

# Sommaire



REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE  
N° 81  
4<sup>e</sup> trimestre 1997

Étude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour)

M. KHEMISSA, J.-P. MAGNAN, H. JOSSEAUME

3

Comparaison de coefficients de sécurité pour les pieux sous charges axiales

R. FRANK

27

Étude expérimentale du couplage hydromécanique de joints rocheux

M. SIBAĪ, M. HAJI SOTOUDEH, J.-P. HENRY

33

Modélisation du comportement hydromécanique d'un joint rocheux sous contrainte normale

G. DUVEAU, M. SIBAĪ, X. DUNAT, F. SKOCZYLAS, J.-P. HENRY

41

Expériences de laboratoire sur le comportement thermo-hydro-mécanique de matériaux argileux remaniés gonflants et non gonflants

J.-C. ROBINET, A. PASQUIOU, A. JULLIEN, N. BELANTEUR, F. PLAS

53

REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : **P. Habib**

Président du Comité de Direction : **J. Lagardère**

Comité de Direction : **M. Londez, P. Berest, J.P. Tisot** (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction : **E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser**

---

Revue trimestrielle

Abonnement 1997 (numéros 78 à 81) franco : 645 F

Prix au numéro franco : 180 F (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

---

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

49, rue de l'Université, 75007 Paris - Tél. : 01 49 54 72 72

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 01 48 24 93 39

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 27156. Dépôt légal : décembre 1997

**Presses** de l'école nationale des  
**Ponts et chaussées**

(©) 1997

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

---

*Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.*

# Étude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour)

M. KHEMISSA,  
J.-P. MAGNAN,  
H. JOSSEAUME

Laboratoire Central  
des Ponts et Chaussées  
58, boulevard Lefebvre,  
75732 Paris Cedex 15

## Résumé

Le comportement mécanique de l'argile molle de Guiche a été étudié au moyen d'essais œdométriques conventionnels à chargement par paliers et d'essais triaxiaux de divers types à l'appareil triaxial classique. L'étude visait à caractériser les relations entre les contraintes effectives, les déformations et le temps et leur effet sur le comportement à l'état limite de l'argile. Les essais ont été réalisés sur des carottes prélevées entre 10 et 15 m de profondeur au moyen de carottiers à piston stationnaire de 100 et 200 mm de diamètre. Malgré des incertitudes liées au remaniement possible des éprouvettes testées, l'étude a permis de déterminer une courbe d'état limite de forme elliptique, une loi d'écoulement non associée, une loi de fluage semi-logarithmique et un comportement surconsolidé de type anisotrope. Ces résultats confirment les conclusions des études effectuées sur d'autres argiles naturelles comparables.

*Mots clés* : argile, triaxial, œdomètre, état limite, anisotropie, fluage.

## Laboratory study of the mechanical properties of Guiche soft clay (Adour valley)

## Abstract

Conventional oedometric multi-stage loading and various types of classical triaxial tests were performed on Guiche soft clay for to study its mechanical properties. This research was aimed at characterising the stress-strain-time relationship and its effect on yielding of the clay. The specimens used for this study were taken at a depth of 10 to 15 m, using 100 and 200 mm diameter samplers. Despite the uncertainties associated with the potential for destructuration of the test specimens, the study allowed to characterize the behaviour of this soil by exhibiting an elliptical limit state curve, a non associated flow rule, a semi-logarithmic creep law and an anisotropic overconsolidated response. These results confirm the conclusions derived from other studies on similar natural clays.

*Key words* : clay, triaxial test, oedometer test, limit state, anisotropy, creep.

## Introduction

Depuis une trentaine d'années, les Laboratoires des ponts et chaussées (France) étudient les propriétés mécaniques des sols naturels, notamment des argiles, afin de mieux comprendre leur comportement observé sous les ouvrages de génie civil et d'alimenter les modèles de calcul en données expérimentales fiables et représentatives. Les premières études systématiques en laboratoire ont été consacrées à l'argile molle de Lanester (Josseaume et Meimon, 1976 ; Josseaume *et al.*, 1977). Elles ont été suivies, pendant une dizaine d'années, d'études sur l'argile molle du site expérimental de remblais sur sols mous de Cubzac-les-Ponts (vallée de la Dordogne), dont on a défini successivement le comportement non drainé (Vogien, 1975), la courbe d'état limite (Magnan *et al.*, 1982), le comportement surconsolidé anisotrope (Piyal et Magnan, 1984 ; Magnan et Piyal, 1985) et certains aspects viscoplastiques de la loi de comportement (Kenana et Félix, 1989). L'étude de l'argile de Guiche (vallée de l'Adour), dont les résultats sont décrits dans le présent article, a été engagée en parallèle à la construction d'autres remblais expérimentaux à la fin des années 1980. Pendant cette période, d'autres études en laboratoire, suivant des méthodologies voisines, ont été réalisées sur deux argiles raides : l'argile des Flandres (Josseaume *et al.*, 1991), dont les propriétés mécaniques sont proches de celles de l'argile de Londres (Graham *et al.*, 1983), et l'argile verte de Romainville (Josseaume et Azizi, 1991), ainsi que sur des marnes de différentes origines (Laboratoire régional des ponts et chaussées d'Aix-en-Provence) et sur des matériaux de remblais compactés (Laboratoire régional des ponts et chaussées de Toulouse).

La démarche adoptée pour ces études expérimentales reflète d'une certaine façon la structure des lois de comportement qui sont utilisées en parallèle pour la modélisation du comportement des massifs de sols :

- les premières études sur les argiles de Lanester et de Cubzac-les-Ponts ont été effectuées à une époque où l'on considérait comme acquis, après les travaux de Bjerrum (1967, 1973), que les massifs d'argile avaient d'abord un comportement non drainé pendant l'application de la charge, puis un comportement de consolidation une fois la charge stabilisée. Les études en contraintes totales avaient pour but unique de caractériser le comportement non drainé du sol pendant l'application du chargement, en tenant compte de la vitesse de chargement, et devaient alimenter des lois de comportement de type élastoplastique anisotrope ;
- à la fin des années 1970, à la suite notamment des travaux réalisés en collaboration par l'université Laval de Québec et par les Laboratoires des ponts et chaussées en France (Leroueil *et al.*, 1985), il était clairement préférable d'écrire les lois de comportement des argiles comme des autres sols saturés en termes de contraintes effectives et d'alimenter des lois de comportement dérivées des modèles de l'université de Cambridge et tenant compte en particulier des effets du temps. Les études expérimentales effectuées sur l'argile de Cubzac-les-Ponts ont d'abord repris les procédures utilisées à l'université Laval pour l'étude des argiles sensibles de la vallée du Saint-Laurent (Tavenas et Leroueil, 1979 ; Leroueil *et al.*, 1983) pour la détermination de la courbe d'état limite, puis ont été complétées

par des procédures d'étude de l'anisotropie des déformations. Le modèle de comportement sous-jacent à ces études est le modèle « Mélanie », utilisé notamment pour les études numériques par éléments finis au Laboratoire central des ponts et chaussées et que nous considérons comme équivalent aux modèles reliant les contraintes effectives, les déformations et les vitesses de déformation ;

- quelques études expérimentales ont été exécutées avec une autre référence théorique qui est la viscoélasticité (et la viscoplasticité), sous la forme utilisée notamment dans l'ancienne Union soviétique (Félix, 1980), mais cette approche a été ultérieurement abandonnée.

L'étude expérimentale de l'argile de Guiche a comporté différents types d'essais triaxiaux et œdométriques. Elle avait pour objectifs :

- la détermination de la courbe d'état limite de l'argile ;
- la mesure de l'anisotropie de l'argile à l'état surconsolidé ;
- la caractérisation de la compressibilité et de la perméabilité de l'argile à l'œdomètre ;
- l'étude des effets du temps (fluage).

Après une présentation rapide de l'argile, cet article décrit le programme expérimental et les procédures d'essais, les résultats des essais et leur interprétation en termes de courbe d'état limite, d'anisotropie, de fluage, de compressibilité œdométrique et de perméabilité.

## L'argile de Guiche

Les échantillons d'argile utilisés pour la présente étude ont été prélevés par le Laboratoire régional des ponts et chaussées de Bordeaux, dans le cadre de la reconnaissance géotechnique du site expérimental de Guiche, situé dans la basse vallée de l'Adour, où des remblais d'essai ont été édifiés à la fin des années 1980 (Queyroi *et al.*, 1991). La basse vallée de l'Adour est assez bien connue au plan géotechnique, suite aux nombreuses reconnaissances effectuées pour le tracé de l'autoroute A64 entre Peyrehorade et Bayonne (Magnan *et al.*, 1987). On y trouve suivant les endroits de 20 à 40 m de dépôts récents d'argile molle, de tourbe et de sable, reposant sur des graviers et des blocs de rochers issus de l'érosion des Pyrénées voisines. Dans la zone de Guiche, la coupe géotechnique type comporte à partir de la surface du terrain naturel (Fig. 1) :

- une croûte d'argile limoneuse surconsolidée d'environ 2 m d'épaisseur ;
- une couche d'argile limoneuse faiblement organique de 2 à 3 m d'épaisseur ;
- une couche de tourbe fibreuse légèrement surconsolidée d'épaisseur variable entre 1 et 1,5 m ;
- une couche d'argile limoneuse faiblement organique de 9 à 14 m d'épaisseur ;
- une couche de grave sableuse, qui sert de substratum pour les études effectuées sur le site.

Les caractéristiques géotechniques moyennes de ces couches sont données dans le tableau I.

La couche d'argile limoneuse faiblement organique qui s'étend de 6 à 20 m de profondeur à l'emplacement des sondages présente des caractéristiques géotechniques

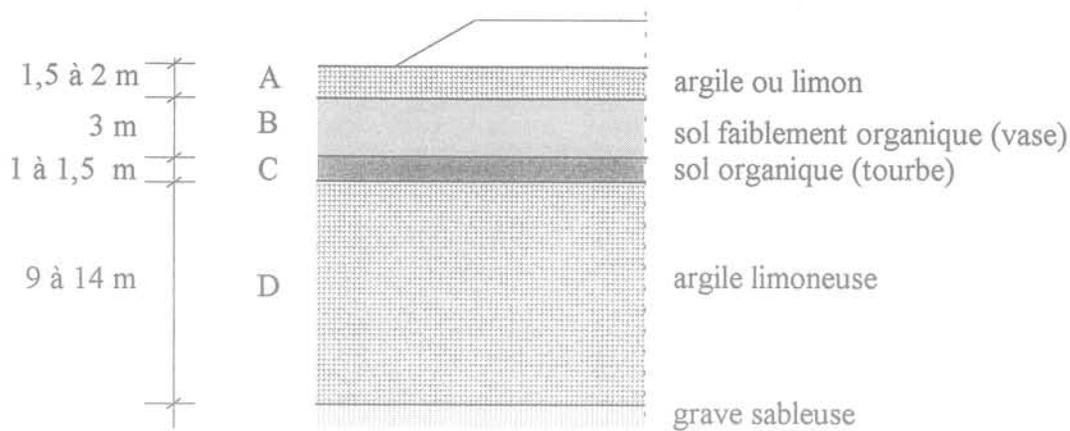


FIG. 1 Profil géotechnique type des couches de sols sur le site expérimental de Guiche (vallée de l'Adour).  
Typical geotechnical profile of soil layers at the Guiche test site (Adour valley).

TABLEAU I Valeurs moyennes des caractéristiques géotechniques des couches de sols sur le site expérimental de Guiche (vallée de l'Adour).  
Mean values of the geotechnical characteristics of the soil layers at the Guiche test site (Adour valley).

Couche	Épaisseur (m)	Classification LPC (Magnan, 1980)	w (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$I_p$	$C_{MO}$	$e_o$	$c_{ij}$ (kPa)
A	1,5-2	At	45	17,4	35	–	1,11	58
B	3	fo-At	95	14,6	59	6,2	2,10	25
C	1-1,5	to-f	362	10,6	–	67	5,85	–
D	9-14	fo-Lt	55	16,3	49	4,3	1,61	26

At : argile très plastique ; fo-At : argile très plastique faiblement organique ; to-f : tourbe fibreuse ; fo-Lt : limon très plastique faiblement organique.  
w : teneur en eau ;  $\gamma$  : poids volumique humide ;  $I_p$  : indice de plasticité ;  $e_o$  : indice des vides ;  $C_{MO}$  : teneur en matières organiques ;  $c_{ij}$  : cohésion non drainée.

relativement homogènes. Selon la classification LPC (Magnan, 1980), il s'agit d'une argile molle, limoneuse, faiblement organique et très plastique (fo-Lt).

Les carottes d'argile utilisées pour la présente étude ont été prélevées dans trois sondages distants de quelques mètres, au moyen d'un carottier à piston stationnaire de 100 mm de diamètre de type LPC (Lemasson, 1973) pour le sondage F0 et au moyen d'un carottier à piston stationnaire et enveloppe rotative de 200 mm de diamètre, semblable à celui développé à l'université Laval (La Rochelle *et al.*, 1981), pour les sondages F1 et F2. Ce dernier carottier fournit des carottes de 600 mm de hauteur, dans lesquelles il est possible de tailler jusqu'à six éprouvettes œdométriques ou huit éprouvettes triaxiales au même niveau.

3

## Programme expérimental et procédures d'essais

Le programme expérimental a comporté 43 essais œdométriques et 50 essais triaxiaux, que l'on peut regrouper en neuf séries :

- une série (O1) de 35 essais de compressibilité œdométriques à chargement par poids et par paliers de 24 heures, selon les méthodes d'essai LPC (Magnan *et al.*, 1985) : taux d'incrément de charge de 1,5 avant le coude de la courbe de compressibilité, puis de 2 ; boucle de déchargement et rechargement en deux

étapes dès que l'on a mis en évidence le coude de la courbe de compressibilité ;

- une série (O2) de 8 essais de fluage à l'œdomètre, sur des éprouvettes soumises chacune à une charge unique maintenue pendant trois mois. Les charges appliquées couvrent la même gamme de contraintes que les essais de compressibilité œdométriques à chargement par poids ;

- trois séries d'essais triaxiaux de compression non drainés, sur des éprouvettes consolidées sous contraintes isotropes (T3 : 21 essais CIU), sur des éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place (T4 : 2 essais CK<sub>o</sub>U) et sur des éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place puis consolidées sous contraintes isotropes (T5 : 6 essais CK<sub>o</sub>IU) ;

- deux séries d'essais triaxiaux d'extension non drainés sur des éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place (T6 : 1 essai EK<sub>o</sub>U) et sur des éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place puis consolidées sous des contraintes isotropes (T7 : 3 essais EK<sub>o</sub>IU) ;

- une série de 7 essais triaxiaux de consolidation anisotrope sur des éprouvettes soumises à des chargements par paliers de 24 heures, selon des chemins de contraintes à rapport des contraintes effectives radiale et axiale constant (T8 : 7 essais CAP) ;

- une série de 10 essais triaxiaux de compression drainés, sur des éprouvettes verticales découpées parallèlement à l'axe vertical de la couche d'argile (T9/1 : 5 essais CID) et sur des éprouvettes horizontales découpées perpendiculairement à cet axe (T9/2 : 5 essais CID), reconsolidées sous la pression moyenne effective des terres en place.

TABLEAU II

Origine des éprouvettes testées dans les différentes séries d'essais.  
Origin of the specimens tested in the different test series.

Profondeur (m)	Sondages			Type d'essais réalisés	
	F0	F1	F2		
10	E1			F0-E1	F1-E5
11	E3			F0-E3	F1-E7
12	E4			F0-E4	F2-E1
13	E1	E1	E1	F1-E1	F2-E2
	E2	E2	E2	F1-E2	F2-E3
	E3	E3			
	E4			F1-E4	
14	E5				
	E7				

□ - Essais de compressibilité    ⊗ - Essais de fluage oedométrique  
 ▢ - Essais CIU    ▣ - Essais CK<sub>0</sub>U et CK<sub>0</sub>IU    ▤ - Essais EK<sub>0</sub>U et EK<sub>0</sub>IU  
 ▥ - Essais CID    ▦ - Essais CAP

L'origine des éprouvettes testées (profondeur, sondage, type de carottier, carotte) est indiquée dans le tableau II, avec le type d'essai réalisé.

Neuf essais œdométriques et quatorze essais triaxiaux ont été écartés pour remaniement excessif des éprouvettes correspondantes. Les critères de remaniement adoptés sont au nombre de quatre (Khemissa, 1992 ; Khemissa *et al.*, 1993) :

- le premier critère est défini pour les essais œdométriques et se traduit, pour une éprouvette remaniée, par des valeurs de la pression de préconsolidation assez faibles et inférieures aux valeurs de la pression effective des terres en place, c'est-à-dire par des rapports de surconsolidation  $R_{oc} = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$  inférieures à 1 ;
- le deuxième critère est défini à partir des résultats d'essais triaxiaux de compression et d'extension non drainés sur éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place : les valeurs de la déformation volumique en fin de consolidation  $y$  sont d'autant plus élevées que l'argile est plus remaniée ;
- le troisième critère s'applique aussi aux résultats d'essais triaxiaux de compression et d'extension non drainés. Il affirme que la cohésion non drainée dans une éprouvette remaniée est plus faible que celle caractérisant une éprouvette intacte testée dans les mêmes conditions ;
- le quatrième critère est défini à partir des résultats d'essais triaxiaux de compression et d'extension non drainés et se traduit, pour une éprouvette remaniée, par des valeurs des modules de déformabilité non drainés plus faibles que celles obtenues pour une éprouvette intacte testée dans les mêmes conditions. De même, toutes choses égales par ailleurs, la valeur de la déformation axiale à la rupture est plus faible pour une éprouvette intacte que pour une éprouvette remaniée.

Les essais de compressibilité et de fluage œdométriques ont été exécutés dans des œdomètres à chargement par poids, de type Wykeham Farrance, sur des éprouvettes de 60 mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur initiale. Les essais triaxiaux ont été exécutés au moyen de cellules triaxiales classiques, de type Wykeham Farrance, modifiées pour l'acquisition des mesures et le contrôle des chargements par ordinateur. Ces appareils sont rassemblés dans une salle climatisée à  $20 \pm 1$  °C. Les procédures des essais œdométriques réalisés ont été rappelées brièvement ci-dessus. Les opérations effectuées successivement dans les différentes séries d'essais triaxiaux réalisés comportent :

- une phase initiale commune à l'ensemble des essais triaxiaux qui comporte le montage à sec et la saturation des circuits de drainage, la mesure de la pression interstitielle initiale  $u_i$  et l'application d'une contre-pression isotrope  $u_{cp}$  ;
- une phase de chargement par paliers de 24 heures à chemin de contraintes contrôlé ( $\sigma_a$  et  $\sigma_r$  variables) pour les essais CAP ;
- une phase de consolidation isotrope sous une contrainte  $\sigma'_c$  pour les essais CIU et CID ou de reconsolidation aux contraintes effectives en place ( $\sigma'_{vo}$ ,  $K_0 \sigma'_{vo}$ ) avec  $K_0 = 0,55$  pour les essais CK<sub>0</sub>U, CK<sub>0</sub>IU, EK<sub>0</sub>U et EK<sub>0</sub>IU. Après annulation du déviateur des contraintes à volume constant et à contrainte radiale constante et après application d'une pression cellulaire  $\sigma'_{co}$  telle que la pression interstitielle  $u = u_{cp}$ , la reconsolidation aux contraintes effectives en place des éprouvettes utilisées dans les essais CK<sub>0</sub>IU et EK<sub>0</sub>IU a été suivie d'une nouvelle consolidation isotrope sous une contrainte  $\sigma'_c \neq \sigma'_{co}$  ;
- une phase de cisaillement drainé pour les essais CID ou non drainé en compression pour les essais CIU, CK<sub>0</sub>U et CK<sub>0</sub>IU et en extension pour les essais EK<sub>0</sub>U et

EK<sub>0</sub>IU à vitesse de déformation constante et à contrainte radiale constante.

## Essais de fluage œdométriques

Les courbes de tassement en fonction du logarithme du temps des huit éprouvettes, qui ont été soumises pendant trois mois à huit charges constantes différentes, sont représentées sur la figure 4. Elles ont des allures classiques, avec une partie initiale de consolidation primaire suivie d'une partie linéaire correspondant à la consolidation secondaire caractérisée par le taux de fluage  $C_{\alpha} = [\Delta H/H_0]/[\Delta \lg t]$ , où  $H_0 = 20\text{ mm}$  désigne la hauteur initiale des éprouvettes. L'intersection de ces deux parties correspond au temps  $t_{100}$  de consolidation primaire.

Les courbes de tassement présentent toutefois, après 20 000 min, un décrochement de forme comparable à celle de la consolidation primaire, dont la seule explication plausible est la panne du système de climatisation de la salle d'essai pendant la canicule de juin 1990, où les températures diurnes dépassaient 40 °C. La courbe 7 ( $\sigma' = 420\text{ kPa}$ ) présente aussi une forme atypique, avec une consolidation primaire anormalement longue. Ce phénomène peut être dû à un certain remaniement de l'éprouvette testée.

## Résultats des essais

### Essais de compressibilité œdométriques

La figure 2 présente les courbes de compressibilité de l'ensemble des essais œdométriques. Les indices des vides initiaux  $e_i$  varient de 1,56 à 1,95 et les courbes « e-lg $\sigma'$  » donnent une impression de variabilité qui disparaît lorsqu'on représente la déformation verticale relative  $\varepsilon_{\text{œd}} = \Delta e/(1 + e_i)$  en fonction du logarithme de la contrainte effective  $\sigma'$ , comme on l'a fait sur la figure 2.

Les coudes correspondant à la pression de préconsolidation sont assez bien marqués sur la plupart des courbes de compressibilité. Chaque point de ces courbes correspond à la déformation verticale relative observée au bout de 24 heures sous la charge appliquée (contrainte effective finale).

La figure 3 présente les courbes de compressibilité « e-lg $\sigma'$  », de perméabilité « e-lg $k_v$  » et de consolidation «  $\Delta H - \sqrt{t}$  » d'un des essais (essai n° 24), avec les équations des courbes de compressibilité et de perméabilité et les valeurs des coefficients de perméabilité  $k_v$  et de consolidation  $c_v$  et du temps  $t_{90}$  (correspondant à 90 % de consolidation primaire) déterminés par la méthode de Taylor sous les paliers de chargement correspondant aux contraintes supérieures à la pression de préconsolidation de l'argile.

### Essais triaxiaux de compression et d'extension

Les résultats de tous les essais triaxiaux de compression et d'extension drainés et non drainés et de consolidation anisotrope sont représentés sur les figures 5 à 9.

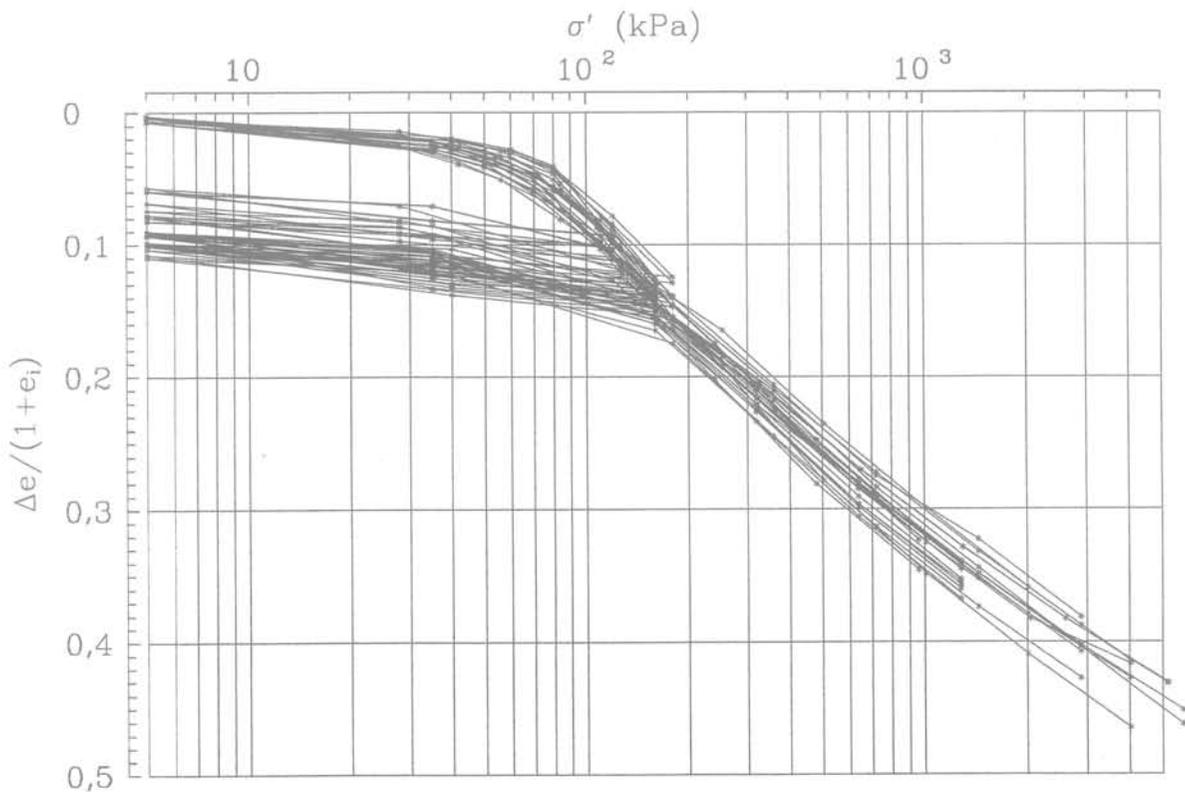


FIG. 2

Courbes de compressibilité des essais œdométriques (déformation relative à 24 heures en fonction de la pression appliquée).

Compression curves derived from the oedometer tests (strains at 24 hours versus applied pressure).

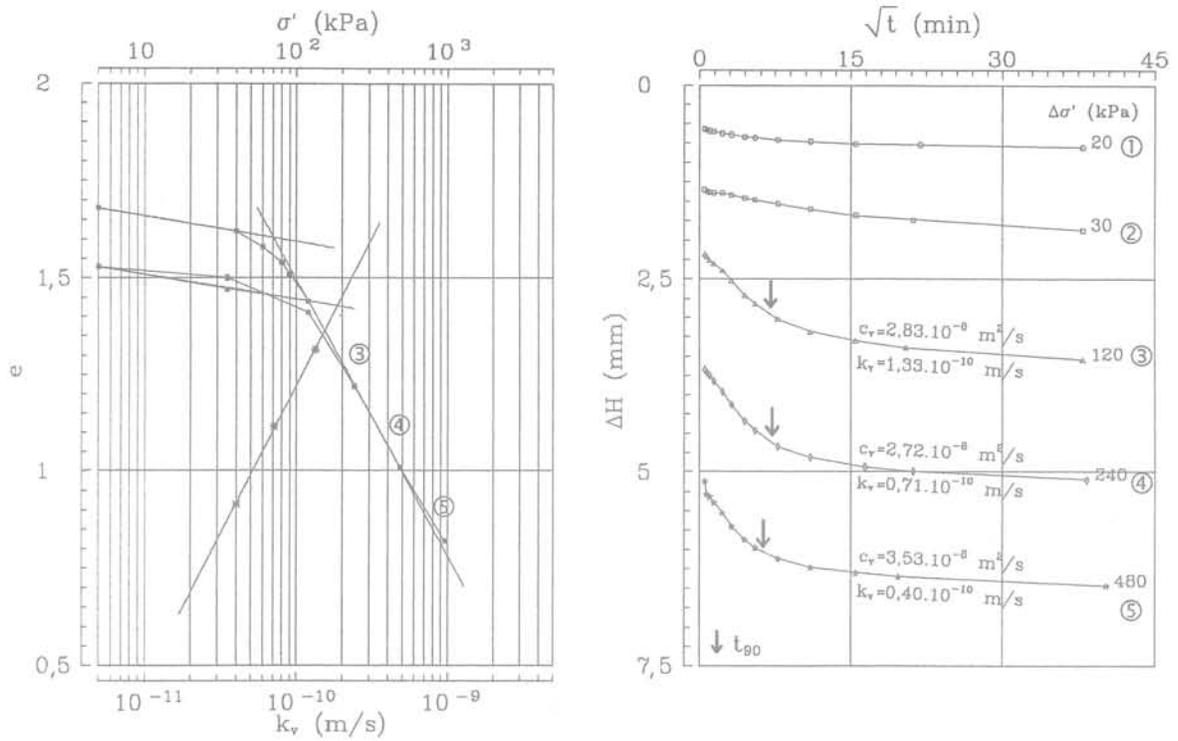


FIG. 3 Courbes de compressibilité, de perméabilité et de consolidation sous les paliers de chargement successifs d'un essai œdométrique (essai n° 24).  
 Compression, permeability and consolidation curves obtained from oedometer tests carried out under increased loads (test n° 24).

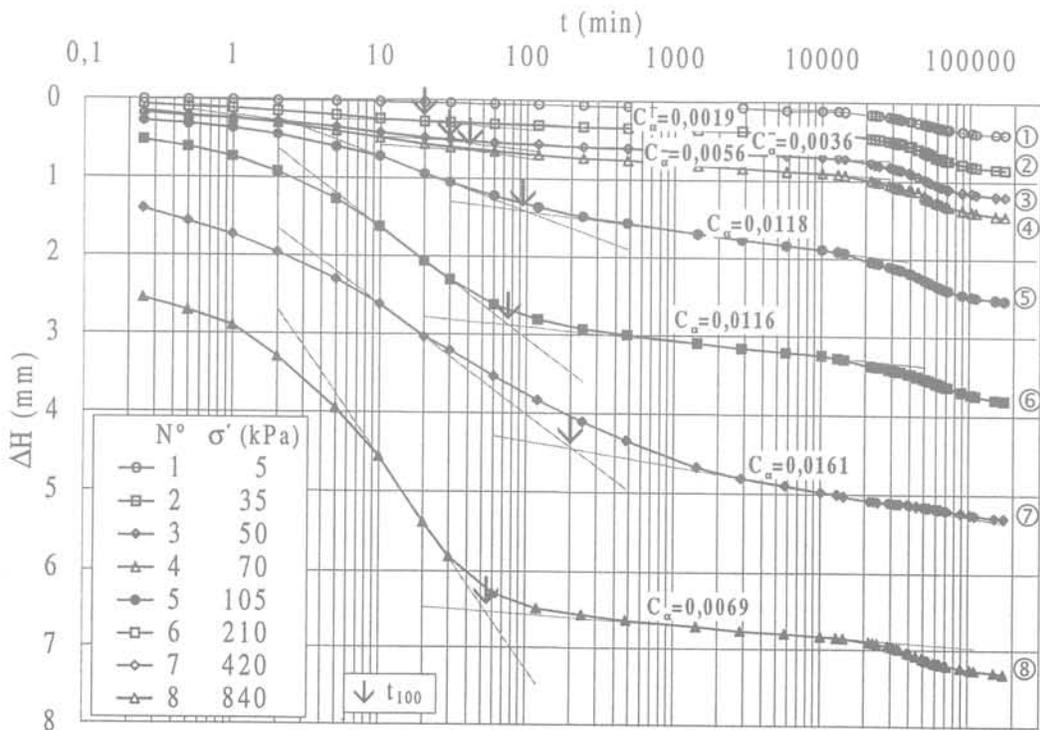


FIG. 4 Résultats des essais de fluage œdométriques (8 essais de 300 jours).  
 Oedometer creep test results (8 tests for 300 days).

Les courbes de la figure 5, correspondant aux essais triaxiaux CIU de compression non drainée, atteignent leur maximum pour une valeur assez faible de la déformation axiale (de l'ordre de 2 % au plus), ce qui est un signe de bonne qualité des éprouvettes testées, encore que des valeurs inférieures à 0,5 % soient un meilleur gage de non remaniement dans tous les sols argileux naturels. L'absence de pic dans la plupart de ces courbes est par contre un témoignage du remaniement qu'ont dû subir les carottes d'argile lors de leur prélèvement au-delà de dix mètres de profondeur.

Les courbes de la figure 6, correspondant aux essais triaxiaux  $CK_U$  et  $CK_{IU}$ , ont la même allure générale que les courbes de la figure 5, avec des pentes initiales raides, conduisant au maximum du déviateur pour des valeurs de la déformation axiale inférieures à 2,5 %. La comparaison des courbes 2 et 6 avec les courbes 1 et 7 de la figure 5, qui correspondent à la même pression de consolidation de 40 kPa, montre que la reconsolidation sous les contraintes effectives en place a eu pour effet de diminuer le déviateur maximal (en moyenne 60 kPa au lieu de 70 kPa dans les essais CIU). Mais il

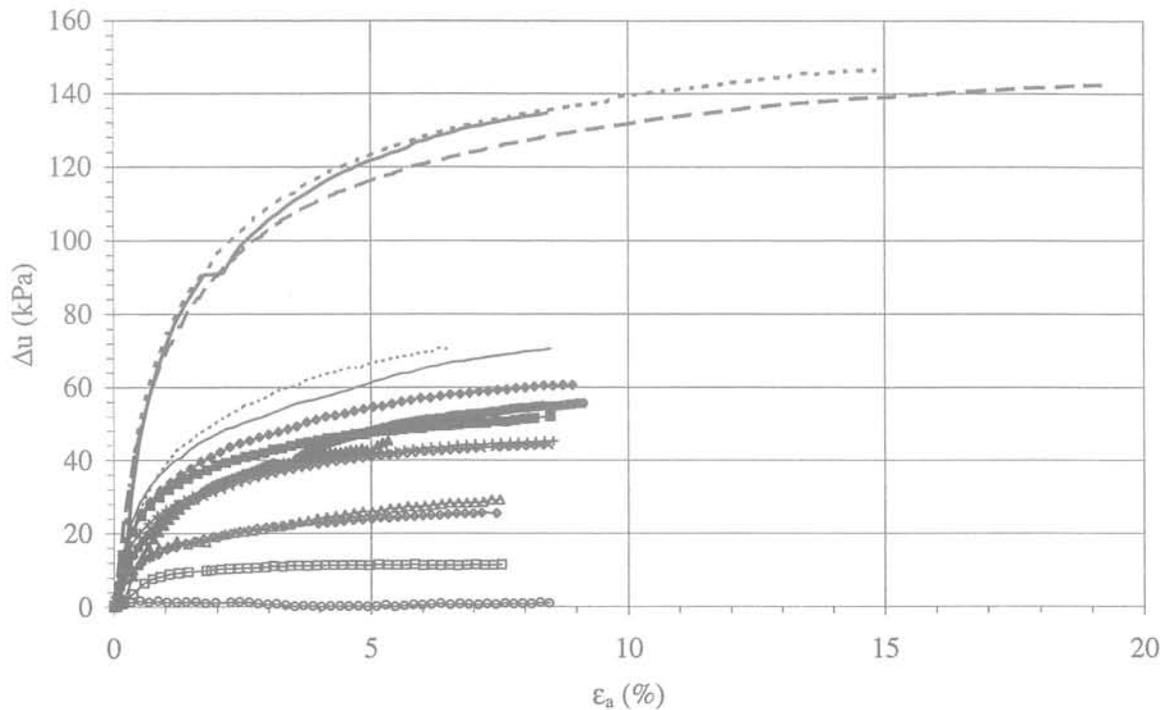
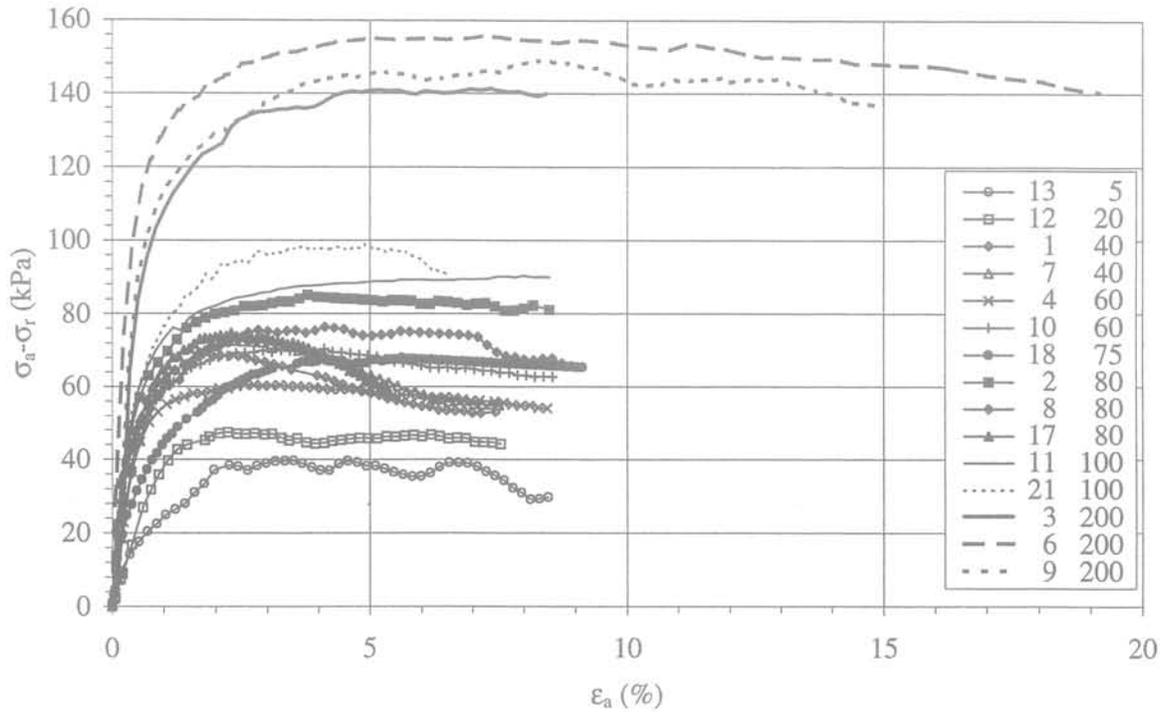
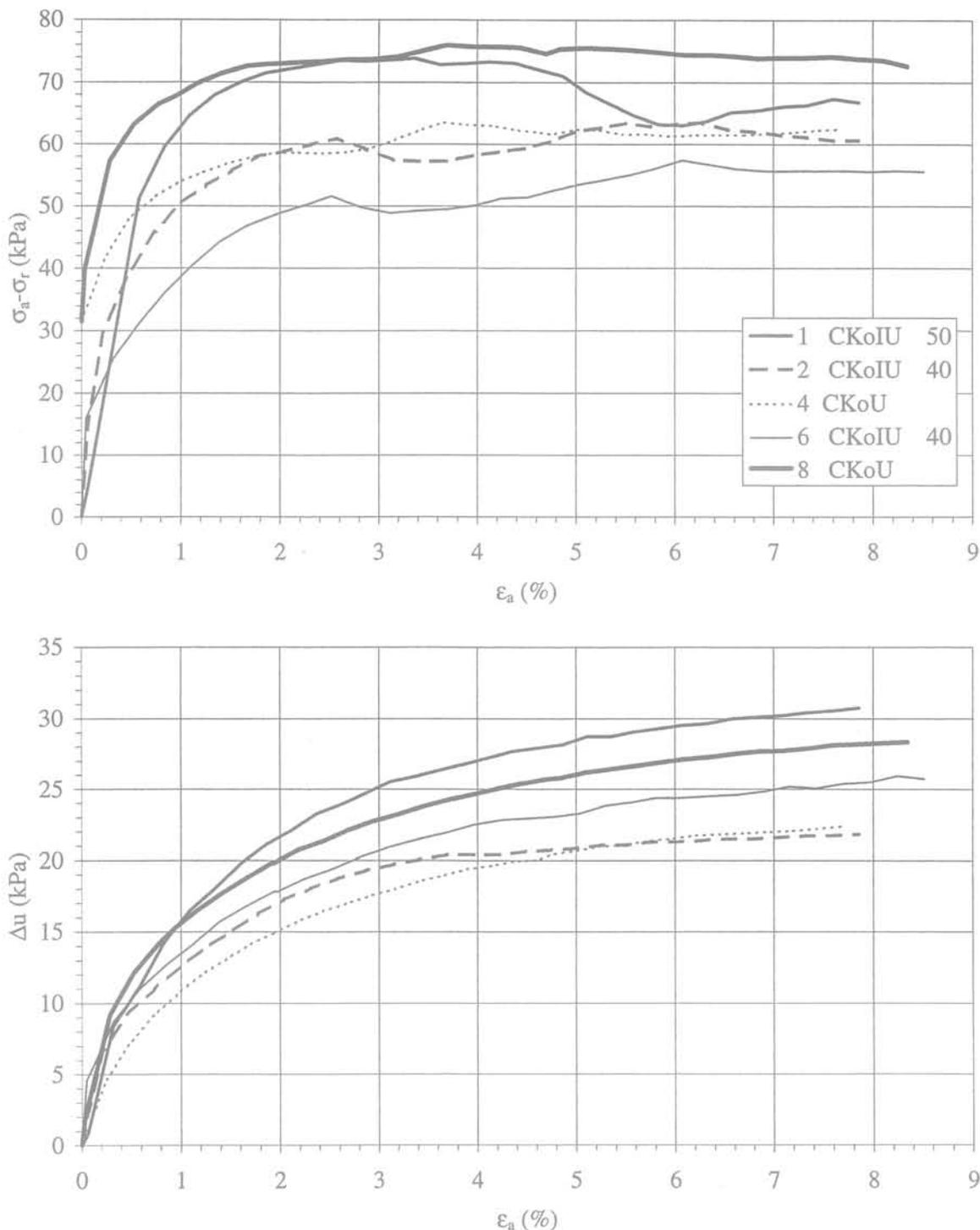


FIG. 5 Résultats des essais triaxiaux CIU de compression non drainée sur des éprouvettes consolidées sous des contraintes isotropes différentes.  
Results of CIU undrained triaxial compression tests on specimens consolidated at various isotropic stresses.

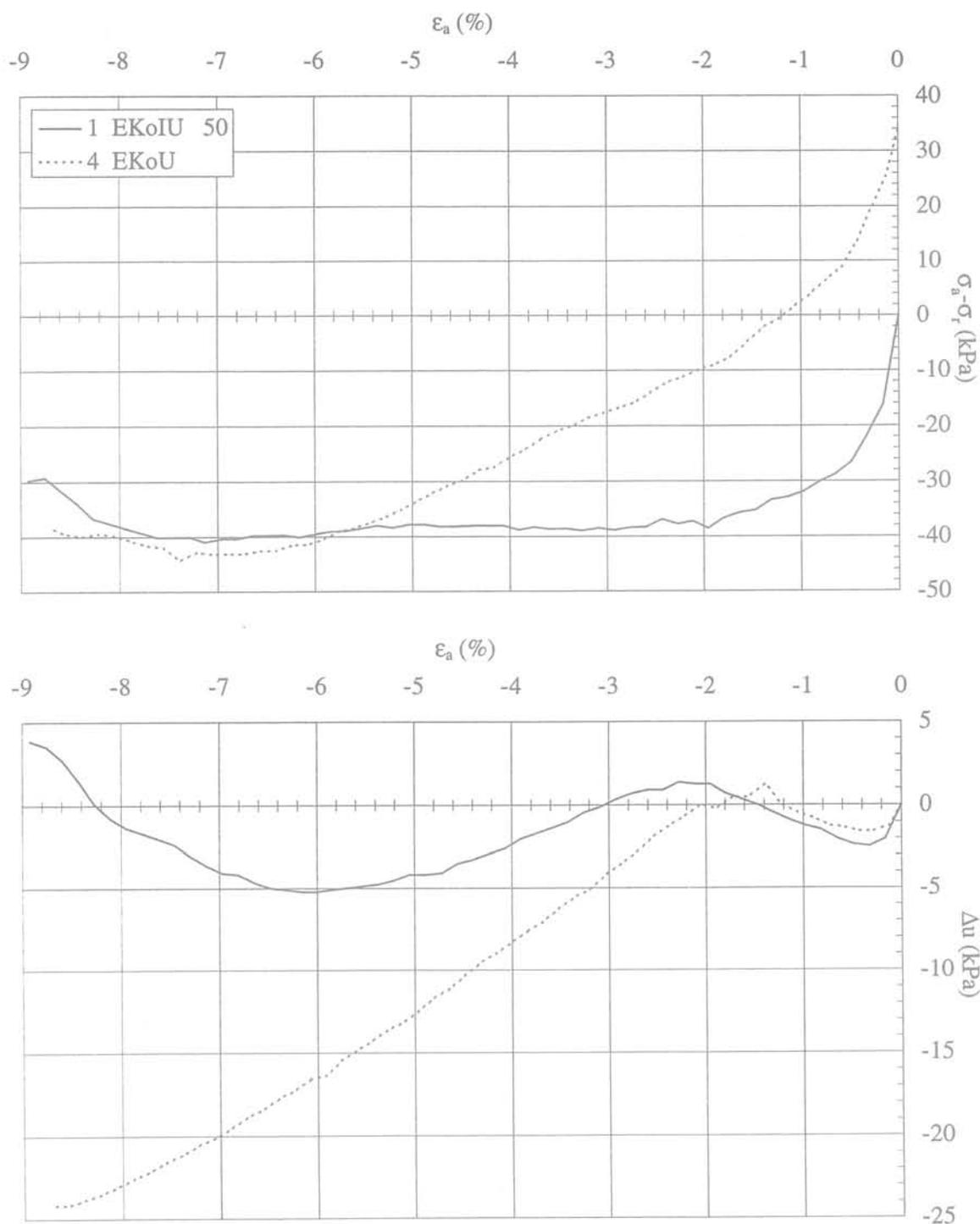


**FIG. 6** Résultats des essais triaxiaux CK<sub>o</sub>U et CK<sub>o</sub>IU de compression non drainée sur des éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place ( $\sigma'_{vo}$ ,  $K_o\sigma'_{vo}$ ) avec  $K_o = 0,55$ .  
Results of CK<sub>o</sub>U and CK<sub>o</sub>IU undrained triaxial compression tests on specimens reconsolidated under the *in situ* effective stresses ( $\sigma'_{vo}$ ,  $K_o\sigma'_{vo}$ ) with  $K_o = 0,55$ .

s'agit peut-être d'un effet des difficultés rencontrées avec les engrenages de la presse utilisée pour ces essais.

Les résultats des essais triaxiaux EK<sub>o</sub>U et EK<sub>o</sub>IU sont représentés sur la figure 7. Dans l'essai 1, exécuté après consolidation de l'éprouvette aux contraintes effectives en place puis sous une contrainte isotrope de 50 kPa, l'état d'équilibre est atteint rapidement et la déformation se poursuit à volume constant (pas de variation de la pression interstitielle). L'essai 4 tend vers la même limite, mais progressivement et avec augmentation de volume.

Les courbes de la figure 8 correspondent aux essais triaxiaux CID de compression drainée qui ont été exécutés pour caractériser l'anisotropie du comportement de l'argile : cinq essais sur éprouvettes taillées verticalement (1V à 5V) et cinq essais sur éprouvettes taillées horizontalement (1H à 5H), reconsolidées sous pression moyenne isotrope égale à la contrainte effective des terres en place. Dans la plupart des essais, le déviateur des contraintes croît constamment avec la déformation axiale, jusqu'à des niveaux de déformations très importants (10 à 20 %). Les relations entre les déformations

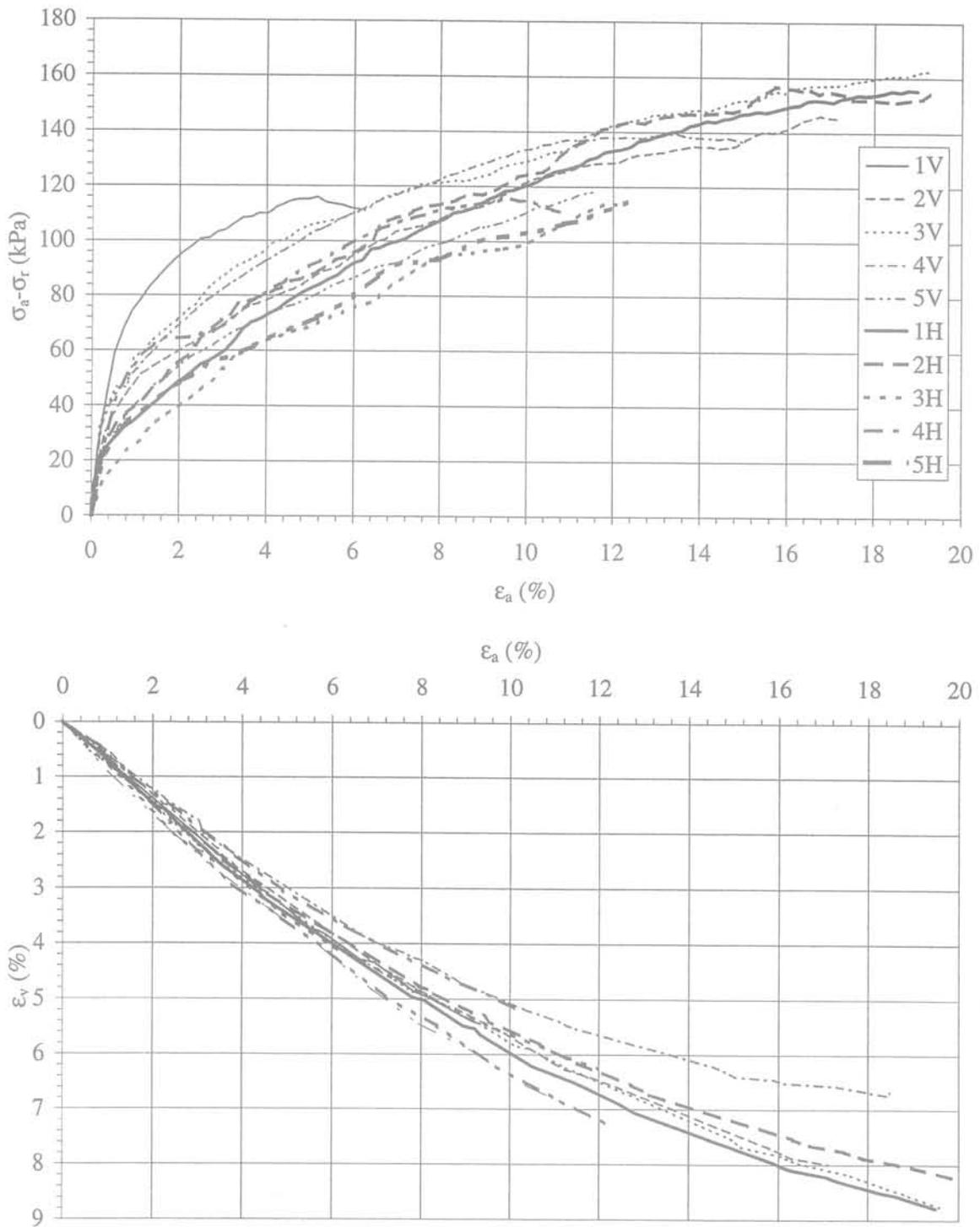


**FIG. 7** Résultats des essais triaxiaux EK<sub>o</sub>U et EK<sub>o</sub>IU d'extension non drainée sur des éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place ( $\sigma'_{vo}$ ,  $K_o\sigma'_{vo}$ ) avec  $K_o = 0,55$ .  
Results of EK<sub>o</sub>U and EK<sub>o</sub>IU undrained triaxial extension tests on specimens reconsolidated under the *in situ* effective stresses ( $\sigma'_{vo}$ ,  $K_o\sigma'_{vo}$ ) with  $K_o = 0,55$ .

axiale et volumique sont peu différentes dans les deux cas. Mais on note que la pente initiale des courbes de variation du déviateur en fonction de la déformation axiale est plus élevée dans le cas des essais sur éprouvettes verticales. Par ailleurs, la forme des courbes de variation du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale dans les deux cas et, notamment, l'absence de pic ou de palier de déviateur à des valeurs de la déformation axiale qui soient typiques d'éprouvettes non remaniées ou peu remaniées, fait que ces

résultats devront être vérifiés sur d'autres éprouvettes plus intactes de ce sol.

On notera sur les courbes de la figure 9, correspondant aux essais triaxiaux CAP de consolidation anisotrope, que les mesures effectuées après 72 heures de consolidation donnent des points (notés 3j) éloignés de la courbe moyenne de consolidation, sans doute à cause des effets de compression secondaire, ce qui confirme l'influence de la durée des paliers de chargement appliqués aux éprouvettes sur la consolidation de l'argile.



**FIG. 8** Résultats des essais triaxiaux CID de compression drainée sur des éprouvettes reconsolidées sous une contrainte isotrope égale à la pression effective moyenne des terres en place (V : éprouvettes verticales, H : éprouvettes horizontales).  
 Results of CID drained triaxial compression tests on specimens consolidated isotropically under the *in situ* mean effective earth pressure (V : vertical specimens, H : horizontal specimens).

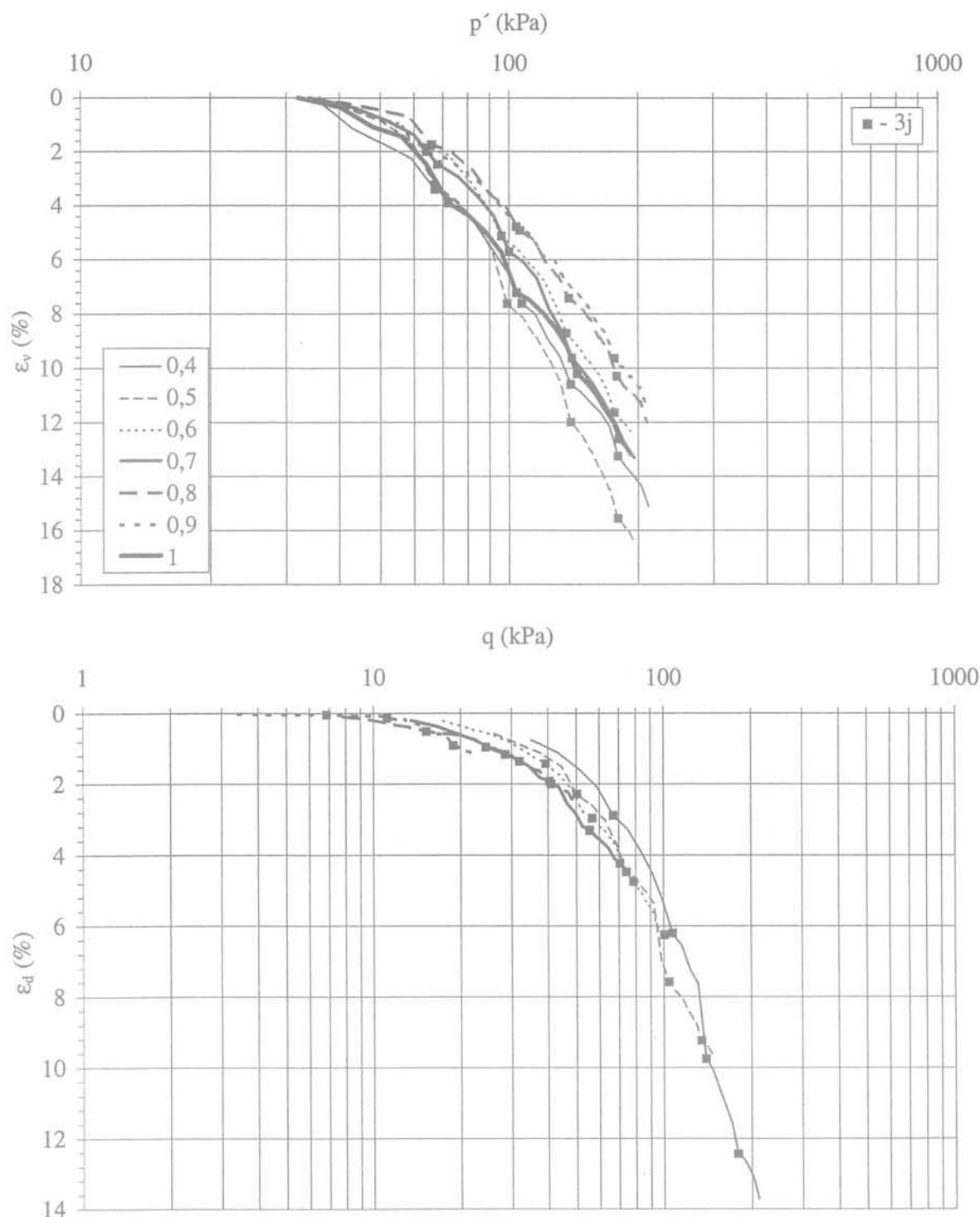


FIG. 9 Résultats des essais triaxiaux CAP de consolidation anisotrope sous des paliers de 24 heures (3j : points correspondant à des mesures effectuées après 72 heures de consolidation).  
Results of CAP anisotropic consolidation triaxial tests under 24 hours stage loading (3j : points corresponding to measures carried out after 72 hours of consolidation).

5

## Interprétation des résultats

5.1

### État limite

Les chemins de contraintes effectives suivis dans les différents essais triaxiaux ont l'allure indiquée sur les

figures 10 à 13. Si l'on admet, comme l'ont fait Tavenas et Leroueil (1979) pour l'argile de Saint-Alban et Magnan *et al.* (1982) pour l'argile de Cubzac-les-Ponts, que les points marquant le passage de l'argile de l'état surconsolidé à l'état normalement consolidé correspondent aux pics des courbes du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale dans les essais de compression ou d'extension et aux coudes des courbes de déformation volumique en fonction de la contrainte moyenne effective dans les essais de consolidation anisotrope, on obtient les points représentés sur la figure

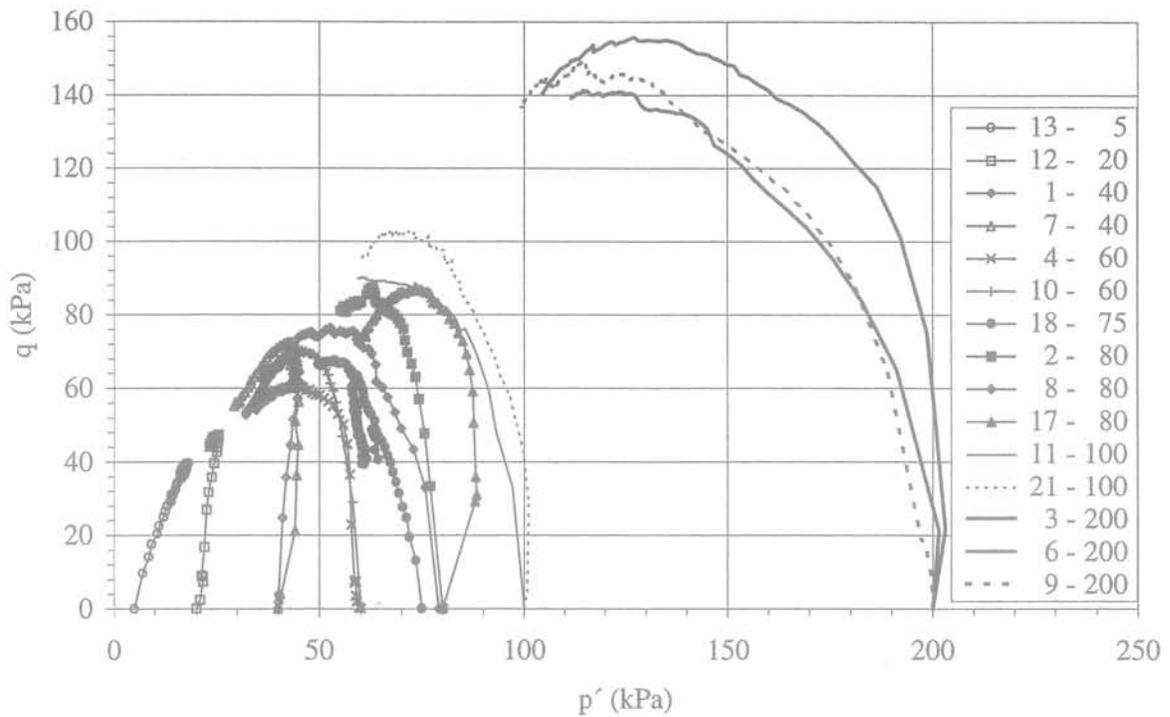


FIG. 10 Chemins de contraintes effectives des essais triaxiaux CIU.  
Effective stress paths derived from CIU triaxial tests.

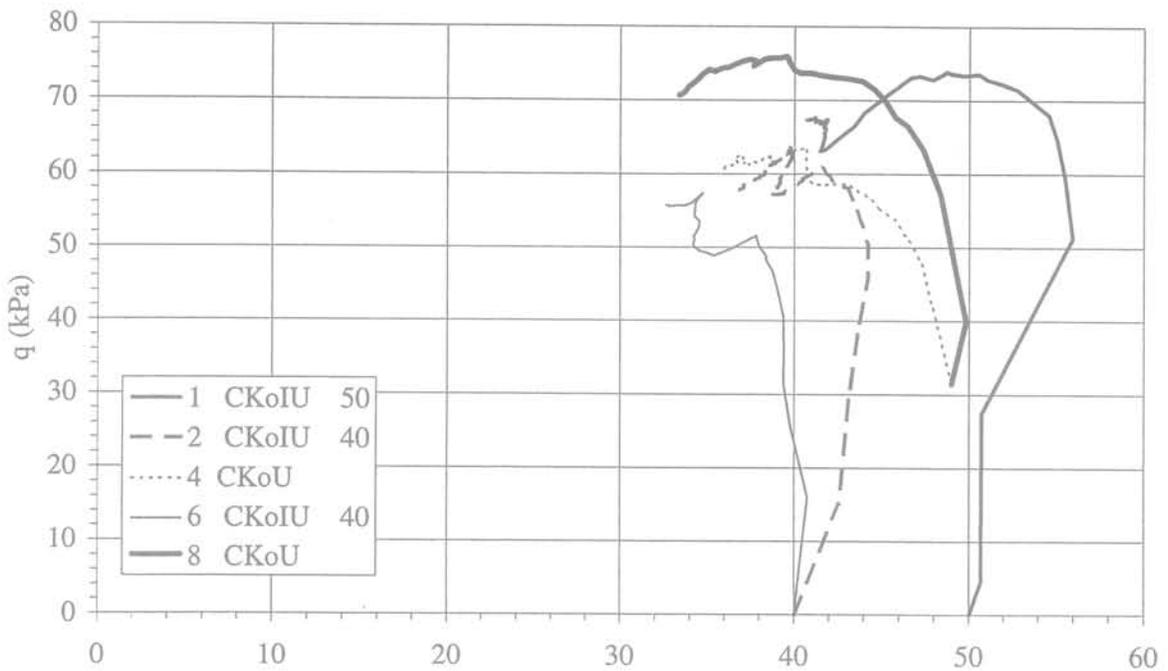


FIG. 11 Chemins de contraintes effectives des essais triaxiaux CK<sub>o</sub>U et CK<sub>o</sub>IU.  
Effective stress paths derived from CK<sub>o</sub>U and CK<sub>o</sub>IU triaxial tests.

14a dans le plan ( $s'-t$ ) et sur la figure 14b dans le plan ( $\sigma'/\sigma'_p - t/\sigma'_p$ ), où  $\sigma'_p$  désigne la pression de préconsolidation de l'argile. Ces points définissent une première allure de la courbe d'état limite de l'argile de Guiche et de la droite de Mohr-Coulomb, qui correspond aux conditions de rupture en dehors du domaine surconsolidé initial. La normalisation du système de coordonnées a été effectuée pour chaque éprouvette par rapport à la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$  de l'argile, déduite des

essais de compressibilité œdométrique exécutés à la même profondeur. Les valeurs de  $\sigma'_p$  utilisées sont indiquées dans le tableau III. Cette première ébauche de la courbe d'état limite a ensuite été corrigée, pour tenir compte des effets du temps et de la profondeur des éprouvettes testées.

Pour poursuivre l'étude de la courbe d'état limite, nous avons « normalisé » les coordonnées de la figure 14a par rapport à la pression de préconsolidation de

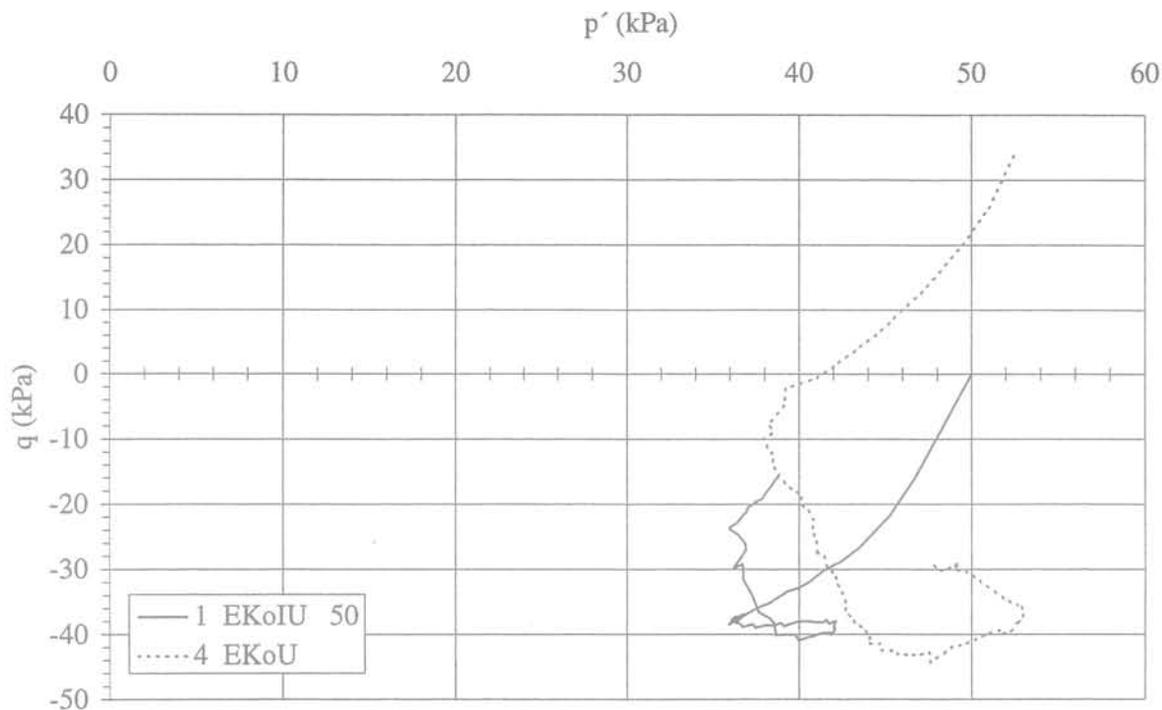


FIG. 12 Chemins de contraintes effectives des essais triaxiaux EK<sub>o</sub>U et EK<sub>o</sub>IU.  
Effective stress paths derived from EK<sub>o</sub>U and EK<sub>o</sub>IU triaxial tests.

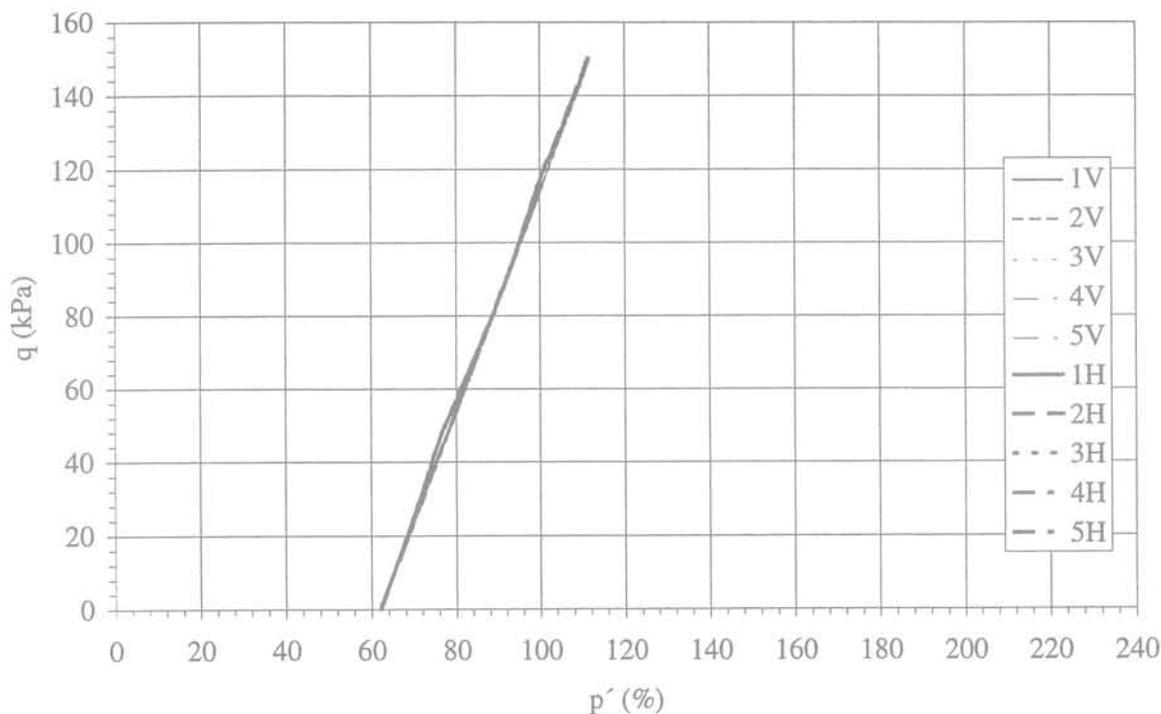


FIG. 13 Chemins de contraintes effectives des essais triaxiaux CID.  
Effective stress paths derived from CID triaxial tests.

référence ( $\sigma'_{p\text{réf}}$ ) calculée au niveau de chaque éprouvette testée, en tenant compte cette fois de la vitesse d'application de la charge dans l'essai triaxial (tableau III). Les coefficients correcteurs pour les vitesses d'essai ont été déduits de la loi de fluage décrite plus loin, en rapportant toutes les pressions de préconsolidation  $\sigma'_p$  à une vitesse de déformation com-

mune  $\dot{\epsilon}_0 = 6.10^{-8} \text{ s}^{-1}$ . On obtient ainsi les points représentés sur la figure 15.

La courbe d'état limite de référence représentée sur la figure 15 peut être décrite de façon approximative par une ellipse ayant pour axe principal la droite «  $K_0$  », caractérisant l'état des contraintes effectives de l'argile en place, et calée sur les points expérimentaux situés

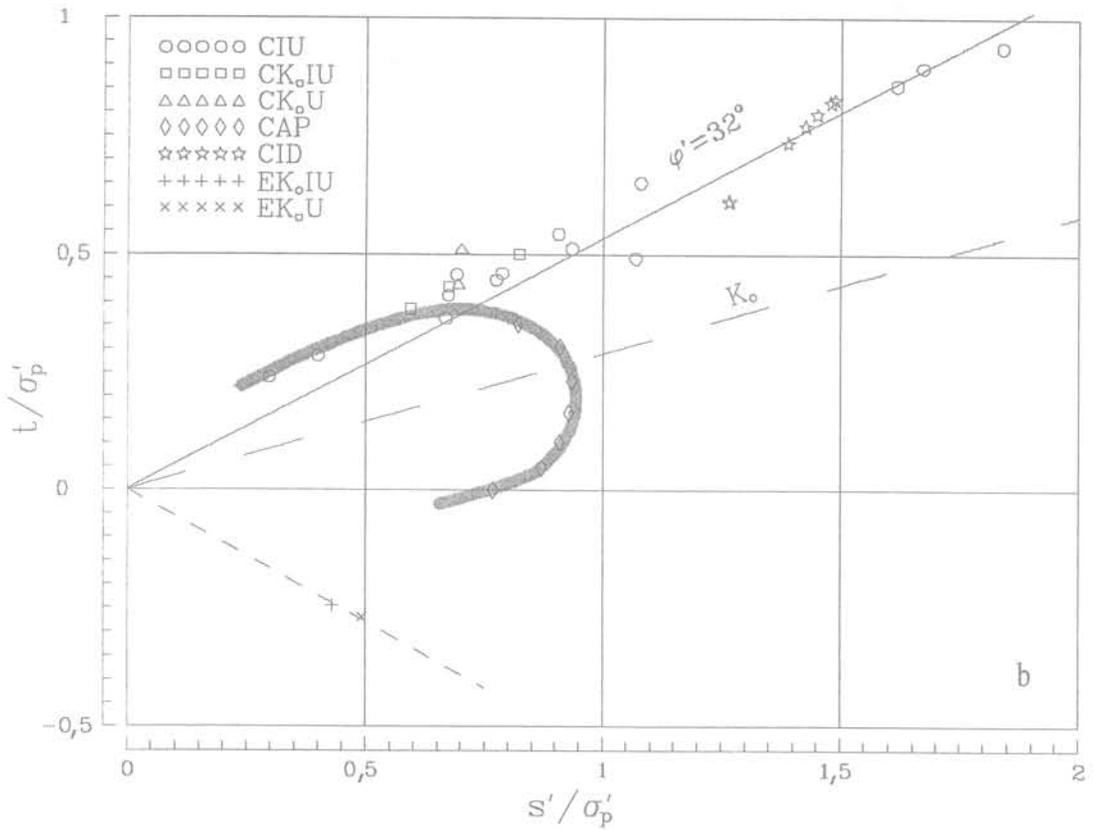
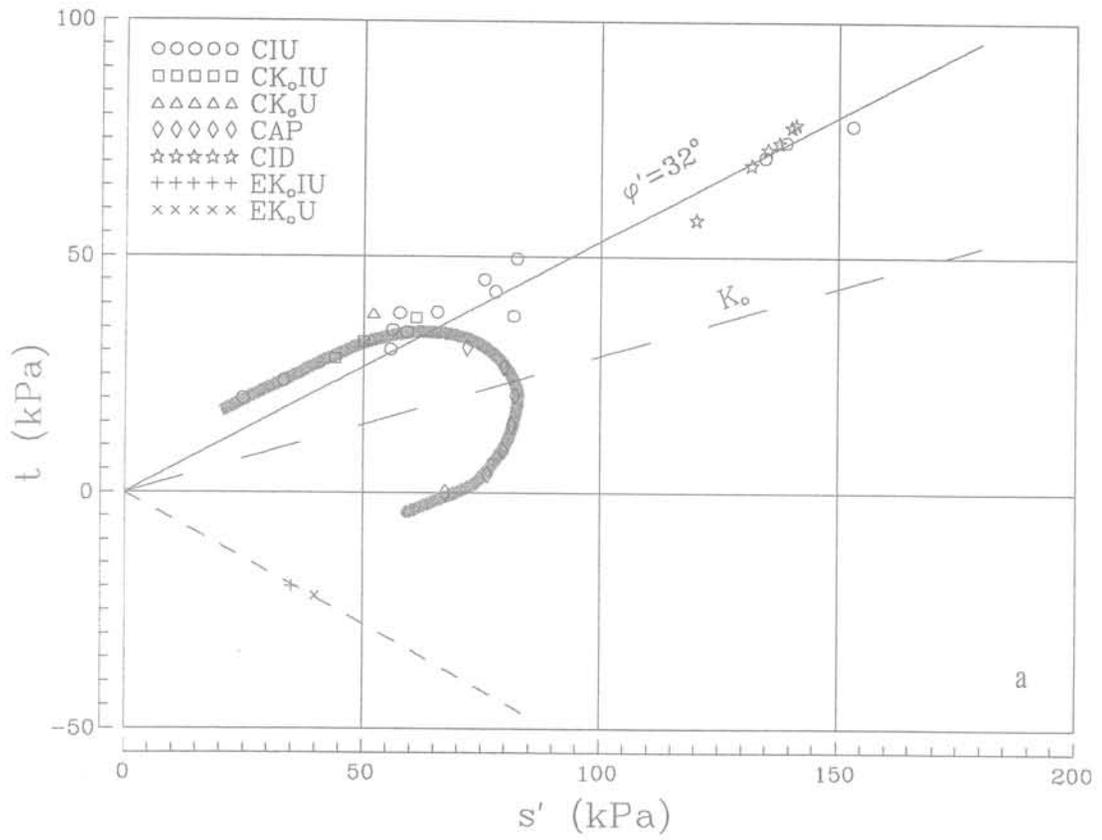


FIG. 14 Courbe d'état limite de l'argile de Guiche [a/ plan ( $s' - t$ ) ; b/ plan ( $s'/\sigma'_p - t/\sigma'_p$ )] (première ébauche).  
 Limit state curve of the Guiche clay [a/ ( $s' - t$ ) diagram ; b/ ( $s'/\sigma'_p - t/\sigma'_p$ ) diagram] (first trial).

TABLEAU III

Pressions de préconsolidation  $\sigma'_p$  déduites des essais de compressibilité oedométrique et pressions de préconsolidation de référence  $(\sigma'_{p'})_{\text{réf}}$  calculées en fonction de la vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}$  déterminée pour chaque essai triaxial.

Preconsolidation pressure  $\sigma'_p$  derived from oedometer compression tests and reference preconsolidation pressure  $(\sigma'_{p'})_{\text{réf}}$  computed versus strain rate  $\dot{\epsilon}$  determined for each triaxial test.

Séries	Essais	$\sigma'_p$ (kPa)	$\dot{\epsilon}$ (s <sup>-1</sup> )	$(\sigma'_{p'})_{\text{réf}}$ (kPa)
T3	CIU	1 à 13	$1,32 \cdot 10^{-6}$	99,4
		14 à 21	$1,32 \cdot 10^{-7}$	88,5
T4	CK <sub>0</sub> U	3 et 8	$1,32 \cdot 10^{-6}$	99,4
T5	CK <sub>0</sub> IU	1 à 3 et 5 à 7	$1,32 \cdot 10^{-6}$	99,4
T6	EK <sub>0</sub> U	4	$1,32 \cdot 10^{-6}$	99,4
T7	EK <sub>0</sub> IU	1 à 3	$1,32 \cdot 10^{-6}$	99,4
T8	CAP	1 à 7	$1,94 \cdot 10^{-7}$	90,2
T9	CID	1V à 5V et 1H à 5H	$1,32 \cdot 10^{-7}$	88,5

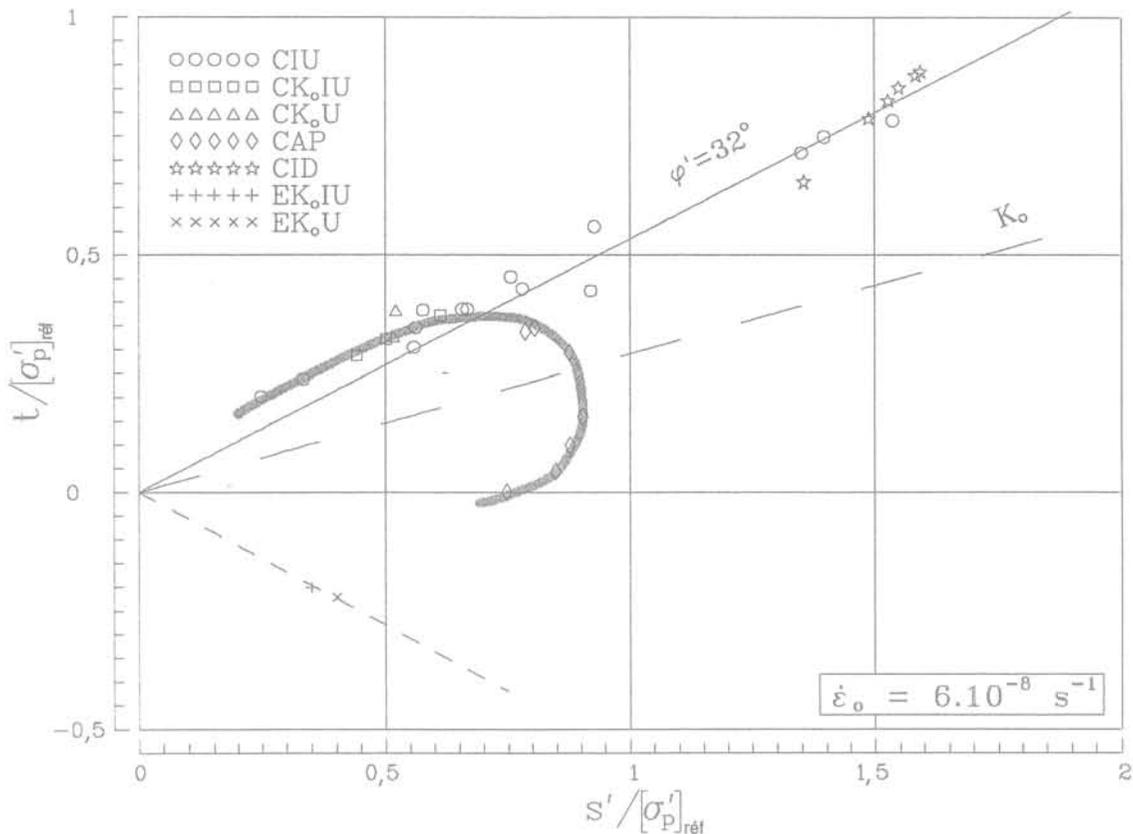


FIG. 15 Courbe d'état limite de référence de l'argile de Guiche.  
Reference limit state curve of Guiche clay.

en dessous de la droite de Mohr-Coulomb. Pour sa part, la droite de Mohr-Coulomb tracée à l'extérieur de la courbe d'état limite en passant par l'origine des coordonnées a une pente  $\text{tg}\theta = 0,54$ , qui correspond à un angle de frottement interne effectif  $\phi' = 32^\circ$  pour une cohésion effective  $c' = 0$  kPa.

Les composantes de l'incrément de déformation plastique dans les essais triaxiaux de consolidation anisotrope ont été déterminées par construction graphique sur les courbes «  $\epsilon_v$ -lgp' » et «  $\epsilon_d$ -lgq' » de chaque essai, au point

d'état limite. La construction effectuée vise à enlever de la déformation totale mesurée la déformation élastique (obtenue par extrapolation de la déformation avant l'état limite) correspondant à un incrément de contrainte effective moyenne donné. Ces composantes, transformées conformément au système de représentation  $(s' - t)$  adopté ici (demi-somme  $\epsilon^{p*} = (\epsilon_a^p + \epsilon_p^p)/2$  et demi-différence  $\epsilon^{p*} = (\epsilon_a^p - \epsilon_p^p)/2$ ), permettent de calculer la direction des vecteurs de déformation plastique en chaque point d'état limite, qui sont représentés sur la figure 16.

On observe que les vecteurs de déformation plastique ne sont pas normaux à la courbe d'état limite, la loi d'écoulement n'est donc pas associée. Dans la partie supérieure de la courbe d'état limite, correspondant à la rupture des éprouvettes, il est plus difficile de définir la loi d'écoulement plastique. La première difficulté est liée à l'apparition très fréquente d'une surface de rupture sur laquelle se concentre la déformation de l'éprouvette au-delà d'un certain niveau de chargement. Cette « localisation de la déformation » interdit d'interpréter la déformation ultérieure de l'éprouvette comme celle d'un milieu continu à déformation élastoplastique homogène. Dans le programme d'essais réalisés sur l'argile de Guiche, aucune information n'a été obtenue sur les déformations sur cette partie de la courbe d'état limite.

## 5.2

### Anisotropie

L'anisotropie du comportement de l'argile de Guiche a été analysée sur la base des essais triaxiaux CID de compression drainée réalisés sur des éprouvettes taillées verticalement et horizontalement dans la même carotte. Les figures 17 et 18 présentent respectivement la partie initiale des courbes d'évolution du déviateur des contraintes et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale. L'analyse de ces courbes appellent les remarques suivantes :

- on peut déterminer les modules d'Young dans les directions verticale et horizontale, qui sont plus élevés dans la direction verticale que dans la direction horizontale, d'un facteur voisin de deux. Les modules déterminés entre l'origine des coordonnées et le premier point de mesure sont environ trois fois plus forts que ceux que l'on calcule pour l'intervalle de déformation axiale de 0,25 à 0,75 % ;

- outre les modules d'Young vertical  $E'_v$  et horizontal  $E'_h$ , on peut déduire des essais réalisés les valeurs des coefficients de Poisson  $\nu'_{vh}$  et  $\nu'_{hh}$  ;

- le coefficient de Poisson  $\nu'_{vh}$  se déduit de la pente  $[de_v/de_a]_v$  des courbes de variation de la déformation volumique  $e_v$  en fonction de la déformation axiale  $\epsilon_a$  dans les essais exécutés sur les éprouvettes verticales ;

- le coefficient de Poisson  $\nu'_{hh}$  se déduit de la pente  $[de_v/de_a]_h$  des courbes de variation de la déformation volumique  $e_v$  en fonction de la déformation axiale  $\epsilon_a$  dans les essais exécutés sur les éprouvettes horizontales et du rapport  $n = E'_h/E'_v$  des valeurs des modules d'Young déterminés auparavant.

Les plages de variation et les valeurs moyennes des modules d'Young vertical et horizontal et des coefficients de Poisson sont rassemblées dans le tableau IV. Les essais réalisés ne permettent pas de déterminer directement la valeur du module de Coulomb dans un plan vertical  $G'_{vh}$  qui nécessite des moyens d'essai différents (Meftah, 1988).

On notera une dispersion notable des valeurs de chaque paramètre dans les deux sens vertical et horizontal et sans relation apparente avec la teneur en eau de l'argile, dont les valeurs sont relativement peu variables d'une éprouvette à l'autre. Néanmoins, compte tenu des conditions expérimentales, d'une part, et du matériau lui-même (effet de la profondeur sur l'état des carottes), d'autre part, on peut penser que les valeurs sont en moyenne représentatives du compor-

tement anisotrope de l'argile à l'état surconsolidé, c'est-à-dire à l'intérieur de sa courbe d'état limite. On peut toutefois noter que :

- les valeurs relativement faibles de certains modules d'Young et les déformations importantes des éprouvettes avant la rupture laissent craindre un certain remaniement du sol avant les essais ;

- les coefficients de Poisson ne violent pas le critère de l'énergie potentielle, ce qui laisse penser que les essais drainés permettent d'obtenir des valeurs cohérentes des paramètres d'aéotropie des sols argileux. En revanche, ces valeurs ne vérifient pas la relation établie par Atkinson (1975) et vérifiée par lui sur l'argile de Londres, dans laquelle il considère que deux éprouvettes d'argile découpées l'une dans la direction de l'axe d'isotropie et l'autre dans la direction perpendiculaire à cet axe sont caractérisées par la même dilataance lorsqu'elles sont sollicitées en compression à partir d'un état de contraintes isotrope.

On constate par ailleurs que ces valeurs sont voisines des résultats trouvés sur d'autres argiles naturelles comparables à l'état surconsolidé.

## 5.3

### Compressibilité

La détermination de la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$  et des indices de compression  $C_c$  et de gonflement  $C_s$  a été effectuée conformément à la procédure d'interprétation décrite dans les méthodes d'essai LPC (Magnan *et al.*, 1985). Les résultats sont regroupés sur la figure 19, avec les autres résultats tirés des essais œdométriques (paramètres physiques, paramètres de perméabilité). Sur cette figure, les valeurs des paramètres sont représentées à leur profondeur de mesure. Les trois premiers niveaux de mesure correspondent à des éprouvettes prélevées au carottier à piston stationnaire de 100 mm de diamètre. Les quatre niveaux inférieurs correspondent à des prélèvements au carottier de 200 mm de diamètre.

L'analyse globale des résultats conduit à déclarer remaniés et non représentatifs les résultats obtenus à 11,7 m de profondeur, au motif que les pressions de préconsolidation  $\sigma'_p$  sont beaucoup trop faibles, avec des rapports de surconsolidation  $R_{oc} < 1$ , et les indices de compression  $C_c$  aussi. Cette observation est conforme à l'expérience que nous avons acquise sur les performances des carottiers à piston stationnaire dans ce type de sol : au-delà d'une dizaine de mètres de profondeur, les carottes prélevées sont en général remaniées, quelles que soient les précautions prises lors du prélèvement. Pour les autres profondeurs, notamment au-delà de 12 m sous la surface du terrain naturel, la surconsolidation très faible traduit une certaine perturbation des éprouvettes testées, mais cette situation a été jugée acceptable pour la poursuite de l'étude. Il faut toutefois garder à l'esprit que les résultats des essais triaxiaux fournissent sans doute une estimation par défaut de la résistance et des modules de l'argile de Guiche. Une estimation vraisemblable de la pression de surconsolidation sur le site de Guiche, dans la couche d'argile molle étudiée ici, peut être tirée des valeurs maximales déduites des essais aux différentes profondeurs : environ 10 kPa de plus que la contrainte effective verticale initiale  $\sigma'_{vo}$ .

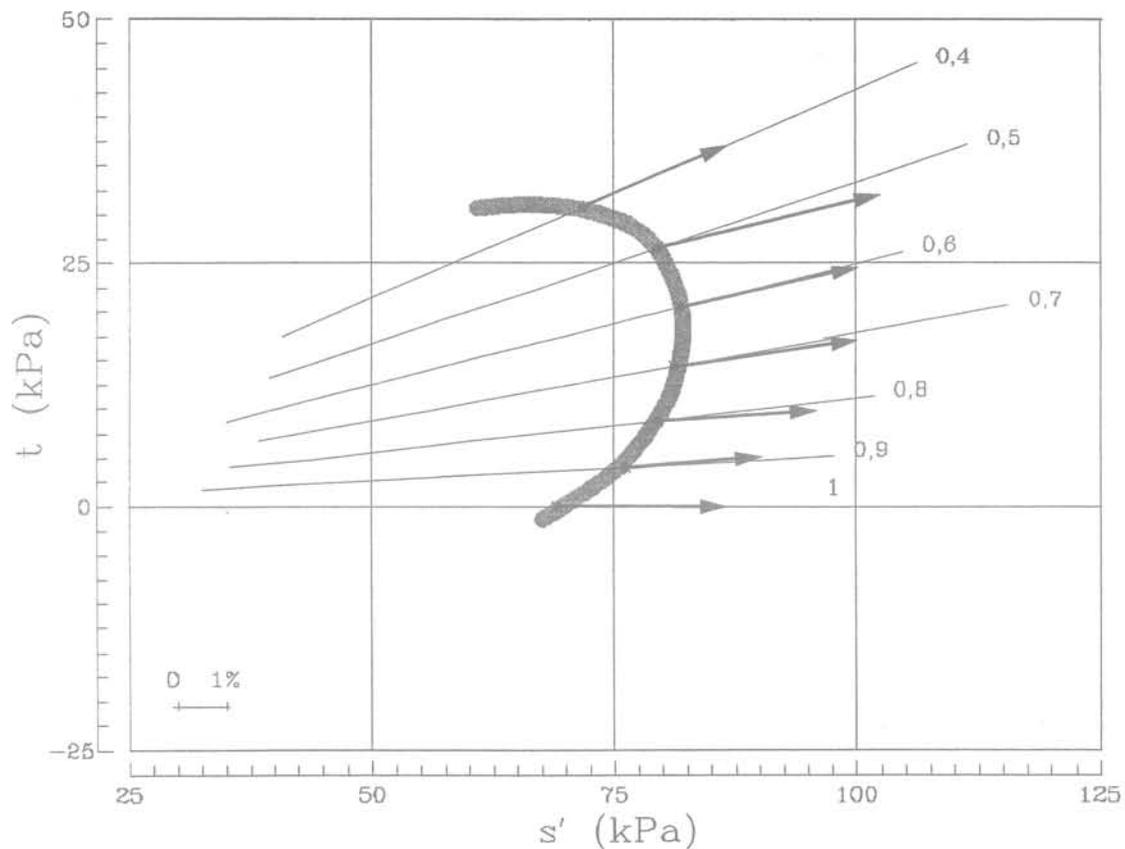


FIG. 16 Vecteurs de déformation plastique aux points d'état limite appartenant à la zone des contraintes d'écrouissage.  
Vectors of plastic deformation along the limit state curve in the stress hardening area.

TABEAU IV Plages de variation et valeurs moyennes des modules d'Young et des coefficients de Poisson.  
Variation ranges and mean values of Young's modulus and Poisson's ratios.

Paramètres	$E'_v$ (MPa)	$E'_h$ (MPa)	$\nu'_{vh}$	$\nu'_{hh}$
Plages de variation	16,3-22,8	7,6-12,4	0,11-0,19	0,09-0,32
Moyennes	18,3	9,9	0,14	0,21

Une fois éliminés les résultats obtenus à 11,7 m de profondeur, on obtient les valeurs moyennes représentatives suivantes pour les caractéristiques de compressibilité de l'argile de Guiche entre 10 et 15 m de profondeur :

- indice des vides en place  $\epsilon_o = 1,6$  ;
- indice de compression  $C_c = 0,8$  ;
- indice de gonflement  $C_s = 0,07$  ;
- pression de préconsolidation  $\sigma'_p = \sigma'_{vo} + 10$  kPa.

#### 5.4

### Perméabilité

Les courbes de consolidation sous les différentes charges appliquées aux éprouvettes ont été interprétées pour en déduire les coefficients de consolidation  $c_v$ , puis les coefficients de perméabilité verticale  $k_v$ , compte tenu des déformations observées pendant la consolidation primaire sous l'incrément de charge

appliqué et des modules œdométriques  $E_{oed}$  correspondants.

La procédure d'analyse utilise principalement la méthode de Taylor (variation de l'indice des vides en fonction de la racine carrée du temps), telle qu'elle est décrite par les méthodes d'essai LPC (Magnan *et al.*, 1985), mais s'appuie en parallèle sur la construction de Casagrande (variation de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps) pour contrôler que la déformation à  $t_{90}$  correspond bien à environ 90 % de la déformation totale pendant la consolidation primaire. Les modules œdométriques  $E_{oed}$  ont été déterminés pour un tassement  $s_{100}$  correspondant à 100 % de consolidation primaire et non pas à la déformation totale mesurée à la fin de chaque palier de chargement comme le préconisent ces méthodes d'essai. En effet, la consolidation secondaire qui se développe au-delà de  $t_{100}$  réduit les valeurs de  $E_{oed}$  sans raison puisqu'elle n'intervient pas pendant la consolidation primaire. De plus, conformément aux méthodes d'essai LPC (Magnan *et al.*, 1985), seuls sont pris en compte pour

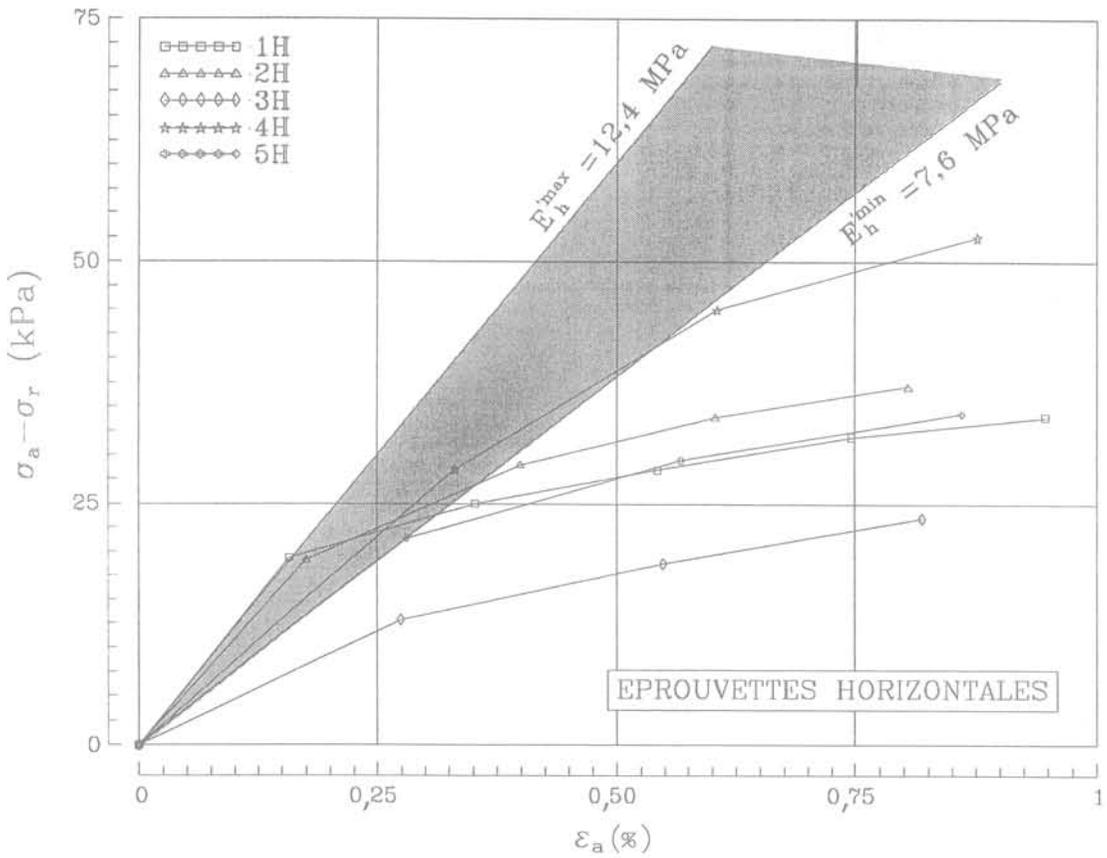
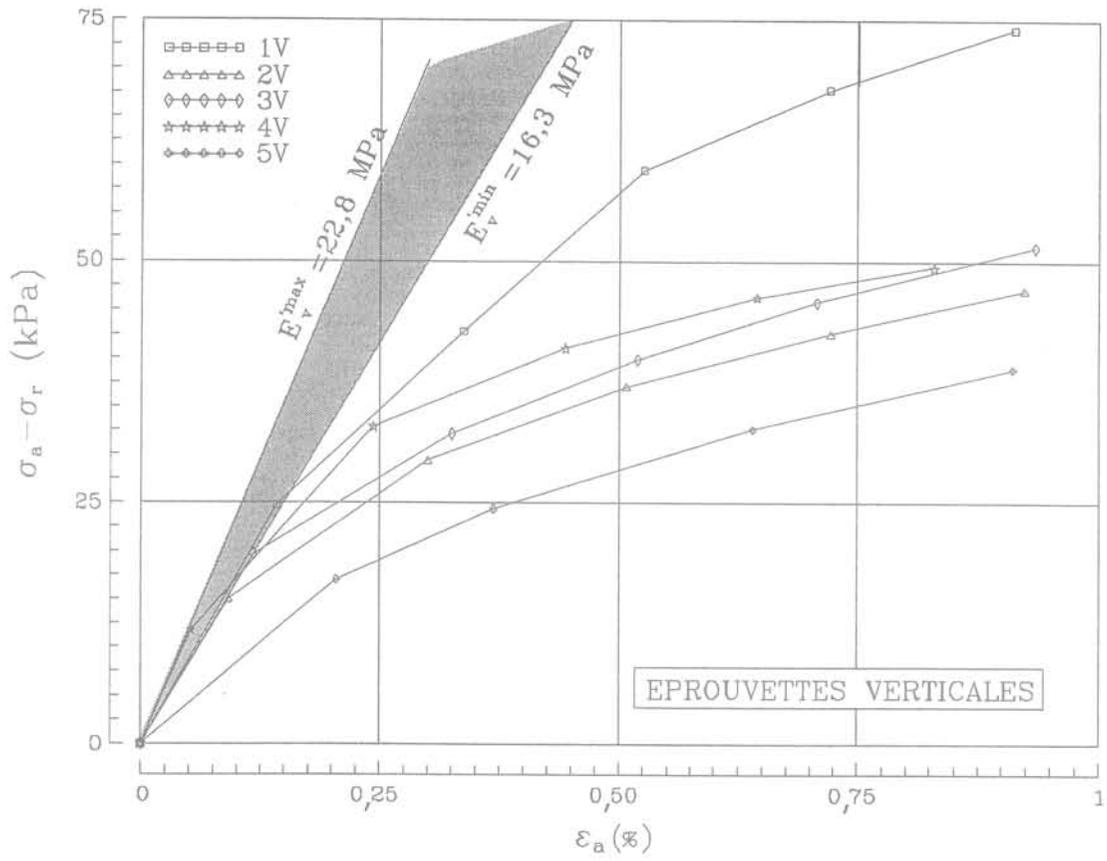


FIG. 17 Modules d'Young.  
Young's modulus.

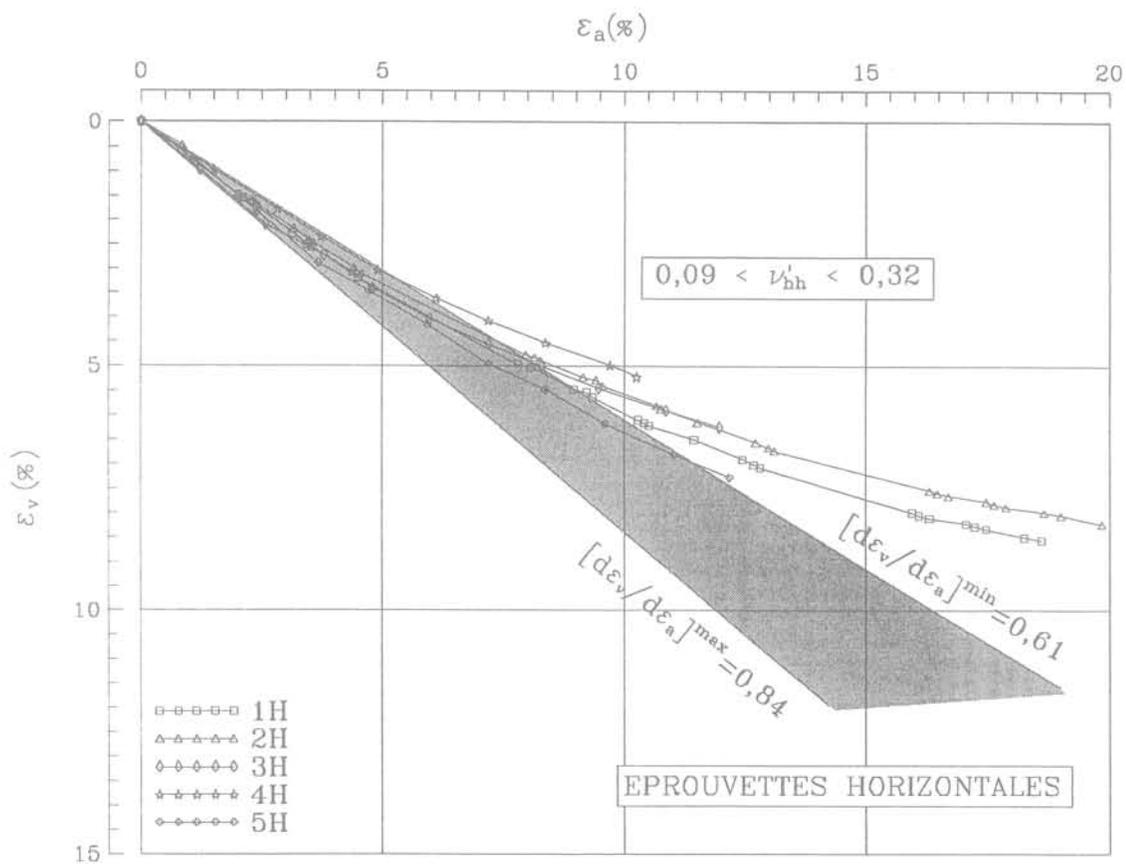
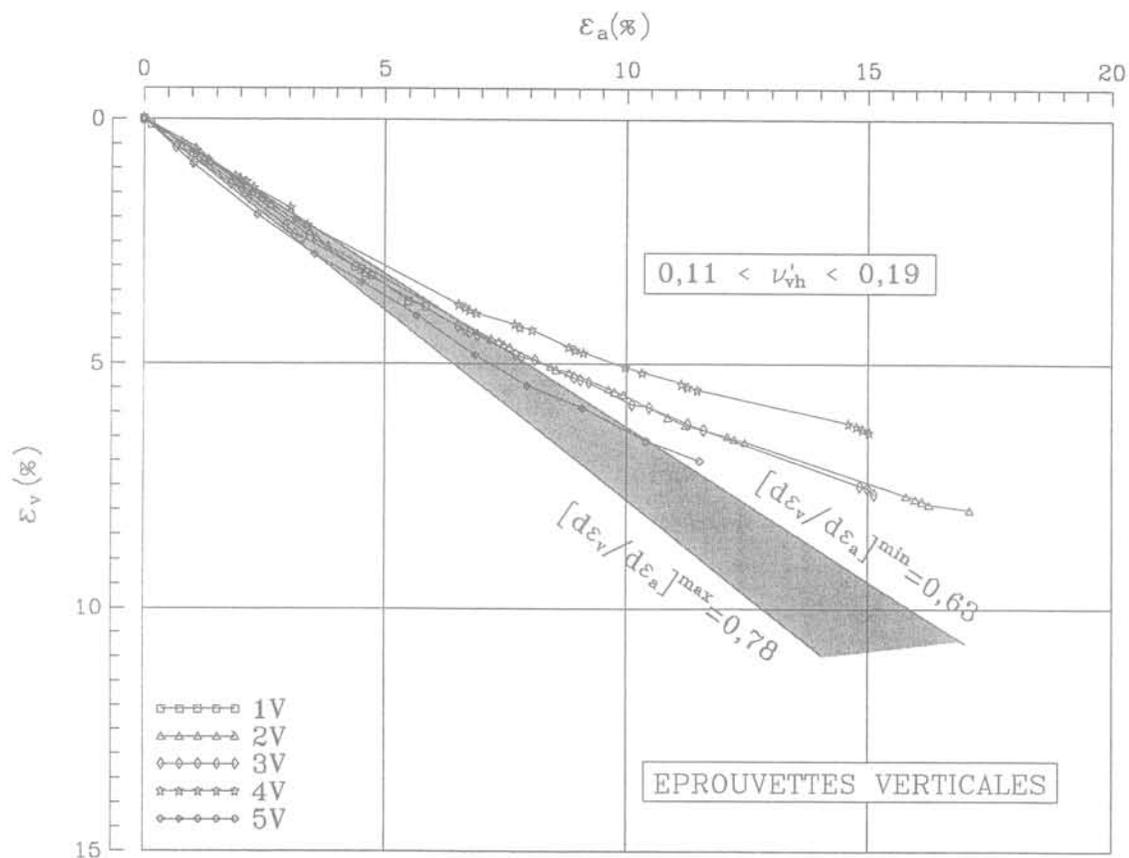


FIG. 18 Coefficients de Poisson.  
Poisson's ratios.

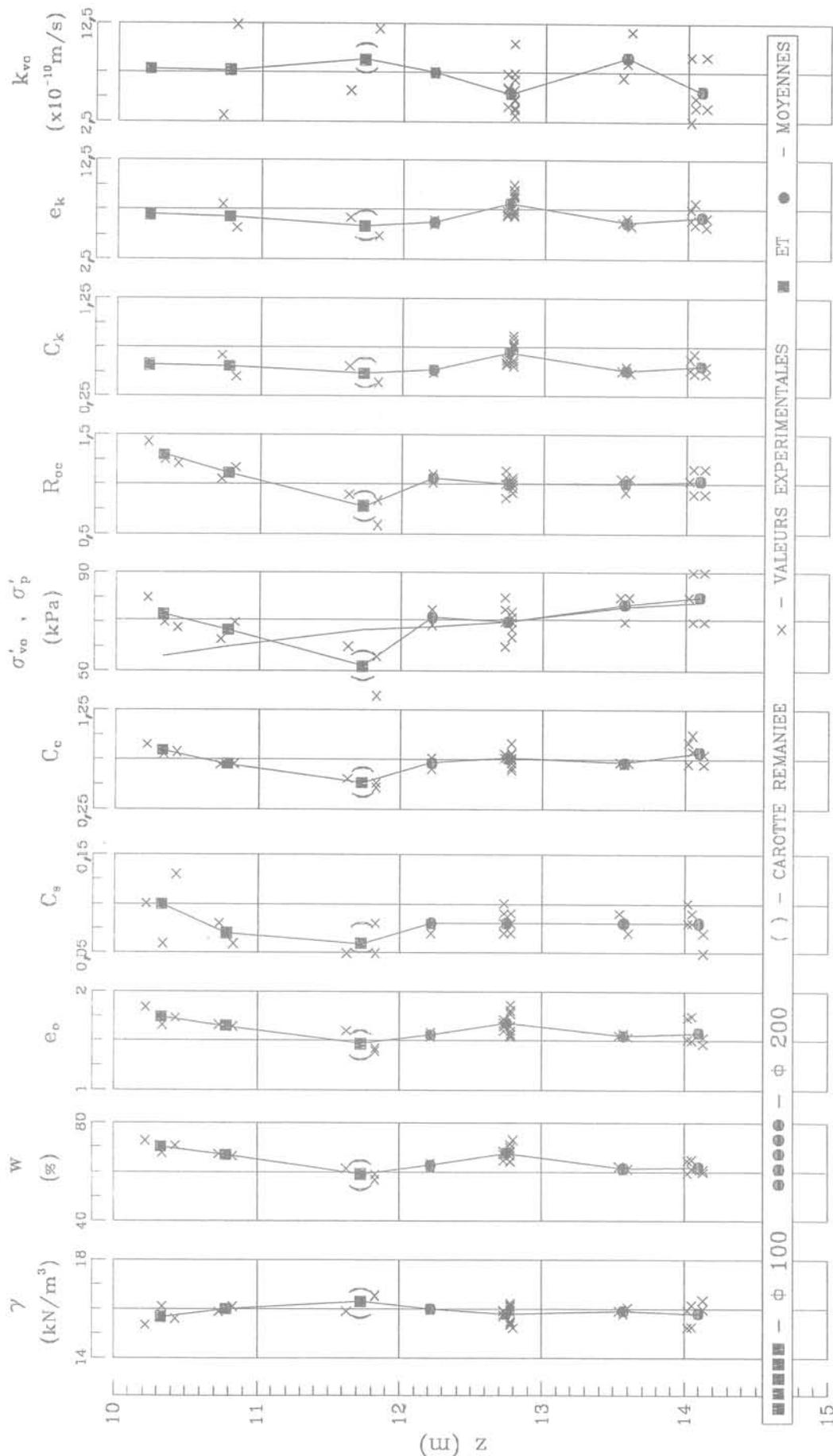


FIG. 19 Synthèse des résultats des essais œdométriques. Variation des paramètres physiques initiaux et des paramètres de compressibilité et de perméabilité en fonction de la profondeur.  
Summary of oedometer test results. Variation of initial physical parameters, and compressibility and permeability parameters versus depth.

caractériser la perméabilité les paliers de chargement au-delà de la pression de préconsolidation : la relation linéaire entre les indices des vides et le logarithme des coefficients de perméabilité est extrapolée ensuite vers l'indice des vides en place  $e_o$ , pour obtenir le coefficient de perméabilité verticale en place  $k_{vo}$ . Le taux de variation de la perméabilité  $C_k$  en fonction de l'indice des vides est la pente de cette relation linéaire.

Les résultats obtenus sur l'ensemble des essais œdométriques et rassemblés sur la figure 19 traduisent une assez bonne homogénéité des caractéristiques de perméabilité de l'argile de Guiche dans la couche étudiée, avec des valeurs de  $k_{vo}$  comprises entre  $5,3 \cdot 10^{-10}$  et  $9,1 \cdot 10^{-10}$  m/s et de  $C_k$  comprises entre 0,51 et 0,70.

## 5.5

### Fluage

Les courbes de fluage représentées sur la figure 4 ont des pentes comparables pour les charges dépassant la pression de préconsolidation (la courbe de fluage sous 420 kPa présente une anomalie inexplicée, peut-être due au remaniement de l'éprouvette). Les pentes des autres courbes sont environ trois fois plus faibles. Magnan (1992) a développé une analyse des courbes de fluage œdométrique dans laquelle le fluage sous de faibles charges tend progressivement vers la pente observée sous les fortes charges : l'accélération de la vitesse de tassement au-delà de 15 000 ou 20 000 min rend difficile le contrôle de cette hypothèse. Il n'est pas impossible, physiquement, que la vitesse de fluage du sol surconsolidé soit intrinsèquement plus faible que celle du sol dont la structure a été perturbée par le passage de l'état surconsolidé à l'état normalement consolidé.

Les résultats des huit essais de fluage ont été reportés sur le même diagramme de variation de la déformation verticale (respectivement de l'indice des vides) en fonction du logarithme de la contrainte effective, afin de construire un réseau de « lignes de temps » pour différentes durées de chargement (Fig. 20a) et la loi de fluage œdométrique associée (Fig. 20b). On observe un assez bon accord des données expérimentales avec ce modèle. La vitesse de fluage peut être décrite par le taux de fluage  $C_\alpha$  ou l'indice de fluage  $C_{ae}$  =  $C_\alpha(1 + e_i)$ , selon la loi :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vi} - C_\alpha \lg \frac{t}{t_i} \quad \text{ou} \quad e = e_i - C_{ae} \lg \frac{t}{t_i}$$

où  $e_i$  désigne l'indice des vides initial.

La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$  dépend de la durée d'application de la charge selon la relation :

$$\frac{\sigma'_p(t)}{\sigma'_p(t_i)} = \left[ \frac{t_i}{t} \right]^{C_{ae}/(C_c - C_\alpha)}$$

D'autre part, la vitesse de déformation correspondant à la loi de fluage est égale à :

et la vitesse de variation de l'indice des vides est donnée par :

de sorte que la pression de préconsolidation est liée à la vitesse de déformation par la relation :

et à la vitesse de variation de l'indice des vides par la relation semblable :

Cette relation a été utilisée pour corriger les pres-

sions de préconsolidation utilisées pour normaliser les résultats des essais triaxiaux en fonction de la vitesse de déformation axiale.

Les valeurs des paramètres de fluage déduites des courbes de la figure 20 sont les suivantes :

- indice de fluage :  $C_{ae} = 0,036$  ;
- pression de préconsolidation pour  $t_i = 1$  jour (1 440 min) :  $\sigma'_p(t_i) = 85$  kPa ;
- indice de compression :  $C_c = 0,78$  ;
- indice de gonflement :  $C_s = 0,07$  ;
- vitesse de référence :  $6 \cdot 10^{-8}$  s<sup>-1</sup>.

Les rapports  $C_s/C_c = 10$  et  $C_{ae}/C_c = 0,046$  sont typiques des sols compressibles et sont comparables, par exemple, aux valeurs trouvées pour les argiles de Mexico (Mesri et Choi, 1985) et de Cubzac-les-Ponts (Magnan *et al.*, 1982).

## 6

### Conclusion

Les essais triaxiaux et œdométriques réalisés sur l'argile molle faiblement organique et très plastique du site expérimental de Guiche, situé dans la basse vallée de l'Adour, ont permis de déterminer sur une épaisseur comprise entre dix et quinze mètres de profondeur :

- une courbe d'état limite de forme sensiblement elliptique dans les plans ( $s'-t$ ) et ( $s'/\sigma'_p - t/\sigma'_p$ ), axée sur la droite caractérisant le rapport  $K_o$  des contraintes effectives verticale et horizontale des terres en place ;
- une loi d'écoulement non associée dans ce même système de coordonnées ;
- une anisotropie des résistances au cisaillement non drainé et une anisotropie de déformabilité caractérisée par des paramètres d'élasticité anisotrope ;
- une loi d'influence du temps sur le comportement de l'argile qui peut prendre la forme d'une loi de fluage ou d'une relation de la pression de préconsolidation avec la durée d'application des charges, ce qui permet de normaliser les courbes d'état limite correspondant à différentes vitesses de chargement par rapport à une vitesse de déformation de référence ;
- une loi de compressibilité œdométrique classique typique des sols compressibles ;
- des relations linéaires entre le logarithme du coefficient de perméabilité et l'indice des vides.

Ces résultats sont comparables à ceux déjà obtenus antérieurement sur d'autres argiles molles faiblement organiques ou sensibles comme l'argile de Cubzac-les-Ponts (Magnan *et al.*, 1982), l'argile de Saint-Alban (Leroueil *et al.*, 1979), l'argile de Londres (Graham *et al.*, 1983), etc. Nous y voyons une preuve supplémentaire de la ressemblance des comportements des argiles molles dans toutes les régions du monde, quelles que soient leurs conditions de formation, la nature de leurs constituants minéraux et leur histoire géologique et hydrogéologique.

### Remerciements

Les auteurs remercient MM. Jean-Paul Stempfelet et Marcel Daurade pour leur contribution à la réalisation du programme expérimental dont il est rendu compte dans cet article.

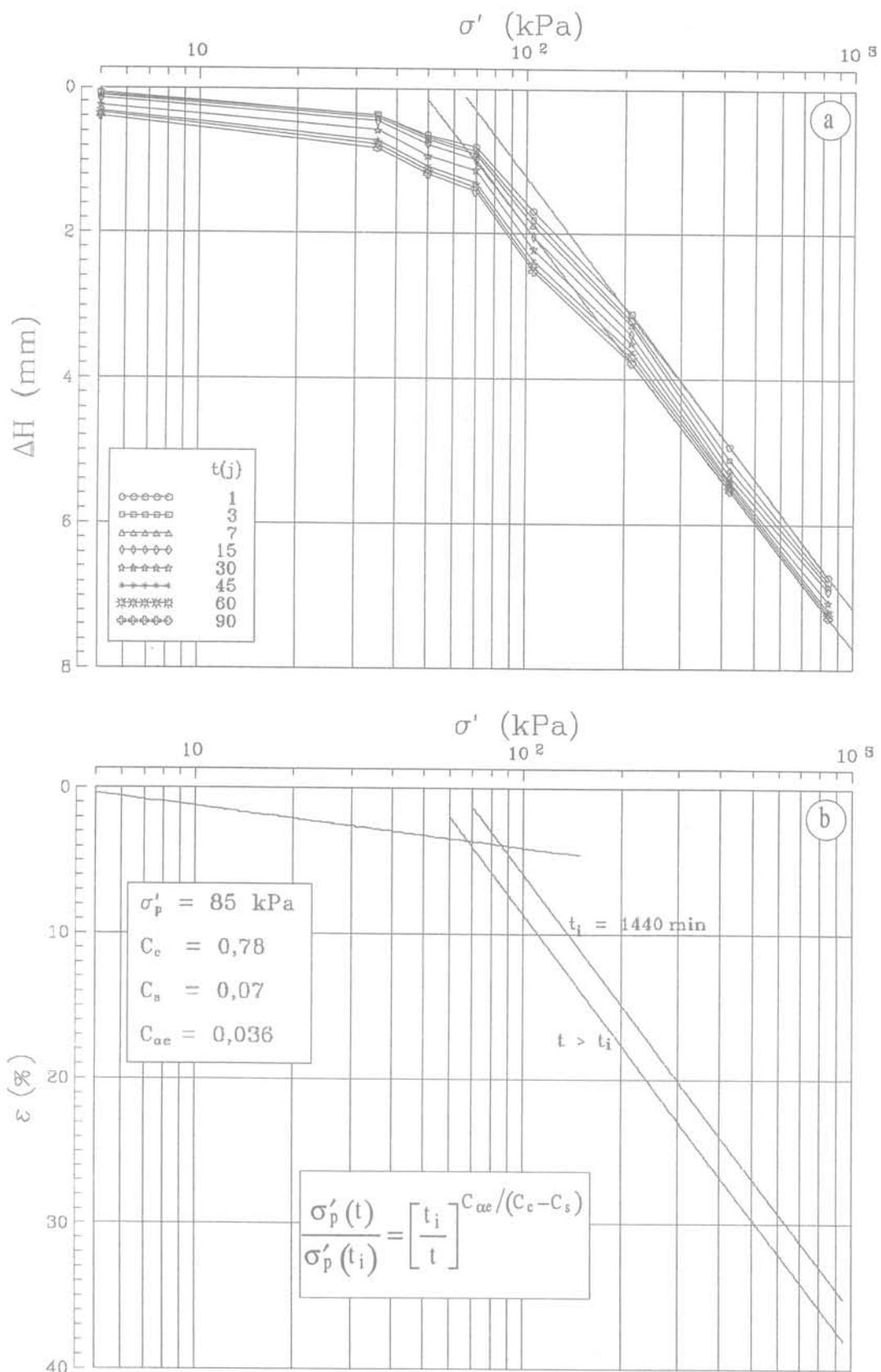


FIG. 20 Fluage œdométrique de l'argile de Guiche (a/ réseau des « lignes de temps » pour différentes durées de chargement ; b/ loi de fluage œdométrique associée).  
 Oedometer creep of the Guiche clay (a/ set of « time lines » for various durations of loading ; b/ associated oedometer creep law).

- Atkinson J.H. – Anisotropic elastic deformation in laboratory undisturbed London clay. *Geotechnique*, 1975, vol. 25 (2), pp. 357-374.
- Bjerrum L. – Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotechnique*, 1967, vol. 17 (2), pp. 83-118.
- Bjerrum L. – *Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils*. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973, vol. 3, pp. 111-160.
- Félix B. – *Le fluage et la consolidation unidimensionnelle des sols argileux*. Rapport de recherche LPC, 1980, n° 94, 174 p.
- Josseume H., Meimon Y. – Détermination de la loi de comportement des argiles naturelles. *Bulletin de liaison des LPC*, 1976, tome 2, n° spécial III, pp. 117-127.
- Josseume H., Blondeau F., Pilot G. – Étude du comportement non drainé de trois argiles molles. Application au calcul des remblais. *Bulletin de liaison des LPC*, 1977, n° spécial VI F, pp. 120-128.
- Josseume H., Azizi F. – Détermination expérimentale de la courbe d'état limite d'une argile raide, l'argile verte du Sannoisien. *Revue française de Géotechnique*, 1991, n° 54, pp. 13-25.
- Josseume H., Hieng O., Stempfelet J.-P. – Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais œdométriques à haute pression. *Bulletin de liaison des LPC*, 1991, n° 172, pp. 109-120.
- Graham J., Noonan M.L., Lew K.V. – Yield states and stress-strain relationship in a natural plastic clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 1983, vol. 20, pp. 502-516.
- Khemissa M. – Recherches expérimentales sur les propriétés mécaniques d'une argile molle naturelle (argile de Guiche, vallée de l'Adour). Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, 1992, 386 p.
- Khemissa M., Magnan J.-P., Josseume H. – *Étude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour)*. Études et recherches des LPC, série Géotechnique, 1993, n° GT 153, 204 p.
- Kenana A., Félix B. – *Étude expérimentale du comportement visco-élastique d'une argile molle à l'appareil triaxial*. Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, rapport des laboratoires, série Géotechnique, 1989, n° GT 40, 99 p.
- La Rochelle P., Sarraïlh J., Tavenas F., Roy M., Leroueil S. – Causes of sampling disturbance and the design of a new sampler for sensitive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 1981, vol. 18 (1), pp. 52-66.
- Lemasson H. – Ensemble carottier à piston stationnaire-scissomètre. *Bulletin de liaison des LPC*, 1973, n° spécial T, pp. 276-281.
- Leroueil S., Tavenas F., Le Bihan J.-P. – Propriétés caractéristiques des argiles de l'Est du Canada. *Revue canadienne de Géotechnique*, 1983, vol. 20 (4), pp. 681-705.
- Leroueil S., Magnan J.-P., Tavenas F. – *Remblais sur argiles molles*. Technique et Documentation Lavoisier, Paris, 1985, 342 p.
- Magnan J.-P. – Classification géotechnique des sols. A propos de la classification LPC. *Bulletin de liaison des LPC*, 1980, n° 105, pp. 49-52.
- Magnan J.-P., Shahanguian S., Josseume H. – Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. *Revue française de Géotechnique*, 1982, n° 33, pp. 5-18.
- Magnan J.-P., Mieussens C., Soyez B., Vautrain J. – Essais œdométriques. *Méthodes d'essai LPC*, 1985, n° 13, 83 p.
- Magnan J.-P., Piyal M. – Mesure des paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle de Cubzac dans le domaine sur-consolidé. *Revue française de Géotechnique*, 1985, n° 33, pp. 5-18.
- Magnan J.-P., Bru J.-P., Pilot G. – *Remblais d'essai pour un tracé routier sur sol mou*. Comptes rendus du 9<sup>e</sup> Congrès européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Dublin, A.A. Balkema, Rotterdam, 1987, vol. 1, pp. 71-74.
- Magnan J.-P. – Le rôle du fluage dans les calculs de consolidation et de tassement des sols compressibles. *Bulletin de liaison des LPC*, 1992, n° 180, pp. 19-24.
- Meftah Kh. – *Mécanique des sols anisotropes : caractérisation de l'anisotropie des sols et prise en compte dans le calcul des ouvrages*. Thèse de doctorat de l'université Pierre-et-Marie-Curie, Paris VI, 1988, 284 p.
- Mesri G., Choi Y.K. – *Settlement analysis of embankments of soft clays*. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985, vol. 2, pp. 441-464.
- Piyal M., Magnan J.-P. – *Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état sur-consolidé*. Rapport de recherche LPC, 1984, n° 131, 108 p.
- Queyroi D., Saint-Amand F. de, Magnan J.-P. – Les remblais d'essai de drains verticaux de l'autoroute A64 de Guiche (vallée de l'Adour). *Bulletin de liaison des LPC*, 1991, n° 176, pp. 57-72.
- Tavenas F., Leroueil S. – Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. *Revue française de Géotechnique*, 1979, n° 6, pp. 27-49.
- Vogien M. – *Étude du comportement avant la rupture d'un remblai expérimental construit sur sols mous à Cubzac-les-Ponts*. Thèse de docteur-ingénieur, université Pierre-et-Marie-Curie, Paris VI, 1975, 217 p.



# Comparaison de coefficients de sécurité pour les pieux sous charges axiales

R. FRANK

CERMES (ENPC-LCPC),  
Cité Descartes,  
Champs-sur-Marne

## Résumé

On décrit les divers coefficients de sécurité pour le dimensionnement des pieux sous charges axiales aux états limites ultimes proposés par la prénorme Eurocode 7 - Partie 1 (CEN, 1994 et AFNOR, 1996) et par les règles du Fascicule n° 62 - Titre V du ministère français de l'Équipement (MELT, 1993). Les sécurités globales données par les deux codes sont comparées, tant dans le cas où la capacité portante ultime est déduite d'essais exécutés sur le sol (règles pressiométriques) que dans le cas où elle est déduite d'essais de chargement de pieux. Les résultats montrent une bonne concordance. Enfin, une proposition est faite pour remplacer les cas B et C (pour les combinaisons fondamentales) de l'Eurocode 7-1 par un cas unique, qu'il est aisé d'établir pour le problème de la capacité portante des pieux sous charges axiales.

# Comparison of safety coefficients for axially loaded piles

## Abstract

The various factors of safety for designing axially loaded piles in ultimate limit state situations are reviewed, as given in the ENV Eurocode 7-1 (CEN, 1994 and AFNOR, 1996) and in the French code *Fascicule 62-V* (MELT, 1993). The overall safeties of both codes are compared, whether the bearing resistance is determined from ground test results (PMT rules) or from load test results. The results are found to be quite consistent. Finally, a proposal is made for replacing cases B and C (for fundamental combinations) of Eurocode 7-1 by a unique case, which is easy to establish for the bearing resistance of axially loaded piles.

## Introduction

Pour dimensionner les pieux sous charges axiales en ce qui concerne la capacité portante ultime, la prénorme européenne Eurocode 7 – Partie 1 (CEN, 1994 et AFNOR, 1996) contient tous les coefficients de sécurité à appliquer lorsque des règles de calcul à partir d'essais de sol sont disponibles ou lorsque des essais de chargement statique de pieux sont exécutés. Ce document décrit comment passer de la (ou des) valeur(s) mesurée(s) de la capacité portante ultime à la valeur caractéristique et, de la valeur caractéristique, à la valeur de calcul. Les coefficients partiels à appliquer aux actions (charges) aux états limites ultimes (ELU) sont également connus.

Dans les règlements de calcul de la plupart des pays, on donne également le cheminement entier à suivre pour dimensionner les pieux vis-à-vis des charges axiales.

Ainsi, il est possible, pour le problème de la capacité portante axiale ultime, de comparer la sécurité globale apportée par les Eurocodes (dans leur version provisoire actuelle) à celle préconisée par les pratiques nationales.

Dans le présent article, les comparaisons sont faites avec le règlement officiel français Fascicule n° 62 – Titre V (MELT, 1993). Pour simplifier, seuls les pieux en compression sont examinés et aucun effet de groupe n'est pris en compte. Par ailleurs, il faut garder présent à l'esprit que ces comparaisons ne concernent pas la sécurité globale finale de la fondation sur pieux, car d'autres éléments interviennent que la capacité portante axiale ultime. Citons, par exemple, le comportement axial aux états limites de service (ELS), qui est d'ailleurs traité très différemment dans les deux documents.

## 2

## Relations de base

Les relations de base de l'Eurocode 7-1 pour la capacité portante ultime sont les suivantes.

$$R_{ck} = R_{cm} / \xi \quad (1)$$

$$R_c = R_{ck} / \gamma_t$$

$$\text{ou} \quad R_c = R_{bk} / \gamma_b + R_{sk} / \gamma_s \quad (2)$$

où :  $R_{cm}$  est la valeur mesurée de la capacité portante ultime,

$R_{ck}$  est la valeur caractéristique de la capacité portante ultime,

et  $R_c$  est la valeur de calcul de la capacité portante ultime,

avec :  $R_{bk}$  la valeur caractéristique de la résistance de la pointe,

et  $R_{sk}$  la valeur caractéristique de la résistance du fût,

$\xi$  les facteurs à appliquer aux valeurs mesurées,

$\gamma_t$ , ou  $\gamma_b$  et  $\gamma_s$  les coefficients à appliquer à la capacité portante caractéristique totale, ou aux résistances caractéristiques de pointe et de fût, respectivement.

Par ailleurs, les charges appliquées caractéristiques  $F$  sont multipliées par les coefficients  $\gamma_F$  de manière à obtenir la charge de calcul en compression :

$$F_c = \gamma_F F \quad (3)$$

La condition de base à remplir pour tous les états limites ultimes (ULS) est :

$$F_{c(ULS)} \leq R_c \quad (4)$$

Les relations 1 à 4 conduisent à :

$$F \leq R_{cm} / \gamma_F \cdot \gamma_t \cdot \xi = R_{cm} / FS \quad (5)$$

où  $FS = \gamma_F \cdot \gamma_t \cdot \xi$  peut être considéré comme le coefficient de sécurité globale. Il faut remarquer que dans la relation (5)  $\gamma_F$  synthétise, éventuellement, des coefficients sur les charges différents (suivant la nature des charges, voir tableau I, ci-après) et que  $\gamma_t$  synthétise  $\gamma_b$  et  $\gamma_s$ , dans le cas où des coefficients différents sont utilisés pour la pointe et pour le fût.

## 3

## Valeurs des coefficients $\gamma$

## 3.1

### Eurocode 7-1

Pour l'Eurocode 7-1, pour les ELU fondamentaux (situations durables et transitoires), les valeurs de  $\gamma_F$  pour les cas B et C et de  $\gamma_t$ , ou de  $\gamma_b$  et  $\gamma_s$ , pour le cas C, sont données dans les tableaux I et II, respectivement. Pour le cas B,  $\gamma_t$ , ou  $\gamma_b$  et  $\gamma_s = [1,00]$ . Dans les situations accidentelles tous ces coefficients sont égaux à  $[1,00]$ .

TABLEAU I Eurocode 7-1 : Coefficients partiels  $\gamma_F$ . Situations ELU fondamentales.

Cas	Actions		
	Permanententes		Variables
	défavorables	favorables	défavorables
B	[1,35]	[1,00]	[1,50]
C	[1,00]	[1,00]	[1,30]

TABLEAU II Eurocode 7-1 : Coefficients partiels  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$  et  $\gamma_t$ . Situations ELU fondamentales, cas C.

Facteurs	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_t$
Pieux foncés	[1,3]	[1,3]	[1,3]
Pieux forés	[1,6]	[1,3]	[1,5]
Pieux CFA (tarière continue)	[1,45]	[1,3]	[1,4]

Noter que, pour le cas B,  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$  et  $\gamma_t = [1,00]$ .

**Remarque :** Toutes les valeurs numériques dans les tableaux I et II de la prénorme Eurocode 7-1 sont des valeurs dites « encadrées », identifiées par [ ]. Cela signifie que ce sont des valeurs indicatives et qu'il appartient aux pays (les « États membres » du Comité européen de normalisation, CEN) de les fixer. Le Document d'application nationale (DAN), inclus dans la version de la prénorme Eurocode 7-1 éditée par l'AFNOR (1996), préconise d'appliquer en

France les valeurs numériques encadrées (c'est-à-dire de conserver les valeurs numériques indicatives proposées).

### 3.2

## Fascicule 62-V

Pour les états limites ultimes fondamentaux (situations durables et transitoires), les coefficients partiels  $\gamma_F$  sur les charges du Fascicule n° 62 – Titre V sont très semblables à ceux du cas B de l'Eurocode 7. En particulier, ce coefficient vaut 1,35 pour les charges permanentes défavorables, il vaut 1,00 sur les charges permanentes favorables et 1,5 pour les actions variables de base (sauf en ce qui concerne les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier). La combinaison des charges pour les situations accidentelles est la même que celle de l'Eurocode 7 (pour plus de détails, on pourra se reporter à Frank, 1994).

Dans le Fascicule n° 62 – Titre V, on utilise la même valeur  $\gamma$  pour la résistance de pointe et pour la résistance de fût. Cette valeur est :

$$\gamma_b = \gamma_s = \gamma_t = 1,4$$

pour les combinaisons ELU fondamentales ;

$$\gamma_b = \gamma_s = \gamma_t = 1,2$$

pour les combinaisons ELU accidentelles.

### 4

## Estimation des valeurs caractéristiques de la capacité portante

On doit distinguer deux cas (voir paragraphe 7.6.3 de l'Eurocode 7-1) :

- 1) la justification est effectuée d'après les résultats d'essais exécutés sur le sol ;
- 2) la justification est effectuée d'après les résultats d'essais de chargement de pieux.

### 4.1

## Calcul sur la base d'essais exécutés sur le sol

Quand les résultats d'essais de sol sont utilisés, la clause (4)P du paragraphe 7.6.3.3 de l'Eurocode 7-1 stipule que :

« Les valeurs caractéristiques de  $q_{1bk}$  et  $q_{1sik}$  doivent être déduites au moyen de règles de calcul fondées sur des corrélations établies entre les résultats d'essais de chargement statique et les résultats d'essais *in situ*, ou en laboratoire, sur le terrain. Ces règles doivent être conçues de telle sorte que les capacités portantes ultimes obtenues en utilisant les valeurs caractéristiques  $q_{1bk}$  et  $q_{1sik}$  ne dépassent pas les capacités portantes ultimes mesurées, utilisées pour établir les corrélations divisées par [1,5] en moyenne. » ( $q_{1bk}$  est la valeur caractéristique de la résistance par unité de surface de la base du pieu et  $q_{1sik}$  est la valeur caractéristique par unité de surface du fût du pieu dans la couche.)

En d'autres termes,  $\xi$  doit être « en moyenne » égal à 1,5 :  $\xi_{ave} = 1,5$ .

Le Fascicule n° 62 – Titre V donne deux méthodes de calcul à partir de résultats d'essais *in situ* : une méthode à partir des essais au pressiomètre Ménard (MPT) et une méthode à partir des essais de pénétration statique (CPT)<sup>(1)</sup>. Ces deux méthodes proviennent de corrélations avec de nombreux essais de chargement statique de pieux (développées, à l'origine, par Bustamante et Gianeselli, 1981). Il faut également relever que les essais statiques de pieux sont exécutés en France d'une manière tout à fait conforme à celle de l'ISSMFE (1985) recommandée par l'Eurocode 7-1.

Afin de pouvoir comparer à l'Eurocode 7-1, le problème central pour toutes les méthodes ou règles de calcul est de connaître la valeur de  $\xi_{ave}$ . Pour les règles pressiométriques contenues dans le Fascicule n° 62 – Titre V, une première estimation a été effectuée sur un nombre limité de résultats d'essais de chargement par J. Renault au SETRA, en 1996. Cette estimation mène à  $\xi_{ave} = 1,25$  pour l'ensemble des pieux (pieux foncés et pieux battus confondus). Elle est représentée sur la figure 1.

### 4.2

## Calcul sur la base d'essais de chargement statique de pieux

Les valeurs de  $\xi$  proposées par l'Eurocode 7-1 sont données par le tableau III. On doit retenir la plus petite des deux valeurs de capacité portante obtenues par l'application des conditions a) et b).

Dans le cas du Fascicule n° 62 – Titre V :

– si un seul essai de chargement de pieu est effectué :

$$\xi = 1,2 \quad (6)$$

– si plusieurs essais de chargement sont effectués, la valeur de la capacité portante ultime à retenir est déterminée directement à partir d'une évaluation critique des résultats des essais. Cependant, lorsque la

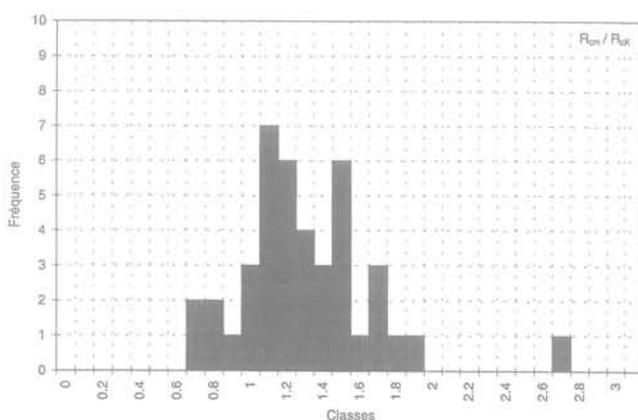


FIG. 1 Valeurs de  $\xi = R_{cm}/R_{ck}$  pour 42 essais de chargement de pieux dans le cas des règles pressiométriques du Fascicule n° 62 – Titre V. Values of  $\xi = R_{cm}/R_{ck}$  for 42 pile load tests in the case of the pressuremeter rules of Fascicule 62-v.

<sup>(1)</sup> Le détail de ces deux méthodes du Fascicule n° 62 – Titre V est donné, en langue anglaise, dans le rapport national pour la France présenté au récent séminaire international de l'ERTC3 à Bruxelles (Bustamante et Frank, 1997).

dispersion n'atteint pas 30 %, on peut utiliser la relation suivante (et c'est ce que nous ferons par la suite) :

$$R_{ck} = R_{min} (R_{min}/R_{max})^{\xi'} \quad (7)$$

où  $R_{min}$  et  $R_{max}$  sont les valeurs minimale et maximale mesurées et  $\xi'$  est donné dans le tableau IV.

**TABEAU III Eurocode 7-1 : Facteurs  $\xi$  pour le calcul de  $R_{ck}$ .**

Nombre d'essais de chargement	1	2	>2
a) Facteur $\xi$ sur la moyenne de $R_{cm}$	[1,5]	[1,35]	[1,3]
b) Facteur $\xi$ sur la plus petite valeur de $R_{cm}$	[1,5]	[1,25]	[1,1]

**TABEAU IV Fascicule n° 62 – Titre V : Facteurs  $\xi'$ .**

Nombre d'essais de chargement	2	3	4	5
$\xi'$	0,55	0,20	0,07	0,00

## 5

### Comparaisons de la sécurité globale

Dans ce qui suit, les valeurs de  $FS = \gamma_F \cdot \gamma_i \cdot \xi$  (équation 5) sont déterminées dans le cas de l'Eurocode 7-1 et dans le cas du Fascicule n° 62 – Titre V. Pour les ELU fondamentaux, toutes les actions sont considérées comme défavorables.

#### 5.1

#### Calcul sur la base d'essais pressiométriques

Dans le cas du Fascicule n° 62 – Titre V, on suppose que les règles pressiométriques sont utilisées et que  $\xi_{ave} = 1,25$ . Pour l'Eurocode 7-1, on utilise ici les mêmes coefficients  $\gamma_i$  pour les résistances de pointe et de fût, comme c'est le cas dans le Fascicule n° 62 – Titre V.

#### • COMBINAISONS FONDAMENTALES

##### Eurocode 7-1

Cas B : 100 % de charges permanentes :

$$FS = 1,35 \times 1,0 \times 1,5 = 2,03 \quad (8)$$

67 % de charges permanentes et 33 % de charges variables :

$$FS = 1,4 \times 1,0 \times 1,5 = 2,10 \quad (9)$$

50 % de charges permanentes et 50 % de charges variables :

$$FS = 1,425 \times 1,0 \times 1,5 = 2,14 \quad (10)$$

Cas C :

pieux foncés, 100 % de charges permanentes :

$$FS = 1,0 \times 1,3 \times 1,5 = 1,95 \quad (11)$$

67 % de charges permanentes et 33 % de charges variables :

$$FS = 1,1 \times 1,3 \times 1,5 = 2,15 \quad (12)$$

50 % de charges permanentes et 50 % de charges variables :

$$FS = 1,15 \times 1,3 \times 1,5 = 2,24 \quad (13)$$

pieux forés, 100 % de charges permanentes :

$$FS = 1,0 \times 1,5 \times 1,5 = 2,25 \quad (14)$$

67 % de charges permanentes et 33 % de charges variables :

$$FS = 1,1 \times 1,5 \times 1,5 = 2,48 \quad (15)$$

50 % de charges permanentes et 50 % de charges variables :

$$FS = 1,15 \times 1,5 \times 1,5 = 2,59 \quad (16)$$

#### Fascicule n° 62 – Titre V

100 % de charges permanentes :

$$FS = 1,35 \times 1,4 \times 1,25 = 2,36 \quad (17)$$

67 % de charges permanentes et 33 % de charges variables :

$$FS = 1,4 \times 1,4 \times 1,25 = 2,45 \quad (18)$$

50 % de charges permanentes et 50 % de charges variables :

$$FS = 1,425 \times 1,4 \times 1,25 = 2,49 \quad (19)$$

#### • COMBINAISONS ACCIDENTELLES (tous les $\gamma_F = 1,00$ )

##### Eurocode 7-1

$$FS = 1,0 \times 1,0 \times 1,5 = 1,50 \quad (20)$$

##### Fascicule n° 62 – Titre V

$$FS = 1,0 \times 1,2 \times 1,25 = 1,50 \quad (21)$$

On peut voir que la sécurité globale des deux règlements est très proche. En moyenne, le Fascicule n° 62 – Titre V (avec les règles pressiométriques et en supposant  $\xi_{ave} = 1,25$ ) est légèrement plus conservatif pour les pieux foncés sous combinaisons fondamentales (jusqu'à + 16 %). Ces comparaisons devront être confirmées lorsque l'évaluation de  $\xi_{ave}$  pour les règles du Fascicule n° 62 – Titre V sera achevée.

## 5.2

### Calcul sur la base d'essais de chargement statique de pieux

#### 5.2.1

#### Un cas (théorique) simple

On considère un pieu exécuté à la tarière continue (CFA) et on suppose que les résultats d'un seul essai de chargement sont disponibles, sans mesures séparées des résistances de pointe et de fût (on utilise donc, tant pour l'Eurocode 7-1 que pour le Fascicule n° 62 – Titre V, le coefficient  $\gamma_i$ ).

#### • COMBINAISONS FONDAMENTALES et charges permanentes seulement

##### Eurocode 7-1

$$\text{Cas B : } FS = 1,35 \times 1,0 \times 1,5 = 2,03 \quad (22)$$

$$\text{Cas C : } FS = 1,0 \times 1,4 \times 1,5 = 2,10 \quad (23)$$

##### Fascicule n° 62 – Titre V

$$FS = 1,35 \times 1,4 \times 1,2 = 2,27 \quad (24)$$

#### • COMBINAISONS ACCIDENTELLES

##### Eurocode 7-1

$$FS = 1,0 \times 1,0 \times 1,5 = 1,50 \quad (25)$$

## Fascicule n° 62 – Titre V

$$FS = 1,0 \times 1,2 \times 1,2 = 1,44 \quad (26)$$

Ici également la sécurité des deux règlements est très voisine, le Fascicule n° 62 – Titre V étant légèrement plus conservatif pour les combinaisons fondamentales (+ 8 %).

### 5.2.2

## Comparaisons sur des cas réels

Les deux exemples qui suivent proviennent d'un projet réel pour lequel l'application des Eurocodes était demandée. Ce projet comportait plusieurs ponts et viaducs importants fondés sur pieux. Le calcul des pieux, effectué par F. Baguelin et R. Frank, en 1995, peut être résumé de la manière suivante.

### • PIEUX FORÉS, RÉSULTATS D'UN SEUL ESSAI DE CHARGEMENT

#### a) Combinaisons fondamentales et 50 % de charges permanentes et 50 % de charges variables

##### Eurocode 7-1

$$\text{Cas B : } FS = 1,425 \times 1,0 \times 1,5 = 2,14 \quad (27)$$

$$\text{Cas C : } FS = 1,15 \times 1,5 \times 1,5 = 2,59 \quad (28)$$

##### Fascicule n° 62 – Titre V

$$FS = 1,425 \times 1,4 \times 1,2 = 2,39 \quad (29)$$

#### b) Combinaisons accidentelles

##### Eurocode 7-1

$$FS = 1,0 \times 1,0 \times 1,5 = 1,50 \quad (30)$$

##### Fascicule n° 62 – Titre V

$$FS = 1,0 \times 1,2 \times 1,2 = 1,44 \quad (31)$$

### • PIEUX BATTUS, RÉSULTATS DE QUATRE ESSAIS DE CHARGEMENT

#### a) Combinaisons fondamentales et 67 % de charges permanentes et 33 % de charges variables

##### Eurocode 7-1

$$\text{Cas B : } FS = 1,4 \times 1,0 \times 1,3 = 1,82 \quad (32)$$

$$\text{Cas C : } FS = 1,1 \times 1,3 \times 1,3 = 1,86 \quad (33)$$

##### Fascicule n° 62 – Titre V

$$FS = 1,4 \times 1,4 \times 1,4 = 2,23 \quad (34)$$

#### b) Combinaisons accidentelles

##### Eurocode 7-1

$$FS = 1,0 \times 1,0 \times 1,3 = 1,30 \quad (35)$$

##### Fascicule n° 62 – Titre V

$$FS = 1,0 \times 1,2 \times 1,14 = 1,37 \quad (36)$$

A nouveau, pour les cas réels examinés ici, les deux règlements sont en bon accord, le Fascicule n° 62 – Titre V étant plus conservatif pour les combinaisons fondamentales dans le cas des pieux battus et quatre essais de chargement (+ 20 %).

## 6

## Cas unique remplaçant les cas B et C

Il apparaît que, pour le problème des pieux chargés axialement, les cas B et C des ELU fondamen-

taux de l'Eurocode 7-1 pourraient être remplacés par un cas unique U, qui intégrerait les éléments suivants

- utilisation des valeurs  $\gamma_F$  du cas B, voir tableau I ;
- utilisation pour  $\gamma_G$ , ou  $\gamma_D$  et  $\gamma_Q$ , de valeurs légèrement inférieures à celles du cas C, mais respectant pour  $\gamma_D$  et  $\gamma_Q$  la même hiérarchie (voir tableau II) :

$$\gamma_{(\text{foncé})} \leq \gamma_{(\text{CFA})} \leq \gamma_{(\text{foré})}$$

- en conséquence, les valeurs de  $\xi_{\text{ave}}$  pour le calcul à partir d'essais de sol et les valeurs de  $\xi$  du tableau III pour le calcul à partir d'essais de chargement devraient être inférieures, sans doute proches de celles du Fascicule n° 62 – Titre V.

Pour l'instant, nous proposons les valeurs suivantes :

$$\gamma_{(\text{foncé})} = 1,2 ; \gamma_{(\text{CFA})} = 1,3 \text{ et } \gamma_{(\text{foré})} = 1,4$$

$\xi_{\text{ave}} = 1,2$  pour les résultats d'essais de sol,  $\xi = 1,2$  quand les résultats d'un seul essai de chargement de pieu sont disponibles et  $\xi = 1,1$  quand les résultats de plus de deux essais de chargement de pieux sont disponibles.

L'application de ce cas unique U aux exemples traités ci-dessus est la suivante.

### 6.1

## Calcul sur la base d'essais de sol

Pieux foncés, 100 % de charges permanentes :

$$FS = 1,35 \times 1,2 \times 1,2 = 1,94 \quad (37)$$

67 % de charges permanentes et 33 % de charges variables :

$$FS = 1,4 \times 1,2 \times 1,2 = 2,02 \quad (38)$$

50 % de charges permanentes et 50 % de charges variables :

$$FS = 1,425 \times 1,2 \times 1,2 = 2,05 \quad (39)$$

Pieux forés, 100 % de charges permanentes :

$$FS = 1,35 \times 1,4 \times 1,2 = 2,27 \quad (40)$$

67 % de charges permanentes et 33 % de charges variables :

$$FS = 1,4 \times 1,4 \times 1,2 = 2,35 \quad (41)$$

50 % de charges permanentes et 50 % de charges variables :

$$FS = 1,425 \times 1,4 \times 1,2 = 2,39 \quad (42)$$

Ces résultats sont, dans la plupart des cas, très proches de ceux donnés par les relations (8) à (16) et ne diffèrent jamais de plus de 10 %. Incidemment, les règles pressiométriques du Fascicule n° 62 – Titre V (relations 17 à 19) sont maintenant plus conservatrices, en moyenne, dans tous les cas de combinaisons fondamentales (+ 22 % pour les pieux foncés et + 4 % pour les pieux forés).

### 6.2

## Calcul sur la base d'essais de chargement de pieux

Exemple théorique : pieu CFA, un seul essai de chargement de pieu :

$$FS = 1,35 \times 1,3 \times 1,2 = 2,11 \quad (43)$$

Ce résultat doit être comparé à ceux des relations (22) et (23). Il est tout à fait satisfaisant. Le Fascicule

n° 62 – Titre V (relation 24) est plus conservatif de 8 %.

Cas réel : pieux forés, un seul essai de chargement, 50 % de charges permanentes et 50 % de charges variables :

$$FS = 1,425 \times 1,4 \times 1,2 = 2,39 \quad (44)$$

Ce résultat doit être comparé à ceux des relations (27) et (28). Il est tout à fait satisfaisant. Il est exactement le même que pour le Fascicule n° 62 – Titre V (relation 29).

Cas réel : pieux battus, quatre essais de chargement, 67 % de charges permanentes et 33 % de charges variables :

$$FS = 1,4 \times 1,2 \times 1,1 = 1,85 \quad (45)$$

Ce résultat doit être comparé à ceux des relations (32) et (33). Il est tout à fait satisfaisant. Le Fascicule n° 62 – Titre V (relation 34) reste plus conservatif d'environ 20 %.

## Conclusion

Bien que les approches puissent paraître différentes et qu'il y ait des différences dans les valeurs des coefficients de sécurité partiels, les sécurités globales de la prénorme européenne Eurocode 7-1 et du règlement officiel français Fascicule n° 62 – Titre V sont très comparables, lorsque l'on dimensionne des pieux sous charges axiales vis-à-vis de la capacité portante ultime.

Les règles de calcul à partir des résultats d'essais *in situ* (pressiométriques et pénétrométriques) données dans le Fascicule n° 62 – Titre V ont besoin d'être comparées aux résultats des essais de chargement de pieux qui ont permis de les constituer, afin de vérifier leur compatibilité avec les exigences de l'Eurocode 7-1.

Pour le problème de la capacité portante des pieux chargés axialement, un cas unique pour les combinaisons fondamentales ELU, remplaçant les cas B et C de l'Eurocode 7-1, peut aisément être trouvé.

## Bibliographie

- AFNOR – Eurocode 7, *Calcul géotechnique, Partie 1 : Règles générales*. XP ENV 1997-1 (P 94-250-1), Paris, Association Française de Normalisation (AFNOR), 112 p., 1996.
- Bustamante M., Frank R. – Design of axially loaded piles in France : National Report. Proc. Int. Seminar Design of axially loaded piles, European practice, ERTC3, Brussels, F. de Cock & C. Legrand, eds, Rotterdam, Balkema, p. 161-175, 1997.
- Bustamante M., Gianceselli L. – Prédiction de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques. *Bulletin de liaison des LPC*, n° 113, p. 83-108, 1981.
- CEN – ENV 1997-1 Eurocode 7, *Geotechnical Design, Part 1 : General Rules*. Comité Européen de Normalisation (CEN), TC 250/SC7, Bruxelles, 123 p., 1994.
- Frank R. – The new Eurocode and the new French code for the design of deep foundations. Keynote lecture, Proc. FHWA Int. Conf. Design and Construction of Deep Foundations, Orlando, Florida, vol. 1, Washington, D.C., FHWA, p. 279-304, 1994.
- Frank R. – Some comparisons of safety for axially loaded piles. Proc. Int. Seminar Design of Axially loaded piles, European Practice, ERTC3, Brussels, F. de Cock & C. Legrand, eds, Rotterdam, Balkema, p. 39-46, 1997.
- ISSMFE – Subcommittee on Field and Laboratory Testing. Axial pile loading test, Part 1 : Static loading. *Geotechnical Testing J.*, 8 (2), p. 79-90, 1985.
- MELT – Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Fascicule n° 62 – Titre V. Paris, ministère de l'Équipement du Logement et des Transports, 1993.

# Étude expérimentale du couplage hydromécanique de joints rocheux

**M. SIBAI**

**M. HAJI SOTOUEH**

*Laboratoire de mécanique  
de Lille (URA-CNRS 1441),  
boulevard Paul-Langevin,  
59655 Villeneuve-d'Ascq  
Cedex*

**J.-P. HENRY**

*École des Mines d'Alès,  
6, avenue de Clavières,  
30319 Alès Cedex*

## Résumé

Dans cet article, on présente tout d'abord le dispositif expérimental conçu pour l'étude des comportements mécanique et hydromécanique de joints isolés, très fermés et sous sollicitations normales. L'avantage de ce dispositif par rapport aux montages existants est de permettre de quantifier l'évolution et la distribution de la pression interstitielle dans le joint. On présente ensuite les résultats expérimentaux obtenus sur deux types de joints rocheux : un granite et un schiste. Les résultats ont permis de déterminer : l'évolution de l'épaisseur de joints en fonction de la contrainte effective ; les forces appliquées sur les surfaces des joints durant l'écoulement ; l'influence de l'écoulement sur l'ouverture du joint.

## Experimental study of hydromechanical behavior of rock joint

## Abstract

In this paper, an experimental device is presented for the study of the mechanical and the hydromechanical behavior of an isolated and closed joint under normal stress. Comparing with other existing devices, it permits the measurement of pore pressure within the joint, which is a new advance in this topic. And then, experimental results are presented on two types of rock joints : granit and schist. The evolution of the joint's aperture, the applied forces on the surfaces of joint during the flow and the influence of flow on joint aperture are presented.

## Introduction

Un massif rocheux est généralement constitué d'une matrice plus ou moins poreuse et d'un réseau de fractures. Ces discontinuités, exprimées à l'échelle de l'ouvrage considéré, ont une influence prépondérante sur les caractéristiques du massif c'est-à-dire sur ses comportements mécanique et hydraulique. Pour pouvoir étudier le comportement global d'un massif, il faut donc étudier le comportement du réseau de fractures, notamment lorsque la matrice est faiblement poreuse [1, 3].

Deux approches sont possibles pour la modélisation du comportement hydromécanique des massifs fracturés : la première est de considérer le massif comme un milieu poreux « homogénéisé » [2], la deuxième considère le réseau de fractures comme un réseau de conduites avec des parois parallèles. Une comparaison entre ces approches a été présentée par Braester [4] et [9]. Cette étude se place dans la seconde approche. On examine ici le comportement hydromécanique d'un joint isolé en se restreignant aux joints non remplis et très fermés et en se limitant aux sollicitations normales à ce joint.

Les modèles de couplage hydromécanique sont actuellement bien développés du point de vue théorique, en milieu poreux continu avec des lois de comportement plus ou moins complexe de la partie squelette. En revanche, en ce qui concerne les milieux fissurés ou fracturés, les modèles de couplage sont encore d'un usage très limité et pour la plupart très récents [6]. Souvent, il ne s'agit pas de modèle de couplage mais de modèles hydrauliques prenant en compte la variation « d'ouverture du joint » en fonction des contraintes appliquées [5]. Les raisons de la faiblesse des modèles hydromécaniques en milieu fracturé relèvent, d'une part, des très grandes difficultés de description des discontinuités et, d'autre part, de la mauvaise connaissance des phénomènes hydromécaniques et hydrauliques dans les fractures individuelles. Dans ce travail à caractère expérimental, on se propose de développer et d'améliorer une méthode de détermination des paramètres nécessaires pour modéliser le comportement mécanique et hydromécanique d'un joint isolé.

## 2

## Préparation des éprouvettes et dispositif expérimental

## 2.1

### Principe

On a choisi de travailler sous chargement hydrostatique, c'est-à-dire d'étudier l'influence de la raideur normale sur l'écoulement. Le chargement hydrostatique permet de connaître très précisément les conditions aux limites, et de s'affranchir de l'interaction entre le montage et l'échantillon, difficulté rencontrée par exemple dans les boîtes de cisaillement.

Également, on n'a pas pris le parti d'utiliser un écoulement radial ou pseudo radial à partir d'un point de source, car, d'une part, ce type d'écoulement ne

représente pas la réalité et, d'autre part, il ne permet pas d'étudier correctement le couplage entre comportement mécanique (matrice + joint) et écoulement, comme on va le montrer schématiquement. Supposons, tout d'abord, un écoulement parallèle et un joint plan. Sous l'action d'une pression, le joint peut s'ouvrir légèrement et changer les caractéristiques d'épaisseur moyenne, ce qui va modifier la distribution de pression par rapport à un profil de pression à ouverture constante. Dans le cas d'un écoulement radial, le soulèvement dû à la pression est très faible, de part la « rigidité » plus grande du bloc par rapport à l'écoulement ; par conséquent, nous sommes plus proches d'un écoulement à épaisseur constante, ce qui n'est pas le cas dans la réalité [7] et [8].

Bien entendu, ce couplage, dû à la variation d'ouverture, doit être estimé par le montage envisagé. Il faudra donc mesurer des variations d'épaisseur du joint dues à l'écoulement. On aboutit donc au principe de montage de la figure 1, qui permet :

- la mesure des variations d'épaisseur de joint en trois endroits sur le profil de l'écoulement ( $\Delta L_1$ ,  $\Delta L_2$ ,  $\Delta L_3$ ) ;
- la mesure de pression en deux endroits du joint, ce qui donne quatre points de pression :  $P_1$  à l'injection,  $P_2$  et  $P_3$  dans le joint et  $P_4$  à la sortie.

## 2.2

### Échantillon et mesure des pressions $P_2$ et $P_3$

La taille d'échantillon est de 65 mm de diamètre et est de 100 à 120 mm de hauteur. Pour mesurer la pression dans le joint, on a utilisé la technique classique de mesure de pression d'arrêt (tube Pitot). Pour ce faire, un trou de 3 mm a été foré jusqu'au plan de joint, puis on a collé à l'intérieur de ce petit forage un tube métallique qui est ensuite relié à un capteur de pression (Fig. 1).

La première mesure de pression ( $P_2$ ) s'effectue à 35 mm de l'embase d'injection, et la seconde ( $P_3$ ) à 70 mm de l'embase d'injection.

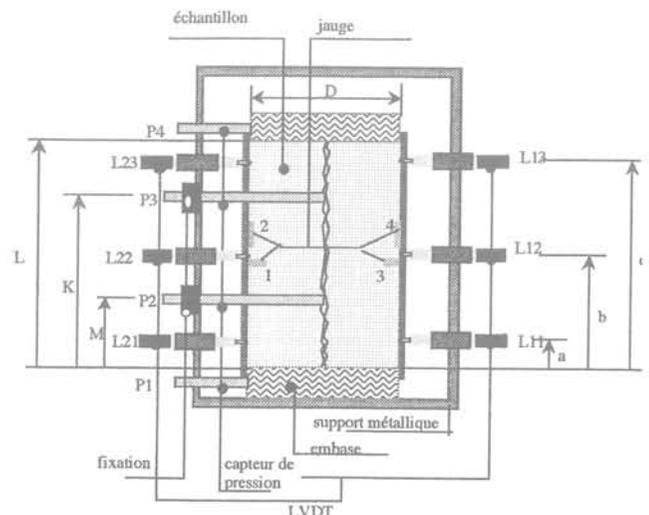


FIG. 1 Équipement de l'éprouvette ( $D = 64$ ,  $L = 113,5$ ,  $K = 69,6$ ,  $M = 35$ ,  $a = 12$ ,  $b = 52$ ,  $c = 92$  en mm).  
Sample and its Equipments ( $D = 64$ ,  $L = 113,5$ ,  $K = 69,6$ ,  $M = 35$ ,  $a = 12$ ,  $b = 52$ ,  $c = 92$  in mm).

## Mesure de l'écrasement des joints

Pour pouvoir mesurer des écrasements, il faut tout d'abord une base fixe. L'éprouvette est donc placée dans un cadre fixe, servant de base de mesure. L'accrochage de l'éprouvette au cadre s'effectue par l'intermédiaire des tubes mesurant les pressions  $P_1$  et  $P_2$ . Les déplacements globaux sont alors mesurés par six capteurs de déplacement de type LVDT, fixés dans le cadre et placés respectivement à 35 ( $L_1$ ), 55 ( $L_2$ ) et 85 ( $L_3$ ) mm de l'embase d'injection ; les LVDT de chaque paire sont montés en opposition. Les capteurs utilisés sont de type RDP D5 de course 10 mm. Si l'on fait varier la pression de confinement (mesure de raideur de joint), l'écrasement du joint est égal à la variation lue par les capteurs de déplacement, moins la déformation matricielle de l'échantillon. Cette dernière peut être enregistrée par des jauges d'extensométrie collées sur l'échantillon, mais le plus loin possible du joint, pour ne pas être perturbées par celui-ci.

## Dispositif expérimental global

Avant de disposer l'échantillon dans le cadre, il est gainé par une membrane en silastène. Pour éviter la ren-

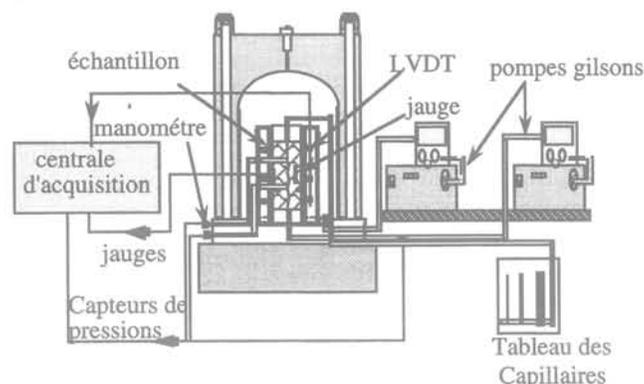


FIG. 2 Représentation schématique du dispositif expérimental.  
Composition of experimental apparatus.

trée de la gaine dans le joint sous l'effet de la pression, ce qui pourrait la percer, le joint est, au préalable, légèrement enduit de silicone sur les faces de l'échantillon.

L'ensemble (cadre + échantillon), est placé dans une enceinte haute pression (200 MPa) de grande taille (diamètre intérieur de 250 mm, hauteur intérieure de 350 mm).

Le dispositif expérimental global, représenté par la figure 2, comprend, outre la cellule et l'échantillon décrit précédemment :

- deux pompes Gilson équipées par des modules manométriques pour la régulation de la pression de confinement ( $P_c$ ) et la pression d'injection ( $P_i$ ) ;
- une centrale d'acquisition de données Vishay 4000 avec des tiroirs d'extensométrie et de capteurs LVDT ;
- un tableau de capillaires calibrés de différents diamètres (1, 3, 5 et 10 mm), est utilisé pour la mesure du volume de fluide injecté ou expulsé ;
- deux capteurs de pressions (pour  $P_2$  et  $P_3$ ) montés sur l'embase inférieure de la cellule.

Cet équipement permet d'évaluer :

- la variation d'ouverture-fermeture du joint ;
- l'évolution du champ de contrainte dans la matrice ;
- la courbe de perte de charge hydraulique (évolution et distribution de la pression du fluide) ;
- la variation du débit en fonction de la pression d'injection (charge hydraulique) et du chargement normal du joint (pression du confinement).

## Résultats expérimentaux

Pour cette étude, on a travaillé sur des joints frais de granite et de schiste. Les joints ont été obtenus par fendage (essai brésilien), en faisant très attention à ne pas les détériorer. Des relevés de profils pour les deux faces du joint ont été effectués au laser (au laboratoire de géomécanique de Nancy), la représentation 3D des surfaces testées est donnée respectivement sur les figures 3 et 4 pour le joint de granite et le joint de schiste. On observe une différence qualitative entre les deux morphologies, cette différence provient de la différence de rugosité entre les deux joints. Il existe plu-

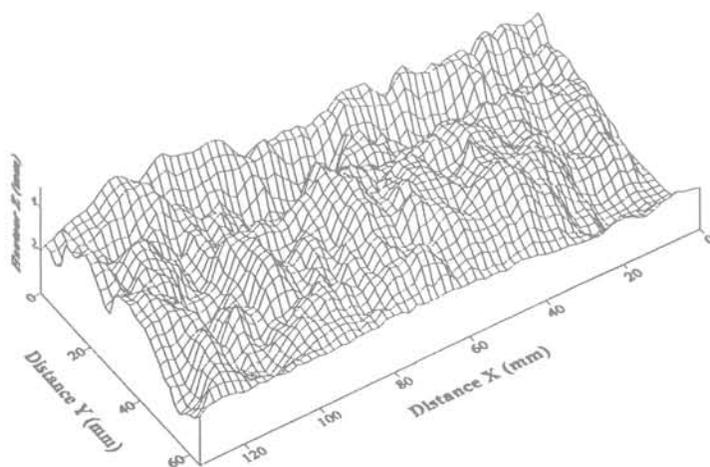


FIG. 3 Morphologie de la surface de l'échantillon de granite.  
Morphology of joint surface profiles for a granite.

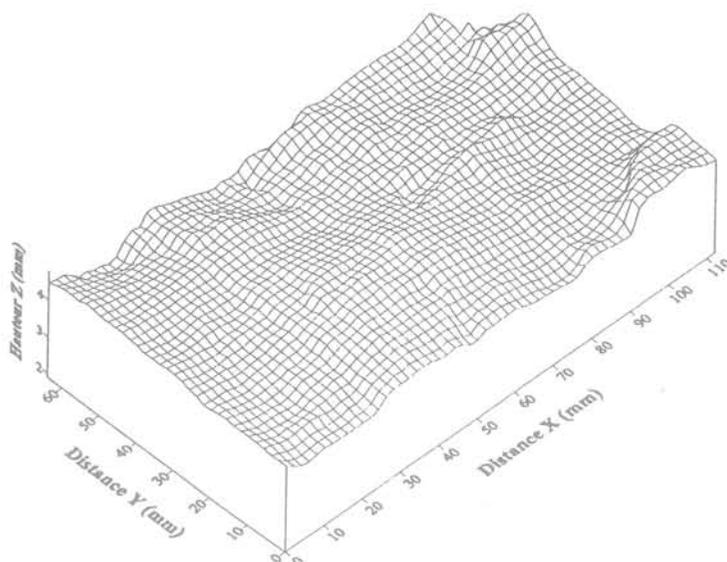


FIG. 4 Morphologie de la surface de l'échantillon de Schiste.  
Morphology of joint surface profiles for a slate.

sièurs méthodes pour l'étude de la morphologie et la détermination de l'indice de rugosité. Ces méthodes plus élaborées n'ont pas été mise en œuvre, compte tenu de l'objectif orienté vers la détermination des propriétés mécaniques, hydromécaniques et non vers l'obtention d'informations morphologiques.

Trois types d'essais ont été réalisés : des essais sans pression interstitielle, des essais non drainés à pression interstitielle imposée et des essais drainés. Le premier et le deuxième type sont utilisés pour l'étude du comportement mécanique et du couplage hydromécanique. Le troisième type d'essai est utilisé pour l'étude du comportement hydromécanique.

### 3.1

## Comportement mécanique de joints

L'échantillon fracturé et instrumenté, tel que décrit dans le paragraphe 2, est testé sans pression interstitielle ( $P_i = 0$ ), uniquement sous la pression de confinement. Les figures 5 et 6 (pour le granite et le schiste respectivement) représentent les déplacements corrigés et enregistrés par les six capteurs opposés deux à deux en fonction de la pression de confinement ( $P_c$ ) au cours des cycles de chargement-déchargement. Ces mesures soulèvent quelques remarques :

1) les trois déplacements sont très différents les uns des autres, particulièrement pour les pressions de confinement entre 0 et 1 MPa. Les capteurs détectent donc convenablement les modifications locales apportées par le joint ;

2) d'après les cycles de chargement-déchargement on observe l'existence de boucles d'hystérésis et on s'aperçoit qu'il n'y a pas d'adaptation. Au contraire, le joint se met en place et des écrasements irréversibles ont lieu ; l'ensemble de ces phénomènes ainsi que le frottement et la variation entre les lèvres de joint font que les courbes de chargement-déchargement varient avec les cycles.

Les moyennes des déplacements (L) (après sous-

traction des déplacements dus à la matrice et au montage) sont présentés sur la figure 5 pour le joint de granite et sur la figure 6 pour le joint de schiste. On remarquera qu'après une pression de confinement de 15 MPa pour le joint de granite et de 10 MPa pour le joint de schiste, les joints semblent complètement fermés.

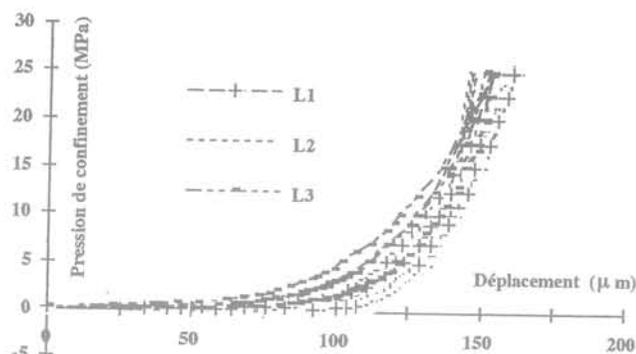


FIG. 5 Déplacements enregistrés par les LVDT au cours de chargement-déchargement en contrainte hydrostatique (granite).  
Relation between displacement and hydrostatic stress (granite).

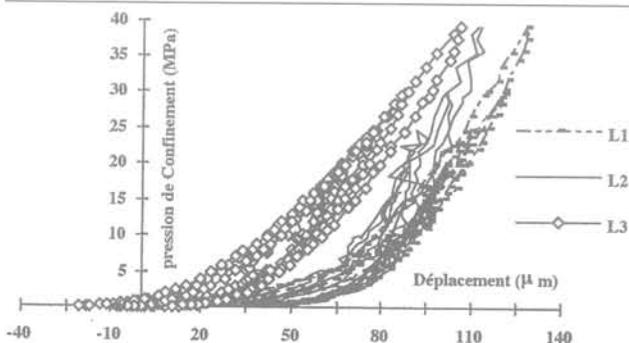


FIG. 6 Déplacements enregistrés par les LVDT au cours de chargement-déchargement en contrainte hydrostatique (schiste).  
Relation between displacement and hydrostatic stress (slate).

## Essai de percolation

Des essais de percolation préliminaires ont été réalisés pour tester l'efficacité du montage et pour répondre à quelques questions élémentaires :

(a) du point de vue expérimental : si l'on effectue une variation rapide de pression d'injection, est-on capable de distinguer les phases d'écoulement transitoire et stationnaire ?

(b) pour une pression de confinement donnée, existe-t-il une pression d'injection qui conduit à une ouverture (ou soulèvement) du joint ?

Pour répondre à ces premières interrogations, de nombreux tests d'injection ont été effectués pour différentes pressions de confinement. Dans cette série d'essais, une seule prise de pression, à 0,39 de la hauteur de l'échantillon à partir du point d'injection, a été installée. La figure 7 montre un résultat typique de ces essais sous une pression de confinement de 15 MPa. La pression d'injection est augmentée par paliers, puis déchargée également par paliers.

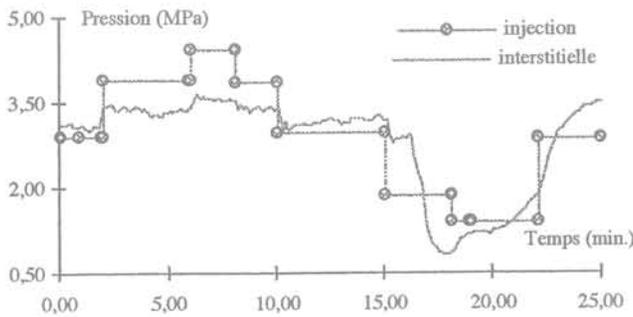


FIG. 7 Exemple de réponse de pression dans le joint en fonction de variations de pression d'injection à  $P_c = 15$  MPa (granite).  
The pressure response inside of joint in fonction of different injection pressure for  $P_c = 15$  MPa (granite).

On remarque qu'en montée ou en descente de la pression, la réponse du capteur de pression interstitielle, est quasi instantanée. Ceci signifie que l'écoulement transitoire est de très courte durée, et que la compressibilité du fluide dans les tuyaux n'a pas trop d'influence sur la mesure. La figure 7 montre aussi qu'après une montée de la pression d'injection, la pression interstitielle augmente presque instantanément ; celle-ci semble décroître légèrement par la suite, ce qui pourrait indiquer que le joint a tendance à s'ouvrir progressivement (effet du frottement).

L'ouverture du joint semble donc un paramètre important dans l'étude de l'écoulement. Cette ouverture moyenne peut être enregistrée grâce aux six capteurs. Une longue série d'essais a été effectuée en fixant tout d'abord la pression de confinement à  $P_c$ , puis en augmentant par palier la pression d'injection jusqu'à  $P_c - 0,5$  MPa, puis en la diminuant par paliers. La pression de confinement est ensuite augmentée..., tout en répétant la procédure, puis diminuée. La figure 8 montre une courbe typique lorsque la pression d'injection n'est pas trop éloignée de la pression de confinement, laquelle vaut environ 5 MPa. Dans la première phase, l'augmentation par paliers de la pression de confinement ne change aucun paramètre : débit quasi-

nul, pas de variation d'ouverture du joint. Lorsque  $P_1$  atteint environ 4,4 MPa la pression  $P_2$  augmente pour atteindre environ 3 MPa ; le débit augmente et la jauge  $J_3$  indique des déformations de compression.

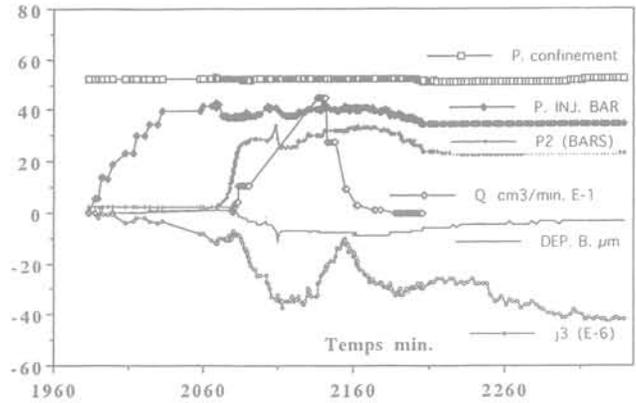


FIG. 8 Courbes de déplacement et des pressions en fonction du chargement hydrostatatique pendant l'œuvre (granite).  
Typical curve of displacement and pressure during the opening of joint for  $P_c = 5$  MPa (granite).

### 3.2.1

#### Comportement du couplage (contrainte normale-pression interstitielle)

Les essais préliminaires présentés au paragraphe précédent ont montré une interaction entre la contrainte normale et la pression interstitielle en sollicitant l'ouverture du joint. En outre, la manque d'une formulation claire de la pression effective appropriée aux joints rocheux a conduit à mettre en œuvre une série d'essais spécifiques afin d'obtenir une description objective de l'interaction contrainte normale-pression interstitielle pour ces joints. Des essais non drainés à pression interstitielle imposée ont été réalisés. En effet, à pression de confinement constante, on applique par paliers une pression interstitielle uniforme sur toute la longueur du joint ; la variation de la pression interstitielle induit une variation des déplacements.

La figure 9 montre une comparaison entre les essais sans et avec pression interstitielle (pour le granite). Cette figure représente les déplacements moyens corrigés en fonction de  $P_c - P_i$ . D'une manière générale, l'allure des courbes se ressemble. Mais ces courbes ne sont jamais superposables ; on constate une différence systématique. En effet, la pression interstitielle n'agit que sur une partie du joint où les épontes ne sont pas en contact. Cette pression interstitielle réduit la force appliquée sur la surface du joint. La valeur de la force opposée à la contrainte normale, due à la pression interstitielle, dépend de la surface accessible au fluide interstitiel. Le rapport entre la surface accessible au fluide et la surface totale du joint joue sûrement un rôle important dans la mesure des déplacements, d'où la différence entre les deux courbes.

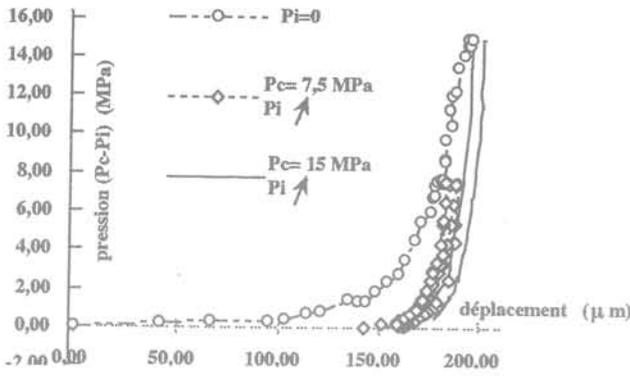


FIG. 9 Comparaison entre l'essai sans et avec pression interstitielle (granite). Tests at constant confining pressure and variable fluid pressure (granite).

### 3.2.2

## Comportement hydromécanique (écoulement dans le joint)

Ce sont des essais drainés avec mesure de la conductivité hydraulique. En effet, à différentes pressions de confinement (1, 2, 4, 5, 7, 10 et 15 MPa), on fait des montées et puis des décharges (sur la même éprouvette) par paliers en pression d'injection. A chaque pression d'injection, on mesure la conductivité hydraulique (une fois l'écoulement stationnaire) et on enregistre les pressions interstitielles ( $P_1, P_2, P_3, P_4$ ). Les observations importantes sont présentées sur les figures 10, 11 et 12.

La figure 10 montre les courbes (pour le granite) de la variation du débit en fonction de la pression d'injection (pour des chemins croissants et décroissants de pression d'injection) à différentes pressions de confinement. On constate sur la figure 10 que l'augmentation de la pression de confinement induit une forte réduction du débit. On remarque aussi que, dans tous les essais, les débits du chemin décroissant de pression d'injection sont plus grands que celui du chemin croissant. Les mesures de déplacement des épontes pour un essai à 10 MPa de pression de confinement sont représentées sur la figure 11. On remarque que  $L_3$  ne varie pas de façon significative, ni pour un chemin croissant ni pour un chemin décroissant. Le déplacement donné

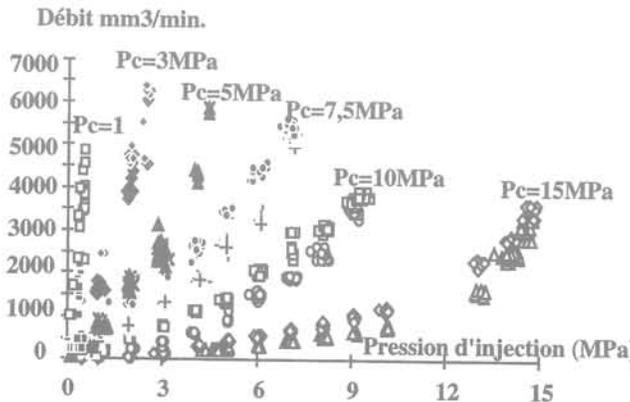


FIG. 10 Variation de débit en fonction de la pression d'injection à pression de drainage = 0 (granite). Conductivity hydraulic in fonction of injection pressure at drainage pressure = 0 (granite).

par  $L_2$  ne varie qu'à partir de 8 MPa de pression d'injection et sa variation reste très limitée. Par contre  $L_1$  est très sensible aux variations de la pression d'injection. On constate aussi que le joint paraît plus ouvert pour un chemin de pression d'injection décroissant, ce qui confirme l'irréversibilité des propriétés hydrauliques.

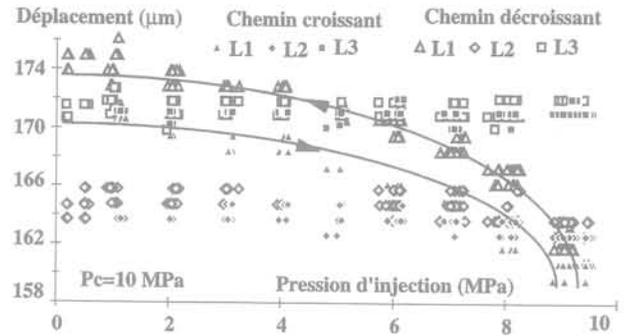


FIG. 11 Variation des déplacements en fonction de la pression d'injection. Displacement in fonction of injection pressure.

La figure 12 montre les profils des pressions interstitielles obtenues pendant l'essai à 7,5 MPa de pression de confinement (pour le granite). Quand la pression de drainage est nulle, on remarque que les capteurs de pression ( $P_1, P_2, P_4$ ) donnent une distribution quasi linéaire. En revanche, le capteur  $P_3$  donne des valeurs très faibles. Pourtant quand on augmente la pression de drainage, on voit immédiatement une augmentation de  $P_3$ . En conséquence, on peut supposer que les liaisons entre le front de drainage  $P_4$  et le point de mesure de  $P_3$  ont lieu par des vides de grandes dimensions (peu de résistance hydraulique). Au contraire, les liaisons entre le front d'injection  $P_1$  et le point de mesure de  $P_2$  ont de petites dimensions et/ou les liaisons entre  $P_2$  et  $P_3$  ne sont pas bien développées.

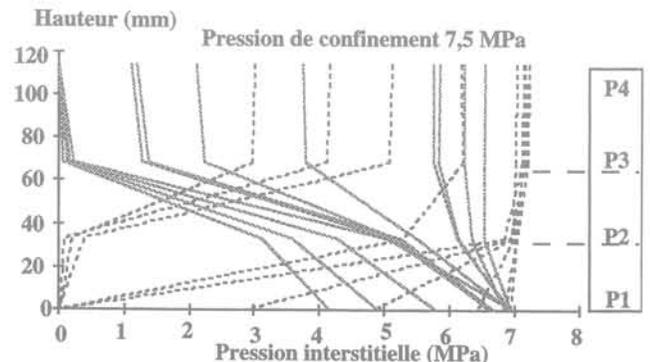


FIG. 12 Réponses des capteurs de pression ( $P_1, P_2, P_3, P_4$ ) à différentes pressions d'injections (granite). The pressure responses ( $P_1, P_2, P_3, P_4$ ) for different injections pressures for a granite.

## Conclusion

Cette étude méthodologique sur un nouveau montage expérimental d'étude du comportement des joints frais, avec écoulement de fluide, a permis de montrer les points suivants :

– le montage utilisé est d'une précision suffisante, et permet de suivre la pénétration du fluide dans le joint, de déterminer l'ouverture moyenne du joint et la

redistribution des contraintes dans la matrice rocheuse ;

– l'importance du couplage entre la déformabilité de la matrice et la pénétration du fluide dans le joint. De ce fait, une définition appropriée de la pression effective est nécessaire afin que la courbe « pression effective-déplacement » soit indépendante de la sollicitation ;

– le débit dans le joint (pour une pression de confinement donnée) ne dépend pas seulement du gradient hydraulique, mais aussi de la pression moyenne du fluide.

## Bibliographie

- [1] Bandis S.C., Lumsden A.C., Barton N. – Fundamentals of rock joint deformation. *Int J Rock Mech Min Sci and Geomech*, 1983, abstr. V 20, pp. 249-268.
- [2] Billiaux D. – *Hydrogéologie des milieux fracturés. Géométrie, connectivité et comportement hydromécanique*. Thèse de doctorat, École des Mines de Paris, 1990.
- [3] Breaster C. *Discrete and continuum approaches to solution of flow problems in fractured rocks*. Proceedings of Fourth canadian/american conference on hydrology, fluid flow, heat transfer and mass transport in fractured rocks, 1988, pp. 223-229.
- [4] Detournay E. – *Hydraulic conductivity of closed rock fractures ; an experimental and analytical study*. Symp. on Underground Rock Engineering, 13th Canadian Rock Mechanics Symp., Toronto, 1980, pp. 168-173.
- [5] Gale J.E. – *Comparison of coupled fracture deformation and fluid flow models with direct measurements of fracture pore structure and stress-flow properties*. 28th US Symp. on rock mech., Newman-editors, 1987, pp. 1213-1222.
- [6] Gentier S. – *Morphologie et comportement hydromécanique d'une fracture naturelle dans un granite sous contrainte normale*. Thèse de doctorat BRGM, Orléans, 1986.
- [7] Haji Sotoudeh M. – *Étude expérimentale et modélisation du couplage hydromécanique de joints rocheux*. Thèse de doctorat, Lille I, 1995.
- [8] Haji Sotoudeh M., Sibai M., Henry J.-P. – *Experimental study of hydromechanical behavior of rock joint*. MJFR2, supplementary volume, Vienne, Austria, pp. 31-36.
- [9] Goodman R.E. *Method of geological engineering in discontinuous rocks*. West Publishing Company, 1976.

# Propagation d'ondes ultrasoniques dans des roches sédimentaires : étude de l'endommagement par traitement des signaux

JEAN-FRANÇOIS COUVREUR

Thèse de doctorat en Sciences appliquées, dirigée par J.-F. Thimus (Université catholique de Louvain, faculté des Sciences appliquées, unité de Génie civil)

## Thèse

La présence de fissures affecte grandement le comportement mécanique des roches. Mettre en évidence les différentes étapes du processus d'endommagement des roches a, dès lors, une grande importance. L'objectif de ce travail a été de déterminer dans quelle mesure un traitement adéquat de la technique de propagation ultrasonique permet de discriminer davantage ces étapes que par les méthodes classiques. En particulier, la présente recherche a visé à déterminer le seuil de fissuration critique d'un échantillon au cours de sa mise sous contrainte.

Dans un premier temps, les traitements possibles du signal ultrasonique ont été discutés. Quatre paramètres sont particulièrement intéressants : la vitesse, le facteur de qualité, l'amplitude du premier pic et l'énergie de l'entièreté du signal, l'énergie étant une proposition inédite.

De nombreux essais ont été réalisés sur un calcaire, la « pierre de Caen ». La mise au point d'un système d'acquisition performant a permis le suivi continu d'un essai, par le biais des : charges, déformations, craquements d'émission acoustique et signaux ultrasoniques (ondes de compression et de cisaillement). Des courbes expérimentales

originales ont mis aussi en parallèle l'évolution des propriétés mécaniques et ultrasoniques, lors d'essais de fluage et de fatigue. Ces essais, ainsi que des essais de compression uniaxiale ont été réalisés à l'Unité de génie civil (UCL). Le phénomène de *pore collapse* a été observé, grâce à un essai de compression hydrostatique exécuté à l'IKU de Trondheim (Norvège). Des essais triaxiaux, réalisés au cours d'un séjour à l'Imperial College (Londres), ont permis de développer le modèle du facteur de qualité, d'étudier le comportement résiduel de la roche, de généraliser les interprétations issues des essais uniaxiaux et de préciser les étapes du processus d'endommagement.

L'application des modèles de Bienawski, Mogi, et Soga *et al.* a montré que l'interprétation en termes de fermeture-ouverture-création des fissures est valide. Le facteur de qualité s'est révélé le paramètre ultrasonique le plus utile. Comme prévu, il est plus sensible que la vitesse. Pour la première fois dans la littérature, il a été démontré que le facteur de qualité de l'onde de cisaillement est à même de détecter le seuil initial de fissuration, de façon plus précoce et plus objective que les mesures classiques de déformations.

# Modélisation du comportement hydromécanique d'un joint rocheux sous contrainte normale

G. DUVEAU  
M. SIBAI  
X. DUNAT

Laboratoire de Mécanique  
de Lille,  
URA CNRS 1441, EUDIL  
département  
Géotechnique Génie civil,  
Cité scientifique,  
59655 Villeneuve-d'Ascq  
Cedex

F. SKOCZYLAS

École Centrale de Lille,  
Cité scientifique,  
59655 Villeneuve-d'Ascq  
Cedex

J.-P. HENRY

Laboratoire P3MG,  
groupe Géotechnique,  
Exploitation,  
Ressources, Minéralogie,  
École des Mines d'Alès,  
6, avenue de Clavières,  
30319 Alès Cedex

## Résumé

Cet article présente une modélisation du comportement normal, hydromécanique, d'un joint rocheux. Souvent, un tel comportement est décrit par des relations empiriques permettant de reproduire la non-linéarité de la courbe d'écrasement (l'effet d'hystérésis observé pendant la réouverture du joint est rarement modélisé). Le modèle que nous exposons ici est une approche physique du processus d'écrasement. La rugosité du joint est prise en compte par un modèle géométrique composé d'un ensemble de plots de hauteurs et surfaces différentes qui se mettent successivement en contact avec l'augmentation de la contrainte normale. La non-réversibilité à la réouverture est obtenue en prenant un comportement élastoplastique avec écrouissage cinématique pour le plot. Moyennant l'identification de quelques paramètres par méthode inverse, il est possible avec ce modèle de reproduire avec une bonne corrélation le comportement de joints de roches de natures différentes (granite ; marbre...). Le modèle permet de trouver la surface en contact des différents plots et donc en cas de pression de liquide de définir une notion de type contrainte effective. On reproduit dans ce cas assez fidèlement le comportement d'une fracture sous contrainte normale et pression interne. Cette approche permet de calculer l'ouverture moyenne du joint, localement en fonction de la contrainte et de la pression. A partir de cette ouverture et de l'utilisation d'une loi classique d'écoulement - la loi cubique - il est possible de modéliser le comportement hydraulique du joint et d'évaluer la distribution des pressions. De nouveau la correspondance entre la simulation et les résultats expérimentaux est bonne.

## Modelling of the hydromechanical behaviour of rock joint under normal stress

## Abstract

This paper deals with a model intended to describe the hydro-mechanical behaviour of a rock joint under normal stresses. Empirical formulas, which are often used to model such behaviour, are generally able to reproduce the stress strain relation non-linearity observed during joint crushing. However they are poorly efficient to simulate the joint re-opening when hysteretic effects take place. The joint geometry is specially designed in order to find a physically realistic joint behaviour. This geometry gives an image of joint roughness by the use of a collection of various pins. These pins, which have their own height and section, come gradually into contact during loading. Pins material is elasto-plastic with kinematic hardening. As a result the hysteretic effect, observed during unloading, can be reproduced. The model parameters are numerically calculated by inversion methods. Afterwards, the results of a number of laboratory tests on marble and granite joints are used to evaluate the ability of the model to reproduce the observed behaviour. The agreement between observed and calculated results is considered satisfactory. The model can also predict the surface area of the pins which are in contact. Thus, a stress quite similar to effective stress, can be calculated when internal pressure is applied within the joint. The joint opening can be then obtained with respect to stress and internal pressure. This allows to predict the hydro-mechanical behaviour by the use of cubic laws for hydraulic flowing. Hence the model produces good evaluation of flow rate or pressure distribution into the joint, under prescribed pressure conditions.

## NOTATIONS

### Paramètres du modèle

#### • géométriques

- $e_{\sigma}, e$  : ouvertures initiale ou actuelle du joint (en m).  
 $S(i)$  : surface normée du  $i^{\text{e}}$  plot.  
 $Ch(i)$  : différence normée de niveau entre les plots  $i-1$  et  $i$ .  
 $N$  : nombre total de plots.  
 $S_i = 1$  : surface totale normée du joint.  
 $q_1$  : raison géométrique sur la surface des plots.  
 $q_2$  : raison géométrique sur la différence de niveau des plots ( $Ch(i)$ ).

#### • mécanique

- $E$  : module d'élasticité longitudinal d'un plot (MPa).  
 $M$  : module tangent d'un plot (MPa).  
 $K$  : module d'écroutissage d'un plot (MPa).  
 $\sigma_1 = E \varepsilon_1^e$  : limite d'élasticité initiale (MPa).

### Paramètres de calcul

- $\sigma_n$  : contrainte normale appliquée sur le joint (MPa).  
 $\sigma_{\text{eff}}$  : contrainte effective (MPa).  
 $\varepsilon(i)$  : déformation totale du plot  $i$ .  
 $\varepsilon^e(i)$  : partie élastique de la déformation totale du plot  $i$ .  
 $\varepsilon, \varepsilon_j$  : écrasements locaux du joint.  
 $I_e$  : nombre de plots plastifiés.  
 $S_c$  : surface normée de plots en contact.  
 $P_i$  : pression uniforme de fluide dans le joint (MPa).  
 $P, P_j$  : pressions locales de fluide dans le joint (MPa).  
 $S_e(\varepsilon) = S_e(\sigma_n, P)$  : surface normée offerte à l'écoulement.  
 $Q = Q(\varepsilon) = Q(\sigma_n, P)$  : débit volumique ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

### Paramètres mesurés

- $\varepsilon_r$  : écrasement résiduel.  
 $p_1$  : pente de la courbe de chargement d'un essai d'écrasement.  
 $p_2$  : pente de la courbe de déchargement d'un essai d'écrasement.  
 $\sigma_M$  : contrainte normale maximale de fermeture du joint (MPa).

1

## Introduction

La stabilité des massifs rocheux est essentiellement gouvernée par la présence et le comportement des discontinuités physiques. En effet, de ces discontinuités découlent une faiblesse et une déformabilité accrue des masses rocheuses. De plus, ces discontinuités sont des chenaux dans lesquels l'eau circule aisément. Dans le

cas d'un ouvrage souterrain de stockage de déchets, elles peuvent accélérer les remontées de polluants vers la biosphère. Il paraît donc important de connaître à la fois le comportement mécanique mais aussi le comportement hydraulique de ces fractures et leur couplage éventuel.

Les discontinuités (connues aussi sous l'appellation de joints) ont deux modes principaux de déformations qui sont le glissement et l'ouverture (ou la fermeture). On définit alors une matrice de raideur pour les joints sous la forme suivante :

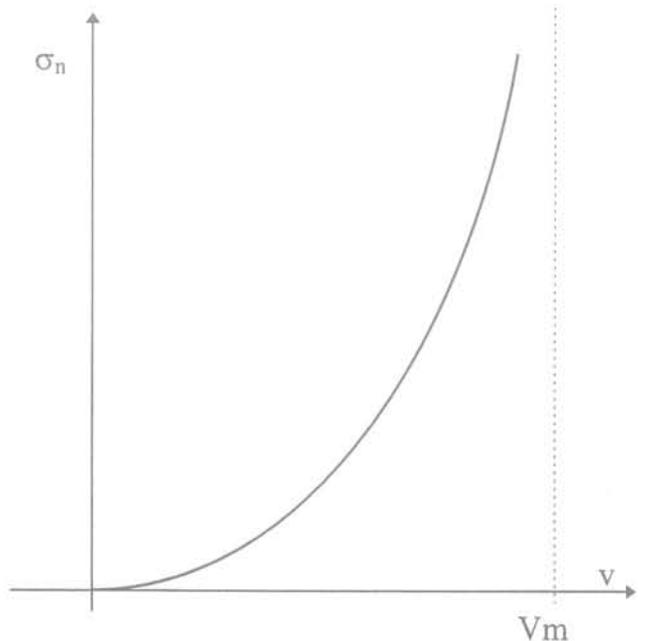
$$\begin{Bmatrix} \delta\sigma_n \\ \delta\tau \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & K_{ns} \\ K_{sn} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta u \\ \delta v \end{Bmatrix} \quad (1)$$

où  $\delta\sigma_n$  et  $\delta\tau$  sont respectivement les incréments de contrainte normale et de contrainte tangentielle appliqués sur le joint et où  $\delta u$  et  $\delta v$  sont les incréments de déplacement normal et tangentiel. Enfin,  $K_{nn}$  et  $K_{ss}$  sont respectivement les raideurs normale et tangentielle du joint,  $K_{sn}$  et  $K_{ns}$  traduisant la dilatance de la discontinuité ( $K_{ns} \neq K_{sn}$ ).

Tous les essais de chargement normal ont mis en évidence une relation non-linéaire (contrainte normale  $\sigma_n$ ) ; (fermeture du joint  $v$ ) (Fig. 1). Afin de rendre compte de ce comportement, Detournay (1979) propose des relations semi-logarithmiques entre la fermeture du joint et la contrainte normale appliquée. Goodman (1976) propose une fonction hyperbolique faisant intervenir la fermeture maximale du joint. Bandis *et al.* (1983) proposent une loi d'ajustement utilisée sous la forme suivante :

$$v(\sigma_n) = \frac{\sigma_n V_m}{K_{ni} + \sigma_n} \quad (2)$$

où  $V_m$  est la fermeture maximale du joint,  $K_{ni}$  sa raideur initiale,  $\sigma_n$  la contrainte normale appliquée et  $v$  la fermeture du joint.



**FIG. 1** Représentation schématique du comportement d'un joint sous contrainte normale.

Schematic representation of a joint's behaviour under normal stress.

Ces formulations simulent correctement le comportement des joints, mais elles ne permettent pas de comprendre les mécanismes physiques réels mis en jeu. En effet, ces relations ne prévoient pas le comportement d'une fracture à partir de ses caractéristiques géométriques ; le seul paramètre de cette nature intervenant dans ces relations étant la fermeture maximale du joint  $V_m$ . Bandis *et al.* (1983) proposent alors de relier  $V_m$  et  $K_{ni}$  à des caractéristiques morphologiques à savoir ; l'ouverture du joint ainsi que sa rugosité mécanique ( $JRC$ ) et la résistance des épontes ( $JCS$ ). Cependant, cette approche reste fortement empirique, l'étalonnage devant se faire directement sur les courbes expérimentales ( $\sigma_n ; v$ ).

Pour pallier l'insuffisance de ces relations à prédire le comportement mécanique des discontinuités, des modèles dits physiques ont été proposés par différents auteurs. Les premiers modèles physiques sont obtenus à partir des équations de Hertz qui donnent, dans l'hypothèse d'un comportement élastique, une relation entre la charge normale et le déplacement induit par cette charge au contact entre deux sphères (ou une sphère et un plan) en fonction des rayons des surfaces en contact. Greenwood et Williamson (1966) supposant que toutes les aspérités ont des sommets de forme sphérique de même rayon, définissent un modèle issu directement de celui de Hertz (Fig. 2). Cependant ce modèle suppose que le contact des lèvres de la fracture est de type pic-plan et qu'un pic a un seul contact avec le plan. Une telle hypothèse n'est pas en accord avec la réalité puisque dans une fracture le contact se fait principalement sur les pentes des irrégularités et chaque aspérité peut avoir plusieurs contacts. Greenwood et Tripp (1971) étendent alors ce modèle en prenant en compte la rugosité de deux surfaces en contact. Le modèle ainsi obtenu permet de montrer que le comportement d'une fracture peut être décrit à l'aide des seules propriétés mécaniques des matériaux en contact et de la connaissance de la géométrie des surfaces des aspérités. Toutefois le traitement analytique de ce modèle est long et compliqué. De plus, pour une fracture donnée, il ne donne qu'une seule valeur de déplacement indépendante de l'ouverture initiale du joint.

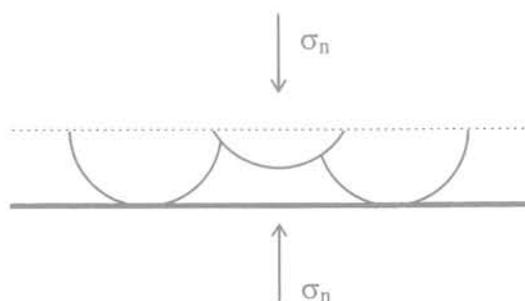


FIG. 2 Schématisation d'une fracture par un modèle de sphères (contact sphères-plan) (d'après Greenwood et Williamson, 1966). Schematic representation of a fracture by the spheres model (plane-sphere contact) (after Greenwood and Williamson, 1966).

Pour décrire l'écoulement dans les discontinuités, de nombreux chercheurs utilisent une loi cubique, conséquence des lois de Navier-Stokes. Dans cette approche, initialement développée par Lomizé (1951), on considère la fracture comme une ouverture à parois parallèles (Fig. 3). La rugosité des surfaces est alors prise en compte par une correction empirique de la loi

cubique à partir des résultats expérimentaux. Le débit de fluide dans la fracture est généralement donné par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{f} \frac{e^3}{12\mu} \frac{dp}{dx} \quad (3)$$

où  $Q$  est le débit volumique par unité de longueur,  $e$  l'ouverture hydraulique,  $\mu$  la viscosité dynamique du fluide,  $\frac{dp}{dx}$  le gradient de pression du fluide dans la direction de l'écoulement et  $\frac{1}{f}$  ( $e \in [0; 1]$ ) est un facteur empirique qui tient compte des effets de rugosité de surface.

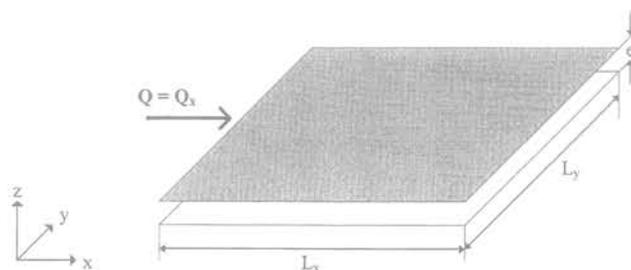


FIG. 3 Modèle de plaques parallèles. Parallel plate model.

Les études expérimentales montrent que ces lois sont satisfaisantes pour des ouvertures assez grandes (Witherspoon *et al.*, 1980 ; Raven et Gale, 1985).

Ces lois « cubiques » ne sont cependant que la traduction d'un écoulement dans une fissure n'ayant qu'une certaine ouverture fixée sans prise en compte d'un réel couplage hydromécanique. Or l'écoulement hydraulique dans une fracture est lié à son ouverture et qui dépend de la charge appliquée et de la pression de fluide interstitiel. Toute variation de charge ou de pression va modifier l'ouverture de la fracture et entraîner une modification de l'écoulement. Il y a donc bien un couplage hydromécanique que plusieurs chercheurs ont tenté de traduire par des relations entre la variation de la conductivité hydraulique de la fracture et l'état de contrainte. La plupart d'entre eux ont essayé de relier, à chaque niveau de contrainte normale, la loi cubique à la fermeture de la fracture en introduisant généralement une correction empirique sur l'ouverture hydraulique (Detournay 1979 ; Barton *et al.*, 1985). Barton *et al.* proposent par exemple :

$$e = \frac{JRC^{2,5}}{\left(\frac{a}{e}\right)^2} \text{ en } \mu\text{m} \quad (4)$$

où  $JRC$  est la rugosité mécanique de la fracture et  $a$  l'ouverture mécanique de la fracture.

Comme le montre l'équation (4), ces corrections sont fonction de l'ouverture mécanique et peuvent être directement liées à l'état de contrainte sur la fracture. Barton *et al.* proposent par exemple :

$$a = \frac{JRC}{5} \left( \frac{0,2\sigma_c}{JCS} - 1 \right) + \frac{c\sigma_n}{1+b\sigma_n} \quad (5)$$

$JCS$  étant la résistance à la compression simple des lèvres de la fracture.

Le travail présenté dans cet article est une approche simplifiée du couplage hydromécanique dans un joint rocheux et seul le comportement sous charge normale du joint sera étudié. Dans ce comportement l'effet de la pression de fluide et de son écoulement seront pris en compte, de nombreuses études (Barton *et al.*, 1985 ; Gale, 1982) ayant montré dans ce cas l'effet prépondérant du comportement normal du joint. Le modèle développé s'inspire d'une approche physique du mécanisme d'écrasement d'un joint rocheux et tient compte de l'apparition des irréversibilités (effet d'hystérésis). Les paramètres utilisés seront déterminés à partir des résultats expérimentaux obtenus par Sibai *et al.* (1997) à l'aide de méthodes inverses numériques.

## 2 Description et conception des essais

La caractérisation du comportement hydromécanique d'un joint rocheux a fait l'objet de nombreux travaux expérimentaux (Gale, 1982 ; Gentier, 1986) qui ont montré la difficulté à obtenir des relations générales entre la morphologie des épontes, l'ouverture et la conductivité hydraulique de la fracture. La rugosité de celle-ci est une donnée supplémentaire dont l'influence sur le couplage mécanique, en rapport avec l'écoulement, est généralement mal connue ou incomplète. D'un point de vue expérimental, quelques éléments de réponse peuvent être apportés par l'étude de joints de granite ou de marbre de rugosités très différentes. L'étude hydromécanique imposera la réalisation, dans le joint, d'un écoulement de géométrie connue : radial (Gale, 1982 ; Gentier, 1986) ou parallèle (Detournay, 1979).

Le dispositif expérimental conçu au Laboratoire de Mécanique de Lille et développé par Sotoudeh (Sibai *et al.*, 1997), permet de réaliser un écoulement de type parallèle dans un joint rocheux sollicité par une contrainte normale (par confinement) et une pression interstitielle. L'appareillage permet la mesure des pres-

sions de fluide en différentes zones du joint, les débits et la variation de son ouverture. La figure 4 donne un aperçu complet du montage expérimental comprenant :

- une cellule hydrostatique à haute pression (200 MPa) ;
- deux pompes Gilson pour réguler la pression de confinement ( $P_c$ ) et la pression d'injection ( $P_i$ ) ;
- une centrale d'acquisition Vishay pour les mesures de déplacements (par LVDT) et d'extensométrie ;
- des capillaires calibrés de différents diamètres pour mesurer les volumes de fluides injectés et/ou expulsés.

Les échantillons testés sont cylindriques, de diamètre 65 mm et de hauteur 120 mm. Le joint est réalisé par essai Brésilien. La figure 5 représente cet échantillon fissuré et le dispositif de mesure qui l'équipe. La pression de fluide est mesurée en quatre points  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  et  $P_4$  par l'intermédiaire de capteurs de pression. Les capteurs  $P_2$  et  $P_3$  permettent une mesure directe de la pression dans la fissure. Pour mesurer l'écartement du joint, six capteurs LVDT diamétralement opposés sont utilisés et placés à des niveaux différents. Des jauges de déformation sont collées sur le matériau pour évaluer la déformation propre de la matrice rocheuse (hors écrasement du joint). Cette conception permet alors de mesurer :

- la variation d'ouverture-fermeture du joint ;
- les déformations de la matrice ;
- la courbe de perte de charge hydraulique (évolution et distribution de la pression du fluide) ;
- la variation du débit en fonction de la variation de la pression d'injection (charge hydraulique) et du chargement normal du joint (pression de confinement).

Trois types d'essais ont été réalisés sur différentes natures de roches :

- type I : essai de compressibilité classique sans pression interstitielle ;
- type II : essai de compressibilité avec pression de fluide uniforme dans le joint ;
- type III : essai d'écoulement dans le joint.

Le second type d'essai consiste à augmenter la pression de fluide dans le joint en maintenant la pression

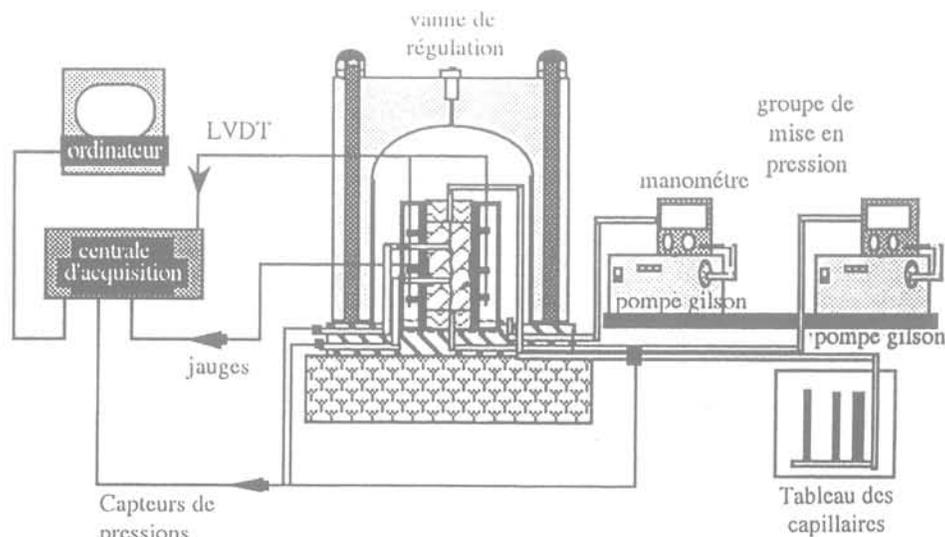


FIG. 4 Dispositif expérimental.  
Experimental device.

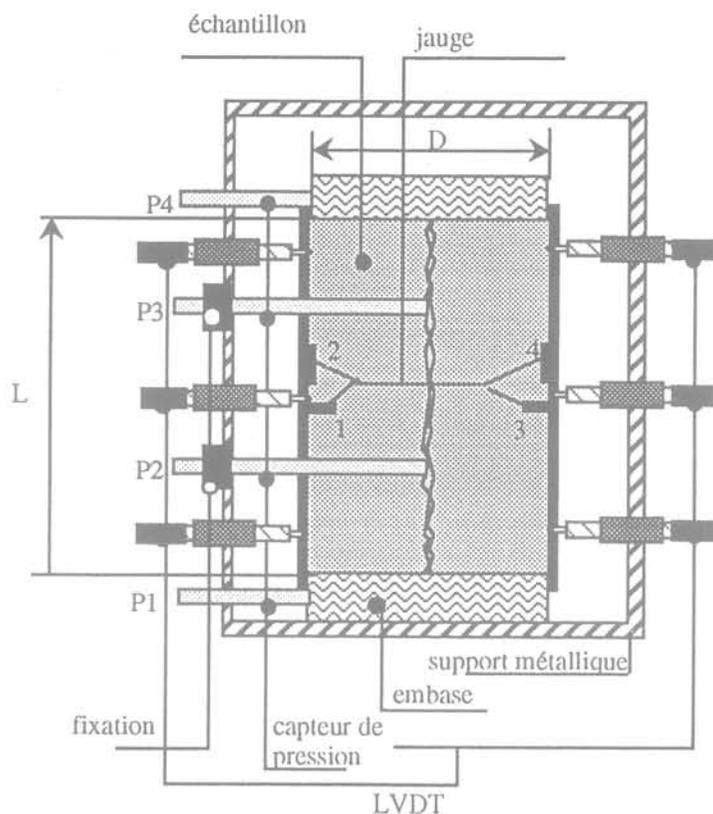


FIG. 5 Système de mesure équipant l'échantillon.  
Sample instrumentation.

de confinement constante. Cet essai est précieux pour décrire le couplage hydromécanique. L'essai d'écoulement permet, à différents niveaux de confinement (et donc de fermeture du joint), de mesurer le débit hydraulique induit par des conditions variables de pression d'injection et de drainage et d'évaluer ainsi la conductivité hydraulique du joint. L'essentiel des résultats obtenus est présenté plus loin dans la comparaison des résultats expérimentaux et ceux donnés par le modèle.

3

## Modélisation d'un joint rocheux sous contrainte normale

3.1

### Généralités

La réponse d'un joint rocheux, non cimenté, à une sollicitation normale présente généralement deux phases distinctes au cours du chargement. La première phase est caractérisée par une fermeture du joint sous faible contrainte et est suivie d'une seconde phase de durcissement où la contrainte normale croît rapidement (Fig. 1). Ce phénomène est en partie dû à un écrasement progressif des grains qui augmente la surface de contact dans la fracture, rendant alors le joint de plus en plus raide. Cette fermeture n'est pas réversible, et un déchargement entraîne une réouverture incom-

plète. Cette non-réversibilité peut s'expliquer par des frottements au niveau des contacts rocheux mais également par un écrasement irréversible des aspérités de la fracture.

Pour modéliser un tel comportement, on propose de schématiser la fracture par un assemblage de plots, de hauteurs et sections variables, qui viendront successivement se mettre en contact au cours du chargement (Fig. 6). Pour que le comportement global du joint soit irréversible, on a choisi un modèle simple d'élastoplasticité avec écrouissage cinématique (Fig. 7). On peut ainsi reproduire, qualitativement, le comportement complet sous charge et décharge d'un joint (Fig. 8).

3.2

### Détermination des paramètres du modèle. Hypothèses

Ce modèle de comportement d'un joint rocheux est d'une grande simplicité conceptuelle mais nécessite la détermination de nombreux paramètres qu'il s'agira de calculer en fonction du comportement réel d'une fracture. Ces paramètres sont de deux natures distinctes :

- mécanique avec  $E$ ,  $K$ ,  $\sigma_1$  (ou  $\epsilon_1^*$ ) ;
- géométrique avec  $e$ ,  $S(i)$ ,  $Ch(i)$  et le nombre de plots  $N$ .

Les définitions des différents paramètres sont données sur les figures 6 et 7.

Pour simplifier la détermination de ces paramètres quelques hypothèses sont nécessaires ; en particulier si

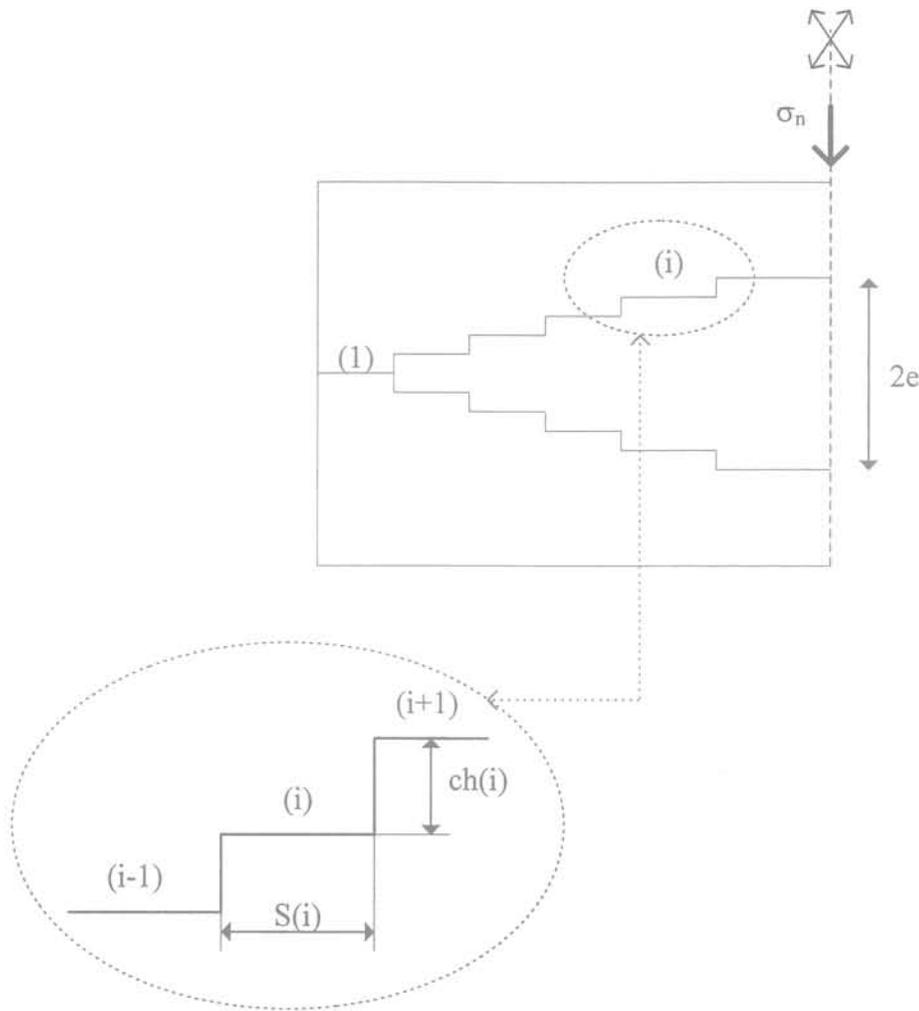


FIG. 6 Description géométrique du joint par le modèle de « plots ». Geometrical description of joint by pin's model.

l'écrasement total du joint mesuré vaut  $e_0$ , il est possible pour une fracture d'envisager une ouverture normée variant de 0 à 1 (rapport  $e/e_0$ ). Le comportement réel sera donc défini à un facteur multiplicatif près. Dans ce même esprit, on norme également l'écrasement  $\epsilon$  possible d'un plot en supposant que la hauteur totale de chaque plot  $h(i)$  vaut 1. La déformation d'un plot  $\epsilon = \frac{\Delta h}{h}$  variera donc de 0 à 1, la valeur unité ne sera éventuellement atteinte que pour le premier plot lors d'un écrasement total.

Pour traduire les variations de surface ou de hauteur d'un plot à l'autre on suppose une variation géométrique de raison  $q_1$  (pour la surface) et  $q_2$  (pour la hauteur); soient :

$$S(i) = q_1 S(i-1) \text{ et } Ch(i) = q_2 Ch(i-1) \quad (6)$$

On norme également la surface totale du joint par

$$\sum_{i=1}^N S(i) = 1 = S_T.$$

Les paramètres géométriques sont donc réduits à l'ouverture  $e$ , la surface initiale en contact  $S(1)$ , les raisons géométriques  $q_1$  et  $q_2$  et enfin le nombre total de plots  $N$ .

Lors d'un essai d'écrasement total d'un joint, on a accès à différentes informations qui permettront la

détermination des paramètres, soit directement, soit par méthode inverse. On peut en particulier observer sur la figure 8 les pentes  $p_1$  et  $p_2$  et l'écrasement résiduel  $\epsilon_r$ . Les pentes  $p_1$  et  $p_2$  permettent d'estimer les valeurs de  $E$  et  $S(1)$ , car si l'écrasement est total, la pente en décharge  $p_2$  donne directement la valeur de  $E$ . Si on suppose que le joint a été complètement fermé par la contrainte normale  $\sigma_n$ , un déchargement de celui-ci marquera un retour élastique et concernera la totalité des plots, soit la surface  $S_T = 1$ . Chaque plot se déforme élastiquement de la même valeur  $\epsilon^e$  (Fig. 8) et on a par équilibre statique :

$p_2 \epsilon^e = S_T \Delta \sigma = S_T E \epsilon^e$  soit  $p_2 = E$ . On peut ensuite estimer la surface  $S(1)$  par :

$$S(1) = \frac{p_1}{E} \quad (7)$$

En effet, si  $\sigma_n$  est la contrainte normale appliquée au joint elle sera équilibrée par le seul plot (plot 1) chargé et sollicité par  $\sigma(1)$ . Cette contrainte provoque une déformation  $\epsilon(1)$  supposée élastique au début de l'écrasement.  $\sigma_n$  s'appliquant sur la surface totale  $S_T = 1$  du joint, la force à équilibrer sera :  $S_T \sigma_n = \sigma_n = p_1 \epsilon(1)$ . Cette force est équilibrée par le premier plot ce qui donne :

$$S_T \sigma_n = \sigma_n = p_1 \epsilon(1) = \sigma(1) S(1) = E \epsilon(1) S(1) \quad (8)$$

La relation (7) s'en déduit immédiatement.

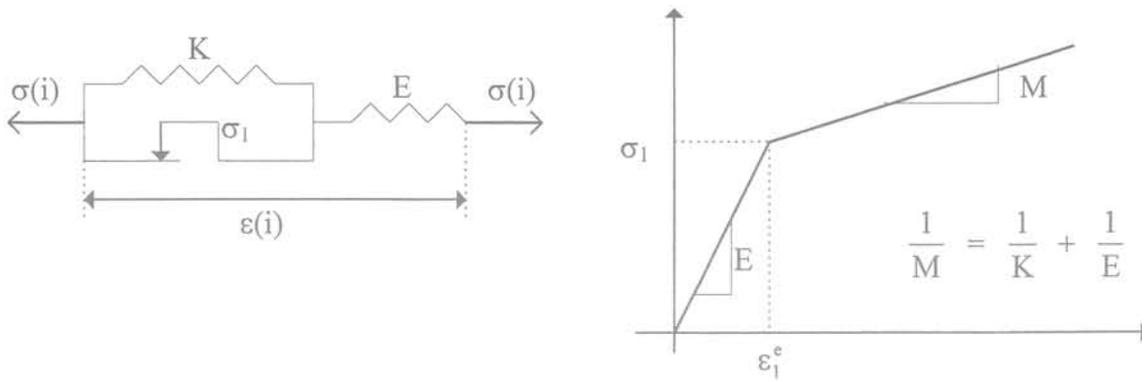


FIG. 7. Modélisation rhéologique du comportement d'un plot.  
Rheological modelling of pin's.

$S(1)$  et  $E$  peuvent être ensuite utilisées comme valeurs initiales dans des méthodes inverses de détermination numérique ou gardées telles quelles. Le paramètre  $S(1)$  peut alors paraître ici redondant si la raison  $q_1$  et  $N$  sont connus. Mais, si on fixe la valeur de  $S(1)$  grâce aux pentes  $p_1$  et  $p_2$ , la série géométrique sur la surface débute à partir de  $S(2)$ .

Après une décharge totale du joint, fermé au préalable par la contrainte  $\sigma_M$ , il reste une ouverture résiduelle  $\varepsilon_r$ . La composante élastique de la déformation du premier plot aura donc été :  $\varepsilon^e(1) = 1 - \varepsilon_r$ . La loi de comportement d'un plot (Fig. 7) permet alors d'écrire :

$$\begin{cases} E \varepsilon_1^e + M[1 - \varepsilon_1^e] = E(1 - \varepsilon_r) \\ \text{OU} \\ M = E \frac{1 - \varepsilon_1^e - \varepsilon_r}{1 - \varepsilon_1^e} \end{cases} \quad (9)$$

L'équilibre global du joint, pour un écrasement total, si  $l_e$  est le nombre de plots plastifiés, s'écrit :

$$\sigma_M = E \left[ \sum_{i=1}^N S(i) \varepsilon(i) - \frac{\varepsilon_r}{1 - \varepsilon_1^e} \sum_{i=1}^{l_e} S(i) (\varepsilon(i) - \varepsilon_1^e) \right] \quad (10)$$

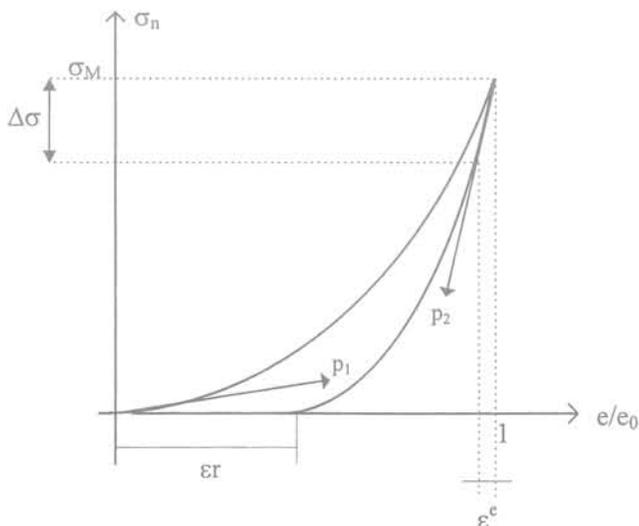


FIG. 8. Réponse qualitative de la modélisation.  
Qualitative prediction of the model.

Cette relation permet le calcul explicite de  $E$ , et donc de  $M$  en fonction de  $\sigma_M$ . Il faut noter que, si  $\varepsilon_1^e$  est connu,  $l_e$  se calcule aisément en fonction de ce paramètre. Il apparaît donc qu'il suffit de calculer  $q_1$ ,  $q_2$  et  $\varepsilon_1^e$ , après avoir arbitrairement choisi une valeur de  $N$ , pour être en mesure de simuler le comportement du joint. On a employé, pour déterminer ces paramètres une méthode d'inversion directe (Shao *et al.*, 1991). Ces calculs ont été faits pour des joints de roches de natures très différentes. Les paramètres ainsi déterminés sont donnés dans le tableau I et les figures 9 et 10 montrent les bonnes simulations obtenues avec un faible nombre de plots (7 plots).

TABLEAU I. Valeurs calculées des paramètres du modèles.  
Values of model parameters

Roche	$q1$	$q2$	$\varepsilon^e(1)$	$E$ (MPa)	$M$ (MPa)
Granite	2,5	0,7	$6,2 \cdot 10^{-5}$	748,55	441,62
Marbre	3,2	1,1	$4,6 \cdot 10^{-6}$	700,6	421,5

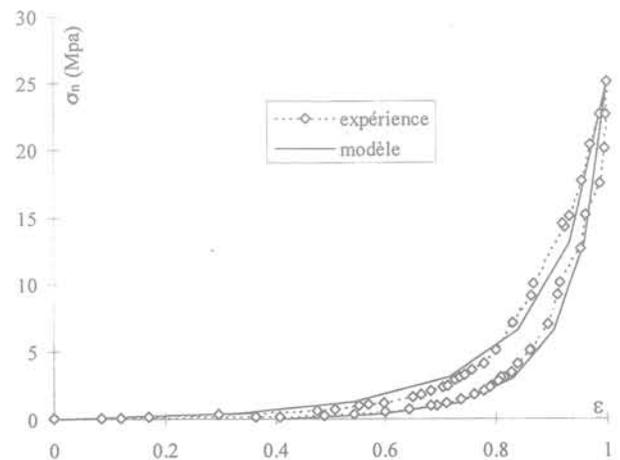


FIG. 9. Comparaison modélisation-expérience du comportement d'un joint de granite.  
Comparison between experience and model for a joint granite.

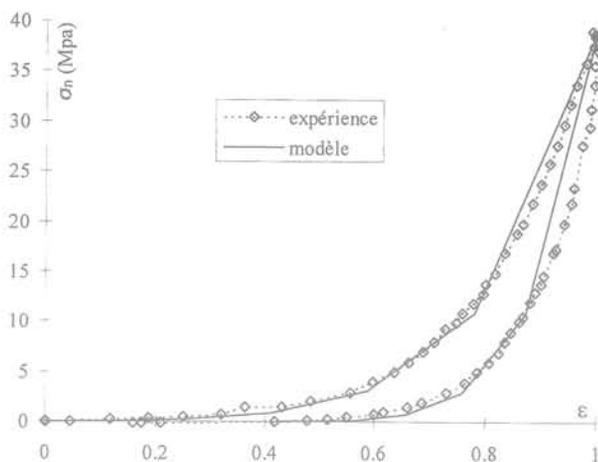


FIG. 10 Comparaison modélisation-expérience du comportement d'un joint de marbre. Comparison between experience and model for a marble granite.

On peut conclure que ce modèle simple est apte à décrire le comportement d'un joint rocheux sous contrainte normale suite à un seul écrasement de celui-ci et moyennant le calcul de quelques paramètres dont le sens physique peut être aisément interprété. Si par exemple le joint est très rugueux avec de nombreuses aspérités il faudra augmenter le nombre de plots et prendre une surface  $S(1)$  très petite. En revanche, pour un joint plus lisse,  $S(1)$  peut être plus grand et les plots moins nombreux. Le « degré » d'irréversibilité est directement lié aux valeurs de  $K$  et  $\epsilon_1^c$ , c'est donc sur ces paramètres qu'il faudra jouer si l'effet d'hystérésis est plus ou moins marqué.

Il faut noter ici que la rugosité du joint n'est pas un paramètre explicite du modèle. L'association des plots de géométrie différente permet de représenter le comportement d'un joint, dans son état actuel, sans faire appel à la description précise de la rugosité. Celle-ci n'est implicitement prise en compte que sous la forme d'une valeur moyenne des pics et vallées des surfaces en contact, que les raisons  $q_1$  et  $q_2$  permettent d'appréhender. La méthode d'inversion numérique choisie pour calculer ces paramètres, ne permet pas d'établir une réelle corrélation avec la rugosité qui n'est pas mesurée ici. Même si les paramètres ont un sens physique, il n'est pas certain que d'autres valeurs de ceux-ci ne conduisent pas à la même simulation du comportement d'un joint donné. Il apparaît cependant que la recherche d'une corrélation entre la rugosité et les paramètres de ce modèle serait un axe d'investigation digne d'intérêt car, en cas de succès, il deviendrait possible de prédire, pour un matériau donné, le comportement d'un joint par sa seule identification géométrique.

### 3.3

## Contrainte effective. Comportement hydraulique

### 3.3.1

#### Contrainte effective

Pour décrire le comportement hydromécanique d'un joint on dispose des essais de couplage effectués

par Sibaï *et al.* (1997) en condition statique (sans gradient hydraulique). C'est le second type d'essai décrit au § II. Expérimentalement, la pression de fluide dans le joint ne peut excéder la pression de confinement pour des raisons d'étanchéité mais la simulation permettrait des valeurs plus élevées jusqu'à la limite d'équilibre statique du joint. Expérimentalement le joint est chargé mécaniquement puis une pression de fluide  $P_i$  (eau) est appliquée, progressivement croissante, dans le joint. Le modèle proposé permet de simuler le comportement du joint sous ce type de sollicitation. La figure 11 schématise un tel comportement et le décollement des plots suite à l'augmentation de la pression  $P_i$ . Dès qu'il y a décollement de plots, la pression  $P_i$  s'exerce sur une surface plus importante. Un test est donc prévu pour repérer ce phénomène, et la mise en pression s'apparente à un déchargement élastique du joint.  $\sigma_n$  joue en quelque sorte le rôle de contrainte totale, la « contrainte effective »  $\sigma_{eff}$  est la résultante apparente des efforts de contact entre les plots. Comme pour les matériaux poreux cette contrainte effective s'avère être la contrainte responsable des déformations de la matière (les plots) mais a aussi une signification mécanique par l'équilibre statique dont elle est déduite. Cette notion n'est donc pas purement rhéologique. L'équilibre mécanique impose :

$$\sum_{i=1}^J S(i)\sigma(i) = \sigma_n S_t - P_i(S_t - S_c) = \sigma_{eff} S_t \quad (11)$$

d'où :

$$\sigma_{eff} = \sigma_n - P_i(1 - S_c) \quad (12)$$

où  $J$  est le nombre de plots en contact à la pression  $P_i$ .

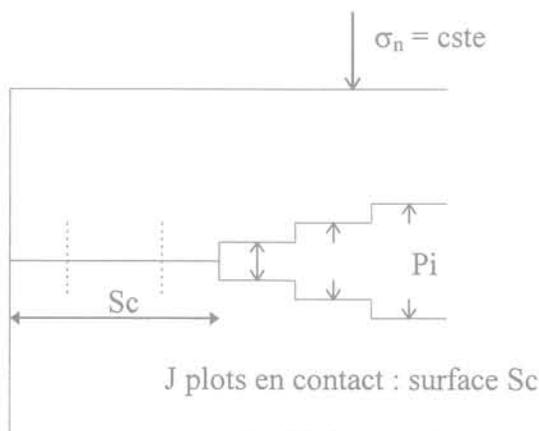


FIG. 11 Équilibre statique d'un joint, sous pression, partiellement fermé. Static equilibrium of a partially close joint under pressure.

Les figures 12 et 13 présentent les résultats comparés de la modélisation et des mesures expérimentales et montrent de nouveau la bonne aptitude du modèle à décrire le comportement, hydromécanique, d'un joint.

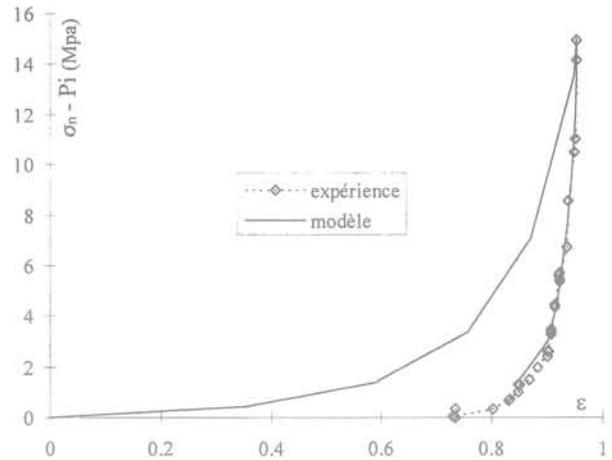
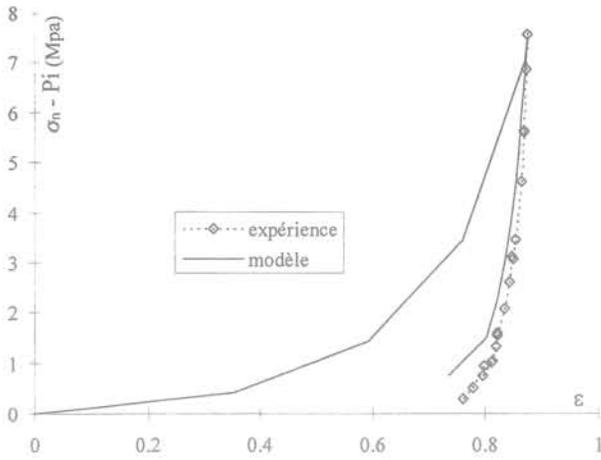


FIG. 12 Comparaison modèle expérience du comportement hydromécanique d'un joint de granite ; a)  $\sigma_n = 7,5$  MPa et b)  $\sigma_n = 15$  MPa.  
Comparison between experience and model for the hydromechanical behaviour of granite joints ; a)  $\sigma_n = 7,5$  MPa and b)  $\sigma_n = 15$  MPa.

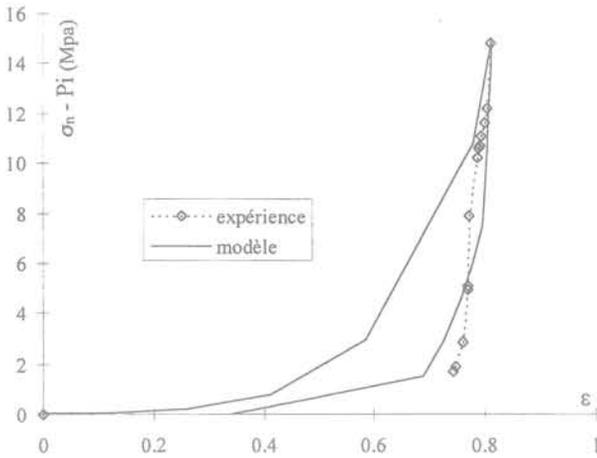
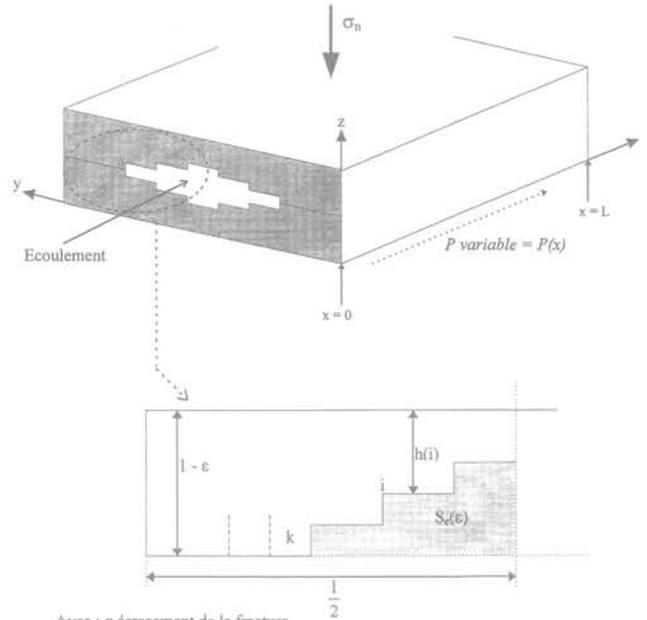


FIG. 13 Comparaison modèle expérience du comportement hydromécanique d'un joint de marbre ;  $\sigma_n = 15$  MPa.  
Comparison between experience and model for the hydromechanical behaviour of marble joint  $\sigma_n = 15$  MPa.



Avec :  $\epsilon$  écrasement de la fracture  
 $k$  plots en contacts

FIG. 14 Écoulement dans un joint – calcul de la surface offerte à l'écoulement.  
Flow in a joint – calculation of the area associated to the flow.

### 3.3.2

#### Couplage hydromécanique avec gradient hydraulique

La notion de contrainte normale effective développée précédemment permet de calculer l'ouverture (normée) du joint rocheux en fonction de la sollicitation ( $\sigma_n, P$ ). Pour un écrasement donné, il est possible de calculer l'ouverture entre les plots qui ne sont pas en contact et de définir alors l'ouverture hydraulique de la fracture. Lors d'un écoulement la pression interstitielle varie dans la fissure et nous supposons que la relation (11) reste applicable localement (Fig. 14).

En supposant que pour le couple ( $\sigma_n, P$ ) appliqué localement au joint, il y a  $k$  plots en contact et que l'écrasement local vaut  $\epsilon$  (Fig. 14), la surface  $S_e(\epsilon)$  offerte à l'écoulement sera

$$S_e(\sigma_n, P) = S_e(\epsilon) = \sum_{i=k+1}^N (1 - h(i) - \epsilon) S(i) \quad (13)$$

Pour calculer le débit local de fluide  $Q$ , nous supposons que l'écoulement entre les plots est laminaire et s'écrit :

$$Q(\sigma_n, P) = Q(\epsilon) = \frac{g}{12\nu} J \left[ \sum_{i=k+1}^N (1 - h(i) - \epsilon)^3 S(i) \right] l e_0^3 \quad (14)$$

avec  $l$  largeur du joint (Fig. 14) ;  $e_0$  ouverture initiale du joint ;  $\nu$  viscosité cinématique de l'eau ;  $J$  gradient hydraulique.

Il est aussi possible avec cette valeur du débit de calculer une vitesse moyenne de fluide par :

$$V_{moy} = \frac{Q(\epsilon)}{l e_0 S_e(\epsilon)} \quad (15)$$

Calcul du paramètre  $e_0$ 

$e_0$  représente l'ouverture moyenne initiale du joint, sa mesure directe est délicate et on l'estime par une méthode indirecte basée sur la mesure de débit  $Q$  pour la sollicitation représentée sur la figure 15.

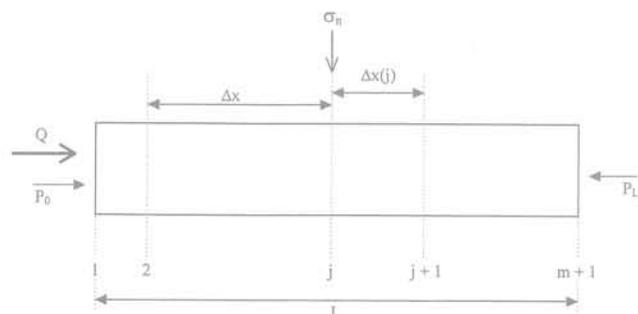


FIG. 15 Discretisation de la pression dans le joint.  
Pressure discretisation in joint.

Dans la section d'abscisse  $j$ , l'état local de sollicitation est donnée par le couple  $(\sigma_n, P_j)$  induisant un écrasement  $\varepsilon_j$ . On peut donc noter :

$$\alpha(k, j) = \sum_{i=k+1}^N (1 - h(i) - \varepsilon_j)^3 S(i) \quad (16)$$

Le domaine est subdivisée en  $m$  tronçons, de longueurs inégales, telles qu'entre deux points consécutifs  $j$  et  $j+1$  on ait :

$$\Delta P_j = \frac{P_L - P_0}{m} = P_{j+1} - P_j \quad (17)$$

Le débit  $Q$  s'interpole alors entre deux sections consécutives par :

$$Q(\varepsilon_j) = \frac{l e_0^3 \Delta P_j}{12 \mu \Delta x_j} \left[ \frac{\alpha(k, j) + \alpha(k, j+1)}{2} \right] \quad (18)$$

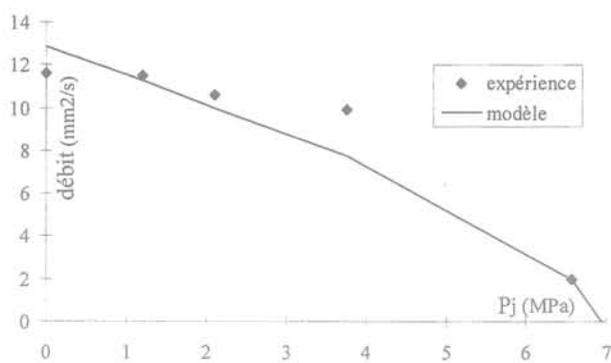
avec  $\mu$  viscosité dynamique du fluide.

Ou encore, en remarquant que  $\sum \Delta x_i = L$  :

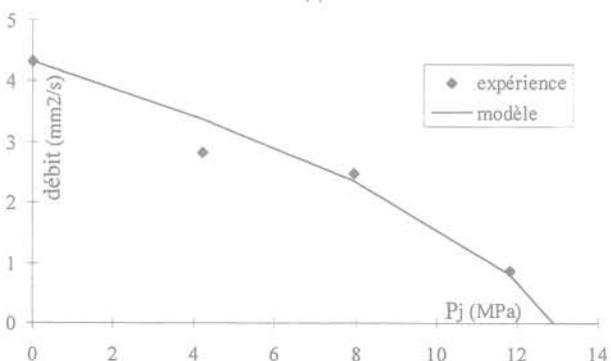
$$Q(\varepsilon_j) = \frac{l e_0^3}{12} \frac{P_0 - P_L}{\mu} \frac{1}{L} \sum_j \left[ \frac{\alpha(k, j) + \alpha(k, j+1)}{2} \right] \quad (19)$$

Dans cette dernière équation  $e_0$  est inconnue mais peut être estimée par la mesure du débit  $Q$  dans une fracture donnée à une contrainte totale  $\sigma_n$  donnée.

$e_0$  étant connue, il est alors possible de calculer le débit  $Q$  pour différents niveaux de pression d'injection. C'est ce qu'illustrent les figures 16 et 17 avec de nouveau une bonne corrélation entre l'expérience et la modélisation. Les relations (18) et (19) permettent également le calcul de  $\Delta x_j$ , ceci fournit le profil de pression dans le joint dont la figure 18 présente une illustration.

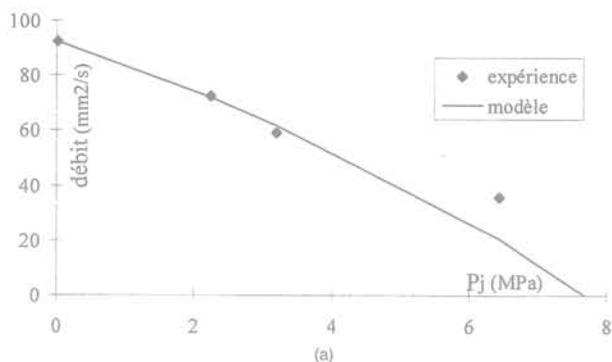


(a)

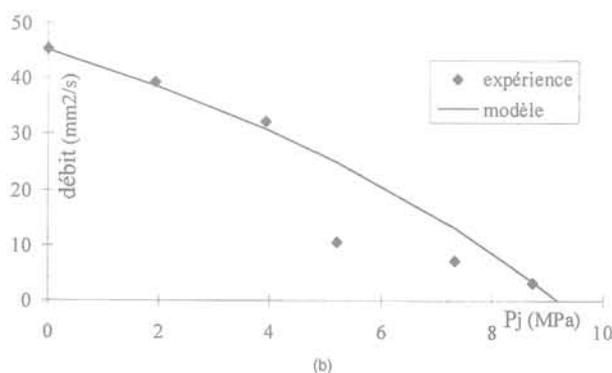


(b)

FIG. 16 Variation du débit en fonction de la pression de fluide dans un joint de granite soumis à une contrainte normale donnée ; a)  $\sigma_n = 7,5$  MPa et b)  $\sigma_n = 15$  MPa.  
Flow rate variation with respect to the fluid pressure in a granite joint under normal stress ; a)  $\sigma_n = 7,5$  MPa and b)  $\sigma_n = 15$  MPa.



(a)



(b)

FIG. 17 Variation du débit en fonction de la pression de fluide dans un joint de marbre soumis à une contrainte normale donnée ; a)  $\sigma_n = 7,5$  MPa et b)  $\sigma_n = 15$  MPa.  
Flow rate variation with respect to the fluid pressure in a marble joint under normal stress ; a)  $\sigma_n = 7,5$  MPa and b)  $\sigma_n = 15$  MPa.

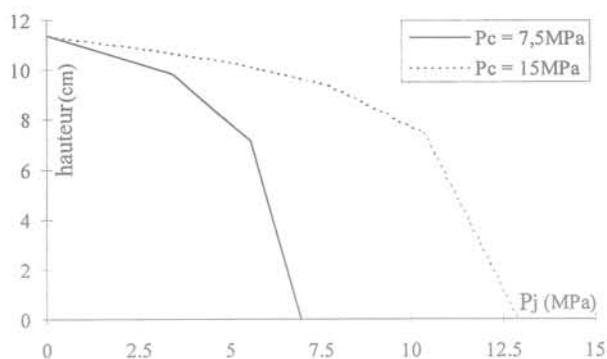


FIG. 18 Modélisation de la perte de charge hydraulique dans le joint de granite. Modelling of hydraulic gradient in a joint.

4

## Conclusion

Cette étude, qui s'appuie pour une large part sur de nombreux essais de laboratoire sur les joints rocheux, a permis de développer un modèle de comportement physique assez simple. Ce modèle n'est pas encore complet et devra être prolongé par la prise en compte

du comportement du joint sous cisaillement. Dans sa version actuelle, ses paramètres peuvent être identifiés par un essai de compressibilité et l'emploi de méthodes d'inversion numérique. Ce modèle permet de reproduire le comportement réel du joint sous sollicitation normale, en charge et décharge, avec un degré de précision très satisfaisant. Il permet aussi de reproduire assez fidèlement le comportement du joint chargé par une pression interne de fluide et de retrouver une notion de contrainte effective par l'intermédiaire du degré de fermeture du joint (section  $S_c$  en contact). Une approche plus fine de ce comportement pourrait être envisagée dans l'avenir par la prise en compte d'une certaine filtration de liquide entre les plots et écrire alors  $\sigma_{eff} = \sigma_n - P[1 - \psi S_c]$   $\psi$  étant un facteur correctif inférieur à l'unité dont le rôle apparaît si la surface en contact  $S_c$  tend vers 1. Dans ce cas la pression doit prendre de très grandes valeurs pour écarter le joint ce qui mène assez rapidement à une instabilité dans son comportement. La correction numérique permet alors « d'adoucir » ce phénomène. Finalement la simulation du comportement hydraulique d'un joint a également pu être réalisée avec une corrélation satisfaisante entre les débits de fluide mesurés et simulés pour diverses conditions d'injection ce qui prouve une nouvelle fois que cette modélisation de type physique présente quelques aspects pertinents vis-à-vis du comportement réel du joint.

## Bibliographie

- Bandis S.C., Lumsden A.C., Barton N.R. – Fundamentals of rock joint deformation. *Int J of Rock Mech Min Sci*, 1983, vol. 20, n° 6, p. 249.
- Barton N.R., Bandis S.C., Bakhtar K. – Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. *Int J of Rock Mech Min Sci*, 1985, vol. 22, n° 3, p. 121.
- Detournay E. – *The interaction of deformation and hydraulic conductivity in rock fracture, an experimental and analytical study. Improved stress determination procedures by hydraulic fracturing*. Final report. Minneapolis, University of Minnesota, 1979, vol. 2.
- Gale J.E. – *The effect of fracture type (induced versus natural) on the stress ; fracture closure ; fracture permeability relationships*. Proc 23rd US Rock Mech Symp, Berkeley, California, 1982, p. 290.
- Gentier S. – Morphologie et comportement hydromécanique d'une fracture naturelle dans un granite sous contrainte normale. Thèse de doctorat, université d'Orléans, 1986.
- Goodman R.E. – *The mechanical properties of joints*. Proc 3rd Cong ISRM, Denver Colorado, 1974, vol. 1A, p. 127.
- Goodman R.E. – *Methods of geological engineering in discontinuous rocks*. West Publishing Company, 1976.
- Greenwood J.A., Tripp J.H. – *The contact of two nominally flat rough surfaces*, Proc Int Mech Engrs, vol. 185, 1971, p. 525.
- Greenwood J.A., Williamson J.B.P. – *Contact of nominally flat surfaces*, Proc Roy Soc London, série A, vol. 295, 1966, p. 300.
- Lomizé G.M. – *Water flow through jointed rock*. (En russe Gosenergoizdat), Moscow, 1951.
- Shao J.-F., Dahou A., Henry J.-P. – Application de la théorie des problèmes inverses à l'estimation des paramètres des modèles rhéologiques. *Revue française de Géotechnique*, 1991, n° 57, pp. 75-80.
- Sibai M., Haji-Sotoudeh M., Henry J.-P. – Étude expérimentale du couplage hydromécanique de joints rocheux. *Revue française de Géotechnique*, à paraître.
- Raven K.G., Gale J.E. – Water flow in a natural rock fracture as a function of stress and sample size. *Int J Rock Mech Min Sci*, 1985, vol. 22, n° 4, p. 251.
- Whiterspoon P.A., Wang J.S.Y., Iwai K., Gale J.E. – Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture. *Water Resources Research*, 1980, vol. 16, n° 6, p. 1016.

**GROUND DYNAMICS AND  
MAN-MADE PROCESSES :  
PREDICTION, DESIGN, MEASUREMENT**

**20 November 1997**

**The Institution of Civil Engineers,  
London**

**Information**

Le thème de cette courte conférence portait sur les applications pratiques des vibrations dans le sol, affectant l'environnement et les performances des structures et des services. Bien que les sollicitations en cause soient plus faibles que celles des séismes, la parenté avec le génie parasismique et pour la caractérisation du comportement dynamique des sols est évidente.

**Quatres thèmes :** • Vibrations dans les sols • Chemins de fer et transport • Construction • Fondations

**Renseignements :**

Sabrina KÜHN  
Thomas Telford Conference  
The Institution of civil Engineers  
1, Great George Street  
LONDON, SW1P 3AA, Angleterre

# Expériences de laboratoire sur le comportement thermo-hydro-mécanique de matériaux argileux remaniés gonflants et non gonflants

J.-C. ROBINET  
A. PASQUIOU  
A. JULLIEN  
N. BELANTEUR

Euro-Géomat Consulting,  
51, route d'Olivet,  
45100 Orléans

F. PLAS

Andra  
Service matériaux  
Direction scientifique  
Parc de la Croix-Blanche,  
1/7, rue Jean-Monnet,  
92298 Châtenay-Malabry

## Résumé

Des essais ont permis d'analyser aux niveaux macroscopique et microscopique, le comportement thermo-hydro-mécanique des argiles gonflantes et non gonflantes. Le comportement mécanique a été étudié au moyen d'essais œdométriques cycliques avec et sans mesure des contraintes radiales, ainsi que d'essais de compression triaxiale non drainés à différentes pressions de confinement. L'influence de la pression de consolidation sur les textures a été analysée sur la base de résultats d'essais de porosimétrie au mercure et de BET. Ces essais ont permis de mettre en évidence un comportement élasto-plastique en charge pour les différentes roches argileuses gonflantes et non gonflantes. Dans le cas des roches gonflantes, la décharge et la recharge s'accompagnent de boucles d'hystérésis traduisant l'existence de déformations irréversibles et un comportement élasto-plastique. Le coefficient  $k_0$  pour les différentes roches peut être évalué avec une relation linéaire en fonction du rapport de contraintes  $q/p'$ . Ainsi, pour les états de contrainte normalement consolidés, les variations des contraintes extérieures sont équilibrées par l'évolution des contraintes de contact :  $\delta\sigma_{ext} = \delta\sigma_c$ . En revanche, pour les états de contrainte surconsolidés et dans le cas des roches gonflantes, les variations des contraintes extérieures sont reprises par les contraintes physico-chimiques de répulsion  $\delta\sigma_{ext} = \delta\sigma_{R-A}$ . Pour l'étude du comportement thermo-mécanique, nous avons réalisé d'une part, des essais isothermes sur des chemins œdométriques et triaxiaux non drainés et, d'autre part, des cycles thermiques sous chargement mécanique constant à l'état normalement consolidé et à l'état surconsolidé sur des chemins œdométriques. L'anisotropie des déformations sous sollicitations thermiques et les déformations irréversibles des textures des roches argileuses ont été étudiées. Elles permettent ainsi d'associer à ces sollicitations thermo-mécaniques un opérateur tensoriel : la contrainte thermique  $\sigma_t$ . Les principaux phénomènes liés au comportement hydro-mécanique des roches argileuses fortement compactées ont été mis en évidence par des essais œdométriques et triaxiaux à succion constante et par des cycles de sorption-désorption. Ainsi les essais de sorption-désorption mettent en évidence deux domaines : un domaine quasi saturé dans lequel les déformations sont isotropes et un domaine non saturé caractérisé par des déformations réversibles anisotropes. Un opérateur tensoriel de contrainte capillaire  $\sigma_{cap}$  est proposée pour traduire ces déformations. Ainsi, dans le cas général de sollicitations thermo-hydro-mécaniques, les variations de contraintes extérieures sont équilibrées par des contraintes de contact pour les états de contrainte normalement consolidés ( $OCR = 1$ ) ou de répulsion pour les états de contrainte surconsolidés ( $OCR > 1$ ), par des

contraintes thermiques et par des contraintes capillaires :  $\underline{\sigma}_{ext} = \underline{\sigma}_c + \underline{\sigma}_{cap} + \underline{\sigma}_T$  (OCR = 1) et

$\underline{\sigma}_{ext} = \underline{\sigma}_R + \underline{\sigma}_{cap} + \underline{\sigma}_T$  (OCR > 1)

## Laboratory experiments on the thermo-hydro-mechanical behaviours of swelling and unswelling clayey rocks

### Abstract

Some tests allowed to analyse at macroscopic and microscopic levels, the thermo-hydro-mechanical behaviour of swelling and unswelling clayey rocks. The mechanical behaviour was studied by oedometric cyclic tests with and without measurement of the radial stress, as well as undrained compression triaxial tests at different confining pressures. The influence of the consolidation pressure on the textures was analysed from results of porosimeter and BET tests. These tests allowed to point out an elasto-plastic behaviour during the loading for different swelling and unswelling clayey rocks. In the case of the swelling rocks, the unloading and the reloading curves showed hysteresis loops, which proved the existence of irreversible strains and an elasto-plastic behaviour. The  $k_o$  coefficient for the different rocks could be valued by linear relation with the stresses ratio  $q/p'$ . Thus for the normally consolidated states, the variations of the external stress are level-headed by the evolution of the stress of contact :  $\delta\sigma_{ext} = \delta\sigma_c$ . In return for the overconsolidated states and in the case of the swelling clayey rocks, the variations of the external stress are compensated by the physico-chemical repulsion stress :  $\delta\sigma_{ext} = \delta\sigma_{R-A}$ . To study the thermo-mechanical behaviour, we performed on one hand isothermal tests on some oedometric and undrained triaxial paths, and on the other hand thermal cycles under mechanical constant loading at normally and over consolidated states on some oedometric paths. The anisotropy of the strain under thermal solicitations and the irreversible strain of clayey rock textures were studied. Thus they allow to associate a tensorial operator, the thermal stress  $\sigma_T$  to thermo-mechanical solicitations. The main phenomena due to the hydro-mechanical behaviour of highly compacted clayey rocks were pointed out by oedometric and triaxial tests at constant suction and by sorption desorption cycles. So sorption desorption tests show two domains : a quasi saturated domain for which the strains are isotropic and a no saturated one characterised by reversible anisotropic strain. A tensor of capillary stress  $\sigma_{cap}$  is suggested in order to translate these strains. So in the general case of thermo-hydro-mechanical solicitations, the variations of external stress are equilibrated by the contact stress (OCR = 1) or repulsion stress (OCR > 1), and by the thermal stress and the capillary stress :

$\underline{\sigma}_{ext} = \underline{\sigma}_c + \underline{\sigma}_{cap} + \underline{\sigma}_T$  (OCR = 1) and

$\underline{\sigma}_{ext} = \underline{\sigma}_R + \underline{\sigma}_{cap} + \underline{\sigma}_T$  (OCR > 1)

## NOTATIONS

$e$	: indice des vides.
OCR	: degré de consolidation.
$\sigma_{ext}$	: contrainte totale extérieure (Pa).
$\sigma_c$	: contrainte de contact (Pa).
$\sigma_R$	: contrainte physico-chimique de répulsion (Pa).
$\sigma_{cap}$	: contrainte capillaire (Pa).
$\sigma_T$	: contrainte thermique (Pa).
$\sigma_1$	: contrainte verticale (Pa).
$\sigma_2$	: contrainte radiale (Pa).
$q = \sigma'_1 - \sigma'_2$	: déviateur de contrainte (Pa).
$p' = [\sigma'_1 + 2\sigma'_2]/3$	: pression moyenne effective (Pa).
$k_o = \sigma'_2/\sigma'_1$	: coefficient de poussée des terres au repos.
$M = q/p'$	: pente d'état critique.
$E$	: module d'Young (Pa).
$\nu$	: coefficient de Poisson.
$s$	: succion (Pa).
$h_r$	: humidité relative.
$M$	: masse molaire ( $g \cdot mol^{-1}$ ).
$T$	: température ( $^{\circ}K$ ).
$\rho_w$	: masse volumique de l'eau ( $10^3 kg/m^3$ ).
$P_c$	: pression de consolidation (Pa).

### 1

## Introduction

Dans le domaine du génie pétrolier, la compaction est la réduction de l'épaisseur des réservoirs durant la production, essentiellement produite par l'extraction du fluide interstitiel (J.M. Piau, 1995). L'exploitation des aquifères pour des usages domestique, agricole ou industriel peut aussi être la cause de subsidences spectaculaires. A cet effet, on peut citer les exemples suivants : 10 cm à Venise (Italie), 3 m à Mexico (Mexique) ou 4,2 m à Tokyo (Japon). Ce phénomène provient d'un mécanisme de base simple : la déformation du squelette de l'argile due à la modification des contraintes effectives. Une solution recommandée par la plupart des experts pour le stockage des déchets radioactifs à forte activité est l'enfouissement dans des formations géologiques à grande profondeur.

Ainsi dans le cas des stockages, l'étude hydro-mécanique concerne avant tout la création des ouvrages souterrains qui par les décharges mécaniques et hydriques produiront des zones désaturées autour des ouvrages (Robinet *et al.*, 1997). Dans la phase d'entreposage et de fermeture, ce sont les comportements couplés thermo-hydro-mécaniques engendrés par le contact avec une source chaude et par un changement d'état hydrique qui doivent être évalués. Parmi les travaux expérimentaux sur le couplage fluide-structure des roches argileuses saturées, il convient de citer les essais œdométriques ou isotropes de Baldi *et al.* (1987), Borgesson *et al.* (1993) sur l'argile de Boom et la smectite MX 80, les essais triaxiaux de Rousset (1987) sur les argiles non

gonflante de Couy et gonflante de Boom, ceux de Baldi *et al.* (1987) sur l'argile de Boom, ceux de Borgesson *et al.* (1993) sur une bentonite MX 80 et ceux de Lingnau *et al.* (1993) sur des mélanges sable-smectite. Dans le cas des roches partiellement saturées les travaux sont peu nombreux, le comportement hydro-mécanique a essentiellement été étudié à partir d'essais de compression simple sur des échantillons préparés dans des enceintes à humidité relative contrôlée, Colback *et al.* (1965) et Ballivy *et al.* (1992). Les premières études portant sur le couplage thermo-mécanique des roches saturées ont été réalisées par Baldi *et al.* (1990). Del Olmo *et al.* (1996) ont étudié le comportement thermo-mécanique de trois formations argileuses profondes : Boom en Belgique, Pasquasia en Italie et SS-1 IC-1 en Espagne.

Cet article a pour objectif de faire un inventaire des principaux mécanismes liés aux sollicitations mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique sur des roches argileuses remaniées. La démarche consiste à s'appuyer sur les résultats d'essais œdométriques cycliques, et d'essais triaxiaux à différentes températures pour analyser l'effet de la pression de consolidation, de cycles de température et de cycles de drainage-humidification sous un état de chargement constant.

### 2

## Comportement mécanique des roches argileuses remaniées, saturées

### 2.1

## Comportement sur chemin œdométrique

L'étude expérimentale a été réalisée avec un œdomètre à haute pression sans mesure de la contrainte radiale (Fig. 1) ou avec mesure de la contrainte radiale (Fig. 2). La première partie de l'étude a été menée sur quatre matériaux argileux de nature différente, à savoir : une kaolinite, une smectite, une argile du Bassin parisien et l'argile de Boom. Les caractéristiques de ces matériaux sont données dans le tableau I.

Les essais ont consisté à effectuer des cycles de « décharge-recharge » afin d'analyser le gonflement de chaque matériau. Les échantillons sont consolidés à une pression de 5 MPa, puis déchargés à une pression relativement faible (0,15-0,45 MPa), ensuite rechargés à une pression de 10 MPa et enfin complètement déchargés. Une contre-pression d'eau de 1 MPa a été appliquée à l'échantillon durant l'essai afin d'éviter sa désaturation. Les résultats de ces essais présentés sur la figure 3 montrent les phénomènes suivants :

- les courbes du premier chargement sont des droites en coordonnées semi-logarithmique qui diffèrent suivant les matériaux, et le comportement est élasto-plastique ;
- les pentes de décharge sont plus fortes pour l'argile de Boom et la smectite ;
- les boucles d'hystérésis après la décharge à 5 MPa sont plus aplaties pour la kaolinite et l'argile du Bassin parisien. Elles sont plus larges pour la smectite et l'argile de Boom.

Nous avons constaté que les différences de comportement entre les matériaux sont essentiellement

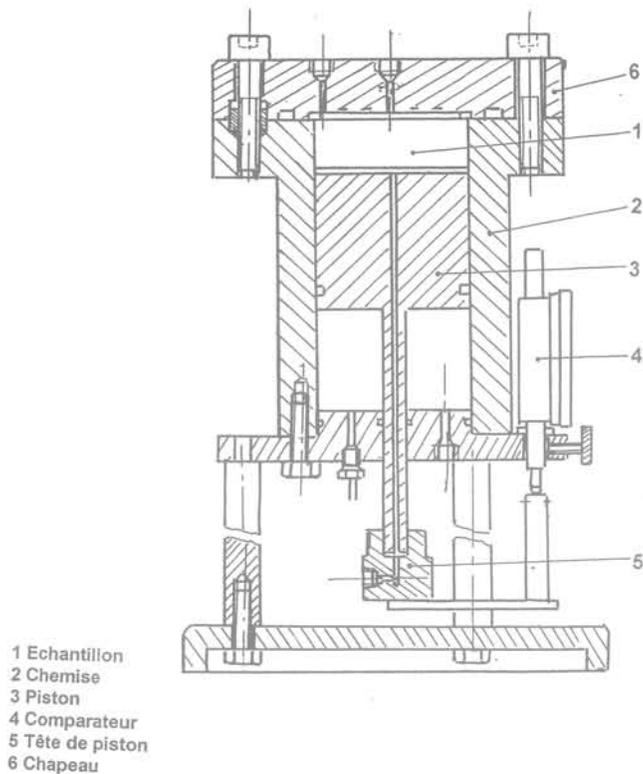


FIG. 1 Coupe schématique de la cellule œdométrique à haute pression.  
Schematic section of high pressure oedometric cell.

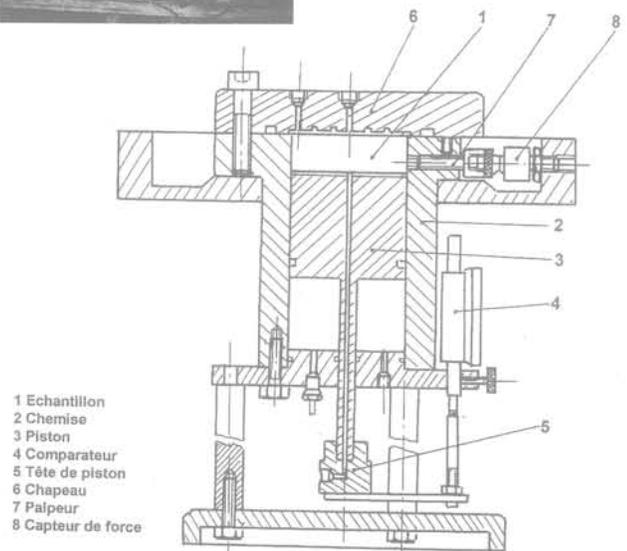
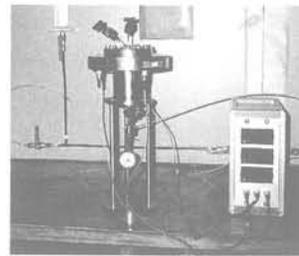


FIG. 2 Coupe schématique de la cellule œdométrique à haute pression avec mesure de la contrainte radiale.  
Schematic section of high pressure oedometric cell with radial stress measurement.

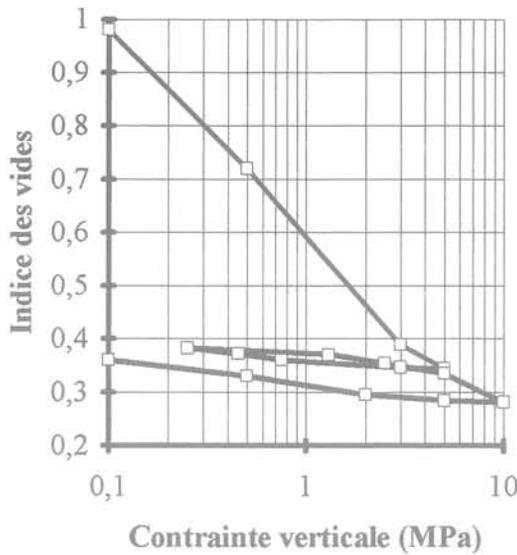
observées lors de la décharge. La smectite et, à un degré moindre, l'argile de Boom possèdent un gonflement beaucoup plus important que la kaolinite et l'argile du Bassin parisien. En effet, la diminution de la contrainte mécanique va provoquer le gonflement du matériau sous l'effet des forces non-équilibrées de

répulsion, Robinet *et al.* (1994). Ce gonflement augmente avec la pression de consolidation.

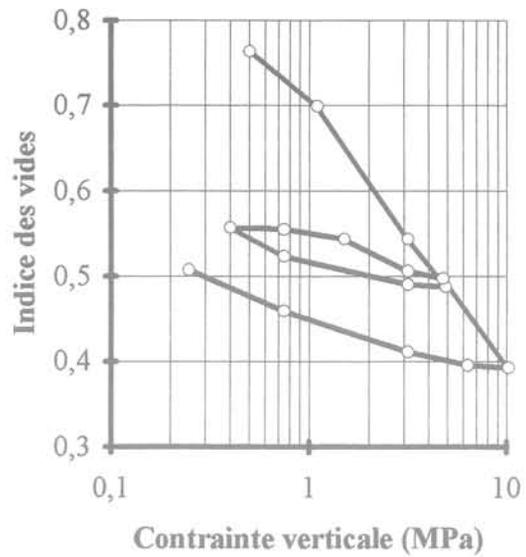
Les mesures des contraintes verticales et horizontales sur des chemins cycliques ont été réalisées sur une kaolinite et une smectite. Les résultats de ces essais sont traduits dans trois référentiels :  $e$ -Log  $\sigma_v$ ,  $q$ - $p'$  et

TABLEAU I Caractéristiques physiques et minéralogiques de l'argile du Bassin parisien, de la kaolinite, de la smectite et de l'argile de Boom.  
Physical and mineralogical characteristics of Bassin parisien clay, kaolinite, smectite and Boom clay.

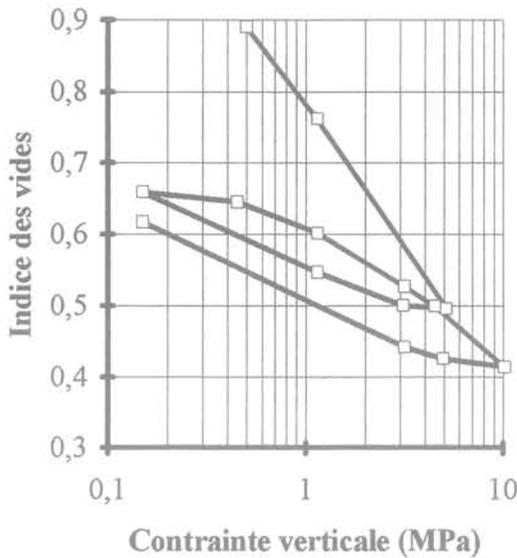
Caractéristiques physiques	Argile du Bassin parisien	Kaolinite	Smectite	Argile de Boom
Densité des grains $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,68	2,5	2,75	2,67
Surface spécifique (B.E.T. (m <sup>2</sup> /g))	33,5	10,3	426	53-177
Capacité d'échange de base (még)	46	-	64	20-40
Limite de liquidité $w_L$ (%)	52,5	40	112	59-76
Limite de plasticité $w_p$ (%)	22,5	20	50	22-26
Indice de plasticité $IP = w_L - w_p$	30	20	62	27-50
Type d'argile	non gonflante	non gonflante	gonflante	gonflante
Composition minéralogique				
Kaolinite	-	86% ± 3	4% ± 2	30%
Géothite	-	-	6% ± 1	-
Calcite	-	-	2% ± 1	-
Quartz	-	6% ± 1	6% ± 1	28%
Illite	-	-	-	20%
Smectite	-	-	80% ± 1	22%
Moscovite	-	-	-	-
Feldspath et mica	-	8% ± 1	-	-



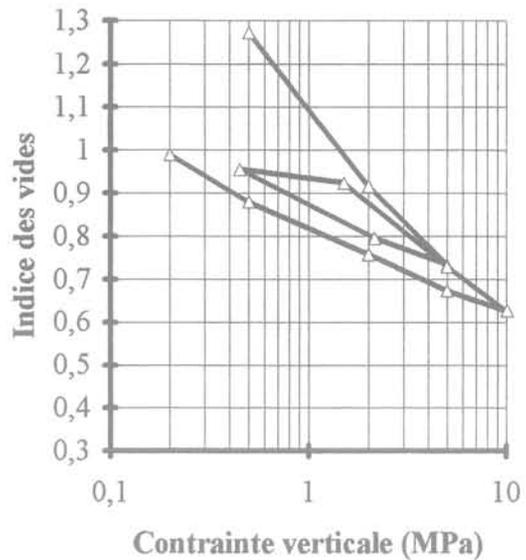
(a)



(b)



(c)



(d)

FIG. 3 Essais œdométriques cycliques sur des argiles remaniées saturées « comparaison du comportement entre argiles gonflantes et non gonflantes » (a) argile du Bassin parisien (b) kaolinite (c) argile de Boom (d) smectite.

Cyclic oedometer tests on remoulded saturated clays « comparison of behaviour between swelling and unswelling clays » (a) Bassin parisien clay (b) kaolinite (c) Boom clay (d) smectite.

$k_0 - q/p$  avec  $q = \sigma'_1 - \sigma'_2$ ,  $p' = [\sigma'_1 + 2\sigma'_2]/3$  et  $k_0 = \sigma'_2/\sigma'_1$  (Fig. 4 et 5). Ces résultats mettent en évidence :

• sur la kaolinite :

- un comportement réversible dans le plan  $e - \text{Log } \sigma'_1$  pour les états de contrainte surconsolidés,
- une boucle d'hystérésis très marquée dans le plan  $q - p'$  sur des cycles de décharge recharge, jusqu'à atteindre l'état normalement consolidé pour lequel le matériau retrouve le comportement du matériau normalement consolidé,
- une variation de  $k_0$  réversible avec  $q/p'$  ;

• sur la smectite :

- un important gonflement après une décharge et une boucle d'hystérésis dans le plan  $e - \text{Log } \sigma'_1$ ,
- un comportement réversible dans le plan  $q - p'$  pour tous les états de contraintes normalement consolidés et surconsolidés.

Les variations expérimentales de  $k_0$  avec le rapport  $q/p'$  pour la kaolinite et la smectite montrent une totale réversibilité de  $k_0$  avec  $q/p'$  sur les chemins cycliques et des différences négligeables entre les deux matériaux.

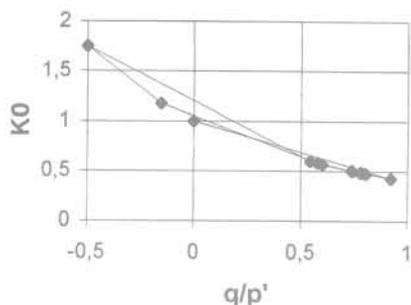
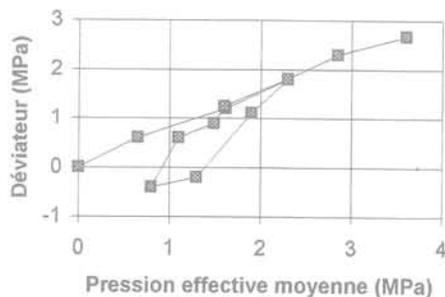
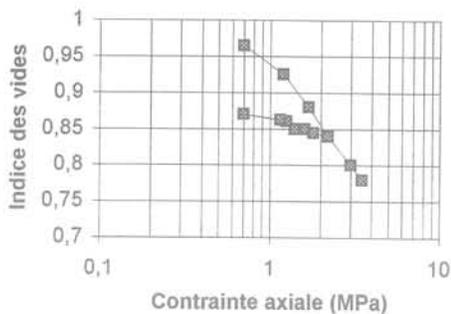


FIG. 4 Chemin cyclique œdométrique sur une kaolinite saturée.  
Cyclic oedometric path on saturated kaolinite.

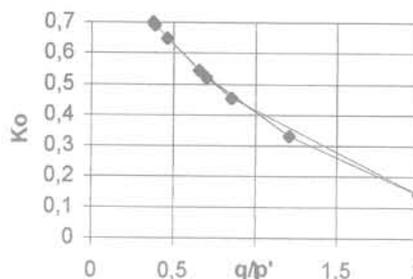
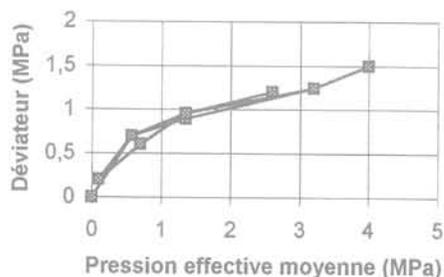
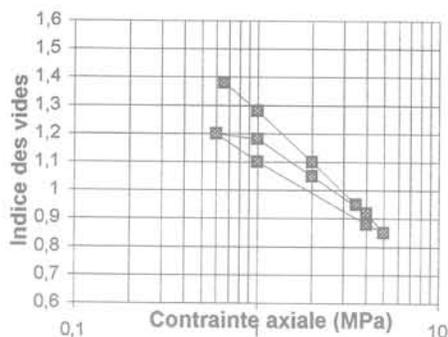


FIG. 5 Chemin cyclique œdométrique sur une smectite saturée.  
Cyclic oedometric path on saturated smectite.

La distribution porale totale des argiles étudiées est déterminée en s'appuyant sur deux méthodes dont le domaine d'application est fonction de la taille des pores. La frontière entre le passage d'une méthode à une autre est déterminée par le choix du porosimètre mercure qui dans notre cas ne permet pas d'atteindre des pores de diamètre inférieur à 100 Å. Ainsi pour les pores supérieurs à 100 Å, est utilisée la méthode de porosimétrie mercure associée à la technique de lyophilisation ou cryo-dessiccation. La lyophilisation des échantillons empêche toute fermeture des pores due à l'évacuation de l'eau lors du séchage à 105 °C qui précède l'étude par porosimétrie mercure. Ainsi, la texture est parfaitement conservée. Toutefois, nos échantillons ayant une faible teneur en eau, le temps de lyophilisation n'a pas dépassé les soixante-douze heures. Quant aux pores dont la taille est inférieure à 100 Å, ils ont été étudiés à partir des isothermes de désorption d'azote.

Les distributions porales présentées sur les figures 6 et 7 correspondent à des échantillons compactés à une pression donnée, puis déchargés mécaniquement sur un chemin de sollicitation œdométrique. Les résultats obtenus ne reflètent donc pas exactement l'organisation porale de l'échantillon telle qu'elle devrait se présenter sous contrainte, mais ils nous permettent tout de même d'apprécier l'influence de la pression de consolidation sur l'organisation porale et surtout d'étudier les différents comportements en décharge, suivant la nature des argiles.

L'analyse des résultats d'essais de porosimétrie nous conduit à faire les observations suivantes :

- pour les deux argiles, la pression de consolidation semble ne pas influencer la microporosité (diamètre des pores inférieur à 100 Å). En effet, nous remarquons que les courbes de distribution porale (Fig. 6) sont qua-

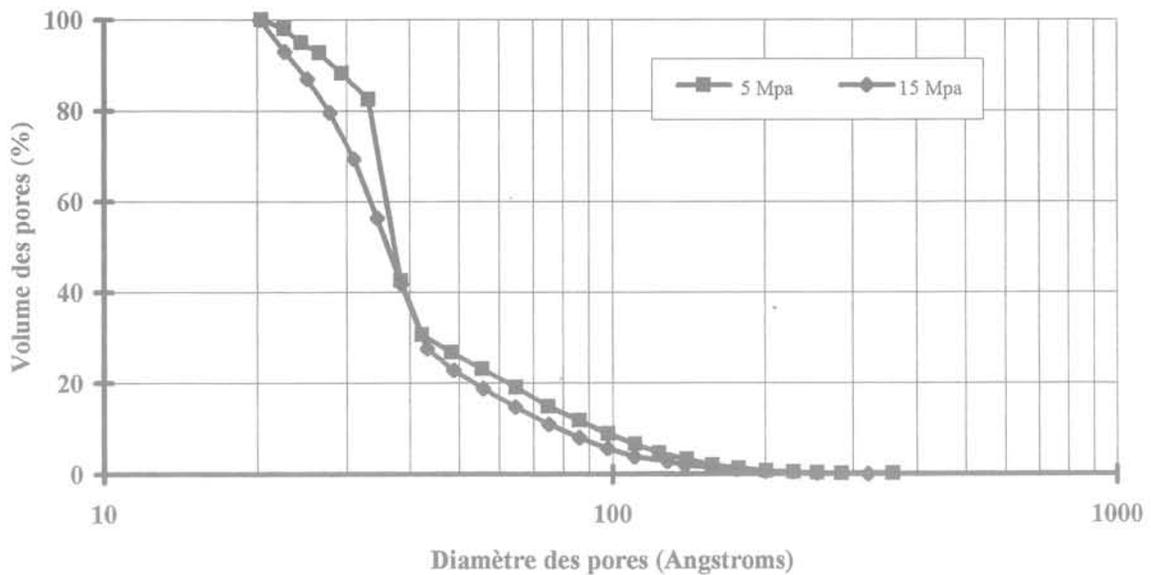
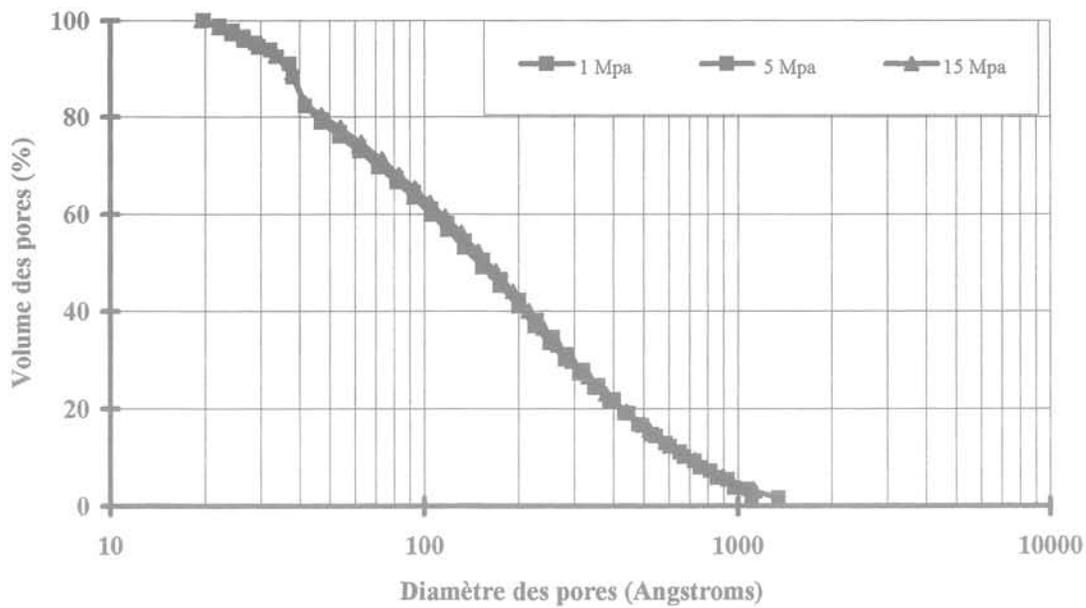


FIG. 6 Microporosité de l'argile du Bassin parisien (a) et de la smectite (b).  
Micro-porosity of the Bassin parisien clays (a) and of the smectite (b).

siment confondues, quelles que soient les pressions de consolidation ;

– la pression de consolidation affecte les macroporosités de façon distincte suivant le type d'argile (Fig. 7). Si pour l'argile du Bassin parisien, nous remarquons que les courbes de distribution porale montrent une diminution du diamètre moyen des pores avec l'augmentation de la pression de consolidation, il n'en est pas de même pour la smectite. En effet, les distributions porales à 5 et 15 MPa sont quasiment identiques. Cette différence avec l'argile du Bassin parisien est due

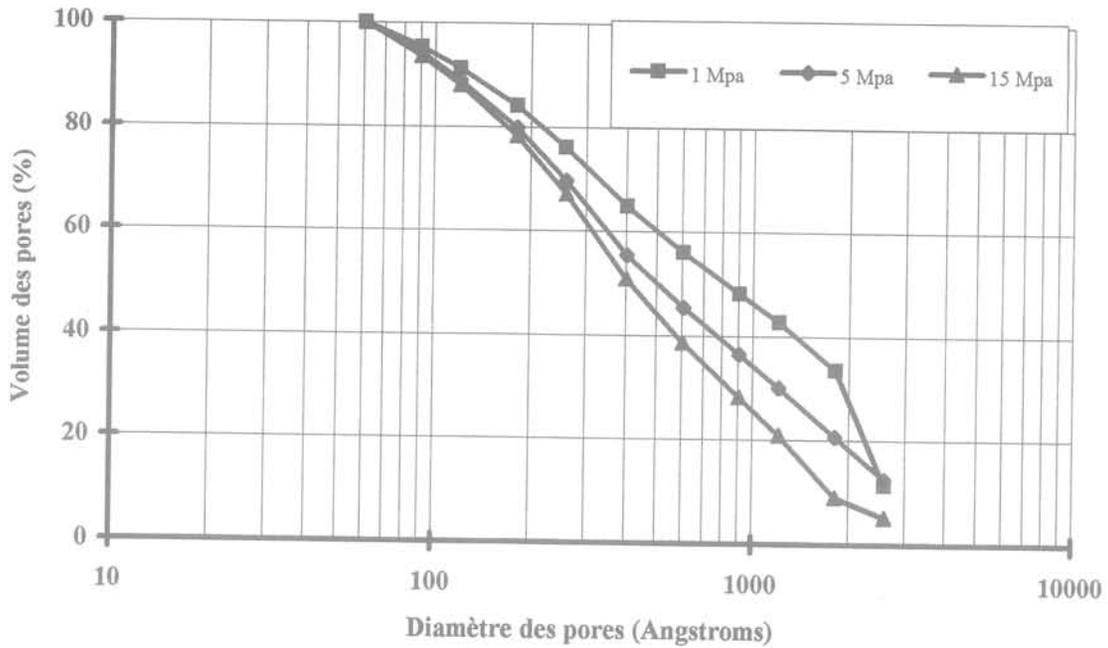
au fait que la smectite est une argile plus gonflante.

En conclusion, nous pouvons dire que :

– l'augmentation de la pression de consolidation affecte les macropores (pores dont le diamètre est supérieur à 100 Å), mais ne modifie pas les micropores ;

– l'étude de la macroporosité permet de différencier les argiles gonflantes des argiles non gonflantes. En effet, les déformations des macropores après un cycle de charge-décharge sont quasiment réversibles dans le cas des argiles gonflantes alors qu'elles sont irréversibles dans le cas des argiles non gonflantes.

### Cas de l'argile du bassin parisien



### Cas de la smectite

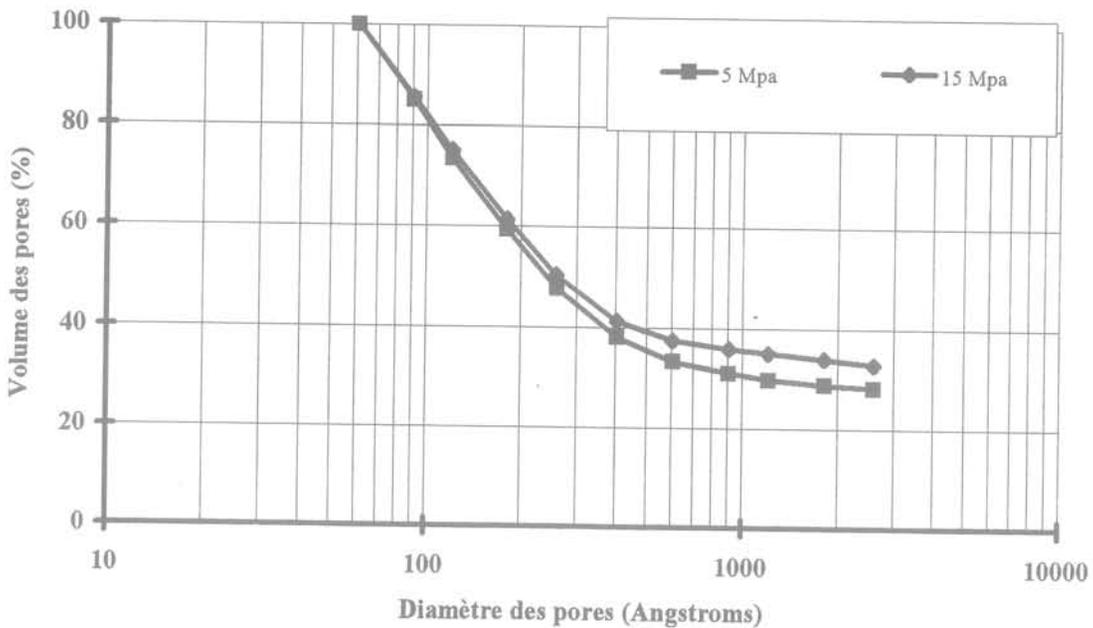


FIG. 7. Macroporosité de l'argile du Bassin parisien (a) et de la smectite (b).  
Macro-porosity of the Bassin parisien clay (a) and of the smectite (b).

## 2.3

### Comportement mécanique sur chemin triaxial non drainé

L'essai est réalisé en trois étapes : deux étapes de consolidation isotrope et une étape de cisaillement. La boue est d'abord faiblement compactée à 0,5 MPa de manière isotrope dans un consolidomètre. Les échan-

tillons sont alors découpés avec un élanement de 1 (diamètre = hauteur = 65 mm), puis placés dans la cellule triaxiale. Une deuxième consolidation isotrope est alors réalisée. Une fois cette deuxième étape terminée, les conduits de drainage sont fermés avant de procéder au cisaillement de l'échantillon. Cette phase se poursuit jusqu'à la rupture de l'échantillon. L'enregistrement des résultats « bruts » de l'essai se fait grâce à un système d'acquisition, en vue d'un traitement ultérieur.



- 1 Echantillon
- 2 Chambre de confinement
- 3 Collier de mesure du diamètre
- 4 Capteur de déplacement interne
- 5 Communication entre les chambres
- 6 Chambre de compensation
- 7 Piston d'écrasement
- 8 Presse d'écrasement
- 9 Circuit hydraulique
- 10 Accumulateur huile/azote
- 11 Circuit de drainage

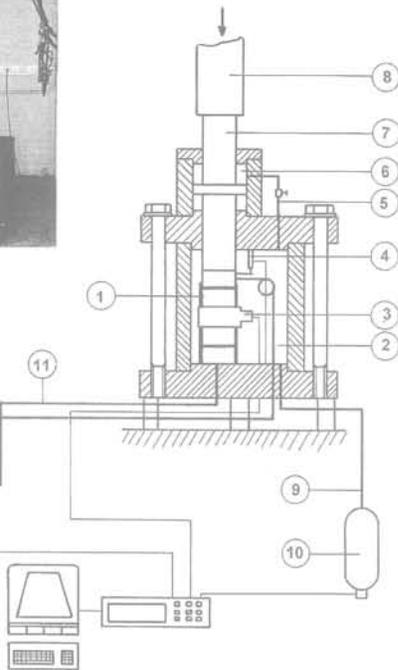


FIG. 8 Coupe schématique de la cellule triaxiale à haute pression.  
Schematic section of high pressure triaxial cell.

### 2.3.1

#### Résultats obtenus et interprétation

Nous avons réalisé trois essais triaxiaux de compression non drainés normalement consolidés, à des pressions de confinement de 5 à 10 MPa sur la kaolinite et de 5 MPa sur la smectite. Les courbes présentées pour chaque essai illustrent :

- la variation du déviateur de contrainte ( $q$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ );
- la variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ );
- la variation du déviateur de contraintes ( $q$ ) en fonction de la pression moyenne effective ( $p'$ ).

Les résultats des deux essais réalisés sur une kaolinite normalement consolidée aux pressions de confinement de 5 et 10 MPa (Fig. 9), permettent de faire les observations suivantes :

- les courbes représentant la variation du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale montrent un léger pic correspondant à la valeur maximale du déviateur. Celui-ci survient pour des valeurs de déformations axiales à peu près identiques, dans le cas des essais considérés. Puis la valeur du déviateur chute légèrement pour commencer à se stabiliser et à tendre vers un palier à partir d'une valeur de déformation axiale correspondant à 12 %;
- les courbes représentant la variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale montrent que la pression interstitielle continue à évoluer légèrement contrairement au pic observé dans le plan ( $q, \epsilon_1$ );
- dans le plan ( $q, p'$ ), le chemin des contraintes

effectives, après le pic correspondant au déviateur maximum, se déplace sur la droite de plasticité parfaite, caractérisée par la pente  $M = \frac{q}{p'}$ .

Les caractéristiques mécaniques de la kaolinite sont les suivantes :

- angle de frottement ( $\phi'$ ) : 14,8 degrés ;
- $M = 0,5$ .

La figure 10 illustre les résultats des essais effectués à une pression de confinement de 5 MPa sur la kaolinite et la smectite. Les constatations suivantes ont été faites :

- de légers plans de cisaillement ont été observés après l'essai sur l'échantillon de kaolinite mais pas sur l'échantillon de smectite ;
- le pic observé dans le plan ( $q, \epsilon_1$ ) dans le cas de la kaolinite n'a pas été observé dans le cas de la smectite. De plus, le palier de plasticité parfaite de la smectite se confond avec sa résistance maximale ;
- le déviateur à la rupture de la kaolinite est plus important que celui de la smectite. Ils sont en effet respectivement égaux à 1,73 MPa et 0,77 MPa. Par contre, la déformation à la rupture de la kaolinite est plus faible que celle de la smectite, puisqu'elles sont respectivement égales à 9,3 % et 11,8 %.

### 2.3.2

#### Déformation des textures après des essais triaxiaux

La figure 11 présente l'évolution de la porosité sur des échantillons de kaolinite après des essais triaxiaux réalisés avec des confinements de 2,5 MPa ( $OCR = 2$ ) et 5 MPa ( $OCR = 1$ ) et les compare à l'échantillon de kaolinite consolidée à 5 MPa. Ces résultats montrent que le cisaillement entraîne des déformations de la texture, puisque la distribution porale est différente avant et après le cisaillement. Les compressions triaxiales produisent un compactage des mésopores sans une modification significative de la distribution du diamètre des pores.

### 3

## Comportement thermo-mécanique des roches argileuses remaniées, saturées

### 3.1

#### Comportement thermo-mécanique sur chemin œdométrique

Les essais œdométriques en température sont réalisés en utilisant le dispositif œdométrique (Fig. 1). La cellule est introduite à l'intérieur de l'étuve autorégulée puis raccordée au circuit de saturation et de chargement hydraulique.

L'effet de la température sur le comportement mécanique des argiles remaniées, saturées et fortement consolidées, peut être analysé, d'une part, dans le cas où celle-ci est constante, et son effet est alors associé à celui de la charge mécanique et, d'autre part, dans le cas d'une charge mécanique maintenue constante alors que la température varie, et dans ce cas, seul l'effet de

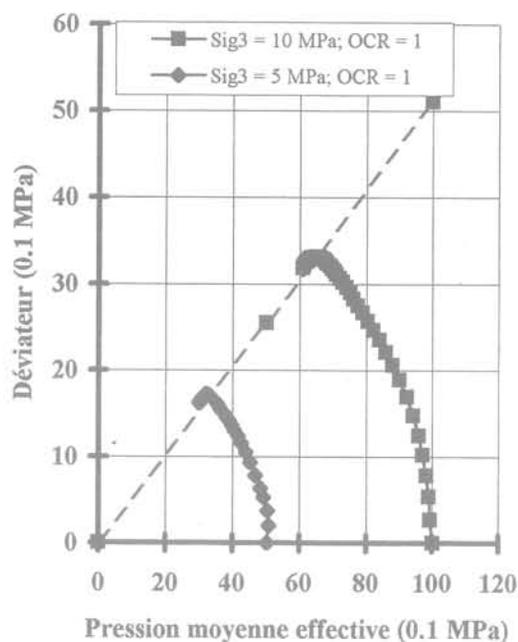
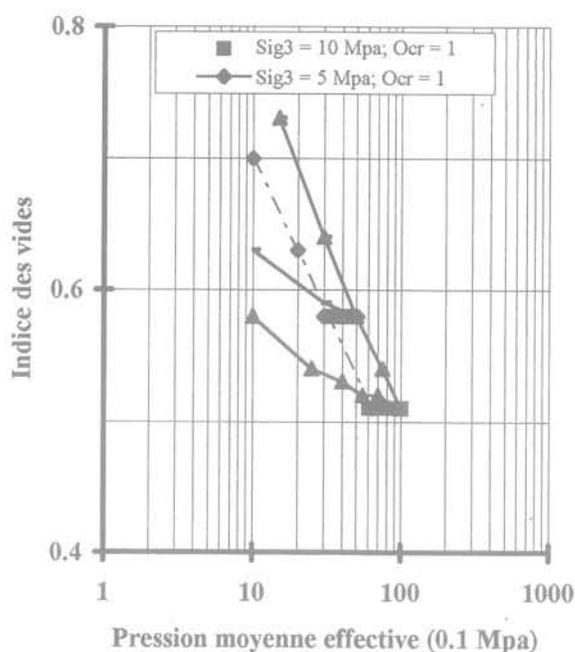
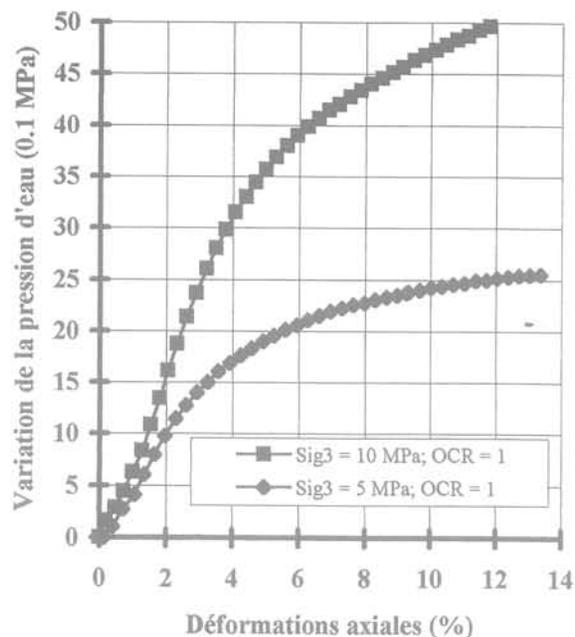
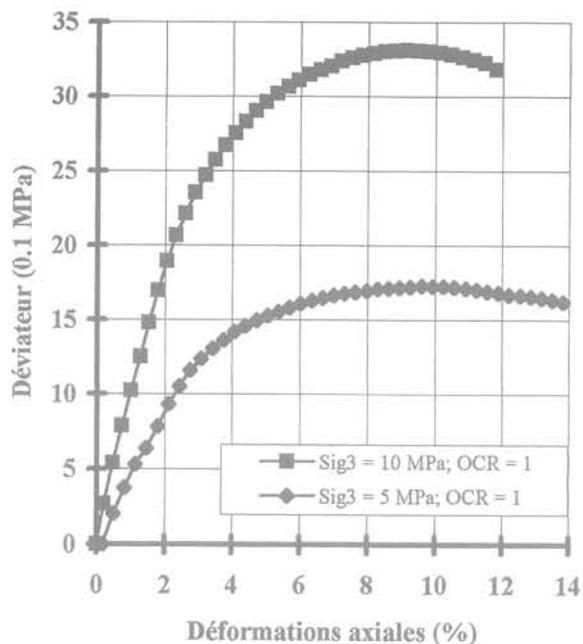


FIG. 9 Essais triaxiaux non drainés sur une kaolinite normalement consolidée à des pressions de confinement de 5 et 10 MPa.  
Undrained triaxial tests on normally consolidated kaolinite under a confining pressure of 5 and 10 MPa.

la dite température est étudiée. Les deux aspects de l'influence de la température correspondent respectivement aux essais isothermes et aux essais avec cycle(s) de température.

### 3.1.1

#### Cas des essais isothermes

Dans le cas de l'argile du Bassin parisien, les essais isothermes ont été réalisés sur un matériau

normalement consolidé et ont débuté après que la cellule œdométrique contenant l'échantillon ait été portée pendant vingt-quatre heures à la température de l'essai (20, 40 et 80 °C) (Fig. 12). Nous observons alors qu'en charge et en décharge, les courbes tracées dans le plan  $(e, \text{Log } p')$ , sont linéaires et quasiment parallèles pour les trois températures, et que l'indice des vides diminue avec la température. Nous pouvons donc en déduire que, d'une part, les variations de l'indice des vides pour les trois températures ne sont dues qu'à la densification initiale du squelette solide et que, d'autre part, la température ne modifie

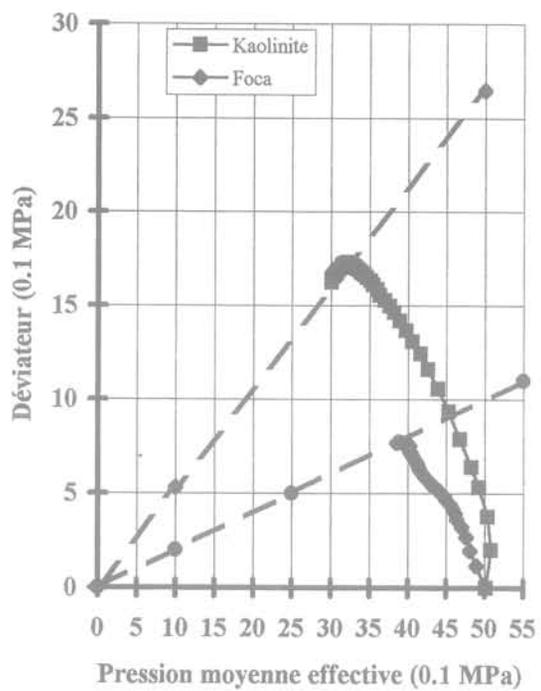
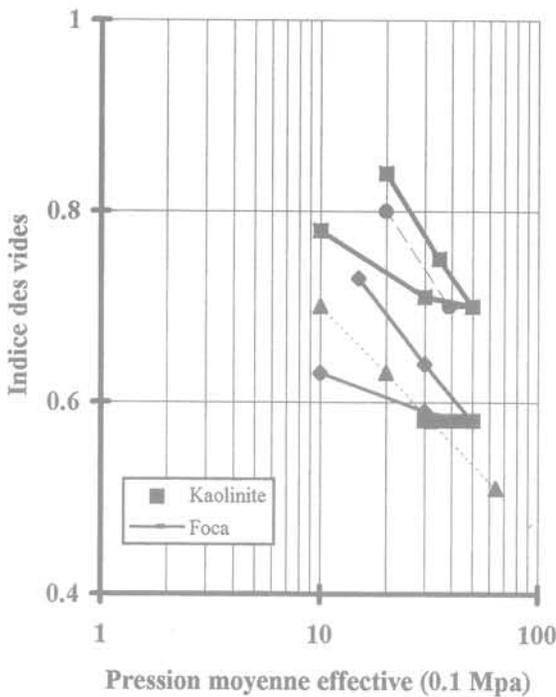
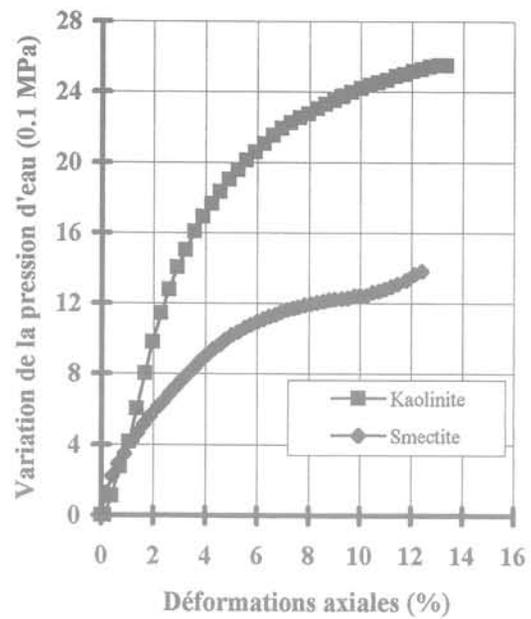
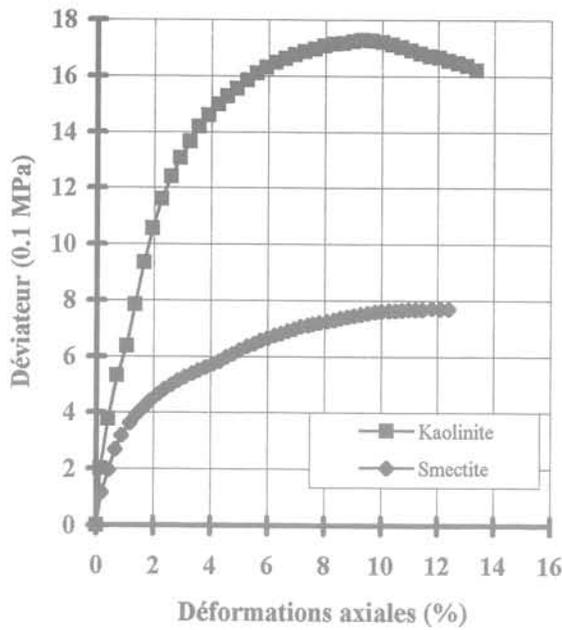


FIG. 10 Essais triaxiaux non drainés sur des argiles normalement consolidées. Cas de la kaolinite et de la smectite.  
Undrained triaxial tests on normally consolidated clays. Case of kaolinite and smectite.

pas la compressibilité plastique. Par contre, dans le cas de la kaolinite et de la smectite, les argiles ont été consolidées sous 1,5 MPa, et le chauffage à 60 °C a commencé sous une charge de 0,5 MPa. Les figures 13 et 14 comparent les consolidations à 20 et 60 °C, respectivement dans les cas de la kaolinite et de la smectite.

Ces deux argiles présentent des pentes de charge indépendantes de la température. Par contre, l'aug-

mentation de la température a, d'une part, provoqué une densification du matériau identique à celle de l'argile du Bassin parisien et, d'autre part, diminué dans le domaine élastique et donc sa pression de consolidation. Par ailleurs, la pente de décharge de la kaolinite est indépendante de la température alors que celle de la smectite diminue quand la température augmente. L'augmentation de la température semble donc diminuer les aptitudes de gonflement de la smectite.

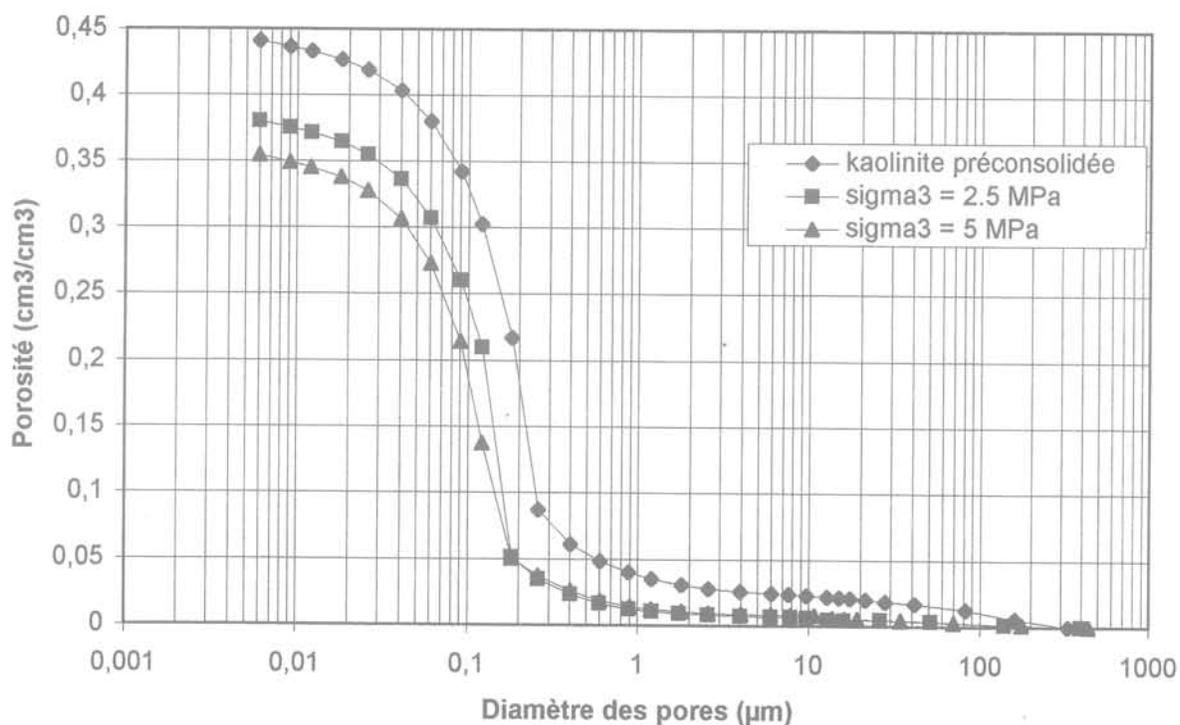
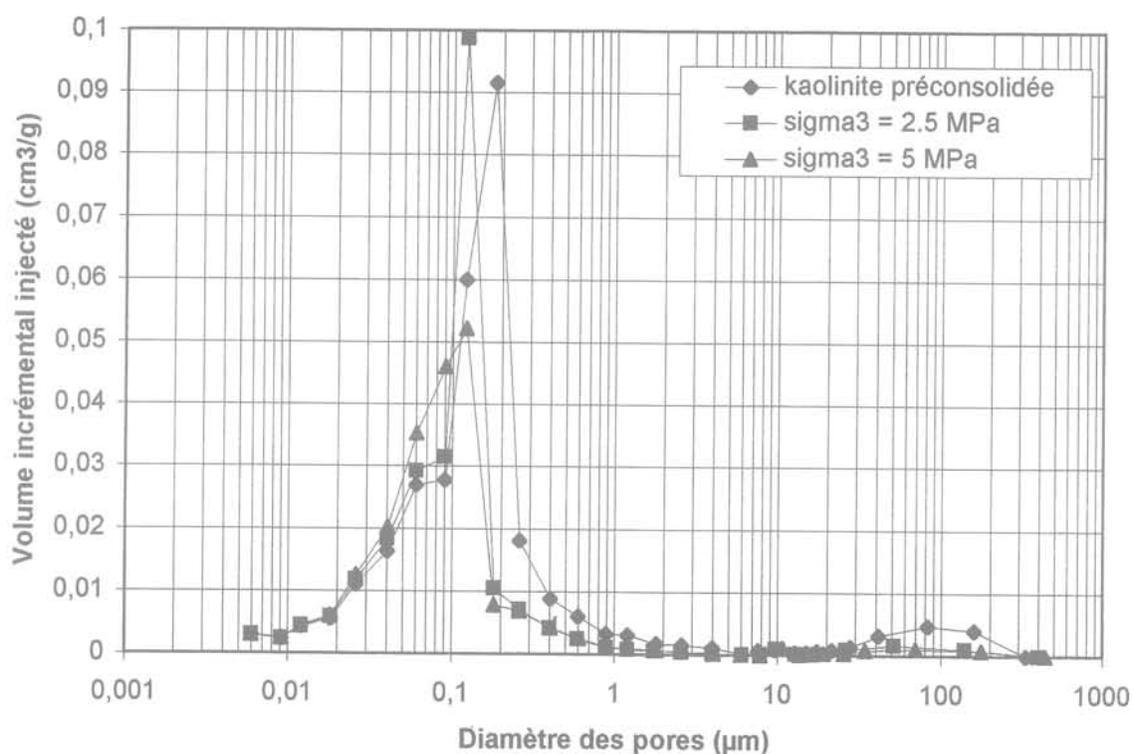


FIG. 11. Macroporosité d'échantillons de kaolinite consolidés sous 5 MPa et après cisaillement sous des pressions de confinement de 2,5 et 5 MPa.  
 Macro-porosity of kaolinite samples consolidated under 5 MPa and after shearing at a confining pressure of 2,5 and 5 MPa.

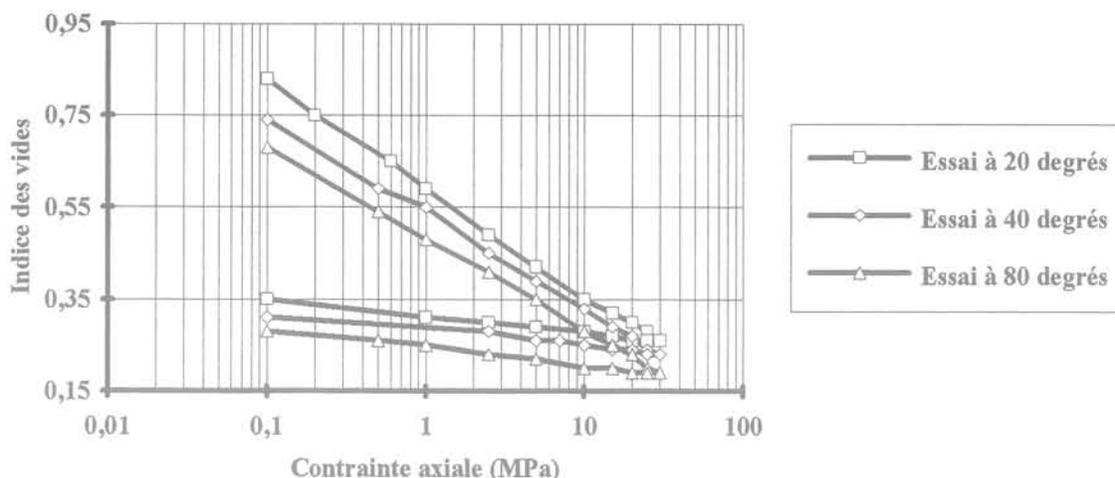


FIG. 12 Essais œdométriques isothermes sur l'argile du Bassin parisien.  
Isothermal oedometric tests on Bassin parisien clay.

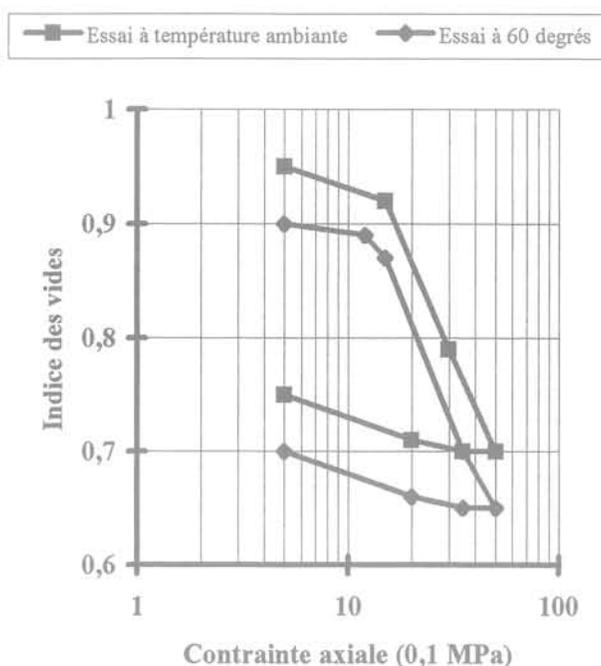


FIG. 13 Essais œdométriques isothermes sur une kaolinite préconsolidée à 1,5 MPa.  
Isothermal oedometrics tests on kaolinite preconsolidated at 1.5 MPa.

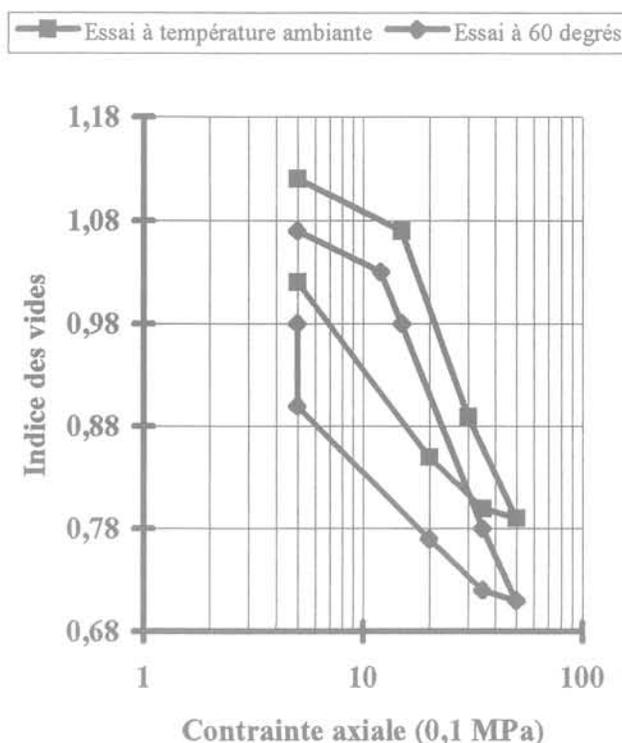


FIG. 14 Essais œdométriques isothermes sur une smectite préconsolidée à 1,5 MPa.  
Isothermal oedometric tests on smectite preconsolidated at 1.5 MPa.

### 3.1.9

#### Cas des essais avec cycle(s) thermique(s)

Ils permettent d'examiner, pour une pression de chargement fixe, la variation des déformations volumiques d'un sol aussi bien à l'état normalement consolidé qu'à l'état surconsolidé. Les résultats des différents essais avec cycle(s) thermique(s) sont présentés sur les figures 15, 16, 17, 18 et 19.

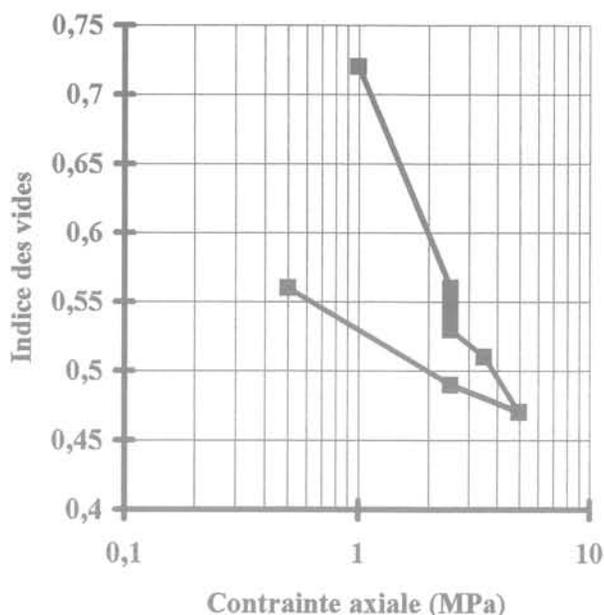
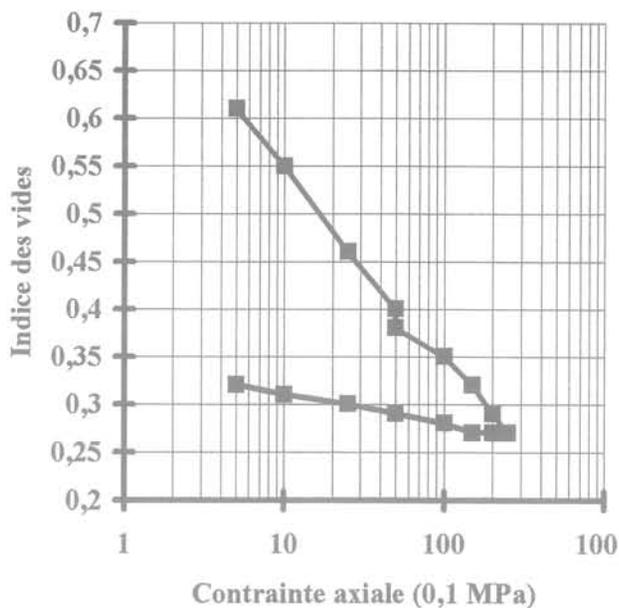
#### • Cycles thermiques à l'état normalement consolidé

Des essais œdométriques ont été menés sur la smectite et sur les argiles de Boom et du Bassin pari-

sien. Lors de la charge, un cycle thermique 20-80-20 °C a été appliqué sous une charge mécanique constante respectivement égale à 2,5 MPa et 5 MPa. Les figures 15, 16 et 17 présentent les résultats. L'application d'un cycle thermique à l'état normalement consolidé entraîne donc une diminution irréversible de l'indice des vides et de la pente de charge.

#### • Cycle(s) thermique(s) à l'état surconsolidé

Nous avons réalisé le même cycle thermique à l'état surconsolidé (OCR = 10) sur la smectite et l'argile du Bassin parisien. Dans les deux cas le cycle de température produit un gonflement irréversible du matériau (Fig. 18, 19).



— Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 1 sur une argile du bassin parisien

— Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 1 sur l'argile de Boom

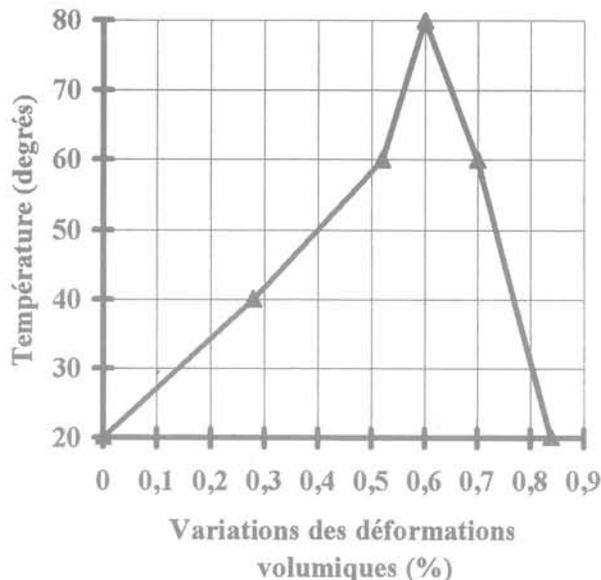
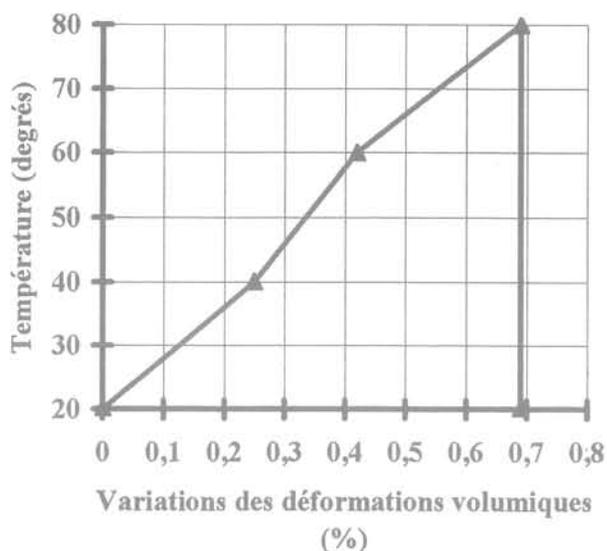


FIG. 15 Essai œdométrique avec cycle de température sur une argile du Bassin parisien. Oedometric test with cycle of temperature on Bassin parisien clay.

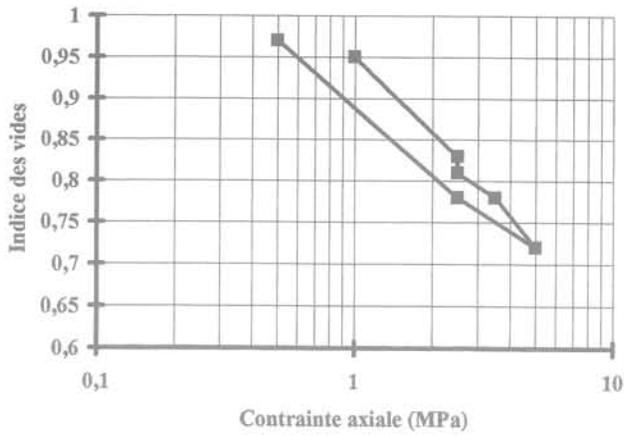
FIG. 16 Essai œdométrique avec cycle de température sur l'argile de Boom. Oedometric test with cycle of temperature on Boom clay.

### • Étude de l'anisotropie des déformations sous sollicitations thermiques

Des échantillons de smectite et de kaolinite ont été fabriqués par compactage œdométrique à partir d'une boue sous une contrainte de 15 MPa. Les échantillons ont alors subi des cycles thermiques dans une enceinte à une humidité relative de 100 %, afin de maintenir les échantillons saturés. Les déformations axiales et radiales de l'échantillon sont mesurées à la fin de chaque étape. Les résultats expérimentaux sont res-

pectivement présentés sur les figures 20 (a, b et c) et 21 (a, b et c). Ces résultats montrent que :

- la courbe de variation des déformations axiales de l'échantillon a la même forme que celles obtenues précédemment pour des échantillons surconsolidés ;
- les courbes de variation des déformations axiales et radiales de l'échantillon ont la même forme. Cependant, les déformations axiales sont beaucoup plus importantes que les déformations radiales. Les déformations introduites lors d'un cycle thermique sont donc anisotropes.



▲ Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 1 sur une smectite

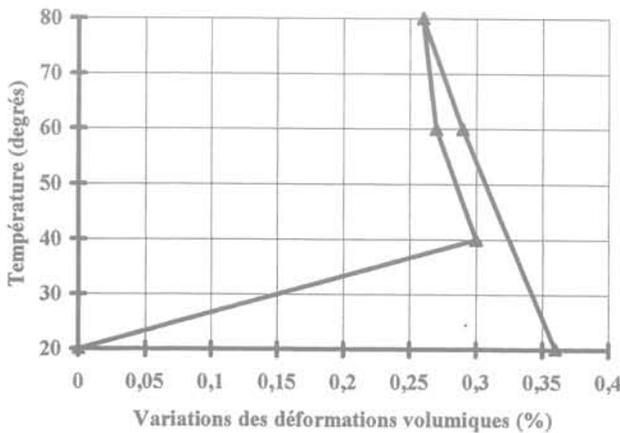


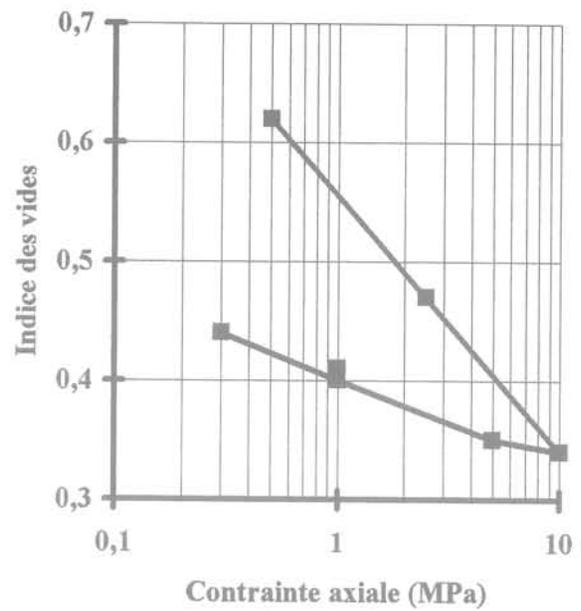
FIG. 17 Essai œdométrique avec cycle de température sur une smectite. Oedometric test with cycle of temperature on smectite.

### 3.2

## Comportement thermo-mécanique sur chemin triaxial non drainé

Un seul essai triaxial isotherme a été réalisé sur la kaolinite. Cet essai dans sa mise en œuvre a été analogue à un essai à température ambiante. Le chauffage du matériau a débuté entre la deuxième consolidation isotrope et le cisaillement. Les résultats des essais triaxiaux isotropes non drainés sur une kaolinite remaniée, saturée et normalement consolidée à 5 MPa, réalisés à une température de 40 °C et à température ambiante sont présentés sur la figure 22.

Dans le plan ( $q, \epsilon_v$ ), la courbe correspondant à l'essai réalisé à une température de 40 °C, montre une plus grande déformabilité du matériau, comparativement à l'essai à température ambiante. La rupture pour les essais à 40 °C et à température ambiante se produit pour environ la même valeur de déformation axiale, mais pour un déviateur de contraintes plus faible dans le cas de l'essai à 40 °C. La phase post-rupture se caractérise pour l'essai à température ambiante par une légère chute du déviateur et par sa stabilisation à partir



▲ Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 10 sur une argile du bassin parisien

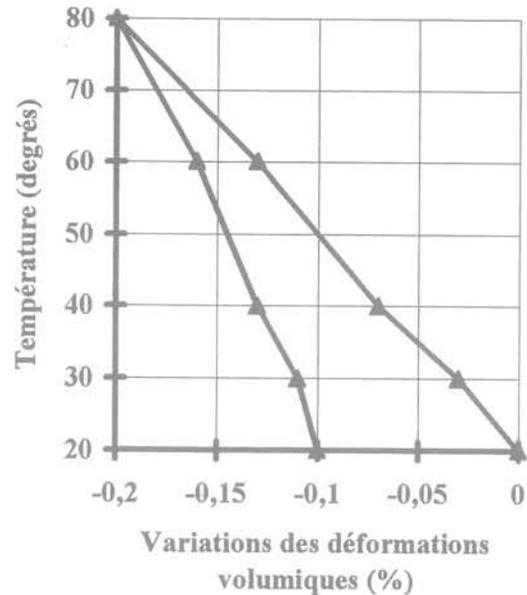
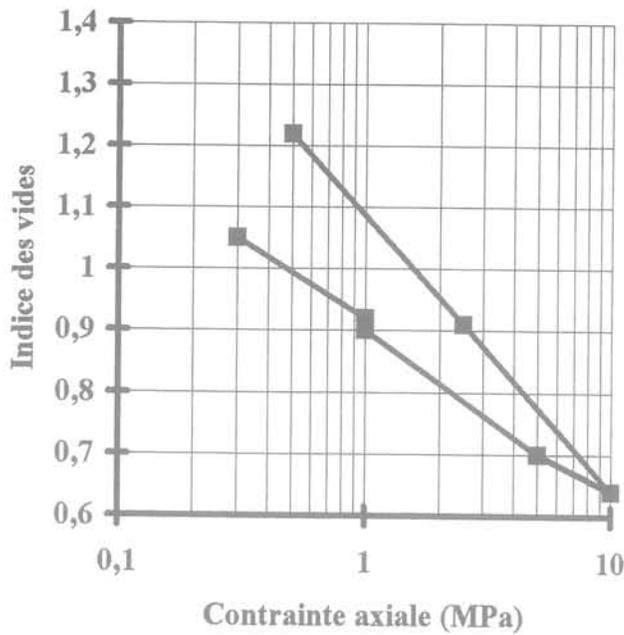


FIG. 18 Essai œdométrique avec cycle de température sur l'argile du Bassin parisien. Oedometric test with cycle of temperature on Bassin parisien clay.

de 12 % de déformations axiales. En revanche, dans le cas de l'essai à 40 °C, on note une chute significative du déviateur, comparable à celle observée dans le cas des sols surconsolidés. Un début de stabilisation du déviateur est perceptible à partir d'environ 12 % de déformations axiales.

Par ailleurs, l'étude des caractéristiques de la kaolinite, issues des essais triaxiaux montrent que la température influence ses propriétés mécaniques (tableau II).



— Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 10 sur une Foca

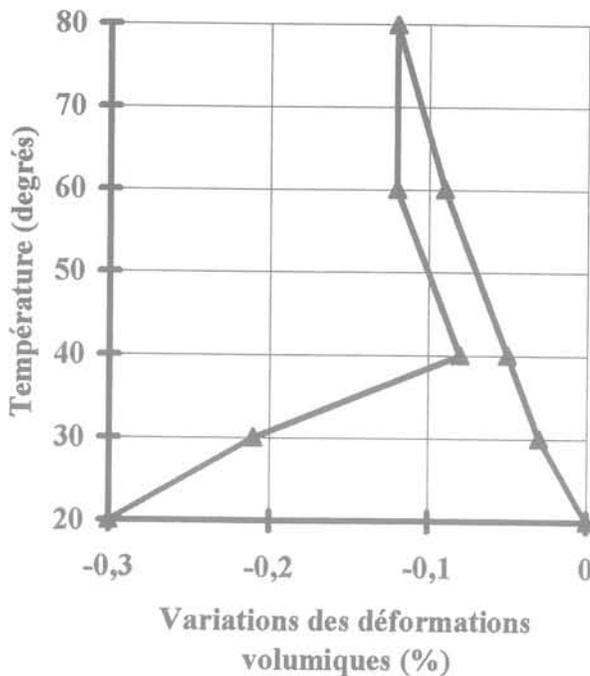
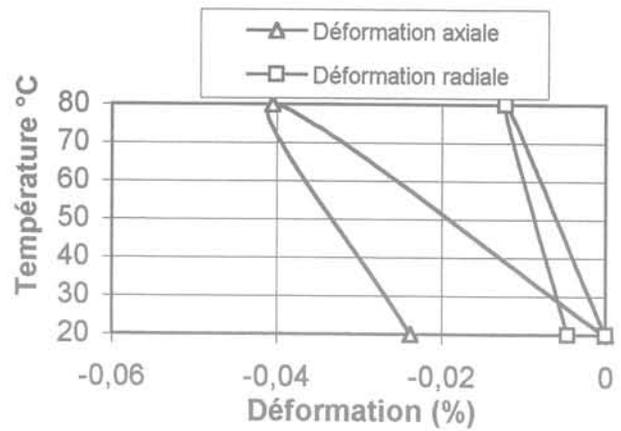


FIG. 19 Essai œdométrique avec cycle de température sur une smectite. Oedometric test with cycle of temperature on smectite.

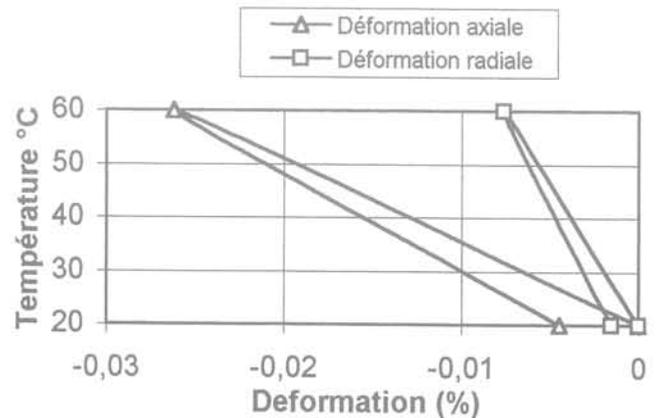
### 3.3

## Déformations des textures des roches argileuses sous l'effet thermique

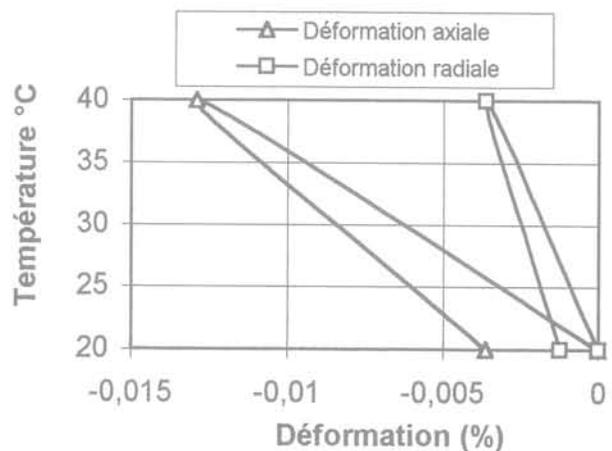
Les figures 23 et 24 montrent les résultats obtenus par la porosométrie au mercure et par le BET sur une



(a) 20 - 80 - 20 degrés



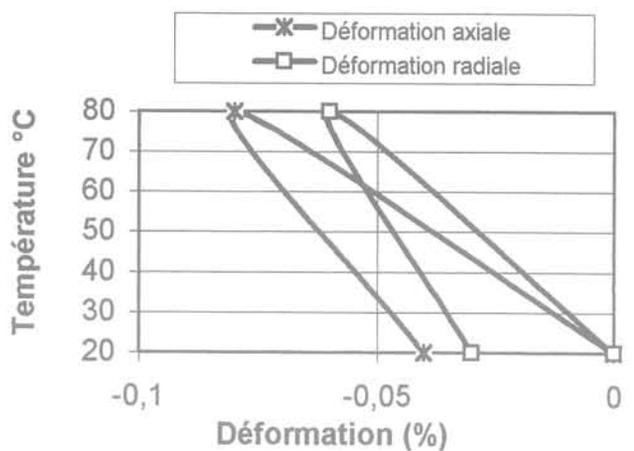
(b) 20 - 60 - 20 degrés



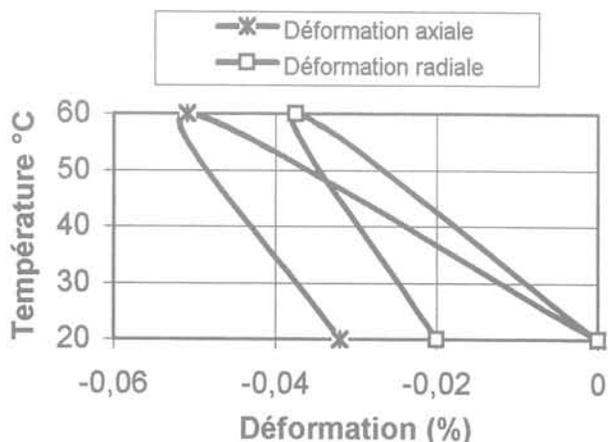
(c) 20 - 40 - 20 degrés

FIG. 20 Variations des déformations axiales et radiales sur un échantillon de smectite surconsolidée à 15 MPa au cours d'un cycle thermique. Axial and radial strain variations on smectite sample loaded at 15 MPa during a thermal cycle.

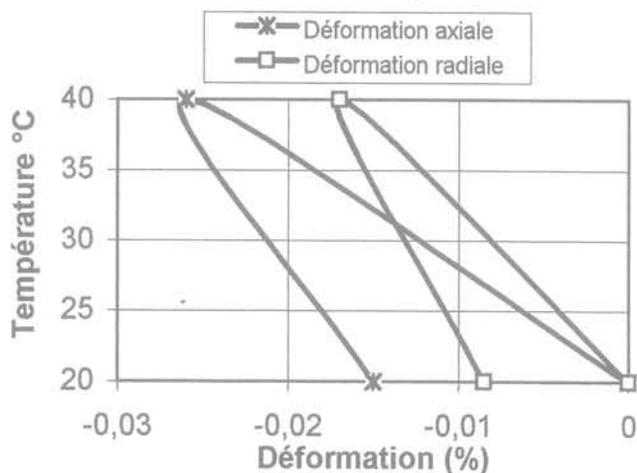
kaolinite consolidée œdométriquement à 15 MPa après différents cycles thermiques. Il apparaît que l'application de la contrainte thermique ne modifie pas la taille des pores du réseau bimodal (600 Å et 1 200 Å). Par contre, elle diminue le nombre de pores et donc le



a) 20 - 80 - 20 degrés



(b) 20 - 60 - 20 degrés



(c) 20 - 40 - 20 degrés

FIG. 21

Variations des déformations axiales et radiales sur un échantillon de kaolinite surconsolidée à 15 MPa au cours d'un cycle thermique.

Axial and radial strain variations on kaolinite sample loaded at 15 MPa during a thermal cycle.

volume cumulé total. Sur les figures 25 et 26 sont présentés les résultats d'essais de porosimétrie au mercure et de BET dans les mêmes conditions pour un échantillon de smectite. Les phénomènes observés sont les mêmes que pour la kaolinite.

4

## Comportement hydro-mécanique des roches argileuses partiellement saturées

Le comportement hydro-mécanique des argiles partiellement saturées a été étudié sur des chemins œdométriques et triaxiaux dans lesquels les états hydrique et mécanique sont imposés. L'état hydrique est obtenu à partir du contrôle de l'humidité relative de l'air par des solutions salines saturées. Certains sels présentent en effet des propriétés spécifiques de sorption de l'eau et permettent d'imposer un potentiel de pression caractérisé par une valeur constante de l'humidité relative au-dessus de la solution. Ainsi, une solution aqueuse saturée en un sel adéquatement choisi donne un degré d'humidité relative fixe (Aldrich 1986-1987). La loi de Kelvin nous fournit alors la relation entre la succion et

l'humidité relative :  $s = \frac{p_w RT}{M} \ln h_r$ . Cette technique

est surtout utilisée pour déterminer les isothermes de sorption-désorption dans un domaine de pression allant de 2,7 à 360 MPa (Daian, 1986).

4.1

### Comportement hydro-mécanique sur chemin œdométrique

Les essais sont réalisés en utilisant un œdomètre haute pression à hygrométrie contrôlée (Robinet *et al.*, 1997) (Fig. 27). Le principe de l'essai consiste à imposer aux limites de l'échantillon un air à humidité relative régulée par des solutions salines saturées. L'échangeur d'humidité relative est constitué d'une enceinte munie d'une entrée et d'une sortie d'air et d'un bac rempli de solution saline. Le bac est placé sur une balance pour quantifier les échanges hydriques au cours de l'essai. Un ventilateur assure la circulation de l'air à humidité relative contrôlée sous la face inférieure d'un échantillon confiné. La succion est mesurée au centre de l'échantillon par un capteur d'humidité relative.

4.1.1

#### Cas des essais à succion constante

Le comportement d'une argile gonflante, la smectite, et d'une argile non gonflante, la kaolinite, a été étudié sur des chemins œdométriques à différentes humidités relatives. Les échantillons, initialement à l'état de poudre, ont été conditionnés dans des dessiccateurs à l'humidité relative voulue jusqu'à stabilisation hydrique, puis placés dans le corps de la cellule œdométrique ventilée (Fig. 27) pour subir un cycle charge-décharge jusqu'à 10 MPa. Les résultats expérimentaux tracés dans le plan ( $e, \log P'$ ) sont représentés figure 28 pour la kaolinite et figure 29 pour la smectite. Ils montrent que :

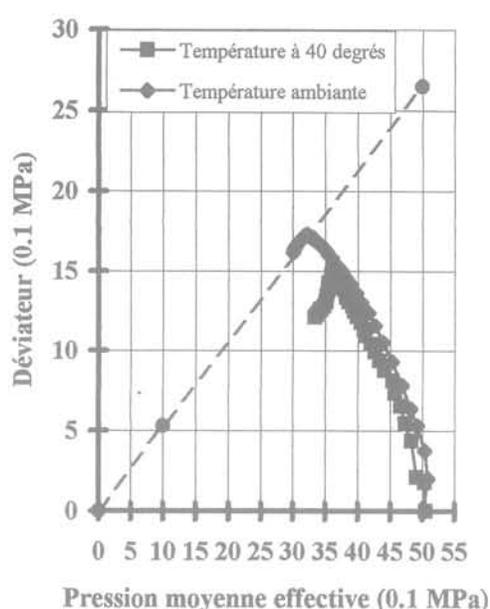
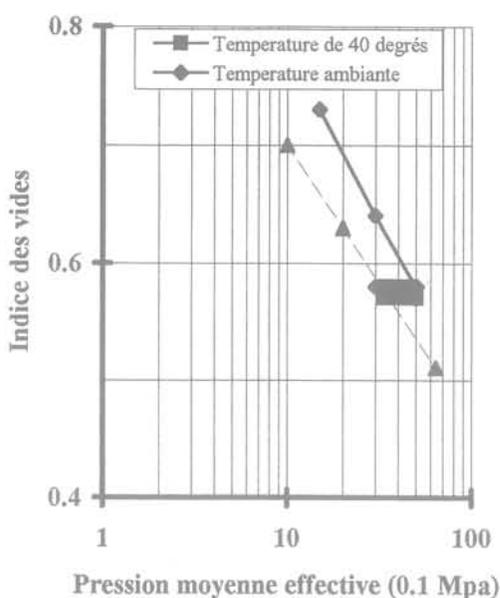
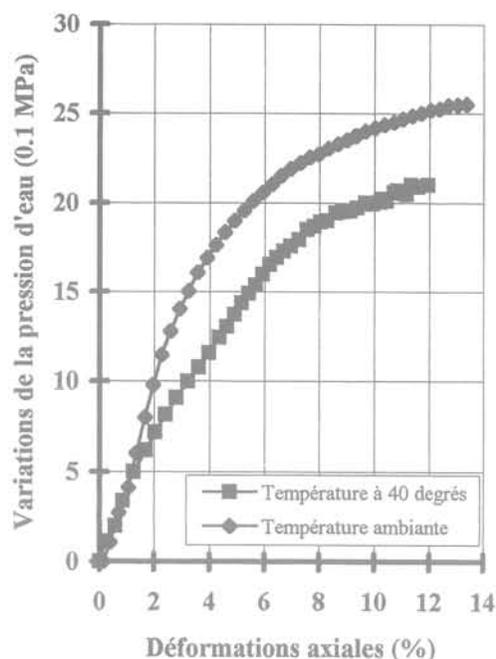
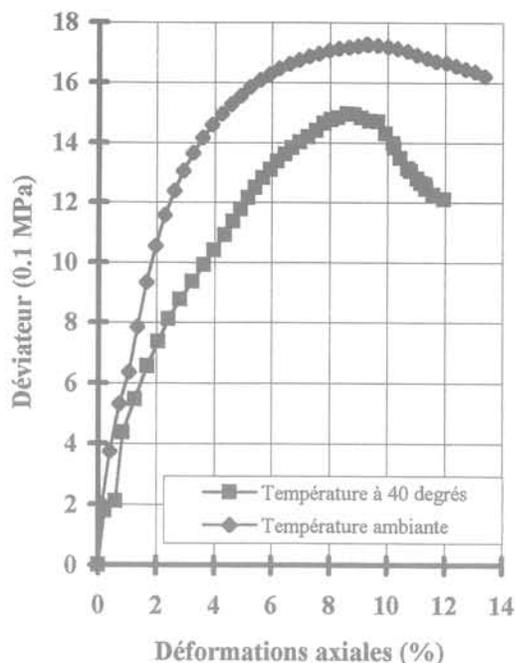


FIG. 22 Essais triaxiaux isothermes non drainés sur une kaolinite normalement consolidée. Isothermal triaxial undrained tests on normally consolidated kaolinite.

– les pentes de compressibilité plastique des matériaux désaturés sont plus fortes que celles des matériaux saturés dans le cas des deux argiles ;

– dans le cas de la smectite, un coude de consolidation hydrique apparaît lors du chargement, il correspond à la pression de préconsolidation du matériau. Sa valeur est d'autant plus grande que la succion l'est ;

– pour une contrainte verticale donnée l'indice des vides est d'autant plus grand que l'humidité relative imposée est faible. La succion crée donc soit une rigidification du matériau, soit une diminution de la compressibilité du sol ;

TABLEAU II Propriétés mécaniques de la kaolinite à température ambiante et à 40 °C.

Température de l'essai	Paramètre d'état critique à la rupture (M)	Angle de frottement à la rupture ( $\phi'$ )
Température ambiante (20 °C)	0,53	14
40 °C	0,36	9,8

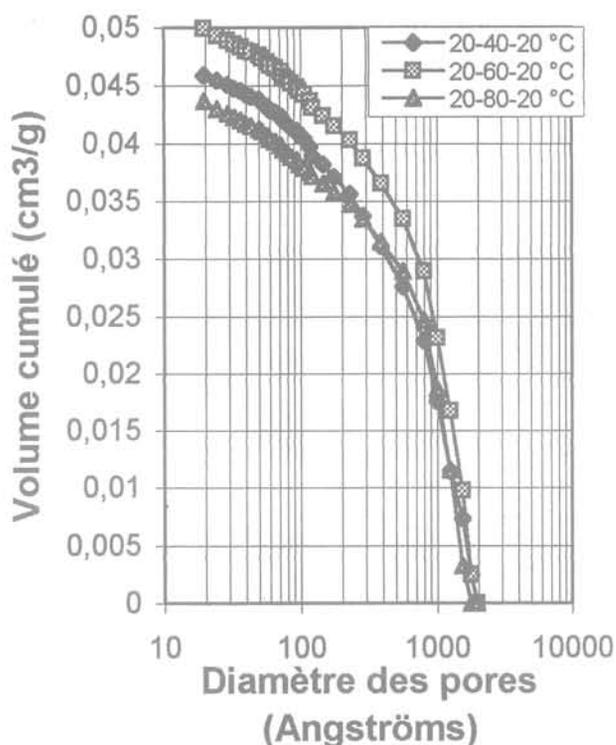
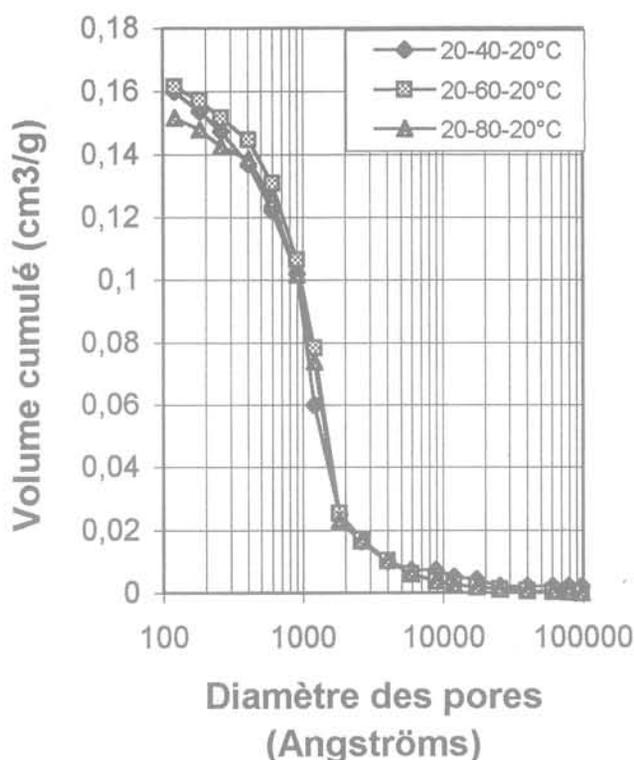
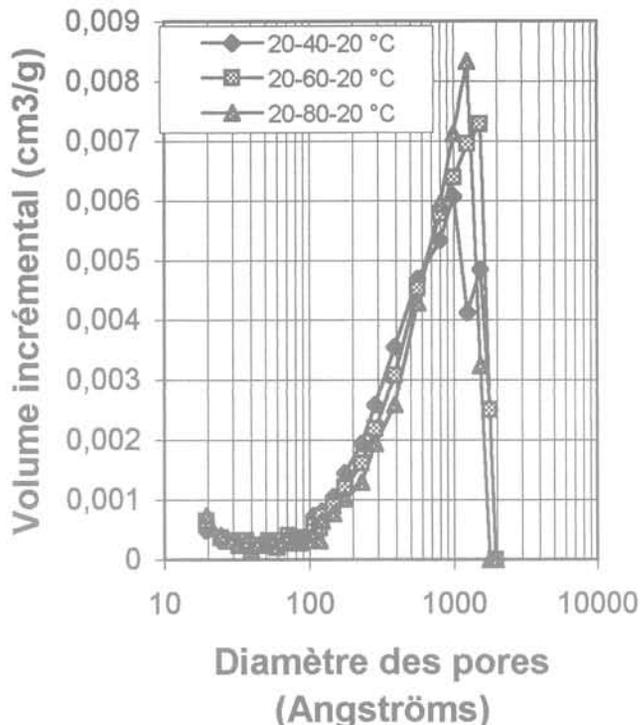
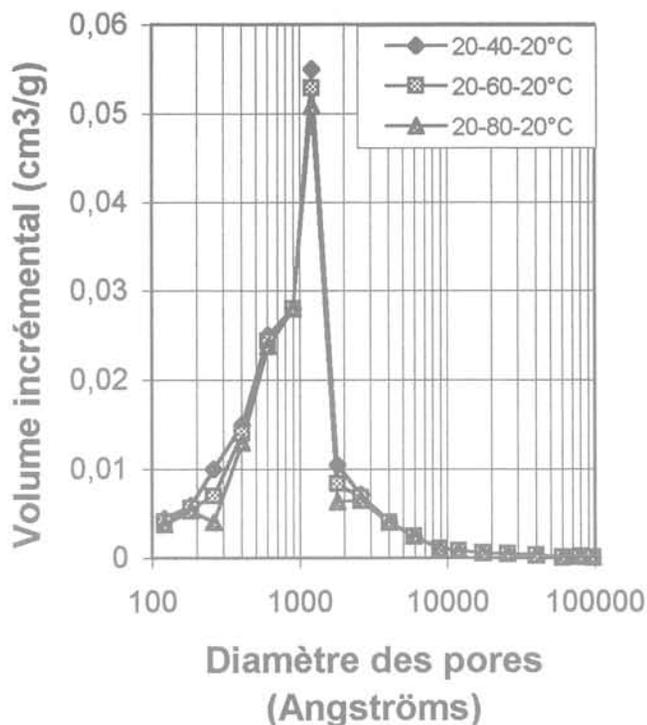


FIG. 23 Porosimétrie mercure sur des échantillons de kaolinite consolidée sur un chemin œdométrique à 15 MPa après un cycle thermique.  
Macro-porosity of kaolinite samples consolidated at 15 MPa and after thermal cycle.

FIG. 24 Désorption d'azote sur des échantillons de kaolinite consolidés sur un chemin œdométrique à 15 MPa après un cycle thermique.  
Micro-porosity of kaolinite samples consolidated at 15 MPa and after thermal cycle.

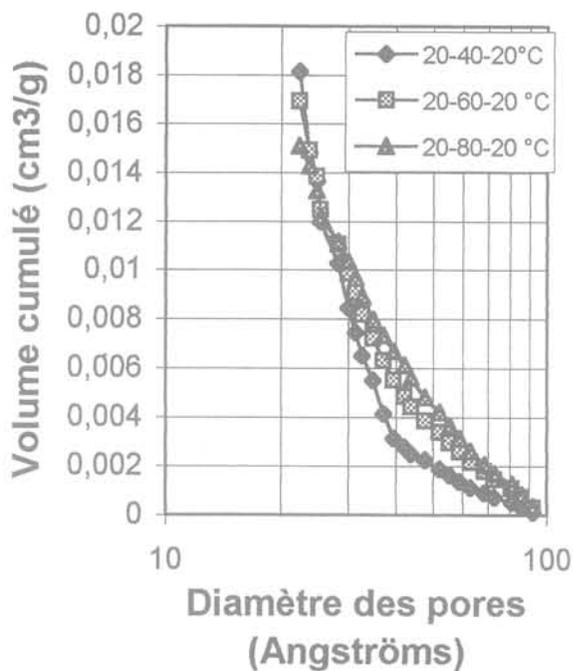
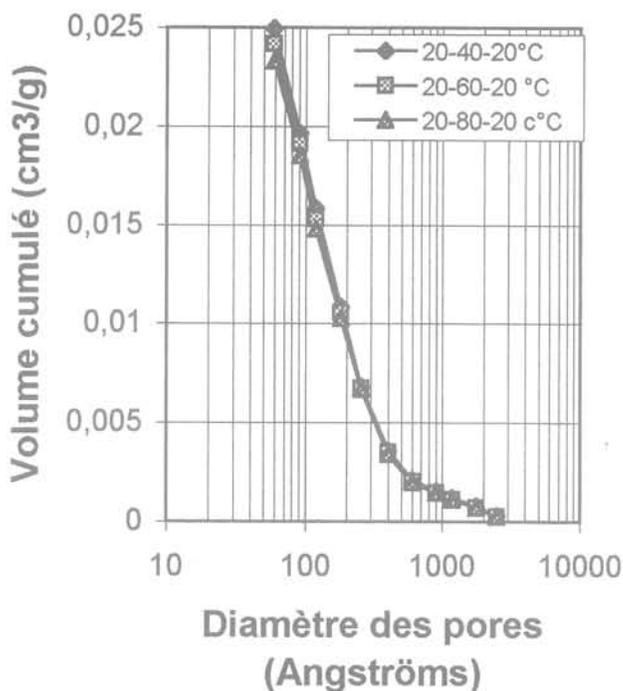
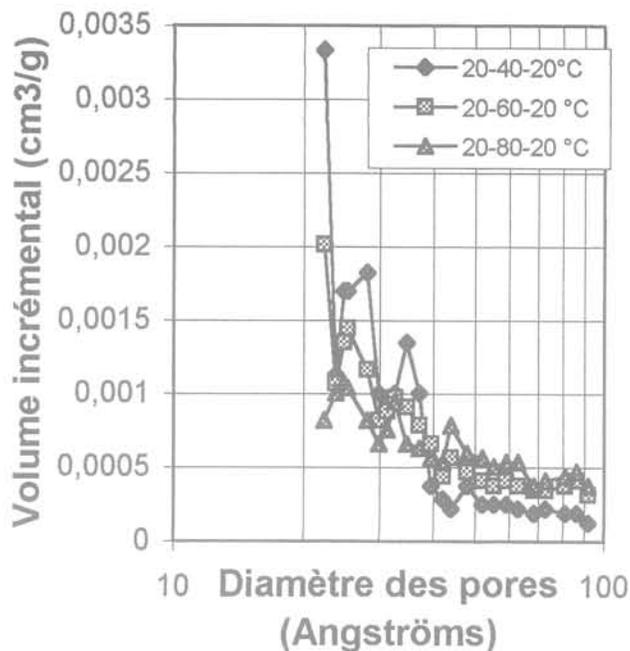
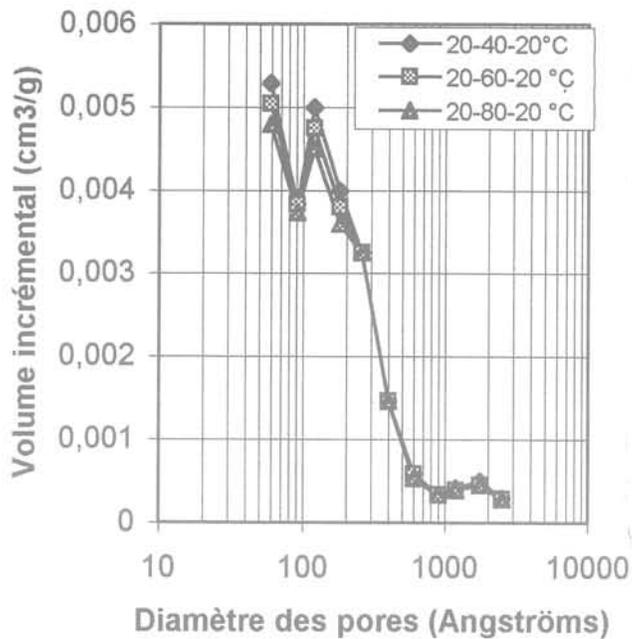
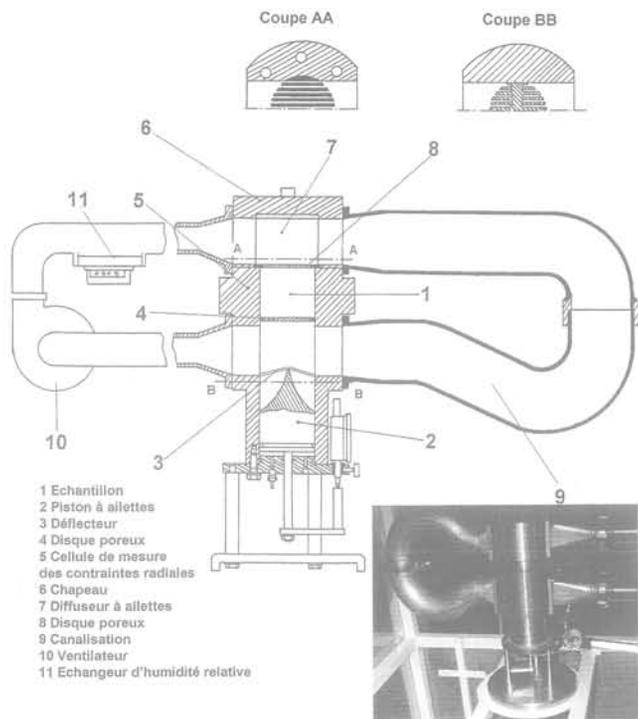


FIG. 25 Porosimétrie au mercure sur des échantillons de smectite consolidée sur un chemin œdométrique à 15 MPa après un cycle thermique.  
Macro-porosity of smectite samples consolidated at 15 MPa and after thermal cycle.

FIG. 26 Désorption d'azote sur des échantillons de smectite consolidée sur un chemin œdométrique à 15 MPa après un cycle thermique.  
Macro-porosity of smectite samples consolidated at 15 MPa and after thermal cycle.



**FIG. 27** Coupe schématique de la cellule œdométrique à haute pression à succion contrôlée.  
Schematic section of high pressure oedometric cell with suction control.

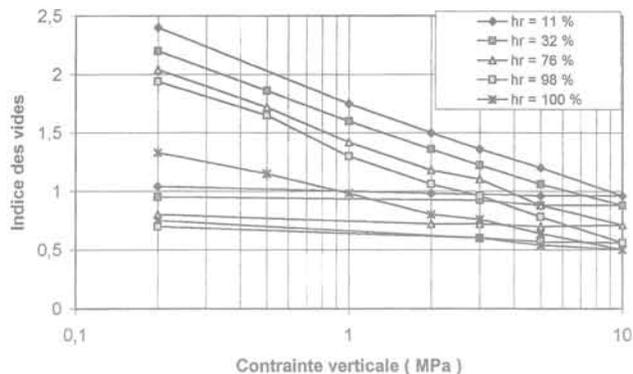
– la pente de décharge est faible et quasiment élastique pour des succions fortes et augmente légèrement quand la succion diminue, le phénomène étant accentué pour l'argile gonflante. Les déformations plastiques de décharge n'existent donc que pour des états hydriques proches de la saturation.

#### 4.1.2

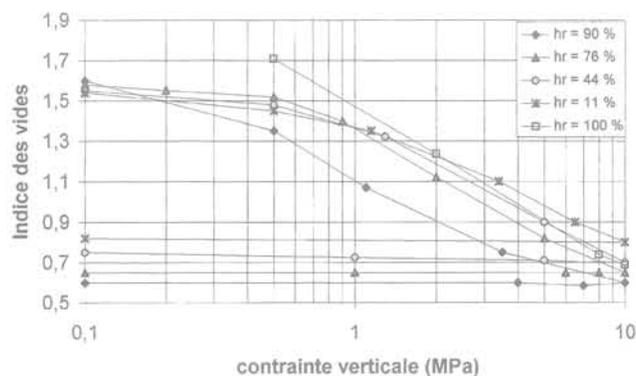
### Cas des essais désorption-sorption à contrainte verticale constante

Les essais sont réalisés à partir d'une boue de smectite, de kaolinite ou d'argile de Boom. Après consolidation des matériaux jusqu'à 5,5 MPa pour l'argile de Boom, 5 MPa pour la smectite et 2,5 MPa pour la kaolinite, le cycle hydrique se déroule sous contrainte verticale constante. Les figures 30, 31, 32, 33, 34 et 35 traduisent l'évolution des humidités relatives dans la cellule et dans le circuit de ventilation ainsi que celle de l'indice des vides avec la succion. Nous observons dans les trois cas des phénomènes similaires :

- dans la première partie de la désorption, pour des humidités relatives imposées de 100 %, 98 % et 85 %, l'humidité relative mesurée dans la cellule reste constante et proche de la saturation, alors que le matériau subit une forte consolidation hydrique ;
- dans la seconde partie de la désorption, pour des humidités relatives imposées de 66 %, 33 % ou 11 %, l'humidité relative dans la cellule chute pour atteindre une asymptote correspondant à une humidité relative



**FIG. 28** Essais œdométriques à différentes humidités relatives sur une poudre de kaolinite.  
Oedometric tests on kaolinite powder at different relative moistures.



**FIG. 29** Essais œdométriques à différentes humidités relatives sur une poudre de smectite.  
Oedometric tests on smectite powder at different relative moistures.

légèrement supérieure à celle imposée, alors que l'indice des vides ne varie presque plus ;

– la sorption réalisée en une seule étape montre une augmentation continue de l'humidité relative dans la cellule, associée à un léger gonflement du matériau, proportionnel au pouvoir de gonflement de l'argile.

Le premier stade de la désorption correspond à un domaine proche de la saturation où la phase air n'est pas continue, et ne permet donc pas la transmission de la pression de vapeur d'eau jusqu'au capteur installé au centre de la galette. Dans ce domaine l'augmentation des contraintes effectives est due à l'augmentation des potentiels d'eau négatifs et engendre une consolidation du matériau. Le second stade correspond à un domaine très désaturé, possédant une phase air continue et une phase eau condensée et discontinue. Dans ce domaine le concept des contraintes effectives n'est plus applicable, les déformations qui y sont générées sont quasiment réversibles. La frontière entre les deux domaines est caractérisée par une pression d'entrée air dans le matériau qui correspond à la pression interstitielle de désaturation.

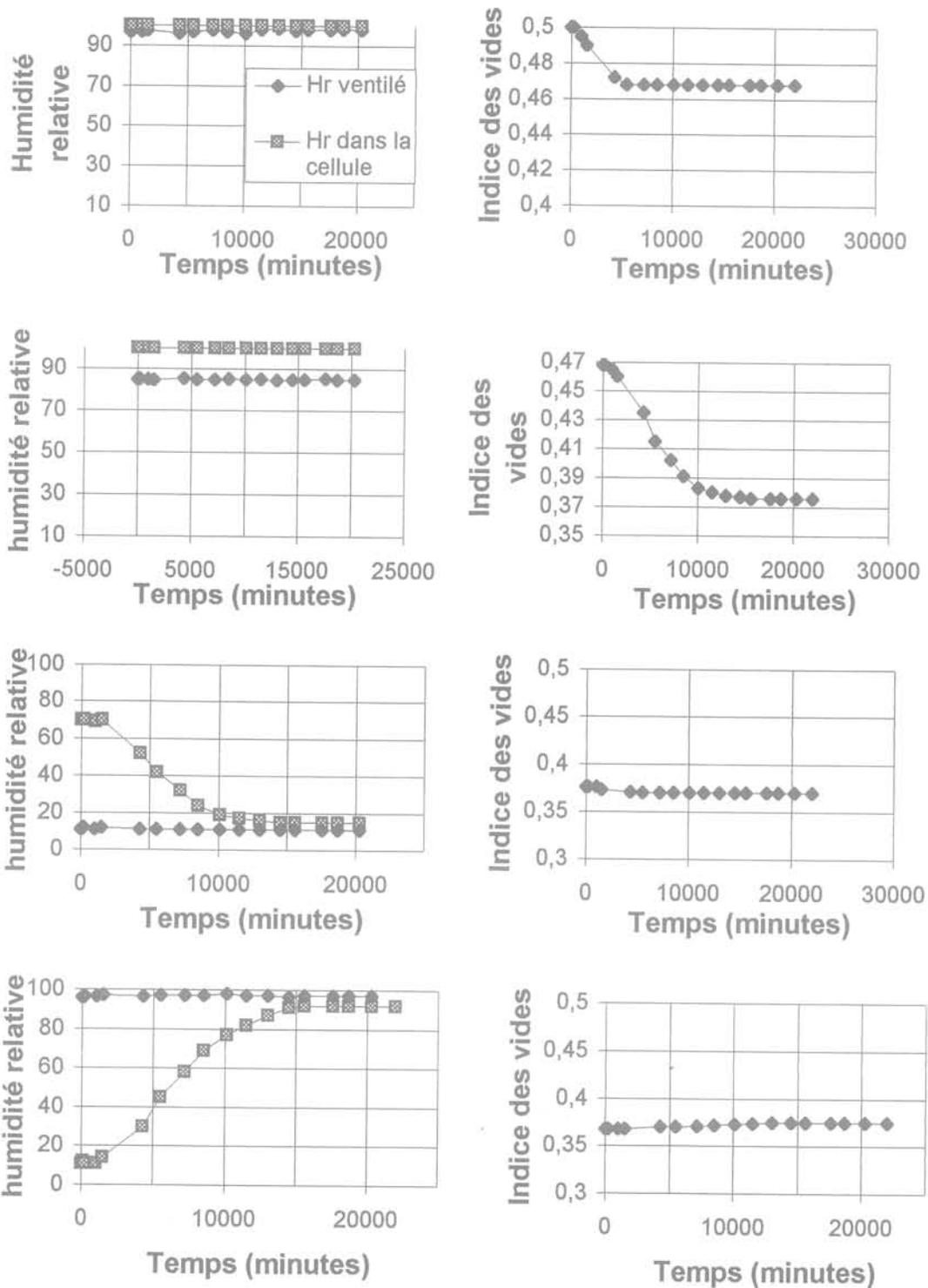


FIG. 30 Évolution de l'humidité relative dans l'échantillon et dans l'air ventilé ainsi que de l'indice des vides en fonction du temps pour un échantillon d'argile de Boom.  
 Evolution of relative moisture on the sample and of the ventilated air and evolution of void ratio versus time for a Boom clay sample.

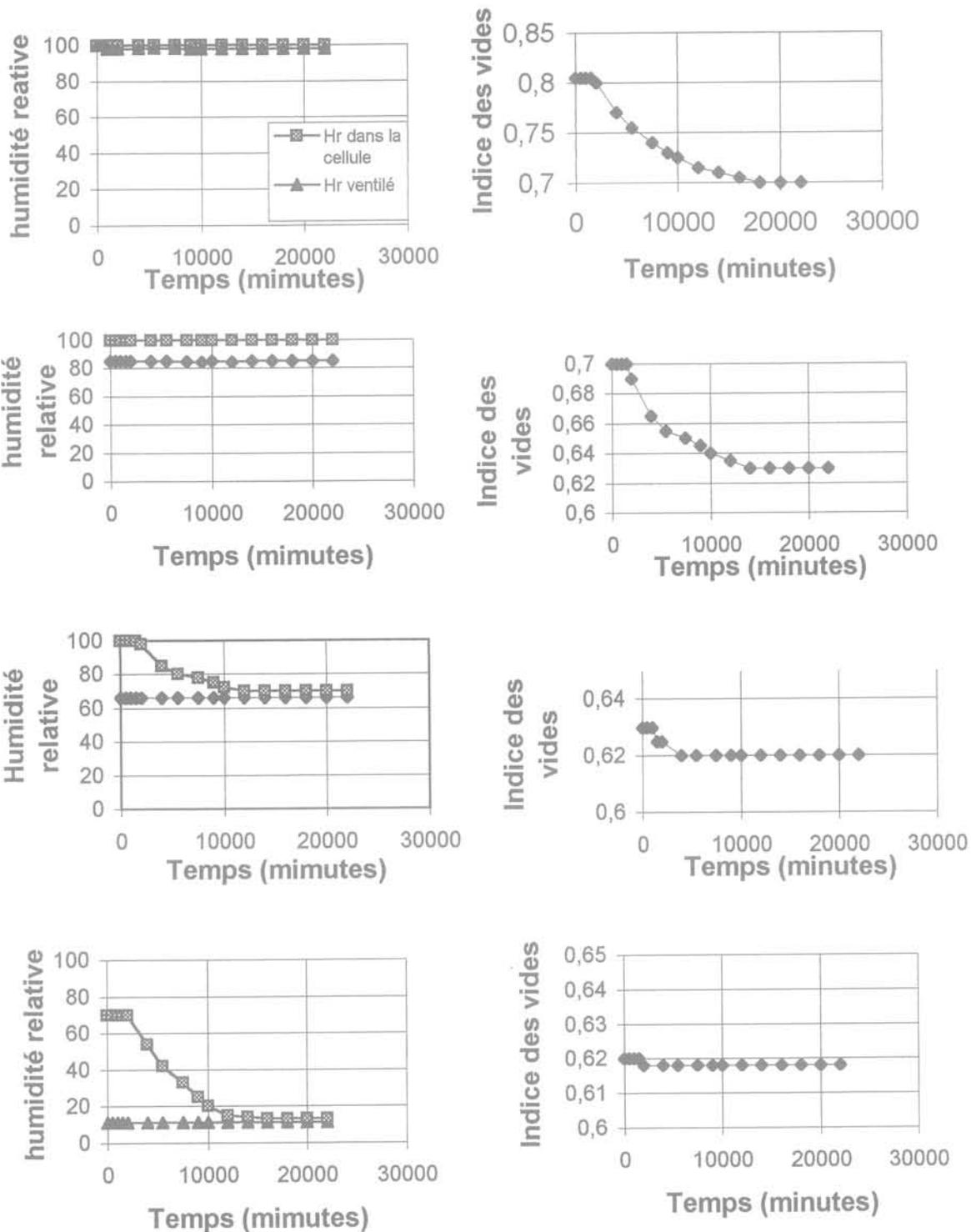


FIG. 31 Évolution de l'humidité relative dans l'échantillon et dans l'air ventilé ainsi que de l'indice des vides en fonction du temps pour un échantillon de smectite consolidé à 5 MPa.  
Evolution of relative moisture on the sample and of the ventilled air and evolution of void ratio versus time for a smectite sample consolidated at 5 MPa.

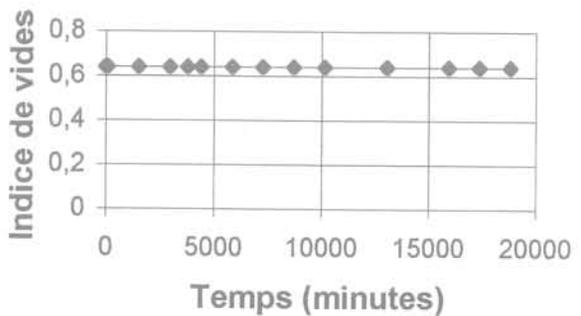
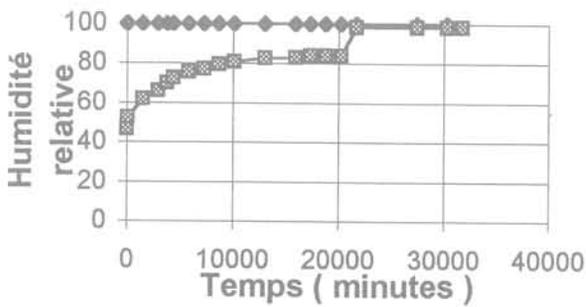
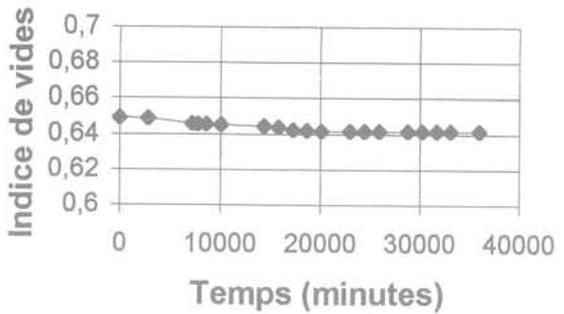
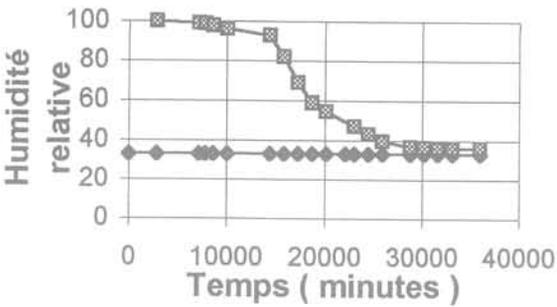
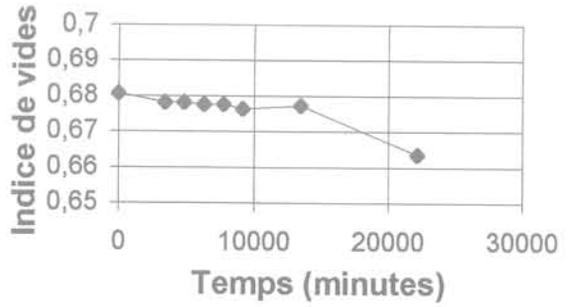
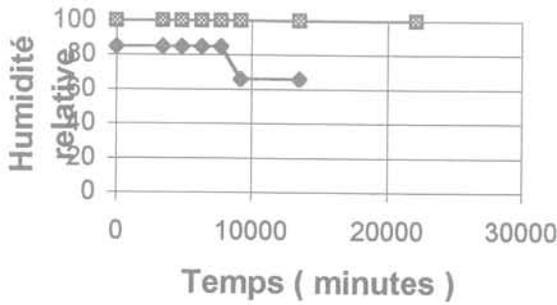
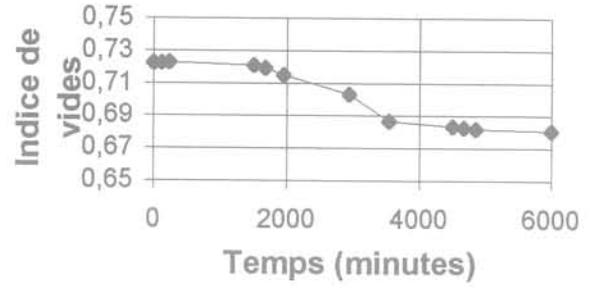
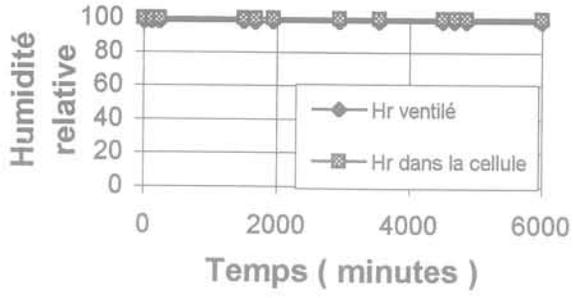
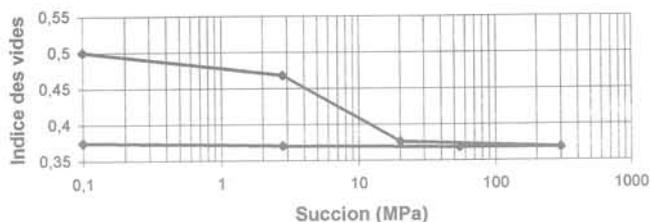
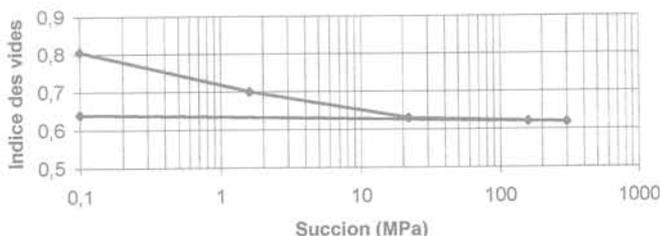


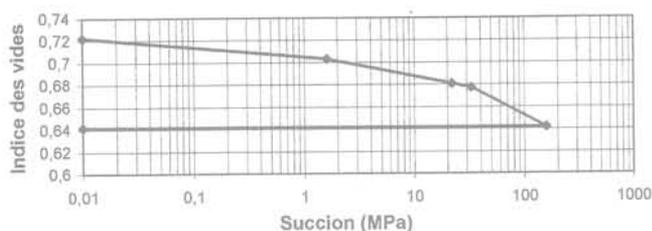
FIG. 32 Évolution de l'humidité relative dans l'échantillon et dans l'air ventilé ainsi que de l'indice des vides en fonction du temps pour un échantillon de kaolinite consolidée à 2,5 MPa.  
Evolution of relative moisture on the sample and of the ventilled air and evolution of void ratio versus time for a kaolinite sample consolidated at 2.5 MPa.



**FIG. 33** Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un échantillon d'argile de Boom sous contrainte verticale constante de 5,5 MPa.  
Void ratio variations with the suction for a Boom clay sample under a constant vertical loading of 5.5 MPa.



**FIG. 34** Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un échantillon de smectite sous contrainte verticale constante de 5 MPa.  
Void ratio variations with the suction for a smectite sample under a constant vertical loading of 5 MPa.



**FIG. 35** Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un échantillon de kaolinite sous contrainte verticale constante de 2,5 MPa.  
Void ratio variations with the suction for a kaolinite sample under a constant vertical loading of 2.5 MPa.

#### 4.2

### Comportement hydro-mécanique sur chemin triaxial drainé

Des essais triaxiaux drainés à différentes succions ont été réalisés sur des échantillons fabriqués à partir d'une poudre de smectite stabilisée dans des dessiccateurs à humidité relative constante.

Les résultats expérimentaux ont été tracés dans les plans  $(q-\epsilon_1)$  ( $\epsilon_3-\epsilon_1$ ) et  $(q-P')$  (Fig. 36). L'analyse de ces résultats fait apparaître que :

- l'augmentation de la succion entraîne un accroissement de la contrainte déviatoire à la rupture ;
- les pentes de rupture sont quasiment parallèles, l'angle de frottement et la pente d'état critique sont donc indépendants de l'état hydrique du matériau. La cohésion croît par contre avec la succion ;
- pour les états de contraintes très surconsolidés, le comportement du matériau est de type contractant comme pour les argiles gonflantes saturées.

#### 4.3

### Étude de l'anisotropie des déformations sous sollicitations hydriques

Un échantillon de smectite, fabriqué par compactage œdométrique à une pression de 15 MPa à partir d'une boue, a subi une désorption en étant placé dans des dessiccateurs à différentes humidités relatives allant de 100 à 33 %. Les déformations radiales et axiales sont mesurées à la fin de chaque étape. Les résultats obtenus, présentés sur la figure 37, montrent que les courbes de variation des déformations axiales et radiales de l'échantillon ont la même forme. Cependant, les déformations axiales sont plus importantes que les déformations radiales. Les déformations introduites lors d'une désorption sont donc anisotropes.

#### 5

### Conclusion et discussion des résultats

L'étude de la compressibilité œdométrique menée sur quatre types d'argiles saturées et remaniées montre que :

- quel que soit le type d'argile, gonflante ou non, le comportement en charge est élasto-plastique ;
- en décharge, le comportement est élastique non linéaire pour les argiles non gonflantes (argile du Bassin parisien et kaolinite) et élasto-plastique pour les argiles gonflantes (Boom et smectite) ;
- la pente de décharge augmente avec la pression de consolidation et la boucle d'hystérésis est d'autant plus large que l'argile est gonflante.

L'analyse des résultats des essais triaxiaux, non drainés, réalisés sur la kaolinite et la smectite remaniées et saturées à différentes pressions de confinement semble montrer que les fortes pressions de consolidation ne remettent pas en cause le concept d'état critique.

Les résultats expérimentaux des déformations des textures sous les effets mécaniques ont mis en évidence que :

- sous l'effet d'un champ de contraintes mécaniques, les déformations macroscopiques proviennent du compactage des mésopores et des macropores ;
- les micropores ne sont affectés ni en taille, ni en volume par les contraintes mécaniques.

On déduit de ces résultats que la première phase de consolidation d'une boue argileuse affecte tous les espaces poreux : interfoliaire, interparticulaire et inter-agrégat. Au-delà de ces valeurs, la consolidation s'effectue par diminution en taille et en volume des

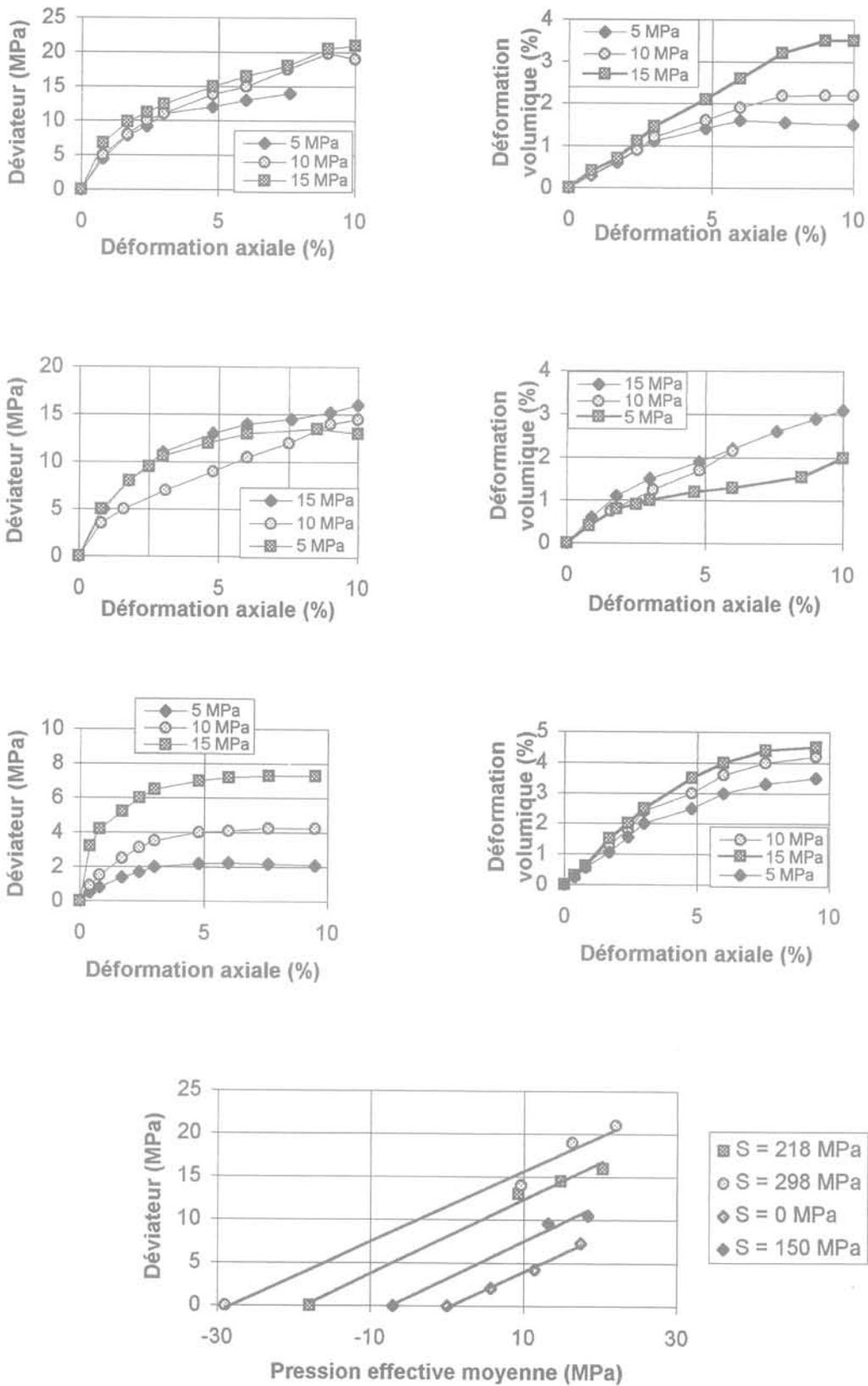


FIG. 36. Essais triaxiaux à différentes succions sur la smectite.  
Triaxial tests at different succions on smectite.

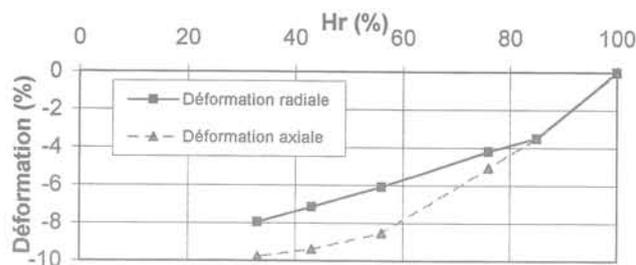


FIG. 37 Variations des déformations axiales et radiales sur un échantillon de smectite surconsolidé au cours d'une désorption. Axial and radial strain variations on an over-consolidated sample of smectite during a desorption.

macroporosités interagrégats. Ainsi, la pression de répulsion générée dans les espaces interfoliaires et interparticulaires (des micropores) reste constante. Les variations des contraintes extérieures produisent alors une variation des contraintes de contact ( $\delta\sigma_{\text{contact}} = \delta\sigma_{\text{extérieure}}$ ).

Les contraintes internes se manifestent en décharge. La décharge mécanique provoque, pour les argiles gonflantes, un déséquilibre transitoire entre les contraintes internes de répulsion et les contraintes de contact. L'excès des contraintes de répulsion est ensuite équilibré par la déformation des microporosités. La dilatance des espaces poreux et interfoliaires et interparticulaires induit un gonflement des agrégats et une réorganisation des espaces interagrégats. En définitive, les déformations des microporosités (de nature réversible) jouent en quelque sorte un rôle de catalyse vis-à-vis des déformations des macroporosités (irréversibles). Dans une telle configuration, la variation des contraintes extérieures est compensée par la variation des contraintes de répulsion et d'attraction ( $\delta\sigma_{\text{extérieure}} = \delta\sigma_{R-A}$ ).

Il en résulte que les déformations irréversibles d'une argile gonflante proviennent des déformations de macroporosités :

- i) classiquement dans la phase de consolidation ;
- ii) en décharge par le gonflement interne des agrégats.

L'étude expérimentale du comportement thermo-mécanique que nous avons menée sur quatre argiles saturées et remaniées, nous a permis de mettre en évidence certains des principaux phénomènes liés à l'influence de la température sur le comportement mécanique des argiles. Nous pouvons les résumer dans ce qui suit :

– le chauffage d'un matériau argileux préconsolidé provoque une diminution de son domaine élastique ;

- la résistance mécanique des argiles diminue avec l'augmentation de la température ;
- à l'état normalement consolidé, un cycle thermique induit un écoulement positif du matériau. Celui-ci est d'autant plus important que l'argile est de nature gonflante (smectite) ;
- à l'état surconsolidé, un cycle thermique induit un écoulement négatif du matériau. Son ampleur est d'autant plus importante que l'argile est gonflante.

Dans le cas des sollicitations thermiques les résultats des mesures de porosimétrie au mercure et de BET indiquent que :

- les micropores ne sont pas affectés par la température ;
- la distribution et le pourcentage des mésopores ne sont pas modifiés.

Par ailleurs, l'analyse des essais cycliques thermiques sur une smectite sous contrainte extérieure constante montre que les déformations d'origine thermique sont anisotropes. Il en résulte que les contraintes thermiques correspondant aux déformations sont nécessairement tensorielles. Elles peuvent être décrites par une contrainte thermique tensorielle  $\sigma_T$ .

L'étude hydro-mécanique réalisée sur trois argiles à l'état partiellement saturé a mis en évidence que :

- l'augmentation de la succion sur les matériaux consolidés produit une augmentation de la pression de consolidation ;
- pour des succions inférieures à la pression d'entrée d'air (phase eau continue), la désorption sur des matériaux à l'état normalement consolidé produit une consolidation élasto-plastique ;
- pour des succions supérieures à la pression d'entrée d'air (phase eau discontinue), la désorption des matériaux normalement consolidés provoque des déformations réversibles ;
- la résistance mécanique des argiles augmente avec la désaturation ;
- à la rupture, il apparaît une cohésion capillaire dont l'amplitude dépend de la succion.

Les essais de désorption sur des galettes de smectite surconsolidée ont montré que les déformations macroscopiques sont anisotropes. Cette anisotropie peut être traduite par une contrainte tensorielle capillaire  $\sigma_{\text{cap}}$ .

Ainsi sur la base de ces constatations, nous proposons une extension des contraintes effectives aux sollicitations thermo-hydro-mécaniques. Les contraintes extérieures sont équilibrées par les contraintes de contact pour les états normalement consolidés ou de répulsion pour les états surconsolidés, les contraintes capillaires et les contraintes thermiques :

$$\sigma_{\text{ext}} = \sigma_c + \sigma_{\text{cap}} + \sigma_T \quad (\text{OCR} = 1)$$

$$\text{et } \sigma_{\text{ext}} = \sigma_R + \sigma_{\text{cap}} + \sigma_T \quad (\text{OCR} > 1).$$

- Aldrich – Catalog handbook of fine chemicals. Aldrich Chemical Company Inc., Milwaukee, 1986-1987.
- Baldi G., Borsetto M., Hueckel T. – Calibration of mathematical models for the simulation of thermal, seepage and mechanical behaviour of Boom clay. CEC publishers, Luxembourg EUR 10924 EN, p. 215, 1987.
- Baldi G., Hueckel T., Peano A., Pellegrini R. – Development in modelling of the thermo-hydro-geomechanical behaviour of Boom clay and clay based buffer materials. Final report for CEC ISMES, Bergamo, Italy, 1990.
- Ballivy G. – Contribution à l'étude du rôle de l'eau dans le comportement mécanique des roches fissurées. Thèse de doctorat ès sciences appliquées à l'École polytechnique de Montréal, 266 p., 1976.
- Ballivy G., Daoud M., Saleh K. – Comportement physico-mécanique des roches sous l'effet de l'humidité relative ambiante. Structure et comportement mécanique des géomatériaux, Colloque René-Houpert, p. 247-256, 1992.
- Börgesson L., Karnland O., Johansson L.E. – Modelling of the physical behaviour of clay barriers close to water saturation. International workshop on Thermo-mechanics of clay and clay barriers, Bergamo, Italy, 1993.
- Colback P.S.B., Wiid B.L. – The influence of moisture content on the compressive strength of rocks. Third Canadian Symposium on Rock Mechanics, Toronto, p. 65-83, 1965.
- Daian J.-F. – Processus de condensation et de transfert d'eau dans un matériau méso- et macroporeux. Étude expérimentale du mortier de ciment. Thèse de doctorat d'État, Institut national polytechnique et université de Grenoble, 1986.
- Del Olmo C., Fioravante V., Gera F., Hueckel T., Mayor J.C., Pellegrini R. – Thermomechanical properties of deep argillaceous formations. *Engineering Geology*, 41, p. 87-101, 1996.
- Felix B., Lebon P., Miguez, Plas F. – A review of Andra's research programmes on the thermo-hydromechanical behaviour of clay in connection with the radioactive waste disposal project in deep geological formations. *Engineering Geology*, 41, p. 35-50, 1996.
- Lingnau B.E., Yarechewski D., Graham J., Tanaka N., Gray M.N. – Stress-strain properties of sand bentonite buffer at elevated temperatures. International workshop on Thermo-mechanics of clay and clay barriers, Bergamo, Italy, 1993.
- Piau J.-M. – Compaction and subsidence of petroleum reservoirs. *Mechanics of porous media*, Charlez (ed.), Balkema, p. 215-244, 1995.
- Robinet J.-C., Rahbaoui A., Plas F., Lebon P. – A constitutive thermomechanical model for saturated clays. *Engineering Geology*, 41, p. 145-169, 1996.
- Robinet J.-C., Pakzad M., Plas F. – Un modèle rhéologique pour les argiles gonflantes. *Revue Française de Géotechnique*, n° 62, p. 57-67, 1994.
- Robinet J.-C., Pasquiou A., Palut J.-M., Noyner N. – Phenomenology of hydric exchanges between underground atmosphere and storage host-rock. Final Report (E.C) (ed.), 1997.
- Robinet J.-C., Lecomte P. – Dispositif œdométrique haute pression à température et hygrométrie contrôlées. Brevet d'invention, n° 97 03564, 1997.
- Rousset G. – Comportement mécanique des argiles profondes, application au stockage de déchets radioactifs. Thèse de doctorat ENPC, Paris, 1998.