Sommaire

W.F. VAN IMPE, A. BOUAZZA	
Stockage de déchets radioactifs dans l'argile	
G. ROUSSET, A. GIRAUD	
Concentration du fluage avec le temps	
C TED STEDANIAN	
Le glissement de la montagne des Piniès à l'origine des coulées de Boulc-en-Diois. Évolution et mécanismes	
Le glissement de la montagne des Piniès à l'origine des coulées de Boulc-en-Diois. Évolution et mécanismes A. MALATRAIT, F. SABATIER	2
Le glissement de la montagne des Piniès à l'origine des coulées de Boulc-en-Diois. Évolution et mécanismes A. MALATRAIT, F. SABATIER	
Le glissement de la montagne des Piniès à l'origine des coulées de Boulc-en-Diois. Évolution et mécanismes A. MALATRAIT, F. SABATIER L'influence de quelques facteurs sur la résistance résiduelle des argiles	2
Le glissement de la montagne des Piniès à l'origine des coulées de Boulc-en-Diois. Évolution et mécanismes A. MALATRAIT, F. SABATIER L'influence de quelques facteurs sur la résistance résiduelle des argiles A. ROUAIGUIA	
Le glissement de la montagne des Piniès à l'origine des coulées de Boulc-en-Diois. Évolution et mécanismes A. MALATRAIT, F. SABATIER L'influence de quelques facteurs sur la résistance résiduelle des argiles A. ROUAIGUIA	

REVUE FRANÇAISE DE **GÉOTECHNIQU** N° 74 1^{er} trimestre 1990

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 1995 (numéros 74 à 77) franco : 620 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. : 49.54.72.72 Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39 Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau. N° d'imprimeur : 13344. Dépôt légal : mars 1996

(©) 1996 Commission paritaire n° 60855 ISSN 0181 — 0529

resses de l'école nationale des

nts et chaussées

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.

Barrières d'étanchéité dans les sites de décharges : développements récents



Depuis le début des années 80 la mise en décharge des déchets est devenue un domaine particulièrement sensible. Ceci a conduit à la promulgation de nouvelles réglementations au sein de la Communauté européenne et internationale. La conséquence immédiate a été l'apparition d'une multitude de règlements régissant la construction des barrières d'étanchéités des sites de décharges. Ce texte passe en revue les récents développements dans ce domaine avec une attention toute particulière aux problèmes liés au transport des contaminants, sols non saturés et le contrôle de qualité de la barrière argileuse. Finalement un cas d'étude concernant l'utilisation d'un matelas bentonitique est présenté.

Liners for waste disposal sites : recent developments

Abstract

Since the beginning of the eighties waste disposal became a particularly sensitive issue. This has led to the development of new legislations in the European community and internationnaly which resulted in an array of regulations concerning landfill liner design. The present paper comments on the recent developments in liner design with a particular emphasis on problems linked to contaminant transport, unsaturated soils, and quality control of the compacted clay liner. Finally, a case study concerning the use of a geosynthetic clay liner (GCL) is presented.

W.F. VAN IMPE

Vice-Président ISSMFE Laboratoire de Mécanique des Sols, Université de Gand (RUG), Université Catholique de Louvain (KUL), Louvain – Belgique

A. BOUAZZA

Chercheur NFWO, Laboratoire de Mécanique des Sols, Université de Gand (RUG), Gand – Belgique

Introduction

Le progrès économique que la plupart des pays industrialisés ont connu dans le passé a engendré d'importants problèmes liés au stockage des déchets à la fois industriels et domestiques. Le stockage de toutes sortes de déchets allant des boues résiduelles toxiques aux déchets inertes a été fait d'une manière indiscriminatoire et anarchique dans des sites parfois non préparés pour les recevoir. La conséquence immédiate a été la pollution du milieu naturel avec des conséquences extrêmement variées, allant par exemple de la perte des vies humaines dans le cas de la pollution par le mercure le long de la baie de Minamata au Japon vers la fin des années 60 à la simple contamination des sols par des lixiviats de décharges municipales.

La sensibilisation aux problèmes associés à la protection de l'environnement, à travers les différents mouvements écologiques et les médias, a fait qu'une pression énorme a été exercée sur les pouvoirs publics. La dernière décennie a vu l'émergence de programme de nettoyage des sites pollués, des décharges sauvages (non contrôlées), des friches industrielles, etc., comme ceux identifiés par le programme américain *Superfund* et le répertoire des terres contaminées établi par la Communauté européenne.

La principale technique d'élimination des déchets est la mise en décharge qui reste d'ailleurs le procédé le plus utilisé par les collectivités locales. Aux États-Unis, 80 % des déchets sont mis en décharge, 10 % sont incinérés et 10 % sont recyclés (Rebeiz et Mielich, 1995). Tandis que dans la Communauté européenne 70 % des déchets ménagers et 35 % des déchets industriels sont stockés dans les centres d'enfouissement (Street, 1994). Les décharges ont été traditionnellement construites en admettant que le sol adjacent et les eaux souterraines étaient capables de diluer le jus des lixiviats et d'atténuer son effet.

En Grande-Bretagne, par exemple, les décharges étaient construites d'une manière délibérée sur des sites caractérisés par des perméabilités élevées. Il a été supposé que le mélange des lixiviats avec un large volume d'eau souterraine était suffisamment efficace pour réduire la concentration des produits contaminants à un niveau inoffensif (Potter et Yong, 1993). Récemment, Kovacic *et al.* (1993) ont présenté un cas concernant une décharge située à Zagreb (Croatie). Elle a été construite directement sur des matériaux alluvionnaires sans aucune barrière d'imperméablisation. En Allemagne, les décharges étaient traditionnellement protégées par une barrière argileuse. Cette protection



FIG. 1 Système d'étanchéisation avec barrière simple. Single clay liner.

peut être insuffisante; Bishop et Carter (1993) ont cité un cas où des métaux lourds avaient pénétré la barrière argileuse sur une certaine profondeur. Aux États-Unis, l'Agence de Protection de l'Environnement (EPA) estimait que 75 % des décharges existantes ont causé une pollution des eaux souterraines. Jusqu'en 1982, la plupart des barrières d'imperméabilisation construites étaient argileuses (Fig. 1). Généralement, cette barrière est recouverte d'une couche drainante contenant des tubes perforés pour recueillir et évacuer les lixiviats. Cette couche est séparée des déchets solides par une couche de sol filtrante protégeant la perforation des tubes contre l'obstruction par des particules fines. En Suède, ce type de conception est toujours courant. Il existe approximativement 300 sites de décharges construits suivant cette configuration.

Plus récemment encore, Thomas *et al.* (1995) ont présenté un cas de contamination des sols survenu à Valdez (Alaska, USA) sous une barrière asphaltique surmontée d'une couche de moraine glaciaire dont l'épaisseur est de 0,9 m. Cette contamination par une eau souillée de pétrole s'était étendue sur 2000 m² avec une profondeur variant entre 3 m et 6 m.

Dans les pays en voie de développement, la situation est catastrophique. Dans la plupart des décharges, les barrières d'étanchéisation et le système de collection et d'évacuation des lixiviats sont inexistants. L'explosion démographique et la concentration de la population dans les grandes villes et autour des zones industrielles font que les capacités des décharges sont dépassées d'une manière vertigineuse. Ceci est parfaitement illustré par la décharge de la « montagne fumante (*smokey mountain*) » située à Manille (Philippines) et à un degré moindre par la décharge d'Oued-Smar à Alger (Algérie) (Bouazza, 1993, 1993a) où la pollution de l'air et du sol a atteint un niveau sérieux.

Un autre aspect pénalisant est le coût du transport des déchets. En effet, plus la distance séparant la source et la décharge augmente, plus le coût augmente. Ce facteur fait que la décharge est localisée généralement non loin de la ville. La ville en expansion et dépassant les sites réservés aux déchets, cette situation entraîne la localisation des décharges dans des lieux indésirables. La ville de Mexico est un exemple typique de ce phénomène, avec une très vaste décharge au centre, complètement entourée par un développement urbain galopant. En Europe, ce phénomène est aussi existant notamment à Londres où l'extension de ses banlieues a atteint les vieilles décharges qui sont actuellement réaménagées.



Sources de la contamination

La pollution des eaux souterraines et des sols joue un rôle important dans l'évaluation des qualités de l'environnement dans les différentes localités. Il est reconnu, bien que le processus de pollution des sols soit lent et souvent sans conséquence immédiate et dramatique, qu'à long terme les effets de la pollution seront sérieux et parfois irréversibles. Plusieurs sources de contamination ont été identifiées et peuvent être classées en deux catégories :

 les activités liées au stockage des déchets et utilisant le sol comme récepteur de déchets; par exemple: décharge municipale, industrielle, décharge pour produits toxiques et dangereux, bassin de décantation, etc.;

– les activités commerciales et industrielles pouvant entraîner accidentellement le rejet dans le sol d'une quantité importante de polluants. Ceci peut être le cas des fuites ou des déversements survenant lors du transport, de la manipulation, du stockage et de l'utilisation de différents produits à caractère polluant, dragage, déchets solides mis en décharges en solution.

D'autres sources peuvent être rajoutées, par exemple: les activités liées à l'agriculture où l'utilisation intentionnelle de produits chimiques engendrent une pollution des sols et des eaux.

Le tableau I donne d'une manière succincte le type de rejet, son volume, la concentration du contaminant et le type de facteur affectant la nature du rejet. Parmi tous les types de rejets énumérés dans le tableau I, la formation des lixiviats et le transport à travers le fond de la décharge ont été les plus étudiés.

Le lixiviat peut être défini comme un liquide qui a percolé à travers les déchets solides en extrayant des constituants des déchets sous une forme dissoute ou suspendue. Dans les décharges modernes, la formation des lixiviats est principalement causée par l'infiltration directe de l'eau météorique dans les déchets. En effet, Bonaparte (1995) spécifie que les teneurs d'autres sources de liquide sont relativement faibles pour induire la formation de lixiviats car:

1. Les règlements courants de construction de décharges prohibent le stockage des déchets liquides. 2. Les déchets solides municipaux et la plupart des autres types de déchets entreposés dans les décharges modernes ont de faibles teneurs en eau au moment du stockage.

3. Les règlements courants requièrent que les décharges soient construites de façon à prévenir l'infiltration des eaux de surface.

Dans les régions arides, la production de lixiviats peut être faible et parfois nulle. Keenan (1986) a indiqué que dans les régions où la pluviométrie est faible (300 mm/an) la formation de lixiviats était pratiquement nulle.

Les caractéristiques de lixiviats varient très largement d'une décharge à une autre. Cette variation est basée sur les propriétés des déchets, l'âge des déchets, la teneur en eau, la température, ainsi que d'autres facteurs. Les lixiviats sont classés comme des liquides aqueux ou des solutions coutenants des produits contaminants solubles dans l'eau, liquides non aqueux constitués de composants organiques non solubles dans l'eau ou un mélange des deux résultant de la formation d'un liquide biphasé. Shackelford (1994) donne une excellente classification des lixiviats formés dans les décharges. La décomposition des déchets génère aussi des gaz comme le méthane (CH,) ou le dioxyde de carbone (CO_a). Ces gaz peuvent migrer à travers le sol et s'accumuler dans des espaces confinés pour produire des concentrations explosives, asphyxiantes ou toxiques. Ils peuvent aussi affecter la végétation existante autour de la décharge.

Source	Volume du rejet	Concentration du contaminant	Type de facteur affectant le rejet	
Transport – déversement	– contenance entière ou partielle du vaisseau de transport	– élevée (souvent produit pur)	– accident de la route, de train, mauvais déchargement	
Stockage – déversement, débordement – fuite	 contenance entière ou partielle du réservoir de stockage taux minimal peut continuer indéfiniment spécialement sous terre 	– élevée (souvent produit pur) – élevée (souvent produit pur)	 rupture du réservoir, erreur dans la manipulation fréquence des visites d'inspec- tion et de maintenance, âge du stockage 	
Traitement – effluent	– variable, souvent élevé	– faible (requise par les règle- ments)	– mode de traitement et mode opératoire de la décharge	
Décharges – runoff	– peut être large, dépend de l'intensité de la pluie	 faible, typiquement sédiment contaminé, nul si la décharge est couverte 	– couverture, pente, capacité de rétention	
– infiltration de surface	– taux minimal, peut continuer indéfiniment	– moyenne à élevée	 – caractéristique de la couver- ture (pente et perméabilité), liquide stocké, évacuation des liviviats 	
– migration des lixiviats à travers le fond	 taux minimal à faible pour les décharges étanchéisées; taux modéré à élevé pour les décharges non étanchéisées; continue indéfiniment 	– moyenne à élevée	<i>– idem</i> que ci-dessus plus per- méabilité du fond de la décharg	
Bassins – débordement – fuite	 partiel à total taux minimal à faible pour les bassins étanchéisés; taux modéré à élevé pour les bassins non étanchéisés; continue indé- finiment 	– élevée – élevée	– rupture, inondation – perméabilité du fond ; profon- deur du liquide	

TABLEAU | Type de rejets polluants à la surface et sur l'eau.

Il est à noter que le taux de production des gaz est une fonction de plusieurs facteurs tels que : la composition des déchets, le climat, la teneur en eau, la dimension des particules, le compactage, etc. Ce taux varie entre 0,12 et 0,41 m³ de gaz par kilo de déchets secs (Pohland et Harper, 1985). Ces gaz se composent de 40 % à 60 % de méthane, de dioxyde de carbone et de traces de gaz tel que le sulfure d'hydrogène. Un rapport émanant du comité de la qualité de l'air de l'État de Californie (Bennett, 1987) estime que l'émission de gaz (excluant le méthane) est de 35 kg par million de kilo de déchets.

Transport des contaminants

Dans la plupart des règlements régissant la conception des sites de décharges, la valeur minimale de la conductivité hydraulique est perçue comme le paramètre le plus important dans l'évaluation de leur imperméabilisation par une barrière argileuse ou autres.

Cependant, il est de plus en plus reconnu que ce standard minimal ne satisfait plus le but final qui est d'empêcher la migration des constituants des déchets à travers la barrière d'étanchéisation durant la vie d'une décharge donnée.

L'importance de la diffusion dans des sols peu perméables a été souvent occultée du fait que la plupart des travaux étaient orientés vers la satisfaction d'un critère minimal. Il a été montré que les constituants des lixiviats peuvent migrer à travers les barrières argileuses par diffusion moléculaire grâce à un gradient chimique.

Gillham et al. (1984) ont indiqué que la diffusion est un facteur dominant dans le processus de transport des contaminants quand la vitesse d'écoulement est approximativement égale à 0,005 m/an. Pour une barrière argileuse, la vitesse d'écoulement correspond généralement à une conductivité hydraulique saturée (k) de 8.10^{-11} m/s (quand n = 0,5 et i = 1). Certains règlements spécifient une valeur minimale de k \leq 1.10⁻⁹ m/s, dans ce cas la diffusion peut être un facteur significatif, sinon dominant, dans le processus de transport. Reades et al. (1990) ont présenté le cas de décharge de la vallée de Keele, située dans l'état du Toronto (Canada) où l'effet de la diffusion dans le transport des constituants des lixiviats à travers une barrière argileuse a été clairement démontré (Fig. 2). Cette barrière a été construite de façon à avoir une valeur minimale de k égale à 1.10-10 m/s. Après quatre ans de fonctionnement, du chlorure a été détecté à une profondeur de 0,4 m dans la barrière argileuse dont l'épaisseur était de 1,2 m. Un calcul rapide basé sur le transport advectif (loi de Darcy) où le temps de migration requis par une solution non réactive comme le chlorure pour traverser un sol saturé d'épaisseur (L) est donné par (Van Impe et Bouazza, 1995):

$$t = L/v_s = Ln/k_i$$

où:

t = temps de transit de la solution;

n = porosité de la barrière;

k = conductivité hydraulique de la barrière;

i = gradient hydraulique;

L = épaisseur de sol considéré (0,4 m).



Si on suppose que n = 0.4 et i = 1.5 alors le temps requis pour atteindre la profondeur de 0.4 m est égal à 34 ans. Cette durée de transit est très supérieure à la valeur mesurée par Reades *et al.* (1990).

Le cas présenté ci-dessus et d'autres cas cités dans la littérature (Goodall et Quigley 1977, Crooks et Quigley 1984, Johnson *et al.* 1989, Barbosa *et al.* 1995) prouve la nécessité de considérer le transport diffusif quand on évalue les mouvements des lixiviats à travers une barrière argileuse.

Aspect théorique

La théorie qui régit le phénomène présenté dans la section précédente est basée sur l'équation d'advection et de dispersion qui décrit le transport unidimensionnel transitoire d'une solution donnée à travers un sol homogène (Freeze et Cherry, 1979). Cette équation s'écrit:

$$\frac{\partial C_r}{\partial t} = \frac{D}{R_d} \left(\frac{\partial^2 C_r}{\partial x^2} \right) - \frac{v}{R_d} \left(\frac{\partial C_r}{\partial x} \right)$$

où D est le coefficient de dispersion hydrodynamique : $C_r = \text{concentration} \text{ de la solution} \text{ dans l'eau interstitielle} du sol; R_d = facteur de retardement; t = temps; x = distance macroscopique dans la direction de l'écoulement; et v = vitesse d'écoulement donnée par la loi de Darcy.$

Le facteur de retardement $R_{d'}$ prend en compte l'équilibre instantané, réversible et linéaire de l'adsorption des solutions réactives. Dans le cas des solutions réactives (adsorbantes): $R_d > 1$; pour le cas des solutions non réactives (non adsorbantes): $R_d = 1$. Cette valeur de R_d est donnée avec l'hypothèse que l'écoulement se fait à travers tous les espaces poreux.

Le coefficient de dispersion hydrodynamique est la somme de coefficient effectif D* et le coefficient de dispersion mécanique D_m (Freeze et Cherry, 1979).

$$D = D^* + D_m \tag{3}$$

où D_m est une fonction de la vitesse d'écoulement; si v $\rightarrow 0$, D_m $\rightarrow 0$ et l'équation (2) se réduit à la seconde loi de Fick décrivant le transport transitif et diffusif à travers un milieu poreux. Rowe (1987) a démontré que la dispersion mécanique était relativement insignifiante par rapport à la diffusion pour les cas typiques des barrières argileuses quand la vitesse d'écoulement (loi de Darcy) est $\leq 0,1$ m/an. La solution analytique de l'équation (2) a été présentée pour différentes conditions initiales, par Van Genutchen et Parker (1984), et a été adaptée au cas du transport des contaminants à travers une barrière argileuse saturée par Schackelford (1990) sous forme d'abaques.

3.2

Cas des sols non saturés

Les sols utilisés pour construire une barrière d'étanchéisation sont souvent non saturés. Ceci est particulièrement vrai quand la barrière est considérée comme étant une portion de sol naturel ou une barrière d'argile compactée séparant les déchets et la nappe d'eau. Dans ce cas les mesures de D* pour des sols non saturés représentent l'approche la plus réaliste du problème lié au système d'imperméabilisation.

Les écoulements dans les sols non saturés font intervenir des phénomènes physiques complexes liés à la nature polyphasique du milieu poreux qu'est le sol. L'eau contenue dans le sol est caractérisée, d'une part, par le volume qu'elle occupe dans les vides du sol et, d'autre part, par son état énergétique. Cette eau peut circuler librement dans les pores de grandes dimensions ou être retenue dans les pores les plus fins.

Les équations utilisées pour déterminer D* telles que celles présentées par Jost (1960), Crank (1975) et Muurinene (1990) sont applicables pour les essais sur les sols non-saturés si la teneur en eau volumétrique, θ , est utilisée à la place de la porosité n (Schackelford, 1991). La teneur en eau volumétrique est définie comme suit :

$\theta = n S_r$

où S, est le degré de saturation.

Cette teneur peut être déterminée par exemple, à partir de la courbe de caractéristiques hydriques d'un sol donné (Fig. 3). On remarque, en général, que la succion augmente lorsque la teneur en eau diminue. Le compactage des sols comme dans le cas des barrières d'étanchéisation a aussi une influence sur les caractéristiques hydriques, car les dimensions des pores sont complètement modifiées.

Il est important de signaler que, lors des essais de diffusion sur les sols non saturés, le contrôle de la succion des sols est requis afin d'empêcher l'écoulement des contaminations dû à des gradients de succion. Il est enfin reconnu, bien que des expériences sur des sols



non saturés aient déjà été présentées (Conca et Wright, 1990), que ce genre d'essais est assez compliqué à élaborer. Mais l'avènement des centrifugeuses ces dernières années a facilité l'étude de la diffusion dans des sols non saturés. La modélisation est abordable, et les résultats sont assez prometteurs (Sills et Mitchell, 1995).

Les coefficients de diffusion dans les sols non saturés sont généralement inférieurs à ceux mesurés dans les sols saturés. Ceci est dû à l'augmentation de la tortuosité des chemins d'écoulement dans les sols non saturés. Par conséquent, si on utilise des données associées à l'état de saturation du sol, le calcul sera très conservatif. Schackelford (1991) a montré que les valeurs des coefficients de diffusion pour des solutions non-réactives et réactives dans des sols saturés sont 10 à 20 fois plus élevées que celles obtenues dans des sols non saturés (tableau II).

En résumé, on peut dire qu'en l'absence d'écoulements couplés, le transport diffusif des contaminants représente le cas limite du processus de transport à travers une barrière argileuse. A notre avis, la valeur minimale de la conductivité hydraulique d'une barrière argileuse représente une condition nécessaire mais pas suffisante. Le phénomène de diffusion doit être pris en compte lors de l'élaboration et la construction d'un site de décharge. Il est aussi important de considérer dans le futur le cas de sols non saturés afin d'éviter un calcul pénalisant et trop conservatif.

TABLEAU II	Variation de coefficient de diffusion D*
	par 10 ⁻¹⁰ m ² /s (d'après Schackelford,
	1991)

Type de solutions	Sols saturés	Sols non saturés	
non réactives	1-18	0,63-15	
réactives	0,54-25	0,04-1,55	

Prescriptions réglementaires pour la construction des barrières d'étanchéisation

Le type du système d'étanchéité des sites de décharges varie d'un pays à l'autre ; il est parfois différent au sein du même pays (cas de la Belgique par exemple). Cette variation dépend de plusieurs facteurs, les stratégies et les pratiques de la gestion des déchets au niveau des autorités locales, la pression des mouvements écologiques, la volonté politique, des raisons principales dictant le choix d'un système d'étanchéité donné. Cependant, toutes les agences de protection de l'environnement ou organisations gouvernementales s'accordent sur un point, c'est la nécessité d'avoir une décharge protégeant l'environnement. Compte tenu de ce consensus, la plupart des décharges modernes sont construites suivant le principe que le dispositif d'imperméabilisation soit capable, primo : d'éliminer entièrement toute fuite de liquide (jus de décharge) et plus particulièrement de prévenir tout risque de fuite dans le sous-sol; secundo: de maintenir en toute sécurité et à long terme un état d'étanchéité parfaite.

Ces exigences sont plus ou moins satisfaites grâce à l'utilisation de système de barrières mixtes où un géotextile et/ou une géomembrane est utilisé(e) conjointement avec une barrière argileuse pour former un dispositif d'étanchéité imperméable. Il est aussi important de souligner que la combinaison des géomembranes et des géotextiles varie considérablement en fonction des possibilités d'application et des différents systèmes en vigueur localement.

Conception des barrières d'imperméabilisation

La nature des sites de décharges est dictée par le type de déchets à stocker. Les déchets peuvent être classés d'une manière générale en trois catégories :

Type 1: inertes;

4.1

Type 2: ménagers et industriels non dangereux;

Type 3: industriels dangereux et toxiques.

La classification des décharges correspond généralement à ces catégories de déchets. Dans ce texte on désigne par décharges du type 1 celles qui reçoivent les déchets inertes, ménagers et industriels non dangereux. Une brève présentation sera aussi faite pour la catégorie des déchets dangereux et dans ce cas on fera référence à des décharges de type 2.

La classification donnée ci-dessus varie considérablement d'un pays à un autre. La figure 4 indique par exemple une variation régionale très notable dans les prescriptions belges. Notons que pour la région de Bruxelles, les déchets sont incinérés ou exportés vers les régions limitrophes (Vam Impe et Bouazza, 1995a). En Allemagne, une distinction est faite entre le Sud et le Nord du pays. En France, les sites de décharges sont répartis en trois « classes », respectivement dénommées III pour les déchets inertes, II pour déchets ménagers et/ou industriels non dangereux et I pour les déchets dangereux (Come, 1994). Comme indiqué, pour chaque



type de décharges, les prescriptions réglementaires changent remarquablement à travers l'Europe.

4.1.1

Décharges de type 1

Le but d'un dispositif d'étanchéité est de diminuer le plus possible la migration des contaminants. Pour que cet objectif soit atteint d'une manière efficace, on a recours à un dispositif où il y a une succession de matériaux permettant d'assurer le drainage et l'étanchéité des décharges. Depuis plusieurs décennies, le seul moyen pratique employé pour parer à une éventuelle pollution du sol était l'utilisation d'une barrière argileuse (Fig. 1). Une autre alternative a vu le jour au début des années 80 par l'utilisation des géomembranes comme barrière d'étanchéisation. Dans ce cas, la membrane repose directement sur le substratum naturel sans qu'il y ait une barrière d'argile compactée. Celle-ci est recouverte par une couche drainante contenant le système de collecte et d'évacuation des lixiviats. Enfin, une couche filtrante est placée entre les déchets solides et le drainage (Fig. 5).

Ce concept insiste beaucoup plus sur l'atténuation de la migration de la pollution que sur sa rétention ou confinement. Cependant, l'émergence de la technologie géosynthétique dans les années 80 et le remarquable progrès technique fait dans ce domaine on fait que le concept de rétention est devenu beaucoup plus réaliste et réalisable. La plupart des décharges modernes sont maintenant construites avec une barrière composite où la géomembrane est placée directement sur l'argile compactée.





Le taux de fuite à travers une barrière mixte parfaite est inférieur à celui qu'on a à travers une membrane ou une argile compactée. En effet, dans une argile compactée sans protection, l'écoulement se fait sur la totalité de la surface de la barrière à cause de l'inévitable microfissuration. En outre, il est très difficile d'installer une membrane sur un site donné et sur une très grande surface sans qu'il y ait des défectuosités. Dans ce cas, le liquide pourra s'écouler librement à travers ces défectuosités. Avec une barrière mixte, le liquide pourra toujours s'écouler librement à travers la membrane. Mais il sera empêché de poursuivre son chemin par une barrière très peu perméable. Par conséquent, si on place un sol peu perméable (argile ou argile silteuse), la fuite à travers une membrane sera minimisée ou réduite à sa plus simple expression. Les analyses théoriques et les essais faits par Giroud et Bonaparte (1989) ont montré que le taux de fuite à travers une barrière mixte, dû à l'existence d'une perforation dans la membrane, est inférieur de plusieurs ordres de grandeur au taux de fuite à travers la même perforation dans une membrane donnée.

Comme il a été spécifié précédemment, la variation des prescriptions réglementaires concernant les dispositifs d'étanchéité d'un pays à un autre est très courante. La figure 6 donne un exemple de barrière d'étanchéité utilisée en Suisse et en Allemagne. On peut remarquer des différences dans leur conception. La raison pour laquelle la conception Suisse n'inclut qu'une couche drainante et des géotextiles tient au fait que tous les déchets ménagers sont incinérés et stockés sous forme de cendres volantes (Amman et Martinenghi, 1993). Le Sud de l'Allemagne utilise un concept similaire. Cependant, dans les deux cas la résistance optimale à la migration des contaminants n'est pas prévue, du fait de l'absence de membrane couvrant la couche d'argile. Dans le Nord de l'Allemagne, le but du géotextile utilisé est différent. Le géotextile primaire couvant la membrane est un géotextile épais ayant une résistance élevée au poinconnement, permettant ainsi la protection de la membrane contre d'éventuelles perforations ou des dégâts semblables, causés par des objets tranchants non spécifiés dans la décharge. Le second géotextile joue un rôle de renforcement de la barrière argileuse. Il est important de souligner que l'existence de deux solutions distinctes en Allemagne est due à leurs structures géologiques. Dans le Nord, le



bedrock se trouve à une profondeur de 60 à 70 m, alors gue dans le Sud il est beaucoup plus profond. Aux États-Unis, la conception minimale consiste en un système d'étanchéité composite simple (géomembrane/ argile compactée) avec un système de collecte et d'évacuation des lixiviats (Fig. 7). Dans ce cas, la couche drainante a une conductivité hydraulique \geq 1 cm/s, et l'épaisseur minimale de la membrane doit être \geq 0,76 mm.

Le GLR européen (ETC 8, 1993) recommande aussi la même conception, mais avec une légère différence





concernant l'épaisseur minimale de la barrière argileuse et la protection de la membrane (Fig. 8). Le système d'étanchéité composite simple (Fig. 9) est aussi en vigeur en Autriche (Brandl, 1992) avec une couche drainante ≥ 0,5 m. Come (1994) a présenté un système d'étanchéité (Fig. 10) où la membrane est séparée de la couche d'argile par une couche de pose. On peut remarquer que dans toutes les conceptions présentées précédemment la membrane repose directement sur la barrière argileuse. Ce choix est fait de manière à ce qu'il y ait un bon contact hydraulique (contact intime). Généralement, on ne sépare pas la membrane et la barrière argileuse par un géotextile ou une couche de matériaux très perméable. Autrement le contact hydraulique sera influencé, et la résistance à la migration de la pollution sera faible. Le concept de « contact intime», dans les systèmes d'étanchéités composites, dans les sites de décharges, n'est pas nouveau.

L'approche du concept de « contact intime » est faite dans l'intention de minimiser la migration ou l'écoulement latéral du liquide qui pourrait passer à travers une



perforation de la membrane. Ce concept augmente ou encourage la contribution de la partie sol constituant le système composite en minimisant les fuites à travers la barrière d'étanchéité et déconseille l'utilisation d'un géotextile ou d'un matériau très perméable sous la membrane. Des études récentes (Estornell et Daniel, 1992) ont montré que la présence directement sous la membrane d'un milieu drainant ayant une transmissivité élevée (géotextile ou sable) peut augmenter le taux de fuite à travers le dispositif d'étanchéité comparé à un système composite avant un bon contact entre ses composants. On peut remarquer aussi que dans la réglementation américaine la protection de la membrane n'est pas requise, tandis que dans les recommandations du GLR européen, présentement en discussion au sein du CT5 (SIMSTF), la protection est bien requise.

4.1.5

Décharge de type 2

Les déchets dangereux et toxiques représentent un très haut risque pour l'environnement et la santé publique. Deux événements reliés à la pollution industrielle ont alerté l'opinion publique du danger que représente ces types de déchets et des conséquences qui peuvent en découler. Il s'agit de la pollution par le mercure le long de la baie de Minamata au Japon (fin des années 60) et la contamination de site du canal de Love au États-Unis (début des années 80). En Russie, le délabrement des gigantesques concentrations d'industries lourdes, chimiques, nucléaires et d'armements engendre une pollution phénoménale. Près de 2 millions de tonnes de déchets toxiques sont simplement stockés (sur un total de plus de 80 millions de tonnes de déchets en tous genres) (Anon, 1995). Dans les pays en voie de développement la situation est plus grave encore.

La nature des déchets de type 2 joue un rôle important dans la conception du dispositif d'étanchéité. Cette conception est différente de celle en vigueur pour les décharges de type 1 et varie aussi d'un pays à un autre.



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 74 1º trimestre 1996

Aux États-Unis, l'utilisation du système d'étanchéité composite multiple est systématique (Fig. 11 et 12). Généralement, il est constitué d'une zone filtrante qui sépare les déchets et la zone de drainage libre ou système de collecte et d'évacuation primaire (SCELP). Dans un système parfait, le lixiviat est arrêté par la membrane et évacué pour traitement. Cependant, des études récentes ont montré que des fuites à travers le SCELP peuvent se manifester (Bonaparte et Goss, 1990). Un système de détection de fuite ou système de collecte et d'évacuation secondaire des lixiviats (SCELS) est généralement placé sous la barrière primaire. Il a la même fonction que le SCELP. Sous le SCELS, il y a la barrière secondaire qui est une barrière composite simple constituée d'une membrane et d'une couche d'argile compactée. Le SCELP et le SCELS ont une épaisseur minimale de 30 cm. Une autre alternative est illustrée par la figure 12. Le système primaire d'évacuation des lixiviats (SCELP) et le système secondaire (SCELS) sont similaires à ceux décrits dans la figure 11. Cependant, les barrières primaire et secondaire sont des barrières composites simples. L'approche américaine est différente de l'approche européenne telle que présentée par le GLR (ETC8, 1993). En effet, la conception européenne insiste beaucoup sur l'utilisation de matériaux naturels et minimise l'utilisation de la géomembrane (Fig. 8). La seule différence avec la conception pour les décharges de type 1 est l'épaisseur minimale de la barrière argileuse qui doit être $\geq 3 \, \text{m}$.

Bien que les géomembranes aient une conductivité hydraulique très faible (de l'ordre de 3.10-15 m/s à 3.10⁻¹³ m/s avec H₂O comme perméant) et qu'elles soient hautement résistantes à la dégradation biologique du fait de leurs poids moléculaires (Kœrner et al., 1992), elles ne sont pas totalement résistantes, d'une part, à l'écoulement de l'eau et aux produits chimiques et, d'autre part, les liquides organiques peuvent causer le gonflement du polymère et changer ainsi ses propriétés. Rowe (1991) a attiré l'attention sur le fait que les géomembranes peuvent jouer un rôle efficace de barrière pendant approximativement 25 ans mais leur aptitude à contenir les lixiviats au-delà de cette durée est mal connue. Giroud et Cazuffi (1989) ont montré, par exemple, que la perméabilité du polyéthylène était beaucoup plus élevée avec du benzène ou du xylène qu'avec de l'eau. Ils ont reconnu qu'il y a encore beaucoup de choses à apprendre sur la résistance chimique et la durabilité des géomembranes utilisées pour la protection de l'environnement. En résumé, la géomembrane ne doit pas être considérée comme la panacée dans la construction des dispositifs d'étanchéité. Les réticences à son utilisation sont principalement dues au manque de données sur son comportement à long terme, dans un milieu agressif. Cependant, à notre avis, dans des situations critiques telles que le stockage des déchets dangereux, l'utilisation d'un système d'étanchéité composite multiple avec les protections adéquates représente une sécurité supplémentaire.

4.2

Utilisation des géocomposites ou matelas bentonitique

La barrière argileuse compactée est clairement le matériau traditionnel de base requis dans toutes les prescriptions réglementaires. Une étude récente faite



dans les 50 États constituant les États-Unis sur les dispositifs d'étanchéité utilisés dans les décharges de type 1 (Fahim et Kœrner, 1993) a montré :

 – qu'une barrière argileuse simple placée directement sous les déchets est utilisée dans 19 États;

 – qu'une barrière argileuse faisant partie d'un système composite simple est utilisée dans 20 États.

Cependant, depuis un certain temps on assiste à l'introduction de géocomposites comme remplacement possible des barrières argileuses dans la conception des dispositifs d'étanchéité. Notamment sur les flancs des décharges ou dans un dispositif d'étanchéité composite multiple où il serait difficile de compacter sans détériorer la géomembrane.

Le géocomposite est constitué d'une couche mince d'argile bentonitique maintenue en sandwich entre deux couches de géotextile (Fig. 13). La bentonite est connue pour son potentiel de gonflement élevé et sa capacité absorbante. Quand elle est humidifiée, la bentonite devient pratiquement imperméable. Parmi les types de bentonite existants, la bentonite sodique prédomine dans les géocomposites produits en Amérique du Nord, alors que la bentonite calcique est généralement utilisée dans les géocomposites produits en Europe. Madsen et Nuesch (1994) donnent plus de détails dans ce domaine.

La maîtrise de toutes les facettes d'un matériau innovant est toujours compliquée.

4, 2, 1

Étude de cas

L'étude a été faite par le Laboratoire de Mécanique des sols-RUG à Gand, sur un site où des réservoirs décoratifs ont été construits avec un dispositif d'étanchéité comprenant un géocomposite. La surface de ces types de réservoirs varie entre 150 m² à 800 m². Après que le géocomposite ait été placé, il a été recouvert avec du béton « sec » (150 kg ciment/m3 et gravier 4/20) mélangé à une très faible teneur en eau. Le problème a commençé à se poser après que le réservoir ait été rempli d'eau. Les mesures *in situ* indiquaient que l'eau s'infiltrait à travers la barrière d'étanchéité à un certain débit non négligeable. Le maître d'œuvre pensait à une possible réaction chimique entre la bentonite et le ciment utilisé pour préparer le béton sec. Dans ce cadre, le Laboratoire de Mécanique de l'Université de Gand a été sollicité pour conduire toute une série d'essais dans les conditions du site.

Une première série d'essais de conductivité hydraulique a été effectuée sur le géocomposite « non hydraté (sec) » afin d'établir une référence de base (Fig. 14). Une conductivité hydraulique (k) de 4.10⁻¹¹ m/s a été obtenue après 11 jours de perméation et s'est stabilisée à ce





niveau. Il faut souligner que les valeurs obtenues entre 0 et 3 jours correspondent au temps nécessaire à la bentonite pour s'humidifier. En réalité, elles représentent la quantité d'eau que la bentonite a absorbé pour être dans un état humide. Après ce stade, l'épaisseur du géocomposite est passée de 5,4 mm à 10,3 mm. La seconde série d'essais concernait l'échantillon de géocomposite (sec) surmonté du mélange de béton «sec» (Fig. 15). On peut remarquer que la conductivité hydraulique s'est stabilisée aux environs de 2.10⁻⁹ m/s après 13 jours d'essais de perméation. La raison pour laquelle la valeur de (k) a augmenté brusquement peu



 FIG. 16
 Résultat de l'essai de perméabilité sur le géocomposite provenant du site de Gand-Kennedy boulevard.

 Permeability test results on GCL from the site of Ghent-Kennedy Boulevard.

après est due au fait que l'essai a été stoppé à 13 jours pour injecter une solution de Na_2CO_3 (50 g/l) dans le géocomposite, et aussi au durcissement du béton ; l'essai a repris normalement au 18^e jour, la valeur de (k) obtenue après 75 jours était de 8.10⁻¹⁰ m/s.

La troisième et dernière série concerne l'échantillon du géocomposite provenant du site. La figure 16 montre que le géocomposite est déjà hydraté à cause du passage de l'eau; la valeur moyenne de (k) obtenue est de 5.10⁻¹⁰ m/s. Les valeurs de (k) mesurées dans les trois cas sont toutes acceptables. Les seules raisons qui pouvaient avoir causées la fuite constatée sur site sont :

1) l'eau du réservoir contenait des polluants ou

2) le placement du géocomposite a été très mal fait.

Bien que le géocomposite ait été placé sans préhumidification préalable (ce qui n'est pas conseillé), la possibilité (1) est à rejeter car l'eau n'était pas polluée à un haut degré; il n'y avait pas d'interaction à attendre avec la bentonite. La possibilité (2) semble la plus plausible; Daniel (1993) a d'ailleurs attiré l'attention sur le fait de maîtrise sur site d'un tel type de matériau.

4.2.2

Épaisseur minimale et déformabilité de la barrière argileuse

Les prescriptions réglementaires en vigueur dans plusieurs pays spécifient une épaisseur minimale de la barrière argileuse. Cependant, aucun consensus n'a été atteint sur une valeur minimale standard. En Grande-Bretagne, une barrière de 1 m d'épaisseur est généralement requise. En Belgique, une épaisseur minimale ≥1m est une pratique courante. En Suisse, l'épaisseur minimale est de 0,8 m. Les recommandations du GLR (ETC 8, 1993) proposent une épaisseur minimale ≥0,75 m pour les décharges de type1 et ≥3 m pour les décharges de type 2. En Allemagne l'épaisseur minimale pour les décharges de type 2 est de 1,5 m. Tandis que pour les décharges du type 1, elle est similaire à celle proposée par le GLR européen. Aux États-Unis, l'EPA requiert une épaisseur minimale de 0,6m pour les décharges du type1 et 0,9 m pour les décharges du type 2. Cependant les différents États sont libres d'imposer une épaisseur minimale différente. Gordon et al. (1990) ont cité le cas de l'état de Wisconsin où l'épaisseur minimale requise est de 1,5 m. Les travaux récents présentés par Benson et Daniel (1994a, 1994b) ont montré que les barrières argileuses, dont l'épaisseur est inférieure à 0,3 m, ont tendance à être 10 à 100 fois plus perméables que les barrières dont l'épaisseur est au moins égale à 0,6 m. Pour les épaisseurs entre 0,6 m et 0,9 m, la grandeur et la dispersion de la conductivité hydraulique étaient insensibles à l'épaisseur. Ils ont aussi conclu qu'une barrière plus épaisse peut être recommandée pour tenir compte d'un nombre de facteurs spécifiques à un site donné (ex. augmenter la capacité d'atténuation géochimique d'une barrière).

Outre le fait qu'une barrière argileuse soit construite de manière à empêcher la migration des lixiviats, elle est aussi sujette à des déformations causées par des tassements différentiels. Quelle déformation doit-on tolérer sans qu'il y ait une augmentation inadmissible de la perméabilité de la barrière argileuse? Scherbeck (1992) s'est intéressé à ce problème, il a conclu que si les déformations causent un mécanisme de cisaillement local, les changements dans la conductivité hydraulique seront faibles. En outre, la formation de fissures mènera à la ruine de la barrière argileuse. Scherbeck (1992) a développé une approche afin de vérifier si la déformation entraînera une fissuration stable.

Il est néanmoins de notre avis qu'il n'est pas recommandé de consacrer, dans le futur, des activités excessives de recherche dans ce domaine, afin de développer des essais ou d'essayer d'éviter ce processus mécanique de fissuration de la barrière argileuse. Il est en tout cas pratiquement impossible de bannir la microfissuration due au tassement différentiel. En revanche, l'effort de recherche devrait être concentré dans le développement de techniques d'essais *in situ* afin d'évaluer la diffusion et mesurer la conductivité hydraulique incluant dans l'essai l'inévitable effet de la fissuration de la barrière argileuse.

Le problème de dessication des barrières, causant retrait, fissuration et augmentation de la conductivité hydraulique a été abondamment discuté par Mitchell (1991), Doll et Wessolek (1994)... Récemment encore, Jessberger (1995) a conclu que du point de vue géotechnique plusieurs de ces problèmes restent sans solution, bien qu'à partir de « l'expérience pratique » on admet souvent qu'une barrière acceptable peut être conçue facilement en suivant les prescriptions réglementaires. A notre avis, ce n'est pas toujours aussi simple, et on a encore besoin d'approfondir beaucoup la recherche fondamentale dans ce domaine.

5 Contrôle de qualité du compactage

Le compactage de la barrière argileuse est une partie essentielle de la procédure de construction. Il permet d'avoir une fondation dont la résistance sera prolongée et aussi d'éviter d'éventuelles détériorations de la décharge. Ces détériorations peuvent être causées par de larges tassements ou par des tassements différentiels. Il n'est pas suffisant de réaliser une portance adéquate, mais il est primordial d'avoir une portance uniforme de façon à éviter de possibles tassements différentiels. On entend par uniformité, des conditions de sol qui permettent un tassement égal sur l'entière surface compactée, les zones de compactage «faibles» et «dures» doivent être évitées. En pratique, différents types d'essais sont utilisés pour vérifier la qualité du compactage, en d'autres termes la rigidité du sol compacté. Parmi les essais disponibles, quelques uns ont une large applicabilité, alors que d'autres ne sont utilisés que pour des projets spéciaux ou dans le cas de conditions de sols spéciaux. L'applicabilité des essais est une fonction de la mobilisation de l'équipement, des considérations de coût et de précision. La figure 17 indique par exemple, que des essais rudimentaires tels que le pénétromètre de poche sont peu coûteux, mais ont une faible précision. Par ailleurs, les essais avec une précision assez élevée, tels le pressiomètre de Ménard, l'essai downhole, etc., sont coûteux mais très instructifs. Dans le cas des barrières argileuses pour sites de décharges, les essais destructifs sont à rejeter par principe, du fait du risque de détériorations qu'ils peuvent engendrer. La procédure d'essai comme dans le cas de la méthode de remplacement ou du nucléodensimètre peut aussi mener à de larges différences dans les résultats (Noorany, 1990) dues à un mauvais étalonnage.

Une nouvelle méthode de contrôle du compactage a été développée au Laboratoire de mécanique de l'Université de Gand (Haegeman et Van Impe, 1995, Haege-



man, 1995). C'est un essai non destructif basé sur l'analyse des ondes de surface de Rayleigh. Ce concept n'est pas nouveau, à l'origine il a été développé pour évaluer l'épaisseur et la rigidité des couches de roulement (Van den Poel, 1951).

L'avènement de l'outil informatique et les progrès faits dans l'analyse des signaux et la propagation des ondes ont donné le nom actuel d'analyse spectrale des ondes de surfaces (SASW). Les premiers travaux dans ce domaine ont été présentés par Nazarian et Stockoe (1984), et depuis la méthode a été améliorée pour étudier la liquéfaction des sols, la rigidité des couches de sols à faible déformation, les propriétés dynamiques des sols et des déchets solides (Addo et Robertson, 1992, Mancuso et Vinale, 1993, Haegeman et Van Impe, 1993, Kavazanjian *et al.*, 1994).

5.1

Méthode SASW

Les méthodes utilisant les principes de propagation d'ondes en déterminant les propriétés élastiques sont soient intrusives ou non intrusives. Les méthodes intrusives requièrent un trou de forage ou une pénétration. Elles déterminent directement les vitesses des ondes de compression (V) et de cisaillement (V). Ces méthodes incluent le cross-hole, le down-hole, le pénétromètre cône sismique, etc. Les méthodes non intrusives déterminent le profil de vitesse des ondes à partir de la surface du sol. Elles incluent la réflexion de surface, la réfraction de surface et l'analyse spectrale des ondes de surface. La réflexion et la réfraction de surface conviennent généralement aux travaux d'exploration géophysiques. Elles ne donnent pas de profils précis du point de vue géotechnique. La méthode SASW utilise la dispersion de l'onde de surface pour déterminer indirectement les vitesses des ondes de cisaillement et de compression. L'avantage de ces mesures, c'est qu'elles soient faites à des niveaux de contraintes et de déformations connus (≤ 10-4 %) et ne requiérent aucunement le remaniement du sol. La dispersion est exprimée sous forme d'une courbe représentant la variation de la vitesse de propagation avec la longueur d'onde. Une fois la courbe de dispersion in situ déterminée, le profil de rigidité est calculé en utilisant un algorithme d'inversion. L'inversion permet de déterminer un profil d'ondes de vitesse de cisaillement détaillé avec des profils de rigidités simples ou très complexes.



Aspect théorique

Les ondes de surfaces utilisées dans la méthode SASW sont des ondes de Rayleigh polarisées. Ce sont des ondes sismiques voyageant le long de la surface exposée d'un système solide. Elles ont un mouvement de particules qui diminue avec la profondeur. La profondeur du mouvement de particules est déterminée par la longueur d'onde (ou la fréquence). Les ondes de basse fréquence (ondes longues) s'étendent plus profondément dans le système que les ondes de haute fréquence (ondes courtes). Cette propriété est illustrée par la figure 18.

Les ondes de Rayleigh de longueurs d'ondes courtes se propagent à travers la couche de surface ; leurs vitesses seront déterminées par les propriétés de cette couche. En outre, les ondes longues de Rayleigh se propagent à travers les différentes couches existantes, leurs vitesses seront déterminées par les propriétés combinées de ces couches. En résumé, dans un milieu multicouche, la vitesse de propagation de l'onde de surface dépend de la fréquence de l'onde (ou longueur d'onde). Cette variation de la vitesse avec la fréquence est apelée « dispersion ».

Toutes les couches du profil peuvent être échantillonées simplement en générant des ondes de surface sur une large palette de longueurs d'ondes ou de fréquences. Les vitesses varieront avec la rigidité et l'épaisseur des couches dans le système. L'objectif de la méthode SASW est de mesurer la dispersion de cette onde de surface.

La vitesse de l'onde de surface (V_p) d'un matériau est reliée à la vitesse d'onde de cisaillement (V_s). L'onde de surface se propage à une vitesse légèrement inférieure à la vitesse de l'onde de cisaillement. La relation entre la vitesse de l'onde de surface et la vitesse de l'onde de cisaillement dépend du coefficient de Poisson (v):

$$V_r \approx 0.9 V_s$$
 pour $0.1 \le \upsilon \le 0.3$

Les valeurs du module de cisaillement et du module d'Young sont données par :

 $G = \rho V_{s}^{2}$ et E = 2G(1 + v)



Distribution in depth of the vertical motion for two surface waves having different wavelentghs.

Procédure d'essai

La configuration générale de la source, capteurs et équipement d'acquisition est montrée sur la figure 19. Les ondes de surface sont générées en appliquant sur la surface du sol un chargement vertical dynamique. La propagation de ces ondes le long de la surface est enregistrée par deux capteurs placés à des distances d₁ et d₂ de la source (marteau). Un analyseur de signaux dynamiques est utilisé afin d'enregistrer et d'analyser les mouvements réceptionnés par les deux capteurs. L'aptitude de calculer rapidement les transformées de Fourier sur site est un avantage essentiel dans la méthode SASW. Elle permet immédiatement à l'opérateur d'avoir une idée sur la qualité des résultats et, si nécessaire de réarranger le placement de la source et des capteurs.

5.4

Procédure d'analyse

Pour chaque espacement source/capteur, le temps enregistré par deux capteurs, x(t) et y(t), est transformé dans le domaine de fréquence résultant du spectre linéaire des deux signaux, X(f) et Y(f). Le spectre combiné des signaux, G_{xy} (f) est alors calculé en multipliant Y(f) par le conjugué complexe de X(f). En plus du spectre combiné, la fonction de cohérence et le spectre d'énergie de chaque signal sont calculés. Il est à signaler que ces quantités sont calculées en temps réel par l'analyseur de signaux.

Les paramètres importants sont la phase du spectre combiné et la fonction de cohérence. La fonction de cohérence représente le ratio signal/bruit et devrait être égale à 1.

La phase du spectre combiné représente la différence de phase du mouvement enregistrée par les deux capteurs. La vitesse de l'onde de surface (V_r) et la longueur d'onde (L_r) peuvent être déterminées à partir de la phase du spectre combiné ($\theta_{xy}(f)$), en utilisant les expressions suivantes :

$$t(f) = \theta_{yy}(f)) / 2\pi f$$

où l'angle de phase est en radian et la fréquence, f, en Hertz. La vitesse de phase de l'onde de surface est déterminée par:

$$V_r(f) = (d_2 - d_1)/t(f)$$

et la longueur d'onde correspondante à l'onde de surface est calculée par :

$$L_r = Vr/f$$

Le résultat de ces calculs est une courbe de dispersion (V_r - L_r) pour chaque espacement de capteur. Ces courbes individuelles sont assemblées en une courbe composite de dispersion spécifique au site.

Pour un système multicouche, la rigidité de sol varie avec la profondeur. Dans ce cas, une procédure d'inversion est requise pour obtenir le profil de rigidité à partir de la courbe de dispersion expérimentale. Cette procédure requiert un artifice de calcul basé sur un profil de vitesse arbitraire correspondant au profil de rigidité. La courbe théorique de dispersion sera ainsi calculée pour ce profil (Nazarian, 1984). Celle-ci est alors comparée avec la courbe expérimentale, et le profil arbitraire sera ajusté afin d'améliorer son calage. Cette procédure est répétée jusqu'à ce que les courbes de dispersion théorique et expérimentale soient complètement étalonnées. Le profil ainsi obtenu représentera le profil de rigidité dans le système étudié.



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 74 1º frimestre 1990





Exemple d'application

Le site étudié est situé près de Gand (Belgique). Il s'agit d'un remblai de sable comme culée de pont. Sa hauteur est de 10m et sa longueur de 9m. La figure 20 montre le résultat d'un essai SASW effectué sur le remblai, l'état de sol étant plus ou moins compact. Cette figure montre un profil typique de sol où la vitesse de l'onde de cisaillement augmente avec la profondeur. Le module d'Young, E, de la couche supérieure obtenu est de 62,9 MPa. Un essai de plaque, effectué au même endroit, a donné une valeur de E., 25,4 MPa. Ce résultat représente approximativement 40 % de la valeur obtenue par la méthode SASW, ce qui est en concordance avec les remarques de Haegeman et Van Impe (1995). En effet, il a été suggéré que, dû aux larges déformations (~ 10⁻¹ %) liées avec l'essai à la plaque, le module E, ne représentera que 30 à 40 % du module obtenu par la méthode SASW, valable pour les très petites déformations (10-4%).

Un compactage de surface a été effectué quelques semaines après le placement du remblai. Les résultats de l'essai SASW, au même endroit sont montrés sur la figure 21. On peut clairement voir que la vitesse élevée à la surface donne un module de 229,3 MPa et une couche compactée d'épaisseur 0,4 m. On remarquera aussi que, sous cette profondeur, la rigidité décroît. Ceci est dû aux très fortes pluies qui se sont abattues sur la région la veille de l'essai.

L'exemple traité ci-dessus montre qu'on peut distinguer les surfaces compactées grâce à l'amélioration significative de la vitesse de l'onde de cisaillement. Plus important, les valeurs de V_s peuvent être converties en module de rigidité sans avoir recours à l'empirisme.



Conclusion

Les observations les plus importantes qui peuvent être émises sont:

Les prescriptions réglementaires régissant la conception de dispositifs d'étanchéité varient d'un pays à un autre. Les facteurs qui contribuent à cette variation sont la conscience écologique du public, la volonté politique et les philosophies de gestion de déchets en cours. Les États-Unis ont introduit des prescriptions assez strictes. Quelques pays européens seulement ont suivi ce concept.

La barrière d'étanchéité composite pour les décharges de type 1 est recommandée dans la plupart des pays. Cependant, pour les décharges de type 2, des pays comme les États-Unis et l'Autriche proposent des dispositifs d'étanchéité plus élaborés et plus complexes.

Les prescriptions réglementaires ont établi, dans la plupart des cas, une valeur limite de la conductivité hydraulique sans reconnaître l'effet prédominant de la diffusion. Il est important d'introduire ce facteur dans la réglementation. A notre avis une valeur limite de la conductivité hydraulique est une condition nécessaire, mais pas suffisante.

Le cas des sols non saturés doit être pris en compte pour éviter un calcul très conservatif.

Les recommandations du GLR (ETC8, 1993) ne semblent pas avoir été adoptées par tous les pays européens. A notre avis, le travail fait par l'ETC8 peut être amélioré. Il constitue déjà une bonne base pour une discussion élargie et une harmonisation des différentes prescription réglementaires.

L'épaisseur minimale de la barrière argileuse varie considérablement d'un pays à un autre. Dans ce cas, le concepteur doit utiliser son « expérience ou jugement d'ingénieur » et ne pas se restreindre seulement aux « critères standards » pour assurer une performance satisfaisante.

Le géocomposite est un matériau nouveau prometteur. Cependant, son utilisation doit être faite avec précaution, car il nécessite une main-d'œuvre qualifiée pour éviter des problèmes sur site. Son comportement à long terme dans un milieu agressif est encore mal connu.

Le choix des géomembranes est dicté par le type de déchets à stocker; leur comportement à très long terme restent encore un sujet de discussion.

Le contrôle de la qualité du compactage est un facteur essentiel dans la construction de la barrière argileuse. La méthode non intrusive de l'analyse spectrale des ondes de surface permet un contrôle méticuleux et

Bibliographie

- Addo K.O., Robertson P.K. Shear wave velocity measurement of soils using Rayleigh waves. Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, 1992, p. 558-568.
- Amman P., Martinenghi L. Geotechnical design criteria for landfills and waste disposal sites, Joint CSCE-ASCE, National Conference on Environmental Engineering, Montreal (Canada), 1993 (offprint).
- Anon La Russie meurt de sa pollution. *Le* Soir, 29/04/95, p. 25.
- Barbosa C., De Almeida M., Ehrlick M. Mécanismes de transporte de contaminants em Una argila organo salina da bara de Guanabaran, R.J., Proc. Luso-Brazilian Environmental Geotechnic Conference, Lisbon (Portugal), 1995.
- Bennett G.F. Air quality aspects of hazardous waste landfills. *Journal of Hazardous Waste and Hazardous Material*, vol. 4, n°2, 1987, p. 119.
- Benson C.H., Daniel D.E. Minimum thickness of compacted soil liners, II, Stochastic models. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, n° 1, 1994a, p. 129-152.
- Benson C.H., Daniel D.E. Minimum thickness of compacted soil liners, II, Analysis and case histories, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 120, n° 1, 1994a, p. 129-152.
- Bishop D.J. Cartier G. Waste disposal by landfill-German landfill lining systems, Proc. Int. Symp. on Geotechnics Related to the Environment (Green 93), Bolton (UK), 1993, p. 127-134.
- Bonaparte R., Goss B.A. Field behaviour of double liner systems, Proc. Waste Containment Systems, GSP n°26, ASCE, San Francisco (USA), 1990, p. 52-72.
- Bonaparte R. Long term performance of landfills, Geoenvironment 2000, GSP n°46, ASCE, New Orleans (USA), 1995, 1914 – 514 552
- vol. 1, p. 514-553. Bouazza A. – The geotechnical engineer and the environment protection in Algeria, Proc. Int. Conf. Environment and Geotechnic, Paris (France), 1993, p. 153-157.
- Bouazza A. Compacted clayed soils as cover material in landfills, Proc. Int. Symp. on Geotechnics Related to the Environment (Green 93), Bolton (UK), 1993a, p. 405-407.
- Brandl H. Mineral liners for hazardous waste containment. *Geotechnique*, vol. 42, n° 1, 1992, p. 57-65.

rigoureux des surfaces compactées sans risque de les détériorer.

Enfin, d'autres facteurs tels que le frottement géosynthétique/sol, stabilité des pentes de la décharge, etc., n'ont pas été abordés dans ce texte. Ils jouent aussi un rôle important dans la conception du dispositif d'étanchéité d'un site de décharges.

Remerciements

Le second auteur remercie le NFWO et le Laboratoire de Mécanique des sols de l'Université de Gand pour le support scientifique, l'aide financière et matérielle fournis dans le cadre de ce travail.

- Come B. Contributions de la géologie de l'ingénieur au stockage sûr des déchets ménagers et industriels toxiques: exemples actuels et perspectives, Proc. 7th Int. IAEG Congress, Lisbon (Portugal), vol. IV, 1994, p. XVII-XXXVII.
- Conca J.-L., Wright J. Diffusion coefficient in gravel under unsaturated conditions. Water Resour. Res., vol. 26, n° 5, 1990, p. 1055-1066.
- Crank J. The mathematics of diffusion, Clarendon Press, Oxford, 1975, 414 p.
- Crooks V.E., Quigley R.M. Saline leachate migration through clay: A comparative laboratory and field investigation. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 21, 1989, p. 349-362.
- Daniel D.E. Pollution prevention in landfills using engineered final covers, Proc. Int. Symp. on Geotechnics Related to the Environment (Green 93), Bolton (UK), 1993, p. 73-92.
- Doll P., Wessolek G. Bodenphysikalische Eigenschaften und temperatur-abhängiger Wasserhaushalt einer Tonabdichtung, Proc. 10 Nürnberger Deoponieseminar, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Nürnberg, 1994.
- Estornell P., Daniel D.E. Hydraulic conductivity of three geosynthetic clay liners. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 118, n° 10, 1992, p. 1592-1606.
- ETC 8 Geotechnics of landfill design and remedial works technical recommendations-GLR, Ernst & Sohn (publ.), 1993.
- Freeze R.A., Cherry J.A. Groundwater, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1979, 604 p.
- Gillham R.Ŵ., Robin M.L.J., Dytynyshyn D.J., Johnston H.M. – Diffusion of non reactive and reactive solutes through fine grained barrier materials. *Canadian Geo*technical Journal, vol. 21, 1984, p. 541-550.
- Giroud J.P., Bonaparte R. Leakage through liners constructed with geomembranes, Part II, Composite liners. *Geotextiles & Geomembranes*, vol. 8, n°2, 1989, p. 78-111.
- Giroud J.P., Cazzuffi D.A. Uses of geosynthetics for environmental control, Proc. 12th Int. Conf. SMFE, Rio de Janeiro (Brasil), vol. 5, 1989, p.3119-3125.

- Goodall D.C., Quigley R.M. Polluant migration from two sanitary landfill sites near Sarnia, Ontario. *Canadian Geotech. Journal*, vol. 14, 1977, p. 223-236.
- Gordon M.E., Huebner P.M., Mitchell G.R. – Regulation, construction and performance of clay lined landfills in Wisconsin, Proc. Waste Containment systems, GSP n° 26, San Francisco (USA), 1990, p. 14-29.
- Haegeman W., Van Impe W.F. More reliable soil liquefaction characterisation and soil deformation behaviour by SASW, Proc. Seminar Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sigtune (Sweden), 1993.
- Haegeman W., Van Impe W.F. Evaluation of heavy tamping on a waste disposal by the SASW method, Proc. XI European Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Copenhagen (Denmark), vol. 2, 1995, p. 133-140.
- Haegeman W. Non destructive evaluation of a road construction by the SASW method, Danube Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bucarest (Romania), 1995 (sous presse).
- Fahim A., Koerner R.M. A survey of state municipal solid waste liner and cover systems, GRI report, # 11, Drexel University, 1993.
- Jessberger H.L. Waste containment with compacted clay liners, Geoenvironment 2000, GSP n° 46, vol. 1, 1995, p. 463-483.
- Johnson R.L., Cherry J.A., Pankow J.F. Diffusive contaminant transport in natural clays: A field example and implication for clay-lined waste disposal sites. *Environ. Sci Technology*, vol. 23, 1989, p. 340-349.
- Jost W. Diffusion in solids, liquides and Gases, Academic Dress, N.Y., 1960, 558 p.
- Kavazanjian E., Snow M.S., Matasovic N., Poran C.J., Satoh T. – Non intrusive Rayleigh wave investigations at solid waste landfills, Proc. Int. Congress Environ. Geotechnics, Edmonton (Canada), 1994, p. 707-712.
- Keenan J.D. Landfill leachate management. Journal of Resource management and technology, vol. 14, n°3, 1986, p. 177-180.

- Koerner R.M., Hsnau Y., Lord jr A.E. Remaining technical barriers to obtain general acceptance of geosynthetics, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, GSI, n° 30, ASCE, vol. 1, 1992, p. 63-109.
- Kovacic D., Mayer D., Muhovec I. Geotechnical characteristics of Zagreb waste disposal site and possibilities of it reclamation, Proc. Int. Symp. on Geotechnics Related to the Environment (Green 93), Bolton (UK), 1993, p. 543-547.
- Madsen F., Nuesch R. Characteristics and sealing effect of bentonites, Proc. Int. Symp. Geosynthetics clay liner, Nurenberg (Germany), 1994, p. 31-50.
- Nurenberg (Germany), 1994, p. 31-50. Mancuso C., Vinale F. – Use of SASW in earthdam investigation, Proc. Int. Conf. Geotechn. Engineering, Hard Soils-Soft Rocks, Athenes (Greece), vol. 2, 1993, p. 1291-1298.
- Mitchell J.K. Conduction phenomeno from theory to Geotechnical practice. *Geotechnique*, vol. 41, n°3, 1991, p. 299-340.
- Muurinene A. Diffusion of uranium in compacted sodium bentonite. *Eng. geology*, vol. 28, 1990, pp. 359-367, n° 26, San Francisco (USA), p. 156-174.
- Nazarian S., Stokoe K.H. In situ shear wave velocities from spectral analysis of surface waves. Proc. 8th World Conf. Earthquake Eng. San Francisco (USA), vol. 3, 1984, p. 31-38.
- Nazarian S. *In situ* determination of elastic moduli of soil deposits and pavement systems by SASW method, PhD thesis, University of Texas at Austin (USA), 1984.

- Noorany I. Variability in compaction Control. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 116, n° 7, 1990, p. 1132-1136.
- Pohland F.G., Harper S.R. Critical review and summary of leachate and gas production from landfills, Georgia Institute of Technology, 1985.
- Potter H.A.B., Yong R.N. Waste disposal by landfill in Britain : problems, solutions, and the way forward, Proc. Int. Symp. on Geotechnics Related to the Environment (Green 93), Bolton (UK), 1993, p. 167-173.
- Reades D.W., Lahti L., Quigley R.M., Bacoupolos A. – Detailed case history of clay liner performance, Proc. Waste Containment Systems, GSP n° 26, San Fransisco (USA), 1990, p. 156-174.
- Rebeiz K.S., Mielich K.L. Construction use of municipal solid waste ash. Journal of Energy Engineering, vol. 121, n° 1, 1995, p. 2-13.
- Rowe R.K. Polluant transport through barriers, Geotechnical Practice for waste disposal, GSP n° 13, ASCE, 1987, p. 159-191.
- Rowe R.K. Some considerations in the design of barrier systems, Proc. 1st Canadian Conf. on Environmental Geotechnics, Montreal (Canada), 1991, p. 157-164.
- Scherbeck Geotechnisches Verhalten Mineralischer Deponieabdichtungen beiungleichförm Verformungseinwirkung, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Ruhr-Universität Bochüm, 1992.
- Shackelford C.D. Transit time design of earthen barriers. *Engineering Geology*, vol. 29, 1990, p. 79-94.

- Shackelford C.D. Laboratory diffusion testing for waste disposal, A review. *Journal of contaminant Hydrology*, vol.7, 1991, p. 177-217.
- Shackelford C.D. Waste-soil interactions that alter hydraulic conductivity, ASTM STP 1142, Hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soil, 1994, p. 111-168.
- Sills B., Mitchell R. A new method for studying diffusion in unsaturated soil, Geoenvironment 2000, GSP n° 46, ASCE, vol. 1, 1995, p. 346-354.
- Street A. Landfilling: the difference between continental European and British practice, Proc. Inst. Civ. Engineers, Geotechnical Engineering, vol. 107, 1994, p. 41-46.
- Thomas H., Jensen D., Authier B. Remediation of crude-oil-contaminated soils beneath a containment liner, Geoenvironment 2000, GSP n° 46, ASCE, vol. 2, 1995, p. 1506-1517.
- Van der Poel C. Dynamic testing of road constructions. Journal App. Chem., vol. 1, 1951, p. 7.
- Van Genutchen M.T.A., Parker J.C. Boundary conditions for displacement experiments through short laboratory soil columns. *Journal Soil Science, Soc.* of America, vol. 48, 1984, p. 703-708.
- Van Impe W.F., Bouazza A. General comments on liner design for waste disposal sites, Proc. Luso-Brazilian Conf. in Environ. Geotechnics, Lisbon (Portugal), 1995.
- Van Impe W.F. Cours de la géotechnique de l'environnement, Univ. de Gand, 1995 (en anglais).

Stockage de déchets radioactifs dans l'argile



Le chargement thermo-mécanique subi par le champ proche d'un stockage de déchets nucléaires dans l'argile est de grande ampleur; il se compose de deux chargements très distincts:

 le creusement (chargement mécanique) qui peut conduire à des convergences des ouvrages importantes de l'ordre de plusieurs pourcents;

- le chauffage (chargement thermique) causé par les déchets de type C; contrairement au creusement, ce dernier chargement produit de très faibles déformations puisque le déchet est bloqué dans le massif. Dans cet article, on illustre dans le cas de l'argile de Mol cette dualité dans le chargement et ses effets sur le comportement à long terme des ouvrages. Par ailleurs, on quantifie, pour cette argile, les couplages thermo-hydro-mécaniques (THM) à considérer pour le champ proche d'une part et pour le champ lointain d'autre part.

Underground disposal of radioactive wastes in a clayey formation

Abstract

For an underground disposal of radioactive wastes in a clayey formation, the thermo-mechanical loading is strong. It is made of two different loadings:

the digging phase (mechanical loading) that can lead to an important closure of the galleries (several percents);
the heating phase (thermal loading) due to C wastes disposal. In this paper, the effects of this double loading on the long term behavior of the underground repository are studied. In case of Mol clay, thermo-hydro-mechanical couplings (THM) happening in the near field and the far field of a repository are quantified.

G. ROUSSET*

EDF-DER, Département MTC, Route de Sens, 77250 Moret-sur-Loing

A. GIRAUD*

École Nationale Supérieure de Géologie, Laboratoire de Géomécanique, BP 40, 54501 Vandœuvre-lès-Nancy Cedex

* Anciennement au Groupement pour l'étude des Structures Souterraines de Stockage – G. 3S-LMS (URA 317), École polytechnique 91128 Palaiseau Cedex.

Introduction

Dans certains projets de stockage de déchets radioactifs de catégorie C (déchets exothermiques), on prévoit de disposer les conteneurs cyclindriques dans l'alignement les uns des autres sur des longueurs variant de 10 à 100 m par exemple, à l'horizontale entre deux galeries ou à la verticale dans des petits puits ou bures creusés à partir de galeries.

Dans le cas d'un stockage dans l'argile, pour des questions de faisabilité et de réversibilité, il faudra certainement chemiser les ouvrages avant d'y mettre les déchets. Ainsi, le « chargement » thermo-mécanique en champ proche sera constitué des étapes suivantes :

 - creusement, pose d'un soutènement (quelques jours) et attente (quelques mois);

- chauffage correspondant à la pose des conteneurs (plusieurs siècles).

Ce double chargement est spécifique du problème posé : chargement mécanique très ample suivi d'un chargement purement thermique.

L'objet de cet article est d'étudier les effets thermohydro-mécaniques (THM) de ce chargement sur le massif argileux à proximité des déchets (champ proche), puis en champ lointain.

Référence sera souvent faite à l'argile de Boom, présente à Mol (Belgique), puisque de nombreuses expériences géomécaniques y ont été conduites au cours des dix dernières années, grâce en particulier aux programmes européens de la CCE.

Les travaux qui ont nourri cette synthèse ont été réalisés par le Centre d'Études Nucléaires belge (CEN/SCK; voir Beaufays *et al.*, 1994) ou grâce à des thèses soutenues récemment au Groupement pour l'étude des Structures Souterraines de Stockage (G. 3S à l'École polytechnique: voir Rousset, 1988; Djéran, 1991; Giraud, 1993; Picard, 1994; Wong, 1994).

Tous ces travaux, dont la plupart ont été soutenus par l'ANDRA et la CEE, ont été publiés et sont donnés dans les références. Avant d'étudier le comportement des structures souterraines à Mol, nous donnons tout d'abord quelques indications sur le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom grâce à l'analyse de quelques essais originaux.

2

Comportement de l'argile de Boom

L'argile de Boom est une argile plastique dont la teneur en eau à saturation w varie sur le site de Mol entre 20 et 28 % (moyenne 23 %). Il s'agit donc d'une argile très poreuse ; sa « résistance mécanique » est néanmoins plus élevée que celle d'un sol argileux : pour w = 23 %, la cohésion non drainée (Cu au sens de la mécanique des sols) est de l'ordre de 1 MPa.

Sous confinement, même faible, à l'essai triaxial, la localisation de la déformation (« rupture ») survient pour des valeurs assez élevées de la déformation axiale, de l'ordre de 5 %. La figure 1 (essai triaxial non drainé cyclique à vitesse de déformation axiale imposée à 0,1 %/min) montre que la majeure partie de la déformation est irréversible. En conséquence, le module d'Young (pente des droites de charge-décharge) est élevé, de l'ordre de 1000 MPa.





FIG. 9 Essai de fluage sur l'argile de Boom. Creep test on Boom clay. La partie quasi linéaire de la courbe entre 0 et 2 % ne correspond donc pas à l'élasticité mais à un écrouissage positif du matériau.

Les effets différés sont très marqués sur ce matériau. Sur la figure 2, on donne les résultats d'un essai de fluage (confinement P = 5 MPa, température ambiante) qui permet d'illustrer les principales caractéristiques du comportement différé de l'argile de Boom.

Pour une faible valeur du déviateur des contraintes (première partie de la courbe : phase non drainée avec un déviateur Q-P égal à 1 MPa), après une phase de fluage primaire, les déformations se stabilisent. Il existe donc un seuil viscoplastique non nul en deçà duquel il n'y a pas d'effets différés durables.

Au-dessus de ce seuil, il existe une phase de fluage secondaire, c'est-à-dire à vitesse constante, même en condition non drainée (partie 2 de la courbe).

Ces effets différés ne sont pas dus à la diffusion hydraulique puisque l'essai est non drainé, mais à la *viscosité* du matériau qui traduit sa capacité à se déformer au cours du temps sous contrainte uniforme constante et pression uniforme.

En conditions de drainage (partie 3), se superpose une déformation différée due à la diffusion de la pression interstitielle. La constante de temps de ce phénomène est de l'ordre de quelques jours.

L'essai de relaxation par paliers donné sur la figure 3 permet d'illustrer d'une autre façon l'ampleur des effets différés. On a, pour P = 3 MPa, tracé la courbe (Q-P) (ϵ) à court terme (l'enveloppe supérieure de la courbe) et à long terme (courbe qui joint les points correspondant à la stabilisation pour chaque palier). On remarque de plus sur la courbe (Q-P) (t) que la constante de temps des effets différés est de l'ordre de la journée.

Au cours de cet essai, la perméabilité a été mesurée également. Les deux courbes croissantes en fonction du temps de la figure 3 sont les volumes cumulés V_B et V_H d'eau injectée en partie basse (pression d'eau = 2 MPa) et récupérée en partie haute (pression d'eau = 1,7 MPa). On constate que le débit mesuré ne dépend pas de l'état de plastification du matériau. Il vaut environ 4 mm³/h, ce qui correspond, si l'on fait l'hypothèse de la loi de Darcy (gradient i = 420), à une perméabilité de :

$K_{\rm h} = 2.7 \ 10^{-12} \ {\rm m/s}$

Nous allons retrouver ces propriétés dans le comportement des ouvrages *in situ*, thème du paragraphe suivant.



FIG. 3 Essai de relaxation par paliers sur l'argile de Boom. Relaxation test on Boom clay.

Le champ proche

3.1

Le chargement mécanique : couplages HM

A court terme, les ouvrages « galeries horizontales » et « puits verticaux » présentent la même spécificité du point de vue mécanique et hydraulique. En effet, la perturbation majeure à ce niveau correspond aux phases de creusement et de pose des soutènements ou des tubes. Localement, c'est au cours de cette phase, c'està-dire à court terme (échelle de la journée), que le massif en champ proche subit le chargement le plus violent.

Les différences essentielles entre ces deux types d'ouvrage sont la direction (horizontale ou verticale) et le diamètre (de 50 cm pour les puits de stockage des verres à quelques mètres pour les galeries de manutention). Ces deux paramètres ont peu d'influence sur le comportement qualitatif des ouvrages souterrains en général. Il n'est donc pas nécessaire, à ce niveau de l'analyse, de distinguer les tunnels des puits.

L'étude du cas de Mol permet d'illustrer les différentes particularités du champ proche. La figure 4 donne l'emplacement de divers ouvrages du site. La « petite galerie » (point 1) a en particulier permis de mesurer *in situ* les déplacements en champ proche (mesures extensométriques).

La figure 5 donne l'évolution du déplacement radial de cinq points du massif situés à des distances croissantes de la paroi de la galerie.

L'extensomètre a été placé *avant* la réalisation de la « petite galerie », ce qui permet de mesurer les déplacements à partir du massif vierge, mesure très précieuse et très rare en géotechnique (Rousset, 1988).



Les portions en traits gras de ces courbes correspondent à des phases de creusement effectif (avancement du front de taille) : la réponse du massif (déplacements radiaux d'autant plus importants que le point de mesure se situe près de la paroi) est instantanée.

Ces mouvements de convergence se produisent avant même que le front de taille ne passe sous les capteurs, c'est-à-dire bien avant que le soutènement, constitué ici de claveaux de béton, ne puisse être posé.

Les portions en traits fins se réfèrent à des phases d'arrêt de chantier; on constate que les mouvements de convergence se produisent encore, mais à des vitesses plus lentes. Ce *comportement différé* à court



Mesures extensométriques : influence du creusement sur la convergence de la galerie. Extensometric measurements.





terme est dû à la fois au phénomène de *diffusion hydraulique* (la galerie agit comme un drain dans un milieu où la pression hydraulique vaut initialement 2 MPa environ) et aux *propriétés de fluage* de l'argile (Rousset *et al.*, 1993).

A l'issue du creusement, l'ensemble de ces mouvements radiaux a produit une convergence totale U_j de plus de 8 % (U_j est le rapport entre le déplacement d'un point de massif situé au niveau de la paroi et le rayon initial de la galerie).

Cette valeur est quantitativement très importante et correspond à des mouvements irréversibles du terrain : une zone plastique s'est fortement développée autour de la galerie, bien que le soutènement ait été posé très rapidement aussi près du front de taille que possible.

Autrement dit, le creusement du massif, malgré la présence d'un soutènement, correspond à un chargement mécanique de grande ampleur.

Sur la figure 6, on a reporté la convergence du soutènement du test drift (point 2 sur la figure 4; voir Beaufays *et al.*, 1994), qui est une galerie semblable à la précédente. La seule différence notable porte sur le diamètre (3,5 m utiles au lieu de 1,4 m).

On constate que la convergence évolue lentement, toujours en raison de la diffusion hydraulique et du comportement différé de l'argile de Boom; mais que son ampleur est plus faible.

La convergence du soutènement à long terme ne représente qu'une faible partie de la convergence totale de la paroi, la plus grosse partie se produisant lors du creusement.

Néanmoins, ces effets différés sont sensibles sur une très longue période. Le cas de la galerie cintrée (point 3 de la figure 4; voir sur la figure 7, l'évolution de la convergence de ce soutènement coulissant) est tout à fait démonstratif : après cinq ans, les mouvements du massif se produisent toujours ce qui laisse penser que l'équilibre final ne sera atteint qu'après *quelques dizaines d'années*. Cet équilibre se produira nécessairement car, conformément aux essais du type de celui représenté sur la figure 2, on démontre en laboratoire qu'il existe un *seuil non nul* du déviateur des contraintes en deçà duquel il n'y a plus d'effets différés (propriété de résistance à long terme des argiles en général).

Après cinq ans, la convergence moyenne de ce soutènement particulier est égale à 2,5 % alors que l'on peut estimer que la convergence à la paroi *avant* la pose du soutènement est de l'ordre de 5 % (Bernaud et Rousset, 1993).





Une autre mesure très intéressante autour du test drift est la pression interstitielle dans le massif. Sur la figure 8, sont représentées les évolutions de la pression en cinq points différents du massif, placés comme indiqué sur le petit schéma de la figure 8 (mesures du CEN/SCK; voir Beaufays *et al.*, 1994).

Ces courbes sont composées de trois parties :

 – au début, il n'y a pas d'évolution : avant le creusement du test drift, la pression est stable (elle n'est par contre pas homogène, certainement en raison de la présence voisine de plusieurs ouvrages qui jouent un rôle de drain);

– pendant le creusement, les pressions interstitielles chutent fortement : le couplage HM est donc très fort. Il s'agit bien d'un couplage (influence directe et instantanée de la variation de déformation sur la pression) et pas seulement d'un effet de diffusion hydraulique;

 – après le creusement, les pressions augmentent lentement pour tendre par diffusion vers un état asymptotique différent de l'état initial, en raison de l'effet de drain du test drift.

La constante de temps caractéristique de ce phénomène différé est de l'ordre du *mois*, comme le prévoient d'ailleurs les analyses simples de diffusion hydraulique pour un modèle de comportement élastique avec un écoulement obéissant à la loi de Darcy (voir annexes 1 et 2).

3.2

Le chargement thermique : couplages THM

Les déchets radioactifs de type C dégagent de la chaleur, ce qui va faire augmenter la température dans le massif en champ proche. Il est aujourd'hui commu-

nément admis que le seul mode de transmission de la chaleur est la *diffusion* (Djéran *et al.*, 1993); cette diffusion *n'est pas couplée* aux aspects M et H dans le cas des argiles. Autrement dit, le champ thermique peut être calculé indépendamment du comportement hydraulique et mécanique.

Pour l'argile de Boom, la constante de temps de diffusion thermique est du même ordre de grandeur que sa constante hydraulique, de l'ordre du mois pour le champ proche.

Dans «l'autre sens », en revanche, les couplages sont importants : la température induit des contraintes et déformations thermiques ; de même, l'eau se dilatant plus que le matériau, le champ de température va conditionner largement le champ de pression.

Une caractéristique importante de ce chargement est qu'il ne produit que des *déformations très petites* (de l'ordre de 0,1 %), contrairement à la phase de chargement mécanique (creusement) pour laquelle on a vu que l'ordre de grandeur des déformations était 10 à 100 fois plus grand.

Autrement dit, le couplage THM complet ne nous intéresse que dans une gamme de *déformations très petites* (ce qui simplifie l'analyse); par contre, ces déformations d'origine thermique se produisent à partir d'un *état initial déjà plastifié* par le chargement précédent; en particulier, on notera que cet état est *hétérogène* (le champ de contrainte autour d'un puits dépend, en effet, très fortement de la distance du point d'analyse l'axe du puits).

L'essai CACTUS réalisé à Mol (Picard *et al.*, 1994) a permis d'étudier l'ensemble de ces couplages et de mettre l'accent sur la particularité essentielle du chargement en champ proche : le chargement mécanique (sans thermique) à court terme *suivi* du chargement thermique (sans déformation importante). L'essai CACTUS (Fig. 9; point 4 sur la figure 4) consiste en deux sondes thermiques (diamètre 30 cm, longueur 4 m) placées à Mol dans des puits de 15 m de longueur réalisés à partir du test drift (profondeur 250 m); l'espace annulaire entre la paroi du massif et les sondes est rempli de boue (matériau fluide) faite à partir d'argile du site.

Sur la figure 10 (température en fonction du temps), on mesure en particulier la constante de temps du problème thermique, de l'ordre de 1 mois.

La figure 11 donne l'évolution du champ de contrainte radiale, où l'on distingue bien les phases de creusement, de restauration des contraintes (effets différés), puis de chauffage et enfin de refroidissement.

On notera qu'il faut environ 6 mois pour que la stabilisation mécanique et hydraulique au niveau du puits soit atteinte.

En résumé, pour ce qui concerne le champ proche dans le cas de Mol on retiendra les points clés suivants :

 zone plastique créée dès le creusement (ordre de grandeur de la convergence 5 %), donc zone durablement « perturbée » avant la mise en place des colis;

 effets différés hydro-mécaniques importants (ordre de grandeur de la durée : quelques mois pour les puits, quelques années pour les ouvrages de grand diamètre);

 – chargement thermique non accompagné de déformations importantes;

- couplages THM forts (ordre de grandeur du temps de diffusion thermique et hydraulique: quelques mois).







Le champ lointain

Le champ lointain concerne l'ensemble de la roche hôte ainsi que les autres couches géologiques.

Le champ lointain est lui aussi soumis à un chargement mécanique qui correspond à la réalisation des ouvrages souterrains lesquels, du point de vue mécanique, induisent un déconfinement global du terrain et du point de vue hydraulique jouent le rôle de drain.

Une différence essentielle avec le champ proche est que le chargement thermique peut être considéré comme simultané au chargement mécanique (cas du remplissage progressif des galeries).

La constante de temps de ce chargement est plus grande que celle du champ proche, de l'ordre de plusieurs années.

Pour ce qui concerne l'effet du chargement thermique, les figures 12 à 15 illustrent le cas simplifié unidimensionnel d'un stockage de dimensions latérales infinies dans un massif homogène, isotrope et linéairement élastique (Giraud et Rousset, 1995).

On a négligé le chargement dû aux ouvrages (déconfinement) et on a porté sur les figures les variations des divers paramètres à partir d'un état initial nul (température, pression et contraintes principales). Grâce au principe de superposition, pour obtenir les valeurs réelles des paramètres, il suffit d'ajouter leurs valeurs initiales aux variations calculées.



FIG. 12 Géométrie en champ lointain – Paramètres. Far field geometry – Data. La source de chaleur est supposée uniformément répartie dans les 10 mètres d'épaisseur du stockage.

Les valeurs numériques des treize paramètres que comprend le modèle (les neuf paramètres intrinsèques du problème THM linéarisé, dont les équations sont données en annexe 2, deux paramètres pour la géométrie du stockage : profondeur du centre et épaisseur du stockage, deux paramètres pour la puissance thermique Q_o e^{-wt} : puissance volumique initiale Q_o et



. Module de compressibilité drainé K _o (MPa)	100
. Module de cisaillement μ (MPa)	60
. Coefficients de Biot M (MPa) b	5500 1
. Dilatations thermiques $lpha_{o}$ (K ⁻¹) $lpha$ (K ⁻¹)	10 ⁻⁵ 4,36 10 ⁻⁵
. Conductivité thermique K _T (W/m/K)	1,7
. Chaleur spécifique C° _ε (J/m ³ /K)	2,85 10 ⁶
. Perméabilité K _h (m/s)	4 10 ⁻¹²
. Epaisseur du stockage h (m)	10
. Profondeur du stockage d (m)	230
. Puissance volumique initiale Q _o (W/m ³)	1
. Décroissance radioactive W (an ⁻¹)	0,024



décroissance radioactive w) sont données dans le tableau de la figure 12. Elles correspondent au cas d'une argile relativement compressible du type de celle de Mol.

Le paroxysme thermique est atteint au bout d'une cinquantaine d'années (Fig. 13). L'augmentation de pression interstitielle, du même ordre de grandeur que la pression initiale, intéresse une forte épaisseur du terrain autour du stockage (Fig. 14). Le soulèvement de la surface du sol dû à la dilatation des terrains n'est maximal qu'au bout de 200 ans (Fig. 15).

Dans ce modèle simple, la contrainte verticale reste constante au cours du chargement (sa valeur absolue est égale au «poids des terres» comme on s'en convainc aisément en étudiant l'équilibre d'une colonne de sol).

Le déviateur maximal des contraintes est donc égal à la valeur absolue de la variation de la contrainte horizontale (Fig. 14).

Il est intéressant de constater que ce déviateur ne dépasse pas 1 MPa au cours du chargement thermique, valeur de l'ordre de grandeur de la cohésion C du matériau.

On en déduit que, contrairement au changement mécanique en champ proche, le chargement thermique en champ lointain ne devrait pas conduire à un développement important de la plasticité dans le massif. Ceci justifie *a posteriori* le choix d'un modèle poro-élastique pour étudier le champ lointain.

Le couplage THM en champ lointain est fort pendant *plusieurs siècles* puisqu'il faut attendre 200 ans avant que la chaleur commence à se dissiper par convection depuis la surface du sol (voir aussi Ould Amy et Rousset 1995, pour le cas plus complexe de la « galette » circulaire traitée en axisymétrie).

Conclusion

Le stockage de déchets radioactifs exothermiques dans l'argile correspond à un double chargement mécanique et thermique dont les effets sont différents.



En champ proche, la construction des ouvrages (court terme) s'accompagne d'un déconfinement important et la plasticité se développe beaucoup. Ensuite, lorsque les déchets et le matériau de colmatage éventuel sont déposés, commence le chargement thermique qui crée des couplages THM extrêmement forts.

En champ lointain, l'effet du chargement mécanique est moins important qu'en champ proche et les déviateurs de contrainte thermique restent relativement faibles en valeur absolue ce qui signifie que le comportement du massif reste essentiellement réversible au cours de la phase thermique.

A l'avenir, en thermo-hydro-mécanique du champ proche, il serait intéressant de développer les recherches sur l'influence de la plasticité et de la température sur la perméabilité de l'argile.

Pour le champ lointain, il faudrait étudier en particulier les phénomènes de convection thermique dans les nappes aquifères ainsi que les effets de l'hétérogénéité et de l'anisotropie des géomatériaux.

Annexes

A.1 Les échelles d'espace et de temps (Stockage de déchets nucléaires dans l'argile)

On distingue classiquement deux échelles d'espace, le *champ proche* (zones de dimensions métriques autour des ouvrages souterrains et des déchets) et le *champ lointain* (zone de dimensions hectométriques, à l'échelle du massif).

Le diagramme suivant illustre de façon simplifiée les diverses gammes de temps que l'on peut distinguer pour chacune des échelles d'espace ainsi que la nature des couplages les plus importants. On adopte les abréviations suivantes :

- T : Thermique (diffusion de chaleur)
- H : Hydraulique (diffusion de l'eau interstitielle)
- M : Mécanique
- C : Chimique (transport et migration).

$$k = \frac{K_h}{\rho_0^0 g}$$

 $(p_{1}^{o}:masse volumique du fluide; K_{h}:perméabilité apparente; g: accélération de la pesanteur; k: conductivité hydraulique).$

La conservation de la masse fluide :

$$m + \operatorname{div} \underline{M} = 0 \tag{2}$$

fournit, grâce à (1), la première équation de diffusion du problème :

$$\frac{m}{\rho_{fl}^{0}} = k \Delta p \tag{3}$$

Équation de diffusion de la chaleur

La loi de Fourier indique, quant à elle, que la relation entre vecteur courant de chaleur \underline{q} et gradient de température est linéaire :

$$\underline{q} = -K_T \operatorname{grad} T$$
 (4)

	Champ proche		Champ lointain	
Jour	 Chargement mécanique rapide (creusement) 	(HM)		
Mois	Réponse mécanique <i>différée</i> Paroxysme thermique	(HM) (THM)		
Année	• Diffusions	(TH)	Chargement mécanique	(HM)
Siècle			Chargement thermique	(THM)
Millénaire	Corrosion, transport	(HC)	• Diffusions	(TH)
10 ^p années	-id-		Migration des radioéléments	(HC)
TEMPS				

A.2 Les équations de base du problème THM

Nous rappelons dans cette annexe les équations complètes du problème THM le plus simple, c'est-àdire celui correspondant au comportement élastique linéaire d'un matériau homogène et isotrope avec écoulement obéissant à la loi de Darcy et diffusion thermique de Fourier (Biot, 1941; Coussy, 1991).

En thermo-poro-élasticité, les variables d'état sont :

≝ tenseur des déformations;

m apport de masse fluide par unité de volume; τ variation de température.

Les variables duales sont respectivement, le tenseur des contraintes $\underline{\circ}$, la pression du fluide p et l'entropie S.

Équation de diffusion du fluide

La loi de Darcy pour un matériau isotrope propose une correspondance linéaire entre le vecteur courant de masse fluide <u>M</u> et le vecteur gradient de pression :

$$\frac{1}{\rho_{\rm fl}^0} \underline{M} = -k \,\underline{\text{grad}} \,p \tag{1}$$

Si l'on appelle r la production volumique de chaleur, l'équation thermique s'écrit :

$$\Gamma_0 S = T_0 S_m^0 m + r - \operatorname{div} q$$
(5)

(S^o_m: entropie massique initiale du fluide)

de sorte que l'équation de la chaleur (porter (4) dans (5)) s'écrit :

$$T_0 \stackrel{\circ}{S} - T_0 \stackrel{\circ}{S} \stackrel{\circ}{m} \stackrel{\circ}{m} = K_T \Delta T + r \tag{6}$$

Équation d'équilibre

En l'absence de force de masse, l'équilibre mécanique s'écrit:

$$\underline{\operatorname{div}} \underline{\sigma} = 0$$
 (7)

où ⊆ est le tenseur des contraintes.

Loi de comportement

Pour un milieu isotrope avec un état initial naturel, il suffit de sept paramètres indépendants pour établir une relation linéaire entre $\underline{\sigma}$, p, S d'une part et $\underline{\varepsilon}$, m, τ d'autre part ($\tau = T - T_o$):

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 74 1¢ trimestre 1996

avec:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \lambda \left(\mathrm{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} \right) \underline{1} + 2\mu \underline{\underline{\varepsilon}} - \frac{\mathrm{bM}}{\rho_0^{\mathrm{fi}}} \,\mathrm{m} \underline{1} - 3\alpha \mathrm{K} \tau \underline{1} \tag{8}$$

$$p = M \left(-b \text{ tr } \underline{\varepsilon} + \frac{1}{\rho_0^0} m\right) + 3\alpha_m M\tau$$
(9)

$$S = m S_m^0 + 3\alpha_0 K_0 \operatorname{tr}(\underline{\varepsilon}) - 3\alpha_m p + \frac{C_{\varepsilon}^0}{T_0} \tau \qquad (10)$$

Les sept paramètres indépendants sont, par exemple : λ , μ coefficients de Lamé non drainés ;

b, M paramètres de Biot;

 α coefficient de dilatation linéique non drainé; α_{c} coefficient de dilatation linéique drainé;

C_ε^o chaleur volumique drainée à déformation constante. Les autres paramètres intervenant dans les équations (8) à (10) se déduisent des sept précédents grâce aux formules suivantes :

$$3K_0 = 3\lambda_0 + 2\mu \quad 3K = 3\lambda + 2\mu \quad K_0 = K - b^2 M$$
 (11)

$$\alpha K - \alpha_0 K_0 = \alpha_m b M \tag{12}$$

Équations de couplage

Le report des équations de comportement (8) et (9) respectivement dans les équations de diffusion (3) et (6), permet d'écrire les deux équations couplées fondamentales de notre problème linéarisé :

$$k \Delta p = \frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} - 3\alpha_m \frac{\partial \tau}{\partial t} + b \frac{\partial}{\partial t} (tr\underline{\epsilon})$$
(13)

$$K_{T} \Delta \tau = C_{\varepsilon}^{0} \frac{\partial \tau}{\partial t} - 3\alpha_{m} T_{0} \frac{\partial p}{\partial t} + 3\alpha_{0} K_{0} T_{0} \frac{\partial}{\partial t} (tr \underline{\varepsilon}) - r \quad (14)$$

Ces équations ont la forme d'équations de diffusion simple (du type $\frac{\partial X}{\partial t} = k \Delta X$ où k est la diffusivité et Δ symbolise le laplacien) avec des termes de couplage supplémentaires.

Rappelons que dans notre cas, les termes de couplage dans l'équation thermique (14) sont négligeables.

Calcul des diffusivités

Il est possible d'établir à partir de (13) et (14) des équations de diffusion simples portant respectivement sur Δp et $\Delta \tau$. Pour cela suivons le raisonnement suivant :

* En tenant compte des identités mathématiques suivantes (ζ est le déplacement):

$$\frac{\operatorname{div}}{\operatorname{div}} (\operatorname{gr}\underline{a}\operatorname{d}\underline{\zeta}) = \operatorname{grad} (\operatorname{div}\underline{\zeta}) - \operatorname{rot} (\operatorname{rot} \underline{\zeta}),$$
$$\underline{\operatorname{div}} ({}^{\operatorname{t}}\operatorname{gr}\underline{a}\operatorname{d}\underline{\zeta}) = \operatorname{grad} (\operatorname{div}\underline{\zeta}),$$

le report de la relation de comportement (8) dans l'équation d'équilibre (7), permet d'écrire :

$$(3\lambda+2\mu) \ \underline{\operatorname{grad}}(\operatorname{tr}\underline{\underline{\varepsilon}}) - \mu \ \underline{\operatorname{rot}} \ (\underline{\operatorname{rot}}\underline{\zeta}) - \underline{\operatorname{grad}}\left(\frac{bM}{\rho_{\mathrm{fl}}^0 g} m + 3\alpha K\tau\right) = 0$$

On peut remplacer la variable m dans cette dernière équation par p grâce à (9). Il vient *l'équation de Navier* (utiliser également, pour simplifier, les relations (11) et (12) entre les paramètres):

$$(\lambda_0 + 2\mu)$$
 grad $(\text{tr } \epsilon) - \mu \text{ rot} (\text{rot } \zeta) - \text{grad} (\text{bp} + 3\alpha_0 K_0 \tau) = 0$ (15)

* De façon à éliminer le rotationnel dans (15), il suffit de prendre la divergence de cette équation. On obtient facilement:

$$\Delta((\lambda_0 + 2\mu) \operatorname{tr} \underline{\varepsilon} - \operatorname{bp} - 3\alpha_0 \operatorname{K}_0 \tau) = 0$$
(16)

On a ainsi établi une relation linéaire entre les laplaciens de tr $\underline{\epsilon}$, p et $\tau.$

* tr $\underline{\underline{\varepsilon}}$ intervient dans les deux équations de diffusion (13) et (14). Pour éliminer ces termes grâce à (16) et obtenir ainsi deux équations couplées portant sur les deux inconnues p et τ seulement, il suffit de prendre le laplacien des équations (13) et (14).

On trouve :

$$\begin{pmatrix} d_{m} & \frac{\beta}{k} \\ \frac{\beta T_{0}}{K_{T}} & d_{s} \end{pmatrix} \frac{\partial}{\partial t} \begin{pmatrix} \Delta p \\ \Delta \tau \end{pmatrix} = \Delta \begin{pmatrix} \Delta p \\ \Delta \tau \end{pmatrix}$$
(17)

où l'on a posé, comme Dangla, 1994 :

$$d_{m} = \frac{1}{k} \left(\frac{1}{M} + \frac{b^{2}}{\lambda_{0} + 2\mu} \right) d_{s} = \frac{T_{0}}{K_{T}} \left(\frac{C_{\varepsilon}^{0}}{T_{0}} + \frac{9(\alpha_{0}K_{0})^{2}}{\lambda_{0} + 2\mu} \right) \beta = 3 \left(\frac{b\alpha_{0}K_{0}}{\lambda_{0} + 2\mu} - \alpha_{m} \right) (18)$$

Dans (17), on a supposé, pour simplifier les calculs, que $\Delta r = 0$.

Le coefficient de couplage β s'écrit également :

$$\beta = \frac{3\alpha_0 K_0}{b} k(1-\chi) d_m \tag{19}$$

avec:

$$\chi = \frac{\alpha K}{\alpha_0 K_0} \frac{\lambda_0 + 2\mu}{\lambda + 2\mu}$$
(20)

Le paramètre adimensionnel χ , qui «mesure» l'écart entre comportement drainé et comportement non drainé, a été introduit par Giraud, 1993 (voir aussi Giraud et Rousset, 1995).

Il permet de quantifier les couplages THM dans un milieu poreux sous l'effet d'un chargement purement thermique.

On trouvera dans les deux références citées plus haut des valeurs typiques de χ pour plusieurs géomatériaux poreux.

Pour les argiles profondes en particulier on passe de $\chi = 1$ (c'est-à-dire $\beta = 0$) qui correspond en fait à un milieu monophasique, à des valeurs de l'ordre de 10 pour les argiles plastiques, comme l'argile de Boom, pour lesquelles les couplages sont très importants.

(17) apparaît comme un système de diffusion couplé portant sur les variables Δp et $\Delta \tau$ de la forme :

$$\frac{\partial}{\partial \tau} \begin{pmatrix} \Delta p \\ \Delta \tau \end{pmatrix} = \underline{\underline{A}}, \ \Delta \begin{pmatrix} \Delta p \\ \Delta \tau \end{pmatrix}$$
(21)

avec:

$$\underline{\underline{A}}^{-1} = \begin{pmatrix} d_m & \underline{\underline{\beta}} \\ \underline{\underline{\beta}} T_0 & \underline{d}_s \end{pmatrix}$$
(22)

Nous appellerons les valeurs propres de la matrice de diffusion \underline{A} qui apparaît dans (19), les *coefficients de diffusion* du problème.

Dans notre cas précis, les valeurs numériques du tableau de la figure 12 confirment que dans la deuxième équation du système (17), le terme $\frac{\beta T_0}{K_T} \frac{\partial}{\partial t} \Delta p$ peut être

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQ Nº négligé et que dans l'expression d_s donnée en (18) sous forme d'une somme, le premier terme de la somme est prépondérant devant le second.

Ainsi, le problème thermique est découplé en pratique et l'on écrit :

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} = k_T \Delta \tau$$
 (23)

où,

$$k_{T} = \frac{1}{d_{s}} = \frac{K_{T}}{C_{\epsilon}^{0}}$$
(24)

est la diffusion thermique du problème posé.

Par abus de langage, on appellera diffusion hydraulique, et l'on notera k_h la deuxième valeur propre de $\underline{\underline{A}}$

Application à l'argile de Boom

Grâce aux données du tableau de la figure 12, pour l'argile de Boom, on trouve les valeurs de diffusion suivantes :

$k_T = 6.10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ $k_h = 0.7.10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

Les temps caractéristiques des diffusions hydraulique et thermique, pour un problème donné de dimension caractéristique a, sont donc :

$$\tau_{\rm T} = \frac{a^2}{k_{\rm T}} \ \tau_{\rm h} = \frac{a^2}{k_{\rm h}}$$

Le tableau suivant permet de retrouver les ordres de grandeurs des durées des phénomènes de diffusion données dans le texte.

Constantes de temps des phénomènes de diffusion

Problème	а	τ	τ
Éprouvette	0,1 m	5 heures	40 heures
Champ proche	1 m	20 jours	160 jours
Champ lointain	10 m	5 ans	40 ans

Bibliographie

- Beaufays R., De Bruyn D., Moerkene K. Mine-by-test : a long term monitoring programme around an underground structure in Boom Clay, CEC report, Nuclear Science and Technology, EUR 15719 EN, 1994.
- Bernaud D., Rousset G. L'essai de soutènement à convergence contrôlée : résultats et modélisation. Int. Symp. Hard Soils – Soft rocks, Athens, 1993.
- Biot M.A. General theory of three-dimensional consolidation. J. of App. Physics, 12, 1941, pp. 155-164.
- Coussy O. Mécanique des milieux poreux, Éditions Technip, Paris, 1991.
- Dangla P. Analyse dimensionnelle, École de mécanique des milieux poreux, Aussois, distribué par le Comité Français de Mécanique des Roches, BRGM, 45060 Orléans, 1994.
- Djéran I. Diffusions thermique et hydraulíque dans une argile soumise à un champ de température, thèse ENPC, Paris, 1991.
- Djéran I., Rousset G. Contribution à l'étude des couplages thermo-hydromécaniques dans les argiles, 7th International Congress on Rock Mechanics, Aachen Germany, 16-21 sept. 1991.
- Giraud A. Couplages Thermo-Hydro-Mécaniques dans les milieux poreux peu perméables : application aux argiles profondes, Thèse ENPC, Paris, 1993.

- Giraud A., Picard J.-M., Rousset G. Time dependant behavior of tunnels excavated in porous rock mass. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abs., vol. 30, n° 7, 1993, pp. 1453-1459.
- Giraud A., Rousset G. Thermoelastic and thermoplastic response of a porous space submitted to a decaying heat source. Int. J. for Num. and Anal. Methods in Geomechanics, vol. 19, 1995, pp. 475-495.
- Giraud A., Rousset G. Consolidation around a volumic spherical decaying heat source. Int. J. of Thermal Stresses. vol. 18, 1995, p. 513-536.
 Horseman S.T., Winter M.G., Entwistle
- Horseman S.T., Winter M.G., Entwistle D.C. – Geotechnical characterization of Boom clay in relation to the disposal of radioactive waste, CEC report, Nuclear Science and Technologie, EUR 10987 EN, 1987.
- Hueckel T., Baldi G. Thermoplasticity of saturated clays: Experimental constitutive study. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 116, 1990, n° 12.
- Hueckel T., Borsetto M., Peano A. Modelling of coupled thermo-elastoplastichydraulic response of clays subjected to nuclear waste heat, Numerical methods for transcient and coupled problems, John Willey and sons Ltd, 1987.
- Ould Amy M., Rousset G. Modélisation numérique en thermo-poro-élastoplas-

ticité d'un stockage souterrain de déchets radioactifs en milieu argileux saturé. Application au calcul du champ lointain. *Revue Française de Géotechnique*, n° 69, 1994, pp. 11-30.

- Picard J.-M., Bazargan B., Rousset G. Essais thermo-hydro-mécaniques dans une argile profonde, CEC report, Nuclear Science and Technology, EUR 15482 FR, 1994.
- Picard J.-M. Écrouissage thermique des argiles saturées: application au stockage de déchets radioactifs, thèse ENPC, Paris, 1995.
- Rousset G. Comportement mécanique des argiles profondes, Thèse ENPC, Paris, 1988.
- Rousset G., Bazargan B., Ouvry J.-F., Bouilleau M. – Étude du comportement différé des argiles profondes, CEC report, Nuclear Science and Technology, EUR 14438 FR, 1988.
- Wong H. Comportement des galeries souterraines soumises à un chargement thermique, Thèse ENPC, Paris, 1994.
- Wong H., Rousset G. Tunnels profonds soumis à un chargement thermique. *Revue Française de Géotechnique*, n° 67, 1994, pp. 13-32.
- Wong H., Rousset G. Thermoplastic behaviour of deep tunnels. Int. J. Thermal Stresses, vol. 17, 1994, n°3.

Concentration du fluage avec le temps

Résumé

Prof. George TER-STEPANIAN

(Dr. Sc. Eng.) Membre Correspondant de l'Académie Sciences d'Arménie Le sol dans le domaine du fluage montre différents comportements rhéologiques sous des niveaux moyens ou hauts de contrainte de cisaillement. Pour des contraintes de cisaillement moyennes après quelques dizaines de jours de fluage à vitesse décroissante, la vitesse de fluage croît pendant quelques centaines de jours, puis elle décélère à nouveau jusqu'à ce qu'il se produise une stabilisation. Pour des contraintes de cisaillement hautes, le fluage commence par décélérer pendant quelques dizaines de jours puis il accélère sans cesse jusqu'à la rupture complète, ce qui parfois peut prendre plusieurs années. Ainsi la frontière entre les zones de contraintes moyennes et hautes divise le sol en deux domaines qui se développent dans différentes directions. Il en résulte qu'une concentration du fluage avec le temps se produit, les grandes zones de fluage se transformant en bandes étroites, qui se rattachent aux surfaces de glissement potentielles et la rupture peut se produire après une longue durée.

Creep concentration with time



The soil in the creep zone shows different rheological behavior at medium and high shear stress levels. At medium shear stresses, after several tens of days of decelerating creep, the creep rate increases during several hundreds of days, then the creep rate decelerates again and the soil comes to stabilization. At high shear stresses the creep first decelerates during several tens of days, then it accelerates incessantly up to total rupture, which may need sometimes years. Therefore the boundary between the medium and high shear stress zones divides the soil body into two parts developing into different directions. As a result the creep concentration with time occurs, the wide creep zones transform into narrow strips, attached to the potential surfaces of sliding and the rupture may take place after long time.



Considérations théoriques

La conception traditionnelle des sols considérés comme des corps quasi solides

D'après les principes de la mécanique des sols, le sol est considéré comme un corps quasi solide où les contraintes et les déformations sont des fonctions différentiables et continues des coordonnées de l'espace et du temps, ce qui signifie qu'elles obéissent aux conditions de continuité ou de déformations simultanées (Goldstein, 1979). Les déformations du sol au cours des variations de l'état de contrainte ou du temps sont des processus déterministes non-linéaires qui s'expriment par des courbes régulières. La déformation de tels corps se produit à un seul niveau.

Ces hypothèses rendent possible d'appliquer à la mécanique des sols les méthodes mathématiques bien développées utilisées en mécanique des milieux continus : théories de l'élasticité, de la plasticité, du fluage. Les résultats d'une telle approche sont les solutions déterministes bien connues où les relations entre les contraintes, les déformations et le temps sont exprimées par des fonctions exponentielles ou puissances. Une conséquence de cette approche est que les acquisitions dans le domaine de la science des sols qui ont trait à la texture et à la structure, obtenues par les méthodes modernes d'analyse comme la microscopie électronique, l'analyse aux rayons X, l'étude des liaisons magnétiques, l'analyse thermique des minéraux et autres, restent sans relation avec les conceptions considérées en mécanique des sols.

Le résultat de l'interprétation du comportement du sol comme celui d'un corps quasi solide est la présentation traditionnelle bien connue des phénomènes de fluage lorsque les contraintes dépassent le seuil de fluage, composée de trois parties : le fluage primaire (à vitesse de déformation décroissante), le fluage secondaire (ou à vitesse constante), le fluage tertiaire (à vitesse croissante).

On suppose que le fluage secondaire peut se transformer en fluage décéléré ou en fluage accéléré. Si le fluage s'accélère, cela se terminera tôt ou tard par une rupture. D'après le point de vue traditionnel « La rupture peut être définie comme le point sur la courbe de fluage à partir duquel la vitesse de déformation commence à croître, c'est-à-dire où l'accélération de la déformation devient positive (%) » (Schmid, 1962). Ces points sont marqués par des cercles noirs sur la fig. 1.

Une très importante conclusion est issue de cet énoncé ; il nous oblige à limiter les contraintes de cisaillement admissible au point où l'on n'observe pas d'accélération de la déformation car il existerait alors le danger que si la vitesse de fluage se mettait à croître le sol se romprait inévitablement en fonction du temps.

Deux suppositions erronées sont faites avec une telle conclusion :

(1) La durée des essais normaux de fluage est suffisante pour être certain que le fluage secondaire se transforme en un fluage accéléré conduisant à la rupture ou au contraire en un fluage avec stabilisation. Ainsi, les résultats des essais à court terme sont surestimés puisque la transition de l'accélération ne peut pas être obtenue par des essais de courte durée.

(2) La transition vers l'accélération signifie que le processus de fluage va se terminer par la rupture ; c'est faux car pour des contraintes de cisaillement moyennes la phase d'accélération est suivie par une phase de stabilisation qui survient plusieurs centaines de jours après l'application des contraintes de cisaillement et ainsi l'utilisation du critère d'accélération rend sousestimés les résultats des essais de fluage. On vérifiera plus loin que cet énoncé est correct.

Ces deux sources d'erreur agissant en sens contraire se compensent partiellement l'une l'autre et la réponse peut être acceptable. Mais c'est une question de chance. Pour des combinaisons défavorables de ces erreurs, les résultats peuvent s'écarter matériellement de la réalité et la force portante du sol peut aussi bien être sous-estimée – ce qui conduit à des décisions



qui ne sont pas économiques – ou surestimée – ce qui conduits à des projets qui ne sont pas en sécurité ou même à haut risque.

Le modèle largement répandu de Bingham pour les corps rhéologiques est basé sur la relation linéaire trouvée empiriquement entre la contrainte de cisaillement et la vitesse du fluage secondaire. En général, chaque essai de fluage en cisaillement commence par des vitesses de déformation qui diminuent en fonction du temps et se termine presque par une ligne droite (voir par exemple la fig. 10). Mais cela n'a rien à voir avec le fluage secondaire. La même partie de la courbe de fluage, qui ressemble à une ligne droite dans une échelle de temps particulière apparaît effectivement courbe dans une échelle de temps plus petite. Bishop (1966) a montré l'absence de fluage secondaire d'où il suit que le modèle de Bingham n'est pas utilisable pour les sols. Cependant malgré cela ce modèle défectueux continue à être utilisé.

On ne doit pas oublier que Bingham a étudié le pouvoir couvrant des couleurs à l'huile et ne s'occupait pas des sols. L'emploi d'un modèle inadéquat pour le sol a un résultat matériel négatif c'est-à-dire que très peu d'information peuvent être obtenues par les essais de fluage. Dans l'état actuel, la recherche d'amélioration de la précision disponible des mesures n'a pas grand sens ; la précision disponible des mesures n'est même pas utilisée complètement pour obtenir des informations relatives au comportement rhéologique des sols. C'est pourquoi les résultats des essais de fluage sont représentés généralement à petite échelle.

Les résultats d'un essai de fluage drainé au cours du cisaillement, pendant les cinquante-deux premiers jours sont donnés sur la figure 2 comme une illustration de l'état du problème. Il semble que la dispersion des points du graphique montre que cela provient de mesures très grossières visibles à grande échelle. Cependant les erreurs de mesures étaient la moitié du rayon des cercles représentatifs, et la dispersion des points n'avait rien à voir avec l'imprécision des mesures. Cette affirmation sera vérifiée plus loin. Il en résulte que les progrès dans l'analyse du fluage du sol ne sont pas tant un problème technologique qu'un problème conceptuel. Ce problème peut être formulé par les questions suivantes :

(1) Le fluage est-il un phénomène déterministe ?

(2) Quelle est la nature du fluage secondaire décrite par quelques auteurs ?

(3) La transition vers le fluage accéléré signifie-t-elle ou non que la résistance limite au cisaillement a été atteinte et que le sol va inévitablement se rompre ?

(4) Qu'est-ce que la résistance limite des sols ?

(5) Quel est le comportement des sols lorsqu'une contrainte de cisaillement est appliquée pendant une très longue période ?

1.2

Quatre niveaux de déformations et quatre phases de fluage

Les sols sont des systèmes dispersés complexes dans lesquels la résistance des liaisons entre les particules est considérablement moindre que celle des particules elles-mêmes.

La déformation des sols sous l'action de petites contraintes, comme celles qui s'exercent sous les fondations ou lors de la construction des barrages consiste essentiellement dans le changement de forme et de dimension des vides du sol et dans un moindre degré du changement de forme des particules elles-mêmes. Le changement de volume des particules est très petit et peut être négligé. Il en résulte que l'analyse de la déformation du sol mène à l'analyse des structures du sol.

La structure du sol, au sens rhéologique est déterminée par l'arrangement mutuel des particules dans l'espace, par la position des contacts entre les particules et par la grandeur et la direction des forces élémentaires agissant aux points de contact, assurant ainsi l'existence de liaisons stables. Les phénomènes de déformation dans un tel système passent par quatre niveaux : moléculaire, des particules, structurel et des agrégats. La déformation des sols est un exemple d'auto-organisation de la matière. 1.2.1

Le niveau moléculaire de la déformation du sol

La déformation au niveau moléculaire consiste en un déplacement mutuel des unités d'écoulements lorsque les barrières d'énergie sont surmontées. Ce phénomène déterministe se produit avec une vitesse constante $\dot{\gamma}$ décrites par l'équation bien connue d'Eyring-Mitchell (Mitchell 1964, 1993) :

$$\dot{\gamma} = X \frac{kT}{h} \exp\left(\frac{-E}{R_0 T}\right) \exp\left(\frac{\lambda f_0}{2 kT}\right)$$
(1)

où X est un coefficient de proportionnalité ; k est la constante de Boltzman k = 1,38.10⁻²³ J.°K⁻¹ ; h est la constante de Planck h = 6,624.10⁻³⁴ J.s⁻¹ ; T est la température absolue, °K ; R₀ est la constante universelle des gaz parfaits, R₀ = 8,3144 J.°K⁻¹ mol⁻¹ ; λ est la distance qui sépare deux positions d'équilibre successives ; E est l'énergie libre d'activation ; f₀ est la force moyenne agissant sur chaque unité d'écoulement.

La valeur de f_0 dans l'équation (1) n'est pas une caractéristique de la contrainte tangentielle appliquée ; c'est une quantité constante pour une structure de sol donnée.

La vitesse de fluage au niveau moléculaire pour chaque structure de sol est constante.

Le niveau des particules de la déformation du sol

La déformation au niveau des particules consiste en un déplacement mutuel des particules reliées à l'initiation et la rupture des liaisons entre elles, ce qui se produit sans changement appréciable de l'arrangement mutuel des particules. La part principale de ce phénomène répond à des facteurs qui sont reliés à la dispersion des sols, à la déformabilité, à la durée de vie des liaisons faibles entre les particules et au niveau de la contrainte de cisaillement.

Le rôle de ces facteurs est exprimé par différentes valeurs du coefficient X dans l'équation (1). Il a été montré antérieurement (Ter-Stepanian, 1975) que le coefficient X est directement proportionnel à la déformabilité F/R et au surplus du niveau de contrainte de cisaillement τ au-dessus de la valeur limite de fluage τ_p . Il dépend aussi de la valeur moyenne de la durée de vie L des liaisons aux contacts entre les particules.

La nature et le rôle de ces deux premiers facteurs sont clairs. La déformabilité du sol F/R est le rapport entre la somme vectorielle des composantes tangentielles f des forces élémentaires agissant entre les particules aux points de contacts sur la surface potentielle de rupture et celle des composantes normales r agissant sur la même surface, F/R = $\Sigma f / \Sigma r$. Les forces tangentielles rendent la structure du sol plus déformable, tandis que les forces normales la rendent moins déformable. Leur rapport est une caractéristique de la déformabilité du sol. La dépendance de la vitesse de fluage à la valeur ($\tau - \tau_p$) provient du concept de comportement viscoplastique des sols.

La nature et le rôle de la durée de vie de la liaison aux points de contact sont plus embrouillés. Bjerrum (1973) déclare que « si la contrainte de cisaillement est petite la durée de vie sera longue, peut-être des centaines ou des milliers d'années ; si la contrainte de cisaillement est grande, la durée de vie sera courte, peut-être seulement des minutes ou des jours ». Il est remarquable que la durée de vie des liaisons peut différer par neuf ou dix ordres de grandeur. Ainsi plus le niveau de la contrainte est haut, plus la durée de vie des liaisons est courte et plus le fluage est rapide, et vice versa. On peut admettre que la durée de vie L des liaisons et la vitesse de fluage $\dot{\gamma}$ sont reliées par une relation inverse de proportionnalité et par conséquent on peut écrire :

$$X = K \frac{F}{R} \frac{\tau - \tau_{p}}{\zeta L}$$
⁽²⁾

où K est un coefficient de proportionnalité ayant la dimension d'un temps et ζ est la viscosité statique du sol avec la dimension d'une contrainte [ML⁻¹ T⁻²].

Il est naturel de suggérer que la durée de vie moyenne des liaisons dépend de la direction de l'évolution de la structure du sol et de l'âge de l'application de la contrainte. L'évolution des structures peut conduire soit à une mobilisation des réserves de résistance au cisaillement, soit à une accélération de la déformation, soit à sa stabilisation avec le temps ou soit mené à une rupture totale. Toutes ces possibilités sont réelles. On distingue ainsi quatre phases de fluage correspondantes.

Tous les essais de fluage des sols commencent par la mobilisation des réserves de résistance au cisaillement ; c'est la *phase de mobilisation*. Pendant cette phase il se produit une orientation des particules, le nombre des points de contact entre les surfaces plates des particules en écailles d'argile augmente, la structure du sol devient plus régulière, les forces élémentaires à chaque contact sont plus petites et par conséquent la vitesse de fluage diminue. La vitesse de fluage diminue proportionnellement au temps :

$$\dot{\gamma} = a \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \frac{1}{t}$$
(3)

où a est le coefficient de structure.

$$a = K \frac{F}{R} \frac{kT}{h} \exp\left(\frac{-E}{R_0 T}\right) \exp\left(\frac{\lambda f_0}{2 k T}\right)$$
(4)

En intégrant l'équation (3), on obtient une équation logarithmique pour la déformation de fluage pour chaque structure dans la phase de mobilisation :

$$\gamma = \gamma_0 + a \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \ln \frac{t + \Delta t}{\Delta t}$$
(5)

où Δt est un petit intervalle de temps égal à une unité, par exemple une seconde, introduit pour une meilleure interprétation mathématique et γ_0 est l'intersection de l'axe des γ et de la ligne logarithmique.

La phase de mobilisation se développe pendant plusieurs dizaines de jours. La déformation correspondant au minimum de vitesse de fluage est appelée *la limite de mobilisation* M et le temps écoulé depuis l'application de la contrainte de cisaillement est appelé *le temps de mobilisation* t_m .

Après la limite de mobilisation, le fluage au niveau des particules continue différemment en dépendance de la valeur des contraintes de cisaillement. Sous des conditions de cisaillement bas, le processus de mobilisation de la résistance au cisaillement se transforme progressivement en stabilisation, ce qui se produit au cours d'une longue période de temps. Ainsi pour des contraintes de cisaillement basses, il existe seulement une phase de mobilisation-stabilisation. Les équations (3) et (4) pour la vitesse de fluage et pour la déformation de fluage sont toujours valables.

Sous des contraintes de cisaillement moyennes après la limite de mobilisation, la désorientation des particules en écailles commence, la durée de vie moyenne des liaisons décroît, et une accélération du fluage se produit. Pendant la *phase d'accélération* la vitesse de fluage est :

$$\dot{\gamma} = a \frac{\tau - \tau_p}{\zeta t_m^2} t \qquad (6)$$

En intégrant cette équation, on obtient une équation quadratique pour la déformation de fluage dans la phase d'accélération :

$$\gamma = \gamma_0 + a \frac{\tau - \tau_p}{2 \zeta t_m^2} t^2$$
(7)

où γ_0 est l'intersection de l'axe des γ par la parabole.

Cependant ce n'est pas tout. La vitesse de fluage augmente jusqu'à un maximum et après cela elle décroît de nouveau. La déformation correspondant au maximum de la vitesse de fluage est appelée *la limite de stabilisation S*, et le temps passé *le temps de stabilisation* t_s. Cet intervalle de temps est assez long, de l'ordre de quelques centaines de jours. Après la limite de stabilisation le fluage décéléré reprend et il peut continuer à se produire pendant des années. Cette phase est appelée *la phase de stabilisation*. Comme cette phase est physiquement en analogie avec la phase de mobilisation elle est décrite par les mêmes équations (3) et (5).

Sous des contraintes de cisaillement hautes, après la limite de mobilisation, la rupture des structures du sol et l'accélération du fluage commencent et se terminent par la rupture totale du sol. Ce mécanisme se distingue de l'accélération observée sous des contraintes de cisaillement moyennes ; des changements plus profonds se produisent dans la structure du sol. Ceci est appelé la phase de rupture. La vitesse de fluage dans *la phase de rupture* pour chaque structure est uniforme et égale à :

$$\dot{\gamma} = a \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \frac{t_1}{t_m^2}$$
(8)

où t, est le temps de formation d'une structure donnée.

En intégrant cette équation, on obtient l'équation linéaire de la déformation de fluage pendant la phase de rupture :

$$\gamma = \gamma_0 + a \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \frac{t_1}{t_m^2} t$$
(9)

où γ_0 est l'intersection de l'axe des γ avec la ligne droite représentative.

La vitesse de fluage aux niveaux moléculaire et des particules est déterministe.

1.2.3

Le niveau structural de la déformation du sol

C'est une caractéristique des sols que la déformation de fluage et la vitesse de fluage sont liées par une relation définie. La nature de cette dépendance n'est pas complètement comprise pour le moment, mais son existence a été prouvée par tous nos essais sans exception ; elle est définie par des tendances de développement conditionnées par la causalité. Cette relation est exprimée par *les courbes intrinsèques*.

Ainsi une contradiction apparaît puisque le fluage, pour chaque structure de sol ne peut seulement se produire qu'en suivant les équations (3-9) et donc le déroulement intrinsèque nécessaire du phénomène ne peut être assuré depuis le début jusqu'à la fin. Cette contradiction est résolue de la façon suivante. Le phénomène de fluage pour chaque structure de sol se produit en accord avec ces équations mais quand l'écart par rapport au déroulement nécessaire dépasse une certaine quantité, la structure du sol devient inadéquate. Alors une réorganisation de la structure comme par un saut (RSS) se produit, et le phénomène reprend son propre cours en accord avec le principe de Le Chatelier qui s'énonce : le système tend vers des changements tels qu'ils minimisent l'action des forces extérieures.

Lorsque cela se produit le réarrangement structural des particules de sol et des points de contacts entre elles change brusquement, l'amplitude et la direction des forces élémentaires qui agissent aux points de contact sont modifiées et en conséquence la déformabilité du sol change aussi. Toutes ces quantités changent au hasard. Une nouvelle structure de sol est formée, la vitesse de fluage fait un saut et le fluage continue aux niveaux moléculaire et des particules avec une nouvelle valeur du coefficient a. Alors le RSS n'est plus un phénomène arbitraire hors de propos mais un moyen de régulation des mécanismes de fluage.

La déformation du sol au niveau structural est un processus stochastique.

1.2.4

La déformation du sol au niveau des agrégats

Les valeurs probabilistiques des caractéristiques mécaniques des structures de sol qui se produisent comme le résultat des RSS ne doivent pas être interprétées comme s'il existait un chaos d'accidents incontrôlés et que les régularités engendrées par le rapport de causalité étaient niées. Elles doivent être considérées comme des causalités montrant des tendances au développement et non comme le signe d'une clarté précise et sans ambiguïté des résultats. La probabilité d'atteindre des quantités fortuites doit plutôt être comprise comme une certaine érosion de leur valeur décrite par des intervalles plus ou moins étroits.

Quatre domaines de valeurs des niveaux de contrainte de cisaillement

Le comportement rhéologique des sols dépend à la fois des contraintes de cisaillement et des contraintes normales. Pour la clarté de la présentation on va exa-

miner d'abord la dépendance de la déformation de fluage des contraintes de cisaillement en supposant les contraintes normales constantes. L'influence des contraintes normales sera prise en considération ultérieurement.

Quatre domaines de niveau de contrainte de cisaillement peuvent être distingués en dépendance des comportements qualitativement différents des sols (fig. 3).

Le domaine des très basses contraintes de cisaillement

Les très basses contraintes de cisaillement $(0 < \tau < \tau_0)$ sont trop petites pour produire des déformations à long terme de cisaillement. τ_0 est appelée la *limite de rigidité*. Terzaghi (1931) l'a appelée « point d'écoulement » ou « résistance de liaison » ; il a indiqué que sous l'influence d'une contrainte d'intensité croissante le point d'écoulement est obtenu dès que la contrainte atteint la résistance des liaisons engendrées par la partie solide du film d'eau absorbée.

Le graphique de la déformation de cisaillement en



FIG.3 Interprétation proposée des courbes de fluage.

A - Absence de fluage sous des contraintes de cisaillement très basses. B - Une seule phase de fluage séculaire sous contraintes de cisaillement basses (KU phase de mobilisation-stabilisation). C - Fluage à trois phases sous contraintes de cisaillement moyennes (KM phase de mobilisation, MS phase d'accélération et SU phase de stabilisation). D - Fluage à deux phases sous contraintes de cisaillement hautes (KM phase de mobilisation et MF phase de rupture). Proposed interpretation of creep curves : A - absence of creep at very low shear stresses ; B - one phase of secular creep at low shear stresses (mobilization-stabilization phase KU); C - three phases of creep at medium shear stresses (mobilization phase KM, acceleration phase MS and stabilization phase SU); D - two phases of creep at high shear stresses (mobilization phase KM and rupture phase MF).

fonction du temps est une ligne droite A parallèle à l'axe des abscisses (Fig. 3). Comme dans les autres cas l'intersection de la courbe de fluage avec l'axe des ordonnées correspond à la déformation (élastique et inélastique) instantanée de cisaillement.

1.3.2

Le domaine des basses contraintes de cisaillement

Les basses contraintes de cisaillement ($\tau_0 < \tau < \tau_p$) sont capables de produire une légère déformation de cisaillement ralentissant avec le temps et détectable seulement par des mesures très précises ou par des observations à très long terme ; τ_p est appelée la *limite de fluage*. Pour des contraintes de cisaillement inférieures à cette limite le fluage a un caractère séculaire. Terzaghi (1931) a proposé le terme « résistance au cisaillement » car c'est la contrainte minimale pour provoquer une déformation de cisaillement active. Le mécanisme de fluage consiste en la seule phase de mobilisation-stabilisation : d'abord la résistance au cisaillement est mobilisée et ensuite la déformation de cisaillement est stabilisée. La convexité de la courbe de fluage B est tournée vers le haut (Fig. 3).

1.3.3

Le domaine des contraintes de cisaillement moyennes

Les contraintes de cisaillement moyennes ($\tau_p < \tau < \tau_q$) sont capables d'engendrer un fluage notable; τ_q est appelée la *limite de rupture*. Le phénomène de fluage comporte alors trois phases :

(a) la phase de mobilisation, quand la vitesse de déformation décroît progressivement et atteint un minimum à la limite de mobilisation M ;

(b) la phase d'accélération, quand la vitesse de fluage croît et atteint un maximum à la limite de stabilisation S ;

(c) la phase de stabilisation, quand la vitesse de fluage décroît à nouveau et la déformation après un long terme s'approche de sa valeur finale correspondant à la stabilisation totale du sol.

La décroissance de la vitesse de fluage après sa croissance au cours de la phase d'accélération a été observée pour la première fois par Bishop et Lovenbury (1969) ; ils ont appelé ce phénomène l'instabilité limitée.

La courbe de fluage C est composée de trois morceaux dont les convexités sont tournées alternativement vers le haut, puis vers le bas et enfin à nouveau vers le haut (Fig. 3).

1.3.4

Le domaine des hautes contraintes de cisaillement

Les hautes contraintes de cisaillement ($\tau_q < \tau < \tau_t$) sont capables de provoquer la rupture du sol ; τ_t est appelé *la résistance au cisaillement à long terme* du sol. Le phénomène de fluage comporte deux phases :

(a) la phase de mobilisation quand la vitesse de déformation de cisaillement décroît progressivement et atteint un minimum à la limite de mobilisation M ;

(b) la phase de rupture quand la vitesse de fluage croît sans cesse et mène le phénomène jusqu'à la rupture totale F.


La courbe de fluage D comporte deux parties dont la convexité est dirigée d'abord vers le haut, ensuite vers le bas.

On remarquera que si on prend pas un soin suffisant pour analyser avec précision la courbe de fluage, les sections entre les points 1 et 2 des courbes expérimentales C et D (Fig. 3) peuvent être considérées comme des segments de droites et on pourrait croire ainsi que l'existence d'un fluage secondaire ayant lieu à vitesse constante a été démontrée expérimentalement.

1.4

Coefficient de résistance au cisaillement mobilisée

L'application directe des critères qui viennent d'être décrits aux talus ou aux fondations est difficile parce que l'état de contraintes des massifs de sol est caractérisé par une grande différence des valeurs absolues des composantes normales et tangentielles des contraintes aux divers points du volume. Il est opportun toutefois d'utiliser au lieu de contraintes de cisaillement le concept moins variable de *coefficient de résistance au cisaillement mobilisée* (Fig. 4).

$$tg \ \theta = \frac{\tau}{\sigma_0 + \sigma'} \tag{10}$$

où $\sigma_{\rho} = c' \cot \phi'$ est une pression fictive équivalente à la cohésion effective, c' et ϕ' les paramètres de la résistance en cisaillement en terme de contraintes effectives $\tau_{r} = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$ et τ_{r} est la résistance maximale du sol (résistance de pic).

Le coefficient de résistance au cisaillement mobilisée tg θ est la tangente de l'angle d'obliquité, ou angle formé par la résultante des contraintes effectives totales, les contraintes internes inclues, avec le plan sur lequel ces contraintes agissent. De la même façon, la frontière entre les zones de fluage décéléré et accéléré est déterminée par la valeur du *coefficient de résistance au cisaillement mobilisée à la rupture :*

$$g \theta_{q} = \tau_{q} / (\sigma_{0} + \sigma')$$
(11)

1

Faits expérimentaux

Un ensemble d'essais drainés de fluage a été effectué avec un appareil de cisaillement annulaire sur des échantillons intacts d'une argile pliocène lacustre à diatomées surconsolidée, prélevée dans le tunnel de déviation du réservoir d'eau de Shamb à Sissian, Arménie, à des profondeurs de z = 40 et 76 m. La durée de quelques essais a été de plus de 2 300 jours, soit plus de six ans. Leurs caractéristiques sont indiquées dans le tableau. Vingt essais ont été menés en tout (N^{os} 12-31).



Tous les essais ont été considérés dans cette analyse, et aucun point expérimental n'a été omis.

TABLEAU 1			Va gé Si	aleu eote ssia	rs d chni n, A	es ca ques rmé	arac s de nie.	téris l'arç	tiqu Jile a	es à dia	tome	ées o	le
z m	p kg/m³	ρ _n kg/m ³	ρ _d kg/m³	w %	п %	е	S	W _L %	W _P %	I _p	tan q	c´ KPa	σ ₀ KPa
40 76	1500 1440	2410 2500	820 840	82,1 72,0	66,0 66,5	1,94 2,00	1,0 0,9	117,0 73,4	58,5 33,4	58,5 40,0	0,89 0,52	45 30	51 58

Les essais ont été effectués dans le laboratoire de géomécanique de l'Institut de Géologie de l'Académie des sciences d'Arménie à Erevan. Les essais ont été réalisés avec une précision extrême par Mme l'Ingénieur en chef Paitzar Mazedjan, actuellement à Paris.

Linéarisation des points expérimentaux

La linéarisation des points sur les graphiques avec des échelles fonctionnelles est une méthode aisée et convaincante pour déterminer les équations décrivant une collection donnée de points. La linéarisation des points appartenant à la même structure de sol sur un diagramme semi-logarithmique est la preuve la plus évidente et la plus claire que le phénomène de fluage pour chaque structure peut être représenté par une équation logarithmique ; d'une façon analogue la linéarisation des points sur un diagramme semi-quadratique ou arithmétique confirme la validité d'équations quadratiques ou linéaires. La linéarisation des points expérimentaux dans différents diagrammes est montrée dans les figures suivantes.

Les résultats de la première étape d'un essai effectué sous de hautes contraintes de cisaillement pendant les cinq premières minutes est représenté sur la fig. 5. La ligne A est la relation entre le temps et la déformation de cisaillement en échelle arithmétique ; elle apparaît comme une courbe régulière. Si on la reporte sur le diagramme semi-logarithmique B, la ligne A apparaît comme l'intersection de trois segments de droite ce qui montre que la ligne A est composée en réalité des morceaux de trois courbes logarithmiques. Les parties non utilisées de ces courbes sont indiquées en pointillés.

La figure 6 montre les résultats d'un essai effectué sous de hautes contraintes de cisaillement en échelle arithmétiques, la ligne A pour les trente premières minutes, la ligne B pour les cinq premières heures. Ces deux courbes sont à peu près lisses. Toutefois après avoir reporté les résultats des essais en échelle semilogarithmique C quatre lignes droites clairement définies peuvent être distinguées pour les structures de sol successives.

La figure 7 montre les résultats d'un essai effectué sous des contraintes de cisaillement moyennes pendant les cinquante-deux premiers jours. Le graphique montre le domaine au voisinage de la limite de mobilisation M. Le graphique A est dessiné avec une échelle arithmétique, le graphique B est semi-logarithmique et le graphique C est semi-quadratique. Les graphiques B et C confirment ce qui a été dit plus haut relativement aux changements des structures de sol.

La même collection de points expérimentaux a été présentée sur la figure 2 comme exemple de la dispersion des points expérimentaux, inexplicable par des erreurs de mesure. Il est évident d'après la figure 6 qu'après la séparation des structures de sol et la détermination de la limite de mobilisation M, la dispersion des points acquière une signification profonde. Cela démontre le caractère régulier de la déformation des structures de sol au cours de la durée de vie de chaque structure, alternant avec les réorganisations de cette structure par sauts (RSS).

Par le résultat de la linéarisation des points expérimentaux des courbes de fluage dégénèrent en lignes brisées dans des graphiques semi-logarithmiques et semi-quadratiques. La courbe dans le système de coordonnées (t, γ) est constituée par des morceaux de courbes logarithmiques ou de paraboles pour les structures successives.

Deux modes de linéarisation en échelle arithmétique ont été observés : une croissance régulière de la





vitesse de fluage pour les structures de sol successives (Fig. 8 et 11) et des oscillations de relaxation à longue période (Fig. 9). Ces modes de linéarisation peuvent être interchangés.

La transition angulaire d'une ligne droite vers l'autre dans tous ces cas démontre tout à fait distinctement que les réorganisations des structures du sol dans les moments de la RSS passe d'une courbe possible, – logarithmique, parabolique ou ligne droite – à la suivante en la recoupant.

2.2

Courbes complètes de fluage

Les résultats des essais de fluage sont présentés complètement en deux diagrammes sur les figures 10 et 11. Pour plus de clarté quelques points expérimentaux situés *exactement* sur les lignes n'ont pas été tracés sur ces graphiques.

Les résultats d'un essai effectué sous des contraintes de cisaillement moyennes sont montrés sur la figure 10. Les échelles et les courbes correspondantes sur les diagrammes sont notées par les lettres A à P. Le diagramme montre que 7 RSS (de L₇ à L₁) se sont produits au cours de la phase de mobilisation depuis le début K des observations jusqu'à la limite de mobilisation M (de cinq secondes à quarante-deux jours), 6 RSS (de Q₁ à Q₆) dans la phase d'accélération jusqu'à la limite de stabilisation S (217 jours) et 8 RSS (de R₁ à R₆) dans la phase de stabilisation jusqu'à la fin des observations U (952 jours) et encore 2 RSS à la limite de mobilisation M et à la limite de stabilisation S.

Les résultats d'un essai effectué sous hautes contraintes de cisaillement sont montrés sur la figure 11. Le phénomène de fluage s'est terminé par la rupture totale. La linéarisation des points expérimentaux dans la phase de rupture est représentée sur un graphique arithmétique.





FIG.9 Linéarisation des points expérimentaux en coordonnées arithmétiques sous des contraintes de cisaillement égales à la limite de rupture. Oscillations de relaxation à longue période. Linearization of experimental points in the arithmetical graph at shear stresses equal to the rupture limit. Longperiodical relaxation oscillations.



FIG.10 Courbes de fluage pour des essais effectués sous des contraintes de cisaillement moyennes. Linéarisation dans les diagrammes semi-logarithmiques H et J, et dans le diagramme semi-quadratique P. Les symboles A, B,... sur les échelles et sur les courbes montrant les correspondances entre elles. Creep curves of a test run at medium shear stresses. Linearization in the semilogarithmic graphs H and J, and in the semiquadratic graph P. Symbols A, B,... at scales and curves

show the correspondence between them.



FIG.11 Courbes de fluage pour un essai effectué sous des contraintes de cisaillement hautes. Linéarisation dans le diagramme arithmétique F dans la phase de rupture MU. Augmentation régulière de la vitesse de fluage pour des structures de sol successives. Pour des explications voir la fig. 10. On voit d'après les courbes A et E pour différentes échelles de temps, que chacune d'elles se termine presque par une portion de droite et ainsi la transition des courbes vers la vitesse de fluage constante est seulement le résultat d'un effet d'échelle.

Creep curves of a test run at high shear stresses. Linearization in the arithmetical graph F in the rupture phase MU; steady increase of the creep rate for successive soil structures. For explanations see fig. 10. It is seen from curves A to E for different time scales, that each one of them ends by an almost straight portion, and therefore the transition of curves to the constant creep rate is the result of the scale effect only. Il est évident d'après ces deux dernières figures que l'extrapolation des courbes de fluage sur une longue durée est impossible. Aucune extrapolation ne peut donner les courbes F et G pour plusieurs centaines de jours à partir des courbes E déterminées pendant les douze premiers jours.

Que la linéarisation des points expérimentaux après la limite de mobilisation M se produise en échelle semiquadratique ou en échelle arithmétique est de première importance puisque cela rend possible de déterminer correctement et en son temps dans quel domaine de contraintes de cisaillement (moyennes ou hautes) l'essai est conduit. Ainsi, il n'est pas nécessaire de mener l'essai jusqu'à la rupture complète de ce qui peut nécessiter de nombreux mois ou même d'années. Ce fait facilite aussi la détermination de la limite de rupture τ_{c} .

2.3

Energie dissipée dans les phases d'accélération et de rupture

Tous les essais de cisaillement commencent par la phase de mobilisation. Les phases d'accélération et de rupture viennent après la limite de mobilisation, respectivement à moyennes et à hautes contraintes de cisaillement. La comparaison et l'analyse du comportement des sols dans ces phases sont d'une grande importance pratique.

La vitesse de fluage pour chaque structure de sol dans la phase d'accélération sous contraintes de cisaillement moyenne croît en fonction du temps alors qu'elle reste constante dans la phase de rupture, sous hautes contraintes de cisaillement. Le fluage accéléré est plus favorable que le fluage à vitesse constante au sens de la consommation d'énergie. L'énergie dissipée dans le dernier cas est plus grande puisqu'elle est associée à des fluctuations qui ne disparaissent pas. La situation est en analogie avec la transition entre l'écoulement laminaire, décrit par la loi de Darcy, qui est plus favorable aux bas gradients hydrauliques, et l'écoulement turbulent moins favorable sous des gradients hydrauliques élevés, avec ses pertes d'énergie à cause de la turbulence et des remous.

On a remarqué que sous des contraintes de cisaillement un peu plus petites que la limite de rupture, les points expérimentaux s'alignent en échelle arithmétique bien que le phénomène se termine par la stabilisation. Ceci montre le fait que la transition entre la phase de mobilisation et la rupture commence par une augmentation des fluctuations et de l'énergie dissipée.

Les comportements différents des sols dans les phases d'accélération et de rupture sont probablement dus à la distinction entre des formes d'auto-organisation de la substance du sol sous des contraintes de cisaillement moyennes ou hautes. Les forces de dissipation jouent un rôle important dans ces phénomènes. Les pertes d'énergie les plus petites des mécanismes de fluage ordonné, sous des contraintes de cisaillement moyennes deviennent les pertes d'énergie les plus grandes du fluage désordonné, sous des contraintes de cisaillement hautes. En conséquence les fluctuations sous des contraintes de cisaillement hautes augmentent considérablement, le système devient instable et le mécanisme se transforme en une autre forme d'autoorganisation de la matière (Haken, 1960).

Courbes intrinsèques

La relation entre la déformation de cisaillement et la vitesse de déformation de cisaillement au cours de l'ensemble du phénomène de fluage est une caractéristique importante des rapports de cause à effet qui commandent la déformation du sol.

Pour tenir compte de la longue durée des essais de grande qualité et de l'importance des processus qui se produisent dans l'étape initiale de l'essai cette relation est présentée en échelle logarithmique : le logarithme de la déformation de fluage en abscisses et le logarithme de la vitesse de fluage en ordonnées. Ce graphique est appelé *la courbe intrinsèque*.

La courbe intrinsèque pour les essais effectués sous contraintes de cisaillement moyennes et hautes est présentée correspondemment sur les fig. 12 et 13. D'après ces courbes il est manifeste que le cours du fluage prescrit par les équations (3), (5) et (6), montré sur les diagrammes par des lignes fines, diffère de la courbe intrinsèque (tracée en trait fort) et que les RSS ren-



FIG.12 Courbe intrinsèque (en tracé fort) et valeurs du coefficient de structure (lignes tiretées horizontales) d'un essai effectué sous contraintes de cisaillement moyennes. En abscisses sont les logarithmes de la déformation de cisaillement (log y), en ordonnées, sont à gauche, les logarithmes de la vitesse de fluage (log $\dot{\gamma}$) et, à droite, les coefficients de structures a. Les lignes verticales fines représentent les déformations de fluage au moment des RSS. Les cercles blancs représentent les vitesses de déformation avant la RSS, même chose pour les cercles noirs après la RSS. Les lignes fines inclinées montrent le changement de la vitesse de fluage au cours de la durée de vie des structures. Intrinsic curve (heavy line) and structural coefficient values (horizontal dash lines) of a test run at medium shear stresses. Abscissas are logarithms of shear strain (log γ), ordinates on the left are logarithms of creep rate (log $\dot{\gamma}$) and on the right - structural coefficients a Vertical thin lines are creep deformations in moments of the Jump-like Structure Reorganisation (JSR). White circles are creep rates before the JSR, black circles ditto after JSR. Inclined thin lines show the change of the creep rate during lifetime of structures.



voient le phénomène de la position atteinte (cercles blancs) à la ligne intrinsèque. Mais ce retour n'est pas précis, et la nouvelle position après le saut (cercles noirs) n'est pas toujours sur la ligne intrinsèque. Ainsi une certaine irrégularité se produit et les structures de sol nouvellement formées doivent supporter aussi bien les vitesses de fluage les plus grandes ou les plus petites ce qui est nécessaire pour une adéquation totale à la courbe intrinsèque.

Néanmoins les points noirs sont situés dans la direction vers la ligne intrinsèque ce qui contredit apparemment la nature stochastique du RSS. En réalité il n'y a pas contradiction mais sélection des structures qui sont produites. Les structures de sol nouvellement formées peuvent avoir différentes valeurs de la déformabilité F/R et des forces élémentaires f, et par conséquent elles peuvent être plus ou moins adéquates comparées aux structures existantes précédentes qui se sont effondrées. Quoi qu'il en soit, les structures les moins adaptées sont détruites immédiatement et initient la formation de nouvelles, cependant que les plus adaptées sont préservées pendant un certain temps. Ainsi la sélection des structures les plus ajustées se produit, et les mécanismes peuvent satisfaire simultanément les équations (3), (5) et (6) et les propriétés intrinsèques du sol.

2.5

Critère de rupture

D'après les concepts traditionnels la contrainte de cisaillement admissible est déterminée par la valeur de la contrainte de cisaillement telle qu'une augmentation de la vitesse de fluage ne se produise pas, en d'autre terme par la limite de fluage $\tau_{\rm o}$. Pour les sols étudiés prélevés à une profondeur de 40 m et essayés sous une

contrainte normale $\sigma'=100$ kPa on a obtenu $\tau_p=16$ kPa. Toutefois sous des contraintes de cisaillement moyennes la phase d'accélération passe à la phase de stabilisation et en conséquence la limite supérieure de l'indestructibilité sera la limite de rupture τ_p qui est égale à 48 kPa.

Le rapport entre les limites de rupture et de fluage dans ce cas est égal à trois. Par conséquent, il est possible d'augmenter considérablement la contrainte de cisaillement admissible si des expériences correspondantes étaient faites et que le concept bien fondé de résistance à long terme des sols était utilisé. Naturellement, tout le domaine de la résistance au cisaillement jusqu'à la limite de rupture ne serait pas considéré comme admissible et un certain coefficient de sécurité devrait être introduit. Mais néanmoins c'est une immense réserve d'utilisation de la résistance au cisaillement qui reste soit oisive, soit qui est utilisée sans une claire compréhension des mécanismes réels dans les sols, sans avoir la possibilité de mettre en œuvre une approche analytique et avec le risque que le mécanisme de fluage se termine par une rupture dans un avenir lointain.

Concentration du fluage avec le temps

3

L'isoligne correspondant au coefficient de résistance au cisaillement mobilisée à la limite de rupture tg θ_q divise le domaine contraint en deux parties qui se développent dans des directions différentes : la partie externe de fluage décéléré qui va vers la stabilisation lorsque le temps s'écoule, et la partie interne de fluage accéléré qui va jusqu'à la rupture totale. Il en résulte que les larges zones caractéristiques du fluage de la phase initiale du processus vont se rétrécir graduellement et se transformer en de fines surfaces de glissement. Ce phénomène est appelé *la concentration du fluage avec le temps*.

Le concept de concentration du fluage avec le temps est d'une grande importance pour la compréhension du mécanisme des glissements de terrain et des ruptures des fondations.

Dans la phase préparatoire du glissement de terrain, appelée le fluage profond des pentes, la distorsion se produit dans une large zone. A cause de la concentration du fluage avec le temps des surfaces de glissement se forment dans les zones de fluage accéléré et le processus se termine par un glissement de terrain dans le plein sens du terme. De même la distorsion à long terme se produit sous les fondations dans les zones de fluage accéléré, des surfaces de glissement se produisent dans le sol et à cause du phénomène de concentration du fluage avec le temps le processus se termine par la rupture de la fondation.

Il en résulte que la rupture d'une pente ou d'une fondation n'a pas le besoin indispensable qu'une nouvelle cause externe soit initiée, comme une forte pluie ou un chargement excessif ; la rupture peut se produire après de nombreuses années simplement comme le résultat de la concentration du fluage avec le temps et du développement intense des déformations de cisaillement.

Cette circonstance peut probablement expliquer quelques cas de rupture qui n'étaient pas adéquats aux facteurs qu'on leur attribuait et ainsi restaient énigmatiques.

Les principes de la mécanique des sols basés sur le concept des milieux quasi solides ont été présentés comme un corps de doctrine complet. Le concept des sols considérés comme un milieu dispersé n'exclut pas ces principes. Le sol a une nature duale, il peut être représenté aussi bien par un corps quasi solide ou par un milieu dispersé. Les deux sont simplement des aspects complémentaires de la même réalité.

Le concept des sols considérés comme des corps quasi solides peut être utilisé dans les problèmes de stabilité des pentes et pour la résistance des fondations. Le principe de la rupture progressive des argiles due à la chute de résistance de la valeur maximale (résistance de pic) à la valeur résiduelle est caractéristique pour ce cas, particulièrement lorsqu'il s'agit d'argiles surconsolidées.

Le concept des sols considérés comme des milieux dispersés peut être utilisé dans les problèmes de déformabilité des sols et des pentes. Le principe de la rupture progressive des argiles due à la concentration du fluage avec le temps est caractéristique de ce cas surtout lorsque les argiles contiennent une forte proportion de montmorillonite.

Conclusion

4

Les mécanismes de la RSS en cours de cisaillement ont été établis théoriquement et vérifiés expérimentalement. Ces analyses ont conduit à établir un nouveau mécanisme de concentration du fluage avec le temps qui peut être appliqué aussi bien pour les glissements de terrain que pour les fondations.

Le RSS est un phénomène spatial et temporel qui consiste en une auto-organisation de la matière des milieux dispersés (Prigogine, 1980). Elle s'accorde avec tous les quatre postulats synergiques suivants :

(a) le système est ouvert puisqu'il reçoit de l'énergie de l'extérieur aux dépens des forces de cisaillement appliquées ;

(b) le processus est non linéaire puisque la réaction – la RSS – n'est pas proportionnelle à l'action externe ;

(c) le phénomène est post-critique puisque la transition par sauts est possible seulement aux points de bifurcation, loin des états d'équilibre thermodynamique, qui sont déterminés par un accord entre la vitesse de fluage réelle pour une valeur donnée de la déformation et la vitesse nécessaire prévue par la courbe intrinsèque ; et finalement ;

(d) le phénomène est caractérisé par la stabilité de la dissipation spatiale et temporelle, puisque son développement nécessite un échange d'énergie continue avec l'environnement.

La déformation des sols dispersés n'est pas effectivement économique du point de vue de la consommation d'énergie si on la compare avec le développement du phénomène dans les corps solides. La déformation des sols dispersés est accompagnée par de nombreuses réorganisations de la structure, elle prend beaucoup de temps, elle est partiellement indéfinie, elle est caractérisée par des irrégularités de marche et quelquefois des oscillations à long terme se produisent.

L'auto-organisation dispersive des systèmes dissipatifs est capable d'une évolution consistant dans la sélection des structures ajustées les plus adéquates ; son comportement est spontané et régulier, l'action de champs organisateurs extérieurs n'est pas nécessaire.

L'analyse des structures du sol et de leur RSS est la clef de la compréhension des phénomènes complexes qui se produisent dans le sol au cours de la déformation. On peut penser que la courbe intrinsèque qui gouverne le cours de la déformation indique la relation optimale entre la déformation de cisaillement et la vitesse de déformation de cisaillement pour que le chemin de déformation soit le plus économique.

La situation peut être comprise comme une version de la triade de Darwin, l'hérédité se manifestant comme le fait que l'état antérieur du sol prédétermine le RSS, la variabilité des mécanismes de saut et finalement la survie des structures de sol les mieux adaptées. La signification pratique du concept proposé consiste dans la possibilité d'apporter une nouvelle approche qualitative pour l'analyse des résultats d'essai de cisaillement et en une augmentation considérable de l'information. Le réseau de déformation impliqué permettant ordinairement de faire seulement des considérations générales et obligeant à rester dans les diagrammes à échelle réduite peut être remplacé par une pénétration plus vivante des secrets de la nature.

L'auteur exprime sa gratitude au professeur Pierre Habib pour lui avoir donné l'occasion de présenter cette conférence sur le fluage des sols devant ses collègues de Paris, pour l'avoir assisté pour la traduction française et enfin pour la publication dans la célèbre *Revue Française de Géotechnique*.

Bibliographie

- Bishop A.W. (1969) The strength of soils as engineering materials. Sixth Rankine Lecture, *Geotechnique*, vol. 16, n° 2, pp. 91-128.
- Bishop A.W. and Lovenbury H.T. (1969) Creep characteristics of two undisturbed clays. Proceedings, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol. 1, pp. 29-37.
- Goldstein M.N. (1979) Mechanical properties of soils (Stress-strain and deformation characteristics). Stroiizdat Moscow, 301 p. en russe.
- Haken H. (1980) Advanced Synergetics.

Instabilities hierarchies of self-organizing systems and devices. Berlin : Springer Verlag.

- Mitchell J.K. (1964) Shearing resistance of soils as a rate process. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, vol. 90, SM1, pp. 29-61.
- Mitchell J.K. (1993) Fundamentals of soil behavior. 2nd ed., John Wiley and Sons, New York, 437 p.
- Prigogine I. (1980) From being to becoming. Time and complexity in physical sciences. Freeman & Co, San Francisco.
- Schmid W.E. (1962) New concepts of

shearing strength for saturated soils, pt. 2, Soil-Sols, n° 2, pp. 19-28.

- Ter-Stepanian G. (1975) Creep of a clay during shear and its rheological model. *Geotechnique*, vol. 25, n° 2, pp. 299-320.
- Ter-Stepanian G. (1992) Mechanics of soil creep during shear. In : Chowdhury R.N. (editor), Geomechanics and Water Engineering in Environmental Management, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 529-557.
- Terzaghi Ch. (1931) The static rigidity of plastic clays. *Journal of Rheology*, vol. 2, n° 3, pp. 253-262.

Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement par Marc Panet, préface de Pierre Habib Presses des Ponts et chaussées, 1995.

Événement dans la littérature technique, ce livre doit asseoir définitivement la présentation française de la méthode convergence-confinement, méthode de *conception* des tunnels, publiée, dès 1983, par l'AFTES (Tunnels et Ouvrages souterrains, 59). Grâce à son expérience des chantiers du Mont-Blanc, du Fréjus, de la Manche et de maints tunnels urbains, l'auteur était le mieux placé pour cette tâche.

Après avoir décrit l'influence des structures géologiques sur les modes de rupture du terrain, il compare les divers *soutènements* : en gros, les cintres de béton et le béton projeté ont une rigidité équivalente, celle d'un anneau de béton est dix fois plus forte, celle d'un ensemble de boulons, dix fois moins. L'étude passe en revue l'élastoplasticité, le développement de la zone en rupture et les comportements différés, et insiste sur le choix du «taux de déconfinement». L'auteur n'apporte pas de recettes d'usage facile, mais insiste sur le jugement de l'ingénieur.

Ainsi, la méthode dépasse le pragmatisme anglo-germanique : pour l'ingénieur français, il ne suffit pas de savoir **comment réussir**, il est nécessaire de comprendre **pourquoi on réussit**!

Pierre Duffaut

NOTE DE LECTURE

Le glissement de la montagne des Piniès à l'origine des coulées de Boulc-en-Diois (Drôme) Évolution et mécanismes



Abstract

A quelques kilomètres du village de Boulc-en-Diois (Drôme), le versant ouest de la montagne des Piniès s'affaisse depuis une cinquantaine d'années. Ce mouvement de terrain, récent et toujours actif, est remarquable par son ampleur (une douzaine de millions de m³ de matériaux mobilisés) et par la variété des phénomènes qui se sont développés : glissement de panneaux rocheux, écroulements, coulées visqueuses et coulées boueuses. Le site désertique a suscité surtout l'intérêt des

Le site desertique à suscite surtout l'interet des scientifiques qui ont mis en place des techniques, dont certaines expérimentales, de suivi de l'évolution depuis 1988.

L'histoire de ce mouvement complexe a pu être retracée. Elle permet notamment de mieux comprendre les mécanismes généraux qui le caractérisent dans un contexte géologique particulier, le fossé d'effondrement de Terre Rouge-Mondorès.

The "montagne des Piniès" landslide at the origin of the Boulc-en-Diois (Drôme) flows

A few kilometers away from the Boulc-en-Diois village (Drôme), the west side of the montagne des Piniès subsides since about 50 years. This ground movement, recent and still active, is remarkable by

This ground movement, recent and still active, is remarkable by its extent and size (about ten million m³ of materials affected) and by the diversity of the phenomena which have developped: landslides of rocky panels, downfalls, viscous and muddy flows. This deserted place has particularly mobilized the interest of scientists who set techniques, some of them still experimental, to monitor the movements since 1988.

The history of this complex movement could have been reconstituted. It enabled a better understanding of the general mechanisms which characterize, in this particular geological context, the Terre Rouge-Mondorès rift.

A. MALATRAIT F. SABATIER

ANTEA, direction Centre-Est 29, bd du 11-Novembre, BP. 2035, 69603 Villeurbanne Cedex



Le glissement du versant ouest de la montagne des Piniès situé à l'est du village de Boulc-en-Diois (Drôme) fait partie des mouvements de grande ampleur récents et actifs (Fig. 1).

Il est remarquable par la quantité de matériaux mobilisés (une douzaine de millions de m³) et la variété des phénomènes: glissement de panneaux rocheux volumineux, écroulements, coulées crevassées et «laves».

L'apparition de coulées boueuses très importantes en 1978 (plusieurs centaines de milliers de m³) a provoqué une certaine inquiétude bien que la région soit peu peuplée.

Dans cet article, il est exposé :

- une reconstitution de l'histoire du glissement;

 une interprétation des mécanismes qui caractérisent ce mouvement de versant et les coulées qu'il engendre, dans un contexte géologique particulier.

Bien qu'il en soit tenu compte, il n'est pas présenté ici les travaux d'auscultation et de suivi, dont certains expérimentaux, menés depuis 1988 par le BRGM.

Contexte géologique

Il est illustré par une esquisse structurale et une coupe schématique (Fig. 2 et 3). Le glissement s'est produit en bordure du fossé d'effondrement Terre Rouge-Mondorès jalonnant un grand accident subméridien (tectonique vocontienne). Celui-ci, complexe dans le détail, coupe les plis Est-Ouest, notamment l'anticlinal de Bonneval à l'ouest, qui se poursuivait à l'est par l'anticlinal de Saint-Julien-en-Beauchêne.

Les formations appartiennent essentiellement, au Jurassique supérieur et au Crétacé. Elles sont calcaires







46



au sommet de la montagne des Piniès, marno-calcaires et marneuses à la base. Dans le fossé, l'Oligocène et le Crétacé marneux sont plissés et laminés. Des fractures N 110° à N 130° accidentent les bordures.

Histoire des mouvements

3

Cette histoire a été retracée à partir d'enquêtes et d'une analyse des photographies aériennes depuis 1948.

Il est certain que depuis très longtemps, l'érosion des formations marneuses dans le fossé a entretenu une instabilité chronique à l'origine des coulées qui ont édifié le cône de déjection ancien à l'amont du défilé de Taravel. Les coulées signalées vers 1930 en font partie.

Peu avant 1948, les premières coulées importantes sont observées. Elles ont probablement édifié les bourrelets latéraux élevés qui canalisent les coulées actuelles.

A cette époque, aucun désordre apparent n'affecte encore le versant (Fig. 4); mais sur la crête nord des Piniès, une crevasse s'est déjà ouverte.

Autour de 1970, des chutes de blocs abondantes se produisent accompagnant la dislocation de l'extrémité nord. L'ouverture d'un fossé s'amorce à cet endroit.

C'est au cours de l'hiver 1977-1978 qu'un affaissement de la crête de plusieurs dizaines de mètres se produit. Il est accompagné d'éboulements au nord. Cette date marque le début d'un mouvement généralisé de tout le versant qui n'a pas cessé de se développer depuis.



L'évolution, ponctuée par plusieurs phases d'activité intense, est illustrée par deux schémas (Fig. 5a et 5b). Les faits marquants sont les suivants:

Carte schématique du site en mars 1978



Schematic map of the site in march 1978.



Carte schématique du site en 1994

• En 1977 et 1978

Naissance de l'arrachement principal au nord, là où la falaise actuelle est la plus haute; un panneau de plus de 5 millions de m³ s'affaisse; des coulées se propagent sur le cône de déjection ancien.

• En 1985 et 1986

L'arrachement se développe vers le sud et atteint 800 m de longueur; le panneau rocheux continue à s'affaisser en se disloquant; des coulées importantes recouvrent le cône d'epandage, leur front s'immobilisant à 150 m d'une maison de Taravel; une autre coulée apparaît à l'est de la croupe de Mondorès. Le glissement général se poursuit à raison de plusieurs mètres par an; en mars 1991, une coulée importante (environ 300 000 m³) remobilise une partie du cône d'épandage; depuis, des coulées moins volumineuses se succèdent en hiver et au printemps; la coulée de Mondorès est réactivée simultanément.

4 Aspect actuel

Il est représenté sur une carte synthétique au 1/5000 (Fig. 6), établie à partir d'une interprétation des clichés aériens de 1991 et 1992, contrôlée par des observations de terrains.

Trois grandes parties peuvent être distinguées, de l'amont vers l'aval :

- une partie supérieure, constituée par des panneaux rocheux volumineux qui se sont déplacés de 50 à 100 m;

 - une partie médiane, constituée par l'assise marno-calcaire déstructurée, couverte d'éboulis, et par les formations marneuses déformées ou remaniées en pied du versant;

- *une partie inférieure,* constituée par les coulées, termes ultimes du remaniement des matériaux gorgés d'eau.

La surface totale affectée est de 39 hectares. L'extension maximale est de 1,7 km depuis la crête des Piniès (alt. 1 460 m) jusqu'à Taravel (alt. 920 m). Les volumes



mobilisés sont estimés à une douzaine de millions de m³, dont 2 millions de m³ remaniés par les coulées.

Évolution et mécanismes

Trois coupes schématiques illustrent l'interprétation de l'évolution vers la rupture générale et des mécanismes des déformations (Fig. 7a, 7b et 7c).

5.1

5

Evolution jusque vers 1950

La phase préparatoire, initiée depuis longtemps, se caractérise par une érosion très active des marnes tendres en pied de versant. Celle-ci se manifeste en particulier par des glissements superficiels étendus et par le ravinement. Le vallon se creuse.

C'est à cette époque que des déformations profondes et diffuses apparaissent dans les marnes abondantes. Un fluage très lent se développe tout d'abord, à l'origine des glissements dans la couverture d'éboulis, puis dans le substratum marneux.

Dès lors, des ruptures de plus en plus profondes se propagent vers l'amont. Elles entraînent d'une façon générale une déstructuration de la butée du versant élevé et abrupt. A noter que des failles subverticales N 130° à N 150° ont certainement facilité l'initiation des surfaces de glissement. La décompression du versant est amorcée. Elle se traduit en particulier par l'ouverture d'une crevasse en crête.

5.2

Évolution entre 1950 et 1978

Les terrains glissés ou déformés en pied de versant assurent de moins en moins le soutien du massif des Piniès.

Celui-ci se déstructure lentement et son affaissement général commence.

Les premiers signes de déstabilisation générale se manifestent durant l'hiver 1977-1978, avec l'apparition d'un fossé N 120° s'ouvrant vers le nord et d'une déchirure N 20°se développant au sud.

Alors qu'une surface de rupture s'est initiée rapidement au nord, ailleurs, seul un décollement de fractures se produit. Ceci traduit en particulier, une rotation senestre du glissement général au départ.

En profondeur, l'assise marneuse est poinçonnée par l'écaille calcaire et marno-calcaire volumineuse (5 à 7 millions de m³) en cours de désolidarisation. Dans le fossé et sa bordure orientale faillée, les terrains déstructurés, voire localement plastifiés, sont comprimés. Leur déformation vers l'ouest se produit, facilitée probablement par le rejeu de discontinuités existantes (failles subméridiennes en particulier). Ceci entraîne des soulèvements, notamment contre l'éperon calcaire qui constitue une butée à l'ouest. Dans le vallon des coulées «visqueuses», puis boueuses remanient les terrains divers glissés ou fluant.

Le rôle de l'eau devient de plus en plus important à partir du moment où la rupture s'est amorcée.







REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHINIQUE Nº 74 1# trimestre 1996

5.3

Évolution actuelle

Le glissement généralisé n'a pas cessé depuis 1978, de façon lente et continue. En 1994, les déplacements verticaux atteignent 40 à 80 m en crête.

Les panneaux calcaires sont disloqués par les mouvements de glissement et de basculement.

La surface de rupture se situe probablement à plus de 100 m de profondeur. Il n'est pas certain qu'elle soit continue en pied de versant, là où les contraintes verticales sont les plus fortes.

5.3.1

Interprétation

Une compression de la base en forme de coin(s) a pour effet en particulier de pousser vers l'ouest un panneau marno-calcaire. Celui-ci constitue actuellement un massif de butée délimité à l'est par un plan (subvertical?) de faille majeure N 150°, à rejeu normal.

Les déplacements subhorizontaux (tangentiels) résultants seraient entretenus :

 – d'une part, par l'érosion régressive engendrée par les glissements et les coulées, en surface;

 d'autre part, par la déformabilité des marnes déstructurées, en profondeur.

Rôle de l'eau

Il est essentiel au droit du fossé d'effondrement, d'une part dans la réactivation du mouvement général, et d'autre part, pour donner naissance aux coulées boueuses volumineuses.

La présence de sources pérennes et de sources temporaires étagées dans les niches de départ des coulées, en témoigne.

Il faut noter que le versant chaotique constitue une aire d'infiltration efficace, et que les possibilités aquifères sont particulièrement fortes. Mais il n'est pas certain que les quantités d'eau restituées par les émergences correspondent à celles tombées seulement sur le site.

5.3.3

Coulées boueuses

Leur relation avec les événements climatiques est bien établie. L'activité est toujours concentrée lors des périodes pluvieuses (avec décalage) et au printemps.

Le mécanisme de formation des coulées est assez classique. Il peut être résumé ainsi :

• Des infiltrations prolongées à l'amont (pluies, fonte des neiges), créent des pressions hydrostatiques importantes en pied de versant, en particulier dans les marnes et marno-calcaires déstructurés.







52 REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 74 1º trimestre 1996 • Le mouvement général réactivé perturbe les circulations souterraines profondes, notamment près des émergences.

• Les matériaux remaniés et « imbibés » par les infiltrations directes (crevasses) subissent des pressions hydrauliques sous-jacentes de plus en plus fortes.

• Un « débourrage » brutal se produit alors, libérant des volumes importants de terrains dans un état très proche de la limite de liquidité (présence possible d'argiles thixotropiques ?).

• Une coulée se développe, dont la puissance dépend en particulier du temps de retour à l'équilibre (apparent) des contraintes hydrauliques.

Entre 1978 et 1991, le cône d'épandange de Taravel a été recouvert par 1 million de m³ de matériaux. Les coulées les plus importantes ont atteint 200 000 à 300 000 m³ en 1985-1986. Depuis mars 1992; leur volume ne dépasse pas 30 000 m³.

5.3.4

Glissement général

Il n'est pas certain que son activité suive les fluctuations du climat. Certes, les périodes pluvieuses correspondent à des déplacements accrus, mais un « mouvement de fond » lent et continu existe, même en période sèche comme ce fut le cas entre 1987 et 1990 (déplacement de 1 à 4 m de plusieurs témoins). Sa stabilisation apparaît encore lointaine.

Il faut rappeler que cette manifestation spectaculaire de l'érosion, se situe dans un contexte géologique particulier, le fossé d'effondrement de Terre Rouge-Mondorès.

Parmi les causes, une activité néotectonique n'a-telle pas entraîné un léger affaissement de ce secteur, en particulier de la croupe de Mondorès ?

Cette hypothèse est étayée par quelques observations de terrain. Elle n'apparaît pas essentielle cependant pour expliquer les phénomènes anciens et actuels.





Didier OLIVIER-MARTIN n'est plus

Didier Olivier-Martin est décédé le 11 janvier 1996 à 86 ans. Il était membre du CFMR depuis l'origine, et on retrouve son nom sur mainte feuille de présence jusqu'à l'an dernier.

X27, ingénieur des Ponts et Chaussées, il a commencé sa carrière à la Compagnie du Midi, compagnie de chemins de fer qui a électrifié les Pyrénées, puis dès la création d'EDF, il a assisté le directeur de l'Équipement, en charge de construire les centrales de production, donc en particulier les barrages et les tunnels.

Directeur régional à Chambéry, il a engagé et suivi maints projets prestigieux, notamment la chute de Randens, près d'Aiguebelle en Maurienne, dont la galerie préfigurait le tunnel du Mont-Blanc par sa grande couverture et la rupture fragile du granite qui n'était connue en France que par la littérature; il y a introduit le boulonnage en 1954.

Membre de la Commission d'enquête ministérielle sur la rupture du barrage de Malpasset en décembre 1959, il a mis les moyens d'EDF au service de l'étude des fondations de barrages : les essais « au vérin » dans des petites galeries (qui n'avaient pas encore été mis en œuvre que dans des cas exceptionnels, hors des études de conduites forcées souterraines) ont été appliqués non seulement sur le site de Malpasset, mais aussi sur une vingtaine de sites de barrages alors en projet ou en construction, donnant ainsi une impulsion capitale à la Mécanique des roches en France. Il a été ensuite l'un des deux membres « civils » (c'est-à-dire hors ministères, l'autre étant le géologue Reynold Barbier) du Comité technique permanent des barrages, organisme interministériel de huit membres, et il y est resté jusqu'en 1994.

Comme directeur à EDF, il est resté proche des problèmes techniques, membre actif de sociétés techniques et scientifiques dans les domaines de l'hydraulique, de l'électricité, du nucléaire et, bien entendu, des grands barrages; sous son impulsion, le Comité français des grands barrages a inauguré la pratique des rapports collectifs aux congrès internationaux.

Montagnard convaincu, ce qui est une autre vision de la Mécanique des roches, il a été longtemps trésorier du Club alpin français.

Pierre DUFFAUT

Nécrologie

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 74 1* trimestre 1996

L'influence de quelques facteurs sur la résistance résiduelle des argiles



A. ROUAIGUIA

Institut de génie civil,

Guelma (24000), Algeria

Centre universitaire

de Guelma BP 401

On étudie ici les effets de la contrainte normale, de la teneur en argile, de la vitesse de cisaillement et du taux d'humidité sur la résistance résiduelle de diverses argiles en utilisant comme dispositif une boîte de cisaillement modifiée.

Tous les essais ont été effectués dans des conditions de consolidation normale. Les échantillons avaient pour dimensions 10 x 10 cm² et 2 cm d'épaisseur. Les résultats expérimentaux montrent que la composition en argile et l'indice de plasticité ont un effet plus significatif sur l'angle de frottement résiduel que les autres facteurs.

The influence of some factors on the residual shear strength of clays



This investigation was an examination of the effects of normal stress, clay fraction, rate of shear and moisture content on the residual strength of various clays using reversal modified shearbox apparatus. All the experiments were carried out under normally consolidated conditions, the specimen size is 10 x 10 cm², and 2 cm thick.

Test results indicate that the clay fraction and plasticity index seem to have a significant effect on the residual friction angle more than the other factors.

Introduction

1

La résistance résiduelle drainée des sols cohérents est une propriété importante en géotechnique. Son rôle est de définir la perte de résistance notamment dans les argiles fissurées. Elle représente également la résistance disponible le long des surfaces de cisaillement qui se forment dans les sols cohérents. Lorsque le sol a été sujet à des mouvements importants ayant conduit à la formation de plans de glissement, la résistance résiduelle devient une donnée nécessaire à toute étude de projet de construction.

La résistance résiduelle joue un grand rôle dans le comportement des terrains en éboulement et sa connaissance est très importante dans la conception des murs de soutènement. Elle représente également un facteur important pour évaluer le risque dû à la rupture progressive dans les problèmes de stabilité en général.

La nécessité de comprendre les mécanismes de base dans le comportement des terrains en éboulement ainsi que d'autres problèmes de géotechnique de l'ingénieur sont à l'origine du développement des connaissances sur la résistance résiduelle. Plusieurs facteurs ont été proposés pour évaluer la résistance résiduelle.

Voight (1973) a fait référence à la corrélation entre les limites d'Atterberg en plasticité et la résistance résiduelle au cisaillement des sols naturels et a établi une relation entre l'indice de plasticité et le coefficient de résistance résiduelle μ'_r .

Contrairement, Kenney (1967) a indiqué qu'aucune relation n'existe entre la résistance résiduelle et la plasticité du sol. Skempton (1964) a décrit un cas concernant « l'argile de Londres » dont la teneur en eau était de 34 % au voisinage de la surface de glissement et de 30 % loin de la surface cisaillée. Il a également indiqué que durant le processus de cisaillement, il se formait une bande continue à l'intérieur de laquelle les particules d'argile étaient fortement orientées dans la direction du cisaillement et formaient un domaine composé de surfaces de glissement parmi lesquelles on distingue nettement la surface de glissement principale.

Blondeau et Josseaume (1976) ont présenté une relation similaire entre la résistance résiduelle et le pourcentage d'argile. Petley (1966) a présenté une étude dans laquelle, pour la première fois, les effets de la vitesse sur la résistance résiduelle étaient systématiquement analysés dans des conditions de déformation contrôlée. Herrmann et Wolfskill (1966) ont indiqué que la vitesse de cisaillement a un effet faible mais perceptible sur les déformations nécessaires pour atteindre les conditions résiduelles pour des schistes à faible pourcentage d'argile. Des vitesses de cisaillement de l'ordre de (5 mm/mn) étaient considérées comme trop rapides pour que les conditions résiduelles soient correctement établies.

Dans beaucoup de cas, la contrainte normale moyenne enregistrée sur les plans de rupture est peu élevée et d'après James (1970), atteint rarement les 70 kPa. Hawkins et Privet (1985) ont confirmé, d'après leurs expérimentations, que les enveloppes de rupture résiduelle sont courbes et que la courbure est plus prononcée au-dessous d'une contrainte effective d'environ 200 kPa et dans des sols dont le pourcentage d'argile est élevé.

L'objet de cet article est d'étudier l'influence de différents facteurs sur l'angle de frottement résiduel.

Description de la boîte de cisaillement modifiée

L'utilisation des systèmes asservis par ordinateur dans les laboratoires de mécanique des sols est maintenant bien établie. La boîte de cisaillement standard a été modifiée comme suit :

a) Le système d'engrenages a été remplacé par un moteur dont le contrôle se fait directement à partir d'un micro-ordinateur, en fixant le nombre de pulsations nécessaires pour mettre en marche le moteur. Une vitesse supérieure allant jusqu'à 53 mm/mn peut être obtenue avec ce dispositif.

b) L'anneau de chargement et les comparateurs sont remplacés par des capteurs électroniques qui mesurent les déplacements horizontal et vertical de la boîte automatiquement à partir du micro-ordinateur.

c) La contrainte normale peut être appliquée par une pression d'air produite par une cellule de chargement contrôlée par le micro-ordinateur (Rogers *et al.* 1989). Le système d'asservissement est utilisé pour enregistrer les mesures obtenues à l'aide de la boîte de cisaillement. Les modifications permettent également d'inverser automatiquement la direction du déplacement à une distance choisie (Rouaiguia, 1990).

3

Programme expérimental

3.1

Description des échantillons de sol

Six échantillons d'argile ont été utilisés dont trois provenaient de l'Est algérien et trois autres, composés

TABLEAU I Propriétés des argiles. Clay properties.

	Arciile de Londres	Araile du Lias	Marne du Keuper	Kaolin1	Kaolin2	Kaolin3
Densité de grains solides	2,75	2,5	2,8	3,2	2,69	2,6
Limite de liquidité	87 %	45 %	35 %	104 %	86 %	57 %
Limite de plasticité	31 %	27 %	17 %	48 %	49 %	36 %
Indice de plasticité	56.%	18 %	18 %	56 %	37 %	21 %
Activité	1,43	0,54	0,66	0,98	1.6	1,61
Sable > 0,063 mm	4 %	1 %	12 %	2 %	35 %	42 %
Sables gros 0,063-0,020 mm	15 %	26 %	26 %	9 %	2 %	26 %
Limons moyens 0,02-0,006 mm	4 %	8 %	12 %	11 %	28 %	10 %
Limons fins 0,006-0,002 mm	38 %	32 %	23 %	21 %	12 %	9 %
Argiles < 0,002 mm	39 %	33 %	27 %	57 %	23 %	13 %

TABLEAU II Composition minéralogique utilisant la diffraction des rayons X. Clay mineralogy compositions using X-ray diffraction

Échantillon	Composition minéralocique par ordre de domination		
Argile de Londres	Smectite Illite/Mica Chlorite		
Argile du Lias	Illite/Mica Kaolinite Chlorite		
Marne du Keuper	Chlorite Illite/Mica		
Kaolin1	Kaolinite dans des couches ordonnées Illite/Mica very little		
Kaolin2	Kaolinite dans des couches bien ordonnées Illite/Mica very little		
Kaolin3	Kaolinite dans des couches moins ordonnées Illite/Mica plus en comparaíson avec le Kaolin1 et 2		

d'argile britannique, avaient été prélevés en Angleterre. Les résultats de l'identification et les compositions minéralogiques des argiles obtenus par diffraction des rayons X sont reportés dans les tableaux I et II.

Choix des vitesses dans les expériences de cisaillement

4

La vitesse de cisaillement joue un grand rôle dans l'explication du mouvement des talus et des mécanismes mis en jeu dans tous les problèmes de rupture ou d'instabilité. L'influence de la vitesse de cisaillement sur « l'argile de Londres » et « l'argile du Lias » a été décrite.

Les effets de la vitesse étaient analysés en augmentant la vitesse de cisaillement au cours de chaque cycle de retour, avec une vitesse constante suffisamment faible pour chaque cycle d'aller jusqu'à l'établissement des conditions résiduelles.

L'argile était préparée dans un état d'humidité proche de la limite de liquidité. L'échantillon était d'abord consolidé à une contrainte normale de 50 kPa avant l'application de deux étapes de consolidation pour atteindre successivement les contraintes normales de 100 kPa et 200 kPa. L'intervalle de temps entre l'application de ces contraintes normales était d'environ 30 minutes. Afin d'éviter toute perte de ce matériau relativement liquide, sous l'effet de la compression, à travers l'ouverture située entre les deux parties de la boîte, il a été décidé de ne pas appliquer directement la contrainte normale de 200 kPa. En plus, les particules d'argiles pouvaient se réarranger et l'eau contenue dans l'échantillon pouvait s'infiltrer normalement.

Une fois l'étape de consolidation terminée, un déplacement de cisaillement de 10 mm était imposé à une vitesse de 0,00881 mm/mn pour le premier cycle de retour. Au cours du premier cycle d'aller, la boîte se déplaçait avec la même vitesse de 0,00881 mm/mn : les différentes étapes de l'essai sont indiquées dans le tableau III.

TABLEAU III	Vitesse de cisaillement pour chaque cycle.
	Rate of shear for each cycle.

	Vitesse de cisaillement d'aller (mm/mn)	Vitesse de cisaillement de retour (mm/mn)
Premier cycle	0,00881	0,00881
Deuxième cycle	0,00881	0,01321
Troisième cycle	0,00881	0,019822
Quatrième cycle	0,00881	0,029733
Cinquième cycle	0,00881	0,039680

4.1

Influence de la contrainte normale

La boîte de cisaillement a été sujette à un certain nombre de critiques, dans la littérature, à cause de la perturbation de la zone de cisaillement au cours du mouvement inverse de la boîte. Dans le cas de « l'argile de Londres » et de « l'argile du Lias » une tentative a été faite pour étudier l'effet de la perturbation de l'échantillon sur la résistance résiduelle au cisaillement. L'échantillon a été consolidé à l'intérieur de la boîte, sous une contrainte normale effective de 200 kPa, le temps alloué pour la consolidation était d'environ 48 heures.

Durant le premier cycle d'aller, une faible vitesse de cisaillement de 0,00881 mm/mn était appliquée, suivie d'une réduction de la charge normale jusqu'à zéro sans causer aucune perturbation à l'échantillon. La partie supérieure de la boîte de cisaillement était rapidement ramenée à sa position initiale, à la vitesse de cisaillement de 0,03968 mm/mn. La contrainte normale était alors appliquée à nouveau et il fallait environ 12 heures de temps pour permettre la consolidation de l'échan-tillon. Ces opérations étaient répétées jusqu'à un déplacement cumulé suffisant pour atteindre les conditions résiduelles. La variation de la vitesse de cisaillement et de la contrainte normale pour chaque cycle est présentée dans le tableau IV.

TABLEAU IV	Variation de la vitesse de cisaillement et de la contrainte normale pour chaque cycle. The variation of rate of shear and normal stress for each cycle.					
	Vitesse de cisaillement d'aller (mm/mn)	Vitesse de cisaillement de retour (mm/mn)	Contrainte normale d'aller (kPa)	Contrainte normale de retour (kPa)		
Premier cycle	0,00881	0,03968	200	0		
Deuxième cycle	0,00881	0,03968	200	0		
Troisième cycle	0,00881	0,03968	200	0		
Quatrième cycle	0,00881	0,03968	200	0		
Cinquième cycle	0,00881	0,03968	200	0		

4.2

Mesures du taux d'humidité

A la fin de chaque essai à l'aide de ce dispositif modifié et réversible, de la boîte de cisaillement, cinq mesures de teneur en eau étaient effectuées sur chaque échantillon. Ces mesures étaient faites sur des prélèvements d'environ 1 mm d'épaisseur, contenant le plan de cisaillement.

TABLEAU Y	Taux d'humidité, angle de frottement et teneur en argile pour chaque échantillon. Final moisture content, residual friction angle and clav fraction for each clav.
	and only macheniter each only.

Araile	Taux d'humidité final (%)	Anale de frottement résiduel ø' (degrés)	Teneur en arglle (%)
Kaolin 1	43	11,8	57
Kaolin 2	45	17,6	23
Kaolin 3	34	22,8	13
Argile de Londres	32	8,2	39
Argile du Lias	33,5	12,1	33
Marne du Keuper	22,8	22,4	27

Le tableau V donne la valeur moyenne des cinq mesures finales du taux d'humidité pour chaque argile ainsi que les valeurs de l'angle de frottement résiduel et la composition en argile.



Discussion des résultats

5.1

Effets de la vitesse de cisaillement et de la contrainte normale

Les effets de la contrainte normale et de la vitesse de cisaillement étaient étudiés pour « l'argile de Londres » ainsi que pour « l'argile du Lias ». Ces expérimentations étaient effectuées afin d'essayer de minimiser l'effet des perturbations sur la résistance résiduelle.

A partir des résultats obtenus, la diminution de la résistance résiduelle pour « l'argile de Londres » et « l'argile du Lias » a été de 0,3 et 0,27 degrés respectivement.



Déplacement horizontal, mm

30

20

 FIG. 1
 Contrainte de cisaillement résiduelle, avec vitesse de cisaillement croissante pour l'argile de Londres.

 Residual shear strenght with increasing rate of shear for London clay.

40

50

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 74 1º trimestre 1996 0

10

Pour les deux échantillons étudiés, la réduction de la résistance résiduelle peut être globalement expliquée par la réduction de l'effet de la perturbation de l'échantillon durant le mouvement inverse de la boîte. Il est vraisemblable que la zone de cisaillement est mieux définie en utilisant cette technique qu'avec la méthode usuellement utilisée.

Les effets de la vitesse de cisaillement ont été étudiés pour différentes valeurs de la vitesse de déplacement à chaque cycle de retour, la vitesse étant croissante au cours de chaque cycle. Cependant, au cours de chaque cycle d'aller, la vitesse gardait une valeur constante et suffisamment faible pour que les conditions résiduelles soient établies (voir Fig. 1 et 2). En général, la résistance ne subit que de faibles variations sur les trois premiers cycles de retour pour lesquels la vitesse de cisaillement est croissante. Ces résultats sont différents de ceux correspondant aux trois premiers cycles d'aller où la résistance décroît avec chaque cycle. Ceci est cependant en accord avec les observations faites par Garga (1970). Un autre facteur, qui complique également la situation et qui est difficile à éviter, est la perte de matériau, peu considérable mais continue, à travers l'ouverture entre les deux parties de la boîte.

Ce processus est relativement indépendant du déplacement, mais si des vitesses suffisamment élevées sont utilisées, il est possible que la perte de matériau



peut dans une certaine mesure influencer le comportement de la pression interstitielle (Lupini, 1981). Il s'est révélé qu'après les trois premiers cycles, la chute de résistance pourrait être attribuée à un changement significatif de la structure. Les vitesses élevées produisent une dislocation dans l'orientation des particules argileuses plates, les « platelets d'argile ».

La faible variation de la résistance observée sur les trois premiers cycles de retour peut être à l'origine de l'apparition de nouvelles surfaces de glissement le long de la zone de cisaillement, car les particules argileuses plates ne sont plus en mesure de rester parfaitement parallèles comme dans le cas de faibles vitesses.

La chute de résistance après trois cycles est alors probablement due à la disparition du désordre induit dans les cycles initiaux, et l'alignement de la zone de cisaillement devient bien défini. Il y a une augmentation de la résistance au cisaillement résiduelle pour « l'argile de Londres » et pour « l'argile du Lias » par rapport aux valeurs obtenues sans augmentation de la vitesse de cisaillement. La différence est de 0,85 degrés et 1,4 degrés pour « l'argile de Londres » et « l'argile du Lias » respectivement.

En conclusion, une forte vitesse de cisaillement perturbe le plan de cisaillement et cette perturbation augmente la résistance de l'échantillon. Toutefois, il y a simultanément une destruction de la cohésion et après un certain déplacement les liaisons entre particules sont rompues, si bien que la résistance diminue.

Il ressort des résultats qu'on trouve dans la littérature ainsi que des résultats expérimentaux de la présente section que les deux argiles considérées présentent un cisaillement de type glissement car elles manifestent une légère augmentation de leur résistance résiduelle avec la vitesse de cisaillement. Lupini (1981) a montré que les sols qui présentent un cisaillement résiduel de type glissement manifestent, en général, une légère augmentation de leur résistance résiduelle avec la vitesse de cisaillement, alors que les sols avec un mode de cisaillement « turbulent » ont tendance à présenter une diminution de leur résistance résiduelle avec la vitesse de cisaillement.

Influence de la teneur en eau

Une détermination précise de la teneur en eau dans la zone de cisaillement est difficile à obtenir à cause de la faible taille de cette zone. En d'autres termes, des échantillons très minces extraits du plan de cisaillement peuvent renfermer une proportion de sol non cisaillé. Pour cette raison, les résultats obtenus sur des échantillons préparés au laboratoire sont les plus sensibles.

Le taux d'humidité final de la zone de cisaillement est déterminé à l'aide de la moyenne de cinq valeurs mesurées. Ces valeurs montrent que dans la zone de cisaillement, les argiles d'Algérie ont le plus haut taux d'humidité.

En dépit de certains points communs dans les caractéristiques des argiles étudiées (voir tableau V), l'effet des conditions d'environnement peut être une explication possible des différences constatées. La teneur en eau finale ne semble présenter aucune corrélation avec l'angle de frottement résiduel comme le montre la figure 3.

6.1

Relation entre les angles de frottement drainés, les limites d'Atterberg et la composition en argile

L'objet de cette note est d'attirer l'attention sur une corrélation pratique qui semble exister entre l'angle de frottement résiduel, les limites d'Atterberg et la composition en argile. En général, il y a une diminution de \emptyset'_r lorsque la teneur en argile augmente car cette augmentation facilite la réorientation rapide des particules d'argile vers la zone de cisaillement (voir Fig. 4). Dans les figures 5 et 6, l'angle de frottement résiduel est représenté en fonction de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité respectivement. Comme le montre la figure 6, il existe une bonne corrélation entre l'indice









de plasticité et l'angle de frottement résiduel (observer que la variation de l'angle de frottement est sensiblement linéaire sauf dans le cas de « l'argile du Lias »). La corrélation entre la limite de liquidité et l'angle de frottement résiduel est par contre moins importante (Fig. 5). Il est donc clair que la corrélation entre \emptyset'_r et les limites d'Atterberg existe car aussi bien l'indice de plasticité que la limite de liquidité dépendent de la taille des grains et les particules argileuses plates.

Conclusions

Cette étude a permis de tirer les conclusions suivantes :

 – la possibilité de perturbations de la surface de rupture au cours du mouvement inversé, qui est un des inconvénients de la boîte de cisaillement, a été minimisée en allégeant la charge normale pendant la phase de retour;

 la réduction des perturbations durant l'inversion de la direction du cisaillement réduit la valeur de l'angle de résistance au cisaillement résiduelle de 0,3 et 0,27 degrés pour l'argile de Londres et l'argile du Lias respectivement. Ce qui est pratiquement négligeable;

 les essais effectués avec la boîte de cisaillement sans chargement lors de l'inversion du mouvement de la boîte sont recommandés afin de réduire le plus possible la perturbation des échantillons;

 la teneur en argile et l'indice de plasticité ont une influence significative sur l'angle de frottement résiduel et représentent des facteurs importants dans la caractérisation de la résistance résiduelle des argiles;

 – la corrélation entre le taux d'humidité et l'angle de frottement résiduel n'est pas effective.

8

Remerciements

Ce travail a été effectué au département de Génie Civil à Loughborough University of Technology, l'auteur exprime toute sa reconnaissance à l'administration du département pour les facilités en équipements et la disponibilité des techniciens, ce qui a considérablement aidé à la réalisation de ce projet.

Bibliographie

- Blondeau F. et Josseaume H. Mesure de la résistance au cisaillement résiduelle en laboratoire. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, stabilité des talus, versants naturels, Numéro spécial II, 1976, p. 90-106.
- Hawkins A.B. et Privett K.D. Discussion on the residual shear strength of cohesive soils. *Ground Engineering*, 18, n° 8, 1985, p. 22-29.
- Herrmann H.G. et Wolfskill L.A. Residual shear strength of weak shales. Technical report, n° 3-699, Engineering properties of nuclear craters, report 5, Cam-

bridge, Massachussets Institute of technology, 1966, 230 p.

- Kenney T.C. The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils. Proceedings of geotechnical conference, Oslo 1, Norwegian Geotechnical Institute, 1967, p. 123-129.
- Lupini J.F., Skinner A.E. et Vaughan P.R. The drained residual strength of cohesive soils, *Geotechnique* 19, n° 3, 1981, p. 321-334.
- Rogers C.D.F., Boyce J.R. et Rouaiguia A. A fully automated shearbox for residual strength measurement. Proceedings second International conference on

foundations and tunnels, University of Edinburgh, United Kingdom, volume 2, 1989, p. 245-251.

- Rouaiguia A. Strength of soil-structure interfaces. Ph. D. thesis, Loughborough University of Technology, United Kingdom, 1990, 278 p.
- Skempton A.W. Long-term stability of clay slopes. Fourth Rankine lecture, *Geotechnique*, vol. XIV, n° 2, 1964, p. 77-101.
- Voight B. Correlation between Atterberg plasticity limits and residual shear strength of natural soils. *Geotechnique* 27, n° 2, 1973, p. 125-136.

Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes

Résumé

Les résultats obtenus pour le sable d'Hostun RF lâche et dense dans des essais triaxiaux avec des confinements compris entre 20 et 100 kPa sont présentés. En plus des essais classiques drainés et non drainés, des essais ont été effectués suivant des chemins en déformations proportionnelles. Les résultats de ces différents essais en contrainte-déformation peuvent servir de chemins de validation pour les modèles de comportement. Un essai particulier de détermination du critère de rupture confirme la non-linéarité de celui-ci dans le domaine des faibles contraintes. L'évolution de l'angle de frottement en fonction du confinement et de la pression moyenne à la rupture est comparée aux principales corrélations ainsi qu'aux résultats disponibles dans la littérature pour différents sables. L'effet du confinement - et de la densité initiale – sur le module de déformation initial et la dilatance est également présenté. Ces résultats montrent qu'il est important d'identifier les paramètres d'un modèle et de le valider dans le domaine de contraintes où ce modèle doit être utilisé.

Behavior of Hostun sand for small stresses

Abstract

Traxial tests on loose and dense Hostun RF sand were carried out for confining pressures ranging between 20 and 100 kPa. Stress-strain curves are presented for drained, undrained and proportionnal strain path tests. They can be used as a tool to identify the constants of constitutive models, and test them on non-conventionnal paths. A one-test determination of the failure curve is also presented, which shows that the internal angle of friction is very much pressure-dependent in the low stress range. The variations of the angle of friction as a function of confining pressure and mean stress at failure are compared to usual correlations and results found in the literature for others sands. The variations of dilatancy angle and deformation modulus with confining pressure are also presented. These results show that constants of constitutive models should be identified, and models tested, for the range of stress in which models are to be used.

L. LANCELOT I. SHAHROUR M. AL MAHMOUD

Laboratoire de Mécanique de Lille – CNRS URA 1441 École de Centrale de Lille 59651 Villeneuve-d'Ascq Cedex

Introduction

Le comportement des sols sous faibles contraintes est de grande importance pour le dimensionnement d'ouvrages à faible profondeur, ou pour l'étude de massifs de sols susceptibles d'être soumis à des chargements statiques ou cycliques ayant pour effet de diminuer les contraintes effectives. Plus généralement, l'étude des milieux granulaires sous faibles contraintes intéresse les industries chimiques et agroalimentaires qui sont confrontées à des problèmes de stockage et de transport de matériaux pulvérulents (Lancelot et Shahrour, 1994). Il est nécessaire d'identifier le comportement des matériaux granulaires sous faibles contraintes pour vérifier que les principes utilisés dans les modèles sont applicables, puis pour déterminer les paramètres de ces modèles dans cette gamme de contraintes.

Pour les sables, peu de résultats sont disponibles dans la littérature sur ce sujet. On peut citer les travaux de Ponce et Bell (1971), Stroud (1971), Fukushima et Tatsuoka (1984), Tatsuoka *et al.* (1986) et Kong *et al.* (1986).

L'étude présentée dans cet article vient compléter les travaux menés au sein du GRECO Géomatériaux sur le comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes (Lancelot et al., 1993). Elle comporte des résultats d'essais triaxiaux de compression drainée et non drainée sur sable lâche et dense pour des niveaux de consolidation isotrope compris entre 20 et 100 kPa. On présente aussi des essais en déformations proportionnelles, pouvant servir comme base de validation de modèles de comportement. Certains essais particuliers (essais Kor essai de détermination du critère de rupture) viennent apporter des informations complémentaires sur la rhéologie du matériau sous faibles contraintes. Le comportement en contrainte-déformation est donc analysé, puis on observe l'évolution de certaines propriétés du sable (module de déformation, angle de frottement interne, angle de dilatance) avec la pression de confinement.

Dispositif expérimental



2

Appareillage

Les essais ont été conduits sur des échantillons saturés, dans une cellule triaxiale classique, aménagée pour fonctionner dans une gamme de contraintes faibles: capteur de force interne à la cellule fonctionnant dans la gamme 0-250 daN, contrôle de la pression de confinement et de la contre-pression à l'aide de contrôleurs digitaux pression/volume GDS fonctionnant dans une gamme de pression 0-400 kPa.

Les échantillons étudiés ont 70 mm de diamètre et 70 mm de hauteur. Les embases des cellules utilisées sont élargies (85 mm de diamètre) et revêtues d'une feuille de téflon collée, sur laquelle on dispose une fine couche de graisse de silicone et une rondelle de latex de 0,2 mm d'épaisseur. Nous avons constaté que ce dispositif d'antifrettage permet une déformation homogène des échantillons pour des déformations axiales atteignant 15 %. Au-delà, la déformation en tonneau de l'échantillon devient nettement perceptible.

Avec l'appareillage utilisé, on a théoriquement une précision de 0,65 kPa sur la mesure du déviateur et 0,5 kPa sur la pression de confinement et la contrepression. Des manchettes en latex de 0,2 mm d'épaisseur (module d'élasticité 1,3 MPa) ont été utilsées pour les échantillons. Malgré leur faible épaisseur, la rigidité des manchettes entraîne une surcontrainte latérale, qui s'ajoute à la pression de confinement, et qu'il faut prendre en compte dans les essais à faibles contraintes (Lancelot et Shahrour, 1994). Les résultats donnés dans cet article sont corrigés de l'influence de la manchette sur le confinement. Par contre, l'effet de la pesanteur, qui sur une éprouvette de 70 mm de hauteur résulte en une différence d'environ 1 kPa sur le déviateur agissant en haut et en bas de l'échantillon, n'a pas été pris en compte dans les résultats présentés.

2.2

Préparation des échantillons

Les échantillons sont préparés par pluvation à hauteur de chute quasi nulle. Pour les échantillons denses, on compacte à la main par couche de 1 à 2 cm à l'aide d'une dame.

L'échantillon est balayé par un courant de CO_2 à très faible débit pendant une heure, puis par un courant d'eau désaérée également pendant une heure. On augmente alors progressivement et simultanément la pression de cellule et la contre-pression jusqu'aux valeurs voulues pour l'essai. Pour les essais présentés ici, on a utilisé une contre-pression de 300 à 350 kPa. Pour les échantillons ainsi obtenus, on a mesuré des valeurs du paramètre B de Skempton supérieures à 0,96

Matériau étudié

Le matériau étudié est le sable d'Hostun RF. C'est un sable moyen (D₅₀ = 0,43 mm) de granulométrie uniforme (C_u = 2,3). Les valeurs des indices des vides minimales et maximales déterminées au laboratoire sont respectivement de 0,57 et 0,94, pour une valeur du poids spécifique des grains de 26,5 kN/m³. Ces valeurs sont assez proches de celles données par Flavigny *et al.* (1991) : D₅₀ = 0,35 mm, C_u = 1,9, e_{min} = 0,62 et e_{max} = 0,96.

4

Comportement en contraintesdéformations

4.1

Essais drainés

On présente ici les résultats d'essais triaxiaux de compression drainés menés sur des échantillons lâches (indice de densité moyen $I_D = 0,14$) et denses ($I_D = 0,88$), pour des niveaux de consolidation isotrope de 20, 50 et 100 kPa. Les caractéristiques des essais drainés effectués sont rassemblées dans le tableau I (essais CID1 à CID6). Il faut noter que la variation de densité due à la

Non de l'essai	Type d'essai	Consolidation (kPa)	Densité relative	Taux de déformation volumique imposé
CID1		20	0,11	-
CID2		50	0,16	
CID3	Compression	100	0,16	
CID4	triaxiale drainée	20	0,89	
CID5		50	0,86	
CID6		100	0,89	
CIU1	Compression triaxiale non drainée	20	0,03	0
CIU2		50	0,05	0
CIU3		20	0,86	0
CIU4		50	0,86	0
DP1	Déformations	20	0,02	- 0,5
DP2	proportionnelles	20	0,02	- 0,2
DP3	(taux de dilatance	20	0,02	0,2
DP4	imposé)	20	0,02 .	0,5
OEDO1	Essai œdométrique	20	0,08	1
OEDO2	Essai œdométrique	20	0,87	1
SR1	Surface de rupture	200	0,12	-1

TABLEAU I Caractéristiques des essais effectués. Characteristics of triaxial tests on Hostun RF sand.

saturation est difficile à évaluer. On notera par ailleurs qu'il est plus difficile d'obtenir une densité initiale reproductible pour les échantillons de sable lâche (I_p moyen 0,07, écart-type 0,05 pour le sable lâche, contre 0,87 et 0,01 respectivement pour le sable dense).

On présente sur les figures 1 et 2 les courbes contraintes-déformations correspondant respectivement aux essais sur sables lâche et dense. On constate que, pour les essais sur sable lâche, il n'y a pas de pic de déviateur, alors que ce pic est marqué pour les essais sur sable dense. Ainsi, si on admet que le pic correspond à l'apparition d'une localisation des déformations dans l'échantillon, celle-ci intervient pour des déformations de l'ordre de 4 à 5 % pour le sable dense. S'il est connu qu'un dispositif d'antifrettage efficace et un faible élancement des échantillons retardent et atténuent considérablement l'apparition du pic, il semble que celui-ci subsiste pour les sables denses (voir par exemple Colliat *et al.*, 1986 ; Biarez et Ziani, 1991).

Les courbes de variation d'indice des vides traduisent un comportement connu : la transition contractance/dilatance, la phase de dilatance augmentant avec la densité initiale à confinement constant et diminuant quand le confinement augmente à densité initiale constante. La valeur de l'indice des vides ne tend pas à se stabiliser à 20 % de déformation axiale pour les essais sur sable lâche. Pour le sable dense, une diminution du taux de déformation volumique se dessine pour la courbe obtenue à 100 kPa, sans que l'état critique ou de plasticité parfaite soit atteint dans cette gamme de déformations. On remarque que cette stabilisation correspond à la phase post-pic en contraintes. La diminution du taux de dilatance peut correspondre à la localisation des déformations dans des bandes de cisaillement, à l'intérieur desquelles le matériau tend vers l'état critique. Avec les moyens conventionnels utilisés ici, on mesure un indice des vides moyen dans l'échantillon, ainsi les résultats dans le plan indice des vides - pression moyenne ne permettentils pas d'identifier la ligne d'état critique.

Enfin, les résultats dans le plan déviateur – pression moyenne fournissent des indications sur la courbe du rupture. Il apparaît que celle-ci n'est pas une droite dans la gamme de contraintes étudiée. Ce point sera développé dans les paragraphes suivants. Si on trace cependant une droite moyenne de rupture, on obtient des angles de frottement moyens de 37° et 44° respectivement pour les sables lâche et dense.







 FIG. 2
 Essais triaxiaux drainés sur sable de Hostun RF dense : effet du confinement.

 Stress-strain curves for drained triaxial tests on dense Hostun RF sand.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 74 1ª trimestre 1996

Essais non drainés

Des essais triaxiaux de compression non drainée ont été menés sur des échantillons lâches et denses pour des niveaux de consolidation isotrope de 20 et 50 kPa (essais CIU1 à CIU 4, tableau I). On présente sur les figures 3 et 4 les courbes contraintes-déformations correspondant respectivement aux essais sur sable lâche et dense. Les essais sur sable lâche se caractérisent par une augmentation importante et rapide de la pression interstitielle en début d'essai, puis une diminution progressive de celleci. Il n'y a pas de tendance à la stabilisation de la pression interstitielle dans la gamme de déformations étu-







diée. Dans le plan déviateur – pression moyenne effective, la phase initiale d'augmentation de la pression interstitielle se traduit par une chute de la pression moyenne effective, puis celle-ci réaugmente et le chemin de contrainte suit la courbe de rupture. On constate que celle-ci n'est pas linéaire dans le domaine de contraintes étudié, ce qui confirme les résultats observés sur les essais drainés. Si on définit cependant une droite de rupture moyenne, on obtient un angle moyen de frottement à la rupture de 36°. Il faut noter qu'à ces niveaux de confinement, il est difficile d'obtenir des échantillons suffisamment lâches pour être toujours contractants (Canou *et al.*, 1990 ; Konrad *et al.*, 1991).

Pour les essais sur sable dense, le comportement très dilatant observé après la phase initiale de contractance sur les essais drainés se traduit ici par une chute très rapide de la pression interstitielle, induisant une augmentation rapide de la pression moyenne effective qui atteint plus de 700 kPa pour une déformation axiale de 5 %. L'intérêt de ces essais est limité pour l'étude du comportement du sable sous faibles contraintes, car on quitte très rapidement ce domaine. Par ailleurs, il faut remarquer que les essais ont été effectués avec une contrepression initiale de 300 kPa, donc que la pression interstitielle tend à s'annuler en fin d'essai, ce qui se traduit probablement par une désaturation des échantillons. Dans le plan déviateur - pression moyenne effective, on voit que la courbe de rupture est pratiquement linéaire dans un domaine de pression moyenne allant de 100 à 700 kPa. L'angle de frottement moyen à la rupture dans cette plage de contraintes est de 40°, ce qui est une valeur notablement plus faible que celle déterminée à partir des essais drainés dans le domaine de pression moyenne de 50 à 250 kPa (soit 44°). Ceci confirme la variation de l'angle de frottement avec la pression moyenne, du moins dans le domaine des faibles contraintes.

4.3

Essais en déformations proportionnelles

Ces essais permettent de suivre la réponse d'un échantillon à une sollicitation triaxiale pour laquelle on impose un taux de déformation volumique par rapport

à la déformation axiale $\varepsilon_1, \zeta = \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_r}$ constant (Chu *et al.*,

1992). Il faut noter que les essais non drainés sont un cas particulier avec $\zeta = 0$.

D'une manière générale, ils apportent des informations sur le comportement rhéologique des matériaux et peuvent servir à valider des modèles de comportement sur des chemins de sollicitation non conventionnels.

4,3,1

Aspects généraux des essais en déformations proportionnelles

On présente dans la figure 5 les résultats des essais sur sable lâche, pour une pression de consolidation isotrope de 20 kPa (essais DP1 à DP4 du tableau I). On constate que, si on impose un taux de déformation volumique ζ négatif (figure 5a), on génère des surpressions interstitielles, donc on provoque une diminution de la pression moyenne effective : on peut ainsi créer un chemin de sollicitation pour lequel l'échantillon reste contractant et donc atteint la liquéfaction statique, observée seulement pour des échantillons très lâches en conditions non drainées. A l'inverse, un taux de déformation volumique ζ positif (figure 5b), entraîne une augmentation de la pression moyenne effective et un accroissement du déviateur. On vérifie bien que, plus le taux de déformation volumique imposé est grand, plus l'échantillon s'approche d'un état isotrope.



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 74 I= trimestre 1996



Stress-strain curves for strain path triaxial tests on Hostun RF sand (confining pressure : 20 kPa).

Pour ζ positif, on note qu'on quitte rapidement le domaine des faibles contraintes.

Il faut noter que, selon Lo et Chu (1993), la valeur de ζ marquant la transition entre les deux types de comportement représente le taux de déformation volumique à la rupture mesuré dans un essai drainé avec le même indice des vides initial et le même niveau de consolidation isotrope (soit ici - 0,06, valeur proche de 0 correspondant à l'essai non drainé).

L'essai œdométrique est un essai en déformations proportionnelles particulier. En effet, la déformation radiale de l'échantillon reste nulle : on impose donc $\zeta = 1$. On présente sur *la* figure 6 les résultats obtenus pour des échantillons lâche et dense (essais OEDO1 et OEDO2, tableau I). Étant donné la valeur positive de ζ correspondant à cet essai, on constate que les contraintes augmentent très rapidement. La valeur du rapport des contraintes $\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$ se stabilise pour le sable dense à une valeur $K_0 = 0.38$ à partir d'une déformation axiale de l'ordre de 1 %, valeur pour laquelle σ'_3 dépasse 200 kPa. Il ne s'agit donc pas d'essais sous faibles contraintes. Pour le sable lâche, K_0 tend vers une valeur proche de 0,5.



4.3.2

Essai de détermination du critère de rupture

Le principe de cet essai a été proposé par Lo et Chu (1993). Il consiste à réaliser un chargement triaxial drainé sur un échantillon jusqu'à atteindre un état de contrainte voisin de la rupture (déviateur q proche du maximum). A partir de ce point, on continue à charger l'échantillon en imposant un taux de déformation volumique ζ_i plus dilatant que celui du matériau à la rupture ζ_r .

On génère ainsi des surpressions interstitielles et la pression moyenne effective p' diminue. Le point représentatif de l'état de contrainte dans le plan déviateur – pression moyenne effective rejoint alors la courbe de rupture et se maintient sur celle-ci, puisqu'on continue de soumettre l'échantillon à un chargement plastique.

On a ainsi un moyen de déterminer la surface de rupture en un seul essai. Cet essai ne peut pas être interprété correctement si des hétérogénéités se développent dans l'échantillon, ce qui ne semble pas se produire pour le matériau lâche (essai SR1, fig. 7). Par ailleurs, le taux de déformation volumique imposé ζ_i doit prendre une valeur nettement inférieure à ζ_r : ainsi pour l'essai SR1 (Fig. 7), la valeur de ζ_i est de -1. Pour un essai sur sable dense, la valeur de ζ_i doit être plus fortement négative encore, ce qui entraîne une variation rapide de l'état de contrainte et des difficultés pour les contrôleurs digitaux pression-volume pour suivre cette variation, à moins d'adopter une vitesse d'essai extrêmement réduite.

Sur la figure 7, nous avons également représenté le chemin de contrainte dans le plan q-p' des essais drainés à même densité initiale ($I_D = 0,14$): la courbe de rupture déterminée par l'essai en déformations proportionnelles passe bien par les points représentatifs de la

rupture dans les trois essais drainés effectués (la rupture pour les essais drainés sur sable lâche étant définie, en l'absence de pic, comme étant le déviateur maximal atteint en fin d'essai, soit environ pour 18 % de déformation axiale). Cet essai semble donc un bon moyen de déterminer rapidement le critère de rupture d'un matériau, sous réserve que l'échantillon reste homogène au cours de l'essai, ce qui impose un élancement faible de l'échantillon et un très bon dispositif d'antifrettage (Lo et Chu, 1993).

5

Analyse des propriétés élastoplastiques de base

5.1

Module de déformation

Pour les sols, il est connu que le module de déformation initial E_p dépend de la pression de confinement. La loi habituellement utilisée, proposée par Janbu (1963), est de la forme :

$$E = E_{ref} \left(\frac{\sigma_3}{p_{ref}} \right)^{\prime\prime} \qquad (1)$$

La valeur de la pression de référence est souvent prise égale à la pression atmosphérique ($P_{ref} = 100$ kPa). La valeur de n est comprise entre 0,33 et 1. En l'absence de données expérimentales, une valeur de 0,5 est souvent adoptée.

Pour déterminer le module de déformation initial à partir de nos essais, nous avons tracé l'évolution du



One-test determination of failure curve on loose Hostun RF sand.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 74 1º trimestre 1996 module sécant en fonction de la déformation axiale pour les deux densité et les trois confinements utilisés (Fig. 8). Ce module semble indépendant de la déformation pour de très faibles valeurs de celle-ci, avec cependant d'importantes fluctuations. Ces fluctuations montrent les limitations de l'appareillage utilisé dans la détermination des propriétés élastiques du matériau. Devant cet état de fait, il a été décidé de considérer le module sécant à 0,1 % de déformation axiale. C'est l'évolution de ce module en fonction de la pression de confinement qui est représentée sur la figure 9.

Les paramètres E_{ref} et n de la relation de Janbu sont déterminés par les moindres carrés : on obtient pour E_{ref} des valeurs de 31,7 MPa et 62,6 MPa, et pour n des valeurs de 0,76 et 0,68, pour le sable lâche et dense respectivement.

Il apparaît donc que pour la plage de contraintes étudiée ici la valeur de n s'écarte significativement de la valeur de 0,5 (en particulier pour le sable lâche).









Angle de frottement interne

La courbe de rupture dans le plan p'-q obtenue dans la gamme de contraintes étudiée n'étant pas linéaire (voir Figure 1 et 2), ceci indique une variation de l'angle de frottement à la rupture avec la pression moyenne.

On a reporté sur la figure 10 l'évolution de l'angle de frottement à la rupture avec la pression de confinement, on constate une décroissance sensible et régulière de φ'_{mpx} entre 20 et 100 kPa. Si on considère également les résultats obtenus pour le sable d'Hostun à l'Institut de Mécanique de Grenoble par Flavigny (communication personnelle aux membres du GRECO) pour des confinements compris entre 100 et 600 kPa (Fig.11), on constate une décroissance continue entre 20 et 600 kPa, cette décroissance étant plus prononcée pour les faibles confinements.

Pourtant, s'il est généralement admis que l'angle de frottement φ'_{max} décroît quand le niveau de contrainte augmente, dans les études publiées dans la littérature sur le comportement des sables sous faible confinement, il apparaît des divergences quant à cette variation (Fig. 10). Ponce et Bell (1971) rapportent une forte











RG. 11 Évolution de l'angle de frottement interne en fonction du confinement pour différents sables. Internal angle of friction as a function of confining pressure for various sands.

augmentation de ϕ'_{max} quand le confinement diminue à partir d'une valeur de 20 kPa environ. Il est relativement constant pour des valeurs plus élevées du confinement. Il faut noter que ces auteurs utilisent des échantillons non antifrettés. En revanche, Fukushima et Tatsuoka (1984), sur échantillons antifrettés, trouvent globalement une dépendance beaucoup plus faible pour le sable de Toyoura, voire nulle pour des confinements inférieurs à 20 kPa. On constate une dispersion importante pour les très faibles confinements. La comparaison entre les résultats obtenus par les différents auteurs ne peut évidemment être que qualitative puisque les sables étudiés et les techniques expérimentales sont différents. Pour des confinements plus élevés (50 à 400 kPa), Kolymbas et Wu (1990) obtiennent une décroissance de l'angle de frottement avec le confinement pour le sable de Karlsruhe (Fig. 11) comparable à celle observée pour le sable d'Hostun, et une évolution similaire pour d'autres matériaux granulaires.

Nous avons représenté sur la figure 12 l'évolution de l'angle de frottement ϕ'_{max} avec la pression moyenne effective à la rupture dans les essais drainés sur le sable d'Hostun lâche et dense (nos essais CID 1 à CID 6). La courbe ϕ'_{max} - p' obtenue à partir de l'essai SR1 a également été reporté sur la figure 12. On constate une bonne concordance de cet essai avec les essais drainés sur sable lâche en terme d'angle de frottement au pic.



Des corrélations ont été proposées par certains auteurs pour reproduire l'évolution de ϕ'_{max} en fonction de p'. Ainsi une relation hyperbolique à trois paramètres a été proposée par Maksimovic (1989):

$$\varphi'_{max} = \varphi_{B} + \frac{\Delta \varphi}{1 + \frac{p'}{p_{N}}}$$
(2)

Les paramètres $\phi_{B'} \Delta \phi$ et $_{pN}$ ont été déterminés à partir des essais de la figure 12. On a obtenu respectivement 31,9°, 9° et 200 kPa pour le sable lâche 41,5°, 14° et 75 kPa pour le sable dense.

Dilatance

On définit l'angle de distance ψ_{max} dans les essais triaxiaux drainés par la relation :

$$tg\psi_{max} = \left(-\frac{\partial \epsilon \nu}{\partial \epsilon_1}\right)_{max}$$
 (3)

On a tracé sur la figure 13 l'évolution de ψ_{max} avec la pression de confinement pour les essais drainés sur sable lâche et dense. On constate que ψ_{max} est faible pour le sable d'Hostun lâche (de l'ordre de 3 à 4°), et qu'il dépend peu du confinement. En effet, nous avons également représenté sur la même figure les essais obtenus par Flavigny sur le sable d'Hostun entre 100 et 600 kPa. ψ_{max} reste compris entre 2 et 4° pour une plage de confinements de 20 à 600 kPa. Pour le sable dense, la dilatance est beaucoup plus forte et sa dépendance avec le confinement plus marquée. L'évolution paraît continue entre 20 et 600 kPa avec, comme pour $\phi'_{max'}$ une décroissance plus forte pour les faibles contraintes. Pour le sable d'Hostun dense, ψ_{max} varie donc de 43° pour 20 kPa à 24° pour 600 pKa. Les résultats obtenus par Furushima et Tatsuoka (1984) sur le sable de Toyoura et par Kolymbas et Wu (1990) sur le sable de Karlsruhe sont également représentés pour comparaison. Les tendances observées sont identiques. On remarque une dispersion notable pour les très faibles confinements pour le sable de Toyoura. Il faut noter que ces résultats ont été obtenus par Fukushima et Tatsuoka (1984) pour des indices des vides initiaux assez dispersés.




Bolton (1986) a proposé pour les sables la corrélation suivante entre $\psi_{max'}$ la densité initiale du matériau $I_{\rm D}$ et la passion moyenne effective à la rupture p':

$$g\psi_{max} = \left(-\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \varepsilon_1}\right)_{max} = 0.3(l_D(10 - \ln p^i) - 1)$$
 (4)

Pour le sable dense, nos résultats correspondent à la relation suivante pour ψ_{max} qui est très proche de la relation (4) proposée par Bolton :

$$tg(\psi_{max}) = 0,27(I_D(10 - \ln p') - 0,78)$$
 (5)

Par contre, cette corrélation ne permet pas de reproduire les résultats que nous avons obtenus pour le sable lâche.

État critique

Nous avons représenté en figure 14 l'ensemble des essais présentés dans cette étude dans le plan indice des vides – pression moyenne. Il apparaît que l'état de plasticité parfaite n'est pas atteint dans nos essais, où la pression moyenne ou l'indice des vides évolue toujours en fin d'essai.



On peut cependant déterminer l'angle de frottement critique comme étant l'angle de frottement à la rupture correspondant à un taux de dilatance nul. Nous avons tracé sur la figure 15 l'évolution de ϕ'_{max} avec tg (ψ_{max}) pour nos essais drainés sur sable lâche et dense, auquels nous avons adjoint les essais de Flavigny, effectués pour des confinements plus élevés. On constate que les points obtenus sont correctement alignés. On remarquera que pour tous les essais drainés dont nous disposons, la valeur de la dilatance à la rupture, bien que faible pour le sable lâche, est toujours positive, et la valeur de $\phi'_{cv'}$ obtenue doit résulter d'une extrapolation de φ'_{max} pour un taux de dilatance nul. Pour affiner la détermination de φ'_{cv} , nous avons reporté sur la figure 15 les points obtenus pour les essais en déformations proportionnelles correspondant à ξ positif ou nul, c'est-à-dire à un taux de dilatance imposé négatif ou nul. Ces points s'alignent correctement avec ceux correspondant aux essais drainés. La droite moyenne de la figure 15 a été construite sur les valeurs obtenues sous faible confinement. La valeur de $\phi'_{\rm ev}$ obtenue est de 35,2°. Si on prend en compte les essais de Flavigny on obtient une valeur, légèrement plus faible, de 34,9°. Ces valeurs sont conformes à celles généralement admises pour le sable d'Hostun.



Connaissant $\varphi'_{cr'}$ Bolton (1986) a proposé une corrélation entre l'angle de frottement à la rupture φ'_{max} obtenu au cours d'un essai triaxial, la densité initiale du matériau I_p et la pression moyenne effective à la rupture p':

$$\phi'_{max} - \phi'_{ry} = 3 (I_p(10 - \ln p') - 1)$$
 (6)

Pour le sable d'Hostun dense ($I_D = 0,88$) en faibles confinements, la relation proposée par Bolton reste pratiquement valable, puisqu'on obtient à partir de nos essais :

$$\phi'_{max} - \phi'_{cy} = 2,89 (I_p(10 - lnp') - 1)$$
 (7)

En revanche, la corrélation proposée par Bolton ne permet pas de reproduire les résultats obtenus pour ϕ'_{max} avec le sable lâche. Il faut noter que pour le sable lâche la détermination de ϕ'_{max} et ψ_{max} est plus difficile.

6 Conclusion

Dans cet article, une étude sur le comportement du sable d'Hostun RF pour des confinements variant de 20 à 100 kPa a été présentée. En plus des essais classiques drainés et non drainés pour le sable lâche et dense, pouvant servir à la détermination des paramètres de modèles rhéologiques dans cette plage de contraintes, des essais en déformations proportionnelles ont été effectués, qui peuvent servir à la validation de ces modèles. Par ailleurs, un essai spécial dit de détermination du critère de rupture a permis l'identification de ce critère pour des pressions moyennes allant de 20 kPa à 200 kPa. La nature non linéaire de la courbe de rupture obtenue met en évidence une variation de l'angle de frottement avec la pression moyenne, importante pour les faibles confinements.

Une étude des évolutions de l'angle de frottement ϕ'_{max} et de l'angle de dilatance ψ_{max} en fonction du confinement est présentée pour le sable d'Hostun. On les compare aux évolutions obtenues, d'une part sur le sable d'Hostun pour des confinements supérieurs à

Bibliographie

- Biarez J. et Zianí F. Introduction aux lois de comportement des sables très peu denses. *Revue Française de Géotechnique*, n° 54, 1991, p. 65-73.
- Bolton M.D. The strength and dilatancy of sand. *Geotechnique*, vol. 36, n° 1, 1986, p. 65-787.
- Canou J., El Kachem M. et Kattan A. Propriétés de liquéfaction statique d'un sable lâche. *Cahiers de Rhéologie*, vol. VIII, n° 4, 1990, p. 207-218.
- Chu J., Lo S.-C.R. et Lee I.K. Strain softening behaviour of granular soil in strain-path testing. J. of Geotechn. Eng., ASCE, vol. 118, n°2, 1993, p. 191-208.
- Colliat J.-L., Desrues J. et Flavigny F. Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxal de compression. *Revue Française de Géotechnique*, n° 34, 1986, p. 41-55.
- Flavigny E., Desrues J. et Palayer B. Le sable d'Hostun RF. Revue Française de Géotechnique, n° 53, 1991, p. 67-69.
- Fukushima S. et Tatsuoka F. Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures. *Soils and Foundations*, vol. 24, n°4, 1984, p. 30-48.

- Janbu Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Eur. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Wiesbaden (Ger.), 1963, vol. 1, p. 19-25.
- Kolymbas D. et Wu W. Recent results of triaxial tests with granular materials.*Powder Technology*, n° 60, 1990, p.99-119.
- Kong X.J, Tatsuoka F. et Pradhan B.S. Dynamic deformation properties of sand at extremely low pressures, Proceedings 7th Jap. Earthquake Eng. Symp., 1986, p. 631-636.
- Konrad J.-M., Flavigny E. et Meghachou M. – Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche. *Revue Française* de Géotechnique, n° 54, 1991, p. 53-63.
- Lancelot L. et Shahrour I. Mechanical behaviour of a chemical powder at low stress levels – Influence of temperature and humidity. *Powder Handling and Processing*, vol. 6, n° 3, 1994, p. 303-308.
- Lancelot L., Shahrour I., Al Mahmoud M. et Doanh T. – Étude expérimentale du comportement du sable d'Hostun sous faibles confinements, 11^e Congrès français de Mécanique, Lille, vol. 4, 1993, p. 457-460.

100 kPa, et d'autre part sur d'autres sables pour des confinements variant de 2 kPa à 400 kPa. Les résultats publiés pour les variations de l'angle de frottement pour de très faibles confinements (inférieurs à 20 kPa) montrent de grandes divergences. Les résultats concernant la dilatance pour des confinements inférieurs à 20 kPa sont également caractérisés par une dispersion importante. En revanche, pour des confinements supérieurs à 20 kPa, l'évolution de φ'_{max} et ψ_{max} est galitativement la même pour tous les sables: φ'_{max} décroît guand le confinement augmente (d'autant plus que la densité initiale est élevée), cette décroissance pouvant être modélisée suivant la relation hyperbolique proposée par Maksimovic (1989), ou par les corrélations proposées par Bolton (1986). ψ_{max} est faible et pratiquement insensible à l'évolution du confinement pour les sables lâches. Pour les sables denses, en revanche, on note une diminution notable de la dilatance guand le confinement augmente, ce qui est conforme à ce qui est généralement observé et à ce qu'a formalisé Rowe (1962) dans sa théorie de la dilatance. Les corrélations de Bolton (1986) sont applicables au sable dense.

Pour le module de déformation initial E_o , on constate que la classique loi puissance de Janbu (1963) conserve sa validité pour les confinements inférieurs à 100 kPa, avec un exposant qui s'écarte notablement de la valeur 0,5 usuellement utilisée dans les modèles, spécialement pour le sable lâche.

En résumé, il apparaît que les lois d'évolution de l'angle de frottement, l'angle de dilatance et le module initial en fonction du niveau de contrainte, conservent qualitativement leur validité pour des confinements faibles. En ce sens elles sont extrapolables aux faibles confinements. Cependant les valeurs des paramètres de ces lois doivent être déterminées dans le domaine de contrainte où ces lois doivent être utilisées. Plus généralement, les paramètres des modèles de comportement doivent être déterminés, et les modèles validés, dans le domaine de contrainte où les modèles doivent être utilisés.

- Lo S.-C.R. et Chu J. One test determination of the failure curve of a granular soil by strain path testing. *Soils and Foundations*, vol. 33, n° 1, 1993, p. 176-181.
- Maksimovic M. Non linear failure for soils. J. of Geotech. Eng., vol. 115, n° 4, 1989, p. 581-586.
- Ponce V.M. et Bell J.M. Shear strength of sand at extremely low presures. Jour. SMF Division, Proceedings, ASCE, vol. 97, n° SM4, 1971, p. 625-638.
- Rowes P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, Proceedings Royal Society of London, vol. 269, séries A, 1962, p. 500-527.
- Tatsuoka F., Goto S. et Sakamoto M. Effects of some factors on strengh and deformation characteristics of sand at low pressures. *Soils and Foundations*, vol. 26, n°1, 1986, p. 105-114.
- Tatsuoka F., Sakamoto M. et Kawamura T. – Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures. Soils and Foundations, vol. 26, n° 1, 1986, p. 65-84.

Au sujet de la variation du coefficient de réaction du sol en fonction de l'inertie des écrans de soutènement

P. SCHMITT

Discussion

On peut observer, à travers les récents articles consacrés, dans la *Revue Française de Géotechnique*, au coefficient de réaction du sol vis-à-vis des écrans de soutènement, un certain consensus sur le fait que ce coefficient, k, dépend du produit d'inertie, EI, de l'écran.

En revanche, une divergence importante subsiste dans l'appréciation du sens de variation de k en fonction de EI.

En effet, nous avons relevé, dans les numéros 66 (article de A. Monnet: « Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique des soutènements »), 68 (discussion au sujet de l'article de A. Monnet) et 72 (article de A. Dhouib: « Méthode des coefficients de réaction appliquée en France pour les calculs des soutènements: influence de la variation des paramètres »), l'indication d'une variation croissante de k en fonction de EI.

Par contre, nous avons, dans le numéro 71 (article de P. Schmitt: « Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples »), mis en évidence une variation nettement décroissante.

Il apparaît donc une divergence profonde entre ces différents points de vue, divergence sur laquelle nous voudrions essayer d'apporter quelques éléments d'explication.

Tout d'abord, il nous semble que le fait, indiscutable, que le déplacement d'un écran rigide soit plus faible que celui d'un écran déformable, toutes choses égales par ailleurs, ne permet pas de conduire à une plus forte valeur de k.

En effet, l'augmentation de EI est par elle-même une cause essentielle de la limitation du déplacement, et ce indépendamment de la variation de k.

Pour pouvoir conclure à une augmentation de k, il faudrait avoir observé, pour un écran d'inertie croissante, une diminution du déplacement, Δy , sans diminution notable, voire avec augmentation de la variation de pression associée, Δp .

Tel paraît être effectivement le cas si l'on s'intéresse au comportement élastique du sol en poussée, état dans lequel la pression, p augmente quand Δy díminue, donc quand l'inertie de l'écran augmente.

Cependant, bien que la pression p soit plus importante pour un écran rigide que pour un écran souple, on ne peut en conclure que la variation de pression élastique, Δp , associée au déplacement, Δy , est elle-même plus importante.

On peut, certes, observer que Δp augmente globalement quand Δy diminue, dans la mesure où les petites déformations intéressent exclusivement le domaine élastique du sol, et sont donc décrites par le coefficient de réaction élastique k = $\Delta p/\Delta y$, tandis que les déformations plus importantes intéressent rapidement le domaine plastique, décrit par le coefficient de poussée active, et qui donne lieu à des déplacements plus élevés: on peut en déduire que le coefficient de réaction « apparent » du sol décomprimé est plus élevé pour un écran rigide que pour un écran souple, mais on ne peut rien en déduire vis-à-vis du coefficient de réaction élastique proprement dit.

On peut par contre noter que, comme l'indique A. Dhouib, la prise en compte d'une loi non linéaire traduirait mieux le comportement du sol: mais il faudrait alors tenir compte d'une formulation du type k = f(y), et non k = f(EI), dans la mesure où le déplacement de l'écran est loin d'être uniquement fonction de son inertie.

En pratique, le domaine élastique du sol en poussée est relativement limité, ce qui explique que l'on se contente en général, forfaitairement, d'assimiler le coefficient de réaction en décompression au coefficient de réaction en compression, plus accessible à l'expérience et plus intéressant pour le concepteur: en effet, le domaine élastique du sol en butée est considérablement plus étendu qu'en poussée, et c'est donc le coefficient de réaction du sol comprimé qui constitue, dans le domaine élastique, le paramètre déterminant vis-à-vis du comportement de l'écran.

Or, dans le cas de la butée, un effort exercé sur le sol par l'intermédiaire d'un écran rigide sera mieux réparti que par un écran souple, et donnera donc naissance à des contraintes plus faible.

Cette plus grande répartition des contraintes par un écran rigide se traduit par une plus grande valeur du paramètre dimensionnel, « a », hauteur sur laquelle le terrain se trouve réellement sollicité par l'écran, ce qui, compte tenu de la théorie du bulbe des isocontraintes de Terzaghi selon laquelle le coefficient de réaction est inversement proportionnel à « a », amène à la conclusion, corroborée par les multiples expérimentations dont nous avons fait état, que k varie en raison inverse de EI.

A notre connaissance, trois formulations au moins permettent aujourd'hui de tenir compte de cette variation:

 Vesic, cité par Simon dans le n°71 de la RFG, dans le cas d'une poutre de largeur b et de grande longueur, sollicitée ponctuellement:

 $k = 0.65/b.(E_s.b^4/EI)^{1/12}.E_s/1-v_s^2$, où E_s et v_s sont les caractéristiques élastiques du sol.

- Balay et Gigan, dans le cas d'une mise en tension de tirant :

 $k=r.s.4.E_{\rm M}/({\rm EI/E_{\rm M}})^{1/3},$ où $E_{\rm M}$ est le module pressiométrique, r et s deux coefficients adimensionnels.

 Schmitt, dans le cas général d'un écran continu (formulation« moyenne » intégrant, sur une base empirique, les différents modes de sollicitations classiques):

 $k = 2,1.(E_M/\alpha)^{4/3}/EI^{1/3}$, où α est le « coefficient de structure » du sol.

En revanche, la formule proposée par A. Monnet présente, bien qu'également destinée à décrire la réaction du sol comprimé, la tendance inverse, puisque EI y figure au numérateur et non au dénominateur:

 $\begin{array}{l} k = (20.E1.(K_{\rm p}.\gamma.(1\!-\!K_{\rm 0}/K_{\rm p})/dr_{\rm 0})^4)^{1/5} + \\ A_{\rm p}.C'.th(C'/C_{\rm p})/dr_{\rm 0} \end{array}$

En réalité, cette divergence peut s'expliquer si l'on observe que la formule de Monnet, tout comme l'abaque de Chadeisson qu'elle cherche à généraliser, approche le coefficient de réaction élastique à partir de la prise en compte de l'équilibre plastique du sol, lui-même déterminé à partir des coefficients de butée classiques, et de l'ordre de grandeur, supposé connu, du déplacement, dr_o nécessaire à l'obtention de cet équilibre-limité.

Il est clair que ces approches sont intéressantes dans la mesure où elles permettent d'obtenir des ordres de grandeur généralement plausibles, largement validés par l'usage dans le cas de l'abaque de Chadeisson, et corroborés par l'expérience dans le cas de parois moulées d'épaisseurs courantes et de terrains suffisamment compacts.

Elles ne peuvent par contre prétendre décrire de façon précise l'influence du mode de déformation de l'écran, dans la mesure où les déformations ne sont approchées qu'à partir d'hypothèses forfaitaires, à la fois sur leur valeur moyenne et leur distribution, et que la validité des formulations qui en découlent dépend exclusivement de la validité de ces hypothèses.

La difficulté inhérente à ces approches est encore exacerbée du fait que le domaine plastique n'est pas atteint simultanément sur toute la hauteur sollicitée, et que les déplacements en jeu intègrent donc à la fois des déplacements élastiques, approchés par la théorie du coefficient de réaction, et des déplacements plastiques indéterminés, évalués forfaitairement, et en pratique assimilés aux précédents, ce qui peut expliquer l'obtention d'un résultat paradoxal du point de vue des déformations élastiques.

En définitive, il nous semble que les divergences signalées ne sont qu'apparentes, puisque les problèmes traités sont en toute rigueur de natures différentes : massif élastique comprimé ou décomprimé, et équilibre-limite du sol.

Dans le cas de la butée élastique, les différentes formulations existentes permettent bien, compte tenu de leurs supports théoriques et expérimentaux, de conclure à une variation décroissante du coefficient de réaction du sol lorsque l'inertie de l'écran augmente.