

# Détermination expérimentale de la courbe d'état limite d'une argile raide très plastique, l'argile verte du Sannoisien

Experimental determination of the state boundary curve of a stiff plastic oligocene clay, the Paris area green clay

H. JOSSEAUME

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées\*

F. AZIZI

The Queen's University of Belfast\*\*

Rev. Franç. Géotech. n° 54, pp. 13-25 (janvier 1991)

## Résumé

Cette étude se situe dans le cadre d'un important programme de recherches du LCPC concernant le comportement des argiles et ayant pour objectif le contrôle de la validité des modèles numériques utilisés pour le calcul des ouvrages. Des travaux antérieurs ayant montré que des modèles basés sur le concept d'état limite rendaient bien compte du comportement des argiles molles, une étude expérimentale visant à déterminer si ce concept pouvait être étendu aux argiles raides naturelles a été entreprise. L'article rend compte de cette étude qui a été effectuée sur une argile raide très répandue en région parisienne, l'argile verte du Sannoisien.

L'analyse du comportement de cette argile s'appuie sur les résultats d'essais effectués en laboratoire sur échantillons intacts, notamment :

- d'essais triaxiaux non drainés, en compression et en extension, avec mesure de la pression interstitielle ;
- d'essais triaxiaux de consolidation anisotrope ;
- d'un essai triaxial  $K_0$  ;
- d'essais œdométriques.

Elle permet de conclure à la validité du concept d'état limite dans le cas de l'argile étudiée. On a, en effet, obtenu une courbe d'état limite ayant une forme analogue à celles des courbes d'état limite déterminées antérieurement pour les argiles molles. En revanche, l'étude des vecteurs d'écoulement plastique en plusieurs points de la courbe d'état limite n'a pas permis de conclure quant à la nature de la loi d'écoulement.

## Abstract

Over the last 15 years, a consistent research programme has been undertaken in the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) regarding the experimental behaviour of natural clays as well as the numerical and theoretical modelling of the complex stress-strain-time relationships of such materials.

Earlier work having shown that the behaviour of natural soft clays could be successfully predicted using models based on the critical state theory, it was decided to take this work a step further and to expand it to natural stiff clays.

This paper describes the experimental programme carried out on a stiff Oligocene clay from the Paris area, better known as the « green clay » because of its colour. The results presented here are obtained from a wide variety of laboratory tests, namely :

- undrained compression and extension triaxial tests with pore pressure measurements,
- anisotropic consolidation triaxial tests,
- one  $K_0$  test,
- consolidation tests.

In terms of elastoplastic analysis, the state boundary curve of the green clay was clearly identified, its shape and position being roughly similar to those formerly determined for soft clays. On the other hand, the nature of the flow rule could not be precisely established.

\* 58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15.

\*\* Dept. of Civil Engineering, David Keir Building, Stranmills Road Belfast BT71MM.

## 1. INTRODUCTION

Depuis une dizaine d'années, les recherches entreprises au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en vue de la détermination des lois de comportement des argiles naturelles et de l'établissement de modèles numériques applicables au calcul des ouvrages, ont eu pour principal objectif l'étude de la validité des modèles de comportement faisant appel aux concepts d'état limite et d'état critique développés à l'Université de Cambridge au cours de la décennie 1960-1970.

Dans ce cadre, des recherches réalisées entre 1978 et 1983 sur l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts (SHAHANGUIAN, 1980 ; MAGNAN et al., 1982 ; PIYAL et MAGNAN, 1984 ; MAGNAN et PIYAL, 1985) ont notamment montré que le comportement de cette argile pouvait être considéré comme élastique et anisotrope à l'intérieur d'une surface d'état limite définie par des courbes d'état limite analogues à celles déterminées par TAVENAS et LEROUEIL (1977) pour les argiles sensibles de la vallée du Saint-Laurent ainsi qu'à celles obtenues sur d'autres argiles molles par GRAHAM (1969 et 1974), MITCHELL (1970), BERRE (1972), MAC ROSTIE et al. (1972) et WONG et MITCHELL (1975). Un modèle numérique élastoplastique et anisotrope avec écrouissage (MOURATIDIS et MAGNAN, 1983) a en outre été établi à partir des résultats expérimentaux obtenus pour l'argile de Calzac-les-Ponts.

Les recherches précédentes ont été poursuivies en 1983 par l'étude de la validité des concepts d'état limite et d'état critique dans le cas des argiles raides, sujet qui n'avait, à l'époque, fait l'objet d'aucune publication à l'exception de l'article de BARACOS et al. (1980) sur le comportement de l'argile de Winnipeg. BARACOS et al. concluaient alors à l'existence de la courbe d'état limite de cette argile mais indiquaient que sa détermination était « ambiguë et subjective » et nécessitait des recherches complémentaires. Les recherches relatives à la courbe d'état limite des argiles raides ont consisté en une étude expérimentale du comportement d'une argile raide, plastique et gonflante, très répandue en région parisienne, l'argile verte du Sannoisien. Cette argile a été choisie en raison de sa relative homogénéité et de la similitude de ses propriétés avec celles de nombreuses argiles raides rencontrées en France. Cet article décrit les principales phases de ces recherches réalisées dans le cadre d'un travail de thèse (AZIZI, 1987 ; AZIZI et JOSSEAUME, 1988) et rend compte des résultats les plus significatifs.

## 2. L'ARGILE VERTE DU SANNOISIEN

L'argile verte du Sannoisien, également connue sous le nom d'argile de Romainville, est une argile tertiaire formée par sédimentation en milieu lagunaire au début de l'époque Oligocène à l'étage du Sannoisien. Elle a été ultérieurement recouverte par des formations qui se sont déposées dans les mêmes conditions (calcaire de Brie, marnes à huîtres, sable de Fontainebleau, meulière de Beauce) et qui sont actuellement totalement ou en grandes parties érodées. L'argile verte qui recouvre une large fraction de la superficie de l'Île-de-France se présente sous la forme d'une couche de

3 m à 7 m d'épaisseur ayant des propriétés géotechniques relativement constantes sur toute son étendue.

L'argile dont le comportement est analysé ci-après a été prélevée à Villejuif (banlieue sud de Paris) dans une zone où son épaisseur varie de 5 m à 7 m et où l'épaisseur des couches qui la recouvrent est actuellement comprise entre 11 et 14 m (fig. 1) alors qu'elle a atteint une valeur maximale estimée à 80-90 m à l'ère tertiaire. L'argile étant le siège d'un écoulement vertical descendant dont le gradient hydraulique est voisin de l'unité (fig. 1), la pression interstitielle y est pratiquement nulle. Les échantillons étudiés ont été extraits de trois sondages au moyen d'un carottier double de 101 mm de diamètre intérieur. Ils ont été conditionnés en vue de leur conservation et stockés en chambre humide avant exécution des essais.

L'examen des échantillons d'argile montre que celle-ci se présente sous la forme d'un matériau gris-vert, d'apparence homogène ne présentant pas de fissuration apparente. La mesure de leurs caractéristiques d'état et d'identification (dont les valeurs sont regroupées dans le tableau 1) indique que l'argile verte est une argile plastique (représentée par le symbole At-Lt dans la classification des LPC) saturée, très consistante, dont les propriétés sont relativement constantes sur toute la hauteur de la couche.

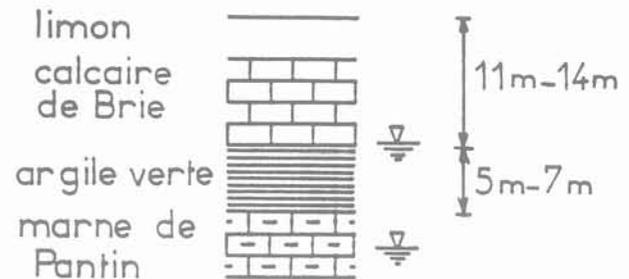


Fig. 1. — Coupe sommaire du sol à l'emplacement des sondages.

Fig. 1. — Borehole log.

Tableau 1. — Caractéristiques de l'argile verte du Sannoisien à Villejuif.

Table 1. — Characteristics of the green clay in Villejuif.

Paramètre		Plage de variation	Moyenne
Limite de liquidité	$w_l$ (%)	60-68	64
Indice de plasticité	$I_p$ (%)	31-35	33
Teneur en eau	$w$ (%)	24,2 - 30,3	27,6
Teneur en argile	(%)		60
Poids volumique apparent	( $kN/m^3$ )	19,4 - 20,4	19,9
Poids volumique apparent sec	( $kN/m^3$ )	14,9 - 16,4	15,6
Poids volumique des grains	( $kN/m^3$ )		27,4

### 3. MÉTHODE EXPÉRIMENTALE DE DÉTERMINATION DE LA COURBE D'ÉTAT LIMITE

La méthode retenue est, dans ses grandes lignes, analogue à celle développée par TAVENAS et LEROUEIL (1977) pour l'étude de l'argile de Saint-Alban, qui a mis en jeu des essais triaxiaux classiques, des essais triaxiaux de consolidation à chemin de contraintes contrôlé et des essais œdométriques.

L'étude expérimentale de la courbe d'état limite de l'argile verte a comporté la réalisation :

- d'essais triaxiaux de type consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle sur des éprouvettes cisailées en compression (essais CIU) et en extension (essais EIU) ;
- d'essais triaxiaux de consolidation à chemin de contraintes contrôlé tels que le rapport des contraintes effectives  $\sigma_3/\sigma_1$  reste constant au cours des essais ;
- d'essais œdométriques ;
- d'un essai drainé à déformation radiale nulle (essai  $K_0$ ).

Le passage à l'état limite d'un sol surconsolidé se traduisant par le développement d'importantes déformations irréversibles qui marquent, soit la rupture du sol dans le cas des essais de cisaillement, soit un accroissement fini de sa compressibilité dans le cas des essais de consolidation (passage à l'état normalement consolidé), les points d'état limite de l'argile verte ont été définis à partir des états de contraintes correspondant :

- aux maximums des courbes contraintes-déformations obtenues à partir des essais CIU et EIU effectués dans le domaine surconsolidé ;
- aux coudes des courbes de compressibilité obtenues à partir des essais de consolidation (essais triaxiaux de consolidation, essais œdométriques, essai  $K_0$ ).

### 4. MATÉRIEL D'ESSAI

Les essais CIU et EIU ont été réalisés au moyen de l'appareillage triaxial classique dont certaines cellules ont été modifiées par l'exécution d'essais en extension.

Les essais triaxiaux de consolidation à chemin de contraintes contrôlé ont été effectués par paliers de chargement discontinus dans des cellules triaxiales équipées de vérins pneumatiques permettant d'appliquer au piston de la cellule un effort axial constant (JOSSEAUME et MEIMON, 1976).

L'essai  $K_0$  a été réalisé au moyen d'un appareil triaxial asservi comportant une cellule munie d'un équipement spécial pour la mesure des déformations radiales de l'éprouvette, un générateur de pression cellulaire, un générateur de contre-pression jouant également le rôle de volumètre (tous trois construits par le Centre d'études et de construction de prototypes

d'Angers), une presse automatique et un micro-ordinateur assurant le suivi des mesures ainsi que le pilotage de la presse et des deux générateurs. Un schéma de cet appareillage est représenté sur la figure 2.

Le système de mesure des déformations radiales est constitué de quatre capteurs de déplacement disposés à l'intérieur de la cellule dans le plan moyen de l'éprouvette et dont les tiges s'appuient sur la membrane qui entoure cette dernière. Ces capteurs sont suspendus à un flotteur annulaire dont la densité est telle que l'ensemble flotteur + capteur est en équilibre dans le fluide de confinement (huile de silicone). Lorsque l'éprouvette se déforme verticalement, les capteurs subissant le même déplacement vertical que les points dont ils mesurent le déplacement radial.

Le générateur de la pression cellulaire est un vérin hydraulique commandé par un moteur électrique. Le générateur de contre-pression, analogue au précédent est, en outre équipé d'un capteur de déplacement qui mesure les mouvements du piston du vérin et par suite le volume d'eau rejeté par l'éprouvette ou absorbé par celle-ci.

Le micro-ordinateur connecté à l'ensemble des capteurs et aux moteurs de la presse et des générateurs est un micro-ordinateur LeCroy 3500 équipé d'un convertisseur analogique numérique pour l'acquisition des mesures, d'un convertisseur numérique-analogique pour la commande des moteurs et d'une cartehorloge. Il permet la réalisation d'essais asservis à chemin de contraintes ou de déformations contrôlé.

### 5. ESSAIS TRIAXIAUX NON DRAINÉS

Les essais triaxiaux non drainés ont été réalisés sur des éprouvettes de 38 mm de diamètre et de 76 mm de hauteur entourées d'un drain latéral en papier filtre ajouré. Celles-ci ont été consolidées sous des pressions isotropes  $\sigma_c$  comprises entre 50 kPa et 400 kPa, saturées sous une contre-pression de 400 kPa puis cisailées en compression ou en extension à une vitesse de déformation axiale de 0,047 %/h correspondant à la plus petite vitesse de la presse et assurant un taux d'uniformisation de la pression interstitielle supérieur à 95 % pour une déformation axiale supérieure à 0,5 %. Onze éprouvettes ont été cisailées en compression et deux en extension. Leurs caractéristiques ainsi que les principaux résultats des essais ont été présentés dans le tableau 2.

Les courbes contraintes-déformations axiales obtenues pour 6 éprouvettes cisailées en compression et pour une éprouvette cisailée en extension sont reportées respectivement sur les figures 3 et 4, les chemins de contraintes suivis au cours de l'ensemble des essais étant regroupés sur la figure 5 sur laquelle est également représentée l'enveloppe de rupture en compression.

On constate que cette dernière est formée de 2 parties distinctes :

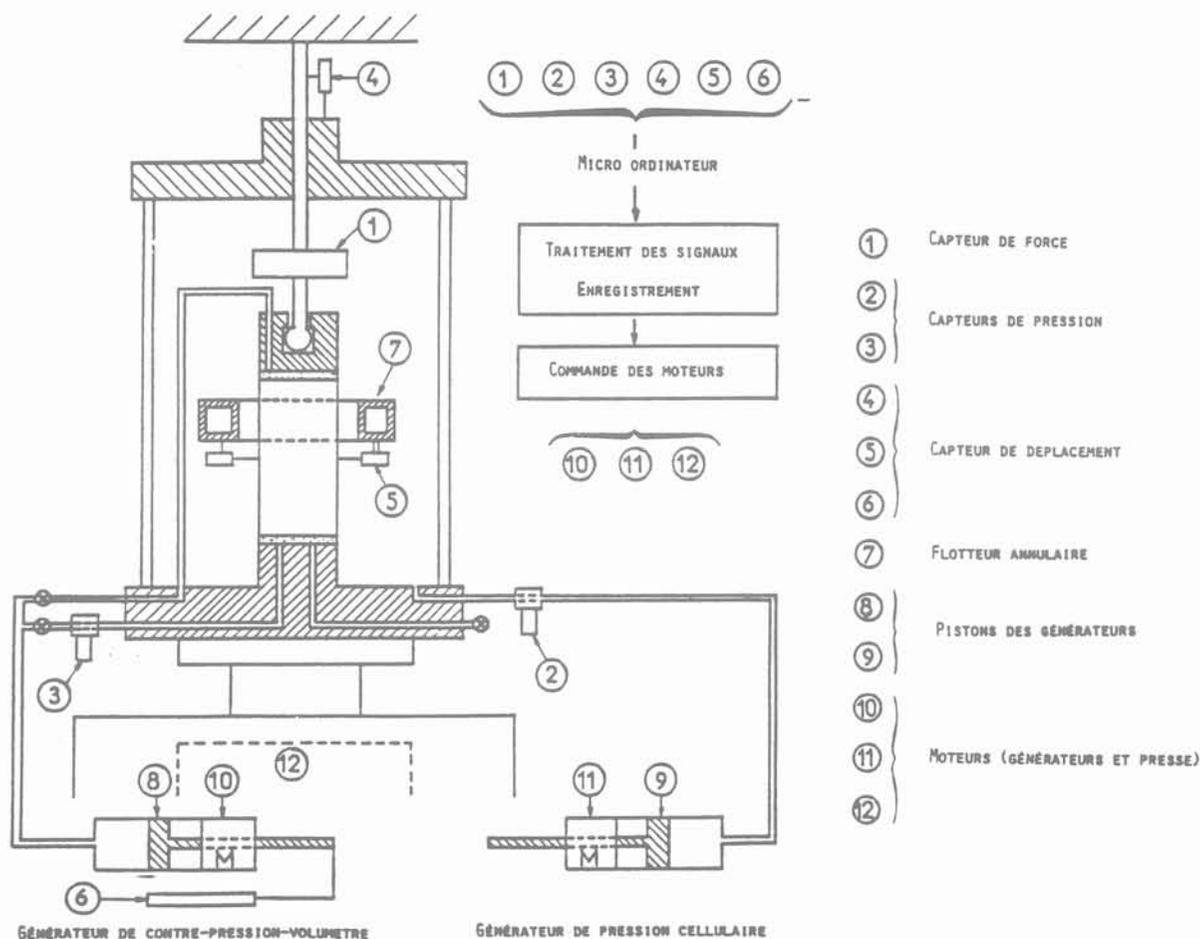


Fig. 2. — Schéma de l'appareil triaxial asservi.  
 Fig. 2. — Diagrammatic layout of the computer controlled triaxial testing system.

Tableau 2. — Essais triaxiaux non drainés. Caractéristiques des éprouvettes étudiées et état des contraintes et des déformations axiales à la rupture.

Table 2. — Undrained triaxial tests. Characteristics of the tested samples and stress-strain state at failure.

Eprouvette Sondage [ ]	Profondeur (m)	Caractéristiques initiales		$\sigma'_c$ (kPa)	Rupture		
		w (%)	$\gamma^d$ (kN/m <sup>3</sup> )		$\epsilon_1$ (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	u (kPa)
CIU 1 [A]	16,40	24,7	16	50	3,5	135	8
CIU 2 [A]	16,50	24,4	16,4	100	2,8	200	20
CIU 3 [A]	16,50	25,0	16,2	200	4,5	220	20
CIU 4 [A]	16,60	27,1	15,6	350	2,2	340	75
CIU 5 [D]	18,00	28,7	15,6	50	2,5	135	10
CIU 6 [D]	18,25	27,6	15,7	100	4,0	195	8
CIU 7 [D]	17,25	29,0	15,3	150	2,5	200	30
CIU 8 [D]	17,40	28,9	15,4	200	3,7	210	40
CIU 9 [D]	17,50	28,2	15,4	300	2,0	300	60
CIU 10 [D]	18,50	28,0	15,6	350	2,0	325	60
CIU 11 [D]	17,50	28,7	15,4	400	3,5	405	85
EIU 1 [D]	16,50	30,3	14,9	100	2,5	55	35
EIU 2 [D]	19,50	26,8	15,8	200	3,0	63	45

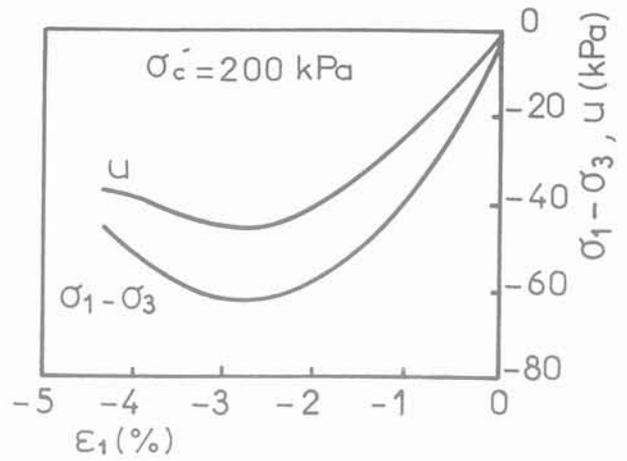
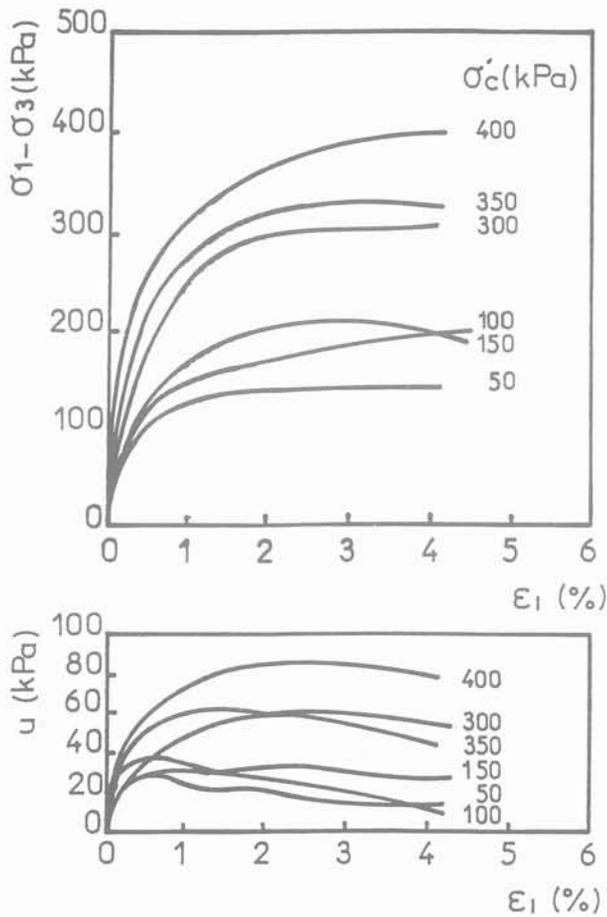


Fig. 4. — Courbes contraintes-déformations obtenues à partir d'un essai triaxial EIU (éprouvette EIU 2).  
 Fig. 4. — Stress-strain relationships derived from an EIU test (sample EIU 2).

Fig. 3. — Courbes contraintes-déformations typiques obtenues à partir d'essais triaxiaux CIU.  
 Fig. 3. — Typical stress-strain relationships derived from CIU tests.

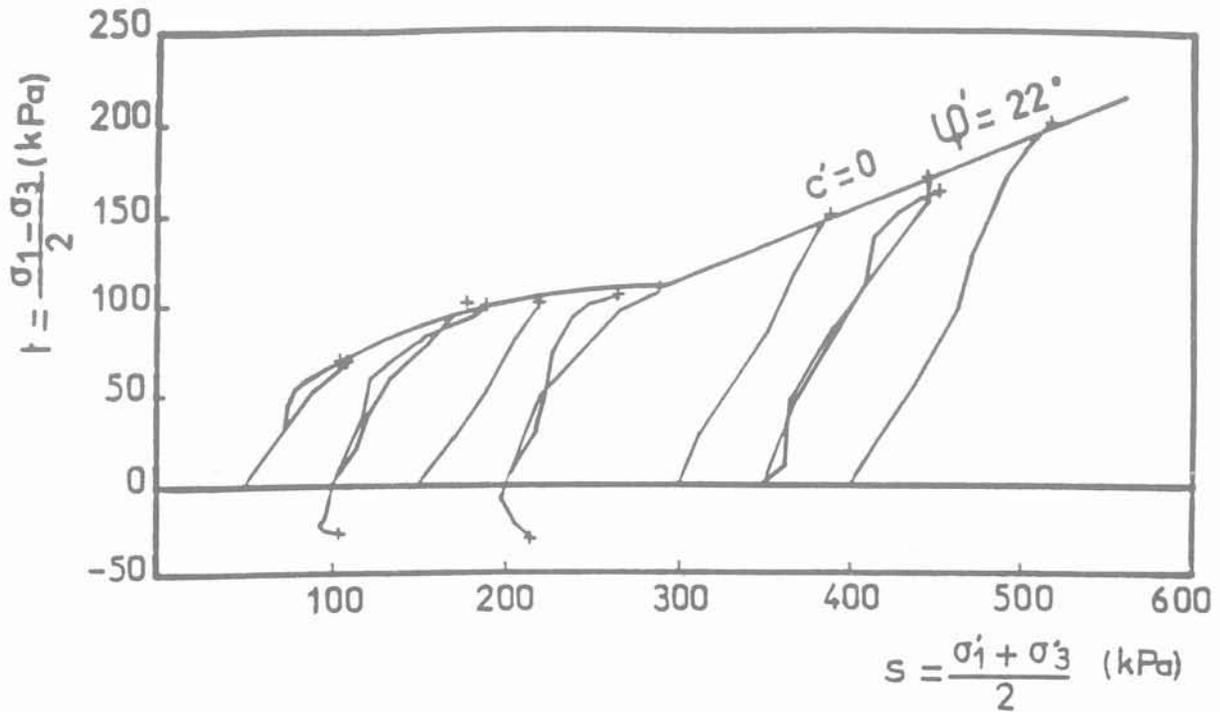


Fig. 5. — Chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux non drainés et enveloppe de rupture en compression.  
 Fig. 5. — Effective stress paths followed during the undrained triaxial tests and compression yield envelope.

— la première, non linéaire, correspondant aux plus faibles valeurs de  $\sigma'_c$ , représente les variations de la résistance au cisaillement de l'argile dans le domaine surconsolidé et se confond avec la partie supérieure de la courbe d'état limite ;

— la seconde obtenue pour des valeurs de  $\sigma'_c$  supérieures à 300 kPa est linéaire et est caractérisée pour les valeurs  $c' = 0$  et  $\varphi' = 22^\circ$ . Elle correspond à des essais dans lesquels le déviateur et la pression interstitielle varient peu aux grandes déformations et peut être assimilée à la droite d'état critique de l'argile.

**6. ESSAIS TRIAXIAUX DE CONSOLIDATION A CHEMIN DE CONTRAINTES CONTRÔLÉ**

Les essais triaxiaux de consolidation à chemin de contraintes contrôlé ont été réalisés sur des éprouvettes de 38 mm de diamètre et de 76 mm de hauteur entourées d'un drain latéral en papier filtre ajouré, la procédure d'essai étant la suivante :

- application d'une pression hydrostatique  $\sigma_3$  égale en valeur absolue à la pression interstitielle  $u_o$  (négative) existant initialement dans l'éprouvette non chargée. Lors de l'exécution des premiers essais,  $\sigma_3 = |u_o|$  était la pression hydrostatique qui, appliquée à drainage fermé, annulait la pression interstitielle à la base de l'éprouvette. Par la suite, on a retenu pour  $|u_o|$  la valeur de  $\sigma_3$  sous laquelle l'éprouvette ne subit aucune variation de volume à drainage ouvert lorsqu'elle est mise en présence d'eau, l'absence de variation de volume étant contrôlée au moyen d'un indicateur de zéro (BERRE, 1981) ;
- application d'une contre-pression de 400 kPa ;
- chargement par paliers suivant un chemin de contraintes tel que celui représenté sur la figure 6, le rapport  $K = \sigma_3/\sigma'_1$  des contraintes effectives n'étant

maintenu constant que lors de la deuxième phase de chargement.

Trois séries de 3 essais correspondant respectivement aux valeurs  $K = 0,6$  ;  $K = 0,8$  et  $K = 1$  ont été réalisées. Les valeurs de  $u_o$  mesurées se situant dans une plage de faible étendue ( $-280 \text{ kPa} > u_o > -310 \text{ kPa}$ ), les chemins de contraintes suivis au cours des essais mettant en jeu une même valeur de  $K$  étaient pratiquement identiques. Dans tous les essais, les incréments de contraintes appliqués lors de chaque changement de palier correspondaient à un incrément  $\Delta p' = 50 \text{ kPa}$  de la contrainte effective moyenne, la durée d'application de chaque palier étant comprise entre 3 et 5 jours.

Les points d'état limite ont été déterminés à partir des courbes de variation de la déformation volumique  $\epsilon_v$  en fonction de la contrainte moyenne effective  $p'$ . Les courbes contraintes-déformations représentées en coordonnées linéaires étant souvent caractérisées par une continuité de courbure qui rend difficile la localisation précise du coude marquant le passage à l'état limite (fig. 7), celui-ci a été déterminé à partir de courbes contraintes-déformations tracées en coordonnées semi-logarithmiques, qui se réduisent généralement à deux branches sensiblement linéaires et présentent, de ce fait, une discontinuité marquée (fig. 8). Les valeurs des contraintes à l'état limite obtenues à partir de l'analyse de ces courbes sont présentées dans le tableau 3.

Par ailleurs, les composantes des vecteurs d'écoulement plastique aux points d'état limite ont été déterminées à partir des courbes de variation en fonction de  $\log p'$  de la déformation volumique  $\epsilon_v$  et de la déformation de cisaillement  $\gamma = \epsilon_1 - \frac{\epsilon_v}{3}$ .

Dans le domaine plastique, les variations des déformations élastique  $\epsilon_v^e$  et  $\gamma^e$  sont représentées par le prolongement de la première branche linéarisée de ces

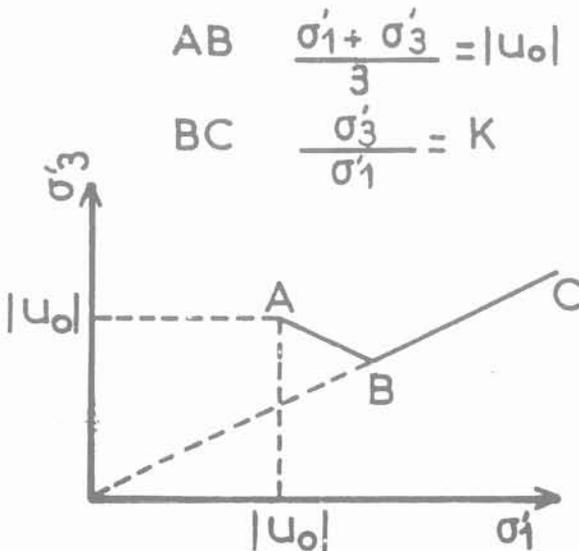


Fig. 6. — Chemin de contraintes appliqué au cours des essais triaxiaux de consolidation.

Fig. 6. — Theoretical effective stress-path followed during anisotropic consolidation triaxial tests.

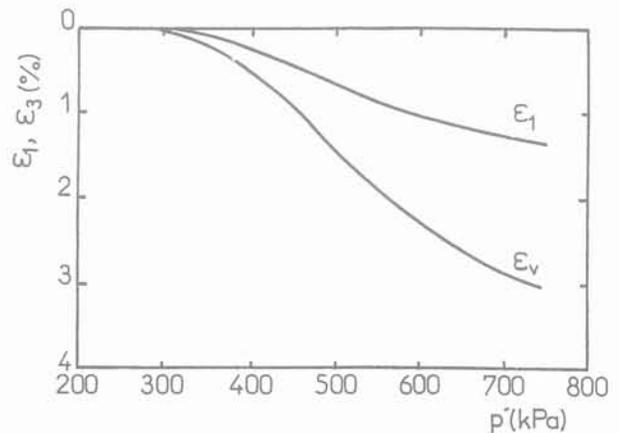


Fig. 7. — Représentation en coordonnées linéaires des courbes contraintes-déformations relatives à un essai triaxial de consolidation (éprouvette TC11,  $K = 0,8$ ).

Fig. 7. — Stress-strain relationships derived from an anisotropic consolidation test and plotted in arithmetic scale (sample TC 11,  $K = 0,8$ ).

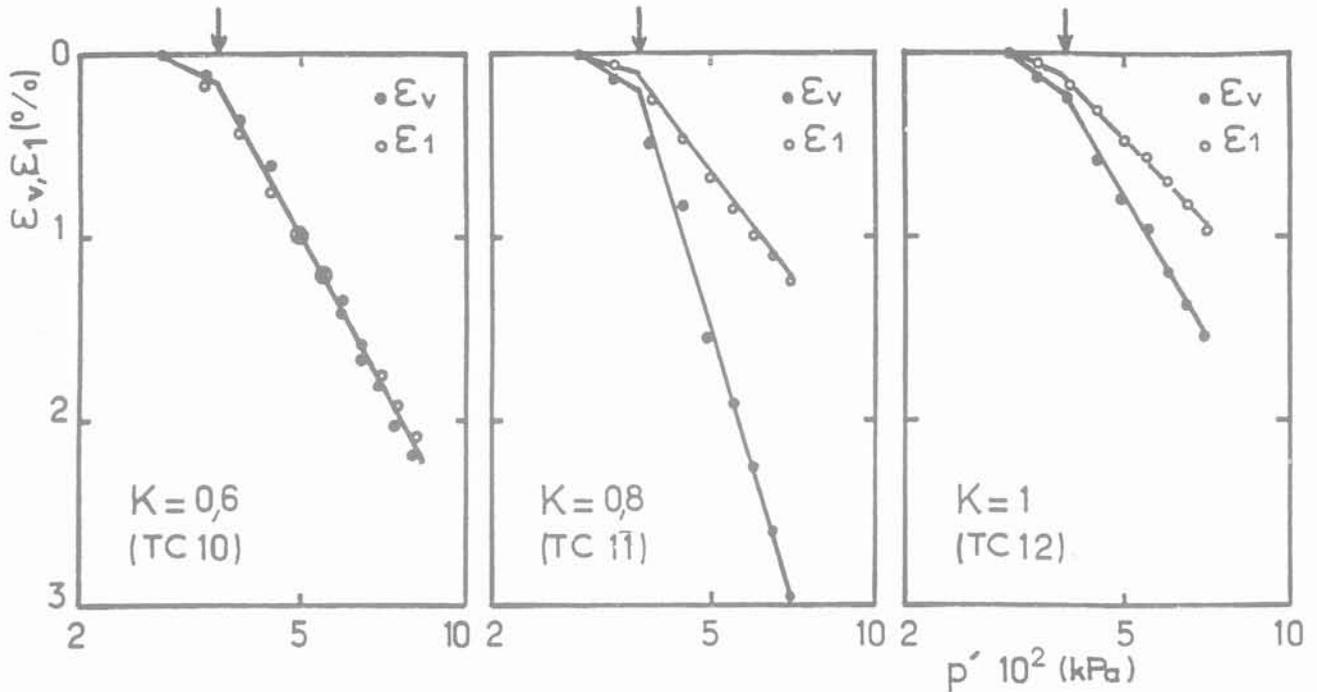


Fig. 8. — Représentation en coordonnées semi-logarithmiques des courbes contraintes-déformations obtenues à partir de 3 essais triaxiaux de consolidation.

Fig. 8. — Stress-strain relationships derived from 3 anisotropic consolidation tests and plotted in semi-logarithmic scale.

Tableau 3. — Essais triaxiaux de consolidation. Caractéristiques des éprouvettes étudiées et valeurs des contraintes à l'état limite.

Table 3. — Anisotropic consolidation tests. Characteristics of the tested samples and yielding stresses.

Eprouvette Sondage []	Profondeur (m)	Caractéristiques initiales		Etat limite		
		w (%)	$\gamma_d^3$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$	$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3)$ (kPa)	$q = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
TC 4 [C]	17,30	26,9	15,7	0,6	357	196
TC 7 [C]	17	28,3	15,5		346	188
TC 10 [C]	16,90	27,9	15,5		355	194
TC 5 [C]	16,75	26,5	15,8	0,8	391	90
TC 8 [C]	17,20	27,5	15,7		376	86
TC 11 [C]	16,50	29	15,3		370	85
TC 6 [C]	17,75	24,2	16,2	1	365	0
TC 9 [C]	17,00	28,7	15,6		345	0
TC 12 [C]	16,90	28,7	15,5		392	0

courbes tandis que les variations des déformations totales  $\epsilon_v^t$  et  $\gamma^t$  correspondent à l'autre branche. Dans ces conditions, les incréments de déformation plastique :

$$d \epsilon_v^p = d \epsilon_v^t - d \epsilon_v^e$$

et 
$$d \gamma^p = d \gamma^t - d \gamma^e$$

créés par un accroissement des contraintes correspondant à un accroissement  $dp'$  de  $p'$  sont obtenus à partir de la construction graphique illustrée sur la figure 9.

Dans le système de coordonnées  $\epsilon_v, \gamma, d\gamma^p$  et  $d\epsilon_v^p$  représentent alors les composantes du vecteur d'écoulement plastique correspondant à l'incrément  $dp'$ . Les valeurs de  $d\epsilon_v^p$  et de  $d\gamma^p$  obtenues pour  $dp' = 100$  kPa à partir de 6 essais triaxiaux de consolidation sont données dans le tableau 4. Ces résultats font apparaître que les vecteurs d'écoulement plastique ne sont connus qu'avec des marges d'erreur importantes puisque deux vecteurs obtenus à partir d'essais effectués dans des conditions analogues peuvent différer très sensiblement : leurs directions peuvent

Tableau 4. — Essais triaxiaux de consolidation. Vecteurs d'écoulement plastique correspondant à un incrément de contraintes  $dp' = 100$  kPa.

Table 4. — Anisotropic consolidation tests. Plastic flow vectors calculated using a stress increment  $dp' = 100$  kPa.

Eprouvettes	$K = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$	$d \epsilon_v^p$ (%)	$d \gamma^p$ (%)	* ( $^\circ$ )	$\sqrt{(d\epsilon_v^p)^2 + (d\gamma^p)^2}$
TC 7	0,6	0,70	0,32	27	0,77
TC 10		0,34	0,16	28	0,38
TC 8	0,8	1,16	0	0	1,16
TC 11		0,80	0,08	6	0,80
TC 9	1	0,70	0,07	6	0,70
TC 12		0,34	0,08	15	0,35

\* Inclinaison des vecteurs d'écoulement plastique sur l'axe des  $\epsilon_v$

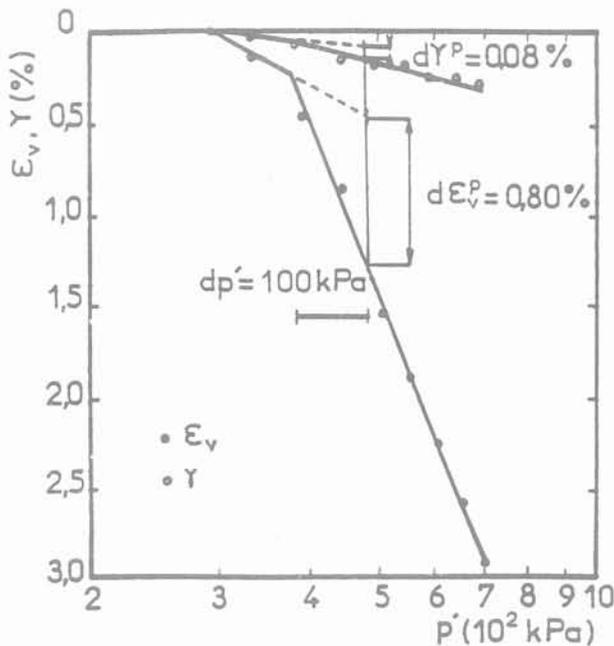


Fig. 9. — Détermination des déformations plastiques de l'éprouvette TC 11 à partir des variations de  $\epsilon_v$  et de  $\gamma$  représentées en fonction de  $p'$  dans un système de coordonnées semi-logarithmique.

Fig. 9. — Plastic strains corresponding to sample TC 11.

varier de  $9^\circ$  et leurs modules peuvent varier du simple au double.

## 7. ESSAIS OEDOMÉTRIQUES

Compte tenu du caractère gonflant de l'argile, les essais œdométriques ont tout d'abord comporté une phase de chargement à gonflement empêché qui a permis de déterminer la pression de gonflement. Le chargement était ensuite poursuivi jusqu'à ce que la courbe de compressibilité devienne sensiblement linéaire, les éprouvettes étant alors soumises à un cycle de déchargement-rechargement (fig. 10). Les résultats de cinq essais sont récapitulés dans le tableau 5.

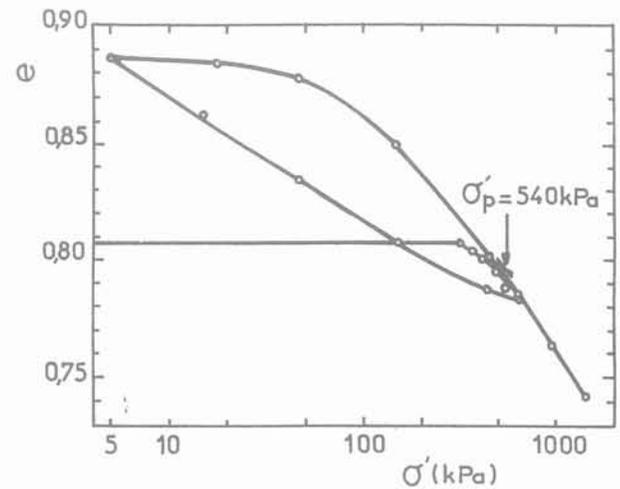


Fig. 10. — Courbe de compressibilité typique obtenue à partir d'un essai œdométrique (éprouvette 07).

Fig. 10. — Typical compressibility curve derived from an oedometer test (sample 07).

On remarque que les valeurs trouvées pour  $\sigma'_p$  sont très dispersées et peuvent difficilement être corrélées à la profondeur des éprouvettes d'essai ou à leur teneur en eau initiale. Cependant, si l'on écarte la valeur  $\sigma'_p = 400$  kPa manifestement irréaliste, l'analyse des résultats obtenus semble indiquer que la pression de préconsolidation moyenne de l'argile est comprise entre 490 kPa (moyenne des valeurs de  $\sigma'_p$  retenues) et 510 kPa (valeur obtenue en admettant une variation linéaire de  $\sigma'_p$  entre 15 m et 20 m) c'est-à-dire qu'elle est approximativement de 500 kPa.

On note que cette valeur est bien inférieure à la plus grande contrainte verticale effective subie par l'argile au cours de son histoire. L'argile ayant été recouverte par 80 m à 90 m de sol en milieu aquifère, cette contrainte était en effet de 800 ka et 900 kPa et, si l'on tient compte des effets de la compression secondaire (BJERRUM, 1973), la pression de préconsolidation de l'argile pourrait être notablement supérieure.

Ceci est corroboré par la valeur  $c_u = 170$  kPa de la cohésion non drainée de l'argile, déterminée dans le cadre d'une étude d'ouvrage intéressant le même site. La valeur actuelle  $c_u$  de la cohésion non drai-

Tableau 5. — Essais œdométriques. Caractéristiques des éprouvettes et principaux résultats d'essais.  
 Table 5. — Consolidation tests. Characteristics of the tested samples and main results.

Eprouvette Sondage [ ]	Profondeur (m)	Caractéristiques initiales		Pression de gonflement $\sigma'_g$ (kPa)	Pression de pré-consolidation $\sigma'_p$ (kPa)	Indice de compression $C_c$	Indice de gonflement $C_s$	Coefficient de consolidation $c_v$ (m <sup>2</sup> /s)
		w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )					
O3 [A]	15	25,1	15,9	340	490	0,14	0,06	$10^{-8}$ à $2 \times 10^{-8}$
O4 [A]	15	24,4	16,3	330	400	0,14	0,05	
O5 [C]	14,35	30,1	15	240	480	0,14	0,06	
O6 [C]	14,40	30	14,9	260	460	0,15	0,06	
O7 [D]	19,80	28,7	15,2	300	540	0,13	0,05	

née de l'argile surconsolidée étant inférieure à sa valeur  $c_u^{nc}$  dans l'état normalement consolidé, on peut écrire :

$$\frac{c_u}{\sigma'_p} < \frac{c_u^{nc}}{\sigma'_p}$$

avec :

$$\frac{c_u^{nc}}{\sigma'_p} = 0,11 + 0,0037 I_p \quad (\text{SKEMPTON, 1957})$$

La valeur moyenne de l'indice de plasticité  $I_p$  étant de 33 % on obtient ;

$$\frac{c_u^{nc}}{\sigma'_p} = 0,23$$

d'où :

$$\sigma'_p > \frac{170}{0,23} = 740 \text{ kPa}$$

Il apparaît donc que la pression de préconsolidation de l'argile verte en place est au moins de 800 kPa, les valeurs beaucoup plus faibles obtenues à partir des essais œdométriques ne pouvant s'expliquer que par un certain remaniement des éprouvettes d'essai.

### 8. ESSAI $K_0$

L'essai  $K_0$  a été effectué sur une éprouvette de 60 mm de diamètre et de 120 mm de hauteur, prélevé à une profondeur de 19,30 m et ayant pour caractéristiques initiales  $w = 26,3 \%$  et  $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ . Compte tenu des dimensions de l'éprouvette et de la faible valeur du coefficient de consolidation de l'argile, la réalisation d'un essai effectivement drainé nécessitait la mise en œuvre d'un système de drainage performant. Aussi a-t-on complété le système classique de drainage périphérique (pierres poreuses et drain latéral en papier filtre ajouré) par un drain axial 6 mm de diamètre, foré sur toute la hauteur de l'éprouvette et rempli de sable fin.

L'éprouvette, montée à sec, a tout d'abord été soumise à une pression hydrostatique de 300 kPa (valeur de  $u_0$  estimée à partir des essais antérieurs) avant saturation du circuit de drainage.

Pendant et après cette dernière opération, le volume de l'éprouvette a été maintenu constant en faisant varier la pression hydrostatique  $\sigma_3$  jusqu'à ce que celle-ci atteigne la valeur d'équilibre  $-u_0 = 336 \text{ kPa}$ . Les variations de  $\sigma_3$  étaient alors asservies à la condition :

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + 2 \epsilon_3 = 0,$$

les déformations relatives axiale et radiale,  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_3$ , étant calculées respectivement à partir des mesures effectuées au moyen du capteur de déformation axiale et des capteurs de déformation radiale.

Après application d'une contre-pression  $u_{cp} = 400 \text{ kPa}$ , on a ensuite chargé axialement l'éprouvette à déformation radiale nulle jusqu'à une contrainte verticale effective de 780 kPa. La procédure suivie au cours du chargement a consisté à accroître la contrainte radiale  $\sigma_3$  par paliers de faible amplitude  $\Delta \sigma_3$  et à annuler la déformation radiale  $\Delta r$  correspondante en faisant varier la contrainte verticale  $\sigma_1$  au moyen de la presse, chaque incrément  $\Delta \sigma_3$  étant appliqué après stabilisation dans le temps de la contrainte et de la déformation axiales,  $\sigma_1$  et  $\epsilon_1$ , sous la contrainte radiale correspondant au palier précédent. La stabilisation de  $\sigma_1$  et de  $\epsilon_1$  marque en effet la fin de la consolidation à déformation radiale nulle sous la contrainte  $\sigma_3$  et les contraintes effectives correspondant à l'état  $K_0$  sont alors pour le palier considéré :

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u_{cp} \text{ et } \sigma'_3 = \sigma_3 - u_{cp}$$

Au cours de la phase de chargement, les déplacements du plateau de la presse ont été asservis à la condition :

$$\Delta r < 5 \mu\text{m} \quad \text{soit} \quad |\epsilon_3| < 1,6 \times 10^{-4}$$

La phase de chargement a été suivie par une phase de déchargement à  $\Delta r = 0$  conduite suivant une procédure analogue.

La courbe de compressibilité de l'argile et le chemin de contraintes effectives suivi au cours de l'essai, tracés à partir des valeurs de  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$  appliquées à la fin de chaque palier de chargement et de déchargement ainsi que des valeurs correspondantes de  $\epsilon_1$ , sont représentées respectivement sur les figures 11 et 12.

La courbe de compressibilité, assimilable à une courbe œdométrique, conduit aux valeurs suivantes des paramètres de compressibilité de l'argile :

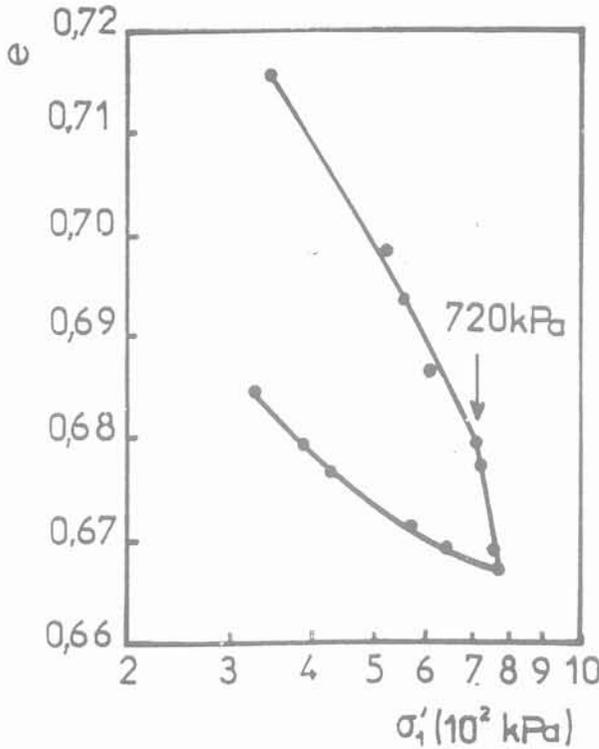


Fig. 11. — Courbe de compressibilité obtenue à partir de l'essai  $K_0$ .

Fig. 11. — Compressibility curve derived from the  $K_0$  test.

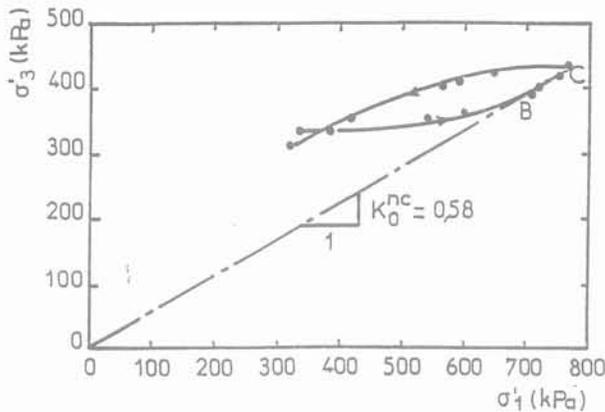


Fig. 12. — Chemin de contraintes suivi au cours de l'essai  $K_0$ .

Fig. 12. — Effective stress path followed during the  $K_0$  test.

$$\sigma'_p = 720 \text{ kPa}, C_c = 0,34 \text{ et } C_s = 0,04$$

qui diffèrent très sensiblement de celles obtenues à partir des essais œdométriques.

On remarque notamment que la valeur trouvée pour  $\sigma'_p$  semble beaucoup plus réaliste que celle déduite des essais œdométriques.

La partie du chemin de contraintes correspondant au chargement du sol à des contraintes supérieures à 720 kPa (c'est-à-dire à la valeur de  $\sigma'_1$  au coude de la courbe de compressibilité) se confond avec une droite passant par l'origine. Sa pente, qui correspond à la valeur  $K_0^{nc}$  du coefficient de pression au repos de l'argile normalement consolidée, est d'environ 0,58

c'est-à-dire égale à la valeur  $K_0^{nc}$  donnée par la formule de BROOKER et IRELAND (1965) :

$$K_0 = 0,95 - \sin \varphi'$$

ce qui confirme la valeur  $\sigma'_p = 720 \text{ kPa}$  trouvée pour la pression de préconsolidation de l'éprouvette étudiée. Le point d'état limite est alors défini par les valeurs  $\sigma'_1 = 720 \text{ kPa}$  et  $\sigma'_3 = 406 \text{ kPa}$  des contraintes effectives.

L'argile étant normalement consolidée à la fin du chargement ( $\sigma'_{1max} = 780 \text{ kPa}$ ), le rapport de surconsolidation à chaque stade du déchargement a pour va-

leur  $R_{oc} = \frac{\sigma'_{1max}}{\sigma'}$ . Les variations en fonction de

$R_{oc}$  de  $K_0$  au cours du déchargement sont alors représentées par une droite de pente 0,6 dans un système de coordonnées bilogarithmique (fig. 13). Il s'ensuit que  $K_0$  évolue en cours de déchargement suivant une loi analogue à la loi de SCHMIDT (1967) :

$$K_0 = K_0^{nc} (R_{oc})^h \text{ avec } K_0^{nc} = 0,58 \text{ et } h = 0,6$$

On notera cependant que la valeur de  $h$  trouvée pour l'argile verte est notablement plus grande que la valeur de  $h = 1,2 \sin \varphi'$ , égale à 0,45 pour  $\varphi' = 22^\circ$ , proposée par SCHMIDT.

D'autre part, si l'on admet que l'érosion des sols, maintenant disparus, qui constituaient la majeure partie du recouvrement de l'argile verte, s'est déroulée de façon monotone, on peut évaluer la valeur actuelle de  $K_0$  en place au moyen de la formule précédente. La contrainte verticale effective supportée par le sol en place au niveau de prélèvement de l'éprouvette d'essai étant  $\sigma'_v = 386 \text{ kPa}$ , on obtient :

$$K_0 = K_0^{nc} \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^h = 0,58$$

$$\left( \frac{720}{386} \right)^{0,6} = 0,84$$

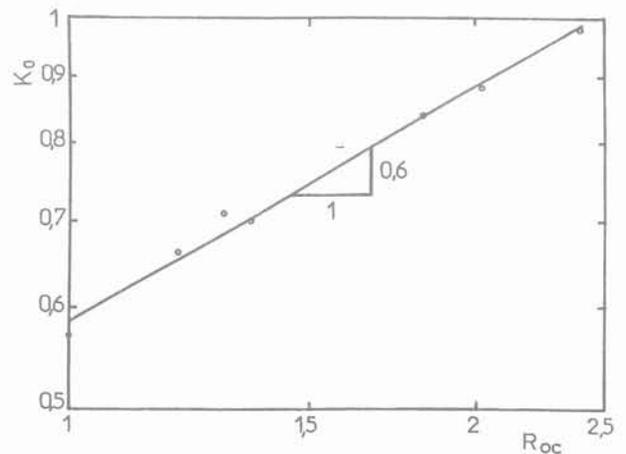


Fig. 13. — Variations du coefficient  $K_0$  en fonction du rapport de surconsolidation au cours de la phase de déchargement de l'essai  $K_0$ .

Fig. 13. — Variation of the  $K_0$  values with the overconsolidation ratio during the unloading stage of the  $K_0$  test.

Cette valeur est de même ordre que la valeur  $K_0 = 0,81$  obtenue à partir de la pression interstitielle  $u_0 = -336$  kPa, mesurée au début de l'essai, par l'intermédiaire de la formule :

$$u_0 = -\sigma'_v [K_0 (1 - A) + A]$$

en tenant compte de la valeur  $A = 0,3$  du coefficient de pression interstitielle (SKEMPTON, 1961).

Elle est également du même ordre que la valeur moyenne de  $K_0$ , déterminée à partir des valeurs les plus fiables de  $u_0$  mesurées au début des essais triaxiaux de consolidation (valeurs mesurées par la méthode de BERRE), qui est de 0,82.

Il apparaît donc que l'essai triaxial  $K_0$  et la méthode de SKEMPTON conduisent à des valeurs comparables de  $K_0$  en place, qui se situent dans la plage 0,80 - 0,85.

### 9. COURBE D'ÉTAT LIMITE

Les points d'état limite déterminés à partir des divers types d'essais triaxiaux sont représentés dans les deux systèmes de coordonnées  $p', q$  et  $s', t$ , sur les figures 14 et 15. On constate qu'à l'exception du point d'état limite obtenu à partir de l'essai  $K_0$ , ces points se regroupent autour d'une courbe moyenne dont l'intersection avec la droite  $K_0$  correspond à la valeur  $\sigma_1^{nc} = 470$  kPa, voisine de la valeur moyenne de  $\sigma'_p$  égale à 500 kPa tirée de l'analyse des essais œdométriques. Les résultats expérimentaux sont donc, dans l'ensemble, cohérents et conduisent à une courbe d'état limite qui dans la représentation  $s', t$ , a une forme grossièrement elliptique mais n'est pas centrée

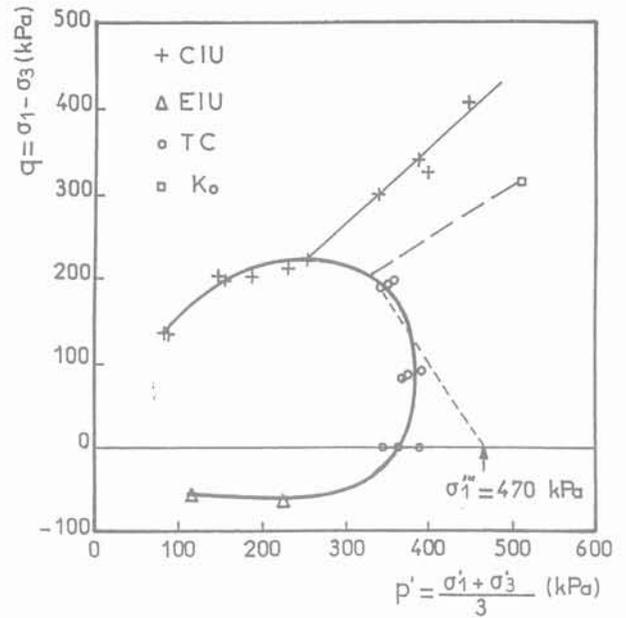


Fig. 14. — Courbe d'état limite de l'argile verte tracée dans le système de coordonnées  $p', q$ .  
Fig. 14. — State boundary curve of the green clay plotted in  $(p', q)$  space.

sur la droite  $K_0^{nc}$  contrairement à ce qui a été trouvé pour les argiles molles.

Cependant, la discussion des résultats des essais œdométriques ayant montré que ces essais sous-estiment sérieusement la pression de préconsolidation de l'argile en place (qui est vraisemblablement supérieure à 800

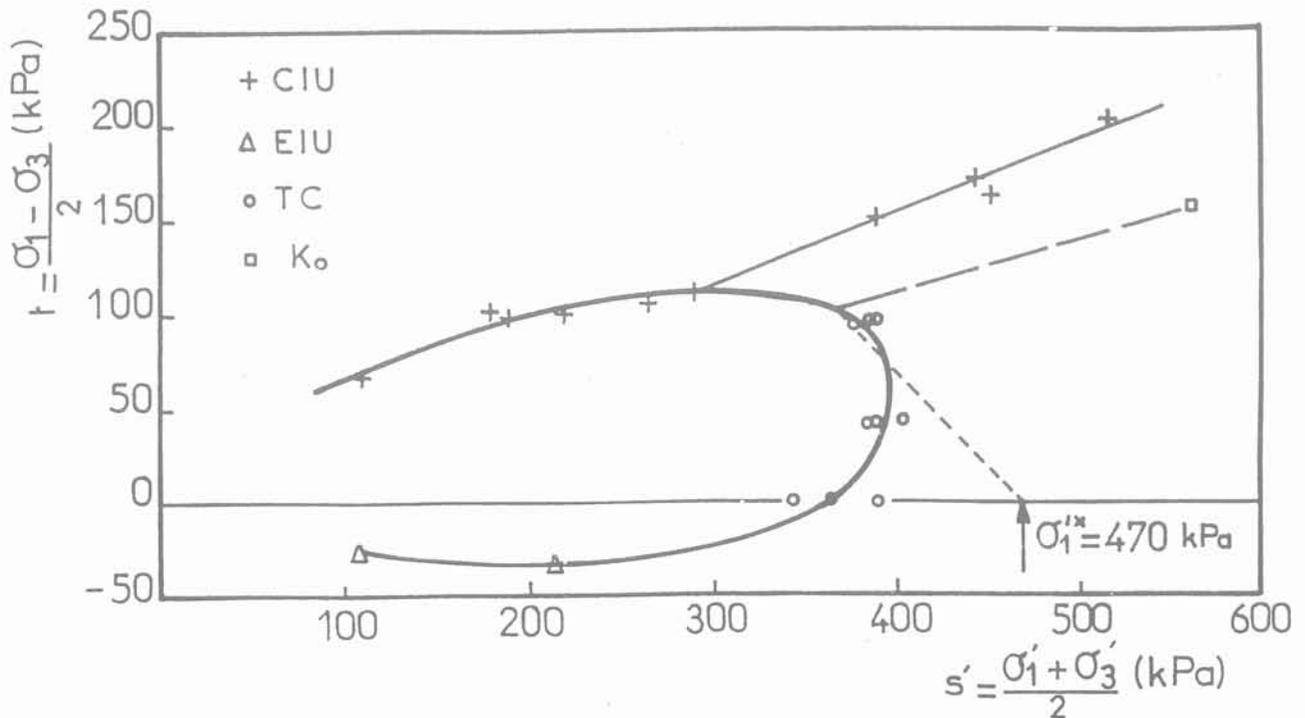


Fig. 15. — Courbe d'état limite de l'argile verte tracée dans le système de coordonnées  $s', t$ .  
Fig. 15. — State boundary curve of the green clay plotted in  $(s', t)$  space.

kPa), il s'ensuit que la courbe d'état limite expérimentale, cohérente avec les résultats de ces essais, ne décrit pas le comportement de l'argile en place mais celui de l'argile dans l'état où elle est arrivée au laboratoire, c'est-à-dire dans un état plus ou moins remanié. Si l'on admet l'unicité de la courbe d'état limite normalisée c'est-à-dire représentée dans des systèmes de coordonnées réduites tels que :

$$\frac{s'}{\sigma'_p}, \quad \frac{t}{\sigma'_p} \quad \text{ou} \quad \frac{p'}{\sigma'_p}, \quad \frac{q}{\sigma'_p}$$

(TAVENAS et LEROUEIL, 1978 ; MAGNAN *et al.*, 1982), la courbe d'état limite de l'argile en place se déduit de la courbe expérimentale par une homothétie de rapport  $\sigma'_p/\sigma'_{1*}$ ,  $\sigma'_p$  et  $\sigma'_{1*}$  désignant respectivement la pression de préconsolidation en place et la pression de préconsolidation correspondant à la courbe d'état limite.

Afin de caractériser la loi d'écoulement plastique de l'argile, le plan des déformations plastiques, rapporté aux axes  $\epsilon_v^p$  et  $\gamma^p$ , a été superposé au plan des contraintes, rapporté aux axes  $p'$  et  $q$ , et les vecteurs d'écoulement plastique dont les composantes ont été déterminées à partir des essais triaxiaux de consolidation, ont été tracés à partir des points d'état limite correspondants (fig. 16). On constate que, si les directions des vecteurs correspondant aux valeurs  $K = 0,6$  et  $K = 0,8$  du rapport des contraintes s'écartent assez peu des normales à la courbe, il en va différemment pour les vecteurs correspondant à  $K = 1$ . De toute façon, les erreurs assez importantes affectant la détermination des vecteurs d'écoulement plastique et le caractère relativement imprécis du tracé de la courbe d'état limite ne permettent pas de conclure quant au respect de la loi de normalité.

On rappellera que les travaux de GRAHAM *et al.*, (1983) sur l'argile raide de Winnipeg ainsi que ceux de PIYAL et MAGNAN (1986) sur l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts, indiquent que la loi de normalité n'est pas applicable à ces argiles.

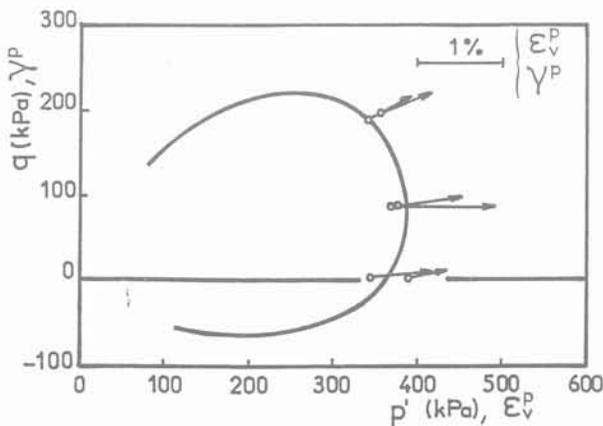


Fig. 16. — Vecteurs d'écoulement plastique aux points d'état limite.

Fig. 16. — Plastic flow vectors drawn at yielding points.

## 10. CONCLUSIONS

L'étude expérimentale de l'argile verte du Sannoisien a montré que le comportement de cette argile pouvait être décrit à partir des concepts d'état limite et d'état critique. La courbe d'état limite, déterminée à partir d'une procédure analogue, dans ses grandes lignes, à celle proposée par TAVENAS et LEROUEIL (1978) et tracée dans le système de coordonnées  $s'$ ,  $t$ , a une forme grossièrement elliptique comparable à celles des courbes d'état limite obtenues pour les argiles molles mais n'est pas centrée sur la droite  $K_0^{nc}$ .

Cependant l'étude n'a pas permis de caractériser la loi d'écoulement plastique le long de la courbe d'état limite, qui, par ailleurs, n'est pas représentative du comportement de l'argile verte en place, les échantillons essayés n'étant pas parfaitement intacts. Si l'on admet l'unicité de la courbe d'état limite normalisée, la courbe d'état limite en place est homothétique de la courbe expérimentale, le rapport d'homothétie étant déterminé par la pression de préconsolidation de l'argile en place.

Des recherches complémentaires, mettant notamment en jeu des échantillons de meilleure qualité (blocs ou échantillons de gros diamètre prélevés au moyen de carottiers élaborés) et un plus grand nombre d'essais, sont donc nécessaires pour déterminer avec précision la courbe d'état limite de l'argile verte en place et pour préciser sa loi d'écoulement. Elles devront également étudier le comportement de l'argile à l'intérieur de la courbe d'état limite.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient MM. J.-P. STEMPFELET et M. DAURADE pour leur importante contribution aux études expérimentales dont il est rendu compte dans cet article.

## BIBLIOGRAPHIE

- AZIZI F. (1987), *Loi de comportement des sols raides (détermination de la courbe d'état limite de l'argile verte de Romainville)*. Thèse de Doctorat de l'Université Technique de Compiègne 188 p.
- AZIZI F., JOSSEAUME H. (1988), *Loi de comportement des sols raides (détermination de la courbe d'état limite de l'argile verte de Romainville)*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport des Laboratoires. Série : Géotechnique — Mécanique des Sols — Science de la Terre. GT 33, 188 p.
- BARACOS A., GRAHAM J., DOMASCHUK L. (1980), *Yielding and rupture in a lacustrine clay*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, n° 4, pp. 559-573.
- BERRE T. (1972), *Sammenheng mellom tid, deformasjoner og spenninger for normal konsoliderte marine leirer*. Proc — Nordic Conf. on Soil Mechanics, Trondheim.

- BERRE T. (1981), *Triaxial testing at the Norwegian Geotechnical Institute*. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo Publication n° 134.
- BJERRUM L. (1973), *Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others)*. Proc. of the 8<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Moscow. Vol. 3, State-of-the-Art Report, Session 4, pp. 111-160.
- BROOKER E., IRELAND H. (1965), *Earth pressure at rest related to stress history*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, n° 1, pp. 1-15.
- GRAHAM J. (1969), *Laboratory results from Mastemyr quick clay after reconsolidation to the in situ stresses*. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Internal Report, pp. 372-375.
- GRAHAM J. (1974), *Laboratory testing of sensitive clay from Lyndhurst, Ontario*. Civil Engineering Research Report 74-2. Royal Military College, Kingston, Ontario, Canada.
- GRAHAM J., NOONAN M.L., LEW K.V. (1983), *Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, n° 3, pp. 502-516.
- JOSSEAUME H., MEIMON Y. (1976), *Détermination de la loi de comportement des argiles molles en laboratoire*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Stabilité des talus. N° Spécial III, 2 — Déblais et remblais, pp. 117-127.
- MAC ROSTIE G.C., BUR K.N., MITCHELL R.J. (1972), *The performance of tied-back sheet-piling in clay*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, n° 2, pp. 206-218.
- MAGNAN J.P., SHAHANGUIAN S., JOSSEAUME H. (1982), *Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique*. Revue Française de Géotechnique, n° 20, pp. 13-19.
- MAGNAN J.P., PIYAL M. (1985), *Mesure des paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac dans le domaine surconsolidé*. Revue Française de Géotechnique, n° 33, pp. 5-18.
- MITCHELL R.J. (1970), *On the yielding and mechanical strength of Leda clays*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, n° 3, pp. 297-312.
- MOURATIDIS A., MAGNAN J.P. (1983), *Modèle élastoplastique avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport de recherche LPC n° 121, 124 p.
- MOURATIDIS A., MAGNAN J.P. (1983), *Un modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour les argiles molles naturelles : Mélanie*. Revue Française de Géotechnique, n° 25, pp. 55-62.
- PIYAL M., MAGNAN J.P. (1984), *Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport de recherche LPC n° 131, 108 p.
- PIYAL M., MAGNAN J.P. (1986), *Destructuration et déformations de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport des Laboratoires. Série : Géotechnique, Mécanique des Sols, Science de la Terre. GT 14.
- SCHMIDT B. (1967), *Lateral stresses in uniaxial strain*. The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen. Bulletin n° 23, pp. 5-31.
- SHAHANGUIAN S. (1980), *Loi de comportement des argiles molles. Détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts*. Thèse de Docteur Ingénieur de l'Université Pierre et Marie Curie (Paris). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport de recherche LPC n° 106, 74 p., 1981.
- SKEMPTON A.W. (1957), *Discussion on the planning and design of the new Hong Kong Airport*. Proc. Inst. Civ. Engrs. Vol. 7, pp. 305-307.
- SKEMPTON A.W. (1961), *Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay*. Proc. of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., Paris. Vol. 1, pp. 351-357.
- TAVENAS F., LEROUEIL S. (1977), *Effects of stresses and time on yielding of clays*. Proc. of the 9<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., Toyko. Vol. 1, pp. 319-326.
- WONG P.K.K., MITCHELL R.J. (1975), *Yielding and plastic flow of sensitive cemented clays*. Géotechnique, Vol. 25, n° 4, pp. 763-782.