évident que si on extrapole certaines courbes, on arrive parfois à une valeur de résistance nulle. N'oublions pas que les représentations graphiques que vous avez vues sont des représentations géométriques empiriques à partir de résultats expérimentaux. De par nature, de telles courbes ne tolèrent pas l'extrapolation.

Il est bon de noter également que l'évolution des phénomènes que nous avons rencontrés se représente par des droites en coordonnées semi-logarithmiques. Cela signifie que l'on a affaire à des phénomènes amortis dans le temps. Il nous semble réconfortant de savoir que la variation des résistances va en s'amenuisant avec le temps. Ce qui est encore plus réconfortant est tout simplement de le savoir et de pouvoir mieux étayer nos choix.

M. DUPEUBLE. — Je voudrais rappeler nos préoccupations lorsque nous avons commencé cette étude. Elles étaient de deux ordres.

Tout d'abord ce que nous trouvions dans les cahiers des charges, lorsque nous devions répondre à un appel d'offres qui nous imposait des résistances à la compression simple, nous gênait beaucoup car nous avions conscience que cela ne signifiait pas grand chose. On sentait très nettement que l'on parlait implicitement de notions de résistance appliquées à des matériaux comme les bétons et que cela se traduisait par : « traitez ce sol pour obtenir une résistance de 2, 2.5 ou 3 MPa ». Nous voulions donc aller plus avant pour essayer de montrer que cette notion de résistance mécanique était liée à la notion de temps.

Notre deuxième préoccupation, complètement différente mais cependant directement dérivée de la première, était que nous craignions de passer peut-être à côté d'un certain nombre de produits, de formulations rejetées jusqu'alors, parce que nous obtenions des résistances à la compression simple, suivant les critères utilisés jusqu'alors, trop faibles pour pouvoir être prises en considération par un client. Pourtant, ces mêmes produits que nous rejetions à priori pouvaient peut-être présenter à long terme une résistance pratique, utile, supérieure à celle de produits paraissant beaucoup plus brillants par une approche un peu trop rapide des phénomènes.

Nous n'avons jamais voulu faire peur à personne en lançant cette étude, mais nous avons voulu justement approfondir la connaissance des phénomènes et introduire, comme le disait tout à l'heure M. Luong, le facteur temps et la façon dont les travaux ultérieurs de réalisation de l'ouvrage sont menés; car on s'aperçoit que les deux éléments qui entrent en ligne de compte sont bien la durée de l'exécution de l'ouvrage, excavation par exemple d'un tunnel ou d'une fouille, et la façon dont est sollicité le traitement de protection de la dite excavation.

Nous avons voulu apporter une dimension supplémentaire au projeteur et élargir les possibilités de choix.

M. TCHENG. — Comme on le disait tout à l'heure, pour faire l'étude en vue de travaux de tunnel ou d'excavation, et peut-être à tort, nous avions besoin de  $\varphi$  et de c. Lorsqu'il y a une décroissance de résistance à la compression simple, est-ce que c'est plutôt la cohésion qui diminue ou bien plutôt l'angle de frottement, et dans quelle proportion croyez-vous que les caractéristiques tombent ?

Je voudrais également savoir si cette chute de résistance dépend de l'état de conservation de l'échantillon, avec paraffine ou sans paraffine ; est-ce que cela donnerait des différences ?

M. LUONG. — Notre étude concerne l'influence du facteur temps sur la résistance à la compression simple et nous l'avons réalisée sur un seul sol de référence. Nous n'avons pas fait d'essais dans l'optique d'une étude des variations éventuelles de  $\phi$  et de c. Cependant, on trouve, dans la littérature, l'information que lorsque  $\phi$  change l'allure des courbes reste la même.

En ce qui concerne les essais de fluage, il faut essayer de maintenir l'échantillon dans un état identique à l'état initial. Une perte d'eau peut induire des phénomènes de forces capillaires qui risquent de modifier la résistance des éprouvettes. Il nous semble donc indispensable de bien protéger les éprouvettes.

M. GANDAIS. — J'ajouterai que la conservation à l'air, qui peut entraîner une dessication, ne nous intéresse pas, puisqu'elle ne correspond pratiquement à rien dans la réalité. Par contre, cette étude que nous avons présentée ce soir n'est pas terminée et nous avons des échantillons qui ont été injectés, comme vous l'avez vu sur les photos, et qui sont actuellement conservés dans l'eau. Nous pourrions voir dans plusieurs mois comment se comporteront ces échantillons au fluage.

M. TCHENG. — Je crois que le cas d'une conservation d'échantillon sans paraffine correspond bien à une paroi excavée et exposée à l'air du vendredi soir jusqu'au lundi matin.

M. LUONG. — C'est possible, mais en deux jours, je crois que l'effet de la dessication est moins important que pour un essai qui dure plus de trois mois.

M. le PRESIDENT. — On utilise souvent des protections du terrain quand on laisse passer le week-end. Cela n'a rien à voir avec les injections.

M. CAMBEFORT. — Je voudrais savoir si on a bien vérifié que le volume de coulis injecté correspondait au volume des vides du sable, parce que s'il est supérieur les grains ont été séparés les uns des autres et en fin de compte ce n'est pas du sable injecté qu'on a, mais presque la matrice pure.

M. LUONG. — Par manque de temps, je n'ai pas décrit la technologie des colonnes pour injection. Le sable est mis en place dans un tube en matière plastique. Ce sable est maintenu par deux disques obturateurs qui empêchent son expansion pendant l'injection. D'autre part, nous avons essavé de maintenir la pression d'injection à un niveau très faible pour ne pas créer de désordre dans l'état initial du sable.

De toute façon, nous avons fait des mesures de véri-

fication concernant le poids à sec, humide, etc. Nous avons constaté que l'indice des vides n'a pratiquement pas varié. Il est resté voisin de 0.6 comme à l'état initial.

M. POUPELLOZ. — Je voudrais poser une question sur la représentativité des essais de laboratoire, notamment pour des problèmes d'injection de consolidation sous des ouvrages d'art.

En laboratoire, on réalise une imprégnation parfaite de l'échantillon; ne pensez-vous pas qu'une grande partie de la consolidation résiduelle à long terme du terrain est obtenue par claquages ou microclaquages ?

M. GANDAIS. — Votre question se rapporte davantage à la technique de l'injection et à la définition géométrique de l'ouvrage à réaliser.

Si on a affaire à des sables fins, ou très fins, on va prévoir notre traitement de façon à se mettre dans les meilleures conditions possibles pour pouvoir procéder à cette imprégnation. Que cette imprégnation soit imparfaite est presque évident à cause de l'hétérogénéité inhérente aux terrains.

Il se peut donc qu'il se produise des claquages ; mais je ne pense pas que de tels claquages, réalisés avec des gels de silicate ou des résines acrylamides, apportent grand chose au niveau de la consolidation de l'ensemble de la masse traitée. Au pire, s'ils sont trop importants, ils peuvent être nuisibles parce qu'ils sont constitués de produits peu résistants. La technique et la conduite de l'injection doivent être menées pour éviter, ou du moins minimiser, leur formation.

M. le PRESIDENT. — Je voudrais dire qu'en tant que maître d'œuvre, j'apprécie beaucoup qu'on abandonne un peu le seul aspect de la résistance à la compression. D'ailleurs, dans beaucoup de domaines, ce critère s'avère insuffisant pour caractériser une roche ou un sol. J'apprécie aussi que, pour la définition d'un ouvrage et pour sa protection, on puisse dégager des facteurs dont l'influence est toujours très importante, ainsi que vous nous l'avez montré.

Il nous reste donc à vous remercier de nous avoir exposé les résultats de cette très intéressante étude.



# propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés

par

## Pr. Silvan Andrei

Laboratoire de Mécanique des Sols Université de Constantine et Institut de Construction Bucarest, Roumanie

#### PROPRIETES HYDRAULIQUES ET MECANIQUES DES SOLS NON SATURES

L'élément essentiel qui conditionne les propriétés des sols non saturés est l'existence d'une pression interstitielle négative (succion), due à l'interaction entre les trois phases constituant le sol, qui caractérise la capacité de rétention de ce corps hydrophile.

Dans la première partie de l'exposé sont présentés les résultats des recherches concernant la capacité de rétention de l'eau par les sols et notamment les méthodes utilisées pour établir la courbe de rétention, son expression analytique, les transferts d'énergie liés aux mouillages-séchages, l'utilisation de la courbe de rétention pour prévoir les effets des différents procédés d'assèchement.

La deuxième partie est consacrée à l'influence de la succion sur les mouvements de l'eau dans les sols non-saturés : l'infiltration, le drainage, l'ascension capillaire, la migration de l'eau vers les racines des plantes, les méthodes pour prévoir la distribution d'équilibre de la teneur en eau sous les revêtements imperméables.

Pour les sols non saturés, pour lesquels il n'existe pas de correspondance univoque entre l'état de serrage et l'état d'humidité caractéristique, pour les sols saturés, les propriétés sont conditionnées en même temps par la porosité ainsi que par la teneur en eau. Pour cette raison, on présente dans la dernière partie de l'exposé la méthodologie pour l'étude de l'influence de ces deux paramètres sur les propriétés hydrauliques (succion, perméabilité) et mécaniques (résistance à la compression simple, résistance au cisaillement et paramètres  $\Phi$  et c, module de déformation, etc.) des sols non saturés.

## HYDRAULIC AND MECHANICAL PROPERTIES OF NON SATURATED SOILS

The essential element which influences the properties of non saturated soils is the existence of negative pore pressure (suction) due to the interaction between the three phases constituting the soil, which characterizes the retention capacity of this hydrophilous body.

In the first part of the report the author presents research results concerning the water retention capacity of soils and especially methods used to define the retention curve, its analytical expression, energy tranfers linked to wetting-drying, the use of the retention curve to forecast the effects of different drying processes.

The second part is devoted to the influence of suction on the movements of water in non-saturated soils: seepage, drainage, moisture rising by capillarity, migration of water towards the roots of plants, methods to forecast the equilibrium distribution of water content under waterproofing coating.

For non saturated soils for which there is no univocal correlation between the state of compaction and the state of humidity, characteristic for saturated soils, the properties are influenced at the same time by the porosity and the water content. For this reason the final section of the paper outlines the methodology for research on the influence of these two parameters on hydraulic properties (suction, permeability) and mechanical properties (compressive strength, shear strength and  $\Phi$  and c parameters, deformation modulus, etc.) of non saturated soils.

Comité Français de Mécanique des Sols

# propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés

## par Pr. Silvan ANDREI

## 1. INTRODUCTION

Il existe beaucoup de régions où, en raison des conditions climatiques (arides, semi-arides, continentales extrêmes), les sols se trouvent la plupart du temps en état de non-saturation.

En même temps, on doit remarquer que la mécanique classique des sols s'est occupée principalement des sols saturés et que le comportement des sols non-saturés est moins bien connu.

C'est exactement pour cela qu'on a jugé utile de présenter cette étude sur les propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non-saturés, à partir des résultats de recherches poursuivies pendant plusieurs années sur une gamme étendue de sols (fig. 1).

On doit mentionner que la plupart des résultats obtenus sont valables non seulement pour les sols mais aussi pour d'autres corps poreux hydrophiles : matériaux de construction (béton, briques, matériaux céramiques) et matériaux soumis au séchage (papier, bois, tourbe, charbon, etc.) [4].



## 2. ETAT DE NON SATURATION. MODE DE REPRESENTATION

Généralement, on définit un sol comme saturé si les pores de la matrice constituant le squelette solide sont remplis par la phase liquide (l'eau).

Dans ce cas, il existe une correspondance univoque entre l'état de l'humidité et l'état de serrage, qui s'exprime par la relation :

$$w_{\text{sat}}(\%) = \frac{n \,\rho_w}{(1-n) \,\rho_s} \,\,100 = e \,\,\frac{\rho_w}{\rho_s} \,\,100 = \rho_w \,\left(V_{100} - \frac{100}{\rho_s}\right) \quad (1)$$

où

w<sub>sat</sub> est la teneur en eau pondérale;
n, la porosité;
e, l'indice des vides:

e, i mulce des vides;

 $\rho_w$  et  $\rho_s$ , les masses volumiques de l'eau et du squelette ;

 $V_{100}$ , le volume correspondant à une masse de 100 g de la phase solide.

Puisque les forces d'interaction entre l'eau et le squelette minéral sont compensées, la pression interstitielle dans les sols saturés est généralement égale ou supérieure à la pression atmosphérique.

Les sols sont considérés comme non-saturés si dans leurs pores se trouve de l'air; ils sont alors des systèmes triphasiques (fig. 2).



Fig. 2.

Dans ce cas, la correspondance univoque (1), mentionnée plus haut ne subsiste pas, c'est-à-dire qu'à une même porosité peuvent correspondre une infinité de teneurs en eau en fonction du degré de remplissage des pores par l'eau (degré de saturation,  $S_r$ ) ou qu'à une même teneur en eau le sol peut avoir différentes porosités.

Comme les propriétés des sols non-saturés sont déterminées par relations réciproques entre les phases constituantes, pour leur étude, on doit disposer d'un système de représentation permettant de suivre en même temps l'influence de l'état de serrage et de l'état d'humidité.

Parmi les systèmes qui ont été proposés, à notre avis le plus convenable est celui de Fernando **Terracina** [25] qui a construit un abaque ayant w en abscisse et V<sub>100</sub> en ordonnée (fig. 3).

Dans ce cas, entre la masse volumique sèche  $\rho_d$  et  $V_{\rm 100}$  on a la relation :

$$\rho_d = \frac{100}{V_{100}}$$
(2)

On peut marquer en ordonnée des valeurs  $\rho_d$  et tracer des droites horizontales correspondant à des chiffres ronds.

Sur l'abaque, on a représenté aussi les droites inclinées d'égale masse volumique humide  $\rho$  correspondant à la relation :

$$\rho = \rho_d \left( 1 + \frac{w}{100} \right) = \frac{100}{V_{100}} \left( 1 + \frac{w}{100} \right)$$
(3)

D'après cette relation, on peut déduire que sur l'axe des ordonnées (w = 0)  $\rho$  et  $\rho_d$  ont la même valeur. D'après l'expression de la porosité :

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = 1 - \frac{100}{V_{100}} \frac{1}{\rho_s}$$
(4)

et l'indice des vides :

$$e = \frac{n}{1 - n} = \frac{V_{100}}{100} \rho_s - 1 \tag{5}$$

On en déduit que pour une certaine masse volumique des grains  $(\rho_s)$  il existe des relations univoques entre V<sub>100</sub> et les valeurs *n* et *e*. Sur cette base, on a tracé à la partie gauche de l'abaque, sur des droites correspondant aux masses volumiques des grains de sable ( $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$ ), silt ( $\rho_s = 2.70 \text{ g/cm}^3$ ) ou argile ( $\rho_s = 2.72 \text{ g/cm}^3$ ) les valeurs de *n* et *e* déduites en utilisant les relations (4) et (5).

Dans le cas des sols à pores remplis d'eau ( $S_r = 1$ ), les teneurs en eau à saturation données par la relation (1) correspondent à une droite inclinée à 45° par rapport aux axes et qui rencontre l'axe des ordonnées (w = 0) au point  $V_{100} = \frac{\rho_s}{100}$ ; la position de ce point est donc déterminée par la masse volumique des grains.

En tenant compte de la définition du degré de saturation  $\left(S_r = \frac{w}{w_{sat}}\right)$  et de la relation (1) on obtient :

$$w = S_r w_{sat} = S_r \rho_w \left( V_{100} - \frac{100}{\rho_s} \right)$$
(6)

ou :

$$V_{100} = \frac{w}{S_r \rho_w} + \frac{100}{\rho_s}$$
(6')

Faisant l'hypothèse que  $\rho_s$  est constante, on obtient pour les valeurs rondes de  $S_r$  un faisceau de droites concourantes passant par le même point  $\left(V_{100} = \frac{100}{\rho_s}\right)$ sur l'axe des ordonnées, qui se confond avec le point d'intersection de la droite de saturation avec cet axe. Sur l'abaque sont représentées en ligne interrompues les droites d'égales  $S_r$  (0.1, 0.2, 0.3 jusqu'à 0.9) correspondant à la valeur de la masse volumique des grains  $\rho_s = 2.68 \text{ g/cm}^3$ .

Sur l'abaque, on peut représenter aussi la teneur en eau volumique exprimée comme le rapport entre le volume d'eau  $V_{\rm w}$  et le volume total  $V_{\rm 100}$ :

$$\theta = \frac{V_w}{V_{100}} \ 100 = \frac{w \cdot 100}{\rho_w V_{100}}$$
(7)

ce qui pour l'axe des abscisses  $V_{100} = 100$  conduit au  $\theta = w$ ; d'après la relation (7), pour  $V_{100} = 50$  on obtient  $\theta = 0.5 w$  et on peut tracer ainsi les droites d'égale valeur  $\theta$ , et compléter de cette manière l'abaque proposée par Terracina [10].

La position de **chaque point** de l'abaque montre **l'état d'humidité et de serrage du sol** et est déterminée par deux des paramètres : w,  $S_r$ , n ou e,  $\rho_d$  et  $\rho$ ; en utilisant l'abaque, les valeurs correspondantes des paramètres inconnus peuvent être facilement établies.

Par exemple, à un sable ( $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$ ) ayant w = 8 % et  $\rho = 1.67 \text{ g/cm}^3$  correspond le point P de l'abaque, qui se trouve à l'intersection de la verticale menée par *b* et de la droite inclinée d'égale valeur  $\rho = 1.67 \text{ g/cm}^3$  menée par *a*.

La pente de la droite f, qui lie le point P au point de l'axe des ordonnées correspondant à la densité des grains ( $\rho_s$ ), indique le degré de saturation du sol  $S_r = 0.3$ .

Si on mène par le point P une droite parallèle à l'axe des abscisses, on trouve n = 41.6 % et e = 0.71, sur les échelles de la porosité et de l'indice des vides, et à l'intersection avec la droite de la saturation, on trouve  $w_{\text{sat}} = 27$  % (c), qui correspond à  $\rho = 1.97 \text{ g/cm}^3(h)$ ; pour ce même point on trouve sur l'axe des ordonnées  $V_{100} = 64.5 \text{ cm}^3$  (point d), respectivement  $\rho_d = 1.55 \text{ g/cm}^3$ . De même on peut constater que la teneur en eau volumique correspondant au point P est  $\theta = 12.2$  %.

Parmi les abaques proposés par différents auteurs, celle de F. Terracina présente certains avantages dus



Fig. 3.



principalement à la **linéarisation** des courbes d'égales valeurs w,  $\theta$ ,  $\rho_d$ ,  $\rho$ ,  $V_{100}$ ,  $S_r$ . Par conséquent, l'abaque nous permet de suivre facilement les modifications de l'état d'humidité ou de serrage du sol sous l'action des différents facteurs naturels ou artificiels. Sur la figure 4, on peut voir qu'à chaque sol naturel non-saturé de Roumanie correspond un certain « domaine d'existence » (loess de Baragan 1, limon de Bucarest 2, argile 3, silt 4, et sable 5, de Ichalnita, ainsi que le sable argileux 6, silt argileux 7, et argile 8, de la vallée du Danube) [5]. A partir des « **domaines d'existences** » des différents sols, établis à l'occasion des études antérieures, on peut par exemple prévoir les éventuelles pertubations de l'état dues à l'action de certains facteurs [6]. L'abaque donne aussi la possibilité de contrôler rapidement la correspondance entre les indices physiques établis par les essais de laboratoire et de détecter les éventuelles erreurs.

En Roumanie, l'abaque de Terracina a été utilisée il y a déjà de nombreuses années [5], [6], [24]. A cette occasion, en dehors des propriétés remarquées par Terracina, on a mis en évidence d'autres possibilités de cet abaque. Ainsi, on peut représenter sur cet abaque **la courbe de retrait** ( $V_{100}$ , w) d'un sol cohérent (fig. 3.) : tant que le sol reste pratiquement saturé, la courbe de retrait est une ligne droite parallèle à la droite de saturation, inclinée à 45° par rapport aux axes de coordonnées; au moment où l'air pénètre dans les pores, la droite devient une courbe à concavité tournée vers le haut qui s'éloigne de la droite de saturation et tend vers une droite parallèle à l'axe des abscisses pour les teneurs en eau réduites.

La détermination expérimentale de cette courbe par la méthode de la projection optique [4], [13] donne la possibilité de calculer le facteur de la compression  $\alpha$ ,

c'est-à-dire la pente de la courbe de retrait qui intervient dans l'expression de la pression interstitielle udes sols non-saturés :

$$u = -h + \alpha \, . \, p \tag{8}$$

où h est la succion et p la pression extérieure.

La valeur de a indique donc dans quelle mesure la pression appliquée p est transmise à l'eau interstitielle. Ainsi, tant que le sol reste saturé  $\alpha = 1$ , toute la pression est transmise à l'eau des pores, conclusion qui d'ailleurs est à la base de la théorie de la consolidation des sols cohérents saturés. Au fur et à mesure que le sol devient non-saturé  $\alpha < 1$ , une partie seulement de la pression p appliquée revient à l'eau interstitielle, l'autre partie  $(1 - \alpha)$  se transmettant au squelette du sol. Enfin, dans le domaine des petites teneurs en eau, le sol ne présentant pas de variations de volume ( $d V_{100} = 0$ ), la courbe de retrait est horizontale  $\Delta V_{100} = 0$ , c'est-à-dire que toute la pression revient au squelette. Pour faciliter la détermination du facteur de compression, dans la partie inférieure de l'abaque, existe un faisceau de droites d'égale valeur de «. L'abaque donne aussi la possibilité de  $\Delta V_{100}$  $\left( - V_{100} \right)$ suivre les variations du volume 100. Dans ce but, sous la droite de saturation on trace les droites correspondant aux différents pourcentages de la variation du volume [10]. Ainsi, on peut, par exemple, suivre facilement les modifications de l'état de serrage pendant l'essai oedométrique. Par exemple, entre l'état initial (M) et l'état final (M') correspond

On doit remarquer que, pour l'étude systématique des sols non-saturés, l'abaque ouvre des possibilités qui jusqu'à présent n'ont pas été entièrement exploitées.

une modification de volume de 14 %.

## 3. INTERACTION ENTRE LES PHASES CONSTITUANTES ET LES PROPRIETES DU SOL

L'élément essentiel qui conditionne les propriétés des sols non-saturés est l'existence d'une pression interstitielle négative (succion), due à l'interaction entre les trois phases constituant le sol, qui caractérise la capacité de rétention des corps hydrophiles. Pour comprendre, donc, la capacité de rétention de l'eau dans les sols, on doit analyser un peu les phénomènes d'interaction.

La capacité de rétention des sols sableux est déterminée par le déficit de pression (succion au-dessous) des ménisques capillaires (fig. 5). D'après la loi de Laplace, plus le rayon (r) du ménisque est petit (échelle des dimensions, fig. 6), plus la succion est grande (échelle des énergies, fig. 7) [3].

$$h = \frac{0.15}{r} \tag{9}$$

La capacité de rétention des sols argileux est déterminée par les propriétés d'adsorption de la paillette d'argile. Les théories les plus modernes conduisent à représenter les paillettes d'argile avec des charges négatives sur les grandes faces et des charges positives sur les petites (fig. 8). Certains ions sont attirés et retenus à proximité immédiate de la paillette en constituant une couche de contre-ions ; par le jeu de mêmes charges électriques, d'autres ions hydratés sont maintenus à certaines distances par rapport à la paillette constituant ce que l'on nomme la couche diffuse. C'est ainsi que l'on explique [4] la présence à proximité de la paillette d'une couche d'eau adsorbée,  $h = \frac{0.15}{r} \tag{9}$ 



Fig. 5.



6)

constituée par une auréole d'ions et de molécules dipôlaires d'eau; plus la distance des ions ou dipôles par rapport à la paillette est petite, plus les forces qui conduisent à leur rétention sont grandes et empêchent leurs mouvements cinétiques. Par conséquent, la liberté de mouvement des constituants de la couche d'eau adsorbée est plus ou moins restreinte par comparaison à celle de l'eau libre ; de ce point de vue, les dipôles d'eau adsorbée ont une situation intermédiaire entre ceux de l'eau liquide et ceux de la glace. On dit que l'énergie libre de l'eau adsorbée est plus petite que celle de l'eau libre. La diminution de l'énergie libre se 
$$\begin{split} I & org = 10^{-7} \ joule = 1.02 \ . \ 10^{-8} g cm = 1.02 \ . \ 10^{-8} kgm = 2.39 \ . \ 10^{-8} col. \\ Ig cm = 10^{-5} kgm = 2.34 \ . \ 10^{-5} col = 9.81 \ . \ 10^{-2} \ erg \ . = 9.81 \ . \ 10^{-5} joule \\ I \ col = 4 \ . \ 19 \ . \ 10^{7} erg \ . = 4 \ . \ 15 \ . \ jouk = 4.27 \ . \ 10^{6} g cm = 0.427 \ kgm \end{split}$$

1 mal. 160 = 5. 66. 10 gem



DOMAINE DES METHODES POUR LA DÉTERMIMATION DE LA SUCCION

traduit par la transformation d'une partie d'énergie cinétique des molécules d'eau en chaleur de mouillage.

A la périphérie de l'eau adsorbée, il existe un échange continu entre les ions et les dipôles de la couche diffuse et ceux de l'eau libre, c'est-à-dire un équilibre dynamique.

L'épaisseur de la couche d'eau adsorbée dépend dans une large mesure de la nature et de la charge eau libre

## Force de retention

électrique des ions. Plus ces charges sont grandes, plus la charge électrique totale de la paillette est compensée par un nombre moins important d'ions ; par conséquent, l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée est plus réduite.

Par exemple, les couches constituées avec des ions monovalents (Li<sup>+</sup>, Na<sup>+</sup>, K<sup>+</sup>) sont plus épaisses que celles des ions bivalents (Ca<sup>2+</sup>, Mg<sup>2+</sup>) et beaucoup plus que celles des ions trivalents (AI<sup>3+</sup>, Fe<sup>3+</sup>). L'intensité des forces avec lesquelles les ions et les dipôles d'eau sont attirés s'accroît rapidement avec la diminution de leurs distances par rapport à la surface de la paillette. A proximité immédiate de cette surface, l'eau est soumise à des pressions énormes (environ 10 000 bars) qui modifient des propriétés en les approchant de celles d'un solide.

Comme montré ci-dessus, plus la molécule d'eau se trouve à proximité de la paillette, plus les **forces de liaisons** sont grandes, sa mobilité est réduite et son énergie potentielle est diminuée par rapport à celle de l'eau libre (fig. 8). Par conséquent, si on met en contact l'eau libre avec une couche d'eau adsorbée, il y aura migration d'eau vers la paillette (fig. 9) qui a tendance à compléter sa couche d'eau adsorbée.





La paillette ayant une couche incomplète va exercer une succion sur l'eau libre (fig. 9 b); par conséquent, dans les sols non-saturés — ayant les courbes adsorbées incomplètes — existe un déficit de pression par rapport à la pression atmosphérique, c'est-à-dire une **succion.** Plus l'épaisseur de la couche est petite par rapport à l'épaisseur maximale possible, c'est-à-dire plus la teneur en eau est petite, plus la succion qui se manifeste à la périphérie de la couche sera grande (fig. 9 c).



De même, l'existence du complexe d'adsorption enveloppant la paillette argileuse facilite l'établissement des ponts de liaison constitués par les ions, et les dipôles d'eau qui imprime aux sols fins une certaines **cohésion** (fig. 10). A cause de leur cohésion, les sols argileux ont la propriété de résister à des contraintes de compression, traction ou cisaillement; la réalisation de ces ponts de liaison est en même temps à la base de processus de **floculation** ou **coagulation** tandis que leur destruction s'appelle **défloculation** ou **peptisation**.



Le retrait et le gonflement, sont des conséquences de la modification de l'épaisseur des couches d'eau adsorbée (fig. 11) et du réarrangement des particules

D'une manière analogue, on peut expliquer les autres propriétés des sols. Par exemple, les sols ayant de grosses couches d'eau adsorbée présentent de minces sections de pores occupées par l'eau libre (fig. 12 a) et, par conséquent, présentent de faibles **perméabilités**. Dans les argiles actives, ayant des porosités très réduites, le mouvement de l'eau peut commencer seulement si le gradient hydraulique dépasse une certaine valeur  $i_o$  — gradient hydraulique initial — suffisante pour débloquer les bouchons d'eau adsorbée qui obturent les pores (fig. 12) [4].



Fig. 12.

d'argile.

D'une manière similaire, on peut expliquer les effets du gradient thermique ou électrique sur les propriétés du sol.

Tout ce que l'on a montré plus haut témoigne que seule la connaissance des phénomènes d'interaction entre les phases constituant le sol donne la possibilité d'expliquer ses propriétés et de prévoir son comportement sous l'action des contraintes.

Même si les images concernant la constitution des sols sableux (fig. 5) ou argileux (fig. 8) restent encore un peu trop schématisées, leur utilisation s'avère nécessaire pour une meilleure compréhension des propriétés des sols.

## 4. RECHERCHES CONCERNANT LES PROPRIETES HYDRAULIQUES DES SOLS

Les propriétés hydrauliques des sols non-saturés sont déterminées par la capacité de rétention de la matrice du squelette minéral. Pour caractériser l'intensité de rétention de l'eau par le squelette solide des matériaux poreux, on emploie différentes méthodes s'adressant à certains phénomènes physiques en relation avec l'interaction de l'eau et de la matrice solide, à avoir : le dégagement de chaleur due au mouillage (méthode de la chaleur de mouillage) (fig. 13), l'adsorption de l'eau d'une atmosphère ayant une humidité relative bien déterminée jusqu'à la réalisation de l'équilibre de la pression des vapeurs (méthodes des isothermes de sorption-désorption), (fig. 14), le drainage de l'eau des matériaux poreux par l'application d'une différence de pression (méthode de la succion) [3].

Les résultats représentés sur les figures 13 et 14 montrent que les courbes chaleur de mouillage-teneur en eau et les isothermes de sorption permettent de bien différencier l'activité du sol par rapport à l'eau. De même, les deux premières méthodes permettent de déduire la surface spécifique des particules du sol, ainsi que de caractériser la capacité de rétention dans le domaine hydroscopique, c'est-à-dire pour des teneurs en eau allant jusqu'à la teneur en eau d'hygroscopicité maximale ( $w_{\rm HM}$ ). Dans le domaine hygroscopique, les échanges d'humidité entre le corps poreux hydrophile et l'atmosphère ambiante se font seulement sous forme de vapeur d'eau.







Fig. 14.

les pores d'un matériau poreux hydrophile à la suite des forces de liaison entre l'eau et le squelette solide ; dans un sable non-saturé, ces forces sont de nature capillaire (fig. 5), alors que dans le cas des sols argileux, l'effet des forces d'adsorption prédomine (fig. 8). Etant donné que les succions varient dans une gamme très large, de zéro pour le sol saturé, jusqu'à 10 000 bars ( $h = 10^7$  cm colonne d'eau), pour le sol séché à l'étuve, Schofield (en 1935), cité par Croney (1952) [13] a proposé qu'on se serve du symbole pF(**l'indice sorptionnel**), qui représente le logarithme décimal de la succion, exprimé en centimètre colonne d'eau :

$$pF = \log h \tag{10}$$

La courbe succion-teneur en eau donne la possibilité d'établir la quantité d'eau retenue pour différentes succion (fig. 15).

Chaque changement qui concerne l'interaction entre les phases constituant le sol se fait sentir sur sa capacité de rétention [3]. Plus le sol est fin, c'est-àdire plus l'intensité des forces d'interaction est grande plus la succion de l'eau est grande (fig. 15 a). D'après la figure 15 b, on peut remarquer qu'une petite augmentation de la fraction fine (silt) dans un mélange de sable fin (NV) et silt agrandit considérablement la capacité de rétention du mélange. Les essais menés par Road Research Laboratory ont démontré que la capacité de rétention de la montmorillonite est presque deux fois plus grande que celle de la kaolinite



Fig. 15.



6)

(fig. 16 a) [14]. D'après la figure 16 b où est représentée l'influence de l'état de serrage et d'humidité sur la succion exprimée à l'aide de l'indice sorptionnel pour un sable, un silt et une argile, on peut déduire que l'effet des modifications structurales (densité) se fait sentir spécialement dans les domaines des petites suc-cions [3]. On doit remarquer en même temps que les argiles actives restent saturées même pour des succions assez grandes (pF 4, c'est-àdire 10 bars).

La connaissance de la courbe de rétention d'un sol nous permet d'évaluer aussi les **transferts d'énergie** liés aux processus de drainage ou humidification. Ainsi, si l'on tient compte que pour des conditions isothermes, la succion représente un potentiel négatif (fig. 17) on peut déduire que pour transformer une quantité élémentaire d'eau dw, retenue avec la succion h, en eau libre, le milieu extérieur doit dépenser, pour chaque gramme de sol sec, un **travail spécifique de drainage** [2] :

$$d\mathcal{L} = h \,.\, dw \tag{11}$$

correspondant à la bande hachurée (fig. 17 a).

Lorsque la teneur en eau subit un changement de  $w_1$  à  $w_2$ , le travail spécifique sera :

$$f_r^{o} = \int_{w_1}^{w_2} h \, dw \tag{12}$$

qui a comme correspondance graphique l'aire BC C'B (fig. 17 b).

Si l'on suit l'évaluation dans le temps du processus, on doit introduire la notion de **puissance spécifique de drainage** ou de mouillage :

$$\mathcal{R} = \frac{d\mathcal{L}}{dt} \tag{13}$$





Fig. 16.



Si l'on analyse un cycle de drainage-mouillage, comme celui de la figure 17, dans le sens des notions introduites auparavant, on trouve que la surface de la boucle d'hystérésis (GFEF'G) se trouvant entre les branches de drainage et de mouillage représente la quantité même d'énergie transformée irréversiblement au cours du processus, c'est-à-dire :

$$\Delta \ell^2 = \ell^2_{dr} - \ell^2_u \tag{14}$$

où  $\mathcal{L}_{dr}$  est le travail spécifique de drainage et  $\mathcal{L}_{u}$  est le travail spécifique de mouillage.

Il en résulte donc, que pour effectuer un processus de drainage avec une vitesse donnée, il faut dépenser une énergie qui sera restituée seulement en partie au cours du processus inverse de mouillage, ce qui correspond d'ailleurs pleinement au deuxième principe de la thermodynamique. D'après ce principe, plus la vitesse du développement des processus est grande, autrement dit, plus les processus réels s'éloignent de ceux quasi-statiques, plus la cote irréversible de l'énergie sera grande et, par conséquent, la surface de la boucle d'hystérésis augmentera.

Les résultats expérimentaux montrent que, plus le cycle des variations de la succion comprend une gamme étendue, plus l'énergie dépensée irréversiblement au cours de processus et représentée par la surface de la boucle d'hystérésis sera grande. Ainsi, par exemple, dans le cas d'une argile grasse, lorsque la succion varie dans le domaine  $pF 1 \div pF 3$   $(h = 10 \div 316 \text{ cm H}_2\text{O})$  l'énergie dépensée n'est que de 3.75 g cm/g, tandis que pour le domaine de variation pF 1 à pF 3.9  $(h = 10 à 794 \text{ cm H}_2\text{O})$ , la dépense d'énergie a augmenté jusqu'à 12.50 g cm/g, c'est-à-dire de 3.3 fois, pour atteindre 6700 g cm/g pour le domaine de variation pF 1 à pF 7.

De l'interprétation graphique du travail spécifique de drainage et de mouillage, il résulte aussi que la surface hachurée DEFG de la figure 17 c, comprise entre les deux branches de drainage d'une argile (branches qui partent de points différents sur l'axe des teneurs en eau et qui se rencontrent en un même point), peut être interprétée comme représentant la valeur du travail dépensé pour l'arrangement des particules du sol de façon plus serrée. En effet, pour les matériaux à structure rigide, dans le cas de répétition des cycles drainage-mouillage, on obtient les mêmes branches de courbe, c'est-à-dire qu'aucune énergie n'est dépensée pour replacer les particules du sol d'une manière plus compacte.

L'introduction des notions définies plus haut s'avère utile pour une meilleure compréhension des phénomènes de drainage-mouillage ainsi que pour établir des corrélations à la base énergétique entre différents indices hydrauliques des sols [3].

Ainsi, à partir des courbes de rétention (h, w)établies expérimentalement, on a calculé l'ordre de grandeur du **travail de mouillage** pour les différents sols et roches :

- sable, craie .....  $\mathcal{L}_u^{\circ} \simeq 10^3 \,\mathrm{g}\,\mathrm{cm}$ - sable, argileux, silt, loess, kaolin .  $\mathcal{L}_u^{\circ} \simeq 10^4 \,\mathrm{g}\,\mathrm{cm}$ - argiles grasses ....  $\mathcal{L}_u^{\circ} \simeq 10^5 \,\mathrm{g}\,\mathrm{cm}$ valeurs qui ont été marquées sur l'échelle des énergies (fig. 7). Partant de l'équivalence qui existe entre le travail mécanique et l'énergie calorique (fig. 7), on arrive aux relations entre la valeur intégrale ( $q_u$ ) et différentielle  $\left(q'_u = \frac{dq_u}{dw}\right)$  de mouillage et de travail spécifique de mouillage :

$$q_u = 2.34 . 10^{-5} \mathcal{L}_u \tag{15}$$

$$q'_u = 2.34 \cdot 10^{-5} h$$
 (15')

et sur cette base, on est arrivé à établir une corrélation (fig. 18) entre les trois méthodes pour caractériser la capacité de rétention de l'eau pour les corps poreux hydrophiles mentionnés plus haut.

En tenant compte des résultats expérimentaux concernant les valeurs de la chaleur différentielle de mouillage  $(q'_u = 100 \text{ à } 600 \text{ cal/g})$  et de la relation (15'), on arrive à la conclusion que la succion correspondante au matériau complètement séché dans l'étuve ne peut être considérée comme égale à 10<sup>4</sup> bars (*p*F 7), pour tous les sols, mais à une variation entre *p*F 6.63 et *p*F 7.40.



Fig. 18.



 $W_h = \Theta_h \cdot W_{HM}$ 

Fig. 19.

Une autre direction de recherche a concerné les méthodes pour l'**établissement de la courbe de rétention.** En dehors des méthodes expérimentales, mises au point pour établir la courbe de rétention en imposant certaines succions au sol étudié [4], [7] et pour déterminer la succion momentanée des échantillons [9], on a établi des corrélations linéaires entre la teneur en eau d'hygroscopicité maximale ( $w_{\rm HM}$ ) et les teneurs en eau correspondant à certaines succions (h = 1.8 et 15 bars) (fig. 19 a) [12] :

Wh

$$= \theta_h \, w_{\rm HM} \tag{16}$$

ou  $\theta_h$  représente un coefficient de proportionnalité qui pratiquement est indépendant de la nature du sol. Il apparaît donc la possibilité d'établir une courbe **unique-fondamentale de rétention** (fig. 19 b), valable dans le domaine des succions supérieures à 1 bar, où l'influence des modifications de structure (serrage) est moins ressentie ; à partir de cette courbe fondamentale  $(pF, \theta_h)$ , valable approximativement pour tous les sols, et connaissant la teneur en eau d'hygroscopicité maximale ( $w_{\rm HM}$ ) du sol considéré, on peut établir tout de suite sa courbe de rétention (fig. 19 b).

Le traçage approximatif de la courbe de rétention, sans effectuer des essais de succion et en se basant seulement sur quelques points de la courbe, peut être réalisé en tenant compte de l'existence des corrélations suivantes :

Ы.

(16)

PF

utilise la représentation logarithmique (fig. 20 b) et dans lequel en tenant compte de la relation (16), on peut écrire :

 $pF = \log h = a - b \log w = a - b (\log w_h + \log \theta_h) = c - b \log \theta_h$ 

 $a - b (\log w_h + \log \theta_h) = c - b \log \theta_h$  (17) où a, b et c sont des constantes.

On arrive donc, à une expression analytique pour la courbe de rétention (fig. 20 c) :

$$h = 10^{a} w^{-b} = 10^{a} w_{HM}^{-b} \theta_{h}^{-b} = 10^{c} \theta_{h}^{-b}$$
 (17').

En admettant que cette relation est vérifiée par les couples des valeurs *p*F 4.2 et  $\theta_h = 2.00$  et *p*F 3 et  $\theta_h = 3.82$  mentionnés plus haut, on peut établir les valeurs :

c = 5.511 et b = 4.92;

et l'expression de la courbe fondamentale de rétention devient :

$$pF = 5.511 - 4.92 \log \theta_{h} \tag{17''}$$

qui appliquée pour la succion de 8 bars (pF3.92;  $\theta_h = 2.30$ ) donne pF3.96, donc une précision satisfaisante.

En utilisant les expressions (17') et (17"), on peut donner une expression analytique pour le travail associé à la modification de la teneur en eau :

$$d\mathcal{L} = 10^{a} w^{-b} dw = 10^{c} \theta_{\mu}^{-b} dw = w_{\mu\nu} 10^{c} \theta_{\mu}^{-b} d\theta_{\mu}$$
 (18)

$h = 10^4$ bars	<i>p</i> F 7	$w = 0 \ldots$ séché à l'étuve ;
h = 30 bars	<i>p</i> F 4.5	$w = w_{HM}$ hygroscopicité maximale;
h = 15 bars	<i>p</i> F 4.2	$w = 2 w_{\rm HM}$ flétrissement des plantes ;
h = 8 bars	<i>p</i> F 3.9	$w = 2.3 w_{\rm HM}$ ;
h = 1 bar	<i>p</i> F 3.0	$w = 3.82 w_{\rm HM}$
	ou	$w = w_p$ (en état remanié);
h = 1/3 bar	<i>p</i> F 2.5	$w = 4 w_{\rm HM} + 6$ ;
$h = 0.001 \text{ bar} \dots$	<i>p</i> F 0.04	$w = w_{\rm L}$ (en état remanié)
	ou	$w = w_{\text{sat}}$

Les valeur  $\theta_h = 2$ ; 2.30 et 3.82 correspondant aux succions de 15, 8 et 1 bars ont été établies sur la base de la corrélation serrée (coefficient de corrélation r > 0.88) constatée pour plusieurs sols de Roumanie.

La détermination de la courbe de rétention à partir de quelques points est facilitée par la linéarisation qui se produit dans le domaine pF2 à pF4.2 quand on

$$\mathcal{L}^{o} = 10^{a} \int w^{-b} dw = w_{\rm HM} \, 10^{c} \int \theta_{h}^{-b} d\theta_{h} \tag{18'}$$

donc une proportionnalité entre le travail de mouillage ou drainage et l'avidité du sol pour l'eau, exprimée par l'entremise de l'hygroscopicité maximale  $(w_{\rm HM})$ .



Du point de vue historique, la première application de la succion en pédologie a été de caractériser l'accessibilité de l'eau pour les plantes. Ainsi, on a remarqué que le développement des plantes n'est pas lié directement aux valeurs absolues de la teneur en eau du sol mais dépend surtout de l'intensité des forces qui retient l'eau dans le sol, c'est-à-dire de la succion (fig. 21). Par exemple, pour une même teneur en eau de 10 %, la succion d'un sol argileux lourd sera plus grande que 15 à 20 bars (le maximum qui peut être développé par les plantes) tandis que pour la même teneur en eau, la succion d'un sol sableux sera beaucoup plus réduite et la plante aura la possibilité d'extraire l'eau nécessaire. Donc, l'accessibilité de l'eau pour les plantes ne dépend pas directement de la teneur en eau du sol mais de sa succion.

Les recherches ont montré également que, à certaines teneurs en eau caractéristiques pour les relations eauplante correspondent pratiquement les mêmes succions. Ainsi, à la capacité du champ  $(w_{ch})$ , c'est-à-dire à la teneur en eau obtenue après l'arrosage suivi d'un drainage du sol pendant quelques jours, correspond généralement une succion de l'ordre de 1/3 bar (pF 2.5); de même le flétrissement permanent d'une plante arrive d'habitude quand la succion du sol dépasse 15 à 20 bars (pF 4.2).

Le degré d'accessibilité de l'eau pour les plantes ne reste pas constant dans l'intervalle de l'eau accessible mais diminue d'une manière continue à partir de la capacité de champ vers le point de flétrissement. Le but de l'irrigation est exactement de maintenir les succions réduites en vue d'assumer les conditions optimales pour le développement des plantes. 1-2 bars (pF3 - pF3.3) mais peut s'intensifier pendant les périodes de sécheresse allant jusqu'au 15 bars (pF4.2). Les quantités d'eau éliminées par évapotranspiration des plantes sont appréciables. Ainsi, par exemple, pendant une journée chaude d'été, un chêne puissant peut éliminer jusqu'à 500 litres d'eau. D'ailleurs, c'est un fait bien connu que le défrichage des pentes favorise le déclenchement des glissements.

L'application d'un champ électrique intensifie l'effet d'assèchement. D'après certains exemples de la littérature, un gradient électrique de 0.5 V/cm correspond pour un sol silteux à une succion de 3 bars (pF 3.5).

L'utilisation des drains d'aération, prévus avec une circulation d'air, peut théoriquement intensifier le processus d'asséchage jusqu'au domaine hygroscopique pour lequel correspondent des succions supérieures à 30 bars (pF 4.5). Ainsi, on peut expliquer pourquoi dans les sols argileux où l'effet des drains simples gravitationnels est presque négligeable (fig. 22), l'adaptation d'un système permettant la circulation d'air peut s'avérer efficace même si on ne peut observer un courant d'eau.

En interprétant les courbes de rétention de quelques dizaines de sols de la vallée du Danube, on a établi le diagramme synthétique représenté sur la figure 23 qui permet de déterminer le degré de saturation (S<sub>r</sub>) obtenu à l'aide de différentes méthodes de drainage pour les sols ayant une plasticité grande (I<sub>P</sub> > 35 %), moyenne (35 % > I<sub>P</sub> > 20 %) et faible (I<sub>P</sub> < 10 %).

On peut constater que, plus le sol est actif, plus le degré de saturation du sol reste élevé pour une même méthode de drainage.



Une première question qui peut être résolue en faisant appel à la succion est celle de l'évaluation de la distribution de la teneur en eau d'équilibre sous les revêtements imperméables des routes, aéroports ou sous bâtiments.

En utilisant la relation (11), on a évalué l'ordre de grandeur du travail spécifique de drainage correspondant aux différentes méthodes appliquées :

- drainage gravitationnel simple (pF 2.5)  $\mathcal{L}_{dr} = 10$  à 20 g cm/g
- drainage à l'aide de vide (pF 2.9)

 $\mathcal{L}_{dr}^{\delta} = 35$  à 65 g cm/g - drainage ar adration (pF 4.5)- drainage par adration (pF 4.5)- séchage complet (pF 7): argiles actives  $\mathcal{L}_{dr}^{2} = 10^{2}$  à  $10^{3}$  g cm/g sables fins  $\mathcal{L}_{dr}^{2} = 10^{4}$  g cm/g Contrairement à ce qui se passe dans le cas des surfaces libres, lorsque des précipitations de l'évaporation ou de la transpiration des plantes entraîne une migration continue de l'eau entre les différents points du sol, quand il existe un revêtement imperméable (asphalte, feuille de plastique, etc.), le sol va arriver, après un certain temps (dans des conditions isothermes), à une situation d'équilibre ; la distribution des teneurs en eau d'équilibre dépend de la position de l'eau souterraine, du régime climatique des propriétés hydrauliques du sol et de l'état d'humidité au moment de la réalisation du revêtement.

Généralement, on distingue les deux cas suivants :

- a) quand l'eau souterraine se trouve à une faible profondeur, et quand l'état d'équilibre des teneurs en eau est conditionné par le niveau de l'eau;
- b) quand il n'existe pas d'eau souterraine et lorsque l'état d'équilibre dépend principalement des conditions climatiques.

Pour les situations intermédiaires, c'est-à-dire quand l'eau souterraine existe mais qu'elle se trouve à une grande profondeur, la zone d'aération doit être divisée en deux parties : une partie inférieure où l'effet de l'eau souterraine est prédominant et une partie supérieure dans laquelle les conditions climatiques sont essentielles.

Quand l'eau souterraine se trouve à une faible profondeur (jusqu'à 6-9 m dans les argiles, 3 m dans les limons et 1 m dans les sables), la méthode d'évaluation des teneurs en eau d'équilibre mise au point au Road Research Laboratory [13] est basée sur la relation (8). Parmi les facteurs qui interviennent dans cette relation, la pression p qui s'exerce sur l'élément du sol situé à la profondeur z (fig. 22) peut être calculée avec une précision suffisante en utilisant le poids volumique  $\gamma$ du sol correspond à une teneur en eau initiale  $w_o$ :

$$p = q + \Sigma \gamma z \tag{19}$$

où q est la charge supplémentaire.

En introduisant la valeur de p dans l'équation (8), il reste trois inconnues  $\alpha$ , h et u, et si l'on arrive à connaître deux d'entre elles, la troisième résultera. Comme le coefficient  $\alpha$  est égal à la pente de la courbe de retrait et la pression interstitielle u est égale à la valeur avec changement de signe de la hauteur du point considéré par rapport au niveau de l'eau souterraine, on déduit tout de suite la valeur h de la succion de l'élément du sol qui, introduite dans la courbe de rétention, nous donne les valeurs  $w_1$ . Ayant les teneurs en eau  $w_1$  on peut calculer les nouvelles valeurs  $\gamma$ , p, et après, à l'aide de la courbe de retrait et de rétention, on s'approche par une ou deux itérations des valeurs de teneur en eau d'équilibre.

Pour les sols non-cohérents (sables), le problème devient plus simple, parce que toute la pression est transmise au squelette ( $\alpha = 0$ ), donc la succion sera égale à la hauteur par rapport au niveau de l'eau souterraine. Par conséquent, la distribution d'équilibre de la teneur en eau correspondra exactement à la courbe succionteneur en eau.

La méthode mentionnée plus haut a été vérifiée dans des zones aux climats très différents (précipitations annuelles entre 2 400 mm et 10 mm) (22), y compris certaines régions de Roumanie (fig. 24 b).

En utilisant cette méthode nous avons mis en évidence le rôle important de la variation du niveau de l'eau souterraine sur la teneur en eau du fond de la fouille (fig. 25) et par conséquent sur la résistance mécanique du sol.





tes). L'état de l'humidité d'équilibre qui se réalisera sous le revêtement imperméable correspondra à des succions déterminées qui dépendent de la nature du sol et de l'indice climatique moyen  $(I_m)$  de Thornthwaite (fig. 26 a) [1]. Cette méthode pour évaluer la distribution des teneurs en eau d'équilibre a été vérifiée avec de bons résultats dans plus de vingt-cinq sites ayant des conditions climatiques très variées (I<sub>m</sub> de -59à + 34) [1]. En appliquant cette méthode pour trois sites de Roumanie (C.F.M., fig. 26 b) situés dans des zones de loess, dans lesquelles  $I_m < 0$ , on obtient des succions d'équilibre assez élevées (*p*F<sup>1</sup> 3.10 pour Feteshti et *p*F 2.80 pour Cetate) qui, introduites dans les courbes de rétention (fig. 26 c), conduisent aux valeurs de 10 % et respectivement 20 % qui correspondent assez bien aux teneurs en eau mesurées (10 à 12 % pour Feteshti et 19 % pour Cetate).

transpiration des plan-

On remarque sur la figure 26 b, non seulement une bonne coïncidence entre les zones de loess et celles ayant un climat sec ( $I_m < 0$ ) mais aussi entre la sensibilité du loess au mouillage ( $i_{m3}$ ) et l'aridité du climat. Ainsi, on peut constater qu'aux zones à climat semi-aride ( $I_m < -20$ ) correspondent les loess ayant une grande sensibilité (Dobrogea, Bàràgan, le Sud-Est de la Moldavie).

Fig. 26.

65

Cette constatation est tout à fait explicable si on tient compte que le loess est un sol sous-consolidé, c'est-à-dire à porosité plus grande que celle qui correspond sur la branche principale de la consolidation pour la pression géologique réelle  $p_g$  (fig. 27 a).

Sa porosité élevée ainsi que sa structure macroporique sont dues généralement aux conditions spéciales qui ont régné pendant sa genèse en climat aride. La poussière de loess, transportée par le vent et constituée principalement par la fraction silt, à laquelle s'ajoutent aussi des grains de sable et des paillettes d'argile, est sédimentée dans des conditions différentes par rapport à celles qui correspondent à la sédimentation dans l'eau. Pour la sédimentation dans l'air, le frottement étant plus grand, la porosité obtenue sera plus élevée. Ultérieurement entre les particules s'établissent des liaisons dues au liant argileux, à la recristallisation du sol dissout dans l'eau interstitielle et aux pellicules de silice qui enveloppent les grains de sable (8). Tant que le loess reste pratiquement sec, sa résistance structurelle reste grande en fonction aussi de la succion élevée de l'eau interstitielle qui mobilise des frottements appréciables.



L'inondation du loess diminue ou même anéantit l'effet des facteurs qui contribuent à la résistance de la matrice macroporique; ainsi le liant argileux et le gel de silice vont être mouillés, les sels seront dissouts et la succion va disparaître. La stabilité de la structure ainsi affaiblie est affectée aussi par l'expulsion violente de l'air interstitiel, l'intensité de ce processus variant d'un pore à l'autre (fig. 27 b). Ensuite, la structure du loess va s'écrouler, le matériel ayant tendance à arriver à l'état de consolidation normale. Le caractère explosif du processus d'humidification des sols secs peut être facilement expliqué si l'on tient compte des énergies qui entrent en jeu pendant le mouillage. Ainsi, si pour *p*F 3 (h = 1 bar)  $\theta_1 = 3.82$  et pour *p*F 4.2 (h = 15 bars) ( $\theta_2 = 2$  en appliquant la relation (12)), on arrive à avoir un travail de mouillage :

$$\Delta \mathcal{L}_{1-2}^{\circ} = w_{\rm HM} \left[ \frac{10^{-10}}{3.92} \left[ \frac{1}{2.00^{3.92}} - \frac{1}{3.82^{3.92}} \right] = 4\,560 \, w_{\rm HM}$$

Comme les recherches ont montré que pour les loess de Roumanie  $w_{\rm HM}=2.65$  à 4.00 % (0.0265 à 0.0400) on déduit que :

$$\Delta \mathcal{L}_{1-2} = 121 \text{ à } 183 \frac{\text{g cm}}{\text{g}}$$

c'est-à-dire une énergie assez élevée dégagée pendant le temps court d'humidification du matériel ayant une perméabilité élevée.

Si la teneur en eau initiale du loess correspond à l'hygroscopicité maximale ( $w = w_{\text{HM}}, \theta_h = 1$ ) on arrive à des valeurs beaucoup plus élevées :

$$\Delta \mathcal{L} = 2 \, 180 \text{ à } 3 \, 200 \text{ g cm/g}.$$

En ce qui concerne la distribution des teneurs en eau d'équilibre, on doit mentionner que parfois il est nécessaire d'établir l'état d'équilibre pour deux ou plusieurs matériaux hydrophiles ayant des masses limitées qui sont mises en contact : par exemple le cas de la brique et du mortier qui, ayant des courbes de rétention pour l'eau différentes, arriveront à avoir la même succion finale mais une teneur en eau différente.

Dans ce cas, entre les matériaux hydrophiles mis en contact et qui au commencement étaient aux différentes succions, auront lieu des échanges de masses d'eau jusqu'au moment où tout le système arrivera à la même succion.

En considérant deux corps poreux hydrophyles A et B (fig. 28 a), isolés par rapport à l'extérieur et qui avaient au commencement des teneurs en eau woA et  $w_{oB}$ , correspondant aux points  $A_o$  et  $B_o$  sur les courbes de rétention, se pose maintenant la question de trouver les teneurs en eau finales d'équilibre w<sub>1A</sub> et w<sub>1B</sub>, correspondant aux points  $A_1$  et  $B_1$  sur les courbes de rétention pour la situation d'équilibre, quand on arrive à la même succion dans le système constitués par les deux corps. Pour trouver cette succion, on représente sur une figure auxiliaire (fig. 28 b) les courbes A' et B' qui donnent les masses d'eau  $\left(M_w = M_s \frac{100}{w}\right)$  retenues pour différentes succions. Connaissant le point A',, correspondant à l'eau retenue par le corps A et le point B'o, correspondant à l'eau retenue par le corps B, on doit établir maintenant les points A'1 et B'1 correspondant à la condition que la masse d'eau ( $\Delta M_A$ ) gagnée par le corps A sera égale à la masse d'eau ( $-\Delta M_B$ ) perdue par le corps B. Pour cela, on représente les courbes A' et B' symétriques de A' et B' par rapport à l'axe mené perpendiculairement sur l'axe des masses dans le point correspondant à la moyenne des deux masses d'eau  $M_A$  et  $M_B$ .

On remarque facilement que les points  $A'_1$  et  $B'_1$  qui se trouvent à l'intersection des courbes A' et  $\overline{B'}$ , respectivement B' et  $\overline{A'}$ , correspondant aux conditions imposées.

Si l'on a affaire à trois ou plusieurs corps en contact on doit répéter la procédure plusieurs fois (fig. 29).

Un autre domaine de recherche a été celui concernant l'effet des forces de rétention sur les mouvements de l'eau.





Quand le sol devient non saturé, l'air pénètre dans le sol en diminuant les dimensions des sections occupées par l'eau; en même temps, la diminution de la teneur en eau correspond à un amincissement des pellicules d'eau adsorbée et par conséquent un accroissement des forces avec lesquelles l'eau est retenue par le squelette solide du sol.

Dans cette situation, la perméabilité est fortement influencée par l'état d'humidité du sol et la vitesse de la migration de l'eau est gouvernée par la loi de Darcy généralisée :

V

où :

$$_{w} = k_{w} i \tag{20}$$

- $k_{w}$ , est le coefficient de perméabilité (conductivité hydraulique);
- *i*, gradient hydraulique dû au potentiel gravitationnel et aux forces de rétention.

Pour les mouvements sur une verticale, la relation (20) devient :

$$V_w = k_w \frac{\Delta h_g \pm \Delta h_s}{\Delta I}$$
(21)

 $\Delta h_{\rm g}$ , différence de potentiel gravitationnel ;

- $\Delta \; h_{\rm s},\;\; {\rm différence}\; {\rm de}\; {\rm potentiel}\; {\rm due}\; {\rm aux}\; {\rm forces}\; {\rm de}\; {\rm rétention}\; ;$
- $\Delta$  I, longueur de la ligne de courant entre les points considérés.

Le signe  $\pm$  intervient selon que le potentiel dû aux forces de rétention s'ajoute ou diminue le potentiel gravitationnel.

Par exemple, dans le cas d'infiltration de l'eau dans un massif non-saturé (fig. 30 a) au potentiel gravitationnel s'ajoute la succion de la zone située au-dessous du front d'infiltration. En considérant la teneur en



Fig. 30.

où :

eau volumique ( $\theta$ ) et la porosité libre n' (fig. 30 b) et en admettant qu'il n'y a pas de variations de volume, on obtient :

$$V_{\rm D} 1 = V_t n' \tag{22}$$

V<sub>D</sub> représente la vitesse de Darcy ;

 $V_t$  la vitesse au moment t au niveau du front d'infiltration.

Dans cette condition, la vitesse de propagation de l'humidification à la profondeur z sera :

$$V_t = \frac{dz}{dt} = \frac{V_D}{n'} = \frac{1}{n'} k \frac{z+h}{z}$$
 (23)

où

k est le coefficient de filtration considéré comme constant.

En séparant les variables t et z, on obtient :

$$dt = \frac{n'}{k} \frac{z \, dz}{z+h} \tag{23'}$$

d'où :

t =

$$= \frac{n'}{k} \int \frac{z \, dz}{z+h} + C^{te} = \frac{n'}{k} [z-h \ln(z+h)] + C^{te}$$
(24)

ou si l'on se met les conditions initiales (t = o, z = o),

on arrive à  $C^{te} = \frac{n'h}{k}$  et l'expression (24) devient :

$$= \frac{n'}{k} \left[ z - h \ln\left(1 + \frac{z}{h}\right) \right]$$
(25)

et si on fait la notation :  $T_z = t \frac{n}{n'}$ 

$$T_z = z - h \ln\left(1 + \frac{z}{h}\right) \tag{25'}$$

Cette relation donne la possibilité d'établir le temps nécessaire pour la pénétration du front d'humidification à une certaine profondeur z ou pour l'infiltration d'une certaine quantité d'eau. Pour établir la profondeur z de la zone humidifiée à un certain temps, on peut utiliser un diagramme comme celui montré sur la figure 30 c où sont représentées les courbes d'infiltration pour certaines succions, h. L'allure générale de celle-ci résulte de la dérivation de l'expression (25') par rapport à la profondeur z :

$$\frac{dT}{dz} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{z}{h}} = \frac{z}{z + h}$$
 (26)

D'après cette expression, on déduit que si la succion est nulle (h = o), la courbe d'infiltration devient une droite inclinée à 45° par rapport aux axes; plus la succion est grande, plus la courbe d'infiltration est abaissée par rapport à la bissectrice des axes.

En représentant sur ce diagramme les résultats des essais d'infiltration dans les loess de Roumanie (Fetechtien-Baragan et Mircea Vodă en Dobrodgea) [11], on a réussi à déterminer des valeurs de succions équivalentes qui correspondent assez bien aux valeurs qui résultent de courbes de rétention (fig. 26 c).

Si on considère par contre le cas d'un massif de sol non-saturé (fig. 31 b) dont la partie inférieure vient en contact avec un niveau d'eau souterraine qui est en train de s'élever, la tendance d'ascension capillaire due à la succion h sera atténuée par l'action retardatrice de la gravitation.

La vitesse d'ascension au moment t sera par conséquent :

$$V_t = \frac{dz}{dt} = \frac{V_D}{n'} = \frac{1}{n'} k \frac{h-z}{z}$$
 (27)

k est le coefficient de perméabilité considéré comme constant.

En séparant les variables :

$$dt = \frac{n'}{k} \frac{z \, dz}{h - z} \tag{27'}$$

et en intégrant on obtient :

où

C

$$t = \frac{n'}{k} \int \frac{z \, dz}{h - z} = \frac{n'}{k} \left[ -z - h \ln(h - z) \right] + c \quad (28)$$

Si l'on tient compte de la condition initiale : t = o, z = o, on obtient :

$$= \frac{n}{k} (h + h \ln h) \text{ et l'expression (28) devient :}$$

$$t = \frac{n'}{k} \left[ h - z + h \ln \frac{h}{h - z} \right]$$
(29)

où avec la notation :  $T_z = t \frac{k}{n'}$  , on obtient :

$$T_{z} = h - z + h \ln \frac{h}{h - z} = h$$

$$\left[1 - \frac{z}{h} - \ln \left(1 - \frac{z}{h}\right)\right] \qquad (29')$$

68



Fig. 31.

a)

Cette relation donne la possibilité d'analyser la dynamique du processus d'ascension capillaire et de construire des courbes d'ascension capillaires pour différentes succions du massif (fig. 31 b). En représentant sur le diagramme quelques points obtenus pendant le commencement du processus, on peut déduire la hauteur finale de l'ascension capillaire  $h_c$ .

Dans le cas du **drainage d'un massif** par suite d'un abaissement brusque de l'eau souterraine, les forces de rétention ont une tendance opposée à la gravitation et on peut appliquer la loi de Darcy mentionnée plus haut [21] en considérant le signe — au numérateur.

En analysant le cas d'un massif de sable fin, homogène, dans lequel l'eau souterraine qui se trouvait au commencement à la surface, est descendue brusquement de 5 m et en utilisant la loi de Darcy généralisée on a trouvé que pendant le processus de drainage qui suit on peut distinguer les deux étapes suivantes (fig. 32) [3] :

- la première, qui a une durée relativement courte (cinq jours), pendant laquelle le front de drainage avance assez uniformément et assez vite vers la nouvelle position du niveau de l'eau souterraine, étape pendant laquelle l'eau libre ou retenue par des forces extrêmement faibles (10-15 cm d'eau) est évacuée;
- la deuxième étape pendant laquelle le rythme de drainage du massif se ralentit continuellement, les courbes de distribution de la teneur en eau à différents intervalles de temps étant en quelque sorte parallèles, avec une légère tendance à augmenter leur pente en vue de la superposition à la courbe de distribution d'équilibre de la teneur en eau dans



un temps infini, courbe qui dans les cas des matériaux à structure rigide ou pratiquement incompressible ( $\alpha = 0$ ) est justement la courbe de rétention (*h*, *w*).

On doit remarquer que la teneur en eau après la première étape est approximativement uniforme et correspond à la capacité du champ  $(w_{ch})$ .

Généralement dans les phénomènes de la migration de l'eau dans les sols non-saturés (fig. 33 a), on peut séparer les deux aspects :

- filtration ou simple transfert de l'eau à travers l'élément du sol considéré (fig. 33 b);
- drainage ou mouillage, c'est-à-dire réduction ou augmentation de la teneur en eau (fig. 33 c), processus liés à l'action des forces d'interaction entre les phases constituant le sol.



On peut démontrer que les échanges d'énergie (correspondant au volume unitaire) liés au processus de filtration seront :

$$d\mathcal{L}_{f} = \frac{\rho_{w}}{\rho_{s}} \left(1 + e\right) k \, i^{2} \, dt \tag{30}$$

$$\mathcal{Q}_f = \frac{d\mathcal{L}_f}{dt} = \frac{\rho_w}{\rho_s} \left(1 + e\right) k \, i^2 \tag{31}$$

où

 $\rho_w$  et  $\rho_s,$  sont les densités de l'eau et du squelette solide :

e, l'indice de vide ;

- k, le coefficient de perméabilité ;
- *i*, le gradient hydraulique ;
- t, le temps.

Les notions de **travail**  $(\mathcal{L}_{f})$  et de **puissance spécifique**  $(\mathcal{R}_{f})$  de filtration, respectivement de drainage ou mouillage (les relations 11 et 13) sont utiles pour approfondir les processus de migration de l'eau à travers les sols non saturés, comme c'est, par exemple, le cas d'abaissement du niveau de l'eau souterraine dans les sols à granulation fine.

Contrairement au cas de l'abaissement du niveau de l'eau souterraine dans les graviers, quand l'énergie développée par les pompes est dépensée pour vaincre la résistance à la filtration du sol et la résistance du système de pompage, dans le sol à granulation fine il faut vaincre, en plus, les forces de rétention qui s'opposent au drainage. Il résulte de la relation (11) que cette dépense supplémentaire d'énergie se produit aussi pendant toute la durée de variation de la teneur en eau, c'est-à-dire jusqu'à l'instauration d'un régime permanent d'écoulement. Par exemple, pour l'abaissement de l'eau souterraine dans un sable fin, on a calculé que l'énergie nécessaire au drainage correspond à environ cinq heures de fonctionnement des pompes pour maintenir le niveau abaissé par la filtration. Mais comme en réalité, puisque l'on dépense simultanément l'énergie pour la filtration et pour le drainage, l'effet de retardement des forces de rétention se manifeste pendant une durée beaucoup plus grande.

L'introduction des notions énergétiques permet aussi d'expliquer mieux les processus de migration de l'eau.

La caractéristique de l'accessibilité de l'eau seulement d'après la succion ou l'énergie libre ne donne pas une image complète de la quantité d'eau qui est disponible dans les sols. Ce fait est confirmé par les essais de Peters [21], qui a observé les croissances des racines de maïs en vingt-quatre heures pour différents mélanges des sols et pour différentes succions (fig. 34). On observe que pour les mêmes succions correspondent, en fonction de la texture, différents contenus d'eau et différentes croissances des racines. Donc pour caractériser complètement l'accessibilité de l'eau pour les plantes on doit tenir compte de la succion du sol ainsi que de la quantité d'eau disponible à différents niveaux énergétiques.

Pour dépasser cette difficulté, nous avons proposé la conception dynamique suivante sur l'accessibilité de l'eau pour les plantes.

Comme on le sait déjà, l'alimentation normale des plantes suppose la consommation de quantités bien déterminées d'eau dans certains intervalles de temps. D'où le problème d'assumer un débit nécessaire d'eau qui dépende de plusieurs facteurs, comme l'espèce et l'âge de la plante, le stade de végétation, la température et la teneur en eau du sol et de l'air.

Si on suppose que la force motrice du processus de migration est représentée par la différence de succion



 $h = h_r - h_s$  entre la succion des racines et celles du sol on obtient d'après la loi de Darcy généralisée la vitesse de migration de l'eau vers les racines :

$$V_w = k \frac{\Delta h}{\Delta 1} = k_w \frac{h_r - h_s}{\Delta 1}$$
(32)

où k, est la conductivité hydraulique du sol,  $\Delta$  1, la distance entre la racine et le point considéré.

Si on considère  $h_r$  comme constant, on remarque que le produit des facteurs contenus dans la relation (32) dépend de la valeur de la succion du sol. Quand la teneur en eau du sol est élevée,  $k_w$  est grand et  $h_s$  est petit, donc la valeur du produit est assez élevée. Quand la teneur en eau du sol est réduite,  $k_w$  diminue et  $h_s$  croît, et par conséquent, la valeur du produit diminue. Ainsi, si malgré l'effet des racines, la vitesse d'alimentation en eau diminue sous une certaine limite, les besoins en eau ne peuvent être assurés, la plante commence à souffrir et enfin se flétrit.

Donc l'assurance de la vie de la plante dépend de la capacité à assurer un certain écoulement vers ses racines. La puissance développée par la plante est utilisée à vaincre la résistance de drainage  $(\mathfrak{R}_{dr})$  et de filtration  $(\mathfrak{R}_{f})$ . On peut donc écrire le bilan :

$$\mathfrak{T}_r = \mathfrak{T}_{dr} + \mathfrak{T}_f \tag{33}$$

$$\mathfrak{R}_r = \frac{d\,\mathfrak{L}_{dr}}{dt} + \frac{d\,\mathfrak{L}}{dt} \tag{34}$$

ou en tenant compte de (13) et (31)

$$\mathfrak{T}_{r} = \frac{d (h \, d_{w})}{dt} + \frac{\rho_{w}}{\rho_{s}} (1 + e) \, k \, i^{2} \tag{34'}$$

On remarque que cette conception dynamique concernant l'accessibilité de l'eau vers les racines des plantes présente l'avantage de réunir l'aspect qualitatif (succion) et l'aspect quantitatif (teneur en eau).

ou :

## 5. PROPRIETES MECANIQUES DES SOLS NON SATURES

L'élément essentiel qui conditionne les propriétés mécaniques des sols non saturés est la succion de l'eau interstitielle. Ce fait est par exemple bien illustré par les résultats expérimentaux concernant la variation de la résistance au cisaillement établie à l'aide du scissomètre en fonction de la teneur en eau (fig. 35 a) et de la succion (fig. 35 b) [14] ; on peut constater pour les mélanges de sable et de kaolinite (C) ou montmorillonite (M) dont les courbes de rétention sont données sur la figure 16 a que pour une même succion (fig. 35 b), indépendamment de la nature du minéral argileux, on obtient presque la même résistance.



D'ailleurs, ce fait est parfaitement explicable si l'on tient compte du **principe de la contrainte effective** (p') qui appliquée aux sols non saturés devient en considérant la relation (8) :

 $p' = p - u = p + h - \alpha \quad p = (1 - \alpha) p + h$  (35)

Donc la contrainte effective a deux composantes : l'une due à la pression extérieure (p) et l'autre à la succion. Au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'état de saturation, h croît rapidement et la contrainte effective qui mobilise la résistance au cisaillement est dominée par la succion.

Comme la succion est influencée en même temps par la teneur en eau et la densité (fig. 16 b) pour étudier la variation des propriétés mécaniques des sols non saturés, on a fait appel à l'abaque décrit plus haut (fig. 3). On peut même imaginer un système de référence qui a comme plan de base l'abaque Terracina et sur une normale à ce plan l'indice de la propriété mécanique qui nous intéresse. En admettant que pour chaque état correspond une valeur bien déterminée de l'indice, on arrive à tracer une surface de variation de cet indice. Les intersections de cette surface avec les plans horizontaux d'égal indice vont donner en les projetant sur le plan de base des courbes d'égal indice. Dans le cas représenté dans la figure 36, on a affaire à des courbes d'égales résistances à la compression simple ( $\sigma_c$  en bars) d'une argile.

L'utilisation de cette abaque nous donne une image plus claire du rôle de l'humidité ou du serrage sur les propriétés des sols non saturés. En ce qui concerne les sols saturés, les modifications de l'indice seront comprises dans le plan perpendiculaire au plan de base ; la trace de ce plan perpendiculaire est la droite de saturation.

Dans ce qui suit, on donne plusieurs exemples pour montrer la manière dont on peut utiliser l'abaque et les conclusions qu'on peut en tirer ; pour l'élaboration de ces exemples on a utilisé les résultats de nos recherches [5], [6] ainsi que des données trouvées dans la littérature et qui représentent une source importante pour mieux comprendre le comportement des sols non saturés.

Ainsi, d'après la figure 36 b, où est représentée la variation de la résistance à la compression simple d'une



argile, on peut déduire que des modifications de l'état d'humidité et de l'état de serrage ont des influences presque égales.

D'après la figure 37 où sont représentés les résultats des essais sur un **sable fin** de Părtarlage (Roumanie), on peut déduire que l'influence de la teneur en eau et de la densité sur les **résistances à la traction**  $(\sigma_t)$ , au **cisaillement**  $(\tau)$  et sur la **cohésion apparente**  $(c_a)$  a un caractère tout à fait analogue.

En représentant dans l'abaque les données publiées par B.D. Kazarnovaski [16] concernant les **paramètres de la résistance au cisaillement** ( $\Phi$  et c) d'un silt sableux (fig. 38 a) et d'une argile silteuse (fig. 38 b), on arrive à la conclusion que les valeurs de  $\Phi$  sont presque indépendantes de la densité et ressentent vivement l'influence de la teneur en eau. En même temps, on doit remarquer que sur la cohésion c l'influence de l'état d'humidité et de l'état de serrage dépend du domaine considéré. Il est intéressant de mentionner que l'allure des courbes d'égale valeur  $\Phi$  et c, obtenues en utilisant les données établies par D. Milanovic [19] pour les loess du bassin de Danube, conduit à des conclusions analogues.



D'après la figure 40 où sont représentées les courbes d'égales modules de la **déformation linéaire** E d'un sable argileux compacté [23], on déduit que l'influence de la teneur en eau est beaucoup plus grande que celle

de l'état de serrage. Le fait que les courbes E sont presques parallèles conduit à la conclusion, que dans la représentation spaciale mentionnée plus haut, la surface E est presque plane.


Fig. 38.



Fig. 39.



Fig. 40.

Fig. 41.

En analysant les deux abaques de la figure 41, où sont représentées les courbes d'égal indice portant californien CBR, on arrive à la conclusion que l'allure de cette courbe dépend en bonne mesure du type du sol et des autres facteurs qui interviennent pour conditionner un phénomène aussi complexe que la capacité portante d'un sol.

Aussi, en ce qui concerne les argiles actives, on doit signaler que l'abaque nous permet de suivre les variations saisonnières de l'état d'humidité et de serrage. Ainsi, la figure 42 montre que les modifications de l'état pour une argile active dans un climat aride sont importantes et que le sol devient saturé seulement pendant l'hiver ; l'abaque nous montre aussi que le « chemin » parcouru au cours des saisons est assez éloigné de celui obtenu pendant les essais de retrait au laboratoire. Dans ce cas, le sol s'éloigne assez vite de la saturation et les changements entre l'été et l'automne se développent dans la bande comprise entre les droites  $S_r = 0.7$  et  $S_r = 0.6$ . Ce comportement un peu



Fig. 42



#### Fig. 43.

inhabituel reste encore à étudier, mais parmi les causes possibles recherchées, on doit faire intervenir la fissuration et la structuration qu'on observe dans les argiles actives.

La figure 43 montre que pour des échantillons d'argiles actives remaniées [15] les **gonflements** en pourcentages (a) et les **pressions de gonflements** (b) restent presque les mêmes indépendamment de la préparation des échantillons (par la modification de la densité ou de la teneur en eau) et dépendent seulement de l'état d'humidité et de serrage au commencement de l'essai. Enfin, une dernière question sur laquelle il est intéressant de s'arrêter est celle de l'utilisation de l'abaque pour suivre les changements d'état qui interviennent pendant les essais mécaniques. Ainsi, si on représente les résultats obtenus pendant un essai double œdométrique et si sur « les chemins de changement d'état » sont marqués les points correspondant aux différentes pressions appliquées, on peut tracer les courbes d'égale **résistance de la structure** (fig. 44).

Ces courbes indiquent les teneurs en eau et les densités atteintes à l'état d'équilibre quand le sol est



Fig. 44.

soumis à différentes pressions p; la connaissance de ces courbes permet une **prévision des modifications de volume** engendrées par les changements de l'état. Ainsi, par exemple, si le point p, correspondant à l'état du sol qui est soumis à une pression p, se trouve au-dessus

de la courbe de résistance structurelle, *p*, le sol est insuffisamment consolidé et on doit attendre des tassements supplémentaires en cas d'humidification; par contre, si ce point se trouve au-dessous, le sol est surconsolidé et on doit s'attendre à des gonflements. L'état de **non-saturation** dans lequel se trouvent la plupart du temps les sols dans de nombreuses régions soulève des problèmes qui d'habitude ne sont pas traités dans la Mécanique des Sols classique, qui est axée spécialement sur des sols saturés.

La compréhension et la prévoyance du comportement des sols non-saturés supposent une connaissance assez approfondie des **phénomènes d'interactions** des phases constituant le sol et les autres corps poreux hydrophiles.

La succion de l'eau, qui se trouve dans les pores des sols représente l'effet résultant des forces d'interactions, exprime la capacité de rétention de l'eau par la phase solide, détermine les propriétés physiques et mécaniques et influence tous les phénomènes qui ont lieu dans ces corps hydrophiles, comme par exemple l'échange de masse (migration de l'eau) ou d'énergie (dégagement de la chaleur par mouillage, énergie nécessaire pour le drainage ou la filtration d'eau, etc.).

L'établissement de la **courbe de rétention** (succionteneur en eau) qui, généralement, se fait d'une manière expérimentale, peut être sensiblement facilité à l'aide des corrélations entre les teneurs en eau correspondant à différentes succions et des indices hydrauliques, comme la teneur en eau d'hygrosopicité maximale  $(w_{\rm HM})$ , dont la détermination est plus simple. Dans le même but, on peut utiliser l'expression analytique que l'on a établie pour la courbe de rétention et qui conserve sa validité dans le domaine le plus intéressant (1 à 15 bars).

La courbe de rétention trouve son **application** pour comparer les différentes **méthodes de drainage**, pour estimer la distribution des **teneurs en eau d'équilibre** sous les revêtements imperméables et les bâtiments, pour étudier les phénomènes de **migration de l'eau** (infiltration, ascension capillaire, drainage, accessibilité de l'eau pour les plantes) à travers les sols nonsaturés et pour l'approche scientifique des autres questions qui intéressent le génie civil et l'agriculture.

De même, la capacité de rétention de l'eau par le sol présente un intérêt théorique dans l'étude de transferts d'énergie liés au drainage et au mouillage; processus qui, à côté de la filtration, représente les deux aspects que l'on peut distinguer pendant la migration de l'eau à travers les sols non-saturés. Ce fait donne la possibilité d'approcher les processus qui ont lieu dans les sols à l'aide des lois de la conservation de la masse et de l'énergie. Dans le cas des sols saturés, on fait d'habitude appel seulement à la loi de la conservation de la masse comme par exemple dans la théorie de la consolidation des couches argileuses.

Par contre, pour le cas plus général des sols non saturés, où il n'existe pas de relation univoque entre l'état d'humidité et l'état de serrage, on est obligé de recourir aux deux équations de bilan, celle de la masse et celle de l'énergie. Sur cette base, il sera possible à notre avis de développer à l'avenir une mécanique des sols non-saturés.

Comme l'état de serrage et de l'humidité des sols non-saturés varient dans un certain domaine pour l'étude systématique de leurs propriétés, il est recomanmandé d'utiliser l'abaque Terracina qui peut servir de base en vue d'établir des diagrammes caractéristiques de la variation de l'indice géotechnique étudié en fonction de l'état du sol. Ces sortes de diagrammes permettent une meilleure systématisation des résultats pendant l'étude des différents types des sols, un contrôle efficace des nouveaux résultats obtenus et une évaluation réaliste du comportement des sols non-saturés sous l'action des sollicitations. Cette manière de représenter l'état et d'étudier les propriétés est particulièrement utile pour les sols sous-consolidés pouvant s'affaiser par inondation (loess) et pour les sols argileux surconsolidés, capables de développer de grands gonflements et pressions.

Les problèmes présentés dans cet exposé constituent des exemples de la manière dont nous avons abordé la recherche. Nous sommes parfaitement conscients que le travail accompli constitue seulement un commencement sur la longue route qui mènera à une meilleure prévoyance et une meilleure maîtrise des phénomènes engendrés dans les sols non-saturés par l'activité humaine.

- AITCHISON (W.E.J.M.). « Suction profiles in soil beneath covered and uncoverered areas », 5 th, Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2, pp. 187-191, Dunod, Paris (1961).
- [2] ANDREI (S.). Discussion, Compte rendus du 5° Cong. Int. Méca-Sols, Paris. T. 3, pp. 113-116 (1961).
- [3] ANDREI (S.). « Le drainage de l'eau dans les sols à granulation fine », Eyrolles, Paris (1966).
- [4] ANDREI (S.). « L'eau dans les sols nonsaturés » (en roumain). Editura Technica, Bucarest, (1967).
- [5] ANDREI (S.). et Coll. « Utilité d'étudier l'influence simultanée de l'état d'humidité et de serrage sur la caractéristique des sols nonsaturés » (en roumain). Studii, si cercetari IN-CERC, nr. 1, pp. 1-18 (1965).
- [6] ANDREI (S.). et Coll. « Influence de l'état d'humidité et de serrage sur les propriétés du limon de Bucarest » (en roumain), studii si cercetari INCERC, nr. 1, pp. 91-126 (1965).
- [7] ANDREI (S.) et ANDREI (D.). « Soil and rock pore water suction », Proc. Int. Cong. of the Int. Assoc. of Eng. Geology, vol. I, pp. 272-282 (1970).
- [8] ANDREI (S.) et Coll. « Recherches concernant la sensibilité à l'humidification du loess » (en roumain). Hydrotechnica N° 6, pp. 173-187 (1962).
- [9] ANDREI (S.) et PETRICA (I.). « La détermination de la succion de l'eau des sols » (en roumain), Bu. Inst. Constr. Bucarest, N° 3 (1969).
- [10] ANDREI (S.) et STANCU (C.). « Influence de la teneur en eau et de la densité des sols non-saturés sur leurs caractéristiques physicomécanique » (en roumain). *Hydrotechnica*, Nº 5, pp. 212-220-224 (1974).
- [11] ANTONESCU (I.). « Contributions à l'étude du comportement du loess » (en roumain), Thèse Institut de Construction, Bucarest (1971).
- [12] CHIRITA (C.D.), ANDREI (S.) et MOISE (E.). — « Etude énergétique de l'humidité des sols dans des buts écologiques » (en roumain), dans « les sols des montagnes Bucegi », Compte rendus de la Conférence Nationale de Pédologie, Editura Academici R.S.R. Bucarest (1969).
- [13] CRONEY (D.). « The movement and distribution of water in soils », *Géotechnique*, London, Vol. 3, nr. 1, pp. 1-16 (1952).
- [14] DUMBLETON (M.J.) et WEST (G.). « The suction and strength of remolded soils as effect-

ed by compression » Road Research Report LR. 206. Crawthorne (1970).

- [15] KASSIFF (G.). « Studies and design criteria for structure on expansive clays », in Proc. Int. Res. Conf. on expansive clays, Texas A & M University (1965).
- [16] KAZARNOVSKI (B.D.). « Evaluation de la résistance au cisaillement pour les études de routes » (en russe), Autotransizdat, Moscou (1962).
- [17] KLEIN (A.). « Method of soil testing as applied to the design of road fondations », Proc. South Africa Soc. Civ. Eng. Vol. 44 (1946).
- [18] MARSHALL (T.J.). «A relation between permeability and size distribution of pores », *Journal of Soil Science*, vol. 69, n° 1, pp. 1-18 (1958).
- [19] MILANOVIC (D.). « Some engineering properties of loess », Proc. of the Speciality Session on Engineering Properties of Loess and other collapsible soils » (Mexico, 1969), pp. 11-23, publié par la Société Argentine de Mécanique des Sols, Cordoba, Argentine (1970).
- [20] NASCIMENTO (U.). « Notes sur la stabilisation des sols », (en portugais). Technica-Reviste des Alumes do I.S.T., pp. 323-347, Lisboa (1963).
- [21] PETERS (D.B.). « Water uptake of corn roots as influenced by soil moisture content and soil moisture tension », Soil Sci, Soc. of Am. Proc. V. 21 (1957).
- [22] RUSSAM (K.). « The mouvement and distribution of moisture beneath overseas airfields », *Road Research Board Technical Paper*, N<sup>o</sup> 58, London (1963).
- [23] SILVEIRA (S.E.B.). « Statistical research on stress-strain characteristics of the typical compacted soil under different moulding parameters », Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng. University of Toronto Press, Montreal, 1965, pp. 364-376. (1965).
- [24] STANCULESCU (Ion). Communication privée (1960).
- [25] TERRACINA (F.). « Variabilité des caractéristiques d'état des sols. Représentation graphique », *Rev. Gén. Routes et Aérodromes*, n° 279 (1958).
- [26] WISEMAN (G.). et ZEITLEN (J.). « Swelling studies on laboratory compacted clay », Technion, Haifa.
- [27] WOOLTORTON (F.L.D.). « Moisture content and CBR method of design », Highway Special Report, nº 40, pp. 226-252.





# étude du comportement élastique et fragile des roches saturées par un liquide

par

## F.-H. Cornet

Physicien-Adjoint à l'Institut de Physique du Globe de Paris

#### ETUDE DU COMPORTEMENT ELASTIQUE ET FRAGILE DES ROCHES SATUREES PAR UN LIQUIDE

L'objet de cet article est de discuter de l'applicabilité des principes de la mécanique des milieux continus à l'étude des roches poreuses et saturées par un liquide.

Une nouvelle définition de la porosité est proposée pour caractériser les variations de porosité dans l'espace rocheux considéré. Cette définition est utilisée pour dériver l'équation d'équilibre des roches saturées et discuter les différents modèles de comportement élastique linéaire proposés précédemment pour ces matériaux. Ces résultats ont été vérifiés expérimentalement sur un grès et un calcaire ; ils se sont révélés satisfaisant pour le calcaire mais non applicable au grès, celui-ci présentant un comportement élastique fortement non linéaire. Du fait de cette non linéarité, une nouvelle définition de la limite de comportement élastique a été proposée.

Le comportement post-élastique de ces deux roches, c'est-à-dire de leur désintégration, a été étudié expérimentalement par des essais triaxiaux drainés effectués avec une presse doublement servo-asservie (de 30 bars à 500 bars de pression de confinement). Il a été observé que pour certaines valeurs de la pression de confinement effective la roche présentait une dilatance négative, ou contractance, phénomène qui était associé à un comportement instable vis-à-vis du travail des forces extérieures. Il est donc proposé de distinguer deux types de dilatance :

- la dilatance irréversible associée au développement de microfissures ;
- la dilatance réversible associée à un comportement élastique non linéaire.

Les différentes notions de contrainte effective ont été discutées; seule la théorie classique de Terzaghi (1923) s'est révélée satisfaisante et ce uniquement lorsque certaines hypothèses simplificatrices sont vérifiées.

Finalement l'influence de la vitesse de déformation est discutée et une nouvelle technique d'essais pour les roches saturées est proposée qui permettra de lever les limitations imposées actuellement par les conditions de drainage.

#### ANALYSIS OF THE ELASTIC BRITTLE BEHAVIOR OF SATURATED POROUS ROCKS

The purpose of this article is to discuss the applicability of continuum mechanics principles to the analysis of the mechanical behavior of saturated porous rocks.

A new definition of rock porosity is proposed which provides a mean for characterizing porosity variations in a given rock space. This definition is used first to derive equilibrium equations in saturated porous rocks, secondly to discuss the various theory which have been proposed previously for the analysis of the linearly elastic response of these rocks. The validity of the results have been investigated experimentally on Indiana limestone and Berea sandstone. It has been found that whilst Indiana limestone exhibits a linearly elastic behavior, Berea sandstone is strongly non-linear. Because of this lack of linearity a new definition for the limits of the elastic domaine, derived from energy considerations, has been proposed.

The post elastic behavior of these two rocks. i.e. the desintegration process, was investigated experimentally by servo-controlled drained triaxial tests (confining pressure ranging from 30 bars to 500 bars). It has been observed that for some domaine of effective confining pressures, both rocks exhibited a negative dilatancy, called contractancy; this contractancy was associated with an unstable behavior with respect to the work of external forces for Berea sandstone and a stable one in the case of Indiana limestone. These observations support the hypothesis that two kinds of dilatancy should be considered:

- an irreversible dilatancy associated with the development of microfissures;
- a reversible dilatancy associated with a nonlinear elastic response.

Finally the various effective stress concepts have been discussed; only that proposed by Terzaghi in 1923 was found reasonable, and this only when some simplifying assumptions are valid. In this context, the strain rate influence has been discussed; a new testing procedure for saturated rocks has been proposed which removes part of the testing constraints normally imposed by the drainage conditions.

Comité Français de Mécanique des Roches

# étude du comportement élastique et fragile des roches saturées par un liquide

## par F.-H. CORNET

#### 1. INTRODUCTION

La géométrie excessivement compliquée, tant de la matrice solide que des pores qui constituent une roche, rend illusoire la détermination exacte des mouvements d'un point quelconque à l'intérieur d'un volume rocheux lorsque celui-ci subit une déformation. Aussi, la roche est-elle généralement assimilée à un matériau continu équivalent dont on essaie de déterminer les caractéristiques de façon que son comportement mécanique soit aussi proche que possible de celui de la roche.

L'objet de cet exposé est de discuter de l'applicabilité des principes de la mécanique des milieux continus à l'étude des matériaux intrinsèquement hétérogènes, discontinus et biphasiques que sont les roches saturées.

Tout d'abord, la notion de porosité est discutée et la loi d'équilibre dynamique pour le matériau continu équivalent est dérivée dans le cas où la porosité est isotrope et où le liquide s'écoule selon la loi de Darcy. La théorie de l'élasticité linéaire appliquée aux milieux poreux est ensuite présentée et les théories de Biot (1941, 1955) et de Lubinski (1954) sont discutées. L'analyse de mesures expérimentales sur le grès de Berea et le calcaire de l'Indiana permet alors de préciser le domaine de validité de ces lois ainsi que la notion de limite élastique.

Puis la description des résultats d'essais triaxiaux drainés, effectués au moyen d'une presse servo-asservie sur les deux roches précédemment mentionnées, permet d'aborder le problème de la dilatance ainsi que celui de la résistance des roches saturées et drainées.

Finalement, la notion de contrainte effective est discutée et le problème de la modélisation du comportement « post-élastique », non quasi-statique, des roches saturées brièvement abordé.

#### 2. EQUATIONS D'EQUILIBRE

La dérivation des équations d'équilibre pour une roche saturée requiert tout d'abord que le rapport géométrique solide-liquide soit explicité.

#### 2.1. Etude de la porosité

La porosité est définie traditionnellement soit de façon volumique, soit de façon surfacique, soit encore de façon linéaire (voir, par exemple, Scheideger 1964). Cependant, ces définitions classiques ne sont pas complètement satisfaisantes car elles ne permettent pas de représenter les variations possibles de porosité dans l'espace considéré ; elles devraient donc être modifiées.

Considérons deux points x et y à l'intérieur d'un volume rocheux; on peut définir la porosité linéaire du vecteur x - y = u par la relation :

$$1 (\underline{x}, \underline{u}) = \frac{|\underline{u}^p|}{|u|} \tag{1}$$

où  $|\underline{u}^p|$  est la portion de  $\underline{u}$  qui recoupe l'espace poreux. Si  $\underline{u} = 0$ :

1(x, 0) = 0 si x appartient à la matrice solide;

 $1(\overline{x}, \overline{0}) = 1$  si  $\overline{x}$  appartient à l'espace poreux.

Si l'on représente les variations, quand |u| augmente, de 1 (x, u) pour un point x situé à l'intérieur de la matrice solide et pour un point x' situé dans l'espace poreux au voisinage immédiat de x, on obtient des courbes du type de celles représentées sur la figure 1. Pour une valeur de u suffisamment grande les valeurs de 1 (x, u) et de 1 (x', u) deviennent très proches l'une de l'autre.



Fig. 1. — Variations de la porosité linéaire en fonction du module du vecteur u. Ainsi on peut définir la porosité linéaire en un point  $\underline{x}$ d'une roche dans la direction  $\underline{n}$  ( $\underline{n}$  vecteur unitaire) par la relation :

$$1=1\left(x,u_{0}\right)$$

où  $u_0 = k n$  est défini par la relation :

$$|1(x, u_0) - 1(x', u_0)| < \varepsilon$$
 (2)

 $\varepsilon$  est choisi en relation avec la précision requise. Il est bien évident que pour des valeurs de  $\varepsilon$  infiniment petites, le vecteur  $u_0$  ne peut être défini; on choisira généralement  $\varepsilon$  de l'ordre de 0.005. Lorsque la porosité linéaire est indépendante de la direction de *n* elle est dite isotrope; c'est le cas lorsque les pores sont distribués de façon quelconque.

On peut maintenant définir la porosité de surface de la roche considérée par la relation :

$$f = f(\underline{x}, a_0 \underline{n}) = \frac{a_0^p}{a_0}$$

où *n* est la normale à la surface plane d'aire  $a_0$  définie en coordonnées polaires par la relation :

 $a_0 = \int_0^{2\pi} \frac{1}{2} \left| \frac{u_0}{2} \right|^2 d\theta$ 

avec :

$$a_0^p = \int_0^{2\pi} \frac{1}{2} l(\underline{x}, \underline{u}_0) \, \underline{u}_0 \cdot \underline{u}_0 \, d \, \theta \tag{5}$$

(4)

Raisonnant en coordonnées polaires, on supposera que  $u_0$  dépend de x et de  $\theta$  lorsque n est donné.



Dans le cas général  $u_0$  et  $1(x, u_0)$  dépendent de  $\theta$  et la porosité de surface se déduit de la porosité linéaire par la relation :

$$f(\underline{x}, a_0 \underline{n}) = \frac{\int_0^{2\pi} l(\underline{x}, \underline{u}_0) |\underline{u}_0|^2 d\theta}{\int_0^{2\pi} |\underline{u}_0|^2 d\theta}$$
(6)

Dans le cas d'une porosité isotrope  $1(\underline{x}, \underline{u_0})$  est indépendant de l'angle  $\theta$  et par conséquent :

$$f(x, a_0 n) = 1 (x, u_0)$$
(7)

On définira de même une porosité de volume mais pour cette définition seules interviendront les coordonnées du point considéré :

$$n(x) = v_0^p / v_0$$
 (8)

où le volume  $v_0$  est défini par la relation :

$$v_0 = \int_0^{\pi} d\theta \int_0^{2\pi} d\varphi \int_0^{|\underline{u}_0|} |\underline{u}|^2 \sin\theta |\underline{du}|$$
(9)

et :

$$v_{0}^{p} = \int_{0}^{\pi} d\theta \int_{0}^{2\pi} d\phi \int_{0}^{|\underline{u}_{0}|} l(\underline{x}, \underline{u}_{0}) |\underline{u}|^{2} \sin\theta |\underline{du}|$$
(10)

(en coordonnées sphériques  $u_0$  dépend de  $\theta$  et  $\varphi$ ).

On observera que si la porosité est isotrope alors :  

$$n(x) = f(x, a_0 n) = 1(x, u_0)$$
 (11)

Le fait que la porosité soit isotrope n'implique pas obligatoirement que  $|u_0|$  soit indépendant de l'orientation de  $u_0$  ( $\theta$  et  $\varphi$ , dans le cas du système de référence sphérique adopté précédemment) mais seulement que le rapport  $|u_0^p|/|u_0|$  reste constant dans toutes les directions. La notion d'isotropie pour la porosité fait donc moins intervenir la notion d'orientation préférentielle des pores que celle de distribution préférentielle. Il semble, en première approximation, que pour la plupart des roches, y compris des roches métamorphiques telles que les schistes, on puisse considérer la porosité comme étant isotrope car on peut supposer que dans toutes les directions la distribution des pores est quelconque.

Ayant défini la porosité en un point quelconque d'une masse rocheuse, il est possible de définir un gradient de porosité dans l'espace considéré; celui-ci est défini par la relation suivante :

$$\nabla l(\underline{x}, \underline{u}_0) = l_{,i} \hat{\mathbf{l}}_i = \frac{\partial l(\underline{x}, \underline{u}_0)}{\partial x_i} \hat{\mathbf{l}}_i$$
(12)

où  $\hat{I}_i$  sont les vecteurs unitaires du repère considéré. Pour les corps à porosité isotrope la relation (11) implique que :

$$n_{i} = f_{i} = 1_{i} \tag{13}$$

# 2.2. Conditions d'équilibre du matériau continu équivalent

On considère que le liquide s'écoule selon la loi de Darcy et que la porosité est isotrope.

Soit un volume V, à l'intérieur de la masse considérée, de surface S. On appellera  $V_F$  la partie de V occupée par le liquide et  $V_M$  celle occupée par la matrice solide. On définira de même  $S_F$  la partie de S qui traverse le liquide et  $S_M$  celle qui traverse le solide. Avec ces notations, l'équilibre dynamique du volume V est représenté par l'équation :

$$\int_{S_F} \sigma^F \underline{n} \, da + \int_{S_M} \sigma^M \underline{n} \, da + \int_{V_F} \rho_F \underline{b} \, dv + \int_{V_M} \rho_M \underline{b} \, dv = 0 \qquad (14)$$

où  $\sigma^F$  et  $\sigma^M$  sont respectivement les tenseurs des contraintes définis dans le liquide et dans le solide;  $\rho_F$  et  $\rho_M$  sont respectivement les densités dans le liquide et dans le solide;

 $\frac{b}{n}$  est la force gravitationnelle (généralement  $g \delta_{i3} \hat{I}_i$ ),  $\frac{b}{n}$  est la normale à l'élément de surface da = da n.

Considérons l'élément d'aire  $a_0$  de S, ainsi qu'il a été défini pour la porosité de surface. Cet élément est soumis à la force de surface dt dont les composantes

s'expriment de la façon suivante :

$$\underline{dt} = \sum_{m} \int_{A_{m}} \sigma_{ij}^{F} n_{j} \hat{\mathbf{I}}_{i} da + \sum_{m'} \int_{A_{m'}} \sigma_{ij}^{M} n_{j} da \quad (15)$$

où l'on suppose que l'aire  $a_0$  comporte *m* pores d'aire  $A_m$  et *m'* parties solides  $A_{m'}$ .

Appliquant le théorème de la moyenne, on peut écrire que pour le  $m^{ieme}$  pore :

$$\int_{A_m} \sigma_{ij}^F n_j \, da = \sigma_{ij}^F \left| \sum_{\underline{y}_m} A_m n_j \right|$$

où  $\sigma_{ij}^F \Big|_{\underline{y}_m}$  est la valeur de  $\sigma_{ij}^F$  au point  $\underline{y}_m$  de  $A_m$ .

Il est donc possible de définir la valeur moyenne  $\sigma_{ij}^{\prime F}$ de  $\sigma_{ij}^{F}$  pour l'aire  $a_0$  de S considérée :

$$\sigma_{ij}^{\prime F} = \sum_{m} \sigma_{ij}^{F} \Big|_{\underline{y}_{m}} n_{j} A_{m} \Big/ \sum_{m} A_{m}$$
(16)

On définira de façon similaire une valeur moyenne des contraintes supportées par la partie solide de l'aire  $a_o$ :

$$\sigma_{ij}^{\prime M} = \sum_{m'} \sigma_{ij}^{M} \left| \sum_{\underline{y}'m'} n_j A_{m'} \right| \sum_{m'} A_{m'}$$
(17)

Ainsi la traction supportée par l'aire  $a_o$  peut s'exprimer par l'une ou l'autre des relations (15) ou (18) :

$$dt_i = f \,\sigma_{ij}^{\prime F} \,\dot{n_j} \,a_0 + (1 - f) \,\sigma_{ij}^{\prime M} \,n_j \,a_0 \qquad (18)$$

Si l'on définit, pour tout point de la roche saturée, la notion de contrainte moyenne par la relation :

$$\sigma_{ij} = f \,\sigma_{ij}^{\prime F} + (1 - f) \,\sigma_{ij}^{\prime M} \tag{19}$$

la relation (18) peut encore s'écrire :

$$dt_i = \int_{a_0} \sigma_{ij} n_j \, da \tag{20}$$

Dans le modèle proposé, on suppose que lorsque le volume dv de la roche saturée tend vers zéro, il le fait de telle sorte que pour  $dv < v_o$  ( $v_o$  volume défini pour la porosité de volume) la porosité reste constante. Ce modèle n'est donc équivalent à la roche réelle que pour des volumes supérieurs à  $v_o$ . On a, alors, l'équivalence entre l'une ou l'autre des représentations suivantes pour la résultante des forces de surface :

$$\underline{t} = \int_{S} \underline{dt} = \int_{SF} \underline{\sigma}^{F} \underline{n} \, da + \int_{SM} \underline{\sigma}^{M} \underline{n} \, da \qquad (21 a)$$

$$= \int_{s} \underbrace{\sigma \ n}_{s} \frac{da}{da} \tag{21 b}$$

On peut définir, de même, une densité moyenne en tout point de la roche par la relation :

$$\rho = f \rho_F + (1 - f) \rho_M \tag{22}$$

où  $\rho_F$  et  $\rho_M$  sont respectivement les densités moyennes du liquide et du solide pour le volume  $v_o$  (défini pour la porosité de volume).

L'équation (14) peut alors s'écrire :

$$\int_{s} \underbrace{\sigma}_{s} \underbrace{n}_{s} \frac{da}{dt} + \int_{V} \underbrace{\rho}_{s} \underbrace{b}_{s} \frac{dv}{dt} = 0 \tag{23}$$

Ainsi, après avoir transformé l'intégrale de surface en intégrale de volume et après avoir observé que l'équation (15) doit être vérifiée pour tout volume V, on en déduit la relation classique d'équilibre des matériaux continus :

$$\operatorname{div} \sigma + \rho \, b = 0 \tag{24}$$

qui peut encore s'écrire, si l'on fait intervenir les composantes moyennes des contraintes supportées par le liquide et par le solide défini en tout point du matériau continu équivalent :

$$f(\operatorname{div} \sigma'^{F} + \rho'_{F} \underline{b}) + (1 - f) (\operatorname{div} \sigma'^{M} + \rho'_{M} \underline{b}) + (\sigma'^{F} - \sigma'^{M}) \operatorname{grad} f = 0$$
(25)

#### 3. ELASTICITE LINEAIRE

#### 3.1. Théorie

On supposera ici que la matrice solide ainsi que le matériau global solide + liquide (matériau B) sont linéairement élastiques. On peut alors déterminer aisément la loi de comportement du matériau B en appliquant la décomposition des contraintes indiquée sur la figure 2. La première composante (composante I) correspond à une pression hydrostatique appliquée aussi bien sur la surface extérieure de l'élément considéré qu'à l'intérieur de l'espace poreux interconnecté. Il convient de souligner ici le fait que les pores qui n'appartiennent pas au volume poreux interconnecté sont assimilés à la matrice solide, on définit ainsi un matériau continu M équivalent à la matrice solide et aux pores non connectés ; la notion de porosité doit alors être comprise comme étant la « porosité interconnectée ».

D'après Nur et Byerlee (1971), on peut montrer que la déformation causée par cette pression hydrostatique s'exprime par la relation :

$$\varepsilon_{ii}^{I} = P/K_{M} \cdot \delta_{ii} \tag{26}$$

où  $1/K_M$  est la compressibilité du matériau équivalent M.



Fig. 2. — Décomposition de l'état de contrainte pour l'analyse de la déformation des roches poreuses et saturées. La composante II, que l'on notera ( $\sigma - P l$ ) est appliquée sur le matériau rocheux saturé (matériau B) libre de toute pression interstitielle. La déformation correspondante est donc :

$$\varepsilon_{ij}^{II} = \frac{1 + v_B}{E_B} \left( \sigma_{ij} - P \, \delta_{ij} \right) - \frac{3 \, v_B}{E_B} \left( \overline{\sigma} - P \right) \delta_{ij} \tag{27}$$

où  $v_B$  et  $E_B$  sont respectivement le coefficient de Poisson et le module d'Young du matériau B.

 $\sigma = \sigma_{ii}/3$  est la contrainte sphérique appliquée sur l'élément considéré. La déformation totale est donc :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu_B}{E_B} \sigma_{ij} - \frac{3 \nu_B}{E_B} \overline{\sigma} \delta_{ij} - \left(\frac{1}{K_B} - \frac{1}{K_M}\right) \frac{P}{3} \delta_{ij} \quad (28)$$

où  $1/K_B = 3 (1 - 2v_B)/E_B$  est la compressibilité du matériau B.

On retrouve ainsi aisément le résultat de Geertsma (1957) :

$$\varepsilon = \varepsilon_{ii} = \frac{\Delta V_B}{V_B} = \frac{1}{K_B} (\overline{\sigma} - P) + \frac{P}{K_M}$$
(29)

où  $\varepsilon$  est la déformation volumique.

En appliquant le théorème des travaux réciproques, on obtient le résultat classique (Geertsma 1957) :

$$\frac{\Delta V_P}{V_P} = \frac{1}{n} \left( \frac{1}{K_B} - \frac{1}{K_M} \right) (\overline{\sigma} - P) + \frac{\rho}{K_M}$$
(30)

où  $\Delta V_P/V_P$  est la variation relative de volume poreux interconnecté, *n* est la porosité volumique (elle est égale à la porosité de surface *f* dans le cas considéré ici).

On en déduit la variation de porosité relative :

$$\frac{\Delta f}{f} = \left[\frac{1}{f}\left(\frac{1}{K_B} - \frac{1}{K_M}\right) - \frac{1}{K_B}\right](\overline{\sigma} - \rho) \quad (31)$$

Si la compressibilité  $1/K_M$  du matériau M est négligeable devant la compressibilité  $1/K_B$  du matériau B, la relation (28) devient :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu_B}{E_B} (\sigma_{ij} - P \,\delta_{ij}) - \frac{3 \,\nu_B}{E_B} (\overline{\sigma} - P) \,\delta_{ij} \quad (32)$$

Si  $1/K_M$  n'est pas négligeable, ce qui est le cas si le volume poreux non interconnecté est important, la variation de pression interstitielle observée pour des conditions non drainées est donnée par :

$$\Delta P = \frac{1/K_B - 1/K_M}{f(C_F - 1/K_M) + (1/K_B - 1/K_M)} \cdot \overline{\sigma}$$
(33)

où  $C_F$  est la compressibilité du liquide. Dans ce cas, la déformation du matériau B est donnée par :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + v_B}{E_B} \sigma_{ij} - \left[\frac{3 v_B}{E_B} - \frac{1/3 (1/K_B - 1/K_M)^2}{f (C_F - 1/K_M) + (1/K_B - 1/K_M)}\right] \cdot \overline{\sigma}$$
(34)

Pour des conditions drainées où l'écoulement obéit à la loi de Darcy, les déplacements dans le matériau B sont calculés en intégrant l'équation (35), obtenue en substituant l'équation (28) dans l'équation d'équilibre (24); en remplaçant  $\varepsilon_{ij}$  par 1/2  $(u_{i,j} + u_{j,i})$  où u est le vecteur déplacement :

$$G_{B} u_{j,ii} + \frac{G_{B}}{1 - 2 v_{B}} u_{i,ij} + (1 - K_{B}/K_{M}) P_{,j} + \rho b_{j} = 0$$
(35)

avec  $G_B = 2(1 + v_B)/E_B = module$  de Coulomb du matériau B.

Cette équation s'écrit sous forme vectorielle :

$$G_B \nabla^2 \underline{u} + \frac{G_B}{1 - 2\nu_B} \nabla \nabla \cdot \underline{u} + (1 - K_B/K_M) \nabla P + \rho b = 0 \quad (35')$$

On retrouve ainsi le fait que la force de percolation due au gradient de pression  $\nabla P$  dans le liquide, n'est assimilable à une force de volume que si la compressibilité  $1/K_M$  est négligeable devant  $1/K_B$ .

On remarquera que les équations (24) et (35) sont similaires à celles dérivées par Biot (1941), avec l'équivalence suivante entre les constantes :

Biot (1941)  

$$1/H$$
  
 $\alpha = 2 (1 + \nu) G/$   
 $3 H (1 - 2 \nu)$   
 $1/Q$   
Dérivation présentée  
 $1/K_B - 1/K_M$   
 $1 - K_B/K_M$   
 $- 1/K_M (K_B/K_M - 1 + f)$ 

On observe donc que la constante Q, considérée par Biot, n'est pas vraiment une constante puisque f, la porosité isotrope, n'est pas constante.

Dans une dérivation postérieure, Biot (1955) a proposé de différencier la partie de la contrainte, s'exerçant sur un cube représentatif, supportée par la matrice solide de celle qui est supportée par le liquide.

Ainsi que cela a été montré dans le précédent paragraphe, la partie de la contrainte  $\sigma$  supportée par la matrice solide peut être représentée par  $\sigma'^{M}$  et celle supportée par le liquide par  $\sigma'^{F} = P \ 1 \ (P = pression$ interstitielle). Or Biot suppose d'une part que la partie de la contrainte supportée par la matrice M est égale à  $(1 - f) \sigma'^{M}$  et d'autre part que c'est cette contrainte qui est responsable de la déformation  $\varepsilon$  décrite par l'équation (28). Il vient d'être montré que la déformation  $\varepsilon$  était obtenue si l'on considérait la contrainte totale  $\sigma = f \sigma'^{F} + (1 - f) \sigma'^{M}$  aussi l'équation (35') diffère-t-elle de celle dérivée par Biot en 1955.

On relèvera finalement que l'équation (28) pour e est également différente de celle proposée par Lubinski (1954) puisque cet auteur proposait la relation suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu_B}{E_B} \sigma_{ij} - \frac{3 \nu_B}{E_B} \overline{\sigma} \,\delta_{ij} - \left(\frac{1 - f}{K_B} - \frac{1}{K_M}\right) \frac{P}{3} \,\delta_{ij} \qquad (36)$$

où f est la porosité d'aire supposée constante dans toute la roche.

#### 3.2. Vérification expérimentale

Afin de vérifier l'applicabilité de la théorie de l'élasticité linéaire aux roches poreuses et saturées, des éprouvettes cylindriques de deux roches sédimentaires (grès de Béréa et calcaire de l'Indiana), saturées artificiellement par de l'huile légère de faible viscosité, ont été soumises à des efforts de compressions triaxiaux. Au cours du processus de déformation, les déformations axiales et volumiques ainsi que les variations de volume poreux interconnecté ont été mesurées. La technique expérimentale est décrite dans le paragraphe suivant.

Les courbes ainsi obtenues sont représentées sur les figures 5, 6, 7, 8, 9 et 10. On remarque que la théorie de l'élasticité linéaire fournit des résultats tout a fait satisfaisants pour le calcaire de l'Indiana et que la compressibilité  $1/K_M$  est du même ordre de grandeur,

bien que plus petite, que le coefficient  $1/K_B$  de la roche saturée. Au contraire, pour le grès de Béréa, la définition d'un comportement linéaire à faible pression de confinement apparaît tout à fait subjective alors qu'elle devient plus réaliste dans le domaine des hautes pressions de confinement (supérieur à 200 bars). Pour ce comportement non linéaire un nouveau modèle devrait être défini, ce point est discuté aux paragraphes 4.2, 4.3 et 5.2.

#### 3.3. La notion de limite élastique

Lorsque le comportement d'une roche est élastique et linéaire, la limite élastique est définie comme étant l'effort maximal pour lequel la relation effort-déformation reste linéaire. Toutefois, ce point est parfois difficile à définir et il est connu, par exemple, que la limite de linéarité pour la relation effort-déformation volumique est généralement plus faible que celle définie à partir de la relation effort-déformation axiale (Brace et al. (1966), Morlier (1969). De plus, cette limite de linéarité n'est évidemment pas définie pour les matériaux non linéaires bien qu'élastiques. Nous proposons donc de définir cette limite par comparaison entre le travail des forces extérieures appliquées à l'éprouvette et l'énergie élastique supposée être accumulée dans la roche pour une déformation donnée.

Si le travail des forces extérieures est supérieur ou égal à l'énergie de déformation élastique calculée, on peut considérer que la roche est encore dans le domaine élastique et que la différence entre le travail des forces extérieures et l'énergie de déformation élastique correspond à la quantité d'énergie absorbée par les phénomènes de frottement. Au contraire, lorsque le travail des



Fig. 3. — Comparaison des valeurs calculées et mesurées pour l'énergie de déformation accumulée dans la matrice solide par unité de volume global d'un échantillon saturé de calcaire de l'Indiana.

forces extérieures devient inférieur à l'énergie de déformation élastique, cela indique qu'un nouveau phénomène est intervenu dans le mode de déformation, à savoir rupture fragile ou déformation plastique, et que, par conséquent, les conditions de chargement n'appartiennent plus au domaine de définition du comportement élastique. Les figures 3 et 12 indiquent qu'une telle définition devrait apporter des résultats satisfaisants.

#### 4. ETUDE DE LA DESINTEGRATION QUASISTATIQUE SOUS CONTRAINTE TRIAXIALE DE COMPRESSION EN CONDITIONS DRAINEES

#### 4.1. Etude expérimentale

Afin d'analyser l'influence mécanique d'un liquide sur le processus de désintégration d'une roche saturée, il est apparu nécessaire d'individualiser tout d'abord les différents mécanismes mis en jeu.

Une série d'essais triaxiaux drainés, effectués sur des éprouvettes cylindriques de grès de Béréa et de calcaire de l'Indiana (diamètre 5 cm, élancement 2) au moyen d'une presse servo-asservie, ont permis d'obtenir des informations sur le comportement de ces deux roches après que leur limite élastique ait été dépassée et avant que la résistance résiduelle ne soit atteinte (domaine appelé ici domaine post-élastique).

Ces deux roches ont été choisies car elles présentent toutes deux une forte porosité (18 % pour le grès, 15 % pour le calcaire) mais des perméabilités très différentes (perméabilité à l'eau pour le grès de 0.58  $\mu$ m/s, pour le calcaire de 0.007  $\mu$ m/s) ainsi que des comportements rhéologiques complémentaires (fragile pour le grès, tendance ductile pour le calcaire quand la pression de confinement devient supérieure à 175 bars).

Ces essais ont permis de compléter certains résultats publiés précédemment sur ce sujet (par exemple Robinson (1959), Handin et al. (1963), Baron et al. (1963), Brace et al. (1966), Brace and Martin (1968), Wawersik (1968), Edmund and Paterson (1971), Schok et al. (1973)). Ils seront discutés après que la technique expérimentale ait été décrite.

#### 4.1.1. Technique expérimentale

Les essais triaxiaux drainés, effectués sur des éprouvettes saturées artificiellement mais indépendamment des essais proprement dits, ont été réalisés au moyen d'une presse asservie de façon à assurer continuellement un mode de déformation quasistatique.

Le principe des presses servo-asservies a déjà été exposé (Rummel and Fairhust (1970), Hudson et al. (1971)) et nous nous contenterons de décrire la technique expérimentale ainsi qu'elle est schématisée sur la figure 4. La première boucle d'asservissement impose que la pression de confinement soit maintenue constante tout au long de l'essai. Ainsi, si la pression a tendance à diminuer, la charge axiale est augmentée, ce qui fait pénétrer le piston de chargement à l'intérieur de la cellule et donc augmente la pression de confinement. Au contraire, si la pression de confinement a tendance à augmenter, la charge axiale est diminuée, ce qui se traduit par une sortie du piston et donc une diminution de pression de confinement, Le deuxième circuit d'asservissement impose un écoulement du fluide de confinement monotone avec le temps. Ce circuit impose donc une diminution de pression à l'intérieur de la cellule et, par réaction de la première boucle, un chargement de l'éprouvette tel que sa déformation latérale moyenne ( $\varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$ ) soit une fonction monotone du temps.



Fig. 4. — Représentation schématique de l'appareillage triaxial utilisé.

La mesure de la quantité de fluide s'écoulant hors de la cellule triaxiale ainsi que celle des déplacements du piston permettent de déterminer la déformation axiale moyenne et la déformation volumique moyenne de l'éprouvette saturée (c'est-à-dire du matériau B défini dans le paragraphe précédent). Les déformations ont lieu de façon quasistatique (vitesse de déformation latérale moyenne de  $10^{-6}$  s<sup>-1</sup>) ce qui permet d'assurer manuellement la constance de la pression interstitielle tout au long de l'essai. Les quantités de liquide s'écoulant hors, ou vers, l'éprouvette fournissent une mesure directe de la variation de volume poreux interconnecté.

#### 4.1.2. Résultats

Les figures 5 à 10 fournissent une synthèse des résultats obtenus. Il est à noter que ces courbes ne correspondent pas aux courbes effort-déformation de la rhéologie mais à des courbes force moyenne par unité de surface-déformation moyenne par unité de longueur, surface ou volume. En effet, si dans le domaine élastique, on peut, en première approximation, supposer que la relation effort-déformation peut être étudiée par des essais triaxiaux, au cours de la désintégration de l'éprouvette la présence de nombreuses discontinuités rend illusoire la détermination exacte des contraintes à l'intérieur de l'éprouvette à partir de la seule connaissance des forces appliquées. Ainsi, pour chaque essai, a-t-on déterminé les trois courbes suivantes :

- Courbe a : force axiale moyenne-déplacement axial moyen (Δ1/1);
- Courbe b : force axiale moyenne-variation moyenne du volume global  $(\Delta V_{\it B}/V_{\it B})$  ;
- Courbe c : force axiale moyenne-variation moyenne du volume poreux interconnecté par unité de volume global (ΔV<sub>p</sub>/V<sub>B</sub>).

Les figures 5, 8, 9 montrent clairement le phénomène de dilatance classiquement décrit dans la littérature. On observe cependant que, pour ces deux roches, la variation de volume poreux interconnecté et les variations de volume globales de l'échantillon sont similaires mais non identiques. Ainsi, pour la première série d'essais sur le grès (fig. 5) les variations de volume poreux interconnecté sont toujours restées plus faibles que les variations de volume globale alors que le contraire a été observé pour les autres essais. Etant donné qu'aucun gradient de pression interstitielle ne s'est développé (lorsque l'éprouvette était maintenue sous charge constante après une période de chargement, aucune variation de pression de pore n'était observée), on peut en déduire que dans le premier cas un certain nombre de microfissures se sont développées, ou se sont ouvertes, mais sont restées sèches alors que dans le second cas, des pores qui étaient isolés du système interconnecté se sont trouvés reliés à lui par le développement de fissures. Ce dernier effet dépend d'ailleurs de la pression de confinement, étant donné qu'elle influence le nombre de pores isolés du réseau interconnecté.

D'autre part, les résultats obtenus pour le grès indiquent clairement qu'une même roche peut présenter un mode de rupture stable ou instable selon l'amplitude de la pression de confinement et que, contrairement à ce qui est généralement admis, une augmentation de pression n'est pas automatiquement accompagnée d'une plus grande stabilité.

Rappelons la classification proposée par Wawersik (1968) pour caractériser le comportement post-élastique des roches à savoir la classe I lorsqu'il faut fournir continuellement de l'énergie à la roche pour la déformer et la classe II lorsque le développement quasistatique de la rupture requiert qu'une certaine quantité d'énergie soit soustraite (par déchargement des plateaux de la presse) à l'énergie de déformation élastique accumulée dans le roche (cette classification introduit, en fait, la notion de stabilité vis-à-vis du travail des forces extérieures plutôt que vis-à-vis des forces extérieures ellesmêmes).

On observe ainsi que, pour le grès, lorsque son comportement est de classe II, l'augmentation de volume produit par le développement de la rupture reste plus petite que la diminution causée par le relâchement des charges appliquées, effet qui donne naissance à une certaine « contractance ». Cette « contractance » reflète en fait un comportement non linéaire élastique marqué ; il est causé par la présence des nombreuses microfissures développées avant la formation de la surface de macro-rupture.

Plus la densité de microfissures au moment du déclenchement de la rupture instable sera importante et plus grande sera l'instabilité car plus petite étant la raideur de la roche plus grande sera l'énergie élastique



susceptible d'être libérée. C'est ce phénomène que reflète indirectement l'effet de « contractance » précédemment décrit.

4

Notons finalement le deuxième type de « contrac-

tance », observé pour le calcaire, et qui correspond à un comportement de type ductile. Cette « contractance » n'est pas un phénomène élastique; il correspond à ce que les géologues appellent l'écoulement cataclastique



Fig. 8.

Fig. 8 à 10. — Essais triaxiaux drainés sur le calcaire de l'Indiana :

axe des x :

- courbe a, déformation axiale moyenne Δ 1/1;
- courbe b, déformation volumique globale moyenne  $\Delta V_{\rm B}/V_{\rm B}$  ;
- courbe c, variation de volume poreux interconnecté par unité de volume global;
   Δ V<sub>P</sub>/V<sub>B</sub>.



c'est-à-dire le développement de microfissures, suivi de microglissements le long de ces discontinuités, tendant à diminuer irréversiblement le volume des pores. Ce phénomène est observable sur les figures 10 et 11.

Ces résultats indiquent donc que le développement de la rupture n'est pas toujours associé à une augmentation de volume mais qu'au contraire, il existe deux types de « contractances » possibles, le premier associé à un phénomène de rupture instable caractéristique de certains comportements fragiles, le deuxième associé au développement de microfissures et de microglissements caractérisé par un comportement de type ductile. Rappelons que ce deuxième type avait été précédemment décrit et analysé par Edmund et Paterson (1971) et Schock et al. (1973).







Fig. 10.



#### 4.2. Essais d'analyse

#### 4.2.1. Fissures et microfissures

Il est maintenant admis que des discontinuités dues à des ruptures locales se développent dans une roche lorsque celle-ci est soumise à des efforts supérieurs à sa limite élastique. Il est toutefois nécessaire de différencier deux types de discontinuités : les microfissures et les fissures.

Les microfissures ont des dimensions du même ordre de grandeur que celles des éléments constitutifs de la roche. Elles sont à l'origine des variations de volume global observées dans le domaine post-élastique. On essaiera de représenter leur développement et leur influence sur le comportement de la roche en imposant certaines propriétés particulières au matériau continu équivalent B.

Les fissures sont définies de façon macroscopiques ; elles sont la cause de la rupture totale des éprouvettes. Elles peuvent être issues soit de la coalescence de nombreuses microfissures soit de l'extention d'une seule. On étudiera leur développement et leur influence sur le comportement de la roche en les assimilant à des discontinuités dans le champs des déplacements.

#### 4.2.2. Dilatance et « contractance »

Le terme de dilatance est généralement utilisé pour décrire l'augmentation de volume associée à l'application d'une contrainte de cisaillement pur. Aussi, plutôt que d'employer les termes dilatance et « contractance », il paraît plus simple de parler de dilatance positive pour les augmentations de volume global et de dilatance négative pour les diminutions en conservant le terme dilatance, sans préciser si elle est positive ou négative, pour représenter les variations de volume non prévisibles par la théorie de l'élasticité linéaire.

Etant donné cette définition, deux types de dilatance doivent être distingués :

- l'un, réversible, fait intervenir le comportement élastique non linéaire d'une roche ;
- l'autre, irréversible, fait intervenir le développement de microfissures et est associé au processus de désintégration.

#### Dilatance réversible

Il a été proposé (Stuart and Dietrich (1974); Freudenthal (1975)) d'associer la dilatance réversible à un comportement élastique non linéaire isotrope en faisant appel au théorème de représentation des fonctions tensorielles isotropes (Truesdell (1952)). Toutefois, cette proposition est très simplificatrice car elle néglige les phénomènes de frottement. Des expériences simples de charge et décharge d'échantillons microfissurés indiquent que la quantité d'énergie dissipée par les frottements est d'autant plus élevée que la densité de microfissures est plus grande et que la variation de contrainte au cours du cycle de chargement est plus importante.

En outre, le théorème proposé par Truesdell ne s'applique, par définition, qu'à des fonctions tensorielles isotropes ; or, la déformation des roches fissurées n'est pas toujours une fonction isotrope de la contrainte. En effet, les microfissures sont souvent orientées dans une direction priviligée (celle de la contrainte principale maximale existant lors du développement des microfissures) ce qui entraîne un comportement anisotrope du matériau continu équivalent B. Ce point a été récemment confirmé par les travaux de Hadley (1975) sur l'anisotropie des vitesses de propagation des ultrasons dans les roches microfissurées.

Toutefois cette représentation, même simpliste, du comportement non linéaire élastique mérite d'être retenue car elle fournit le seul élément de calcul actuellement disponible pour représenter la dilatance réversible.

Rappelons que le théorème de la représentation des fonctions isotropes permet d'écrire la relation effortdéformation sous la forme :

$$\varepsilon = \emptyset_0 \, 1 + \emptyset_1 \, \sigma + \emptyset_2 \, \sigma^2 \tag{37}$$

où  $\varepsilon = \frac{1}{2} (\nabla \underline{u} + \nabla \underline{u}^T)$  est le tenseur déformation;

- *u* est le vecteur déplacement,
- $\sigma$  est le tenseur contrainte,
- $\emptyset_k$  sont des fonctions polynomiales des invariants du premier ordre de  $\sigma$ .

Si l'on ne retient que les termes d'ordre inférieur ou égal à deux et que l'on prend comme état de référence l'état indéformé, l'équation devient :

$$\varepsilon_{ij} = (a \ I_1 + b \ I_1^2 + c \ I_2) \ \delta_{ij} + + (d + e \ I_1) \ \sigma_{ij} + g \ \sigma_{ik} \ \sigma_{kj}$$
(38)

avec :

$$\mathbf{I}_1 = \sigma_{ii} = tr \, \sigma$$

$$I_{2} = \frac{1}{2} \sigma_{ii} \sigma_{jj} (i \neq j) = \frac{1}{2} \left[ tr \sigma^{2} - (tr \sigma)^{2} \right]$$
$$I_{3} = \pi \sigma_{ii} = det \sigma$$

Pour un tel comportement, six constantes doivent être déterminées, ce qui nécessite que des essais polyaxiaux (triaxiaux vrais) soient effectués.

Les coefficients a et d sont, en fait, les constantes classiques de l'élasticité linéaire plus souvent notées  $-\frac{\nu}{E}$  et  $\frac{1+\nu}{E}$  où  $\nu$  est le coefficient de Poisson et

E le module d'Young

#### Dilatance irréversible

Comme cela a déjà été dit, la dilatance irréversible est due au développement de microfissures. Toutefois, bien que l'on puisse essayer de corréler directement la dilatance à la croissance des microfissures, il semble qu'une approche globale, où la roche est assimilée à un matériau continu soit plus prometteuse. C'est ce qu'ont proposé Rudniki et Rice (1975) et Rice (1975). Toutefois, leur modèle, bien qu'il permette de préciser et formaliser mathématiquement certaines caractéristiques du comportement post-élastique des roches, im-plique que le facteur de dilatance  $\beta = d^p \varepsilon/d^p \gamma$  (où  $d^p \varepsilon$ est la variation volumique irréversible et  $d^p \gamma$  est la déformation de cisaillement irréversible) soit déterminé au laboratoire pour différentes conditions de contraintes et de déformation puisque β n'est pas constant. Ce modèle représente donc plus une analyse des conséquences qu'une étude du développement proprement dit de la dilatance. Le problème de la modélisation du développement de la dilatance irréversible reste donc à résoudre.

#### 4.2.3. Le développement des fissures et la notion de résistance

Le terme fissure doit être compris ici comme représentant des discontinuités macroscopiques dans le champ des déplacements définis dans le matériau continu équivalent B.

Pour des conditions quasistatiques, la propagation de ces fissures peut être analysée en considérant une généralisation du critère de Griffith (Griffith (1920)) à savoir qu'une fissure se propage si la quantité d'énergie élastique libérée par cette propagation est supérieure à celle absorbée par le développement de nouvelles surfaces. Ce critère, qui est dérivé du théorème de l'énergie potentielle minimale, est représenté par la relation

$$\Delta W_E(ds) \ge \Delta W_B(ds) \tag{39}$$

où  $\Delta W_E(ds)$  est la variation d'énergie élastique impliquée par le développement de ds;

 $\Delta W_B(ds)$  est la quantité d'énergie absorbée par la formation de ds; ds = n da est la surface nouvellement créée.

Griffith a supposé de plus que  $\Delta W_B(ds)$  était directement proportionnel à l'aire des surfaces créées :

$$\Delta W_B(\underline{ds}) = \gamma \, da \tag{40}$$

où  $\gamma$  est l'énergie de surface du matériau considéré; da est l'aire de la surface ds.

Le critère de Griffith s'exprime donc par la relation :

$$\Delta W_E(ds) \ge \gamma \, da \tag{41}$$

ou encore :

$$\frac{\partial W_E(\underline{ds})}{\partial a} \ge \gamma \tag{41}'$$

La relation (39) apparaît donc comme plus générale que l'équation (41') puisqu'elle fait intervenir la notion d'orientation de la surface ds considérée. Pour un matériau homogène, l'influence de l'orientation de ds ne fait que refléter l'anisotropie éventuelle du matériau. Pour un matériau hétérogène, tel qu'une roche, il permet d'inclure l'effet possible du gradient des contraintes en tête de fissure. En effet, ainsi que l'ont montré Hoagland et al. (1972), lorsqu'une fissure de traction se développe dans une roche, une zone d'intense microfissuration se forme en tête de fissure et absorbe donc une quantité non négligeable d'énergie. L'étendue de cette zone dépend de la distribution des contraintes en fond de fissure ou plus précisément du gradient de contrainte. Aussi, pour les roches, l'influence de l'orientation de ds fait-elle intervenir l'anisotropie possible ainsi que cet effet du gradient de contrainte. En fait, dans les calculs actuels on suppose encore que le critère énergétique de Griffith reste valide dans sa forme initiale. Un modèle numérique à deux dimensions (conditions de déformations planes), développé à partir du critère exprimé par l'équation (41') et utilisant la méthode des discontinuités de déplacement proposé par Crouch (1975), permet en effet d'obtenir une modélisation satisfaisante de l'influence de la contrainte principale minimale sur l'orientation de la propagation des fissures soumises à des contraintes de compression (Cornet 1976).

Pour des conditions données de vitesse de chargement, de géométrie d'échantillon et de conditions aux frontières, on devrait théoriquement pouvoir établir une relation entre énergie de surface et résistance à la compression puisque la notion de résistance ne fait que refléter la notion de stabilité, ou plutôt d'instabilité, des fissures vis-à-vis des forces apliquées. Cependant, étant donné que l'on ne sait pas encore modéliser correctement le développement de la microfissuration, cette relation n'a encore pu être dérivée.

#### 4.3. Influence de la pression interstitielle

L'essai d'analyse du développement de la désintégration des roches a montré qu'essentiellement trois points devaient être considérés :

- formation des microfissures ou développement de la dilatance irréversible ;
- comportement élastique de la roche microfissurée ;
- initiation et propagation des fissures ; étude de leur stabilité vis-à-vis des forces appliquées (notion de résistance), vis-à-vis du travail des forces appliquées (notions de classe I classe II).

Si l'espace des pores est quasiment complétement interconnecté, en sorte que les fissures et microfissures sont presque toutes saturées par le liquide interstitiel, la compressibilité du matériau M, équivalant à la matrice solide et aux pores non interconnectés, peut être considérée constante et donc indépendante de l'état de déformation du matériau B. Dans ces conditions, on peut déduire le comportement de la roche microfissurée par superposition des états de contrainte indiqués sur la figure 2 (en fait d'ailleurs, dans ces conditions, la

déformation dûe à la pression P 1 est souvent négligeable devant celle causée par l'état de contrainte  $\sigma - P$  1). Si le comportement de la matrice M n'est pas linéaire, le principe de superposition n'est plus applicable et une autre approche doit être proposée. La théorie des milieux continus inter-actifs (Green et Steel 1966) devrait fournir la solution. Il n'est pas certain cependant que l'ampleur du phénomène justifie la complexité d'une telle démarche et le principe de superposition, même s'il est légèrement erroné, devrait fournir des résultats satisfaisants dans la plupart des cas.

Reste donc à résoudre le problème de l'influence de la pression interstitielle sur les ruptures fragiles (fissures et microfissures), c'est-à-dire sur les variations d'énergie de déformation élastique dans la matrice solide, si l'on adopte le critère de Griffith, car seul le solide peut se rompre.

Considérons tout d'abord l'essai triaxial classique et analysons ce qui se passe dans la matrice solide lorsque la charge axiale est augmentée de  $\Delta \sigma_1$  tandis que la pression de confinement  $P_c$  et la pression interstitielle  $P_p$  sont maintenues constantes. La différence entre le travail des forces extérieures et le travail effectué par la pression de pore fournit le travail effectué par la pression de pore fournit le travail effectué sur le matériau continu équivalent M. Si l'on suppose ce matériau M ainsi que le matériau B être linéairement élastiques, en appliquant les résultats du paragraphe 3.1, on montre que la variation d'énergie élastique  $\Delta W_M$ dans le matériau M associé à la variation  $\Delta \sigma_1$  est :

$$\Delta W_{M} = \frac{1}{2} \Delta \sigma_{1} \Delta \varepsilon_{1} + P_{c} \cdot \frac{\Delta \sigma_{1}}{3} \cdot \frac{1}{K_{B}} - P_{P} \cdot \frac{\Delta \sigma_{1}}{3} \cdot \left(\frac{1}{K_{B}} - \frac{1}{K_{M}}\right)$$
(42)

où  $\Delta \varepsilon_1 = \left(\frac{\Delta \sigma_1}{E_B}\right)$  est la déformation axiale du matériau B.

Ainsi, si  $1/K_M$  est négligeable devant  $1/K_B$ , le travail effectué sur M, et donc sur la matrice solide si l'on suppose vides les pores non connectés, est le même que si la pression de pore était nulle et la pression de confinement égale à  $P_C - P_P$ .

En généralisant ce résultat, on montre que pour les matériaux linéairement élastiques et fragiles la variation

d'énergie de déformation élastique dans la matrice dépend des variations de la contrainte ( $\sigma - P l$ ) où  $\sigma$ et P sont définis pour tout point du matériau continu équivalent, si  $1/K_M$  est négligeable devant  $1/K_B$ . On en déduit donc que pour de tels matériaux les conditions requises pour le développement de ruptures fragiles ne dépendent que de ( $\sigma - P l$ ).

Or ce résultat a également été observé pour le grès de Béréa, matériau qui a été décrit comme étant fortement non linéaire; la notion de linéarité ne devrait donc pas intervenir. Considérons le raisonnement physique suivant.

Les ruptures fragiles (fissures et microfissures) sont dues à des instabilités énergétiques causées par des concentrations de contrainte locales. Si l'espace des pores est entièrement interconnecté et si la matrice solide est homogène, la composante hydrostatique de la décomposition de contrainte indiquée sur la figure 2 induit simplement une contrainte hydrostatique dans le solide et les ruptures ne peuvent donc être causées que par la composante ( $\sigma - P$  1). Toutefois, si les pores ne sont pas tous interconnectés, ou si la matrice solide est très hétérogène, la composante hydrostatique **P** 1 peut donner naissance à de fortes concentrations de contraintes et le principe précédent ne sera plus valide.

La figure 12 représente les variations de travail effectué sur le matériau M en fonction de la déformation axiale moyenne pour des échantillons de calcaire de l'Indiana soumis à des pressions de confinement  $P_c$  et des pressions interstitielles  $P_p$  différentes mais telles que leur différence  $P_c - P_p$  soit la même pour tous les essais. On observe que pour des valeurs de  $P_p$  supérieures à 175 bars le principe selon lequel le travail effectué sur le matériau M ne dépend que de ( $\sigma - P 1$ ) ne s'applique plus. Pour cette roche, le volume poreux non interconnecté est important et il est permis de penser que la valeur 175 bars correspond à la valeur de la pression interstitielle pour laquelle les concentrations de contraintes qu'elle induit ne sont plus négligeables.

On ajoutera d'ailleurs que si la pression de pore est trop élevée, le comportement rhéologique du matériau M est modifié et qu'en conséquence, la théorie précédemment proposée ne s'appliquerait pas.



### 5. APPLICATION AUX ROCHES NON DRAINEES ET A DRAINAGE PARTIEL

#### 5.1. La notion de contrainte effective

Il est connu depuis longtemps que le comportement des roches saturées est influencé par la pression interstitielle (voir par exemple Terzaghi (1945), Robinson (1959), Baron et al. (1963), Handin et al. (1963), Brace and Martin (1968)). Il a été proposé, en conséquence, d'analyser le comportement des roches saturées de la même façon que celui des roches sèches en remplaçant toutefois la notion de contrainte par celle de contrainte effective. Trois définitions ont été proposées pour ces contraintes effectives et une certaine confusion en est résultée. Ces trois conceptes seront analysés maintenant en utilisant les résultats précédemment décrits.

#### 5.1.1. Définition classique

#### de la notion de contrainte effective

Cette définition a été proposée en 1923 par Terzaghi pour les sols saturés. Elle consiste à assimiler la roche saturée à un matériau continu équivalent, à supposer la pression de pore définie en tout point de ce matériau équivalent et à négliger l'influence de cette pression uniforme. Il en résulte que le comportement mécanique du matériau équivalent est simplement une fonction de la contrainte effective  $\sigma'$  définie par la relation :

$$\sigma' = \sigma - P 1 \tag{43}$$

Si l'on se réfère à l'analyse du paragraphe 2.2., on remarque que la contrainte effective n'est autre que la valeur moyenne  $(1 - f) \sigma'^{M}$  et la pression P 1 la valeur moyenne  $f \sigma'^{F}$ . Avec cette notation l'équation d'équilibre du matériau B s'écrit donc :

$$\operatorname{div} \sigma' + \operatorname{grad} \mathbf{P} + \rho \, b = 0 \tag{44}$$

Il a été montré en outre que le comportement élastique (linéaire et non linéaire) du matériau continu B, équivalent à la roche saturée, pouvait également être exprimé en fonction de cette contrainte effective si l'effet de la compressibilité du matériau M, équivalent à la matrice et aux pores non connectés, était négligeable devant la déformation du matériau B.

Finalement il a été proposé que le développement des ruptures fragiles (fissures et microfissures) ne dépendait que de l'état de contrainte ( $\sigma - P l$ ) si la pression interstitielle ne générait pas de concentrations de contraintes (espace des pores entièrement interconnecté, matériau relativement homogène) et ne modifiait pas le comportement rhéologique de la matrice solide (évolution d'un comportement fragile vers un comportement ductile quand la pression hydrostatique augmente ainsi que celà est le cas pour la calcite ou le sel gemme par exemple).

Nous concluerons donc que bien que la notion classique de contrainte effective ne constitue pas une loi physique rigoureuse, elle représente une approximation réaliste lorsque certaines conditions sont satisfaites.

Notons finalement que cette notion de contrainte effective n'est applicable que pour l'étude du comportement global de la roche saturée et qu'elle ne peut, en aucun cas, être confondue avec l'état de contrainte réel dans la matrice solide.

#### 5.1.2. Contrainte effective et porosité d'aire

Biot (1955) a proposé d'étudier le comportement d'une roche saturée en considérant les déformations d'un matériau continu C obtenu en supposant que la matrice solide remplit la totalité du volume occupé par la roche saturée mais que la pression du liquide interstitiel n'est définit qu'à l'intérieur de l'espace poreux interconnecté. Ainsi, selon son modèle, le comportement de la roche saturée serait simplement fonction de la contrainte effective :

$$\sigma'' = \sigma - a P 1 \tag{45}$$

où :

 $\sigma$  est la contrainte définie pour le matériau équiva-  $\tilde{}$  lent B,

a est la porosité de surface (supposée constante),

P est la pression hydrostatique dans les pores.

Il a été montré au paragraphe 3.1. que l'équation constitutive dérivée par Biot était équivalente à celle dérivée pour le matériau B ; elle ne s'applique donc pas au matériau C considéré par Biot en 1955 dans son équation d'équilibre et seule sa première étude est donc en accord avec le modèle proposé ici.

Les résultats expérimentaux indiquent tous que la désintégration des roches ne dépend pas de la contrainte effective caractérisée par l'équation (45). Nous conclurons qu'apparemment ce modèle ne peut être appliqué de façon simple à l'étude de la déformation des roches saturées ; il devrait donc être abandonné.

#### 5.1.3. Contrainte effective et porosité limite

Cette théorie, proposée par Terzaghi en 1945 pour l'étude de la résistance à la compression des roches saturées, est supposée prendre en compte le fait que la porosité d'aire (définie de la façon classique par le rapport des aires occupées par le liquide sur l'aire totale de la surface considérée) d'une surface donnée dépend de la géométrie de cette surface et qu'il existe une surface pour laquelle la porosité d'aire est maximum. ce maximum est appelé porosité d'aire limite.

En effet, même dans le cas d'une porosité isotrope, il est possible de définir une surface pour laquelle la porosité d'aire est supérieure à la porosité de surface telle qu'elle a été définie au paragraphe 2.1. de ce texte. Considérons, par exemple, un empilement de sphères rigides ; une surface qui ne passe que par les vides et les contacts sphères à sphères présente une porosité d'aire bien supérieure à la porosité de surface de ce système.

Ainsi, pour des conditions de chargements données, les contraintes moyennes supportées par la portion solide d'une telle surface sont bien supérieures à celles qui seraient supportées par la fraction solide des surfaces planes. Si l'on suppose que la rupture doive se développer dans les régions où les contraintes moyennes sont les plus grandes, on en déduit que les surfaces de ruptures doivent correspondre à des surfaces à porosité d'aire limite. Pour caractériser la rupture des roches saturées, on devrait donc considérer les contraintes effectives définies par la relation :

$$\sigma^{\prime\prime\prime} = \sigma - a^{\prime} P 1 \qquad (46)$$

où a' est la porosité d'aire limite.

Les résultats expérimentaux de Robinson (1959) semblaient confirmer cette hypothèse et ont conduit Robinson et Holland (1969) a proposer des valeurs de la porosité d'aire limite variant de 0,6, pour les roches très faiblement perméables telles que les marnes calcaires, à 1 pour les roches très perméables telles que les grès. De plus, Robinson et Holland ont observé que cette porosité limite augmentait avec la pression de confinement pour devenir quasiment égale à 1 pour toutes les roches lorsque la pression de confinement effective était suffisamment élevée.

Cependant, les résultats expérimentaux de Brace et Martin (1968) ont indiqué que même pour des roches à très faible perméabilité (donc à faible porosité limite) la résistance à la compression dépendait des contraintes effectives classiques telles que définies par Terzaghi en 1923. Cependant, ce point ne peut être vérifié expérimentalement que si la vitesse de déformation utilisée pour les essais triaxiaux drainés, effectués sur ces roches, est suffisamment faible pour éviter le développement de gradient de pression dans le liquide interstitiel (Ladanyi (1970)) du fait de la dilatance.

Or, les essais de Robinson sur le calcaire de l'Indiana, dont les résultats ont été utilisés par Robinson et Holland pour leur vérification expérimentale de la théorie de porosité limite, ont été réalisés à des vitesses de déformations relativement importantes (de l'ordre de  $10^{-4}$  s<sup>-1</sup>) incompatibles avec des conditions de drainage parfait. On peut donc conclure, si l'on considère les résultats expérimentaux exposés au paragraphe 4.1.2., que la mesure de porosité limite proposée par ces auteurs ne faisait que refléter les variations de dilatance.

Ces résultats expérimentaux indiquent que le développement des ruptures fragiles ne dépend donc pas de la valeur maximum des contraintes moyennes dans la matrice solide mais d'instabilités énergétiques locales dues aux concentrations de contraintes introduites par l'hétérogénéité de la roche. Cette observation met en cause la validité du concept de critères de rupture établis à partir des contraintes moyennes calculées d'après les forces extérieures appliquées sur l'échantillon (notion de courbe intrinsèque par exemple). Etant donné que l'état de contrainte exact en tout point de la matrice ne peut être calculé, seuls des critères de rupture, du type de celui proposé au paragraphe 4.2.3., dérivés de la notion de balance énergétique, devrait permettre d'analyser de façon satisfaisante le développement de la désintégration dans les roches.

Concluons simplement que de toutes les définitions de contrainte effective proposées dans la littérature, seule la définition proposée par Terzaghi en 1923 est vérifiée expérimentalement ; un raisonnement physique simple a montré cependant que l'hypothèse de Terzaghi n'est valide que si les cífets de la pression hydrostatique appliquée dans l'espace poreux interconnecté est négligeable. Cette théorie ne constitue donc pas une loi physique rigoureuse mais correspond simplement à une simplification pratique.

#### 5.2. Influence de la vitesse de déformation et des conditions de drainage

Lorsque l'hypothèse d'un comportement élastique est acceptable et que les conditions d'application de la théorie classique des contraintes effectives sont satisfaites, le processus de déformation d'une roche saturée peut être analysé grâce aux trois équations du système (47) si l'on suppose que le liquide s'écoule selon la loi de Darcy :

$$\begin{aligned} \sigma_{ij,i}^{'} + \mathbf{P}_{,j} + \rho \ b_{j} &= 0 \\ \varepsilon_{ij} &= \left( -\frac{\mathbf{v}_{B}}{\mathbf{E}_{B}} \mathbf{I}_{1} + b \ \mathbf{I}_{1}^{2} + c \ \mathbf{I}_{2} \right) \delta_{ij} + \\ &+ \left( \frac{1 + \mathbf{v}_{B}}{\mathbf{E}_{B}} + e \ \mathbf{I}_{1} \right) \sigma_{ij}^{'} + g \ \sigma_{ik}^{'} \ \sigma_{kj}^{'} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{U}}_{i} - \dot{\mathbf{u}}_{i} &= \mathbf{K}_{ij} \left( \rho \ b_{j} - \mathbf{P}_{,j} \right) \end{aligned}$$

$$(47)$$

avec :

$$\mathbf{I}_1 = \sigma'_{ii}, \, \mathbf{I}_2 = \frac{1}{2} \, \sigma'_{ii} \, \sigma'_{jj} \, (i \neq j)$$

 $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - P \,\delta_{ij}$ 

 $\dot{U}_i$  = vitesse du liquide;

 $\dot{u}_i$  = vitesse du solide;

 $K_{ij} = perméabilité de la roche;$ 

 $b_j = g \,\delta_{j3}$  généralement (g est l'accélération de la pesanteur);

dans le cas de l'élasticité linéaire b = c = e = g = 0.

La loi de Darcy, ainsi qu'elle est représentée par la troisième équation du système (47), suppose que la perméabilité est indépendante de l'état de contrainte, ce qui n'est généralement pas le cas (Mordecai et Morris (1969) ; Jouanna (1972)), elle n'est valide, en outre, que pour des conditions d'écoulement bien précises.

Ainsi donc, même dans les meilleures conditions d'analyse, la représentation du comportement dynamique des roches saturées reste approximative.

Dès que les conditions de chargement sont telles que des ruptures fragiles se développent, on ne sait plus représenter mathématiquement le comportement d'une roche saturée, étant donné que d'une part la loi de variation de la perméabilité est inconnue et que d'autre part la dilatance irréversible ne peut être modélisée. Pour les roches sèches, on prend en compte le comportement post-élastique de la roche en introduisant dans les calculs (programme d'éléments finis par exemple) une représentation numérique schématique des courbes obtenues expérimentalement (Daemen (1975)).

Pour obtenir de telles courbes dans le cas des roches saturées, deux types d'essais doivent être effectués :

- des essais drainés pour lesquels la pression de pore est maintenue constante (cas des essais précédemment décrits);
- des essais non drainés pour lesquels la pression de pore évolue en fonction des variations de volume poreux interconnecté et de la compressibilité du liquide de saturation.

Ces deux conditions extrêmes de drainage permettent en effet de définir des comportements limites encadrant les lois de comportement réels observés pour des conditions de drainage quelconque.

Lorsque la vitesse de variation de volume poreux interconnecté, résultant de la vitesse de chargement imposé, est supérieur à la vitesse d'écoulement du liquide, il devient impossible d'effectuer des essais drainés. On peut alors utiliser l'une des deux méthodes suivantes pour déduire des courbes de déformations drainées fictives. Elles supposent toutes deux que le principe classique de contrainte effective est valide. La première méthode consiste à effectuer des essais non drainés au cours desquels la pression de confinement varie de la même quantité que la pression interstitielle, de sorte que la pression de confinement effective reste constante. Cette technique, qui à notre connaisn'a jamais été appliquée, devrait permettre d'étudier l'influence des vitesses de déformation sur le comportement de la roche saturée sans être gêné par l'effet de drainage partiel précédemment décrit ; il permettrait ainsi de préciser les effets physicochimiques d'interaction solide-liquide.

La deuxième méthode consiste à effectuer des essais non drainés classiques, c'est-à-dire à maintenir la pression de confinement constante mais à effectuer les essais à partir d'un certain nombre de pressions de confinement effectives initiales différentes.

Si l'on suppose que la déformation d'une roche saturée est indépendante du chemin de chargement, on peut alors déduire de ces essais des courbes fictives correspondant à des essais drainés en joignant les points de diverses courbes pour lesquels la pression de confinement effective est la même (voir fig. 13). Toutefois, cette approche n'est pas très satisfaisante car dans le domaine post-élastique, pour une même pression de confinement effective ponctuelle, le degré de microfissuration dépendra du chemin de chargement parcouru ainsi que cela est indiqué ci-après.

Les figures 14, 15 et 16 représentent l'influence des conditions de drainage sur le comportement d'une roche saturée. Sur la figure 14, par exemple, on notera que, pour des conditions non drainées, la déformation axiale moyenne ( $B_{u}$ ) qui correspond à la charge axiale moyenne pour laquelle la pression interstitielle reprend sa valeur originale, est plus grande que celle obtenue pour la même pression de confinement effective en conditions drainées (point  $B_d$ ). Etant donné que, pour les conditions ne soit atteint, la pression de confinement effective est plus faible que celle que l'on aurait en condition drainée, la densité de microfissures est plus grande et, par conséquent, la déformation correspondante est plus importante.

En raisonnant de façon similaire, on peut montrer que la transition classe I - classe II est fortement influencée par les conditions de drainage. Ainsi, par exemple, dans le cas de la dilatance positive, on observe l'effet classique de renforcement apparent (écrouissage) dû à la diminution de pression interstitielle, tandis que dans le cas de la dilatance négative, on observe l'effet, moins connu, d'affaiblissement apparent (contre écrouissage) dû à l'augmentation de pression de pore. Il est



Fig. 13. — Obtention des courbes de réponses pour des conditions de drainage parfait à partir d'essais triaxiaux non drainés :

- courbes a : variations de la grandeur  $V_1$  en fonction de la grandeur  $V_2$  pour différentes conditions de pression de confinement effective initiales  $(P_{\rm c}-P_{\rm P})$  (indices 1, 2, 3);

- courbes d : variations de la pression interstitielle en fonction de la grandeur  $V_{2^{\ast}}$ 

Les points  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  correspondent à une valeur identique de la pression de confinement effective  $(P_c - P_p)$ .

évident que le comportement en conditions de drainage quelconque s'écartera d'autant plus du comportement en conditions drainées que la dilatance sera importante et que la vitesse d'écoulement du fluide sera plus faible vis-à-vis de la vitesse de déformation de la roche saturée.

Le même type de raisonnement peut d'ailleurs s'appliquer aux déformations par cisaillement direct ainsi que cela est schématiquement représenté figure 17. On observera que les conditions de variations de pression de pore dans les blocs influencent le comportement apparent du joint du fait qu'elles influencent la contrainte normale effective.



- courbes a<sub>d</sub>, d<sub>u</sub> : axe des x : deformation axiate moyenne;
- courbes c<sub>d</sub>, c<sub>u</sub> : axe des x : variations de la charge axiale moyenne;
- courbes c<sub>d</sub>, c<sub>u</sub> : axe des x : variations de la charge axiale moyenne;
- courbe u : axe des x : déformation axiale moyenne;
- courbe u : axe des x : déformation axiale moyenne;
- courbe u : axe des y : variation de pression interstitielle pour l'essai non drainé;

 $L_{E}$ : limite élastique; P : maximum de la pression interstitielle.



Fig. 17. — Effet de la dilatance sur l'essai de cisaillement direct non drainé :
(a) glissement le long d'une fente inclinée ;
(b, c) essai de cisaillement direct.

#### 6. CONCLUSION

Cette étude a montré qu'il était possible d'étudier le comportement mécanique des roches saturées en supposant que tout point de l'espace occupé par la roche est en partie solide et en partie liquide.

Lorsque le comportement de la matrice solide est linéairement élastique, que celui du matériau continu équivalent à la roche saturée est élastique (linéaire ou non-linéaire) et que le liquide interstitiel s'écoule selon la loi de Darcy, les déformations d'une roche saturée peuvent être analysées de façon rigoureuse si l'on suppose que les variations de perméabilité en fonction de l'état de contrainte sont négligeables ou connues.

Lorsque les conditions de chargement sont telles que des ruptures fragiles se produisent (fissures au microfissures), seule une étude expérimentale permet de préciser le comportement mécanique des roches fragiles et saturées. Il semble que la meilleure façon de procéder pour cette caractérisation consiste à effectuer des essais triaxiaux de compression (éventuellement polyaxiaux) sur deux séries d'éprouvettes saturées placées sous conditions drainées pour les unes et non-drainées pour les autres. Si le principe des contraintes effectives est valide, il est alors possible de prendre en compte le phénomène de dilatance (positive et négative) en caractérisant le comportement de la roche saturée par une série de courbes schématiques correspondant aux conditions limites de drainage.

#### REMERCIEMENTS

Cet exposé résume une partie du travail que j'ai effectué pour l'obtention d'un Ph. D. à l'Université du Minnesota. Que le Professeur C. Fairhurst, mon Directeur de thèse, trouve ici l'expression de mes sincères remerciements pour son soutien et ses encouragements durant la réalisation de ce travail.

- [1] BARON (G.), CASTEL (Y.) and HABIB (P.). « Influence de la pression interstitielle sur les caractéristiques mécaniques des roches en condition de fond »; *Revue I.F.P.*, Vol. XVIII, N° hors série (1963).
- [2] BIOT (M.A.). « Général theory of three dimensional consolidation »; *Jour. App. Phys.*, Vol. 12, p. 155-164 (1941).
- [3] BIOT (M.A.). « Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid »; *Jour. App. Phys.*, Vol. 26, p. 182 (1955).
- [4] BRACE (W.F.), PAULDING JR (B.W) and SCHOLZ (C.). — « Dilatancy in the fracture of crystalline rocks »; *Jour. Geophys. Res.*, Vol. 71, Nº 16, p. 3939-3952 (1966).
- [5] BRACE (W.F.) and MARTIN III (R.J.). « A test of effective stress law for crystalin rocks of low porosity »; *Int. Jour. Rock Mech. Min. Sc.*, Vol. 5, p. 415 (1968).
- [6] CORNET (F.H.). « Comparative Analysis by the displacement-discontinuity method of two energy criteria of fracture », soumis pour publication à *Int. Jour.* Eng. S-c. (1976).
- [7] CROUCH (S.L.). « Solution of plane elasticity problems by the displacement-discontinuity method »; à paraître dans *Int. Jour. Numerical Methods in Engineering*, Vol. 10, p. 301-343 (1976).
- [8] DAEMEN (J.J.K.). « Tunnel Support Loading Caused by Rock Failure »; Technical Report M.R.D. 3-75. Missouri River Division, Corps of Engineers, Omaha (1975).
- [9] EDMUND (J.M.) and PATERSON (M.S.). « Volume changes during the deformation of rocks at high pressures » ; *Int. Jour. Rock Mech. Min Sc.*, Vol. 9, p. 161-182 (1971).
- [10] FREUDENTHAL (A.M.). « Constitutive equations of Rock with shear dilatancy ». Final technical Report. The George Washington Univ. School of Engineering and App. Sc., Washington D.C. (1975).
- [11] GEERTSMA (J.). « The effect of fluid pressure decline on volumetric changes of porous rocks »; *Petr. Trans. Am. Ins. Min. Eng.*, Vol. 210, Nº 12, p. 331-339 (1957).
- [12] GREEN (A.E.), STEEL (T.R.). « Constitutive equation for interacting continua »; Int. Jour. Eng. Sc., Vol. 4, p. 483-501 (1966).
- [13] GRIFFITH (A.A.). "The phenomenon of rupture and flow in solids ", Phil. Trans. Roy. Soc., London, A 221 (1921).
- [14] HADLEY (K.). « Azimuthal variation of dilatancy »; Jour. Geophys. Res., Vol. 80, N° 35, p. 4845 (1975).
- [15] HANDIN (J.), HAEGER (R.V.), FRIEDMAN (M.) and FEATHER (J.N.) — « Experimental deformation of sedimentary rocks under confining pressure : pore pressure tests »; Bull. Am. Ass. Petrol. Geol., Vol. 47, N° 5, p. 717 (1963).

- [16] HOAGLAND (R.G.), HAHN (G.T.), ROSEN-FIELD (A.R.) and SIMON (R.). — « Influence of microstructure on fracture propagation in rock »; final A.R.P.A. report contract N° H0210006 (U.S.B.M. Twin Cities) (1972).
- [17] HUDSON (J.A.), BROWN (E.T.) and FAIR-HURST (C.). — « A method of optimizing the control of rock failure in servo controlled laboratory tests »; *Rock Mech.*, Vol. 3, N° 4, p. 217-224 (1970).
- [18] JOUANNA (P.). « Essais de percolation au laboratoire sur des échantillons de micaschistes soumis à des contraintes »; Percolation through fissured rock, Symp. Int. Rock Mech., Stuttgart, Wittke editor (1972).
- [19] LADANYI (B.). « Comments on Brace and Martin paper ». Int. Jour. Rock Mech. Min, Sc., Vol. 7 (1970).
- [20] LUBINSKI (A.). « The theory of elasticity for porous bodies displaying a strong pore structure »; Proc. Sec. Nat. Cong. App. Mech., p. 247 (1954).
- [21] MORDECAI (M.) and MORRIS (L.H.). « An investigation into the change of permeability occuring in a sandstone when failed under triaxial stress conditions »; 12th Symp. Rock Mec. Univ. Missouri, Rolla, A.I.M.E., Clark editor (1971).
- [22] MORLIER (P.). « Comportement mécanique des solides poreux - Domaine élastique des corps poreux - Rôle de la pression de pore »; *Revue de l'Industrie Minérale*, N° spécial, 15 décembre 1970.
- [23] NUR (A.) and BYERLEE (J.D.). « An exact effective stress law for elastic deformation of rocks with fluids »; *Jour. Geophys. Res.*, Vol. 76, p. 6414 (1971).
- [24] RICE (J.R.). « On the stability of dilatant hardening for saturated rock masses »; *Jour. Geophys. Res.*, Vol. 80, N° 11, p. 1531 (1975).
- [25] ROBINSON (L.H.). « The effect of pore and confining pressure on the failure process in sedimentary rocks »; Colorado School Mines, quart., Vol. 54, N° 3, p. 177-199 (1959).
- [26] ROBINSON (L.H.) and HOLLAND (W.E.). « Some interpretation of pore fluid effects in rock failure »; 11th Symp. Rock Mech., Berkeley, A.I.M.E., Sommerton editor (1969).
- [27] RUDNIKI (J.W.) and RICE (J.R.). « Conditions for the localization of deformation in pressure-sensitive dilatant materials »; Brown University, Div. of Eng., N.S.F. Geophys. Program., Grant G.A. - 43 380, Report N° 2 (1974).
- [28] RUMMEL (F.) and FAIRHURST (C.). Determination of the post failure behavior of brittle rock using a servo controlled testing machine »; *Rock Mech.*, Vol. 2, p. 189-204 (1970).
- [29] SCHEIDEGER (A.E.). « The physics of flow through porous media »; revised edition, The Macmillan comp., N.Y. (1964).

- [30] SCHOCK (R.N.), HEARD (H.C.) and STE-PHENS (D.R.). — « Stress-strain behavior of a granodiorite and two graywacks on compression to 20 kilobars »; *Jour. Geophys. Res.*, Vol. 78, N° 26, p. 5922-5941 (1973).
- [31] STUART (W.D.) and DIETRICH (J.). « Continuum theory of rock dilatancy »; 3rd Int. Congr. Rock Mech., Theme 2, Denver, Int. Soc. Rock Mech. (1974).
- [32] TERZAGHI (K.). « Die Berechnung der durchlassingkeitsziffer des tones aus den verlauf des hydrodynamishen Spannungserscheinungen »;

Sitz. Akid. Wissen, Wien Mat. Naturwiss. Kl. Ab. 2A, 132, p. 105-124. (1923).

- [33] TERZAGHI (K.). « Stress conditions for the failure of saturated concrete and rock »; Proc. Am. Soc. Test. Mat., Vol. 45, p. 777-801 (1945).
- [34] TRUESDELL (C.). « The mechanical foundations of elasticity and fluid dynamics »; *Jour. Rational Mechanics*, Vol. 1, p. 173-197 (1952).
- [35] WAWERSIK (W.R.). « Detailed analysis of rock failure in laboratory compression experiments »; Ph. D. Thesis, unpublished, Univ. Minn. (1968).

# stabilité d'un ensemble de matériaux sous contraintes

par

R. Poirot Ingénieur au CERCHAR

#### STABILITE D'UN ENSEMBLE DE MATERIAUX SOUS CONTRAINTES

L'étude des énergies mises en jeu au cours d'un essai de compression simple permet d'interpréter le comportement explosif de certains échantillons. Elle résulte d'une instabilité mécanique de l'ensemble constitué par la presse et l'échantillon.

Ce résultat est ensuite généralisé pour expliquer le comportement d'un échantillon hétérogène au laboratoire et d'un ensemble de terrains à proximité d'une excavation profonde.

#### BEHAVIOUR OF COMPOSITE MEDIUM UNDER COMPRESSION

Energy analysis during uniaxial compression test explains the explosion which occurs with some types of rocks. It is due to the instability of the combination of the sample and the testing machine.

A generalisation of this analysis explains the behaviour of an heterogeneous rock sample compression test, or that of a stratified rock mass around an excavation.

Comité Français de Mécanique des Roches

# stabilité d'un ensemble de matériaux sous contraintes

## par R. POIROT

Dans le rapport général du thème 4 : Mécanique des Roches appliquée aux excavations souter-raines — Denver 1974 — pages 1106 et suivantes, le Pr. M.D.G. SALAMON esquisse une méthode d'analyse du comportement d'un échantillon au cours d'un essai de compression simple. En partant des mêmes hypothèses, il est possible d'étudier le problème dans sa généralité et de proposer quelques extensions pratiques à cette analyse.

#### 1. MECANISME D'UN ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE

L'échantillon est placé entre les plateaux de la presse et on suit sa déformation s1 mesurée par un comparateur en fonction de l'effort exercé P. Sa loi de comportement est donnée par la relation :

$$\mathbf{P} = f(s_1) \tag{1}$$

La presse s'allonge élastiquement en fonction de l'effort exercé suivant une loi linéaire :

$$Q = k s_2 \tag{2}$$

k étant la raideur de la presse.

La figure 1 b montre comment on passe du schéma de la presse à un schéma équivalent, plus commode pour interpréter les phénomènes mis en jeu.

En supposant l'avance des plateaux suffisamment lente, on a équilibre entre la force de serrage exercée par la presse et la résistance de l'échantillon,

$$P = Q \tag{3}$$

$$p_{1} = k s_{2} \tag{3}$$

ou  $f(s_1) = k s_2$ 

et en désignant par y l'avance du plateau mobile, (4) $\gamma = s_1 + s_2$ 

Avant d'atteindre la rupture, toute augmentation du serrage provoque une augmentation de  $\gamma$  qui se répartit suivant  $s_1$  et  $s_2$  en conservant l'égalité (4).

La figure 1 c donne une représentation géométrique des équations (1) et (4) qui est condensée dans la figure 1 d. Les aires des triangles OAB et OA'B' représentent les énergies fournies à l'échantillon et à la presse. Il est important de noter que le schéma équivalent décrivant le système ne comporte pas la source d'énergie de serrage - pompe hydraulique par exemple.

La représentation géométrique permet de calculer facilement l'énergie fournie au système au cours d'un essai de compression :

l'échantillon a reçu 
$$W_E = \int_0^{s_1} f(s) d_s$$
  
la presse :  $W_P = \int_{s_1}^{\gamma} k(\gamma - s) ds$ 



#### Fig. 1. - Essai de compression simple.

1

 $W_P$  est représenté par l'aire du triangle OA'B'. soit

$$W_{\rm P} = \frac{[f(s_1)]^2}{2k}$$

L'énergie totale reçue est :

$$W_{R} = \int_{0}^{s_{1}} f(s) \, ds + \frac{[f(s_{1})]^{2}}{2 \, k}$$

Cette énergie passe par un maximum si :

$$\frac{d W_{\rm R}}{ds_1} = 0$$

ou  $k + f'(s_1) = 0$ 

Cette circonstance se produit si la courbe représentative de  $P = f(s_1)$  admet une tangente de pente — k. A ce moment, l'équilibre est rompu car la presse libère spontanément plus d'énergie que l'échantillon ne peut en absorber.

#### 2. GENERALISATION

#### 2.1. Compression de deux matériaux de compressibilités différentes

Le schéma équivalent et sa représentation géométrique peuvent être adaptés en remplaçant la caractéristique linéaire par la loi de comportement du deuxième matériau.

 $Q = g(s_2)$ 

Le calcul étant plus compliqué que dans le cas précédent, nous le donnerons en annexe et nous utilisons la représentation géométrique (fig. 2). Le système constitué par les deux échantillons (P) et (Q) sera instable pour une déformation critique  $s_c$  du moins résistant, si par translation parallèle à l'axe O  $s_1$ , les deux courbes représentatives des lois de comportement P =  $f(s_1)$  et Q =  $g(s_2)$  admettent une tangente commune.

#### 2.2. Compression de plusieurs matériaux

On commencera par les classer en fonction de leur résistance à la rupture, puis on examinera le comportement du moins résistant vis-à-vis de ceux qui sont à son contact.



3. CONSEQUENCES PRATIQUES

3.1. Nous n'avons pas fait appel à la notion de contrainte et avons utilisé des diagrammes (force, écrasement) et non (contrainte, déformation relative).

Ceci nous a permis la représentation directe des énergies mises en jeu et d'établir la condition de stabilité. Il en résulte immédiatement un effet de la taille de l'échantillon sur le résultat de l'essai de compression au-delà de la rupture.

En supposant des échantillons homogènes et pour une presse de raideur k, si on passe d'un échantillon à son homothétique (fig. 3 a), de rapport  $\alpha$ , pour un même état de tension :

- les efforts sont multipliés par  $\alpha^2$ ,

- les déformations par α.

Vis-à-vis de l'échantillon initial, tout se passe comme si la presse avait une raideur divisée par  $\alpha$ .

Par conséquent, une même presse sera d'autant plus raide que les échantillons seront plus petits. 3.2. En réalité, l'échantillon n'est jamais homogène et de plus les contacts entre les plateaux de la presse et les faces de l'échantillon induisent une perturbation dans le champ des contraintes de telle sorte que la loi de comportement  $P = f(s_1)$  est une loi statistique.

Chaque volume élémentaire  $V_i$  a une loi  $P_i = f(s_1)$ et on peut imaginer que deux éléments contigus donnent lieu à un petit groupement instable au-delà d'une certaine déformation. Ceci expliquerait les dents de scie effectivement observées sur l'enregistrement effort-déformation d'un essai et qui ont une pente correspondant à la raideur de la presse.

3.3. La raideur de la presse est une caractéristique purement mécanique et il est abusif de dire qu'un asservissement destiné à imposer une loi de déformation rend la presse « raide ».

Jusqu'au seuil d'instabilité nous n'avons pas eu à faire intervenir le facteur temps. Pourtant, il intervient

Fig. 2. — Compression de deux échantillons de matériaux différents.



déjà, car on observe que le matériau semble d'autant plus raide que la vitesse d'application de l'effort est grande. Ceci laisse supposer qu'il n'y a pas simultanéité entre la cause — effort — et l'effet — fissuration ; en d'autres termes, la propagation des fissures ne serait pas très rapide. L'étude du bruit — microséismicité — pendant un essai de compression est de nature à confirmer ce point de vue.

Fig. 3. - Applications.

Au-delà du seuil d'instabilité, pour éviter la rupture explosive, il faut que la presse restitue à l'extérieur l'énergie que l'échantillon n'est pas capable d'absorber; l'expérience montre que c'est possible avec des asservissements dont le temps de réponse est de 1/10 à 1/100 de seconde et d'autant plus facile à réaliser que la presse est raide, puisque l'énergie qu'elle a emmagasinée est inversement proportionnelle à sa raideur. Le succès des essais avec les presses asservies confirme lui aussi l'hypothèse de la relative lenteur du développement des fissures. 3.4. Cette analyse de la stabilité permet, à partir d'une étude au laboratoire, de prévoir des conditions favorables à certains coups de terrains, qui pourraient survenir dans le creusement d'un tunnel ou dans une exploitation minière.

En effet, un terrain peut être broyé sous triple étreinte; si l'expansion est rendu possible par une excavation (galerie ou taille) le régime des tensions est modifié et la condition d'instabilité peut être remplie (fig. 3 b).

Un autre exemple est fourni par une veine de charbon contenant un banc rocheux. Si le charbon, plus déformable que la roche, a localement une résistance supérieure à cette dernière, on constate des explosions de la veine : le banc rocheux vole en éclats.

On peut confirmer ce résultat par un essai de laboratoire qui consiste à comprimer un échantillon rocheux entre deux plaques de caoutchouc. Si on atteint la rupture, elle est toujours violente.

#### 4. CONCLUSIONS

L'analyse du comportement d'un ou plusieurs échantillons au cours d'un essai de compression permet d'interpréter les phénomènes qui se passent au-delà de la limite de rupture conventionnelle et met en lumière l'interaction entre la presse et l'échantillon. Le comportement explosif de certains matériaux est lié à leur perte de résistance en fonction de l'écrasement.

La prévision du mécanisme de rupture *in situ* nécessite la connaissance des courbes effort-déformation au-delà de la rupture, pour chacun des terrains en présence. Or, la détermination de ces courbes peut être fortement perturbée par la presse d'essai.

Si l'essai à la presse a un caractère explosif, il faut ou choisir une presse plus raide éventuellement asservie, ou diminuer la taille de l'échantillon dans la mesure où la struture du matériau permet une réduction d'échelle.

Les coups de terrains dont l'origine est liée au mécanisme proposé pourraient être d'une part prévus et évités ou minimisés dans leurs effets en agissant sur les caractéristiques des matériaux — par exemple en

augmentant le module de déformation naturel par frettage ou boulonnage.

L'interprétation des phénomènes observés pendant l'écrasement du matériau met en évidence la relative lenteur de la propagation des fissures qui semblent progresser par sauts au cours du broyage de volumes de petites dimensions.

Nous pensons que le mode de propagation des fissures est un des éléments déterminant de la pente de la courbe effort-déformation au-delà de la limite de rupture conventionnelle et envisageons de l'étudier au laboratoire et sur le terrain à proximité d'excavations profondes.

## DETERMINATION ANALYTIQUE DE LA STABILITE DANS LE CAS DE PLUSIEURS MATERIAUX

Comme cela a été exposé au paragraphe 2, il suffit de faire cette détermination pour deux matériaux quelconque (P) et (Q) ayant des courbes caractéristiques

 $\mathbf{P}\left(s_{1}\right)=f\left(s_{1}\right)$ 

 $Q(s_2) = g(s_2)$ 

avec  $\gamma = s_1 + s_2$ .

A l'équilibre, on a :

 $f(s_1) = g(s_2)$ 

ou

 $f(s_1) = g(\gamma - s_1)$  ( $\gamma$  est une fonction de  $s_1$ )

L'énergie fournie au système, constitué par les deux matériaux, au cours d'une déformation  $s_1$  de (P) est :

$$W_{R} = \int_{0}^{s_{1}} f(s_{1}) ds_{1} + \int_{0}^{s_{2}} g(s_{2}) ds_{2}$$
  
Posons G (s<sub>2</sub>) =  $\int_{0}^{s_{2}} g(s_{2}) ds_{2}$   
$$\frac{dG(s_{2})}{ds_{1}} = \frac{dG(s_{2})}{ds_{2}} \frac{ds_{2}}{ds_{1}}$$
  
=  $g(\gamma - s_{1}) \left(\frac{d\gamma}{ds_{1}} - 1\right)$ 

En dérivant  $f(s_1) = g(\gamma - s_1)$ 

$$f'(s_{1}) = g'(\gamma - s_{1}) \left(\frac{d\gamma}{ds_{1}} - 1\right)$$
$$\frac{d\gamma}{ds_{1}} - 1 = \frac{f'(s_{1})}{g'(\gamma - 1)}$$
$$\frac{dG(s_{2})}{ds_{1}} = \frac{g(\gamma - s_{1})}{g'(\gamma - s_{1})} \cdot f'(s_{1})$$
$$\frac{dW_{R}}{ds_{1}} = f(s_{1}) + \frac{g(\gamma - s_{1})}{g'(\gamma - s_{1})} \cdot f'(s_{1})$$
comme  $f(s_{1}) = g(\gamma - s_{1})$ 
$$\frac{dW_{R}}{ds_{1}} = \frac{f(s_{1})}{g'(\gamma - s_{1})} \left(g'(\gamma - s_{1}) + f'(s_{1})\right)$$
Si  $g'(\gamma - s_{1}) + f'(s_{1}) = 0$ 
$$\frac{dW_{R}}{ds_{1}}$$
s'annule en changeant de signe.

Le système est instable, sauf si des deux courbes représentatives  $P = f(s_1)$  et  $Q = g(\gamma - s_1)$  sont osculatrices, mais compte tenu des dispersions des caractéristiques des matériaux, on peut pratiquement écarter ce cas.


# méthodes de détection mesures et alerte des mouvements du sol et du sous-sol <sup>(\*)</sup>

D. contrôle des mouvements lents des grands barrages et de leur fondation

par

# M. Douillet

Ingénieur à Electricité de France Division Technique Générale Service de la Production Hydraulique

E. l'auscultation des mouvements du sol et du sous-sol Interprétation des résultats

par

# C. Louis

et

# M. Desurmont

Bureau de Recherches Géologiques et Minières

(\*) Les trois premiers comptes rendus de la réunion du 14 octobre 1976 ont été présentés dans la revue n° 1. Nous publions ici les deux derniers exposés.

#### CONTROLE DES MOUVEMENTS LENTS DES GRANDS BARRAGES ET DE LEUR FONDATION

La mesure des mouvements lents de certains points des fondations des grands ouvrages exploités par Electricité de France, utilisée pour leur surveillance, est effectuée par des moyens spécifiques adaptés à la constitution de longues séries de résultats homogènes qui font systématiquement l'objet d'un traitement statistique avant interprétation.

#### CHECKING THE SLOW MODIFICATIONS OF LARGE DAMS AND OF THEIR FOUNDATIONS

The measurement of slow movements of certain points in foundations of large engineering structures exploited by the French Electricity Board, used for monitoring, is carried out by specific means adapted to setting up long series of homogeneous results systematically and statistically processed before interpretation.

# Comité Français de Géologie de l'Ingénieur

# D. contrôle des mouvements lents des grands barrages et de leur fondation

# par M. DOUILLET

Le problème de la mesure des mouvements du sol et sous-sol appliquée aux fondations des grands ouvrages a fait l'objet de multiples publications. En ce qui concerne les fondations des grands barrages qui constituent la partie la plus importante des ouvrages de Génie Civil auscultés par Electricité de France, on peut citer, par exemple, de nombreux articles publiés dans les comptes rendus des Congrès Internationaux des Grands Barrages de Edimbourg (1964), Istanbul (1967), Montréal (1970), ainsi que quelques éléments de synthèse rassemblés dans le numéro spécial du 15 décembre 1975 de la *Revue de l'Industrie Minérale*.

Dans le cadre de cet exposé, nous nous bornerons à évoquer quelques points particuliers de la pratique d'Electricité de France dans la surveillance et l'auscultation qu'elle assure sur les grands ouvrages qu'elle exploite.

## 1. REMARQUES SUR L'OBJECTIF POURSUIVI PAR L'AUSCULTATION ET LES PRINCIPES DE SA DEMARCHE

Il est recherché de contribuer à la sécurité des ouvrages importants dont les défaillances auraient des conséquences graves sur le plan de la sécurité, par l'exercice d'une surveillance périodique de grandeurs mesurables et compréhension du comportement que l'on peut en déduire. Il s'agit de détecter, le plus longtemps possible à l'avance, tous les phénomènes affectant l'ouvrage et ses fondations, susceptibles d'une évolution. Ceci permet d'induire la sécurité de proche en proche à partir de l'état initial et de prendre, à temps, les décisions d'exploitation ou de travaux que le maintien de cette sécurité imposerait. Dans ce cadre, le contrôle des mouvements du terrain de fondation, ou des appuis rocheux présente un grand intérêt. Il s'agit en effet, le plus souvent et malgré les multiples reconnaissances qui ont pu être faites par le constructeur, de la partie la moins connue de l'ouvrage, dans laquelle la probabilité d'apparition de phénomènes imprévus peut être plus élevée que dans les parties construites en superstructure : plots en béton, remblais de terre ou d'enrochement etc. Par ailleurs, si certains ouvrages sont conçus pour accepter sans dommage des mouvements de leur fondation, pour d'autres, la résistance aux sollicitations est étroitement liée au comportement du terrain et des appuis qui les supportent.

### 2. PARTICULARITE DES MOYENS MIS EN ŒUVRE

#### 2.1. Moyens de mesure

Les moyens de mesures mis en œuvre sont très divers : mesures hydrauliques, de piézométrie et débit, mesures de déplacements d'ensemble, mesures de déformations ponctuelles, etc. Cette diversité est recherchée car elle permet d'aborder le problème du « diagnostic » sur la santé de l'ouvrage par plusieurs approches différentes, en faisant appel à des techniques totalement indépendantes qui concourent à donner aux interprétations un caractère plus sûr : aucun indice ne doit être négligé ; les recoupements sont très précieux lorsque l'ordre de grandeur des évolutions que l'on cherche à mettre en évidence est peu éloigné de celui de l'indécision qui affecte les résultats de mesures.

Pour s'en tenir aux déplacements et déformations du sol et sous-sol, les différents dispositifs utilisables sont employés au mieux suivant les circonstances. D'une manière générale, ils ont cependant en commun avec tous les dispositifs d'auscultation de l'E.D.F. les qualités nécessaires à l'obtention de longues séries de mesures étalées sur des périodes importantes et réalisées dans des conditions identiques : mêmes appareils, même « dépouillement », adaptées aux méthodes spécifiques d'interprétation utilisées et au caractère permanent des ouvrages surveillés.

Une des méthodes citées dans le décret qui fait obligation à tous propriétaires de barrage important d'y faire des mesures est la méthode topographique.

A l'ouvrage à surveiller est alors associé un réseau de stations réparties dans son voisinage et formant une figure dont la permanence dans le temps est contrôlable, d'où sont intersectés optiquement des repères sur les points dont on veut surveiller les mouvements. C'est souvent le seul moyen disponible pour détecter des **mouvements absolus** de repères au rocher. Il faut cependant remarquer que pour obtenir la précision nécessaire, il est nécessaire d'opérer des mesures de triangulation très précises et d'employer des méthodes de traitement élaborées et répétitives telles que celles faisant appel à la compensation des erreurs aléatoires sur les angles par utilisation des « moindres carrés » bien connus des géodésiens. Toujours coûteuses, souvent d'interprétation délicate, ces mesures permettent cependant de déceler des mouvements dans le plan horizontal, de faible amplitude sur longue période : de l'ordre de 1 mm en quelques années.

Un examen complet des moyens topographiques utilisés incluerait celui des moyens plus modernes tels que la photogrammétrie qui reste réservée à la surveillance des mouvements importants de zones de grandes surfaces et, bien sûr, les nivellements optiques qui sont, au contraire, d'un emploi très courant parce qu'ils peuvent être très précis, tout en restant simples d'exécution et d'interprétation.

Les mouvements relatifs dans le plan horizontal, de points placés sur la même verticale d'une structure ou d'une fondation sont aisément contrôlables au moyen du dispositif à « pendule » : ce moyen est de plus en plus utilisé pour le contrôle des mouvements des points en surface par rapport à un point situé en profondeur à une distance suffisante pour qu'il puisse être considéré comme non influencé par la structure : la réalisation la plus utilisée est constituée par un fil dont l'extrémité est scellée au fond d'un forage vertical (l'obtention d'une bonne verticalité sur des grandes longueurs et faibles diamètres est en ellemême un problème qui n'a reçu de solution satisfaisante que récemment) et qui est tendu à l'autre extrémité par un système cuve-flotteur ; une mesure de grande simplicité permet d'obtenir, pour les mouvements relatifs horizontaux, une excellente précision (meilleure que 1/10 mm).

La composante des mouvements relatifs suivant une direction quelconque, de deux points d'une fondation placés sur un axe ayant cette direction, est couramment mesurée par des dispositifs dits « fils profonds » : un fil en acier inoxydable ou métal Invar scellé à l'une des extrémités (fond d'un forage, par exemple) est tendu à l'autre par un dispositif exerçant une force constante pendant la mesure qui consiste simplement à contrôler la position d'un repère fixé à cette extrémité du fil par rapport à un repère en vis-à-vis lié au sol. Ce type de mesure est, en principe, d'une grande sensibilité, mais sa mise en œuvre exige de grandes précautions quant à la qualité de l'ancrage et aux contrôles de l'influence sur les résultats, des phénomènes de fluage, corrosion, dilatation thermique qui peuvent affecter le fil et simuler, si l'on n'y prend pas garde, des mouvements de fondation n'ayant aucune existence.

La composante verticale du mouvement relatif de deux points d'une fondation ou d'une structure est mesurable par une multitude de types d'appareils utilisant des principes très divers : vases communicants, détection magnétique de bagues métalliques etc. qu'il ne peut être question de décrire en détail ici. Il y a lieu d'observer cependant que, souvent mis en place dans des matériaux remblayés, ils peuvent mettre en évidence des mouvements peu représentatifs des mouvements du milieu dans son ensemble du fait de la perturbation apportée dans ce milieu par leur présence et les conditions particulières de mise en place pendant le chantier.

On peut noter que c'est un motif voisin : déformation locale sans rapport avec les mouvements d'ensemble qui a fait abandonner par l'E.D.F. les clinomètres à base courte du type niveau de haute précision, utilisés pour la mesure des basculements par rapport à un axe horizontal.

## 2.2. Les moyens de traitement

De même que la seule originalité digne d'attention des méthodes et appareils précédemment évoqués, par ailleurs d'utilisation très classique, est leur adaptation technologique à des mesures périodiques sur des durées très longues atteignent très couramment plusieurs dizaine d'années, de même les moyens de traitement adoptés utilisent des principes très simples, voire simplistes, mais très adaptés aux longues séries de mesure de la même grandeur.

Les données d'auscultation concernant les fondations et sous-sol recueillies sur les ouvrages d'E.D.F. sont, comme toutes celles concernant les structures, traitées en tant que séries statistiques.

D'une manière très générale et à la suite de la longue expérience des mesures acquise, on a pu constater que toute variation des grandeurs, habituellement mesurées en auscultation (dont les déplacements), était le plus souvent réductible à une somme de variations dépendantes chacune d'une seule des trois variables : charge de l'ouvrage (caractérisée par le niveau de l'eau à l'amont dans le cas des barrages), état thermique (pour une structure épaisse ou une fondation massive le paramètre « saison » est suffisament représentatif), date et d'un résidu aléatoire. L'expérience a aussi montré que les variations, fonction de la charge et de la saison, étaient modélisables par des lois d'expression analytique simple : polynôme de degré inférieur ou égal à quatre, combinaisons simples de fonctions sinusoïdales, en assurant au résidu, une amplitude fortement réduite par rapport à l'amplitude totale de la variation mesurée. Dans le cas des fondations on observe, que, souvent, ce modèle se simplifie par absence d'effets significatifs de la variable saison.

Dans ces conditions, le traitement d'une série de résultats de mesures existantes concernant un mouvement et réalisées dans des conditions diverses de cote amont et saison consiste en :

- l'ajustement de lois « hydrostatique » et « saisonnière » moyennes sur l'échantillon disponible par une méthode de recherche de corrélations multiples;
- la correction des résultats de toutes les mesures faites à partir des lois ainsi déterminées pour aboutir à des résultats correspondant à des conditions constantes : saison moyenne, même cote à l'amont ;
- la représentation de ces résultats corrigés, sur des graphiques en fonction du temps, mettent en évidence les seules évolutions non réversibles et le résidu prenant en compte les erreurs de mesure et l'imperfection du modèle, qui se prêtent à l'interprétation des mouvements beaucoup plus finement que les évolutions brutes déduites directement des mesures.

Lorsque l'on posséde une analyse des phénomènes mesurés, il est possible de la considérer comme valable pour les mesures réalisées **après** la période qui a été utilisée pour l'établir (l'expérience montre que cette extrapolation est le plus souvent justifiée tandis que l'examen attentif des résultats à conditions constantes reconstituées, permet de déceler les cas où cette justification est mise en défaut). Dans ces conditions, chaque mesure peut, dès qu'elle a été réalisée, être « ramenée » à conditions constantes et être utilisée avec efficacité dans une action de surveillance à court terme. Les graphiques ci-dessous donnent un exemple de résultats obtenus sur la variation d'épaisseur d'une couche profonde de fondation rocheuse située à l'amont d'un barrage voûte à partir de la mesure sur deux « fils profonds » ancrés à deux profondeurs différentes dans deux forages inclinés parallèles. Ils conduisent à émettre l'hypothèse qu'une ouverture de fissure s'est

produite dans cette couche au cours de l'année 1969 correspondant à la première mise en eau de l'ouvrage (mise en traction de la masse rocheuse amont par déplacement vers l'aval du pied de l'ouvrage sous l'effet de la poussée de l'eau) et que ce phénomène n'a que très peu évolué au cours des années suivantes.



#### Remarques sur les graphiques

(2) Les mesures sont plus nombreuses aux cotes hautes : on peut estimer que l'effet hydrostatique sera défini avec plus de précision pour la retenue presque pleine que dans les autres cas.

(3) L'effet « saisonnier » trouvé est faible : il est dû à l'action des variations de température sur l'épaisseur de la couche (incluant l'effet de la dilatation du barrage) mais aussi à leur influence éventuelle sur l'appareillage de mesures. Le sens de l'effet hydrostatique trouvé correspond bien à ce que l'on peut attendre soit une extension de la couche sous l'effet des pressions croissantes (traction par le barrage).

(4) L'ondulation résiduelle de l'épaisseur en fonction du temps sensible à partir de 1970 peut être attribuée à une certaine inadéquation du modèle ajusté, mais elle laisse cependant bien visible la faiblesse de l'évolution irréversible depuis le début de 1970 (ce qui est le résultat essentiel sur le plan de la surveillance).

#### L'AUSCULTATION DES MOUVEMENTS DU SOL ET DU SOUS-SOL INTERPRETATION DES MESURES

Le terme « auscultation géotechnique » signifie l'observation, la mesure, l'analyse et la prévision du comportement d'un site naturel ou d'un ouvrage et du massif sur lequel il est fondé.

En simplifiant, on peut distinguer deux préoccupations dans l'auscultation.

La première consiste à suivre le comportement normal de l'ouvrage et du site. Cela permet, entre autres, aux ingénieurs de vérifier la validité de leurs hypothèses et de leurs calculs.

La seconde consiste à déceler aussi rapidement que possible tout phénomène accidentel ou évolutif dont la connaissance permet de juger de la santé de l'ouvrage et du site et éventuellement d'en adapter la gestion.

On se limitera dans cet article à l'auscultation des déplacements. Après une description sommaire des moyens de mesure disponibles, l'attention est portée sur l'interprétation des mesures, systématique et immédiate, et les deux préoccupations de l'auscultation sont illustrées par des exemples.

#### SOIL DISPLACEMENTS MONITORING INTERPRETATION OF THE MEASUREMENTS

The expression «geotechnical testing» covers inspection, measurement, processing results and forecasting the behaviour of a natural site or of an engineering structure and the earth mass on which it is built.

A simplified analysis of this activity underlines two basic concerns.

The first consists of continuous inspection of the normal behaviour of the structure and the site. This enables the engineers to check the validity of their assumptions and of their design.

The second consists of detecting as quickly as possible any accidental or developing phenomena, the presence of which gives an indication of the soundness of the structure and the site and if need be adapting working operations.

)

This article deals only with monitoring of displacements. After a short summary of measurement means available, the author discusses systematic and immediate interpretation of measurements. The basic concerns of testing are illustrated by examples.

# l'auscultation des mouvements du sol ou du sous-sol interprétation des mesures

# par C. LOUIS et M. DESURMONT

#### 1. POSITION DU PROBLEME

Les phénomènes géologiques naturels, tels que mouvements tectoniques, érosion, dissolution, etc., ainsi que de nombreuses entreprises humaines (excavations, grands terrassements, etc.) se traduisent par des perturbations notables de l'état d'équilibre mécanique ou hydraulique des massifs. Ces perturbations se concrétisent par le développement de déplacements, de sollicitations localisées importantes et également par une modification de réseaux d'écoulement des eaux souterraines.

Pour assurer la sécurité des personnes et des biens, le géotechnicien est amené d'une part à comprendre et à analyser les lois souvent complexes qui régissent les phénomènes mécaniques ou hydrauliques dans les sols et les roches et, d'autre part, à surveiller le comportement intime des massifs susceptibles de créer un danger.

Cette dernière approche, définie par le terme auscultation, doit prétendre à plusieurs objectifs, notamment :

- analyser le comportement réel du massif et l'influence de certains phénomènes naturels ou de certaines interventions humaines (travaux);
- vérifier les résultats d'une éventuelle étude théorique et notamment le bon dimensionnement et l'efficacité des soutènements et confortements préconisés;
- donner la possibilité de modifier le projet, si nécessaire, au vu du comportement réel du massif;
- apporter garantie et sécurité dans les zones exposées à des risques naturels et sur les chantiers. A cet effet, tout dispositif d'auscultation doit pouvoir, si nécessaire, être utilisé comme un système d'alarme moyennant certains aménagements.
- apprécier l'influence des phénomènes naturels ou travaux sur les ouvrages environnants.

L'auscultation est née suite à la réalisation de grands ouvrages tels que les barrages. Le principe d'un contrôle systématique par mesures *in situ* s'est généralisé dans tous les domaines de la géotechnique en s'inspirant de l'auscultation des barrages. Cela a été le cas, tout particulièrement, pour les travaux en souterrain qui ont été le cadre, au cours de ces deux dernières décennies, d'un développement intense des mesures de contrôle *in situ*. Cette tendance, très marquée notamment lors de l'application de la nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels, s'est soldée par la mise au point de nouveaux dispositifs de mesure, nombreux et variés.

Pour être efficace et constituer ainsi un véritable outil pour le géotechnicien ou le responsable du chantier, le dispositif d'auscultation adopté doit satisfaire aux conditions suivantes :

- l'appareillage doit être simple et robuste ;
- l'auscultation doit permettre un « contrôle intégral » dans l'espace et dans le temps des massifs et ouvrages soumis à des perturbations ;
- la présence des dispositifs de mesure et les mesures elles-mêmes doivent perturber au minimum le rythme de travail sur les chantiers tout en étant permanente;
- les mesures doivent enfin être rapides et à interprétation immédiate.

Dans cette optique, il est impératif d'insister sur le but essentiel des mesures et de préciser les **décisions** à prendre en cas de résultats favorables ou défavorables. A cet effet, des critères sur les amplitudes, les évolutions dans le temps, les gradients des paramètres mesurés sont à définir en relation avec les conditions géologiques, la nature et la situation de l'ouvrage, etc.

# 2. MOYENS D'AUSCULTATION DES DEPLACEMENTS

Les méthodes de mesure de déplacements le plus couramment utilisées sont les suivantes :

a) Méthodes optiques par mesures topographiques

- nivellement;

ť

- triangulation au théodolite classique ou à l'aide d'instruments électro-optiques (du type telluromètre par exemple).
- b) Méthodes mécaniques utilisant des appareils posés dans le massif
  - extensomètre de convergence ;
  - extensomètre par fils ou tiges en sondage ;
  - pendule en sondage;
  - clinomètre.

Quelle que soit la méthode utilisée, il convient d'accorder la plus grande attention à la signification de la grandeur mesurée et notamment à son caractère absolu ou relatif. Par esprit, une méthode par nivellement ou triangulation prétend apprécier un déplacement absolu, mais cela suppose un point de référence dont la fixité est vérifiée. D'une manière générale, les points de référence doivent être d'autant plus éloignés des points de mesures que les forces en jeu sont plus grandes. Par contre, les mesures d'extensométrie et de déviation sont par nature des mesures relatives car les variations de distance ou d'angle mesurées concernent des points implantés au sein du massif en déformation. Toutefois, on s'efforce d'implanter l'un des points de référence dans une zone dont le déplacement absolu est supposé le plus faible possible. Les mesures de convergence sont toujours de déplacement relatif.

#### 2.1. Méthodes topographiques

Les méthodes topographiques sont trop connues pour qu'elles soient ici l'objet d'une description, même sommaire. L'accent est simplement porté sur le fait que les instruments électro-optiques, basés sur la réflexion par des cibles d'un rayon lumineux modulé, sont actuellement en plein développement.

#### 2.2. Extensomètres de surface

Ces appareils sont destinés à mesurer la distance séparant deux plots scellés dans un ouvrage. Leur principe est très simple : un ruban en invar est accroché entre les deux plots de mesure et soumis à une tension constante. La lecture de la distance est faite à l'aide d'un comparateur. Les règles de convergence généralement utilisées autorisent une précision de mesure de 0.1 mm. La figure 1 présente deux schémas de principe des mesures de convergence en tunnel et sur le gradin d'une fosse d'exploitation minière à ciel ouvert.



Fig. 1. — Schémas de principe des mesures de convergence.

#### 2.3. Extensomètres en sondages

Ces appareils permettent de mesurer les déplacements relatifs d'un ou plusieurs points d'un sondage. Ils comprennent une ou plusieurs tiges rigides scellées au fond du trou et en différents points du sondage et guidées jusqu'à l'extérieur (fig. 2). L'observateur mesure à l'aide d'un comparateur les déplacements longitudinaux de l'extrémité de chaque tige sur une table de lecture scellée en tête du sondage. Il est donc possible d'évaluer avec une précision de 0.1 mm le déplacement relatif entre chaque point d'ancrage et la tête du sondage. Un contrôle topographique de la tête du sondage permet de déterminer les déplacements absolus de chaque point en profondeur. La mise en place



Fig. 2. — Schéma de principe d'un extensomètre triple à tiges en sondage.

d'extensomètres multiples permet de cerner la zone perturbée par les travaux.

#### 2.4. Pendules en sondage

Les pendules en sondage sont basés sur le principe du fil à plomb et indiquent la verticale. On distingue les pendules directs et les pendules inverses (fig. 3).



- Les pendules directs sont constitués par un fil en acier, fixé à la partie supérieure d'un trou de forage vertical. Un poids situé à l'extrémité inférieure du fil assure une tension constante du fil. A la partie inférieure, le fil tendu passe à travers une table de mesure horizontale.
- Les **pendules inverses** sont constitués d'un fil, ancré au fond d'un forage vertical, et dont la tension est assurée par la poussée d'Archimède exercée sur un flotteur placé à la tête du forage.

En observant les mouvements de l'extrémité libre du fil, on mesure le déplacement relatif des deux extrémités du forage.

Malgré le prix de revient et les difficultés de pose, ces appareils sont remarquables par leur exactitude (si le forage est parfaitement vertical), leur grande précision, leur sensibilité (de l'ordre de 5 microns) et leur fiabilité.

#### 2.5. Inclinomètres en sondage

Le déplacement d'un sondage, perpendiculairement à son axe, peut être mesuré à l'aide d'une sonde inclinométrique (fig. 4). Cette dernière, introduite dans le sondage, circule le long d'un tubage spécial comportant des rainures. Un dispositif de mesure (pendule), équipé de jauges électriques, permet de repérer en permanence la position de l'axe du sondage.



## 3. INTERPRETATION DES MESURES DE DEPLACEMENTS

Nous considérons ici le cas d'ouvrages souterrains dont l'auscultation des déplacements répond aux objectifs définis dans le premier paragraphe, mais aussi dont la pérénnité dans le temps doit être assurée, c'est-à-dire qu'il faut rester en-deçà de l'équilibre limite avec une « marge de sécurité acceptable ». Cette catégorie d'ouvrage englobe les travaux de génie civil mais également certains travaux miniers comme, par exemple, les voies principales de desserte de travaux souterrains.

L'interprétation des mesures joue un rôle capital car elle conditionne notamment la conduite des travaux de réalisation de l'ouvrage.

Elle peut être fondée sur l'observation des quatre paramètres suivants :

- l'amplitude absolue des déplacements ;

- la vitesse des déplacements ;
- l'accélération des déplacements ;
- le taux de décroissance des déplacements ou des déformations autour de la cavité. Ce paramètre, ou gradient des déplacements ou des déformations

donne une idée de l'importance de la zone d'influence du creusement de la cavité. Il conditionne pour une grande part la valeur des poussées du terrain.

Lors de l'interprétation, l'examen de la ligne d'influence du front est également importante.

Deux types de critères sont à distinguer :

- les critères concernant la sécurité du chantier et la bonne mise en œuvre de la méthode de creusement;
- les critères imposés par des travaux en site urbain. Ces derniers critères se surimposent aux précédents car ils sont généralement plus stricts.

### 3.1. Critères intervenant pour la conduite du chantier

Ces critères concernent essentiellement le comportement et la stabilité de la cavité et du massif encaissant et non pas les incidences possibles des travaux sur des ouvrages préexistants dans le voisinage. Ils s'appuient essentiellement sur des mesures de déplacement. Les valeurs admissibles sont évaluées en cherchant à atteindre un **compromis** entre les performances d'avancement et le prix de revient d'un côté et la sécurité de l'autre, en prenant des risques bien dosés.

Pour ce qui concerne l'utilisation de la nouvelle méthode autrichienne ou méthodes similaires, il n'existe pas encore de critères numériques admis et reconnus. Les valeurs admissibles dépendent, en effet, de nombreux facteurs (nature géotechnique du terrain et de son comportement, nature et géométrie de l'ouvrage. hauteur de couverture, etc.) sans considérer les pro-blèmes de surface en site urbain. Il est très délicat d'avancer à ce sujet des critères quantitatifs. Nous nous limiterons à donner à titre purement indicatif et sous toute réserve, quelques valeurs numériques liées à notre propre expérience, en se plaçant dans le cas d'un ouvrage de section moyenne, c'est-à-dire comprise entre 50 et 100 m<sup>2</sup>. Ces critères correspondent au dépla-cement absolu de la clé de voûte (généralement de l'ordre de la moitié de la convergence). Seule une fourchette peut être donnée pour tenir compte des caractéristiques rhéologiques des terrains (terrains raides ou plastiques). Les différents facteurs intervenant dans la détermination des seuils admissibles sont successivement passés en revue :

#### a) Amplitude des déplacements

D'une manière générale, l'amplitude maximale admissible est essentiellement fonction de la hauteur de couverture. Elle est de l'ordre du millième de cette dernière. Le tableau ci-après nuance cette donnée générale selon la nature des terrains.

Hauteur	Déplacement absolu en clé de voûte maximum admissible	
de couverture	Terrains raides	Terrains plastiques
10 à 50 m	6 à 12 cm	2à 5cm
50 à 500 m	1 à 2 cm	10 à 20 cm
> 500 m	2 à 6 cm	20 à 40 cm

La détermination de maxima admissibles doit se faire cas par cas avec la plus grande prudence, en ayant soin de tenir compte du comportement des terrains (fragile, élasto-plastique, plastique).

#### b) Vitesse de déplacement

La vitesse de déplacement est généralement mesurée en mm par jour ou par poste. Elle est maximale au passage du front dans le plan de mesure. Le déplacement journalier admissible est de l'ordre du 1/5 à 1/4 du déplacement total admissible au passage du front et doit descendre en dessous du 1/20 après un délai de l'ordre d'une semaine. La vitesse doit, enfin, s'annuler après une mise en œuvre complète du soutènement immédiat.

### c) Accélération du déplacement

Les accélérations positives ne sont admissibles que dans les un ou deux jours qui précèdent ou suivent le passage du front (ouverture de la calotte ou abattage du stross) dans le plan de mesure. Au-delà de cet intervalle de temps, l'accélération doit toujours être négative et correspondre à un mouvement suffisamment décéléré, surtout si le revêtement définitif n'est pas prévu ou s'il est différé à long terme.

#### d) Gradient de déplacement

Le gradient des déplacements (ou des déformations) dans l'espace environnant le tunnel donne l'importance de la zone d'influence du creusement. L'idéal est d'obtenir une décroissance rapide des déplacements (gradient négatifs élevés) autour de la cavité. 1

)

Si les déplacements s'annulent totalement à l'intérieur de la zone boulonnée, une stabilité absolue est assurée. Malheureusement, il n'en est pas toujours ainsi, notamment dans les mauvais terrains et *a fortiori* dans les terrains non boulonnables. Il conviendra d'être très vigilant dans de tels cas, notamment lorsqu'au moins 50 % des déplacements maxima (obtenus généralement à la paroi de la cavité) débordent la zone boulonnée.

Dans le cas des ouvrages peu profonds, la situation devient préoccupante, notamment lorsque les tassements atteignent la surface sans atténuation.

L'importance des poussées du terrain peut être estimée à partir du volume de la zone d'influence du creusement.

Les critères présentés ici concernent le chantier, ils se rapportent donc à l'analyse de la stabilité à court terme. Le problème du comportement à long terme est beaucoup plus délicat, il y sera fait allusion en fin de ce chapitre.

### 3.2. Critères liés aux travaux souterrains en site urbain

Les difficultés supplémentaires liées aux travaux souterrains en site urbain, généralement à faible profondeur, résultent de l'incidence des travaux sur les ouvrages environnants, généralement situés en surface.

L'auscultation en site urbain devra donc être axée davantage sur l'observation et le contrôle des mouvements et désordres en surface (tassements, fissuration d'ouvrages, etc.). Elle conduit généralement à des tolérances beaucoup plus faibles que celles avancées précédemment.

Des règles générales n'ont, pour le moment, pas encore été formulées.

- Les limites généralement admises portent sur :
- l'amplitude maximale de l'affaissement de l'ordre de 1 à 2 cm selon la nature et la qualité des constructions en surface;
- la pente de la dépression au point d'inflexion qui doit rester inférieure à 1/300.

Dans certains cas spéciaux, par exemple lors du passage en tunnel sous des ouvrages particulièrement vulnérables ou sensibles (voies de chemin de fer à grande circulation, conduite d'eau en charge, immeubles vétustes, etc.), des conditions particulières peuvent être imposées. A titre d'exemple, nous citerons le cas du passage délicat [du métro (S-Bahn)] de Bochum à quelques mètres sous des voies de grandes lignes de la Bundesbahn (Société des chemins de fer allemands), qui avait prescrit un **tassement journalier** maximal de 4 mm et une amplitude totale maximale (tassements cumulés) de 15 mm. A l'exécution, ces prescriptions furent respectées malgré la grande section du tunnel  $(s = 70 \text{ m}^2)$  et la qualité médiocre des terrains traversés (marnes gréseuses). Ce succès fut obtenu essentiellement grâce à une parfaite mise en œuvre de la nouvelle méthode autrichienne.



Publication intégrale de :

# ANCRAGES DANS LES SOLS

Session Spéciale nº 4 du 9e Congrès International de la SIMSTF

La publication intégrale des communications présentées au 9<sup>e</sup> Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations est prévue pour **janvier 1978**. Elle contiendra les résumés en français et en anglais de chaque communication, le texte original de chaque communication, enfin le rapport général. L'ensemble de ces exposés forme une documentation complète des acquisitions techniques et technologiques les plus récentes pour la réalisation et le contrôle des ancrages forés dans le sol et scellés par injections.

Les commandes peuvent être passées dès maintenant en utilisant le bon de commande ci-joint.

	BON DE COMMANDE
à retourr <b>St</b>	er à : é <b>LE BATIMENT, 6, rue Paul-Valéry, 75116 PARIS</b> (FRANCE)
accompa	gné du titre de paiement (chèque bancaire ou C.C.P. Paris 10.78.10
demeurai	xemplaires de la publication intégrale
	de « Ancrages dans les Sols » au prix de 73 F TTC franco de port
	Signature :



Publication of the full text of

# GROUND ANCHORS

Special Session nº 4 of the Ninth International Congress of the ISSMFE

The publication of the full texts of the papers presented at the Ninth International Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering is scheduled for **January 1978**. It will contain the abstracts in French and English of each paper, the original text of each paper and the general report. This set of documentation forms a complete survey of the most up-to-date technical and technological achievements in the field of placing and control of ground anchors drilled in the soil and secured by injection.

Orders can now be placed by using the enclosed order form.

	ORDER FORM
Please return	to: E PATIMENT & WO Doul Volány 75116 DADIS (ERANCE)
with pa	ayment (bank cheque or postal order C.C.P. Paris 10.78.10)
Kindly forwar	rd to: (name)
Address:	
-	
сору	
copie 73 F	es of the full texts of «Ground Anchors» including all taxes
	Signature:



	ABONNEMENT ANNUEL 4 numéros				
France . Etranger	120 F TTC           140 F exonéré de TVA				
BULLETIN D'ABONNEMENT à retourner à la Société LE BATIMENT, 6, rue Paul-Valéry, 75116 PARIS (FRANCE)					
Je sous:	igné :				
Adresse	:				
Pays : _					
déclare	m'abonner à la « Revue Française de Géotechnique »				
et vous a	dresse la somme de par chèque ou virement postal.				
-	, le 19				
	ANNUAL SUBSCRIPTION 4 issues				
France . Abroad	ANNUAL SUBSCRIPTION 4 issues 120 francs including all taxes 140 francs exempt of V.A.T.				
France Abroad	ANNUAL SUBSCRIPTION 4 issues 120 francs including all taxes 140 francs exempt of V.A.T. SUBSCRIPTION ORDER FORM				
France Abroad	ANNUAL SUBSCRIPTION 4 issues 120 francs including all taxes 140 francs exempt of V.A.T. EUBSCRIPTION ORDER FORM to be returned to it be returned to it is the set of the				
France Abroad Sou	ANNUAL SUBSCRIPTION 4 issues 120 francs including all taxes 140 francs exempt of V.A.T. EUBSCRIPTION ORDER FORM to be returned to ide returned to ide returned to ide returned to				
France Abroad Sou I, the un Address	ANNUAL SUBSCRIPTION 4 issues 120 francs including all taxes 140 francs exempt of V.A.T. SUBSCRIPTION ORDER FORM Lo be returned to siété LE BATIMENT, 6, rue Paul-Valéry, 75116 PARIS (FRANCE)				
France Abroad Sou	ANNUAL SUBSCRIPTION 4 issues 120 francs including all taxes 140 francs exempt of V.A.T. SUBSCRIPTION ORDER FORM Lo be returned to Meteté LE BATIMENT, 6, rue Paul-Valéry, 75116 PARIS (FRANCE)				
France Abroad Sod	ANNUAL SUBSCRIPTION           4 issues           120 francs including all taxes           140 francs exempt of V.A.T.           SUBSCRIPTION ORDER FORM           Lo be returned to           stété LE BATIMENT, 6, rue Paul-Valéry, 75116 PARIS (FRANCE)           adersigned:				
France Abroad Sou I, the un Address Country: subscrib and forv	ANNUAL SUBSCRIPTION 4 issues 120 francs including all taxes 140 francs exempt of V.A.T. CUBSCRIPTION ORDER FORM be returned to stete LE BATIMENT, 6, rue Paul-Valéry, 75116 PARIS (FRANCE) dersigned: a to the periodical «Revue Française de Géotechnique» ard the sum of by cheque or postal order				

#### 3.3. Stabilité à long terme

L'étude à long terme de la stabilité constitue un problème très délicat. Très souvent, des modifications des caractéristiques géotechniques des terrains interfèrent dans l'échelle des temps, ce qui rend impossible toute interprétation. De plus, l'expérience dans ce domaine reste malheureusement encore très limitée (faute d'avoir fait des mesures par le passé).

Il est cependant admis généralement que :

- a) des mouvements accélérés ou ralentis non bornés mènent à une rupture irrémédiable;
- b) un mouvement ralenti borné est une condition nécessaire, mais non suffisante, d'équilibre.

Ceci revient à dire qu'une condition nécessaire d'équilibre à long terme est une l'oi de vitesse en  $t^{\alpha}$ , avec  $\alpha$  strictement inférieur à -1.

Cette condition n'est pas suffisante et il suffit, pour s'en convaincre intuitivement, de se référer aux comportements de pic, souvent observés, qui, au-delà d'un certain seuil de déplacement, entraînent une chute des caractéristiques mécaniques.

Le but à atteindre dans l'analyse de la stabilité à long terme (basée sur l'auscultation) est d'établir des critères permettant, à partir de l'allure de la courbe au début des mesures, de conclure quant au comportement ultérieur d'un milieu (plastique ou fragile) et à la nature de la loi cinématique du phénomène.

Il peut arriver que de tels problèmes se posent pour les travaux souterrains, notamment lorsque le soutènement immédiat (par exemple béton projeté et boulons) n'est pas complété par un revêtement définitif.

Concernant la stabilité à long terme, il y a lieu d'insister sur le fait que dans de nombreux cas, les déformations sont très faibles, avec des déplacements inférieurs au mm/an. De tels déplacements, pour être perçus, imposent l'utilisation d'appareils beaucoup plus sensibles que ceux utilisés pour l'auscultation des travaux.

#### 3.4. Exemples pratiques

On se limitera ici à illustrer très brièvement l'utilisation des mesures de déplacement lors de la réalisation de tunnels routiers.

#### a) Tunnels autoroutiers de la Rubira à Barcelone

Cet ouvrage important, composé de deux tubes de  $100 \text{ m}^2$  de section et de 1 270 m de longueur, traverse en site urbain et à faible profondeur des terrains difficiles.

La grande hétérogénéité des conditions géologiques et géotechniques (massif très tectonisé avec des zones à comportement soit fragile, soit très plastique, notamment dans les schistes et phyllites) imposa l'adoption d'une technique d'exécution « souple » s'accommodant des changements de terrains et donnant un minimum de désordres en surface. Compte tenu de cette situation et des impératifs qu'elle imposait, un important programme d'auscultation fut mis en œuvre (sept profils primaires et de très nombreux profils secondaires, tous les 25 m environ).

Le suivi des travaux d'un tel ouvrage, associé à une auscultation poussée, nous donna la possibilité de faire des observations très variées, riches d'enseignements.

L'exemple présenté (fig. 5), obtenu dans les phyllites de la tête nord, montre un comportement particulièrement plastique dans une zone très difficile (courbe B), comparé à un comportement normal (courbe A).

Dans la zone correspondant à la courbe B, des désordres apparurent dans le béton projeté. La mise en œuvre d'un boulonnage secondaire (de 3 m puis 6 m, avec précontrainte) ne stabilisa pas les déformations. Ce n'est que l'exécution d'une contre-voûte provisoire en demi section qui permit de sauver la situation. La contre-voûte eut un effet immédiat, absolument remarquable. Non seulement elle bloqua des déplacements, mais elle inversa le phénomène en provoquant ainsi une recompression des piédroits en demi-section. La fin de la courbe B donne une idée des difficultés qui furent rencontrées lors de l'abattage du stross dans cette zone particulièrement difficile.

Il apparaît actuellement de manière évidente que de tels travaux n'auraient pu être menés à bien sans une auscultation très poussée du soutènement et des terrains environnants.

#### b) Tunnel de Rosti

Le tunnel de Rosti, situé sur l'autoroute A 8, est un ouvrage de 100 m<sup>2</sup> de section et de 260 m de longueur. Il traverse, sous une couverture maximale de 50 m, des



Fig. 5. — Tunnels de la Rubira -Evolutions de la convergence entre M et N dans deux cas différents. terrains marno-calcaires du Crétacé supérieur très tectonisés. La figure 6 présente les résultats de mesures de la convergence A-B consécutive à l'abattage du stross pour une section en terrain marno-calcaire broyé. La convergence mesurée entre les pieds de cintres pendant le terrassement de la demi-section supérieure, et liée à l'éloignement du front, s'était stabilisée à 82 mm au bout six semaines. L'abattage du stross et la réalisation du béton coffré définitif ont entraîner une reprise de la convergence, qui s'est stabilisée après la réalisation du radier.

## c) Tunnel du Fréjus

Il convient également de faire référence, ici, au tunnel du Fréjus (\*).

L'ouvrage est réalisé dans des schistes lustrés avec un recouvrement très important (1 000 à 1 700 m) et les convergences mesurées suivent des lois de type  $a \log \left(1 + \frac{t}{T}\right)$  jusqu'au moment de l'installation du revêtement définitif qui provoque une stabilisation asymptotique des déplacements.



Fig. 6. — Tunnel de Rosti - Evolution de la convergence entre A et B lors du creusement du stross.

# 4. MESURES DE DEPLACEMENTS ET SIGNAL D'ALARME

L'un des principaux objets de l'auscultation est de prévenir de l'imminence d'une rupture et, pour cela, son champ d'application couvre non seulement les travaux de génie civil — dont la vocation est de durer et dont on s'efforce d'éviter la ruine — mais aussi les travaux miniers, qui s'accommodent souvent de l'effondrement, et les mouvements de terrain d'origine naturelle.

Dans le paragraphe sur la stabilité à long terme, il n'a pu être dégagé qu'une condition nécessaire de stabilité. La possibilité d'une rupture existe donc dans tous les cas. L'alarme ne peut, cependant, être donnée que si une modification de l'évolution des déplacements se produit avant la rupture.

Cinq évolutions de déplacements, relatifs à des situations très différentes sont présentées :

- a) Effondrement dans une exploitation de minerai de fer en Lorraine, par la méthode des chambres et piliers, avec un taux de dépilage de 75 % (d'après Tincelin et Sinou, R.I.M., 1962) (fig. 7) : mesure de convergence dans une chambre, évolution de la déformation (en mm/m), de sa vitesse et de son accélération.
- b) Effondrements à Mirey (Jura), consécutifs aux exploitations de sel par dissolution (fig. 8) : mesures de l'affaissement d'un repère topographique, vitesse et accélération.
- c) Glissement du Vajont (Italie), qui mit en mouvement 250 millions de m<sup>3</sup> de terrain (fig. 9) : mesure du déplacement horizontal d'un repère topographique implanté sur la masse en mouvement.
- d) Glissement affectant la fosse de la mine de Chuquicamata (Chili) et qui déplaça 12 millions de tonnes

<sup>(\*)</sup> Conférence de MM. E. Tincelin et G. Vouille au Comité Français de Mécanique des Roches à Paris, le 16 juin 1977.



Fig. 7. — Exploitation de minerai de fer par chambres et piliers en Lorraine.



Fig. 8. — Exploitation de sel par dissolution à Miéry.

×

5

ŝ

4

ŧ

0







(fig. 10): mesure du déplacement d'un repère topographique.

e) Glissement affectant la fosse de Kimberley Mine (Afrique du Sud) (fig. 11) : mesure du déplacement d'un repère topographique.

Compte tenu des exemples présentés ici, il semble possible de conclure que l'auscultation des déplacements d'une zone instable doit être conduite en traçant non seulement les courbes de déplacements et de vitesses, mais aussi celles d'accélérations.

Dans les cinq cas présentés, le glissement ou l'effondrement s'est traduit, en effet, par une longue phase à accélération quasi-nulle, puis par une phase à accélération croissante en fonction d'une puissance du temps au moins égale à un, qui précède l'accident. Au cours de la première phase, le déplacement est quasi-linéaire ; au cours de la seconde phase, il croît en fonction d'une puissance du temps au moins égale à trois.

Une méthode possible de prévision de l'accident consiste donc à déterminer la date du changement de régime et, dès que les valeurs de l'accélération s'écartent de zéro plus que d'une quantité imputable aux incertitudes de mesures ou à leur dispersion, il



Fig. 11. - Fosse de Kimberley Mine (Afrique du Sud).

convient d'abord de multiplier le rythme des mesures pour confirmer la tendance, et ensuite de prendre les dispositions nécessaires.

On remarquera que le temps écoulé entre la date de changement de régime et la date de rupture est très variable :

Lorraine :	150	jours environ
Miery :	200	et 500 jours
Vajont :	20	jours
Chuquicamata :	110	jours
Kimberley :	30	jours

et que les vitesses des déplacements mesurés ont des ordres de grandeur très différents : de 0.5 mm/m par an en Lorraine au mètre par mois à Chuquicamata.

## 5. CONCLUSIONS

Différents aspects de l'auscultation des déplacements ont été brièvement abordés. Il semble inutile d'insister sur le caractère indispensable de l'auscultation tant pour la conduite de travaux qui perturbent l'équilibre initial des terrains que pour la surveillance de mouvements naturels à évolution catastrophique.

L'interprétation des mesures, immédiate et systématique, automatisée si possible et sans laquelle toute auscultation est bien évidemment inutile, doit pouvoir servir de signal d'alarme mais, en général, dans l'état actuel de nos connaissances, la date de la rupture ne semble pas pouvoir être précisément prévue.

Il convient enfin de souligner le caractère simplificateur de la présentation adoptée : dans le réalité, il convient de ne pas se limiter à l'auscultation des déplacements. Les mesures de contraintes et l'auscultation hydraulique sont, en effet, des compléments nécessaires aux mesures de déplacements. D'autre part, des variables climatiques (température, précipitations) ont souvent une influence considérable sur l'évolution des mouvements naturels à issue catastrophique.

Ę.



# **REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE**

Octobre 1977 - Nº 2

éditée par la Sarl LE BATIMENT, 6, rue Paul-Valéry, 75116 PARIS

Directeur de la publication : M. Pierre HABIB

Secrétariat de rédaction : M<sup>mo</sup> J. GRADELER, 9, rue La Pérouse, 75016 PARIS - Tél. 720.10.20 (Poste 32-19)

Secrétariat technique : M. Elie ABSI, C.E.B.T.P., 12, rue Brancion, 75015 PARIS - Tél. 539.22.33

Abonnement annuel (4 numéros) :France : 120 F TTCEtranger : 140 F

Prix de vente au numéro : 45 F TTC

Octobre 1977	Nº 2
SOMMAIRE	
<ul> <li>BOULON (M.), CHAMBON (R.), DARVE (F.), — Loi rhéologique incrémentale pour les sols et application par la méthode des éléments finis</li> </ul>	5
<ul> <li>LUONG (P.), GANDAIS (M.), ALLEMAND (P.). — Comportement mécanique des sols injectés aux produits chimiques</li> </ul>	25
<ul> <li>ANDREI (S.). — Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés</li> </ul>	49
<ul> <li>CORNET (F.H.). — Etude du comportement élastique et fragile des roches saturées par un liquide</li> </ul>	81
<ul> <li>POIROT (R.). — Stabilité d'un ensemble de matériaux sous contraintes</li> </ul>	101
<ul> <li>DOUILLET (G.). — Contrôle des mouve- ments lents des gros ouvrages et de leur fondation</li> </ul>	111
<ul> <li>LOUIS (C.), DESURMONT (M.). — L'auscul- tation des mouvements du sol ou du sous-sol. Interprétation des mesures</li> </ul>	115