

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 84
3^e trimestre 1998

Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque
et à Calais

H. JOSSEAUME

3

Essais Lefranc pour la mesure de la perméabilité *in situ* :
étude théorique et interprétation pratique

A. DHOUIB, I. SHARHOUR, Z. LAFHAJ, A. DELFAUT

27

Étude expérimentale du comportement
de groupe de pieux chargés latéralement
et de l'effet leur mise en place dans un massif sableux

S. MEZAZIGH, D. LEVACHER, J. GARNIER

37

Conception et exécution des tunnels :
rôle et résultats de la recherche expérimentale

P. LUNARDI

49

Comportement hydromécanique des fractures naturelles
en milieu granitique

K. SU

65

Calcul à la rupture appliqué à la coupe de géomatériaux

N. CHALLAMEL

75

CONSEIL DU COMITÉ DE LECTURE

Dans le but de rendre plus transparent le fonctionnement du comité de lecture de la *Revue française de géotechnique*, un Conseil du comité de lecture a été établi paritairement entre les trois comités français de Mécanique des sols, de Mécanique des roches et de Géologie de l'ingénieur. Le rôle de ce Conseil sera de choisir et d'orienter chaque article reçu par la *Revue* vers deux lecteurs particulièrement compétents en fonction des sujets traités.

La composition du Conseil du Comité de Lecture est la suivante :

- pour la Mécanique des sols :
G. AUVINET
E. FLAVIGNY
J. SALENÇON
F. SCHLOSSER
- pour la Mécanique des roches :
E. DETOURNAY
Y. GUEGUEN
M. PANET
G. VOUILLE
- pour la Géologie et l'ingénieur :
R. COJEAN
J.-L. DURVILLE
J.-L. GIAFFERI
A. PARRIAUX

L'actuel directeur de la *Revue française de Géotechnique* saisit cette occasion pour citer tous ceux qui l'ont assisté bénévolement dans cette mission essentielle pour le rayonnement de la *Revue*, et c'est pour lui un plaisir de remercier MM. AMAR, AURIAULT, BAGUELIN, BENAMAR, BERGUES, MME BERNAUD, MM. BÉREST, BIAREZ, BILLAUX, BORDES, BOULON, BRULOIS, DE BUHAN, CORDARY, DELAGE, DORMIEUX, DUFFAUT, DUPEUBLE, FEUGA, FRANK, FRY, GAMBIN, GARNIER, GARY, MME GENTIER, MM. GHOREYCHI, ISNARD, LECA, LONDE, LUONG, MAGNAN, MALATRAIT, A. MONNET, J. MONNET, PANET, PIGUET, PHILIPPONNAT, PICARD, POUYA, RADENKOVIC, ROUSSET, SALENÇON, SCHLOSSER, SHAHROUR, SIRIEYS, SU KUN, TCHENG, THOREL, TOURET, VOUILLE, WEBER et probablement quelques autres dont les noms sont égarés dans les archives des 82 premiers numéros de la *Revue française de Géotechnique*.

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 1998 (numéros 82 à 85) franco : 680 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

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40

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

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

N° d'imprimeur : 33920. Dépôt légal : novembre 1998

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1998

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

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

Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais

H. JOSSEAUME

LCPC, 58, bd Lefebvre,
75732 Paris Cedex 15

Résumé

L'article rend compte de l'étude des propriétés de l'argile des Flandres rencontrée à Dunkerque et à Calais sous une couche de sable d'une trentaine de mètres d'épaisseur. Les caractéristiques mécaniques de cette argile raide, très plastique et fortement surconsolidée ont été déterminées à partir d'essais de laboratoire et en place effectués dans le cadre de la reconnaissance des deux sites où des murs de quai de grande hauteur devaient être construits, ainsi que dans le cadre de recherches sur le comportement des argiles raides. Ces essais, qui couvrent presque toute la gamme des essais de sol couramment réalisés, ont permis d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement de l'argile, certains paramètres de déformabilité ainsi que le coefficient de pression du sol au repos. Des relations empiriques exprimant la cohésion non drainée et les modules de déformation en fonction de la pression de consolidation ont en outre été établies. D'autre part, la fiabilité de la détermination de la cohésion non drainée à partir d'essais triaxiaux UU et de certains essais en place (essais au pressiomètre Ménard, essais de pénétration statique et essais au dilatomètre Marchetti) a également été discutée.

Engineering properties of the Flanders clay at Dunkirk and Calais

Abstract

The paper deals with the properties of the Flanders clay lying at Dunkirk and Calais under a sand layer 30 meter thick or so. The engineering properties of this stiff, highly plastic and heavily overconsolidated clay have been derived from laboratory and *in situ* soil tests carried out as a part of the investigation of the two sites where the construction of high quay walls was planned and for research purposes about the behaviour of stiff clays. From these tests it was possible to derive the shear strength parameters of the clay, some deformability parameters and the coefficient of earth pressure at rest. The interpretation of the tests also led to empirical relationships linking undrained shear strength and deformation moduli to consolidation pressure. Besides, the reliability of undrained shear strength values derived from triaxial UU tests and from *in situ* tests such as Ménard pressuremeter, static penetration and Marchetti dilatometer tests has also been discussed.

Introduction

L'argile des Flandres est la principale formation géologique de la plaine des Flandres, dont elle constitue le soubassement. Elle forme une couche de forte épaisseur, généralement affleurante, sauf dans la plaine côtière, large de 10 km à 20 km, où elle est recouverte par des formations sableuses dont l'épaisseur peut atteindre une trentaine de mètres. Dans cette zone, l'argile des Flandres se présente sous la forme d'un matériau raide et gonflant dont les caractéristiques géotechniques sont relativement constantes.

L'étude des propriétés de cette formation a été entreprise dans le cadre des recherches des Laboratoires des ponts et chaussées sur le comportement des sols raides. Elle avait pour objectif la détermination des paramètres de résistance au cisaillement et de déformabilité qui caractérisent le comportement de l'argile ainsi que l'étude de l'évolution de ses caractéristiques non drainées due au gonflement. Cette évolution pouvant affecter la stabilité de certains murs de quai dragués, fichés dans l'argile (murs soumis à d'importantes sollicitations accidentelles survenant longtemps après la mise en service des ouvrages, murs en cours de rempiètement), son étude a fait l'objet de contrats de recherche entre le STCPMVN et le Port autonome de Dunkerque, d'une part, et le LCPC, d'autre part.

L'étude de l'argile des Flandres, dont il est rendu compte ci-après, s'appuie sur une importante campagne d'essais de laboratoire, réalisée au LCPC en 1986 et 1987, dans le cadre des contrats de recherche mentionnés précédemment et dans le cadre d'une thèse (Hieng, 1991), sur des échantillons prélevés dans la zone portuaire de Dunkerque. Elle intègre également les résultats de nombreux essais de laboratoire et d'essais en place effectués, principalement par le Laboratoire régional des ponts et chaussées de Lille, lors des campagnes de reconnaissance qui ont précédé la construction de deux importants ouvrages portuaires, le quai à pondéreux ouest (QPO) construit à Dunkerque en 1982 (Port autonome de Dunkerque, 1981) et le quai en eau profonde (QEP) construit à Calais en 1989 (Neveu *et al.*, 1994).

L'analyse des essais œdométriques effectués au LCPC sur l'argile prélevée à Dunkerque, qui était principalement orientée vers la détermination de la pression de préconsolidation du sol en place, a déjà fait l'objet d'une publication détaillée (Josseaume *et al.*, 1991). Aussi le présent article est-il essentiellement consacré à l'étude des caractéristiques de résistance au cisaillement et de déformabilité de l'argile des Flandres et des effets du gonflement.

L'argile des Flandres dans la plaine côtière : géologie et identification

Les campagnes de reconnaissance effectuées à Dunkerque entre 1975 et 1985 dans le cadre de l'étude du QPO ont établi que, dans la zone intéressée par cet ouvrage long de 450 m, le toit de l'argile des Flandres se trouve à une profondeur moyenne de 32 m par rap-

port au terrain naturel. Des sondages profonds ont par ailleurs montré que l'épaisseur de la couche d'argile est de l'ordre de 90 m. Le recouvrement de l'argile est constitué par les alluvions du Flandrien, formées de sable fin plus ou moins limoneux traversé localement de passées limoneuses. Ces alluvions sont baignées par une nappe dont la surface se situe à environ 5 m de profondeur par rapport au niveau moyen du terrain naturel. Les sondages, exécutés à quelques centaines de mètres du QPO afin de prélever les échantillons nécessaires à l'étude en laboratoire réalisée au LCPC en 1986 et 1987 confirment les résultats précédents. A l'emplacement de ces sondages, qui ont atteint une profondeur de 45 m, l'argile a été rencontrée à 32 m de profondeur et la nappe du sable flandrien à 5 m. En outre, la reconnaissance du site du QEP à Calais a mis en évidence une coupe géologique très semblable : la hauteur de recouvrement de l'argile par le sable flandrien est de l'ordre de 30 m et la nappe de cette formation se situe à une profondeur de 5 m.

L'examen des échantillons prélevés lors des différentes campagnes de reconnaissance montre que l'argile se présente sous la forme d'un matériau gris foncé d'apparence homogène mais qui est traversé de microfissures qui le découpent en polyèdres irrégulièrement distribués. Les valeurs des paramètres d'état et d'identification, mesurées sur ces échantillons, sont présentées dans le tableau I. La quasi-identité des valeurs obtenues à Dunkerque et à Calais met en évidence la similitude des propriétés de l'argile sur ces deux sites, ce qui légitime la prise en compte dans l'étude, de l'ensemble des résultats relatifs à ceux-ci. Les caractéristiques d'état et d'identification indiquent que l'argile des Flandres est une argile très consistante et très plastique représentée par les symboles A_t et L_t dans la classification des LPC. Par ailleurs, les essais de gonflement et les essais œdométriques à haute pression réalisés sur ce matériau (Josseaume *et al.*, 1991)

TABEAU I Plages de variation et valeurs moyennes des paramètres d'état et d'identification. Ranges and average values of the state and identification parameters.

Site	DUNKERQUE		CALAIS
Origine des données	LRPC de Lille	LCPC	LRPC de Lille
Étude	Quai à pondéreux	Comportement de l'argile	Quai en eau profonde
Limité de liquidité w_L (%)	62-96 75	63-75 71	69-83 75,4
Indice de plasticité I_p (%)	32-57 41	40-47 44	34-46 40
Teneur en eau w (%)	26-35 29,6	26-31 28,6	24-34 28,9
Poids volumique γ (kN/m ³)	19,6-20,3 19,8	19,3-21,2 19,9	19,4-20,4 19,9
Poids volumique sec γ_d (kN/m ³)	13,8-16,1 15,3	14,9-16,3 15,5	14,5-16,3 15,4
Poids volumique des particules γ_s (kN/m ³)		27-28,5 27,5	
Teneur en argile (%)		56	

Essais œdométriques

La compressibilité de l'argile a été étudiée à partir de dix-sept essais œdométriques effectués au moyen de l'appareillage courant, qui ne permet pas d'appliquer à l'éprouvette des contraintes supérieures à environ 3 000 kPa, et de trois essais œdométriques à haute pression dans lesquels le sol est soumis à une contrainte maximale de 22 000 kPa. L'analyse des résultats ayant montré que des valeurs représentatives des paramètres de compressibilité d'une argile raide ne peuvent être obtenues qu'à partir des essais à haute pression (Josseaume *et al.*, 1991), seuls les résultats de ces derniers ont été retenus (tableau II). Ils font apparaître que la pression de préconsolidation σ'_p est d'environ 3 200 kPa (moyenne des valeurs obtenues) à 11 m au-dessous du toit de la couche, c'est-à-dire de l'ordre de 3 100 kPa au niveau de celui-ci.

TABLEAU II Essais œdométriques à haute pression. Paramètres d'état des éprouvettes et principaux résultats d'essais. High pressure oedometer tests. State parameters of the specimens and main test results.

Profondeur (m)	γ_d (kN/m ³)	w %	σ'_p (kPa)	C_c	C_s
42,90	15,4	30,5	3 400	0,34	0,12
42,95	16	26,2	3 400	0,29	0,10
43	15,8	27,6	2 800	0,31	0,10

Essais triaxiaux

Programme d'essais

L'objectif des essais était de déterminer les valeurs des paramètres de résistance au cisaillement et de déformabilité qui régissent les comportements à court terme et à long terme de l'argile sollicitée par un écran de soutènement fiché dans celle-ci. Dans cette optique, on a donc réalisé des essais drainés et non drainés dans lesquels les éprouvettes ont été cisailées à pression latérale constante soit en compression, soit en extension, ces modes de déformation s'apparentant respectivement aux modes de déformation de l'argile en place à l'amont et à l'aval d'un écran de soutènement. En effet, lors du dragage qui provoque un déplacement de l'écran vers l'aval, si l'on néglige les distorsions introduites par la rotation des contraintes, les mécanismes de déformation du sol en place peuvent être schématisés comme suit : le sol situé à l'amont est déchargé latéralement à contrainte verticale constante et subit de ce fait une compression verticale, tandis qu'à l'aval le sol, qui est déchargé verticalement et comprimé latéralement, subit une extension verticale.

Le programme d'essais, qui intéressait un total de 46 éprouvettes, a comporté :

– 2 essais UU (essais non drainés en compression sur des éprouvettes non reconsolidées en laboratoire) ;

mettent en évidence son caractère gonflant (le gonflement relatif mesuré au cours d'essais de gonflement libre est d'environ 8 %) et sa forte surconsolidation, la pression de préconsolidation au niveau du toit de la couche étant supérieure à 3 000 kPa (cf. § 3.1.2). Le caractère gonflant de l'argile est lié à la forte teneur en montmorillonite de sa fraction argileuse, son état de surconsolidation étant une conséquence de son histoire géologique, qui est résumée ci-après.

L'argile des Flandres s'est déposée à l'Yprésien (début de l'Éocène de l'ère tertiaire) dans un golfe marin qui s'étendait sur toute la zone où se situent actuellement le Nord de la France, la Belgique et le Sud-Est de l'Angleterre. Elle a ensuite été recouverte par des formations tertiaires dont la sédimentation s'est poursuivie jusqu'au Pliocène supérieur. La surface du sol se situait alors probablement à environ 200 m au-dessus de la surface actuelle de l'argile, cette hauteur de recouvrement étant estimée par référence à l'altitude de la butte-témoin du Mont Cassel. Les formations recouvrant l'argile ainsi que la partie supérieure de celle-ci ont ensuite été érodées. Ce processus d'érosion a été suivi au Quaternaire, par le dépôt des alluvions du Flandrien qui exercent actuellement sur l'argile restant en place une contrainte verticale effective très inférieure à celle qui lui a été appliquée au Pliocène supérieur.

Étude expérimentale des propriétés mécaniques de l'argile des Flandres

L'étude des propriétés mécaniques de l'argile des Flandres tient compte, d'une part, des résultats des recherches en laboratoire effectuées au LCPC et, d'autre part, des résultats d'essais courants de laboratoire et d'essais en place, réalisés à Dunkerque et à Calais lors des campagnes de reconnaissance du QPO et du QEP auxquelles le LRPC de Lille a pris une part prépondérante.

Étude en laboratoire du comportement de l'argile

Généralités

L'étude en laboratoire a comporté la réalisation d'essais œdométriques, d'essais triaxiaux de divers types et d'essais au pénétromètre de laboratoire. Ces essais ont été effectués sur des éprouvettes découpées dans des échantillons « intacts » extraits de trois sondages voisins implantés à quelques centaines de mètres du QPO. Ces échantillons de diamètre 96,7 mm ont été prélevés entre 34 m et 45 m de profondeur (c'est-à-dire de 2 m à 13 m au-dessous du toit de l'argile) au moyen d'un carottier à triple enveloppe (carottier à câble SKL 146, adaptation Mazier). Ils ont été conditionnés en vue de leur conservation et ont été stockés en chambre humide à une température de 8 °C avant exécution des essais.

- 11 essais CIU (essais non drainés en compression sur des éprouvettes consolidées sous contrainte isotrope) ;
- 12 essais EIU (essais non drainés en extension sur des éprouvettes consolidées sous contrainte isotrope) ;
- 15 essais CID (essais drainés en compression sur des éprouvettes consolidées sous contrainte isotrope) ;
- 6 essais EID (essais drainés en extension sur des éprouvettes consolidées sous contrainte isotrope).

3.1.2.2

Procédures d'essai

Les essais ont été effectués sur des éprouvettes de 38,2 mm de diamètre et de 76,4 mm de hauteur, découpées manuellement sur un touret vertical.

Chaque éprouvette a été montée à sec, c'est-à-dire entre deux pierres poreuses sèches, dans une cellule triaxiale équipée de deux sorties de drainage connectées à la pierre poreuse supérieure, cette disposition permettant une saturation complète et rapide du circuit de drainage. Au cours du montage, un drain ajouré en papier filtre était interposé entre la surface latérale de l'éprouvette et la membrane. Dans le cas d'un essai en extension, une cellule munie d'un piston dont la partie inférieure peut être solidarisée avec le chapeau de l'éprouvette par une liaison à rotule était utilisée.

Chaque essai a commencé par la mesure de la contrainte isotrope de gonflement σ'_{gr} , qui, dans le cas d'une argile saturée, est égale, au signe près, à la pression interstitielle initiale négative u_i qui règne dans l'éprouvette non chargée et par suite à la contrainte isotrope effective appliquée à cette dernière. La mesure de σ'_{gr} a été réalisée comme indiqué ci-dessous :

- application à l'éprouvette d'une contrainte isotrope de l'ordre de la contrainte verticale effective du sol en place σ'_{vo} au niveau de prélèvement, afin d'éviter tout gonflement pendant la saturation du circuit de drainage ;
- saturation du circuit de drainage et fermeture des sorties de drainage à l'exception de l'une des sorties connectées à la pierre poreuse inférieure ;
- ajustement progressif de la pression dans la cellule à une valeur telle que l'éprouvette ne subisse aucune variation de volume, la nullité des variations de volume étant contrôlée au moyen d'un indicateur de zéro monté sur la sortie de drainage laissée en communication avec l'atmosphère (Berre, 1981). A l'équilibre, la pression dans la cellule est égale à σ'_{gr} .

Tous les essais ont été effectués sous une contre-pression de 400 kPa. Celle-ci a été appliquée en quatre paliers (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa et 400 kPa), soit immédiatement après la mesure de σ'_{gr} dans le cas des essais UU et d'une partie des essais de type consolidé, soit après la phase de consolidation dans le cas des autres essais.

La procédure consistant à consolider les éprouvettes préalablement à l'application de la contre-pression (le circuit de drainage était alors à la pression atmosphérique) a été mise en œuvre au début de l'étude. Il est apparu qu'elle avait pour inconvénient d'augmenter la durée de la consolidation (efficacité faible ou nulle du drain latéral) et, dans certains cas, de conduire à des courbes de consolidation difficilement interprétables (l'expulsion d'eau par l'éprouvette au cours des quatre à dix premières heures étant suivie

d'une absorption beaucoup plus lente), aussi a-t-elle été abandonnée au bénéfice de celle qui consiste à réaliser la consolidation sous contre-pression.

Les éprouvettes sur lesquelles ont été effectuées les essais de type CIU, CID, EIU et EID ont été consolidées sous une contrainte isotrope effective σ'_c comprise entre 50 kPa et 790 kPa. Dans la première partie de l'étude, les éprouvettes ont été consolidées en une seule phase. Par la suite, pour compenser, dans une certaine mesure, les effets de la « déconsolidation » de l'argile dans le temps (mise en évidence par la diminution des valeurs de σ'_{gr} mesurées au fur et à mesure du déroulement de l'étude), la consolidation sous σ'_c a été systématiquement précédée d'une phase de reconsolidation sous une contrainte isotrope effective σ'_{co} de 470 kPa sensiblement égale à σ'_{vo} .

Pendant la (ou les) phase(s) de consolidation, on a relevé en fonction du temps, non seulement les variations de volume de l'éprouvette, mais également ses déformations axiales. Pour mesurer ces dernières, le piston de la cellule a été maintenu au contact du chapeau de l'éprouvette en lui appliquant, au moyen d'un plateau chargé par des poids, adapté temporairement à son extrémité supérieure, une force qui équilibrait la poussée ascendante du fluide cellulaire. Dans ces conditions, la déformation axiale était égale au déplacement du piston.

Toutes les éprouvettes ont été cisailées à contrainte latérale et à vitesse de déformation axiale constantes. La vitesse de déformation axiale adoptée pour toutes les éprouvettes était de 0,047 %/h. Cette valeur, qui correspond à la plus petite vitesse des presses utilisées (0,6 $\mu\text{m}/\text{min}$), a été choisie afin d'obtenir des valeurs élevées du degré de dissipation de la pression interstitielle dans les essais drainés et du degré d'uniformisation de celle-ci dans les essais non drainés. Ces derniers ont tous été réalisés avec mesure de la pression interstitielle au niveau de la pierre poreuse inférieure.

3.1.3.3

Résultats des essais

Les principales grandeurs caractérisant l'état et le comportement des éprouvettes lors des différentes phases des essais sont reportées dans les tableaux III et IV, pour l'ensemble des essais dont les résultats ont été retenus. De plus, des courbes représentant les variations du déviateur $\sigma_a - \sigma_r$ en fonction de la déformation axiale ϵ_a et les variations de l'accroissement Δu de la pression interstitielle ou celles de la déformation volumique ϵ_v pendant la phase de cisaillement sont représentées pour chaque type d'essai sur les figures 1 à 5. Ces résultats appellent les commentaires formulés ci-après.

L'examen des valeurs de σ'_{gr} mesurées au début de chaque essai met en évidence leur diminution avec le temps qui s'écoule entre le prélèvement du sol et l'exécution des essais (Fig. 6). En effet, on constate que σ'_{gr} qui est de l'ordre de 90 % de la contrainte verticale effective en place σ'_{vo} pour les deux premières mesures (cf. tableau III, essais 1 et 3) réalisées environ cinq mois après le prélèvement des échantillons, décroît d'environ 50 % dans les deux mois suivant celles-ci et se stabilise lentement à une valeur de l'ordre de 25 à 30 % de σ'_{vo} . La contrainte isotrope effective à laquelle sont soumises les éprouvettes non chargées étant sensiblement égale à σ'_{gr} (sol saturé), la décroissance de ce paramètre

TABLEAU III

Essais triaxiaux non drainés (UU, CIU, EIU). Paramètres d'état des éprouvettes et principaux résultats d'essais.

Undrained triaxial tests (UU, CIU, EIU). State parameters of the specimens and main test results.

Essai		Éprouvette				Reconsolidation sous $\sigma'_{co} = 470 \text{ kPa}$		Consolidation sous σ'_c			Cisaillement							
		Profondeur	État initial								Modules de déformation				Rupture			
Type	N°	z (m)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	σ'_{gr} (kPa)	ε_{vo} (%)	ε_{ao} (%)	σ'_c (kPa)	ε_{vc} (%)	ε_{ac} (%)	$E_{u0.25}$ (MPa)	$E_{u0.5}$ (MPa)	E_{u1} (MPa)	E_{u50} (MPa)	ε_{ar} (%)	$(\sigma_s - \sigma_r)_f$ (kPa)	Δu_f (kPa)	α (°)
UU	1	34,60	15,4	28,5	375			375	0	0	88,5	63	41	69,5	3	584	181	32
	3	39,35	15,4	28,8	390			390	0	0	84	62	44	82	2	490	187	45
CIU	4	40,35	15,4	28,8	215			515	2,45	1,3	74	54	39	61,5	1,85	454	193	55
	5	40,45	15,5	28,5	220			170	-	-	20	18,5	15	16,5	2,9	274	19	30
	6	40,65	15,3	29,1	208			308	-	-	82	62,5	46	66	2	501	121	21
	7	40,25	15,5	29,9	190			790	4,6	2,75	75	50,5	35	47	2,5	538	264	26
	8	40,75	15,4	28,9	210			410	1,15	-	50	38,5	28,5	36	2,3	412	186	45
	9	40,95	15,6	28,6	165			565	2,65	0,8	85	58,5	40	60,5	1,4	450	244	20
	39	39,35	15,7	28,5	125	3,35	1,65	300	-1,1	-0,4	58	43	27	57,5	1,75	288	114	38
	40	39,45	15,7	28,6	130	3,4	1,7	470	0	0	54	42,5	30	47,5	1,65	360	197	52
	41	39,6	15,2	28,3	130	3,25	1,05	50	-4,95	-2,5	33	24	17	22,5	2,45	258	35	62
	42	39,55	15,4	28,6	135	3,25	1,8	150	-3	-1,65	42,5	30	18,5	45	1,95	199	71	18
EIU	16	40,15	15,6	28,4	130			430	3,95	2,15	60,5	43,5	31	44	-2,1	-422	-267	11
	17	40,35	15,8	28,7	160			560	4,35	2,5	85	55	35,5	49	-3,2	-590	-347	-
	18	40,25	15,9	27,3	155			755	4,35	2,05	88	55	34	74,5	-3	-478	-140	31
	21	41,05	15,7	27,8	175			200	1	-	45	32,5	22	39	-3,3	-265	-100	21
	44	39,05	15,5	28,6	120	3,7	1,35	150	-2,3	-	50	31	20	46	-2,2	-256	-110	28
	47	39,25	15,5	28,9	110	4,05	1,35	300	-0,96	-0,5	22,5	22	18	-	-3,1	-436	-308	16
	50	39,85	15,5	28,7	140	3,9	1,3	150	-3,1	-1,15	20	16,5	12	16	-2,7	-166	-84	-

TABLEAU IV

Essais triaxiaux drainés (CID, EID). Paramètres d'état des éprouvettes et principaux résultats d'essais.

Drained triaxial tests (CID, EID). State parameters of the specimens and main test results.

Essai		Éprouvette				Reconsolidation sous $\sigma'_{co} = 470 \text{ kPa}$		Consolidation sous σ'_c			Cisaillement							
		Profondeur	État initial								Modules de déformation				Rupture			
Type	N°	z (m)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	σ'_{gr} (kPa)	ε_{vo} (%)	ε_{ao} (%)	σ'_c (kPa)	ε_{vc} (%)	ε_{ac} (%)	E'_0 (MPa)	$E'_{0.5}$ (MPa)	E'_1 (MPa)	E'_{50} (MPa)	ε_{ar} (%)	$(\sigma_s - \sigma_r)_f$ (kPa)	α (°)	
CID	10	41,35	15,6	28,6	135			335	1,95	1,15	66,5	30	25	22,8	4,05	670	22	
	11	41,45	15,7	28,5	120			720	6,85	2,4	62,5	41,5	34	31,4	4,85	1206	51	
	12	41,55	15,7	27,9	125			425	3,9	1,35	42	32	24	22,1	4,80	820	59	
	13	41,65	15,7	27,8	140			540	3,85	1,9	52,5	35	26	24,6	4,35	778	34	
	14	42,05	15,5	27,7	145			195	0,85	0,2	42	34	29	27,5	4,30	904	20	
	15	42,15	15,7	27,7	150			250	1,3	0,8	55,5	33	28	27,9	3,90	764	46	
	23	41,45	15,5	28,6	150			750	4,7	2	59	41	34	32	3,85	986	55	
	24	41,55	15,8	28,2	140			540	3,45	1,55	68,5	46	34	29,3	4,55	990	55	
	25	41,65	15,5	28,6	155			455	2	0,85	61	40	32	28	5,05	800	41	
	26	41,75	15,5	28	160			360	0,45	0,25	26,5	19	16	16,8	3,35	286	39	
	29	41,85	15,6	28,5	135	3,7	1,05	150	-2,9	-1,35	47,5	22	15	30,7	1,35	172	58	
	30	41,95	15,7	26,8	130	3,85	-	50	-6,7	-	27	16,5	12,5	15,8	3,70	189	34	
	33	42,05	16	27,2	155	3,5	1,4	470	0	0	49,5	31	23	18	8,35	698	62	
	35	42,15	16	26,8	120	3,75	1,7	150	-2,75	-1,4	65,5	35	25	24,9	3,60	632	50	
	36	42,25	16,3	27,5	145	3,65	1,4	50	-6,75	-1,95	21	9,5	8	7,7	3,60	159	57	
	EID	22	41,45	15,9	27,1	150			750	4,45	1,8	150	54,5	35	76,1	-3,2	-426	31
27		41,55	16,2	26,5	160			560	2,8	1,25	62	42,5	32	41,7	-3,05	-434	20	
28		41,65	15,9	26,9	110	3,6	1,3	300	-0,65	-0,25	36	22	17	20,5	-4,00	-270	8	
31		41,95	15,9	27,3	105	2,45	1,65	150	-3	-1,05	69	16	9	49,8	-2,05	-100	21	
34		42,15	15,4	28,1	160	2,7	1,1	470	0	0	100	49,5	31	74,7	-2	-373	34	
37		42,25	15,6	28,5	120	3,35	1,6	150	-2,65	-1,3	27	15	10	11,8	-3,25	-139	21	

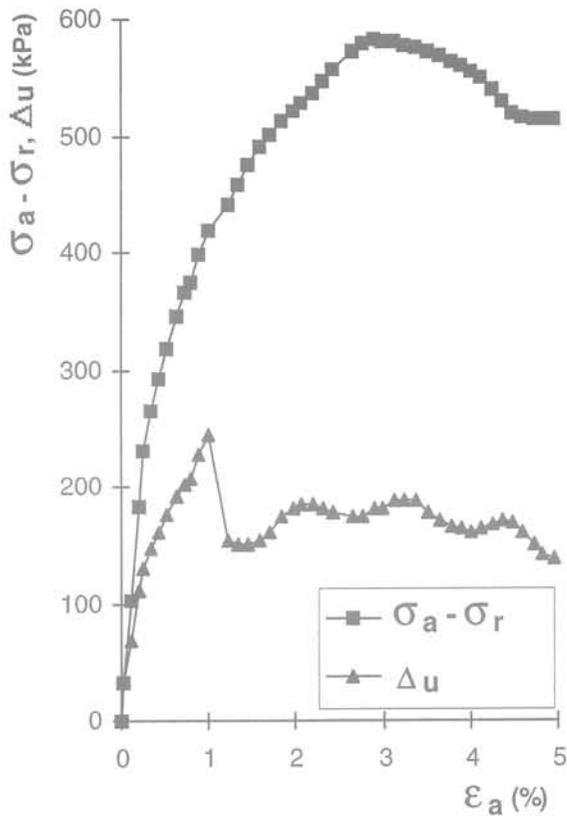


FIG. 1 Variations du déviateur et de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale dans le cas d'un essai UU (essai 1). Deviator stress and excess pore pressure versus axial strain for a specific UU test (test 1).

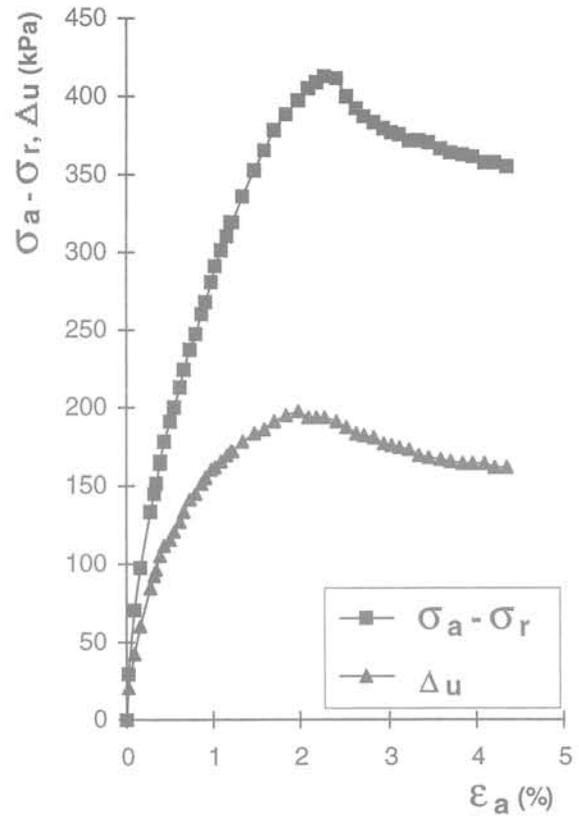


FIG. 2 Variations du déviateur et de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale dans le cas d'un essai CIU (essai 8). Deviator stress and excess pore pressure versus axial strain for a specific CIU test (test 8).

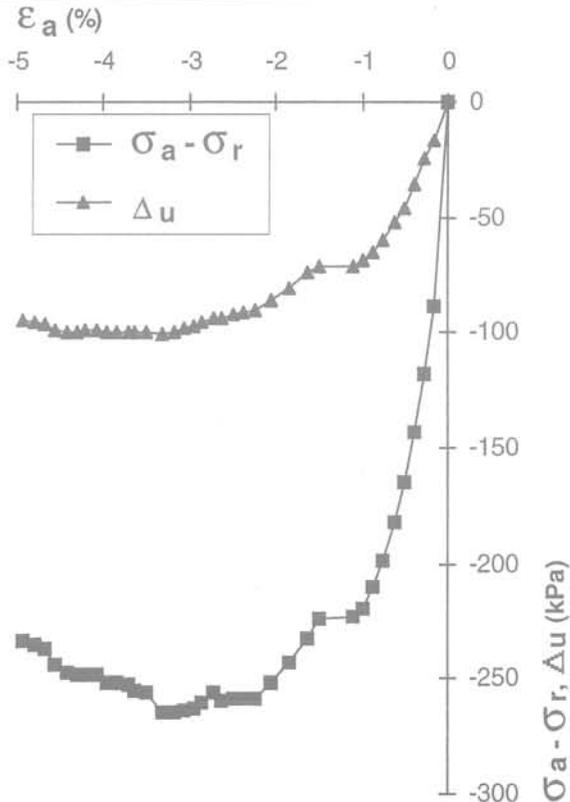


FIG. 3 Variations du déviateur et de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale dans le cas d'un essai EIU (essai 21). Deviator stress and excess pore pressure versus axial strain for a specific EIU test (test 21).

met en évidence la « déconsolidation » du sol, c'est-à-dire son remaniement progressif dans le temps. C'est à cause de ce remaniement que l'on n'a exécuté que deux essais UU et que, dans la deuxième partie de la campagne d'essais, les éprouvettes ont été systématiquement reconsolidées sous une contrainte isotrope de l'ordre de σ'_{vo} . On notera que, le coefficient de pression du sol au repos K_0 étant peu différent de l'unité (voir § 4), cette reconsolidation peut être assimilée à une reconsolidation aux contraintes en place. La déformation volumique correspondante, comprise entre 2,45 % et 4 %, est en moyenne de 3,45 %. Si, faute de disposer d'autre critère de remaniement des éprouvettes, on se réfère à celui établi par Berre (1985, cité par Lacasse et Berre, 1988) pour les éprouvettes d'argile sensible (tableau V), il apparaît que les éprouvettes déconsolidées (c'est-à-dire la quasi-totalité des éprouvettes triaxiales à l'exception de celles utilisées pour la réalisation des essais UU) se classent dans la catégorie « passable ».

TABLEAU V Critère de qualité proposé pour les éprouvettes d'argile sensible (d'après Berre, 1985).

Quality criterium suggested for sensitive clay specimens (after Berre, 1985).

ε_v (%)	Qualité de l'éprouvette
< 1	très bonne à excellente
1-2	bonne
2-4	passable
4-8	mauvaise
> 8	très mauvaise

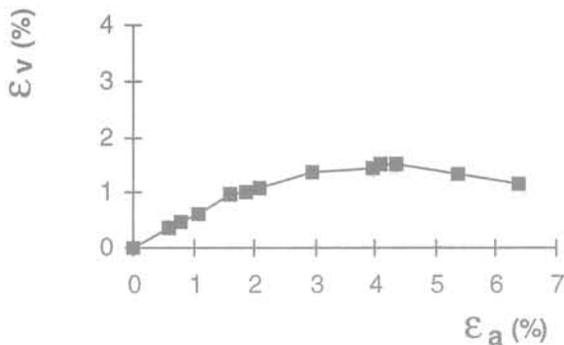
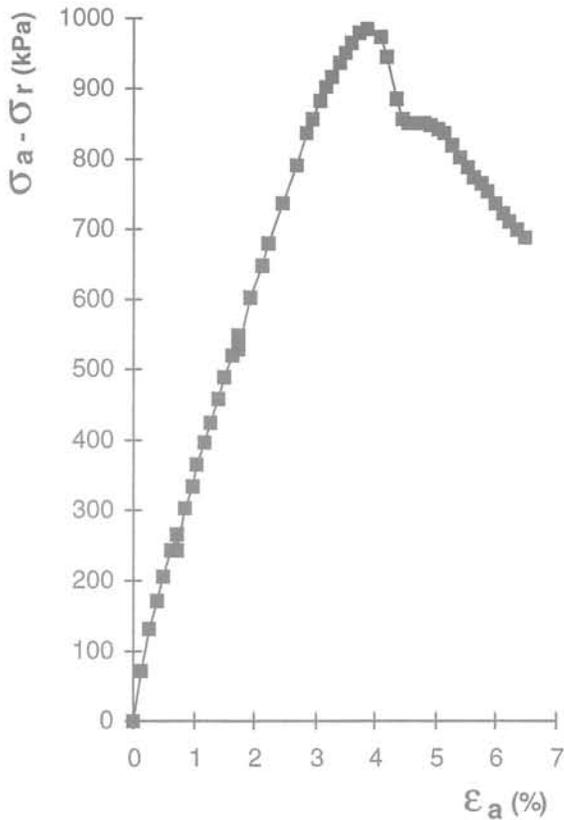


FIG. 4 Variations du déviateur et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale dans le cas d'un essai CID (essai 23).
Deviator stress and volumetric strain versus axial strain for a specific CID test (test 23).

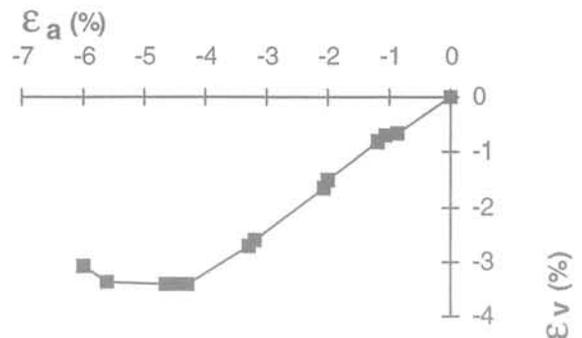
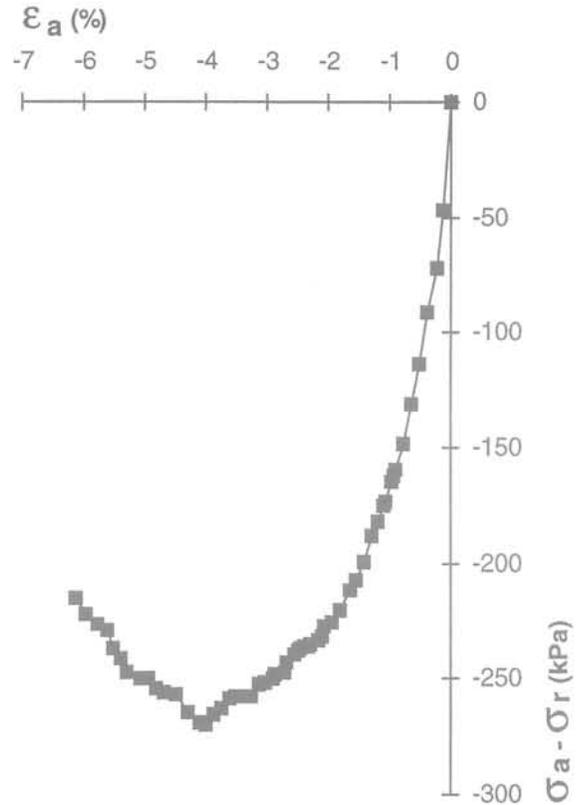


FIG. 5 Variations du déviateur et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale dans le cas d'un essai EID (essai 28).
Deviator stress and volumetric strain versus axial strain for a specific EID test (test 28).

Les courbes déviateur-déformation axiale obtenues pour la grande majorité des essais, sont caractérisées par un pic plus ou moins accusé, qui est atteint pour une valeur ϵ_{af} de la déformation axiale ϵ_a , généralement comprise entre 1,5 % et 5 % (entre 1,4 % et 3 % dans le cas des essais UU et CIU, entre -3,3 % et -2,1 % dans le cas des essais EIU, entre 3,05 % et 5,05 % dans le cas des essais CID et entre -4 % et -2 % dans le cas des essais EID). Ce pic marque la rupture des éprouvettes qui se manifeste par la formation d'un plan de glissement dont l'inclinaison α sur l'horizontale varie dans de larges limites. Dans quelques cas, on note également l'apparition d'un second plan de rupture, souvent sub-horizontale.

Les valeurs du déviateur ont été calculées sans tenir compte des efforts parasites introduits par la membrane et le filtre latéral. Avant l'apparition du plan de glisse-

ment, c'est-à-dire avant le déviateur atteigne sa valeur de pic ($\sigma_a - \sigma_r$), ces efforts sont négligeables devant le frottement du piston en tête de cellule. D'après Webb (1969), ce frottement, mesuré au cours d'essais sur l'argile de Londres effectués au moyen d'un équipement semblable à celui utilisé pour les essais sur l'argile des Flandres, peut atteindre 2 % à 8 % de la force axiale exercée par la presse avant la rupture et 2 % à 3 % lors de la rupture. Après la formation du plan de rupture, le glissement relatif des deux parties de l'éprouvette provoque une forte augmentation des efforts repris par la membrane, un accroissement du frottement du piston ainsi que le développement d'une force horizontale dans le plan de rupture. Il s'ensuit que les valeurs absolues du déviateur sont surestimées de 2 % à 8 % avant et jusqu'à la rupture, qu'elles ne sont pas représentatives du comportement du sol après la rupture et qu'elles le

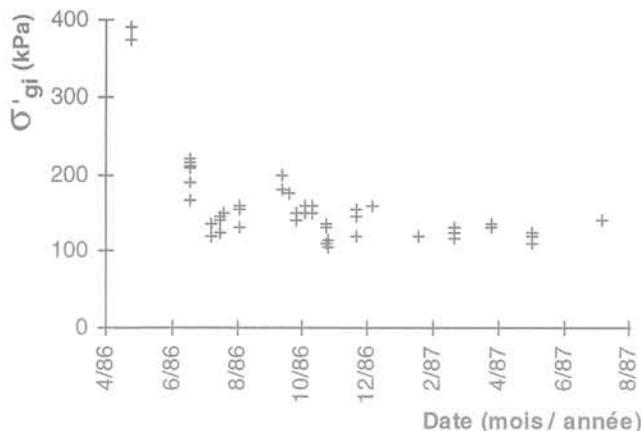


FIG. 6 Variations de la contrainte isotrope de gonflement avec le temps. Les deux premières mesures ont été réalisées environ 5 mois après le prélèvement de l'argile.
Swelling pressure versus time. The first two measurements were carried out about five months after the sampling of the clay.

sont d'autant moins que la valeur absolue de la différence $\epsilon_a - \epsilon_{af}$ est plus grande.

L'erreur par excès commise sur le déviateur explique, au moins en partie, que, dans le cas de cinq essais EIU (dont les résultats n'ont pas été retenus), le calcul ait indiqué des valeurs négatives de la contrainte axiale effective σ'_a lorsque la force axiale mesurée s'approchait de sa valeur maximale.

3-1.4

Essais au cône de laboratoire

Des essais au cône de laboratoire (fall cone) ont été réalisés sur des éprouvettes préalablement consolidées dans des cellules œdométriques. Ils avaient pour objectif de déterminer la loi qui régit les variations de la cohésion non drainée lors du déchargement de l'argile. Ces essais n'étaient pas *a priori* les mieux adaptés à l'étude de la résistance au cisaillement d'une argile raide dans laquelle le cône ne pénètre que peu profondément. Ils ont cependant été retenus car, intéressant un faible volume de sol, ils permettent de s'affranchir de la dispersion due à la fissuration qui affecte des essais triaxiaux. En outre, de nombreux essais peuvent être pratiqués sur une même éprouvette à divers stades de sa consolidation, ce qui limite la dispersion liée à l'hétérogénéité du sol.

Les essais ont été effectués au moyen d'un cône d'angle 30° et de masse 400 g. Chaque éprouvette était montée dans une cellule œdométrique puis consolidée sous une contrainte verticale σ'_{vr} . La cellule était ensuite retirée du bâti œdométrique et neuf essais de poinçonnement étaient effectués sur la face inférieure de l'éprouvette (un au centre, les huit autres uniformément répartis sur une circonférence de même centre que l'éprouvette et de rayon moitié). La cellule était alors remontée sur le bâti et l'éprouvette reconsolidée sous une contrainte verticale σ'_v inférieure à σ'_{vr} . A la fin de cette reconsolidation, l'éprouvette était à nouveau déchargée et neuf essais de poinçonnement exécutés sur sa face supérieure. Deux séries d'éprouvettes ont été essayées suivant cette procédure :

– dans le cas de la première série, on a affecté à σ'_{vr} la valeur 500 kPa, c'est-à-dire une valeur de l'ordre de la contrainte verticale effective en place, σ'_v étant comprise entre 1 kPa et 250 kPa ;

– les éprouvettes de la deuxième série ont été consolidées sous $\sigma'_{vr} = 3\,000$ kPa, c'est-à-dire sous une contrainte de l'ordre de la pression de préconsolidation de l'argile, les valeurs de σ'_v étant comprises entre 1 kPa et 500 kPa.

Les essais ont été interprétés à partir de la relation :

$$c_u = K \frac{Q}{h^2}$$

dans laquelle :

- h désigne l'enfoncement du cône,
- Q la masse du cône,
- K un coefficient adimensionnel fonction de l'angle du cône et, dans une moindre mesure, de la nature de l'argile.

La valeur de K n'étant pas connue, il n'était pas possible de déterminer les valeurs de la cohésion non drainée qui correspondent aux différentes pressions de consolidation. En revanche, K étant constant pour une même argile, il était possible de déterminer pour chacune des éprouvettes, dans la mesure où elles sont homogènes, le rapport de la cohésion c_u de l'argile reconsolidée sous σ'_v et de la cohésion $c_u^{\sigma'_{vr}}$ de l'argile consolidée sous σ'_{vr} . Celui-ci est donné par l'expression :

$$\frac{c_u}{c_u^{\sigma'_{vr}}} = \left(\frac{h_r}{h} \right)^2$$

dans laquelle h_r et h représentent respectivement les valeurs de l'enfoncement du cône après consolidation de l'argile sous σ'_{vr} et après reconsolidation sous σ'_v . Les valeurs moyennes de h_r et h relatives à chaque éprouvette, ainsi que les valeurs correspondantes du

rapport $\frac{c_u}{c_u^{\sigma'_{vr}}}$ sont présentées dans le tableau VI.

3.2

Études réalisées lors de la reconnaissance des sites d'ouvrages

Les campagnes de reconnaissance des sites du QPO à Dunkerque et du QEP à Calais ont comporté l'exécution d'une importante quantité d'essais de laboratoire et d'essais en place. Nombre d'entre eux fournissent des données qui n'ont pu être obtenues à partir de l'étude en laboratoire décrite précédemment et qui permettent de compléter et de préciser ses résultats. Les résultats de ces essais, dont le type, le nombre et les principales conditions d'exécution sont indiqués succinctement ci-après, ont donc été pris en compte pour la détermination des propriétés mécaniques de l'argile.

3.2.1

Essais de laboratoire

Ils ont été effectués au LRPC de Lille sur des échantillons prélevés à Dunkerque et à Calais dans les 20 mètres supérieurs de la couche d'argile. On a retenu

TABLEAU VI

Essais au cône de laboratoire. Paramètres d'état des éprouvettes et résultats d'essais.
Fall-cone tests. State parameters of the specimens and test results.

γ_d (kN/m ³)	w %	σ'_{vr} (kPa)	σ'_v (kPa)	Profondeur moyenne de pénétration (mm)		$\frac{C_u}{C_u^{\sigma'_{vr}}}$
				h_+	h	
15,4	28,3	500	1	2,27	5	0,206
15,1	28,2		30	2,30	4,02	0,327
15	29,5		60	2,66	3,8	0,49
15,3	27,6		250	2,34	2,75	0,724
14,9	31,8	3 000	1	2,39	6,47	0,136
15,2	29,3		30	2,32	4,27	0,295
15,7	27,3		60	2,14	3,62	0,349
15,6	28		120	2,28	3,62	0,396
15,3	29,1		250	2,44	3,21	0,577
15,3	28,8		500	2,46	2,85	0,745

les résultats des essais triaxiaux et de cisaillement direct de type UU, ainsi que les résultats des essais de cisaillement direct de type CD :

- les essais triaxiaux UU ont été réalisés sur les échantillons prélevés dans les deux sites : 34 éprouvettes en provenance de Dunkerque et 42 éprouvettes en provenance de Calais ont été essayées (vitesse de déformation 1,1 mm/min). La plupart des éprouvettes avaient un diamètre de 35,6 mm et une hauteur de 80 mm et étaient taillées dans le sens vertical. Cependant, les dimensions de 6 éprouvettes du premier site étaient respectivement de 76 mm et de 160 mm tandis que 9 éprouvettes du second avaient été découpées dans le sens horizontal ;
- les essais de cisaillement direct UU ont été réalisés sur 4 éprouvettes découpées dans l'argile de Dunkerque (vitesse de déformation 1,2 mm/min) ;
- les essais de cisaillement direct CD ont mis en jeu 52 éprouvettes découpées dans l'argile de Calais (vitesse de déformation 8 μ m/min).

3.2.2

Essais en place

Cinq types différents d'essais en place ont été exécutés dans l'argile sur les deux sites étudiés :

- des essais pressiométriques Ménard à Dunkerque et à Calais (cinq sondages à Dunkerque et un sondage à Calais) ;
 - des essais au pressiomètre autoforeur à Dunkerque (un sondage) ;
 - des essais scissométriques de chantier (un sondage) ;
 - des essais de pénétration statique (un sondage) ;
 - des essais au dilatomètre Marchetti (un sondage) ;
- les trois dernières techniques d'essai, mises en œuvre à l'initiative de l'Institut Français du Pétrole (IFP, 1992), n'ayant intéressé que le site de Calais.

Les conditions d'exécution de certains essais ou leurs résultats appellent les commentaires suivants.

L'examen des courbes d'expansion obtenues à Dunkerque à partir des essais pressiométriques Ménard

faisant apparaître un resserrement des parois des forages, les résultats de ces essais ne peuvent être considérés comme fiables, aussi n'a-t-on tenu compte que des caractéristiques pressiométriques mesurées à Calais.

Les essais au pressiomètre autoforeur ont été réalisés depuis le fond d'une fouille de grande largeur de 12,5 m de profondeur, ouverte à l'emplacement du QPO lors de la construction de celui-ci, et maintenue hors d'eau par un rabattement local de la nappe du sable flandrien. Les travaux d'excavation de cette fouille se sont étagés sur trois mois et n'étaient terminés que depuis environ deux mois lors de l'exécution des essais, si bien qu'un processus de consolidation locale de l'argile n'avait pu s'amorcer dans la zone déchargée. Il s'ensuit que les variations de pression interstitielle, qui se sont produites dans cette zone lors des terrassements, résultent uniquement du déchargement de l'argile à volume constant et sont sans rapport avec le niveau de la nappe du sable après rabattement. En ce qui concerne le déroulement des essais, il est important de préciser que le temps écoulé entre la mise en place de la sonde et le début d'un essai n'a été que de 15 à 20 minutes. Cette durée était sans doute insuffisante pour que la pression exercée par la sonde à la fin de cette période de repos se soit stabilisée à la valeur p_0 de la contrainte horizontale en place, aussi les valeurs de p_0 mesurées sont-elles vraisemblablement entachées d'une certaine erreur. Les essais au pressiomètre autoforeur ont également permis de déterminer la cohésion non drainée et le module de cisaillement de l'argile.

Les essais au dilatomètre Marchetti ont été réalisés par le LRPC de Blois (Boulinet et Waschowski, 1994). Ils ont permis de déterminer en fonction de la profondeur (le pas des mesures était de 0,20 m) les variations des paramètres attachés à ce type d'essai et notamment l'indice de contrainte horizontale K_D qui sera utilisé dans ce qui suit.

Les essais de pénétration statique ont été effectués au moyen d'un piézocône. Ils ont fourni les valeurs q_t de la résistance de pointe corrigée, qui prennent en compte les surpressions interstitielles mesurées au cours de la pénétration.

État des contraintes horizontales au repos

La diversité des données expérimentales disponibles a permis d'évaluer les contraintes horizontales en place, c'est-à-dire le coefficient de pression du sol au repos, par quatre méthodes basées sur des principes entièrement différents. Le coefficient K_o a en effet été déterminé :

- à partir des mesures de pression horizontale totale au repos p_o effectuées au pressiomètre autoforeur ;
- à partir de l'indice de contrainte horizontale K_D mesuré au moyen du dilatomètre Marchetti ;
- à partir des deux valeurs apparemment fiables de la pression isotrope de gonflement σ'_{gi} mesurées à Dunkerque (cf. tableau III essais 1 et 3), interprétées par la méthode de Skempton (1961) ;
- à partir de la pression de préconsolidation σ'_p et de l'angle de frottement interne ϕ' de l'argile, au moyen d'une corrélation établie par Mayne et Kulhawy (1982).

4.1

Interprétation des essais au pressiomètre autoforeur

Les essais au pressiomètre autoforeur ont été réalisés depuis le fond d'une fouille de grande largeur de profondeur $z_F = 12,5$ m. Comme indiqué précédemment (cf. § 3.2.2), le temps écoulé entre le début des travaux d'excavation et l'exécution de ces essais était de l'ordre de cinq mois, c'est-à-dire trop faible pour que la consolidation de l'argile ait pu s'amorcer dans la zone déchargée. Dans ces conditions, la sollicitation appliquée à l'argile est une sollicitation non drainée et la variation Δu de pression interstitielle dans la zone déchargée ne dépend que de la variation des contraintes totales. Compte tenu de la largeur de la fouille, on peut considérer qu'à l'emplacement du sondage pressiométrique, les contraintes effectives initiales verticale σ'_{vo} et horizontale $p'_o = K_o \sigma'_{vo}$ ne sont pas modifiées par l'excavation et que la variation de pression interstitielle est égale à la variation de contrainte verticale totale, soit :

$$\Delta u = -\gamma z_F = -20 \times 12,5 = -250 \text{ kPa}$$

La pression interstitielle au niveau d'un essai est alors :

$$u = u_o + \Delta u = u_o - \gamma z_F$$

u_o étant la pression interstitielle initiale définie par le niveau de la nappe du sable avant rabattement et terrassement.

La contrainte horizontale effective est alors évaluée à partir de la valeur p_o mesurée au pressiomètre autoforeur, au moyen de la relation :

$$p'_o = p_o - u_o + \gamma z_F$$

et on en déduit la valeur de K_o au niveau de l'essai, soit :

$$K_o = \frac{p_o - u_o + \gamma z_F}{\sigma'_{vo}}$$

4.2

Exploitation des essais au dilatomètre Marchetti

La détermination de K_o à partir de l'indice de contrainte horizontale K_D a été faite au moyen de la corrélation :

$$K_o = \left[\frac{K_D}{1,5} \right]^{0,47} - 0,6 \quad (\text{Marchetti, 1980})$$

4.3

Application de la méthode de Skempton (1961)

Skempton a montré qu'il est possible d'obtenir un ordre de grandeur de la valeur de K_o d'une argile raide saturée, à une profondeur donnée, à partir de la pression interstitielle négative initiale u_i mesurée sur un échantillon intact prélevé à cette profondeur. La pression interstitielle u_i , qui est égale au signe près à σ'_{gi} , peut en effet s'exprimer en fonction de K_o , de la contrainte verticale effective en place σ'_{vo} au niveau étudié et du coefficient de pression interstitielle A_s mis en jeu lors du prélèvement

$$u_i = -\sigma'_{gi} = -\sigma'_{vo} [K_o (1 - A_s) + A_s]$$

A_s étant de l'ordre de 0,3 dans le cas de l'argile de Londres.

L'évaluation de K_o à partir de σ'_{gi} a été faite au moyen de la relation précédente en conservant la valeur $A_s = 0,3$, ce que justifie la similitude des propriétés de l'argile des Flandres et de l'argile de Londres.

4.4

Corrélation de Mayne et Kulhawy (1982)

A chaque niveau d'une couche surconsolidée ayant une histoire analogue à celle de l'argile des Flandres (Fig. 7), c'est-à-dire ayant tout d'abord été chargée à la

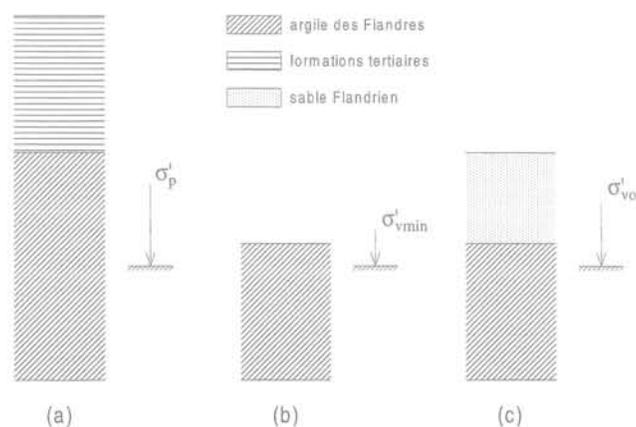


FIG. 7

Schématisme de l'histoire de l'argile des Flandres :

- a - déposition et chargement par des formations sus-jacentes,
- b - déchargement consécutif à l'érosion de celles-ci,
- c - rechargement par le sable flandrien.

Stress history of the Flanders clay :

- a - deposition and loading by overlying layers,
- b - unloading through erosion of these layers,
- c - reloading by flandrian sand.

contrainte σ'_p (déposition de sols sus-jacents), déchargée à la contrainte $\sigma'_{v \min}$ (érosion) puis rechargée à la contrainte σ'_{vo} (reprise de sédimentation), le coefficient K_o peut être évalué à partir de la corrélation de Mayne et Kulhawy :

$$K_o = (1 - \sin \varphi') \left[\frac{R_{oc}}{R_{oc \max}^{(1 - \sin \varphi')}} + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{R_{oc}}{R_{oc \max}} \right) \right]$$

avec $R_{oc} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$ (rapport de surconsolidation actuel)

et $R_{oc \max} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v \min}}$ (rapport de surconsolidation maximal).

R_{oc} et $R_{oc \max}$ ont pour valeur limite

$$R_{oc \lim} = \left[\frac{1 + \sin \varphi'}{(1 - \sin \varphi')^2} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi'}}$$

Les variations de K_o avec la profondeur dans l'argile ont été déterminées au moyen de la relation précédente à partir des données numériques suivantes :

$$\varphi' = 23^\circ$$

$$\sigma'_p = \sigma'_p(z^* = 0) + \gamma z^* = 3\,100 + 10z^*$$

σ'_p étant exprimé en kilopascals et z^* , exprimé en mètres, représentant la profondeur dans l'argile.

4.5

Résultats et discussion

Les résultats obtenus sont reportés sur le diagramme de la figure 8. On constate que les points expérimentaux obtenus à partir des essais au pressiomètre autoforeur, des essais au dilatomètre et des mesures de pression isotrope de gonflement sont groupés autour de la courbe de variation de K_o déterminée à partir de la corrélation de Mayne et Kulhawy, à l'exception de cinq d'entre eux. On remarquera que ces derniers ont été obtenus à partir de mesures au pressiomètre autoforeur dont la fiabilité est discutable en raison d'un temps de relaxation de la sonde sans doute trop court. Les trois points correspondant aux plus faibles valeurs de K_o sont manifestement aberrants, puisque ces valeurs sont de l'ordre de celle que l'on obtiendrait pour l'argile normalement consolidée. Les deux autres valeurs discordantes, les plus élevées, sont vraisemblablement liées à un phénomène de « bourrage » qui se serait produit lors de la mise en place de la sonde aux niveaux considérés.

Il apparaît donc que les quatre méthodes appliquées à la détermination de K_o conduisent à des résultats relativement semblables, ceci bien qu'elles mettent en jeu des données physiques et des principes fondamentalement différents. Cette concordance constitue une forte présomption de la représentativité des résultats obtenus et l'on peut conclure que, sur les 12 mètres supérieurs de la couche, le coefficient de pression du sol au repos est vraisemblablement compris entre 0,9 et 1,1.

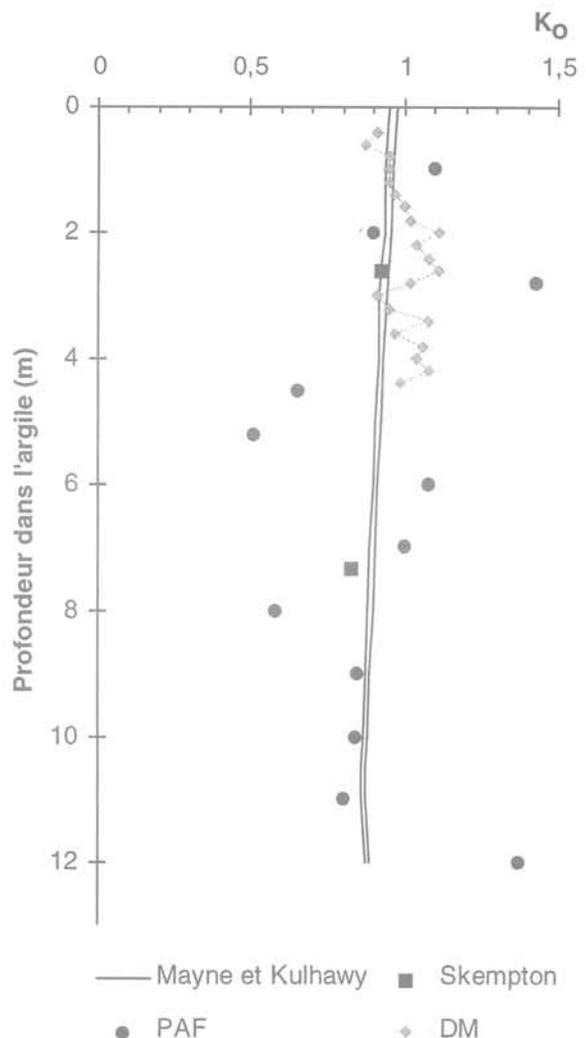


FIG. 8 Variations du coefficient de pression du sol au repos avec la profondeur. Earth pressure coefficient at rest versus depth.

5

Résistance au cisaillement non drainé

5.1

Généralités

Les données relatives à la résistance au cisaillement non drainé tirées des essais triaxiaux réalisés au LCPC sont, dans l'ensemble, difficilement interprétables. En effet, d'une part, la grande majorité de ces essais ont été effectués sur des éprouvettes plus ou moins remaniées et, d'autre part, ces éprouvettes se sont rompues suivant des plans de glissement diversement inclinés. Or, lorsque l'inclinaison α du plan de rupture sur l'horizontale diffère sensiblement de 45° , la résistance mobilisée n'est pas égale à :

$$t_r = \left(\frac{\sigma_a - \sigma_r}{2} \right)_r$$

$$\text{mais à } \tau_f = \left(\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} \right)_f \sin 2\alpha.$$

Seuls les essais UU conduisent à des valeurs relativement fiables de c_u dans la mesure où ils ont été effectués sur des éprouvettes peu remaniées (pour lesquelles σ'_{gl} est égale à environ 90 %, de σ'_{vo} c'est-à-dire à une valeur de l'ordre de la contrainte moyenne effective en place). Ces deux essais conduisent à des valeurs de c_u respectivement égales à 262 kPa ($t_f = 292$ kPa et $\tau_f = 262$ kPa) et à 245 kPa ($t_f = \tau_f = 245$ kPa), correspondant à une valeur moyenne de l'ordre de 250 kPa.

Les résultats des essais CIU et EIU effectués sur des éprouvettes de moins bonne qualité ne permettent, en revanche, ni d'atteindre des valeurs suffisamment représentatives de la résistance non drainée, ni d'établir la loi de variation de c_u en fonction de σ'_c qui, dans le cas d'une argile fortement surconsolidée, détermine l'amplitude de la diminution de c_u associée à un déchargement de l'argile. L'examen du diagramme de la figure 9, où sont reportées en fonction de σ'_c les valeurs t_f et de τ_f obtenues à partir de l'ensemble des essais triaxiaux non drainés, montre, en effet, une forte dispersion des résultats, due au remaniement plus ou moins important des éprouvettes ainsi qu'à la fissuration de certaines d'entre elles.

On a donc étudié la loi de variation de c_u à partir des essais au cône de laboratoire décrits précédemment et l'on a cherché à déterminer la cohésion non drainée de l'argile en place à partir de l'ensemble des résultats des essais de laboratoire et essais en place effectués lors des différentes campagnes de reconnaissance des sites de Dunkerque et ce Calais (cf. § 3.2).

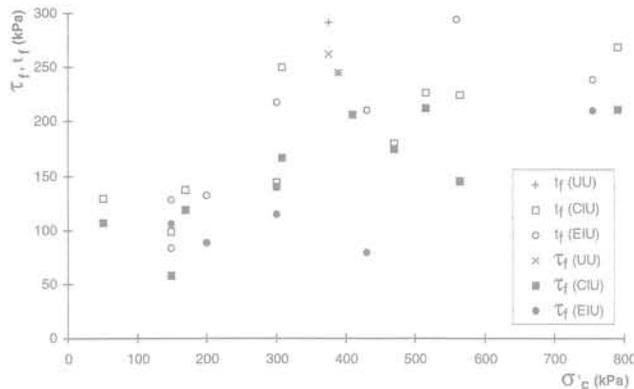


FIG. 9 Variations de la résistance au cisaillement non drainé avec la contrainte isotrope de consolidation. Undrained shear strength versus isotropic consolidation stress.

5.2

Variation de la cohésion non drainée avec la contrainte de consolidation dans le domaine surconsolidé

La forme de la loi de variation de la cohésion non drainée c_u d'une argile non fissurée consolidée, soit à déformation horizontale nulle sous une contrainte ver-

ticale σ'_{vo} , soit sous une contrainte isotrope σ'_c , découle des relations suivantes publiées par Mitachi et Kitago (1976) et par Ladd *et al.* (1977) :

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = \frac{c_u^{nc}}{\sigma'_p} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^m \quad (1)$$

$$\text{et } \frac{c_u}{\sigma'_c} = \frac{c_u^{nci}}{\sigma'_{pi}} \left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_c} \right)^m \quad (2)$$

dans lesquelles :

c_u^{nc} représente la cohésion non drainée de l'argile normalement consolidée à déformation horizontale nulle sous la contrainte verticale σ'_p ;

c_u^{nci} représente la cohésion non drainée de l'argile normalement consolidée sous la contrainte isotrope σ'_p ; m étant un coefficient adimensionnel pour lequel des valeurs comprises entre 0,75 et 0,85 ont été déterminées expérimentalement pour sept argiles de différentes plasticités.

Les valeurs de $\frac{c_u^{nc}}{\sigma'_p}$ et de $\frac{c_u^{nci}}{\sigma'_{pi}}$ ne sont pas égales

mais restent du même ordre :

– selon Ladd (1965), leur écart relatif est au maximum de ± 15 % ;

– les essais réalisés par Mitachi et Kitago (1976) sur trois

argiles remaniées indiquent que $\frac{c_u^{nc}}{\sigma'_p}$ est inférieur de

5 à 12 % à $\frac{c_u^{nci}}{\sigma'_{pi}}$.

Par ailleurs, Mayne (1985), à partir de l'étude statistique de nombreux résultats d'essais de cisaillement effectués sur des argiles surconsolidées, propose la relation :

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)_{K_0} = 0,87 \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)_I$$

$\left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)_{K_0}$ étant la cohésion réduite d'une argile surconsolidée, consolidée à déformation horizontale nulle sous la

contrainte verticale σ'_v et $\left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)_I$ la cohésion réduite de

la même argile consolidée sous une contrainte isotrope égale à σ'_v .

Les relations (1) et (2) peuvent se mettre sous la forme

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p} \right)^{1-m} \quad (1')$$

$$\text{et } \frac{c_u}{\sigma'_c} = \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{pi}} \right)^{1-m} \quad (2')$$

Si l'on introduit les cohésions $c_u^{\sigma'_{vr}}$ et $c_u^{\sigma'_{cr}}$ correspondant respectivement à la pression de consolidation verticale σ'_{vr} et à la contrainte de consolidation isotrope σ'_{cr} prises comme référence, (1') et (2') deviennent :

$$\frac{c_u}{c_u^{\sigma'_{vr}}} = \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vr}} \right)^{1-m} \quad (1')$$

et
$$\frac{c_u}{c_u^{\sigma'_c}} = \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{cr}} \right)^{1-m} \quad (2'')$$

L'analyse des résultats des essais au cône montre que les relations précédentes décrivent bien le comportement non drainé de l'argile des Flandres. Si l'on reporte sur un diagramme bilogarithmique les points

de coordonnées $\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vr}}$ et $\frac{c_u}{c_u^{\sigma'_{vr}}}$ (Fig. 10), on constate,

en effet, qu'ils se regroupent autour d'une droite moyenne de pente $1 - m = 0,26$, c'est-à-dire telle que $m = 0,74$, valeur très proche de celles publiées antérieurement.

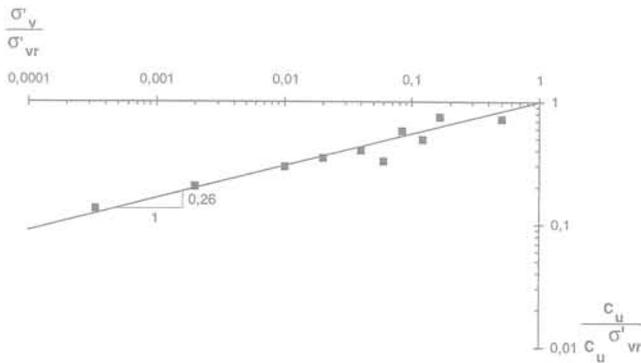


FIG. 10 Détermination de la relation entre la cohésion non drainée et la pression de consolidation à partir des essais au pénétromètre de laboratoire.
Determination of the relationship between undrained shear strength and consolidation pressure using fall cone test results.

5.3

Cohésion non drainée de l'argile en place

5.3.1

Données expérimentales

L'étude de la cohésion non drainée de l'argile en place s'appuie sur les résultats de l'ensemble des essais en place (à l'exception des essais au pressiomètre Ménard effectués à Dunkerque) et des essais de laboratoire non drainés (essais triaxiaux et de cisaillement direct de type UU) qui ont été réalisés lors des campagnes de reconnaissance du QPO et du QEP. Elle tient également compte des résultats des deux essais triaxiaux UU effectués au LCPC dans le cadre de l'étude du comportement de l'argile.

Les valeurs de la cohésion non drainée déduites des essais en place ont été obtenues comme suit :

- dans le cas des essais au pressiomètre autoforeur, à partir de la courbe de cisaillement déterminée par dérivation de la courbe d'expansion (Baguelin *et al.*, 1972) ;
- dans le cas des essais au pressiomètre Ménard, au piézocône et au dilatomètre, par application de corrélations empiriques reliant un paramètre attaché à l'essai à la cohésion non drainée déterminée au moyen d'essais d'autres types (scissomètre, essais de laboratoire).

Les corrélations utilisées dans cette étude sont les suivantes :

- pressiomètre Ménard :
$$c_u = \frac{p_l - p_o}{5,5}$$

 p_l étant la pression limite,

p_o la contrainte horizontale totale au niveau de l'essai, calculée en tenant compte d'une valeur de K_o égale à l'unité ;

- piézocône :
$$c_u = \frac{p_t - \sigma_{vo}}{N_K}$$

p_t étant la résistance de pointe corrigée, qui augmente quasi linéairement avec la profondeur et varie de 2,5 MPa et 4,2 MPa sur les dix premiers mètres de la couche d'argile,

N_K le facteur de cône auquel on a affecté successivement les valeurs 10 et 12 ;

- dilatomètre Marchetti :

$$c_u = 0,22 \sigma'_{vo} (0,5 K_D)^{1,25} \quad (\text{Marchetti, 1980})$$

K_D étant l'indice de contrainte horizontale.

L'ensemble des valeurs de c_u ont été reportées sur les figures 11 (essais en place) et 12 (essais de laboratoire) en fonction de la profondeur d'essai (ou de prélèvement des éprouvettes essayées en laboratoire) comptée à partir du toit de l'argile. Les résultats obtenus sont discutés ci-après.

5.3.2

Essais en place

Les essais au scissomètre et au pressiomètre autoforeur sont les seuls essais en place « autonomes », c'est-à-dire qui permettent d'atteindre des valeurs de la cohésion non drainée à partir d'une interprétation rationnelle des mesures effectuées au cours de leur réalisation et indépendante de corrélations empiriques.

Les valeurs *a priori* les moins discutables de la cohésion non drainée de l'argile des Flandres sont donc celles tirées de ces deux essais. Ceux-ci conduisent à des valeurs élevées mais plausibles de c_u . Elles sont, en effet, largement inférieures aux valeurs de la cohésion de l'argile non fissurée dont un ordre de grandeur peut être estimé à partir de la relation :

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vo}} = \frac{c_u^{nc}}{\sigma'_p} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \right)^m$$

précédemment citée (cf. § 5.2) et de la relation de Skempton (1957, citée par Bishop et Henkel, 1962) :

$$\frac{c_u^{nc}}{\sigma'_p} = 0,11 + 0,0037 I_p$$

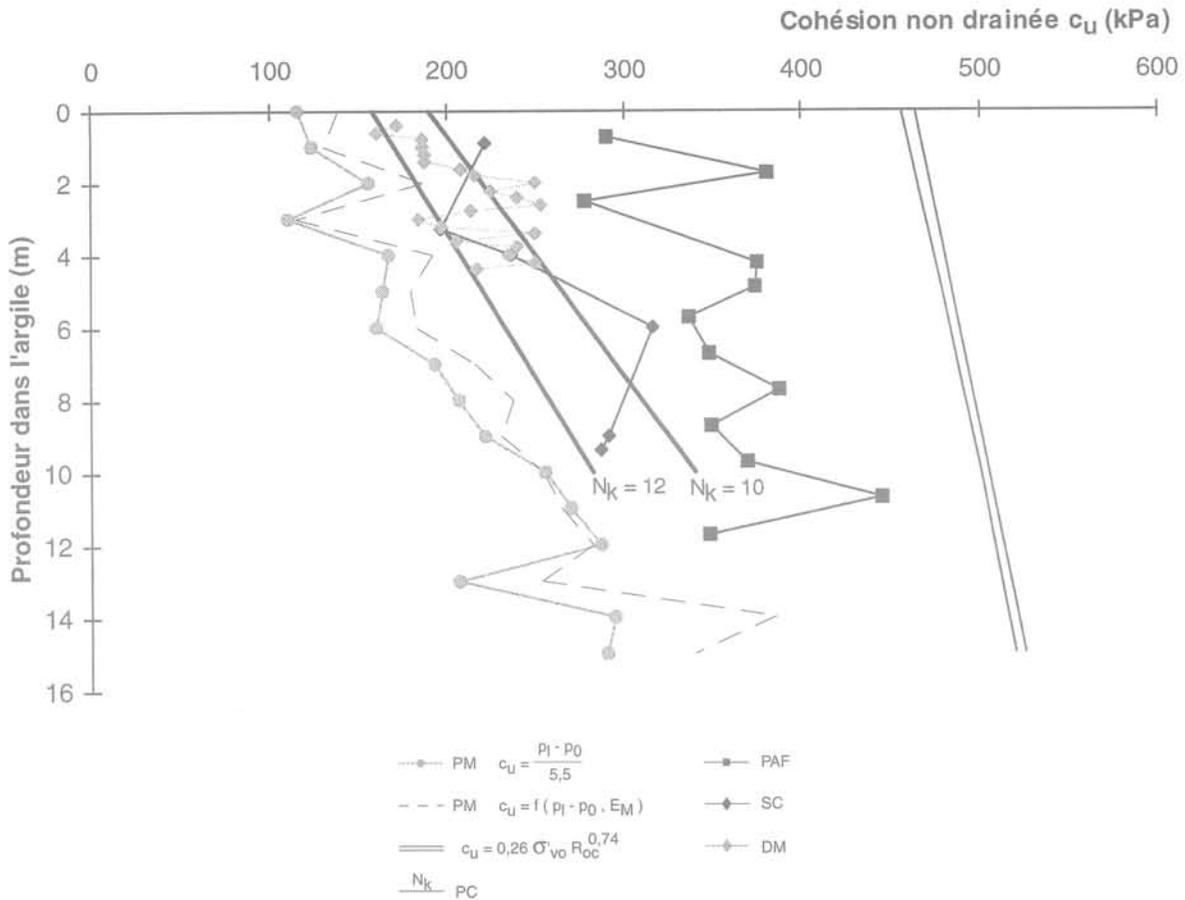


FIG. 11 Variation avec la profondeur de la cohésion non drainée déterminée à partir des essais en place : essais au scissomètre de chantier (SC), au pressiomètre autoforeur (PAF), au pressiomètre Ménard (PM), au dilatomètre Marchetti (DM) et au piézocône (PC). Tous ces essais ont été réalisés à Calais à l'exception des essais au pressiomètre autoforeur qui ont été effectués à Dunkerque.
 Undrained shear strength derived from in situ tests - field vane tests (SC), selfboring pressuremeter tests (PAF), Ménard pressuremeter tests (PM), Marchetti dilatometer tests (DM) and piezocone tests (PC) - versus depth. All these tests were performed at Calais save the selfboring pressuremeter tests which were carried out at Dunkirk.

La combinaison de ces deux relations et la prise en compte de l'indice de plasticité $I_p \approx 41\%$ de l'argile des Flandres et de la valeur $m = 0,74$ déterminée précédemment (cf. § 5.2) conduit à :

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vo}} = 0,26 \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,74}$$

La pression de préconsolidation de l'argile des Flandres étant de l'ordre de 3 100 kPa au niveau du toit de la couche, cette dernière expression indique que la cohésion de l'argile non fissurée serait d'environ 460 kPa à la partie supérieure de la couche pour atteindre 500 kPa à 10 m au-dessous de celle-ci, c'est-à-dire des valeurs supérieures de 50 kPa à près de 200 kPa (en moyenne d'environ 100 kPa) à celles mesurées au pressiomètre autoforeur, elles-mêmes supérieures à celles mesurées au scissomètre.

La position relative des profils de résistance obtenus au pressiomètre autoforeur, d'une part, et au scissomètre, d'autre part, est la même que celle obtenue par Amar *et al.* (1975) dans le cas de la plupart des sols argileux de consistance faible à moyenne testés à l'aide de ces deux équipements. Pour neuf des onze sols étu-

diés par ces auteurs, les valeurs de c_u déterminées au pressiomètre autoforeur étaient, en effet, supérieures à celles déterminées au scissomètre. Le rapport des résistances variait de 1,20 à 1,80 pour ces neuf matériaux et de 1,2 à 1,56 pour huit d'entre eux. Ces résultats sont donc cohérents avec les mesures effectuées sur l'argile des Flandres puisque le rapport des valeurs moyennes de c_u obtenues au pressiomètre autoforeur et au scissomètre est d'environ 1,5 sur les cinq premiers mètres de la couche et de 1,2 sur les cinq mètres suivants.

L'essai au pressiomètre autoforeur, qui sollicite un matériau très peu remanié par l'introduction de la sonde, donne des valeurs de la résistance non drainée proches de celles du sol intact. Comme on l'a vu précédemment, ces valeurs sont à peu près toujours supérieures à celles obtenues à partir de l'essai au scissomètre qui remanie davantage le sol et met vraisemblablement en jeu un mécanisme de rupture progressive (Amar *et al.*, 1975). On peut donc conclure que la cohésion non drainée de l'argile des Flandres est caractérisée par des valeurs intermédiaires entre celles obtenues au pressiomètre autoforeur et au scissomètre et, qu'en tout état de cause, elle est au moins égale à 200 kPa sur les cinq premiers mètres de la couche et à 300 kPa à une profondeur supérieure.

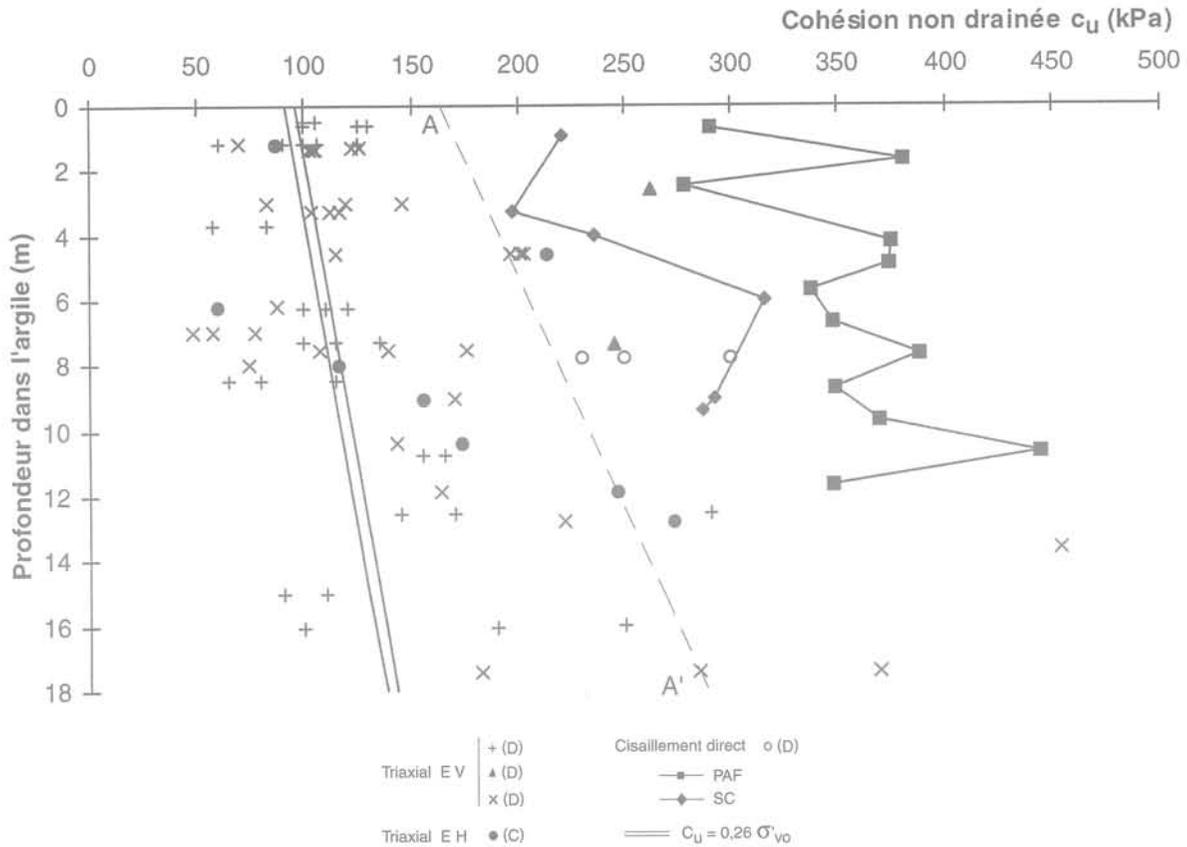


FIG. 12

Variation avec la profondeur de la cohésion non drainée déterminée à partir des essais triaxiaux UU effectués sur éprouvettes verticales (EV) et horizontales (EH) et à partir d'essais de cisaillement direct UU. Les résultats des essais au scissomètre de chantier (SC) et au pressiomètre autoforeur (PAF) ont également été représentés aux fins de comparaison. La lettre (C) ou (D) indique le site auquel se rapportent les essais (Calais ou Dunkerque).

Undrained shear strength derived from UU triaxial tests performed on vertical (EV) and horizontal (EH) specimens as well as from UU direct shear versus depth. Field vane (SC) and selfboring pressuremeter (PAF) test results have also been plotted for the sake of comparison. The letter (C) or (D) stands for the site which the tests are related to (Calais or Dunkirk).

On remarque, par ailleurs, que les deux profils de résistance obtenus à partir des essais au piézocône pour les valeurs $N_k = 10$ et $N_k = 12$ encadrent une grande partie des points représentatifs de la cohésion tirée des essais au scissomètre et au dilatomètre. Il en résulte que, dans le cas particulier de l'argile des Flandres, l'exploitation des essais au dilatomètre à partir de la corrélation de Marchetti, $c_u = 0,22\sigma'_{vo}(0,5K_D)^{1,25}$, et des essais au piézocône en tenant compte d'un facteur de cône compris entre 10 et 12, permet de retrouver un ordre de grandeur de la cohésion non drainée mesurée au scissomètre.

On constate également que le profil de résistance déterminé à partir des essais au pressiomètre Ménard

en appliquant la corrélation $c_u = \frac{P_1 - P_0}{5,5}$ conduit à

des valeurs de c_u sensiblement inférieures à celles tirées des essais au scissomètre et au piézocône, mais qui restent malgré tout du même ordre. La concordance est d'ailleurs sensiblement améliorée, tout au moins en haut de couche, lorsqu'on calcule c_u au moyen de la formule de Ménard :

$$p_1 - p_0 = \left[1 + \ln \frac{E_M}{2c_u(1+\nu)} \right] \text{ (cité par Combarieu, 1995)}$$

en affectant au coefficient de Poisson ν la valeur conventionnelle 0,33.

En revanche, les corrélations établies pour les argiles raides (Amar et Jézéquel, 1972 ; Cassan, 1988) conduisent à des valeurs de c_u beaucoup plus faibles, qui sont sans rapport avec celles tirées des autres essais en place. Ceci est vraisemblablement dû au fait que ces corrélations ont été obtenues par référence à des essais de laboratoire effectués sur des éprouvettes plus ou moins remaniées. Une observation analogue peut être faite à propos du coefficient N_k qui intervient dans l'interprétation des essais de pénétration statique, pour lesquels des valeurs très élevées ont été proposées dans le cas de certaines argiles.

5.3.3

Essais de laboratoire

Les 82 valeurs de c_u déterminées à partir des essais de laboratoire, c'est-à-dire pour l'essentiel à partir d'essais triaxiaux, se situent dans la plage 48 kPa-

633 kPa, une seule d'entre elles étant supérieure à 454 kPa et 18 étant comprises dans l'intervalle 196 kPa-454 kPa. Cette dispersion considérable est liée au remaniement et à la fissuration de nombreuses éprouvettes.

L'inclinaison des plans de rupture n'a pas été relevée dans le cas des essais triaxiaux mais il est possible, dans une certaine mesure, de différencier les éprouvettes initialement fissurées de celles qui ne l'étaient pas, ceci en étudiant les variations de c_u en fonction de la teneur en eau w . A l'hétérogénéité du sol près (qui inclut les différences de degré de remaniement) les variations de la cohésion non drainée du sol non fissuré sont, en effet, régies par les variations de la teneur en eau w .

La cohésion non drainée c_u d'une argile surconsolidée, consolidée sous la contrainte isotrope σ'_{cr} satisfait à la relation (2')

$$\frac{c_u}{c_{u\sigma'_{cr}}} = \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{cr}} \right)^{1-m}$$

dans laquelle $c_{u\sigma'_{cr}}$ désigne la cohésion non drainée de la même argile consolidée sous la contrainte isotrope σ'_{cr} , prise comme référence.

En outre, les valeurs e et e_r de l'indice des vides qui définissent l'état de l'argile sous les contraintes σ'_c et σ'_{cr} sont liées à ces dernières et à l'indice de gonflement C_s sous contrainte isotrope par la relation :

$$C_s = - \frac{e - e_r}{\lg \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{cr}}}$$

En introduisant les valeurs w et w_r correspondantes de la teneur en eau, il vient :

$$C_s = - \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \frac{w - w_r}{\lg \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{cr}}}$$

On a par ailleurs :

$$\lg \frac{c_u}{c_{u\sigma'_{cr}}} = (1-m) \lg \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{cr}}$$

d'où :

$$\lg \frac{c_u}{c_{u\sigma'_{cr}}} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \frac{m-1}{C_s} (w - w_r)$$

ou encore :

$$c_u = c_{u\sigma'_{cr}} \times 10^{\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \frac{m-1}{C_s} (w - w_r)}$$

Les valeurs de l'indice de gonflement qui caractérisent les variations de volume d'une argile déchargée, sous contrainte isotrope, d'une part, et à déformation latérale nulle, d'autre part, étant pratiquement égales (Mitachi et Kitago, 1976), on a affecté à ce paramètre la valeur $C_s = 0,1$ tirée des essais œdométriques. Comme on a par ailleurs $\gamma_s = 27,5 \text{ kN/m}^3$ et $m = 0,74$, l'expression précédente devient :

$$c_u = c_{u\sigma'_{cr}} \times 10^{-7,15(w-w_r)}$$

Le diagramme de la figure 13, sur lequel ont été reportées les valeurs de c_u en fonction de w et où ont été tracées trois courbes caractéristiques de variation de c_u , montre :

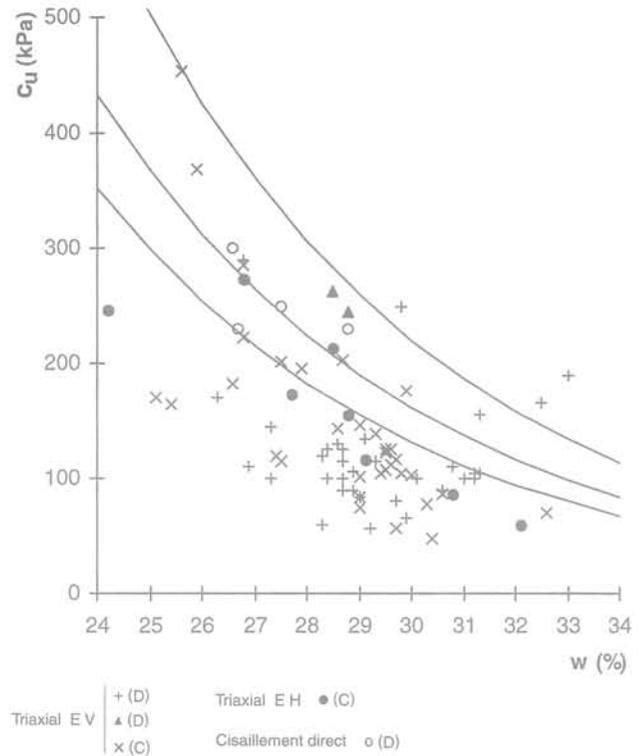


FIG. 13

Variation de la cohésion non drainée déterminée à partir des essais UU de laboratoire en fonction de la teneur en eau des éprouvettes.

Relationship between the undrained shear strength derived from the laboratory UU tests and the water content of the specimens.

- que tous les points correspondant à des valeurs de c_u supérieures à 196 kPa sont compris dans le fuseau délimité par les deux courbes extrêmes, à l'exception de trois d'entre eux (dont le point de coordonnées $c_u = 633 \text{ kPa}$ et $w = 25,1 \%$ non représenté) ;

- que douze des points précédents sont compris dans le fuseau supérieur.

Ceci montre que, dans le cas de la plupart des éprouvettes ayant une cohésion supérieure à 196 kPa, la cohésion de l'argile est liée principalement à sa teneur en eau, ce qui implique que le sol n'était pas fissuré initialement. Par suite, les essais correspondants donnent des valeurs de la cohésion non drainée de la matrice argileuse plus ou moins affectées par le remaniement. Si on compare leurs résultats avec ceux des essais en place, ils semblent fournir des valeurs acceptables de c_u (particulièrement ceux dont les points représentatifs se situent à droite de la ligne AA' représentée sur la figure 12). On notera que les essais UU effectués au LCPC (représentés par des triangles) sur des éprouvettes de relativement bonne qualité appartiennent à ce groupe d'essais.

En ce qui concerne le groupe d'éprouvettes sur lesquelles on a mesuré une cohésion inférieure à 196 kPa, il apparaît que les plus résistantes ne sont pas fissurées mais remaniées, tandis que les très faibles valeurs de c_u obtenues à partir des autres s'expliquent soit par la fissuration du sol, soit par un remaniement important ou encore par la combinaison des deux. Le caractère non

représentatif des résultats des essais effectués sur les éprouvettes de ce groupe peut également être mis en évidence en comparant les valeurs mesurées de c_u avec celles qui caractériseraient l'argile si elle était normalement consolidée sous les contraintes en place actuelles. La cohésion non drainée c_u^{nc} de l'argile normalement consolidée peut être évaluée par la relation de Skempton :

$$\frac{c_u^{nc}}{\sigma'_{vo}} = 0,11 + 0,0037 I_p,$$

soit, dans le cas de l'argile des Flandres, pour laquelle $I_p \approx 41\%$:

$$c_u^{nc} = 0,26 \sigma'_{vo}$$

On constate (Fig. 12) que, bien que le rapport de surconsolidation de l'argile varie approximativement de 9 à 6 sur les 20 mètres supérieurs de la couche (valeurs calculées pour $\sigma'_p = 3\ 100\ kPa$ en toit de couche), les valeurs mesurées de c_u sont de l'ordre de c_u^{nc} , ce qui met en évidence leur caractère irréaliste.

L'analyse précédente montre qu'environ 20 % des résultats des essais UU conduisent à des valeurs acceptables de la cohésion non drainée de l'argile (23 % si l'on tient compte de l'ensemble des essais de laboratoire, 17 % si l'on ne considère que les essais triaxiaux), ceci en raison de la fissuration et du remaniement des éprouvettes. Elle fait donc clairement ressortir la nécessité, non seulement de réaliser les essais sur un matériau aussi peu remanié que possible, mais également de pouvoir contrôler la validité des résultats des essais. Pour ce faire, on doit pouvoir comparer la contrainte isotrope initiale effective p'_i à la contrainte moyenne effective en place p'_o , la résistance mesurée pouvant être considérée comme représentative lorsqu'elles sont du même ordre (Padfield et Mair, 1984). Ceci impose de mesurer systématiquement p'_i , c'est-à-dire la contrainte isotrope de gonflement dans le cas des sols saturés. Une telle procédure augmente substantiellement la durée et la complexité de l'essai UU, mais est indispensable à une détermination fiable de la cohésion non drainée au moyen de ce type d'essai (Baldi *et al.*, 1988).

6

Résistance au cisaillement drainé

L'étude de la résistance au cisaillement drainé s'appuie sur l'analyse en contraintes effectives des résultats des essais triaxiaux de tous types effectués au LCPC dans le cadre de l'étude du comportement de l'argile et sur les résultats des essais de cisaillement direct de type consolidé drainé réalisés au LRPC de Lille lors de l'étude du QEP.

6.1

Essais triaxiaux

On a tout d'abord tracé les enveloppes de rupture en compression et en extension dans le plan $s' = \frac{\sigma'_a + \sigma'_r}{2}$,

$$t = \frac{\sigma'_a - \sigma'_r}{2}$$

à partir des points de coordonnées s'_i et t_i représentatifs de l'état des contraintes principales appliquées aux éprouvettes au moment de la rupture. Cette

procédure, qui est la procédure usuelle d'interprétation des essais, n'est applicable en toute rigueur que dans le cas de sols homogènes qui ne comportent pas de fissures préexistantes, celles-ci constituant des surfaces préférentielles de rupture. L'inclinaison α du plan de rupture sur

l'horizontale est alors égale à $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}$ dans le cas des

essais en compression et à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}$ dans le cas des essais en extension.

L'inclinaison des plans de rupture observés étant souvent très différente de ces valeurs, on a également déterminé les enveloppes de rupture en reportant dans le plan (σ', τ) les points de coordonnées σ'_i et τ_i qui désignent les composantes normale et tangentielle de la contrainte appliquée au plan de rupture au moment de la rupture et qui sont calculées à partir des expressions :

$$\sigma'_i = s'_i + t_i \cos 2\alpha$$

et

$$\tau_i = t_i \sin 2\alpha.$$

6.1.1

Interprétation usuelle

L'examen du diagramme de la figure 14 montre que la majeure partie des points représentatifs des essais en compression sont localisés dans un fuseau du plan (s', t) , la quasi-totalité des points représentatifs des essais en extension étant situés dans un fuseau pratiquement symétrique par rapport à l'axe des abscisses. Chacun de ces fuseaux est limité par deux droites parallèles définies par les paramètres suivants :

$c' = 0$, $\varphi' = 23,4^\circ$ et $c' = 109\ kPa$, $\varphi' = 23,4^\circ$ dans le cas des essais en compression ;

$c' = 0$, $\varphi' = 23,4^\circ$ et $c' = 88\ kPa$, $\varphi' = 23,4^\circ$ dans le cas des essais en extension ;

les valeurs moyennes des paramètres de résistance correspondants (obtenus par régression linéaire) étant : $c' = 36\ kPa$ et $\varphi' = 24,3^\circ$ en compression avec $r = 0,975$; $c' = 59\ kPa$ et $\varphi' = 21,7^\circ$ en extension avec $r = 0,924$; r désignant le coefficient de corrélation de la régression.

6.1.2

Interprétation tenant compte de l'inclinaison des plans de rupture

La prise en compte de la résistance mobilisée le long des plans de rupture conduit à des résultats sensiblement différents (Fig. 15).

On constate, en effet, que la plupart des points représentatifs des essais en compression sont situés dans deux fuseaux bien distincts du diagramme (σ', τ) , chacun d'eux étant délimité par deux droites définies par les paramètres suivants :

$c' = 0$, $\varphi' = 23,3^\circ$ et $c' = 92\ kPa$, $\varphi' = 23,3^\circ$ pour le fuseau I ;

$c' = 0$, $\varphi' = 11,4^\circ$ et $c' = 0$, $\varphi' = 16,3^\circ$ pour le fuseau II ;

les valeurs moyennes des paramètres de résistance associées aux deux groupes d'essais correspondants étant respectivement :

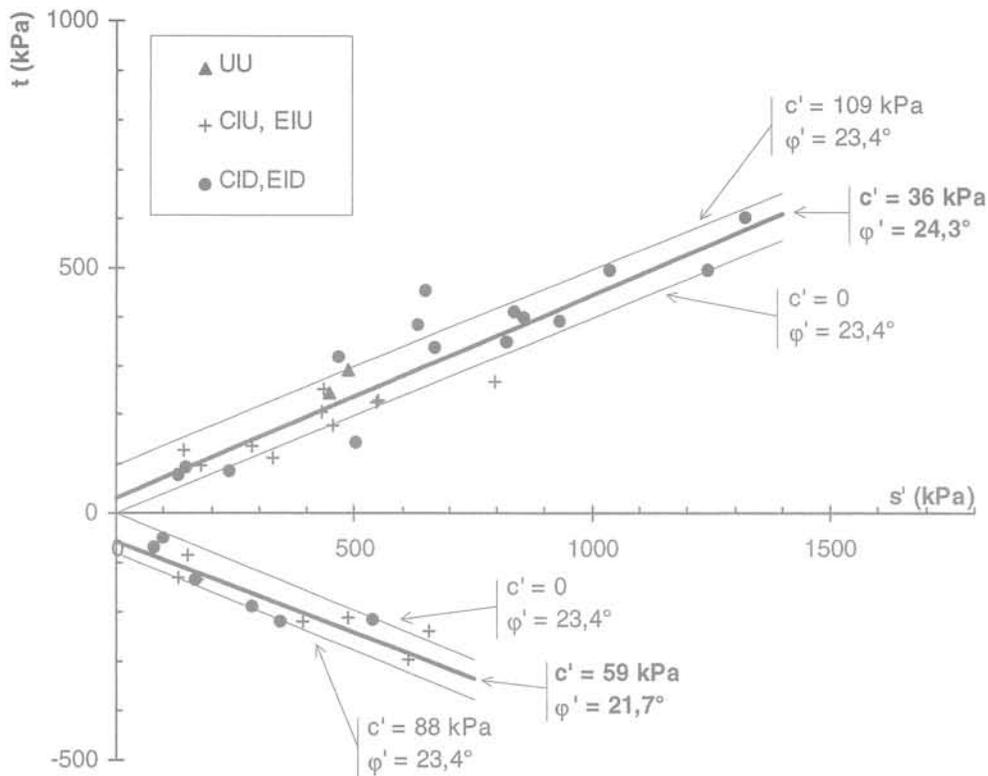


FIG. 14 Enveloppes de rupture obtenues en supposant les éprouvettes parfaitement homogènes.
Failure envelopes obtained on the assumption that the specimens were perfectly homogeneous.

$c' = 29 \text{ kPa}$ et $\varphi' = 23,7^\circ$ pour le groupe I avec $r = 0,974$;
 $c' = 0$ et $\varphi' = 14^\circ$ pour le groupe II avec $r = 0,94$.

On remarque que les paramètres déduits des essais du groupe I sont très voisins de ceux déterminés à partir des essais en compression interprétés par la méthode usuelle (cf. Fig. 14).

Il apparaît en outre que les deux groupes d'essais I et II se différencient par l'inclinaison des plans de rupture des éprouvettes :

- les inclinaisons des plans de rupture mesurées sur les 14 éprouvettes du groupe I varient de 32° à 62° . Toutefois à huit de ces éprouvettes, dont les points représentatifs se répartissent à peu près uniformément sur toute la surface du fuseau I, sont associées des valeurs de α comprises entre 52° et 62° c'est-à-dire proches de la valeur $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}$ (égale à environ 56° - 57°) et encadrant

celle-ci. Il s'ensuit, qu'au moins dans le cas de ces 8 éprouvettes, la rupture s'est développée dans la matrice argileuse et que la résistance au cisaillement de cette dernière est caractérisée par les paramètres de résistance déterminés à partir des essais du groupe I, ou par des paramètres très voisins ;

- en revanche, les éprouvettes du groupe II se sont rompues suivant des plans faiblement inclinés sur l'horizontale (α était compris entre 18° et 26° pour 6 des 7 éprouvettes du groupe), le long desquels la résistance mobilisée est très inférieure à la résistance de la matrice argileuse. Ceci indique que la rupture s'est produite suivant des plans de glissement préexistants le long desquels la résistance disponible est probablement égale à la résistance résiduelle.

Dans cette hypothèse, les paramètres de résistance résiduelle seraient :

$$c_r = 0 \quad \varphi_r \approx 14^\circ$$

Les essais en extension peuvent être classés en trois groupes définis par référence aux valeurs de l'inclinaison α des plans de rupture, celles-ci étant réparties dans les intervalles 8° - 11° (2 essais), 16° - 21° (5 essais) et 28° - 34° (4 essais). Ces groupes ne comportant qu'un petit nombre d'essais dont les résultats sont, en outre, relativement dispersés (Fig. 15), il n'est pas possible de différencier les paramètres de résistance caractérisant chacun d'eux.

On se bornera donc à constater que les points représentatifs des essais en extension, à l'exception d'un seul, sont contenus dans un fuseau du plan (σ', τ) limité par deux droites parallèles définies par les paramètres suivants :

$$c' = 0, \varphi' = 21,2^\circ \text{ et } c' = 90 \text{ kPa}, \varphi' = 21,2^\circ,$$

dont les valeurs sont assez proches de celles qui définissent le fuseau des points représentatifs des essais en extension interprétés par la méthode usuelle (cf. Fig. 14).

6.2

Essais de cisaillement direct

Les essais de cisaillement direct donnent des résultats très comparables à ceux des essais en compression interprétés par la méthode usuelle et à ceux des résultats des essais en compression du groupe I interprétés en tenant compte de l'inclinaison des plans de rupture.

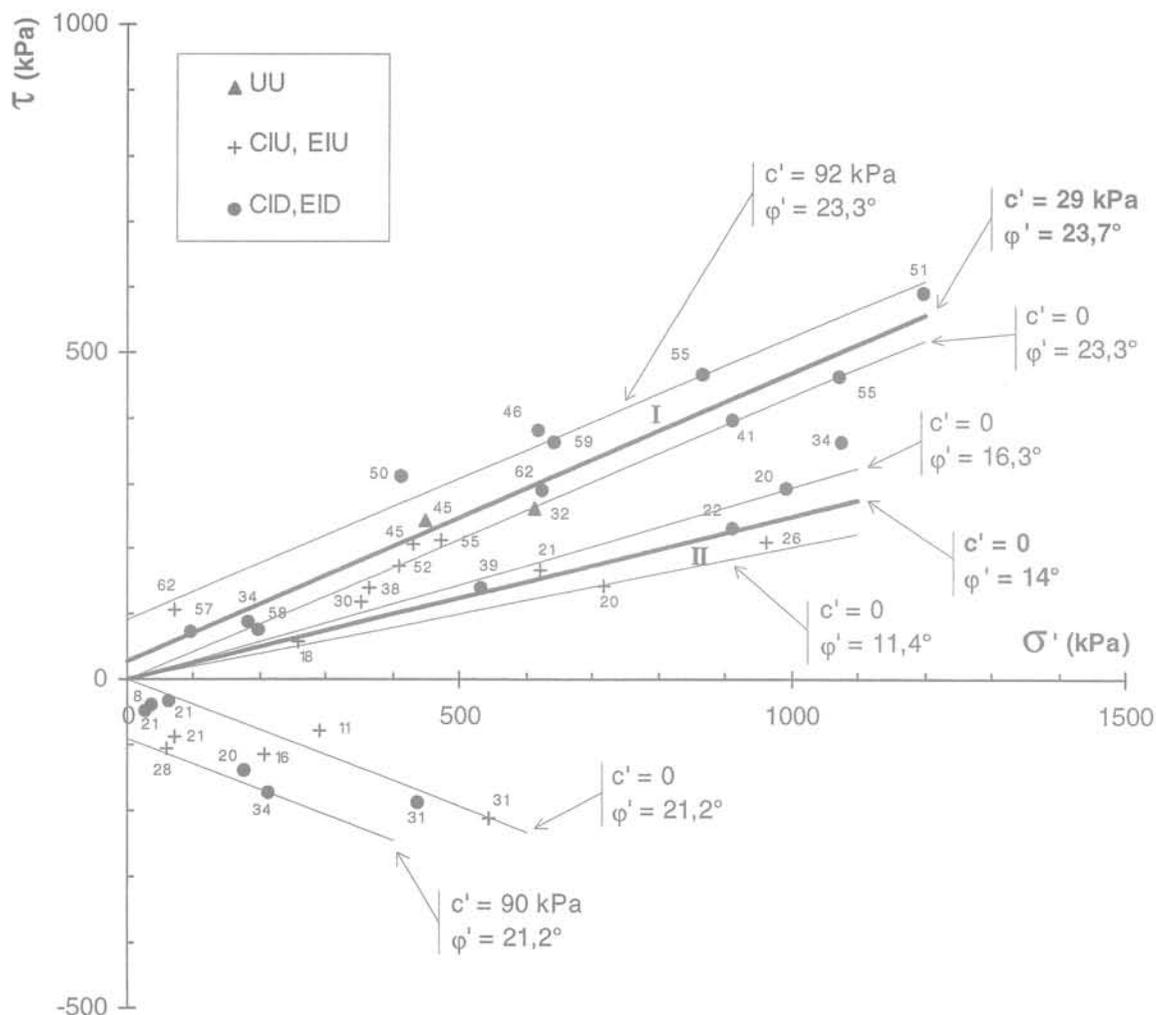


FIG. 15 Enveloppes de rupture obtenues en tenant compte de l'inclinaison réelle α des plans de rupture. Les nombres accolés aux points du diagramme sont les valeurs de α exprimées en degrés.
Failure envelopes taking into account the actual inclination α of the failure planes. The numbers next to the points of the diagram are the values of α expressed in degrees.

En effet, les droites qui délimitent le fuseau contenant les points représentatifs des essais de cisaillement dans le plan (σ', τ) , (Fig. 16) sont définies respectivement par les paramètres $c' = 52 \text{ kPa}$, $\varphi' = 23^\circ$ et $c' = 96 \text{ kPa}$, $\varphi' = 23^\circ$ et l'enveloppe de rupture moyenne est caractérisée par $c' = 52 \text{ kPa}$, $\varphi' = 23^\circ$ avec $r = 0,839$.

Les éprouvettes soumises à l'essai de cisaillement direct étant cisailées dans des plans horizontaux *a priori* non affectés par la fissuration de l'argile, la résistance mesurée est celle de la matrice argileuse ce qui confirme les conclusions de l'analyse des résultats des essais en compression du groupe I (cf § 6.1.2).

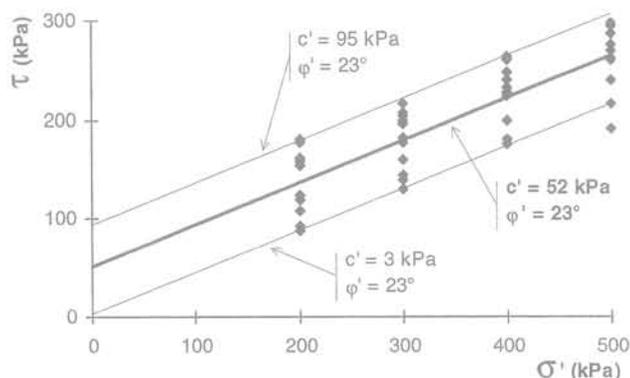


FIG. 16 Enveloppe de rupture déterminée à partir des essais de cisaillement direct.
Failure envelope derived from direct shear tests.

6.3

Paramètres de résistance

Il ressort de l'analyse précédente que le mode de sollicitation des éprouvettes (compression ou extension) semble avoir peu d'influence sur la résistance au cisaillement drainé de la matrice argileuse. Celle-ci est caractérisée par un angle de frottement interne d'environ 23° et par une cohésion qu'il est difficile d'évaluer avec précision, mais pour laquelle on pourra retenir la valeur $c' = 30 \text{ kPa}$ (voisine de la plus petite valeur moyenne déterminée précédemment). On notera, toutefois, que la résis-

tance de la matrice argileuse est supérieure à la résistance globale du massif fissuré et que, de ce fait, la cohésion disponible en place peut être notablement inférieure à la valeur mentionnée précédemment. De plus, les paramètres de résistance mobilisés le long d'une surface de glissement préexistante, qui se confondent vraisemblablement avec les paramètres de cisaillement résiduel, ont pour valeurs moyennes $c' = 0$ et $\varphi' \approx 14^\circ$.

Paramètres de déformabilité

7.1

Détermination à partir des essais triaxiaux

Les principales informations concernant la déformabilité de l'argile ont été fournies par les essais triaxiaux. Ceux-ci ont en effet permis de déterminer :

– les modules de déformation drainés et non drainés, en compression et en extension, à partir des courbes contraintes-déformations obtenues au cours de la phase de cisaillement des essais CID et EID, d'une part, et des essais UU, CIU et EIU, d'autre part ;

– le coefficient de Poisson, à partir des courbes de variation de la déformation volumique ε_v en fonction de la déformation axiale ε_a obtenues au cours de la phase de cisaillement des essais CID et EID.

7.1.1

Résultats

Les valeurs des modules E_0 (module tangent à l'origine), E_ε (module sécant à ε % de déformation axiale) et E_{50} (module sécant à 50 % du déviateur à la rupture), soit les valeurs :

- $E_{u0,25}$, $E_{u0,5}$, E_{u1} et E_{u50} des modules non drainés ;
- E'_{0v} , $E'_{0,5v}$, E'_{1v} et E'_{50v} des modules drainés ;

sont présentées dans les tableaux III et IV pour les essais en compression et en extension.

Les valeurs E_{u0} des modules non drainés tangents à l'origine n'ont pas été reportées dans le tableau III, nombre d'entre elles n'ayant pu être déterminées avec une fiabilité suffisante, en raison de difficultés d'appréciation de l'origine des courbes contraintes-déformations correspondantes.

On notera que les valeurs des modules déterminées à partir des essais triaxiaux sont entachées d'une erreur par défaut qui peut être importante. Cette erreur est liée, d'une part, à la qualité assez médiocre des éprouvettes d'essai, d'autre part, au fait que, comme dans tous les essais classiques, la déformation axiale de l'éprouvette est assimilée au déplacement relatif du piston et de la cellule triaxiale alors qu'elle est notablement plus faible, principalement dans le domaine des petites déformations (Jardine *et al.*, 1984).

Les valeurs ν' du coefficient de Poisson du squelette solide ont été déterminées à partir des valeurs de la pente à l'origine des courbes $(\varepsilon_v, \varepsilon_a)$ relatives à la phase de cisaillement des essais drainés, au moyen de l'expression :

$$\nu' = \frac{1}{2} \left[1 - \left(\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a} \right)_{\varepsilon_a=0} \right]$$

Les valeurs obtenues sont relativement dispersées. Elles sont comprises entre 0,08 et 0,21 (moyenne 0,16) dans le cas des essais CID et entre 0,10 et 0,24, dans le cas des essais EID (moyenne 0,18), la moyenne générale s'établissant à 0,17.

7.1.2

Variation des modules de déformation avec la pression de consolidation

Les valeurs des rapports $\frac{E}{\sigma'_c}$ des différents mo-

dules définis précédemment à la pression de consolidation correspondante ont été reportées en fonction du

paramètre $\frac{\sigma'_{co}}{\sigma'_c}$ (égal à un facteur près au rapport de

surconsolidation) dans un système de coordonnées bilogarithmique, σ'_{co} étant une contrainte de référence à laquelle on a attaché la valeur 1 MPa. Les diagrammes ainsi obtenus sont semblables au diagramme de la figure 17 relatif aux modules drainés initiaux tangents. L'examen de ces diagrammes montre que les points représentatifs des modules en extension sont très dispersés, alors que, à l'exception d'un ou deux, les points relatifs aux modules en compression se distribuent autour d'une droite moyenne d'équation :

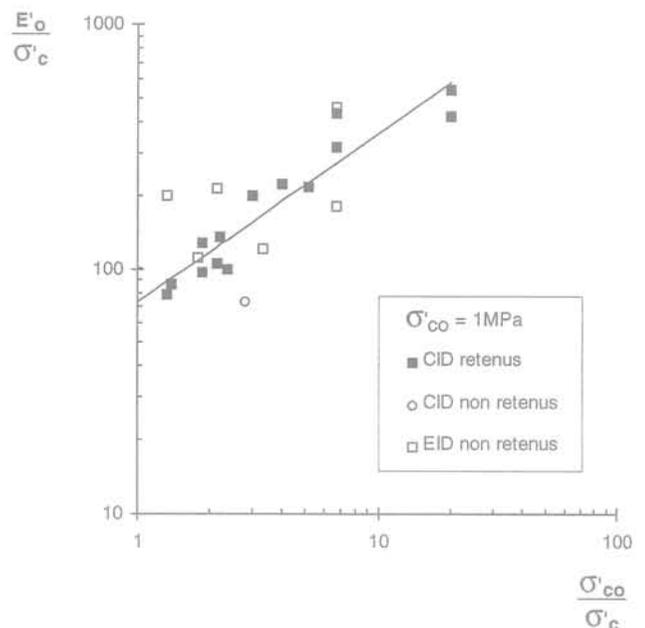


FIG. 17 Détermination de la relation empirique entre le module drainé initial tangent E'_0 en compression et la contrainte isotrope de consolidation σ'_c . Cette relation ne tient pas compte des modules en extension. Determination of the relationship between drained initial tangent modulus E'_0 derived from compression tests and isotropic consolidation stress σ'_c . This relationship does not take into account the moduli derived from extension tests.

$$\lg \left(\frac{E}{\sigma'_c} \right) = a + b \lg \left(\frac{\sigma'_{co}}{\sigma'_c} \right) \quad \text{avec } a = \lg \left(\frac{E^{\sigma'_{co}}}{\sigma'_{co}} \right)$$

$E^{\sigma'_{co}}$ étant la valeur de E correspondant à $\sigma'_c = \sigma'_{co}$.

La loi de variation de E peut donc se mettre sous la forme :

$$\frac{E}{\sigma'_c} = \frac{E^{\sigma'_{co}}}{\sigma'_{co}} \left(\frac{\sigma'_{co}}{\sigma'_c} \right)^b$$

ou encore :

$$E = E^{\sigma'_{co}} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{co}} \right)^\beta \text{ avec } \beta = 1 - b$$

soit, compte tenu de $\sigma'_{co} = 1 \text{ MPa}$:

$$E = E^1 (\sigma'_c)^\beta$$

E , E^1 et σ'_c étant exprimés en MPa :

Les valeurs de E^1 et de β obtenues par régression linéaire pour les différents modules considérés sont reportées dans le tableau VII ainsi que les valeurs de E à la profondeur $z^* = 6 \text{ m}$ dans l'argile ($\sigma'_c = \sigma'_{vo} = 0,445 \text{ MPa}$), c'est-à-dire à mi-hauteur de la zone reconvenue au pressiomètre autoforeur.

7.1.3

Anisotropie de déformabilité

L'anisotropie de déformabilité de l'argile est mise en évidence par la comparaison des valeurs ϵ_{vc} et ϵ_{ac} des déformations volumique et axiale mesurées pendant la phase de consolidation isotrope. Pour la plupart des essais, les valeurs du rapport $\frac{\epsilon_{vc}}{\epsilon_{ac}}$ s'écartent, en effet,

notamment de la valeur 3 qui correspond à un matériau isotrope. L'ensemble des valeurs obtenues varient de 1,67 à 4,25 (moyenne 2,2) et plus des deux tiers de celles-ci sont comprises entre 1,67 et 2,47, leur valeur moyenne étant égale à 2,1.

L'argile se comporte donc comme un matériau anisotrope ou plus exactement comme un matériau orthotrope d'axe d'orthotropie vertical. Son comportement drainé, assimilé à un comportement élastique dans le domaine des faibles déformations, est défini par les paramètres suivants :

$E'_{v'}$, module d'Young vertical,

$E'_{h'}$, module d'Young dans le plan horizontal,

$\nu'_{vh'}$, coefficient de Poisson égal au rapport des déformations horizontale et verticale dues à une variation de contrainte normale verticale,

$\nu'_{hh'}$, coefficient de Poisson égal au rapport des déformations suivant deux axes perpendiculaires Ox_1 et Ox_2 situés dans le plan horizontal dues à une variation de contrainte normale qui s'exerce suivant Ox_2 ,

$G'_{vh'}$, module de cisaillement dans le plan vertical.

Il s'ensuit que les paramètres E' et ν' correspondent aux paramètres $E'_{v'}$ et $\nu'_{vh'}$. Toutes les éprouvettes ayant été découpées verticalement, il n'est, en principe, pas

possible de déterminer les valeurs du rapport $n = \frac{E'_{v'}}{E'_{h'}}$

du rapport des modules et du coefficient de Poisson $\nu'_{hh'}$. On peut toutefois obtenir un ordre de grandeur de

celles-ci à partir du rapport $\frac{\epsilon_{vc}}{\epsilon_{ac}}$ si l'on admet la validité de la relation empirique :

$$\nu'_{hh'} = \nu'_{vh'} \left(2 - \frac{1}{n} \right)$$

établie par Atkinson (1975) pour l'argile de Londres.

L'expression de $\frac{\epsilon_{vc}}{\epsilon_{ac}}$ en fonction des paramètres d'élasticité orthotrope s'écrit en effet :

$$\frac{\epsilon_{vc}}{\epsilon_{ac}} = \frac{2n(1-2\nu'_{hh'}) - 4\nu'_{vh'} + 1}{1-2\nu'_{vh'}}$$

et, en la combinant avec la relation d'Atkinson, il vient :

$$n = \frac{1}{2} \left(\frac{\epsilon_{vc}}{\epsilon_{ac}} - 1 \right)$$

Si l'on retient pour $\frac{\epsilon_{vc}}{\epsilon_{ac}}$ et $\nu'_{vh'}$ les valeurs moyennes

2,1 et 0,17, on obtient $n = 0,55$ et $\nu'_{hh'} = 0,03$, très proches de celles trouvées par Atkinson pour l'argile de Londres ($n = 0,5$, $\nu'_{hh'} = 0$).

TABEAU VII Paramètres de la relation empirique entre les modules de déformation en compression et la pression de consolidation. Valeurs de ces modules à une profondeur de 6 m dans l'argile.
Parameters of the empirical relationship between deformation moduli derived from compression tests and consolidation pressure. Values of these moduli at a depth of 6 m below the top of the clay layer.

Essais	Modules de déformation	E^1 (MPa)	β	E (MPa) pour $z^* = 6 \text{ m}$
UU et CIU	$E_{u0,25}$	91,7	0,334	70
	$E_{u0,5}$	66,5	0,328	51
	E_{u1}	46,6	0,342	35,5
	E_{u50}	72,4	0,306	56,5
CID	E'_0	72,8	0,306	56,5
	$E'_{0,5}$	46,1	0,298	36,2
	E'_1	36,8	0,322	28,5
	E'_{50}	32,5	0,28	26

Détermination à partir des essais au pressiomètre autoforeur

Les valeurs du module de cisaillement G déterminées au pressiomètre autoforeur à différentes profondeurs ont permis d'obtenir un ordre de grandeur des valeurs correspondantes des modules E'_h et E'_v en tenant compte des paramètres d'élasticité orthotrope évalués précédemment. G est en effet le module G_{hh} dans le plan horizontal à la profondeur de l'essai et est lié au module horizontal E'_h par la relation :

$$E'_h = 2(1 + \nu'_{hh})G_{hh} = 2(1 + 0,03)G = 2,06G.$$

Si on admet que le rapport des modules vertical et horizontal vaut $n = 0,55$ on peut aussi relier G à E'_v par la relation :

$$E'_v = 2n(1 + \nu'_{hh})G_{hh} = 2 \times 0,55(1 + 0,03)G = 1,13G.$$

Les variations avec la profondeur du module vertical initial tangent E'_{vo} correspondant au module de cisaillement initial tangent G_o sont représentées sur la figure 18. En dépit d'une dispersion notable (liée à la dispersion de G_o), on constate une augmentation sensible de E'_{vo} au-delà d'une profondeur de 5 m dans l'argile (les essais en place indiquent une tendance analogue pour la cohésion non drainée). Compte tenu de l'incertitude sur n et ν'_{hh} (qualité des éprouvettes, caractère empirique de la relation d'Atkinson), les valeurs de E'_{vo} ne peuvent être considérées que comme indicatives. Il semble cependant qu'elles marquent la limite inférieure du module vertical initial tangent. En effet, les informations disponibles concernant les paramètres d'élasticité orthotrope des argiles (Meftah et Magnan, 1988) indiquent que seules les argiles très fortement surconsolidées sont caractérisées par des valeurs de n et de ν'_{hh} beaucoup plus faibles que celles retenues pour l'argile des Flandres (argile du Lias pour laquelle $n = 0,21$; $\nu'_{vh} = 0,19$; $\nu'_{hh} = -0,38$). Dans ces conditions, E'_{vo} ne peut qu'être supérieur aux valeurs de la figure 18, sa limite supérieure (sol isotrope, $n = 1$, $\nu' = 0,17$) étant de l'ordre de deux fois celles-ci. En revanche, les valeurs de E'_{ho} peuvent être considérées comme représentatives du comportement de l'argile, l'erreur sur ν'_{hh} étant faible.

La comparaison des modules E'_{vo} et des modules E'_o obtenus à partir des essais triaxiaux CID a été faite à partir de la corrélation :

$$E'_o = 72,8\sigma'_c{}^{0,306}$$

basée sur les résultats de ces essais (cf. § 7.1.2).

En dépit du caractère approximatif des valeurs de E'_o ainsi obtenues (qui ne peuvent évidemment rendre compte de l'hétérogénéité de l'argile en place), cette comparaison montre que celles-ci sont bien inférieures à E'_{vo} , ce qui confirme que les modules de déformation déterminés à partir d'essais classiques à l'appareil triaxial sont généralement sous-estimés (cf. § 7.1.1).

8

Conclusion

L'étude précédente, qui a mis en jeu la plupart des essais mécaniques réalisés couramment en laboratoire et en place, apporte de nombreuses informations sur les propriétés de l'argile des Flandres rencontrée à Dunkerque et à Calais sous un recouvrement de sable flamand épais d'une trentaine de mètres.

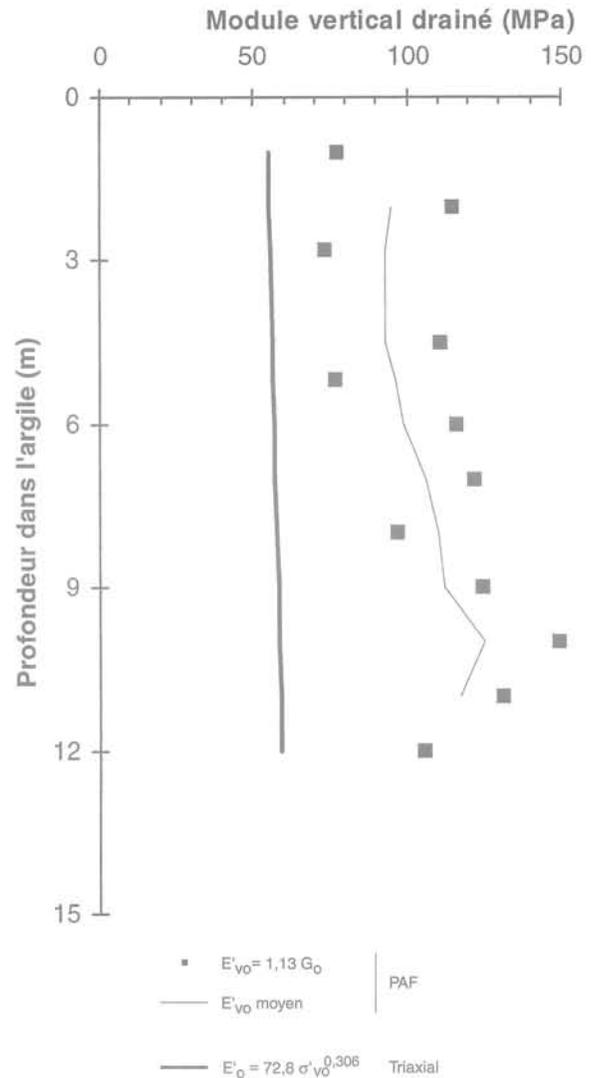


FIG. 18

Variation avec la profondeur du module vertical drainé E'_{vo} (module initial tangent) déterminé à partir des essais au pressiomètre autoforeur. Comparaison avec les valeurs correspondantes de E'_o calculées à partir de la relation empirique qui relie ce paramètre à σ'_c .
Drained vertical modulus E'_{vo} (initial tangent modulus) derived from selfboring pressuremeter tests versus depth. Comparison with the corresponding E'_o values calculated from the empirical relationship between this parameter and σ'_c .

Cette étude a montré que les propriétés de l'argile étaient pratiquement identiques dans les deux sites étudiés et a permis de déterminer les principaux paramètres qui régissent son comportement ou d'obtenir des valeurs indicatives de ceux-ci. Les valeurs de ces paramètres sont récapitulées dans le tableau VIII.

Elle a, en outre, confirmé la validité de la relation empirique qui relie le rapport de surconsolidation et la cohésion non drainée c_u d'une argile, relation dont on a déduit la loi qui régit les variations de c_u lors du déchargement de l'argile. Des relations empiriques entre les modules de déformation de l'argile et sa pression de consolidation ont également été établies.

Paramètres	Valeurs	Commentaires
Coefficient de pression du sol au repos	$0,9 \leq K_0 \leq 1,1$	
Paramètres de résistance au cisaillement drainé au pic résiduel	$c' \leq 30 \text{ kPa}, \varphi' = 23^\circ$ $c'_r = 0, \varphi'_r = 14^\circ$	
Cohésion non drainée	$200 \text{ kPa} \leq c_u \leq 300 \text{ kPa}$	
Paramètres de compressibilité pression de préconsolidation indice de compression indice de gonflement	$2,8 \text{ Mpa} \leq \sigma'_p \leq 3,4 \text{ Mpa}$ $0,29 \leq C_c \leq 0,34$ $0,10 \leq C_s \leq 0,12$	
Paramètres d'élasticité orthotrope rapport d'anisotropie	$n = \frac{E'_v}{E'_h} = 0,55$	Valeur indicative
coefficients de Poisson	$\begin{cases} \nu'_{hh} = 0,03 \text{ Valeur indicative} \\ \nu'_{vh} = 0,17 \end{cases}$	
module de cisaillement horizontal*	$G_{hh} = G_0 = 88 \text{ MPa}$	
module de déformation horizontale drainé*	$E'_{h0} = 180 \text{ MPa}$	
modules de déformation verticale non drainés*	$E'_{v0,25} = 70 \text{ MPa}, E'_{v50} = 56,5 \text{ MPa}$	Valeurs par défaut en compression
modules de déformation verticale drainés*	$\begin{cases} E'_{0} = 56,5 \text{ MPa}, E'_{50} = 26 \text{ MPa} \\ E'_{v0} \geq 100 \text{ MPa} \text{ Valeur indicative} \end{cases}$	Valeurs par défaut en compression

*à une profondeur de 6 mètres dans l'argile.

On a aussi testé la fiabilité de la détermination de certains paramètres géotechniques à partir des essais en place les plus courants, dont l'interprétation est basée sur des corrélations empiriques. Dans le cas de l'argile étudiée, il apparaît :

- que les essais au dilatomètre Marchetti exploités à partir des corrélations proposées par son concepteur conduisent à des valeurs assez réalistes de c_u et de K_0 ;
- que les corrélations associées à l'essai au piézocône et à l'essai pressiométrique Ménard, qui donnent les valeurs de c_u les plus voisines de celles déterminées au scissomètre, sont respectivement :

$$c_u = \frac{P_t - \sigma_{vd}}{N_k} \text{ avec } N_k = 10 \text{ à } 12$$

et

$$c_u = \frac{P_1 - P_0}{5,5}$$

la seconde conduisant d'ailleurs à des valeurs manifestement trop faibles. Ceci met en cause la validité des différentes corrélations habituellement proposées pour les argiles raides.

Enfin, il s'est avéré que la majorité des essais triaxiaux de type UU réalisés suivant la procédure classique sous-estiment considérablement la cohésion non drainée de l'argile. De tels résultats illustrent la nécessité de réaliser ces essais à partir de prélèvements de qualité, mais aussi d'adopter une procédure d'essai améliorée qui permettra notamment de contrôler la fiabilité des résultats obtenus.

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier tout particulièrement :

M. M. Dervaux, ingénieur au LRPC de Lille, pour les nombreuses informations que celui-ci lui a transmises, ainsi que pour les intéressantes discussions qu'il a eues avec lui ;

MM. J.-P. Stempflet et M. Daurade, techniciens supérieurs au LCPC pour leur importante contribution aux études expérimentales réalisées au LCPC ;

M. L. Mespoulhé, ATTPE au LCPC pour l'aide qu'il lui a apportée dans la préparation de cet article.

- Amar S., Jézéquel J. – « Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents. Comparaison des résultats ». *Bulletin de Liaison des LPC*, n° 58, mars-avril 1972, p. 97-108.
- Amar S., Baguelin F., Jézéquel J., Le Méhauté A. – « *In situ* shear resistance of clays ». Proceedings of the Conference on *in situ* measurement of soil properties, Raleigh, vol. 1, June 1-4 1975, p. 22-45.
- Atkinson J.H. – « Anisotropic elastic deformations in laboratory tests on undisturbed London clay ». *Geotechnique*, vol. 25, n° 2, 1975, p. 357-374.
- Baguelin F., Jézéquel J., Le Mée E., Le Méhauté A. – « Expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents ». *Bulletin de Liaison des LPC*, n° 61, septembre-octobre 1972, p. 189-202.
- Baldi G., Hight D.W., Thomas G.E. – « A reevaluation of conventional triaxial test methods ». *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, 1988, p. 219-263.
- Berre T. – « Triaxial testing at the Norwegian Geotechnical Institute ». Oslo, *Publication* n° 134, 1981.
- Bishop A.W., Henkel D.J. – *The measurement of soil properties in the triaxial test*, 2nd ed. Edward Arnold, London, 228 p., 1962.
- Boulinet J.-C., Waschkowski E. – « Étude expérimentale et analyse des performances du pénétro-dilatometre Marchetti ». *Compte rendu de travail*. Laboratoire régional des ponts et chaussées de Blois, 1994.
- Cassan M. – *Les essais in situ en Mécanique des sols*. Tome 1, *Réalisation et interprétation*, 2^e éd., Eyrolles, 587 p., 1988.
- Combarieu O. – « L'essai pressiométrique et la résistance au cisaillement des sol ». *Bulletin de Liaison des LPC*, n° 196, mars-avril 1995, p. 43-51.
- Hieng O.I. – « Loi de comportement d'une argile raide (détermination des paramètres géotechniques de l'argile des Flandres) ». Thèse de doctorat de l'université de Paris 6, 259 p., 1991.
- Jardine R.J., Symes M.J., Burland J.B. – « The measurement of the soil stiffness in the triaxial apparatus ». *Geotechnique*, vol. 34, n° 3, 1984, p. 323-340.
- IFP – « Port de Calais. Essais géotechniques et sismiques ». Rapport de l'Institut Français du Pétrole, 1992.
- Jossemaume H., Hieng O.I., Stempfelet J.P. – « Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométriques à haute pression ». *Bulletin de Liaison des LPC*, n° 172, mars-avril 1991, p. 109-120.
- Lacasse S., Berre T. – « Triaxial Testing Methods for Soils ». *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM, STP 977, 1988, p. 264-289.
- Ladd C.C. – « Stress-strain behaviour of anisotropically consolidated clays during undrained shear ». Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal, vol. 5, 1965, p. 282-286.
- Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. – « Stress-deformation and strength characteristics ». Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, vol. 2, 1977, p. 421-494.
- Marchetti S. – « *In situ* tests by flat dilatometer ». ASCE, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 106, n° GT 3, March 1980, p. 299-321.
- Mayne P.W. – « Stress anisotropy effects on clay strength ». ASCE, *Journal of the Geotechnical Engineering*, vol. 111, n° GT 3, 1985, p. 356-366.
- Mayne P.W., Kulhawy F.H. – « K_0 -OCR relationships in soils ». ASCE, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 108, n° GT 6, June 1982, p. 851-872.
- Meftah K., Magnan J.-P. – « Anisotropie de la résistance, de la déformabilité et de la perméabilité des sols. État des connaissances ». Rapport des laboratoires. Série : Géotechnique, Mécanique des sols, Sciences de la Terre, GT 31, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 101 p., 1988.
- Mitachi T., Kitago S. – « Change in undrained shear strength characteristics of saturated remoulded clays due to swelling ». *Soils and Foundations*, vol. 16, n° 1, March 1976, p. 45-58.
- Neveu C., Piet E., Delattre L. – « Calais : quai en eau profonde ». *Compte rendu du Congrès de l'AIPCN*, Séville. Section II, Sujet 3, 1994, p. 59-64.
- Port Autonome de Dunkerque – « Le terminal à pondéreux ouest ». *Chantiers*, n° 146, 1981, p. 3-8.
- Skempton A.W. – « Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay ». Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, vol. 1, 1961, p. 351-357.
- Webb D.L. – « Residual strength in conventional triaxial tests ». Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol. 1, 1969, p. 433-441.

Essais Lefranc pour la mesure de la perméabilité *in situ* : étude théorique et interprétation pratique

A. DHOUB

SOLEN-Études,
48-50, rue Eugénie-
Le Guillermic,
92290 Villeneuve-le-Roi

I. SHAHROUR

Z. LAFHAJ

Laboratoire de Mécanique
des Solides (URA 1441),
École centrale de Lille,
Cité scientifique, BP 48,
59651 Villeneuve-d'Ascq
Cedex

A. DELFAUT

LROP, Trappes

Résumé

On étudie l'essai d'eau ponctuel connu en France sous le nom d'essai Lefranc pour la mesure *in situ* de la perméabilité du sol. On décrit les tendances actuelles, les sources d'erreur et les dispositions pratiques pour une exécution soignée de l'essai. On développe les équations qui régissent l'écoulement en régime transitoire et on présente succinctement les valeurs du facteur de forme m proposées par plusieurs auteurs. Puis, on exploite quatre essais réels, effectués à charge variable sur des sols de perméabilité différente, afin de montrer l'incidence des méthodes d'interprétation sur les valeurs du coefficient de perméabilité Lefranc. Face aux problèmes d'exécution, aux divergences des méthodes de calcul du facteur de forme et aux différences des résultats d'interprétation, on propose dans cette étude quelques « recommandations » pratiques permettant de réduire les erreurs affectant, sur le plan expérimental et d'interprétation, le calcul du coefficient de perméabilité.

Lefranc permeability test : theoretical analysis and practical interpretation

Abstract

The « Lefranc test » is a permeability test carried out *in situ*. The current trends and sources of error in this field tests are described and practical rules are submitted. The basic equations governing the transient state are reviewed and the shape factor values proposed by several authors are succinctly analyzed. Field tests results obtained from four variable head tests are compared in order to show the influence of the interpretative methods on hydraulic conductivity. With regard to execution problems, to the diverging m -values and to the differences between the interpreted results, practical « recommandations » are suggested to permit to reduce errors in these field tests and their interpretation.

NOTATIONS

D	: diamètre de la cavité.
h(t)	: charge hydraulique.
$\frac{dh}{dt}$: vitesse apparente de remontée ou de descente d'eau dans le tubage.
h_a	: charge hydraulique à l'origine de la droite h(t) en fonction de dh/dt.
h_o	: charge hydraulique initiale.
h_p	: charge hydraulique correspondant au régime permanent.
H_w	: distance de la surface de la nappe au milieu de la cavité.
H_s	: distance du toit du substratum imperméable au milieu de la cavité.
k_L	: coefficient de perméabilité Lefranc (en m/s).
L	: longueur de la cavité.
m	: facteur de forme de la cavité.
m_o	: facteur de forme pour une cavité éloignée des limites de l'aquifère ($m = m_o$).
Q(t)	: débit traversant la paroi de la cavité à un instant t donné.
Q_a	: débit d'apport constant (débit injecté : $Q_a \neq 0$, débit absorbé : $Q_a = 0$).
R	: extension latérale du domaine d'écoulement.
S	: aire intérieure de la section droite horizontale du tubage.
α_1	: pente de la droite d'approximation de la forme exponentielle (lorsque k_L est très faible).
α_2	: pente de la droite en coordonnées semi-logarithmiques.
α_3	: pente de la droite h(t) en fonction de dh/dt.
δh	: abaissement du niveau d'eau dans le tubage (essai d'absorption).
Δh	: variation de la charge hydraulique pendant une variation du temps Δt donnée.

1

Introduction

Les problèmes créés par l'eau dans le sol sont fondamentaux dans les projets de Génie civil. Les excavations profondes, le creusement de tunnel et les décaissements pour fouilles de sous-sols se multiplient. En zones urbaines ou rurales, les projets de décharges et de centres d'enfouissement nécessitent la protection des nappes et le respect des aspects écologiques. L'origine de ces problèmes et leur solution sont complexes.

Depuis longtemps, on sait déterminer le coefficient de perméabilité du sol en laboratoire sur des échantillons prélevés et considérés comme « intacts ». Les essais sont effectués dans des conditions idéales de percolation suivant l'axe de l'éprouvette. La perméabilité, appréciée suivant un chemin d'écoulement privilégié, est globale vis-à-vis de l'échantillon, mais ponctuelle vis-à-vis du massif de sol à reconnaître ; ceci la rend généralement peu représentative de l'ensemble du milieu le plus souvent

hétérogène et anisotrope. D'une manière générale, le coefficient de perméabilité exprimé en m/s n'est connu qu'à une puissance de 10 près. Enfin, les stratifications horizontales peuvent encore réduire considérablement ce coefficient d'une puissance de 10, voire de 100. Le fascicule 62, Titre V (MELT, 1993) précise clairement que les coefficients de perméabilité mesurés en laboratoire (norme NF P 94-090, AFNOR, 1992) ne doivent « servir qu'à la détermination du coefficient de consolidation c_v et qu'il serait illusoire de les utiliser pour effectuer, entre autres, des calculs de débits de pompage ou d'exhaure ».

Avec le développement des moyens de mesure et d'essais, on assiste à un large essor des « essais d'eau » en place pour le calcul du coefficient de perméabilité locale. Ces essais consistent à créer une cavité libre le long ou à la base d'un forage pour y générer une variation, dans le temps, de la charge hydraulique. L'essai de pompage est le plus représentatif car il permet de couvrir un volume de sol autour du puits de pompage suffisant pour intégrer les conditions réelles d'alimentation de la nappe. Mais, l'essai se heurte à des difficultés multiples en particulier en site urbain où les opérations de pompage peuvent entraîner des tassements importants des mitoyens et des structures existantes. L'essai d'eau, connu en France sous le nom d'essai Lefranc (Lefranc, 1936, 1937), constitue à ce jour une solution intermédiaire car il permet de s'affranchir des problèmes de ravinement et de boullance. En plus, il s'applique à tous les sols sous la nappe et il est relativement rapide et peu coûteux. Cependant, sa validité reste liée aux conditions expérimentales souvent sensibles (Milligan, 1975 ; SCG, 1985) et parfois trompeuses (phénomènes de colmatage, mauvaise isolation de la cavité, communication de nappes, suivi peu précis de la variation de la charge hydraulique, arrêt hâtif de l'essai avant stabilisation). A cela s'ajoute le caractère ponctuel de la mesure car l'écoulement n'intéresse qu'un volume restreint de sol autour de la cavité. C'est pour cette raison que la norme NF P 94-132 (1992), propre à cet essai, stipule qu'il « ne doit pas être utilisé seul pour dimensionner un rabattement important de nappe ». De plus, la détermination du coefficient de perméabilité dans l'essai Lefranc dépend des dimensions de la cavité et de la position de l'aquifère exprimé par la valeur du facteur de forme dont l'estimation est, sur le plan pratique, difficile en particulier dans les sols stratifiés (Cassan, 1979).

Dans cette communication, on met l'accent sur l'incidence des difficultés expérimentales, des divergences des approches du calcul du facteur de forme m et des sensibilités des méthodes d'interprétation sur le coefficient de perméabilité mesuré par l'essai Lefranc. On montre, en particulier, que lorsque l'essai est mal exécuté (mauvaise isolation de la cavité, phénomène de colmatage), les disparités dans l'estimation du coefficient de perméabilité peuvent être très importantes.

2

Analyse expérimentale de l'essai Lefranc

2.1

Variante de l'essai. Tendances actuelles

L'essai Lefranc (Norme NF P 94-132, 1992) consiste à créer une cavité dans le sol et de générer une variation

de la charge hydraulique h mesurée en fonction du temps (Fig. 1). La tendance actuelle en France est de procéder à des essais à charge constante ou à charge variable.

Dans le premier cas, la hauteur d'eau est stabilisée dans le forage (sols perméables). La durée de l'essai peut être, selon les cas, d'une à deux heures. Dans le cas des matériaux très perméables (sables et graviers, graves, remblais de décharge), il est très difficile sur le plan pratique de garder une charge constante pendant une durée suffisante. Lorsque le sol est moyennement perméable, il est possible de procéder aussi à l'exécution de l'essai à charge variable avec des intervalles de temps de mesure faibles allant de 30 secondes à 2 minutes.

Dans le second cas, on mesure la descente ou la remontée d'eau dans le forage. Dans les sols fins et peu perméables (argiles et marnes fermes, calcaire non fissuré, craie saine), on procède plutôt à des essais d'absorption ; l'essai peut durer plusieurs heures à quelques dizaines d'heures. Le suivi de variation de la charge en fonction du temps se fait à l'aide d'un capteur de pression de haute précision muni d'un appareil d'enregistrement automatique de type MADOPUS (IRIS-BRGM) avec des intervalles de temps de mesure qui peuvent aller de 2 à 10 minutes.

2.2

Sources d'erreur et dispositions particulières

Sur le plan expérimental, l'essai Lefranc nécessite des dispositions particulières car les sources d'erreur sont multiples. Hvorslev (1951), Gibson (1963, 1966), Wilkinson (1968), Weber (1968) et Bjerrum *et al.* (1972) : distinguent quatre causes principales d'erreur propres aux essais d'eau dont trois sont applicables à l'essai

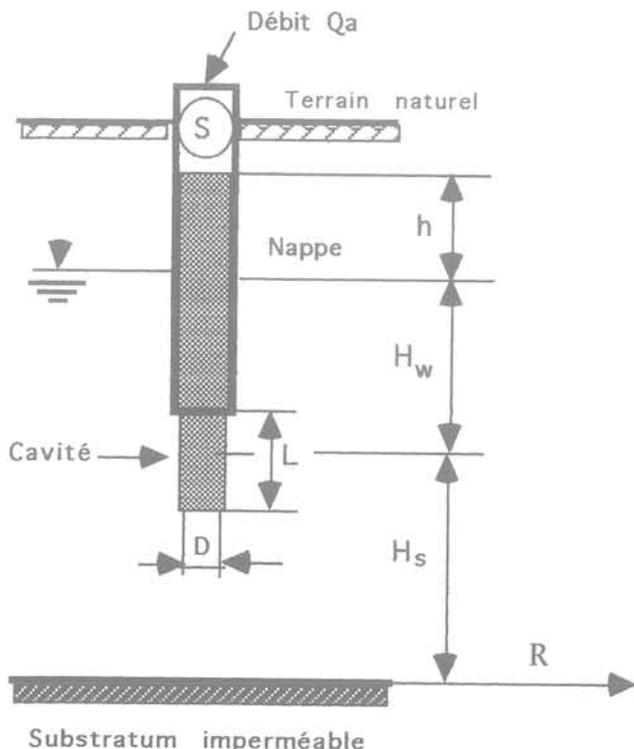


FIG. 1 Essais Lefranc : principe et notations.
Lefranc test : principle and symbols.

Lefranc : mauvaise isolation de la lanterne, instabilité des parois de la cavité et phénomène de colmatage préalable ou en cours d'essai.

La norme NF P 94-132 décrit clairement les techniques de réalisation de la cavité en fonction du sol rencontré, mais il convient de préciser certains points pratiques acquis à travers l'exécution de quelques centaines d'essais afin de limiter les sources d'erreur :

- la position de la nappe doit être connue avant la réalisation de l'essai car l'exploitation de l'essai n'est possible que lorsqu'il est effectué sous la nappe ; en plus, l'estimation de k_f nécessite une connaissance précise de la charge hydraulique appliquée (Chapuis, 1989) ;
- le forage doit être réalisé à l'air ou à l'eau claire ; l'emploi d'une boue de forage est à proscrire car il conduit inévitablement à un colmatage préalable de la cavité ;

- pour un sol homogène (Fig. 2a), l'isolation de la cavité peut être assurée par un obturateur gonflable lorsque le sol est cohérent, mais la mise en place d'un tubage pour maintenir stables les parois de forage est indispensable dans les sols pulvérulents ;

- lorsque l'essai est effectué dans un sol reposant sous plusieurs couches de perméabilités différentes (sol stratifié, Fig. 2b), la cavité doit être réalisée avec un diamètre plus faible que le diamètre intérieur du tubage dont le diamètre extérieur doit être suffisamment grand afin d'assurer l'isolation complète de la cavité et d'éliminer les éventuelles fuites ;

- après la mise en place du tubage, la lanterne doit être curée au carottier de même diamètre que la cavité pour éliminer les débris dus au grattage. En plus, elle doit être soufflée à l'air sous pression pour éviter l'expansion des particules fines qui favorisent le colmatage, à condition que cette opération ne déstabilise la cavité (cas des sables) ;

- afin d'assurer la stabilité de la cavité, celle-ci doit être remplie par un gravier-filtre reposant sur un bouchon étanche (en argile ou en sobranite) ou un obturateur dilatable dans le cas des sols pulvérulents. L'emploi du filtre peu être aussi indispensable dans les sols cohérents comme les argiles vertes du Sannoisien ou les marnes bleues d'Argenteuil du Ludien où nous avons constaté dans certains cas un rétrécissement, voire une fermeture partielle de la cavité sous l'effet d'un gonflement parfois instantané.

3

Analyse théorique de l'essai Lefranc

3.1

Équations générales

A partir de la loi de Darcy, Hvorslev (1951) a montré que le débit $Q(t)$ percolant à travers la surface de la cavité est, à un instant t donné, proportionnel à la charge hydraulique $h(t)$, au diamètre D de la cavité et au coefficient de perméabilité Lefranc k_f . Le coefficient de proportionnalité est le facteur de forme m qui dépend (Fig. 3) des dimensions relatives de la cavité L/D (Hvorslev, 1951 ; Schneebeli, 1954, 1966), de la position de la nappe (H_w) et du substratum imperméable (H_s) ; la forme générale du débit $Q(t)$, révisée par

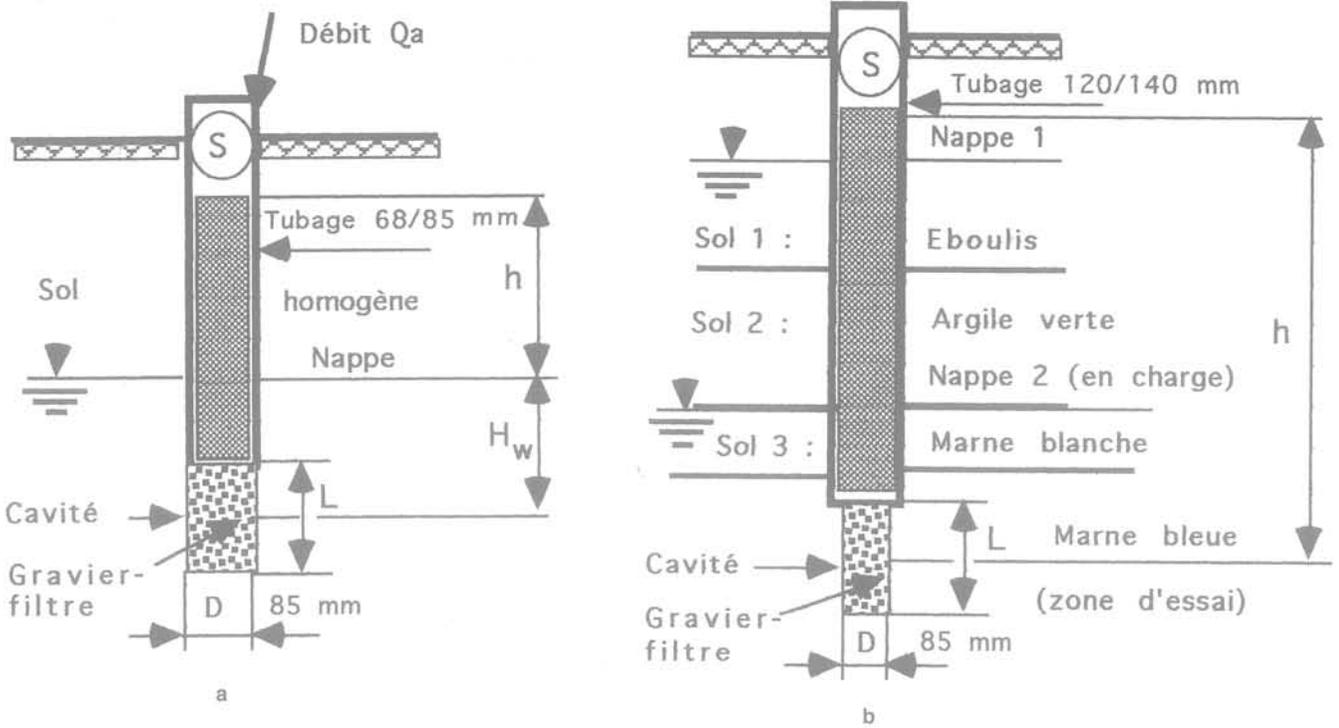


FIG. 2 Dispositions particulières pour la réalisation des essais Lefranc.
A Lefranc test configuration.

Boersma (1965) puis Bouwer et Jackson (1974) est :

$$Q(t) = m \cdot k_L \cdot D \cdot h(t) \quad (1)$$

En respectant les notations de la figure 1, la charge hydraulique h en régime transitoire est régie, sous un débit de pompage ou d'injection Q_a , par l'équation de conservation de la masse :

$$S \cdot \frac{dh}{dt} + m \cdot k_L \cdot D \cdot h = Q_a \quad (2)$$

dans laquelle le débit Q_a est égal à la somme respectivement du débit dû à la variation du volume d'eau dans la colonne et du débit de filtration dans la cavité, avec S étant la section horizontale de la colonne d'eau (forage ou tubage).

L'équation (2) est une équation différentielle à variables séparées que l'on peut écrire :

$$dt = \frac{dh}{\frac{Q_a}{S} - \frac{m \cdot k_L \cdot D}{S} \cdot h} \quad (3)$$

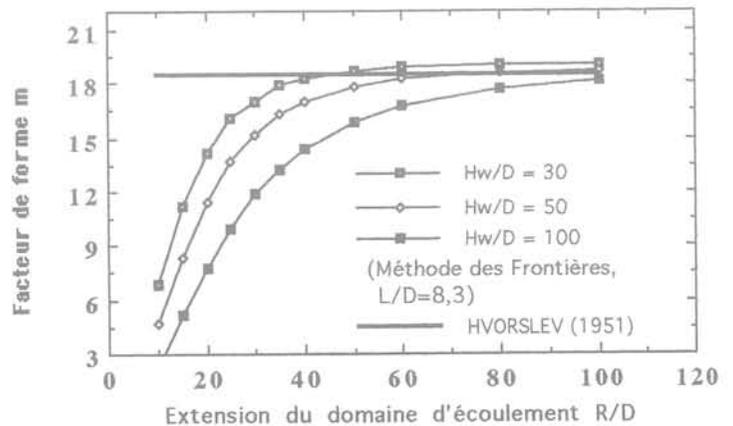
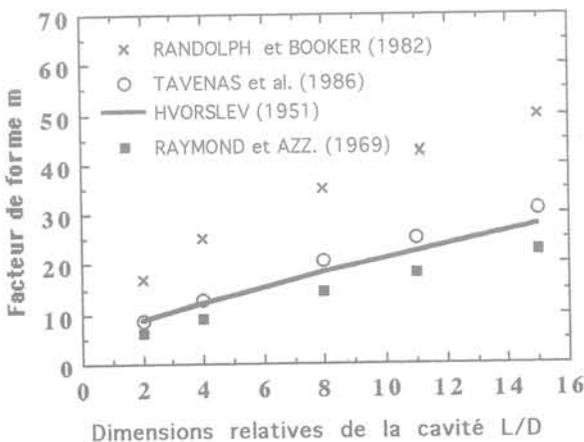


FIG. 3 Variation du facteur de forme m : a) incidence des dimensions de la cavité (différentes méthodes) ; b) incidence de l'extension du domaine (méthode des Frontières, $L/D = 8,3$).
Shape factor m : a) effect of aspect ratio L/B (various methods) ; b) effect of domain extension R/D (boundary elements method).

Avec les conditions initiales : ($t = t_0$, $h = h_0$) et dans le cas où Q_a est constant, l'intégration de (3) est immédiate et on obtient la solution sous forme exponentielle qui régit l'écoulement, soit :

$$h(t) = h_p - (h_p - h_0) \cdot e^{-\frac{m \cdot k_L \cdot D}{S} \cdot t} \quad (4a)$$

où
$$h_p = \frac{Q_a}{m \cdot k_L \cdot D} \quad (4b)$$

désigne la charge hydraulique en régime permanent (h tend vers h_p lorsque t tend vers l'infini). Lorsque l'essai est effectué sans apport de débit ($Q_a = 0$), on obtient :

$$h(t) = h_0 \cdot e^{-\frac{m \cdot k_L \cdot D}{S} \cdot t} \quad (5)$$

ou encore :

$$t = -\frac{S}{m \cdot k_L \cdot D} \cdot \ln \frac{h(t)}{h_0} \quad (6)$$

Ces équations montrent que le coefficient de perméabilité est directement lié au facteur de forme dont la détermination est, sur le plan pratique, délicate. Nous allons ci-après présenter brièvement les méthodes proposées pour le calcul de ce facteur.

3.2

Facteur de forme. État actuel des connaissances

Plusieurs auteurs ont cherché à calculer le facteur de forme. En se basant sur les travaux de Dachler (1936), Hvorslev (1951) résout analytiquement l'équation de Laplace pour calculer le facteur de forme. Les auteurs comparent généralement leurs résultats aux valeurs de m ainsi obtenues. Ces valeurs sont les plus utilisées en pratique courante avec m variant entre 10 et 30 pour les rapports courants de L/D allant de 2 à 15 comme le montre la figure 3a où l'on présente, pour quatre auteurs, la variation du facteur de forme en fonction des dimensions relatives de la cavité considérée éloignée des limites de l'aquifère ($m = m_0$, Norme NF P 94-132, 1992). Il ressort de cette variation que m croît avec le rapport L/D . Les différences entre les valeurs de m sont à la fois inhérentes aux approximations des méthodes numériques et liées aux conditions aux limites et au choix du domaine (Chapuis, 1989). En effet, le choix du domaine physique se pose en particulier dans l'analyse numérique du facteur de forme par la méthode des éléments finis (Tavenas *et al.*, 1986a, 1986b ; Fortin et Soulié, 1983). La méthode des frontières (ou des équations intégrales) est généralement la mieux adaptée pour étudier le facteur de forme (Shahrour *et al.*, 1996) car elle permet de placer la frontière latérale suffisamment loin de la cavité et de discrétiser uniquement le contour du domaine d'écoulement, ce qui permet de réduire considérablement le temps et le coût du calcul. Cette méthode a été utilisée pour étudier l'influence de l'extension latérale du domaine d'écoulement sur le facteur de forme. Les résultats obtenus sont portés sur la figure 3b. On peut constater que le facteur de forme m croît sensiblement avec l'étendue du domaine défini par R/D avant de se stabiliser au voisinage de la valeur de m donnée par Hvorslev (1951) pour une cavité considérée éloignée des limites de l'aquifère (rapports H_w/D élevés). Ceci

s'explique par le fait que la valeur du facteur de forme est donnée par Hvorslev dans un milieu infini alors que la présence d'une frontière imperméable (par exemple un obstacle tel que paroi, sous-sol enterré) à proximité de la cavité réduit le débit de percolation, et d'après l'équation (1), le facteur de forme.

Ces résultats donnent, en partie, une explication aux écarts notés entre les valeurs de m proposées par différents auteurs et montrent la nécessité de prendre en compte les conditions réelles de terrain (présence d'obstacles, niveau de la nappe, position du substratum) pour le calcul de m .

Aux difficultés d'exécution de l'essai et aux divergences de détermination de m s'ajoutent les sensibilités des méthodes d'interprétation pratique de l'essai Lefranc comme on peut le constater dans l'analyse des résultats d'essais réels qui suit.

4

Méthodes d'interprétation pratique de l'essai Lefranc

L'essai Lefranc peut être interprété par les méthodes suivantes (Norme NF P 94-132, AFNOR, 1992) qui dérivent toutes de l'application de la loi de Darcy :

- calage théorique sur les points expérimentaux de la charge hydraulique $h(t)$ (équations 4 et 5) ;
- ajustement linéaire en coordonnées semi-logarithmiques (équation 6) ;
- interprétation numérique à partir de l'équation différentielle (équation 2).

4.1

Calage théorique sur la courbe expérimentale de la charge hydraulique

La courbe théorique de variation de la charge hydraulique $h(t)$ donnée par les équations (4) et (5) peut être ajustée sur les points expérimentaux en faisant varier la valeur du coefficient de perméabilité k_L . On peut alors fixer la valeur de k_L qui conduit à un bon calage.

Dans les sols très peu perméables (k_L très faible), le calage des points expérimentaux peut se faire par une approximation linéaire de la courbe théorique à partir des équations (4) et (5). En effet, la variation de la charge $h(t)$ entre le début de l'essai ($t_0 = 0$, charge initiale h_0) et le temps t (charge $h(t)$) peut être, d'après la forme générale (4), exprimée par :

$$h_0 - h(t) = (h_0 - h_p) (1 - e^{-x}) \quad (7a)$$

avec :
$$x = \frac{m \cdot k_L \cdot D}{S} \cdot t$$

Le développement limité d'ordre 1 ($x^2 \ll 1$ pour k_L très faible) de la fonction exponentielle (équation 7a) conduit à une droite passant par l'origine d'équation :

$$h_0 - h(t) = (h_0 - h_p) \cdot x \quad (7b)$$

et dont la pente α_1 permet de calculer k_L , soit en introduisant (4b) :

$$k_L = \frac{\alpha_1 \cdot S + Q_a}{m \cdot D \cdot h_o} \quad (7c)$$

4.2

Ajustement linéaire semi-logarithmique ($Q_a = 0$)

La procédure d'ajustement linéaire en coordonnées semi-logarithmiques peut être utilisée lorsque $Q_a = 0$ (essai d'absorption ou de remontée d'eau dans le forage après pompage). En effet, en faisant intervenir les abaissements δh dans le forage, l'équation (6) devient (RAT et Laviron, 1974 ; Chapuis, 1989 ; Cassan, 1980) :

$$t = -\frac{S}{m \cdot D \cdot k_L} \ln \frac{h_o - \delta h}{h_o} \quad (8a)$$

Cette égalité peut être aussi obtenue par simple intégration de l'équation (2) pour $Q_a = 0$ et les conditions initiales ($t = t_o = 0, h = h_o$).

Or, en traçant la droite expérimentale de la variation du temps t dans un diagramme en coordonnées semi-logarithmiques, on peut déterminer la pente α_2 de la courbe pour en déduire la valeur de k_L , soit :

$$k_L = -\frac{S}{m \cdot D \cdot \alpha_2} \quad (8b)$$

avec :

$$\alpha_2 = \frac{\Delta t}{\Delta \ln \left(\frac{h_o - \delta h}{h_o} \right)} \quad (8c)$$

4.3

Interprétation numérique à partir de l'équation différentielle

L'exploitation de l'essai Lefranc à partir de l'équation différentielle consiste à tracer la courbe représentative de la charge hydraulique $h(t)$ en fonction de la vitesse apparente de remontée ou de descente d'eau dh/dt dans le forage. L'équation (2) montre que $h(t)$ est une fonction linéaire de dh/dt . On peut alors construire l'allure des points expérimentaux $((\Delta h/\Delta t)_j, h_j)$ avec :

$$\text{et} \quad \left(\frac{\Delta h}{\Delta t} \right)_j = \frac{h_i - h_{i-1}}{t_i - t_{i-1}},$$

$$h_j = \frac{1}{2} (h_i + h_{i-1})$$

Dans cette procédure d'exploitation, on peut distinguer aussi les deux cas :

a) $Q_a \neq 0$, les points expérimentaux décrivent une droite passant par les deux points extrêmes :

- $\frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{Q_a}{S}, h(t) = 0,$
- $\frac{\Delta h}{\Delta t} = 0, h(t) = \frac{Q_a}{m \cdot k_L \cdot D} = h_a,$

ce qui permet de déduire la valeur k_L , soit :

$$k_L = \frac{Q_a}{m \cdot D \cdot h_a} \quad (9)$$

On peut aussi, dans ce cas, déterminer la pente α_3

de la droite de régression passant par les points les mieux alignés sur l'ensemble des points expérimentaux pour en déduire numériquement un coefficient de perméabilité à peu près constant, soit :

$$k_L = \frac{S}{m \cdot D \cdot \alpha_3} \quad (10a)$$

avec :

$$\alpha_3 = \frac{\Delta h}{\Delta \left(\frac{\Delta h}{\Delta t} \right)} \quad (10b)$$

b) $Q_a = 0$, la droite d'ajustement linéaire des points expérimentaux passe par l'origine et a pour pente α_3 liée au coefficient de perméabilité k_L par une égalité analogue à l'équation (10).

5

Application à l'interprétation d'essais réels

5.1

Présentation des essais réalisés

On exploite quatre essais réels effectués à charge variable (Fig. 2) sur des sols du bassin parisien de perméabilité différente :

– marno-calcaire de Brie altéré perméable :

$$k_L \geq 10^{-5} \text{ m/s};$$

– sable fin de Fontainebleau et calcaire de Saint-Ouen peu perméable : $10^{-8} < k_L < 10^{-5} \text{ m/s}$;

– marne bleue d'Argenteuil très peu perméable :

$$k_L < 10^{-8} \text{ m/s}.$$

Les essais sont effectués à des profondeurs variant entre 5,0 et 16,5 m et avec des charges initiales h_o de 4,0 à 16,5 m. Dans chaque essai, la cavité (de 75 à 120 mm de diamètre) est isolée par un tubage 85/98 mm ou 120/140 mm avec la mise en place d'un gravier-filtre dans le marno-calcaire de Brie, dans les sables de Fontainebleau et dans le calcaire de Saint-Ouen résiduel (sol homogène, Fig. 2a) ainsi que dans les marnes bleues d'Argenteuil (sol stratifié, Fig. 2b). La longueur L de la cavité varie de 0,5 m à 2,0 m, ce qui conduit à des rapports L/D de 4,2 à 26,7 et, d'après Hvorslev (Fig. 3a), à une valeur de m ($= m_o$, Norme NF P 94-132, AFNOR, 1992) de 12,3 à 42,1. Dans le marno-calcaire de Brie altéré et les sables de Fontainebleau, l'essai est poursuivi après injection d'un débit d'apport constant (Q_a non nul, voir Fig. 4 et 7a) alors qu'il s'agit, dans le calcaire de Saint-Ouen et les marnes bleues d'Argenteuil, d'essais d'absorption ($Q_a = 0$, Fig. 5, 6 et 7b).

5.2

Calage théorique sur les points expérimentaux de la charge hydraulique en fonction du temps

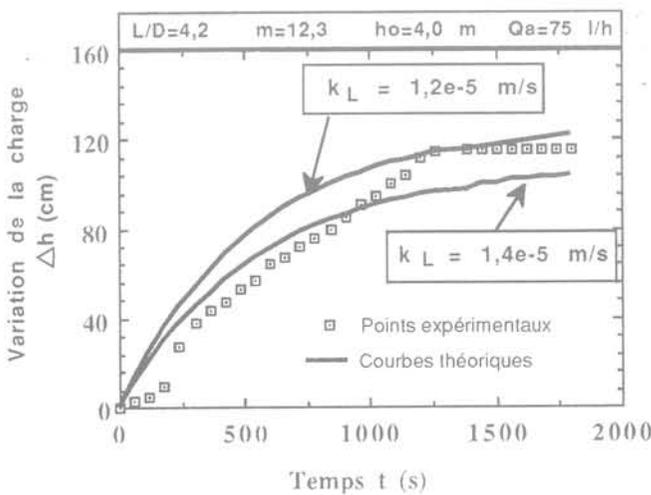
Sur les figures 4 et 5 sont portés les points expérimentaux avec les courbes de calage théorique de la charge hydraulique $h(t)$ en fonction du temps des quatre essais réalisés ; il ressort que :

– dans les marno-calcaires de Brie (Fig. 4a), l'examen de l'allure des points expérimentaux montre qu'il subsiste, dès le début de l'essai, une légère stabilisation due probablement à un bourrage initial en début d'essai; ensuite, il se produit en régime transitoire un léger colmatage entre environ 1 000 et 1 200 s avant d'atteindre le palier de stabilisation du régime permanent. Les deux courbes théoriques de calage (équations 4a et 4b) s'inscrivent plus ou moins bien dans les points expérimentaux et conduisent à des coefficients de perméabilité très proches ($k_L = 1,2$ et $1,4 \cdot 10^{-5}$ m/s);

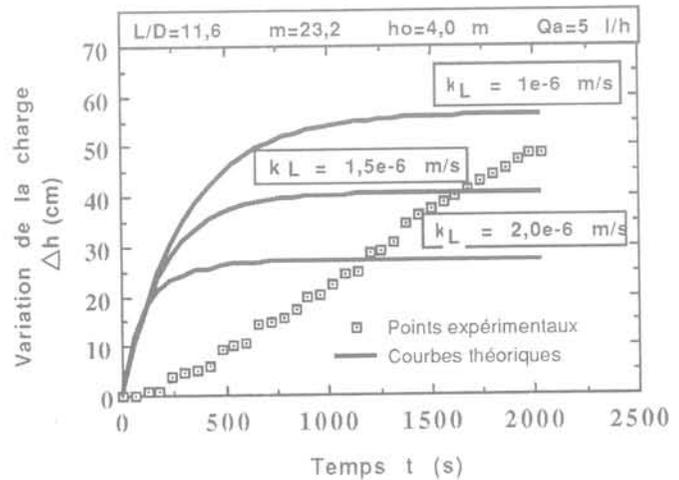
– l'essai dans les sables de Fontainebleau (Fig. 4b) montre qu'un colmatage s'est produit avec débouillage dès le début de l'essai. Le calage sur les points expérimentaux ne permet pas de trouver des courbes théoriques (équation 4) qui s'ajustent au mieux sur

l'ensemble des points obtenus et que les valeurs de k_L de $1,0$; $1,5$ et $2,0 \cdot 10^{-6}$ m/s sont très peu influencées par le calage mais correspondent tout de même à un terrain totalement colmaté;

– dans les essais d'absorption ($Q_a = 0$), les points expérimentaux de l'essai dans le calcaire de Saint-Ouen résiduel (Fig. 5a) décrivent une parfaite courbe du régime transitoire avant la stabilisation, en régime permanent, vers 1 500 à 2 000 s. Le calage théorique (équation 7a, $h_p = 0$) conduit à $7,0 \cdot 10^{-7}$ m/s en début de l'essai et à $2,0 \cdot 10^{-7}$ m/s sur le palier de stabilisation, l'approximation linéaire (équation 7b, $Q_a = 0$) à $6,0 \cdot 10^{-7}$ m/s. En effet, il n'est pas possible de trouver dans l'essai une courbe théorique qui coïncide avec l'ensemble des points expérimentaux. Mais, ce résultat, d'ordre purement mathématique, montre que l'approximation

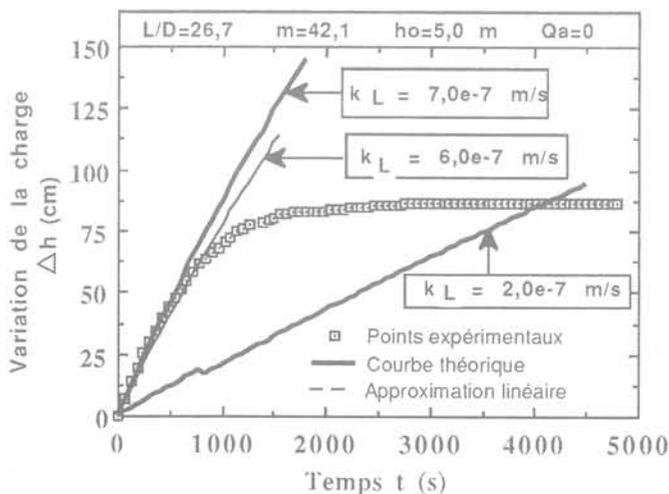


a - Marno-calcaire de Brie altéré

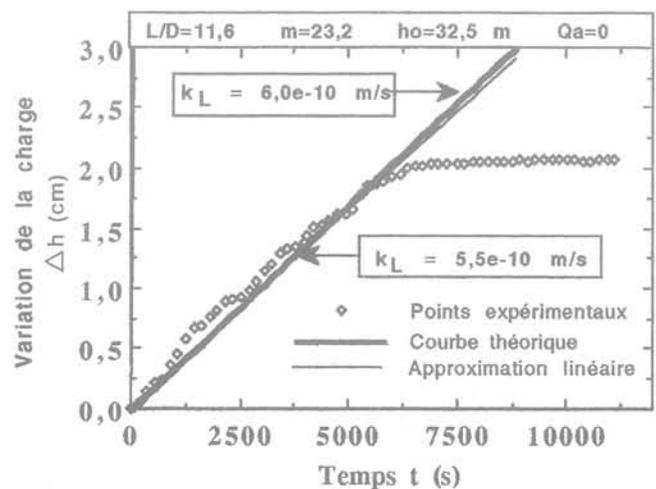


b - Sable fin de Fontainebleau

FIG. 4 Calage sur la courbe expérimentale (charge hydraulique en fonction du temps).
Flow rate curve matching.



a - Calcaire de St-Ouen résiduel



b - Marne bleue d'Argenteuil

FIG. 5 Calage sur la courbe expérimentale de la charge hydraulique en fonction du temps.
Flow rate curve matching.

linéaire proposée (équation 7b) peut être parfaitement retenue dans l'interprétation de l'essai dans les sols peu à très peu perméables (généralement lorsque k_L est inférieur à 10^{-7} m/s). En effet, les deux valeurs de $6,0$ et $7,0 \cdot 10^{-7}$ m/s sont confirmées par les autres méthodes d'interprétation présentées dans le paragraphe qui suit.

Dans les marnes bleues d'Argenteuil du Ludien (Fig. 5b), le régime permanent est atteint vers 6 200 s avec de légères perturbations (colmatage et débouillage) dans la phase transitoire. Le calage théorique (forme exponentielle, équation 7a avec $h_p = 0$) sur les points expérimentaux et l'approximation linéaire (équation 7c, $Q_a = 0$) conduisent à des valeurs de k_L très proches et qui sont respectivement de $6,0 \cdot 10^{-10}$ m/s et de $5,5 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Le calage sur la courbe expérimentale de la charge hydraulique en fonction du temps montre que le coefficient de perméabilité k_L peut être évalué avec des valeurs dans un rapport allant de 1 à 4, ce qui est normal pour la mesure de la perméabilité en place des sols.

5.3

Ajustement linéaire en coordonnées semi-logarithmiques ($Q_a = 0$)

Les résultats des essais d'absorption sur le calcaire de Saint-Ouen résiduel et les marnes bleues sont reproduits dans les diagrammes en coordonnées semi-logarithmiques de la figure 6. Ces graphiques montrent, dans le cas du calcaire de Saint-Ouen résiduel (Fig. 6a), que l'ajustement linéaire ne peut être fait que sur la première partie linéaire de la courbe semi-logarithmique et permet d'avoir k_L égal à $6,5 \cdot 10^{-7}$ m/s qui concorde avec la valeur de $7,0 \cdot 10^{-7}$ m/s obtenue par le calage sur les points expérimentaux de la charge hydraulique (Fig. 5a). L'ajustement sur le palier de stabilisation conduit à une valeur plus faible, soit $2,4 \cdot 10^{-8}$ m/s correspondant au régime permanent.

Dans les marnes bleues d'Argenteuil, la valeur du coefficient de perméabilité de $5,7 \cdot 10^{-10}$ m/s fixée par l'ajustement linéaire (Fig. 6b) s'inscrit dans la plage de

variation de k_L obtenue par le calage sur la courbe expérimentale (Fig. 5b). L'ajustement sur le palier de stabilisation du régime permanent conduit à $2,0 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Dans les deux essais d'absorption, l'ajustement linéaire en coordonnées semi-logarithmiques effectué sur le palier de stabilisation du régime permanent conduit à des valeurs de k_L de 2 à 3 fois plus faibles que celles données par le régime transitoire.

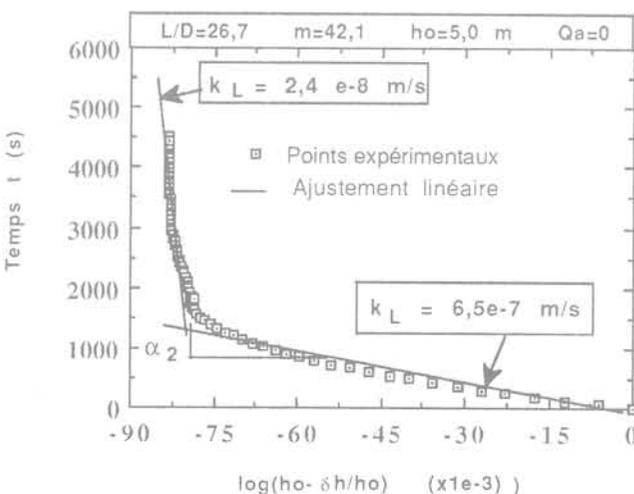
On peut constater ici que la valeur de k_L peut être estimée dans une fourchette de valeurs de 1 à 3.

5.4

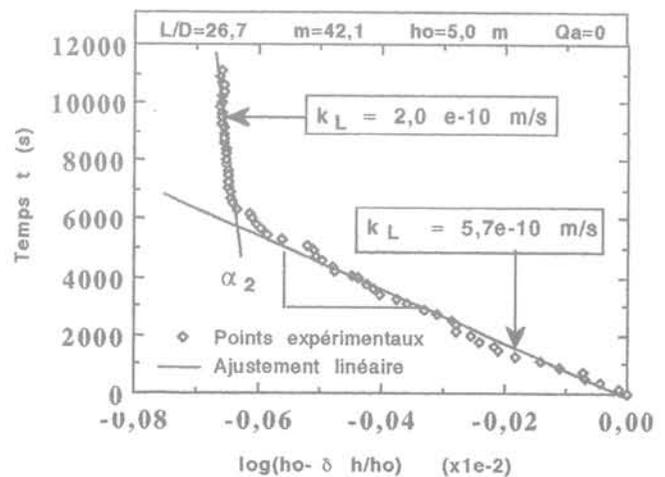
Interprétation numérique à partir de l'équation différentielle

La construction des courbes représentatives de la charge hydraulique $h(t)$ en fonction de dh/dt montre qu'il est possible de fixer, dans les marno-calcaires de Brie altéré (Fig. 7a), deux zones distinctes où les points expérimentaux sont peu alignés ; mais on peut déterminer deux coefficients de perméabilité légèrement différents qui sont de $1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s et $7,9 \cdot 10^{-6}$ m/s. Les résultats de l'essai dans le calcaire de Saint-Ouen résiduel (Fig. 7b) permettent de distinguer deux zones à peu près linéaires avec k_L de $6,7 \cdot 10^{-7}$ m/s dans la phase du régime transitoire et de $3,3 \cdot 10^{-7}$ m/s en régime permanent (phase de stabilisation).

Par contre, dans les sables de Fontainebleau, il y a une très forte dispersion des points expérimentaux ; cette technique d'exploitation doit être éliminée et la prudence s'impose car les coefficients de perméabilité obtenus par le calage sur la courbe expérimentale de la charge hydraulique en fonction du temps correspondent à un terrain colmaté dès le début de l'essai ; les valeurs « réelles » de k_L sont naturellement plus élevées. Il n'y a pas, à ce jour, des termes correcteurs contrairement au phénomène de remontées du sable dans le forage (cas des cavités de faible hauteur) où le coefficient de perméabilité k_L est évalué à la hausse à partir des abaques de Soletanche (Cassan, 1980).

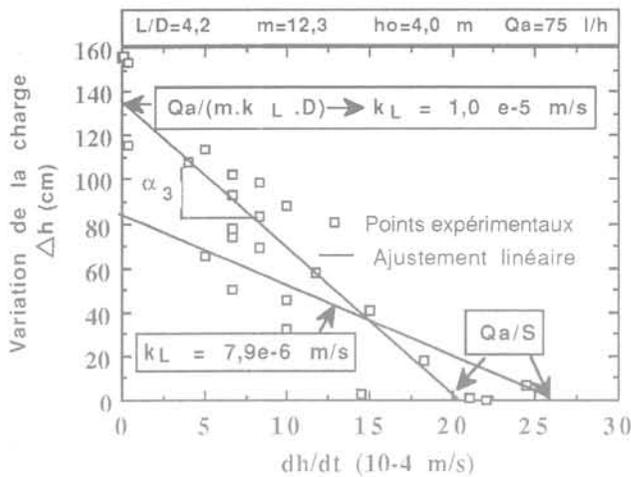


a - Calcaire de St-Ouen résiduel

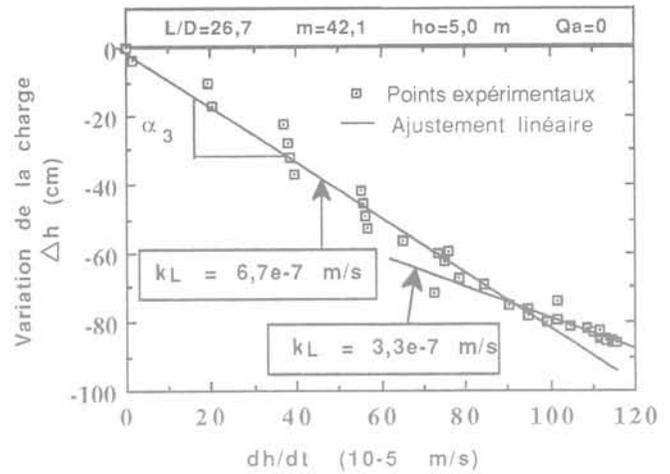


b - Marne bleue d'Argenteuil

FIG. 6 Calage en coordonnées semi-logarithmiques. Matching on semi-logarithmic co-ordinates.



a - Marno-calcaire de Brie Altéré



b - Calcaire de St-Ouen

FIG. 7 Interprétation à partir de l'équation différentielle.
Interpretation based on the differential equation.

Dans les marnes bleues d'Argenteuil, on constate le même phénomène de dispersion des points expérimentaux ; l'exploitation de l'essai à partir de cette méthode est aussi à éliminer : les valeurs de k_L obtenues par les deux techniques d'interprétation précédentes (Fig. 5b et 6b) concordent entre elles ; celles-ci peuvent être retenues.

L'exploitation numérique de l'essai Lefranc à partir de l'équation différentielle permet, si l'essai est « exploitable », de déterminer ici les valeurs de k_L dans une fourchette de 1 à 3. La recherche d'un ajustement sur les points peu alignés peut conduire à des coefficients de perméabilité k_L très dispersés avec un rapport de 1 à 1 000 (Rat et Laviron, 1974). Pour ces raisons, la méthode d'interprétation de l'essai Lefranc à partir de l'équation différentielle doit être automatiquement éliminée dès que les points de mesure ne présentent pas de zones où ils peuvent être alignés.

5.5

Recommandations relatives à l'interprétation de l'essai

L'interprétation pratique de l'essai Lefranc nécessite un balayage des résultats expérimentaux le plus large possible par les différentes techniques d'exploitation. Sur le plan pratique, une interprétation rigoureuse de l'essai doit respecter les étapes suivantes :

- 1) Porter les points expérimentaux sur un graphique de la charge hydraulique $h(t)$ en fonction du temps et procéder à un calage théorique (équations 4, 5 et 7).
- 2) Construire les courbes représentatives de la charge hydraulique $h(t)$ en fonction de la vitesse apparente de remontée ou de descente dh/dt dans le forage, et chercher les zones où les points expérimentaux constituent une droite ou plusieurs droites pour déterminer une ou plusieurs valeurs de k_L (équations 9 et 10). A travers plusieurs essais, nous avons constaté que cette méthode conduit généralement à des résultats « inexploitables » dès qu'apparaissent des phénomènes de colmatage et de débouillage même si l'interprétation de l'essai est possible par les autres méthodes ;

3) Dans les essais d'absorption ($Q_a = 0$), porter les points expérimentaux dans un plan en coordonnées semi-logarithmiques (équation 8). Cette technique d'ajustement linéaire aboutit généralement à des résultats « exploitables ».

L'ensemble des méthodes d'interprétation nécessite un nombre important de points expérimentaux, ce qui demande un temps d'essai relativement long et un pas de mesure réduit (en particulier dans les matériaux peu perméables) afin de mieux appréhender le calage et les ajustements linéaires et de déceler toutes les anomalies possibles (colmatage, débouillage). Toute méthode qui conduit à de fortes dispersions des points expérimentaux doit être automatiquement éliminée.

4) Calculer le facteur de forme m . Les nombreuses approches existantes conduisent à de réelles discordances et montrent que l'évaluation de m aboutit à des écarts qui peuvent être très importants. Cependant, une approximation de m par Hvorslev (1951) nous semble raisonnable à condition de prendre en compte les conditions aux limites en particulier la position de la nappe et du substratum imperméable (Cassan, 1980).

5) Comparer les valeurs du coefficient de perméabilité obtenues en éliminant celles qui paraissent peu « représentatives » du matériau d'essai. Là, la prudence et l'examen critique des résultats s'imposent avant de procéder au maintien ou à l'élimination d'une valeur par rapport à une autre. Dans les quatre exemples d'essais interprétés, il est clair que les valeurs de perméabilité de $1,0$ à $2,0 \cdot 10^{-6}$ m/s obtenues dans les sables de Fontainebleau sont à éliminer (terrain colmaté) ; par contre des valeurs moyennes peuvent être retenues dans les autres cas, soit $1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s dans le marno-calcaire de Brie altéré, $6,5 \cdot 10^{-7}$ m/s dans le calcaire de Saint-Ouen résiduel et $5,0 \cdot 10^{-10}$ m/s dans les marnes bleues d'Argenteuil. Par ailleurs, à l'exception de l'essai dans les sables de Fontainebleau, les trois essais montrent que la valeur du coefficient de perméabilité calculée dans la phase du régime transitoire est de 2 à 3 fois plus élevée que celle de la phase du régime permanent calculée sur le palier de stabilisation.

Conclusion

La présente étude montre que la mesure du coefficient de perméabilité locale k_l par l'essai Lefranc conjugue difficultés expérimentales, divergences des approches du calcul du facteur de forme m et sensibilités des méthodes d'interprétation.

Sur le plan expérimental, l'essai Lefranc nécessite des dispositions particulières pour réduire les sources d'erreurs : connaissance précise de la position de l'aquifère, exécution soignée (sans boue) de la cavité pour éviter le colmatage préalable, isolation totale de la poche pour éviter toutes les fuites et les communications de nappes, curage de la cavité afin d'éliminer les particules qui peuvent entraîner et accélérer le colmatage, stabilisation des parois de la lanterne par un gravier-filtre, suivi précis et suffisamment long de la variation de la charge en particulier dans le cas des sols peu perméables (essais d'absorption).

L'interprétation pratique de l'essai Lefranc demande un large balayage des points expérimentaux par toutes les techniques d'exploitation possibles :

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier vivement MM. Pierre Habib et Michel Gambin qui ont enrichi la présente communication par leurs remarques et leur conseil pour formuler une version moins critique vis-à-vis de l'essai Lefranc.

Bibliographie

- AFNOR, Norme Française NF P 94-132. – *Sols : Reconnaissance et essais, Essais d'eau Lefranc*, juin 1992, 16 p.
- AFNOR, Norme Française NF P 94-090. – *Mesure de la perméabilité en laboratoire*, 1992.
- Bjerrum L., Nash J.K.T.L., Kennard R.M., Gibson R.E. – « Hydraulic fracturing in field permeability testing ». *Géotechnique*, vol. 22, n° 2, 1972, p. 319-322.
- Boersma L. – « Field measurement of hydraulic conductivity below a water table ». *Methods of Soil Analysis*, Part 1, Éditions C.A. Black. American Society of Agronomy, Madison (WI), 1965, p. 222-233.
- Bouwer H., Jackson R.D. – « Determining soil properties ». *Drainage for Agriculture*, Edition Schilfgaard, American Society of Agronomy, Madison (WI), 1974, p. 611-672.
- Cassan M. – « Filtrations dans les cavités souterraines : applications à l'épuisement des fouilles superficielles, Première partie : Cavités sphériques ». *Annales de l'ITBTP*, n° 371, avril 1979, 51 p.
- Cassan M. – *Les essais d'eau dans la reconnaissance des sols*. Eyrolles Ch. III, 1980, p. 39-72.
- Chapuis R.P. – « Shape factors for permeability tests in boreholes and piezometer ». *Groundwater*, vol. 27, n° 5, 1989, p. 647-654.
- Dachler R. – *Grundwasserströmung* (Flow of Ground Water). Wien, Julius Springer, 1936, 141 p.
- Fortin M., Soulié M. – « A non-conforming piecewise quadratic finite element on triangle ». *Int. Jnl. for Numerical Methods in Engineering*, vol. 19, n° 4, 1983, p. 505-520.
- Gibson R.E. – « An analysis of system flexibility and its effect on time lag in pore-water measurement ». *Geotechnique*, vol. 13, n° 1, 1963, p. 1-11.
- Gibson R.E. – « A note on the constant head test to measure soil permeability *in situ* ». *Geotechnique*, vol. 16, n° 3, 1966, p. 256-257.
- Hvorslev M.J. – « Time lag and soil permeability in ground water levels and pressures ». US Army Engineer Waterways Experiment Station, MS, Bulletin 36, 1951.
- Kallstenius T., Wallgren A. – « Pore pressure measurements in field investigations ». *Proc. of the Royal Swedish Geotechnical Inst.*, n° 13, 1956.
- Lefranc E. – « Procédé de mesure de la perméabilité des sols dans les nappes aquifères et application au calcul du débit des puits ». *Le Génie Civil*, CIX, n° 15, 1934, p. 306-308.
- Lefranc E. – « La théorie des poches absorbantes et son application à la détermination du coefficient de perméabilité en place et au calcul du débit des nappes d'eau ». *Le Génie Civil*, CXI, n° 20, 1937, p. 409-413.
- MELT. – *Fascicule 62, Titre V*, Éditions de la direction des Journaux officiels, 1993, 182 p.
- Milligan V. – « Field measurement of permeability in soil and rock ». Proc. ASCE Conf. on *In Situ* Measurement of Soils Properties, Raleigh, NC., vol. 2, 1975, p. 3-36.
- Randolph M.F., Booker J.R. – « Analysis of seepage into a cylindrical permeable ter. » Proc. of the 4th Int. Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Edmonton, vol. 1, 1982, p. 349-357.
- Rat M., Laviron F. – « Mesure du coefficient de perméabilité par essais ponctuels ». 2^e Congrès international de Géologie de l'ingénieur, Sao Paulo, août 1974, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, sept.-oct. 1974, p. 179-182.
- Raymond G.P., Azzouz M.M. – « Permeability determination for proceeding rates of consolidation ». *Institution of Civil Engineers*, London, 1969, p. 285-293.
- Schneebeli G. – « Mesure *in situ* de la perméabilité d'un terrain ». *Comptes rendus des 3^{es} Journées d'hydraulique*, Alger, 1954, p. 270-279.
- Schneebeli G. – *Hydraulique souterraine*, Paris, Eyrolles, 1966, 362 p.
- Shahrour I., Lafhaj Z., Dhouib A. – « Étude numérique du coefficient de forme utilisé dans l'interprétation des essais *in situ* pour la mesure de la perméabilité des sols ». Colloque du Réseau des laboratoires GEO, Aussois, décembre 1996.
- Tavenas F., Tremblay M., Larouche G., Leroueil S. – « *In situ* measurement of permeability in soft clays ». Proc., ASCE Speciality Conf. *in situ*, 86, Blacksburg (VA), 1986, p. 1034-1048.
- Tavenas F., Diene M., Leroueil S. – « Analysis of *in situ* constant head permeability test ». Proc., 39th Canadian geotechnical Conf. Ottawa, 1986, p. 71-77.
- Weber W.G. – « *In situ* permeabilities for determining rates of consolidation ». Highway Research Record, vol. 243, 1968, p. 49-61.
- Wilkinson W.B. – « Constant head *in situ* permeability tests in clay strata ». *Géotechnique*, vol. 18, n° 2, 1968, p. 172-194.

Étude expérimentale du comportement de groupe de pieux chargés latéralement et de l'effet de leur mise en place dans un massif sableux

S. MEZAZIGH

D. LEVACHER

Université du Havre,
Laboratoire de Mécanique,
GRGC,
Quai Frissard, BP 265,
76055 Le Havre Cedex

J. GARNIER

Laboratoire central
des Ponts et Chaussées
de Nantes, BP 19,
44340 Bouguenais

Résumé

La plupart des recherches sur les pieux sollicités latéralement ont été menées sur des pieux isolés mais les pieux sont fréquemment utilisés en groupe, et peu d'informations sont disponibles sur l'effet d'interaction pieu-sol-pieu et sur la performance du groupe de pieux. Le problème est tridimensionnel, et l'interaction sol-pieu est trop complexe pour que cette étude puisse être conduite à l'aide de méthodes théoriques ou numériques. Compte tenu du nombre d'essais nécessaires, elle ne peut guère être réalisée à l'aide d'essais sur des pieux réels. Une étude a ainsi été entreprise sur modèles centrifugés pour déterminer l'influence de la disposition des pieux en groupe et leur mode de mise en place sur leur comportement. On présente dans cet article les résultats de 40 essais de couple de pieux chargés latéralement

Mots clés : pieu, charge horizontale, groupe de pieux, modèles réduits centrifugés, déplacements, moments fléchissants, courbes de réaction.

Experimental study of laterally loaded pile group behaviour and their installation effect in sand

Abstract

The investigations and researches on laterally loaded piles are concerning single piles, but piles are commonly used in groups, and few informations are available on pile-sol-pile interaction effect and on the laterally loaded piles group performance. The problem is very complex to be study with theoretical or numerical methods. As a large number of tests are necessary, they could not to be run on true scale piles. However, with small scale model tests, it is important to make the simulation as perfectly as possible, either in reversible domain or in rupture domain. The mass forces simulations by centrifuge is well adapted to answer to this kind of problem. All tests have been done at the Laboratoire des Ponts et Chaussées of Nantes to determine the group and the installation effect on the behavior of the laterally loaded pile. In this paper, the analysis results of 40 tests of laterally loaded couples of piles in centrifuge are presented and discussed.

Key words : pile, horizontal loads, group effects, models, centrifuge, displacement, bending moment, reaction curves.

Notations

- B : diamètre du pieu (m).
e : efficacité du groupe (m).
FH : effort horizontal (kN).
L : fiche du pieu dans le sol (m).
S : espacement entre axe des pieux du couple (m).
z : profondeur dans le sol (m).
P : pression latérale (kN/m²).
Y : déplacement latérale (m).

1

Introduction

Le recours aux pieux inclinés a longtemps été la solution préconisée pour la reprise de charges horizontales sur les fondations profondes.

Des innovations technologiques qui concernent la méthode de mise en œuvre, l'utilisation de nouveaux matériaux, le contrôle et la qualité de la réalisation ont permis de trouver une alternative à l'utilisation des pieux inclinés dont l'exécution reste délicate. De même, une meilleure compréhension des mécanismes qui régissent le comportement des fondations profondes soumises à des chargements latéraux a suscité le développement de nombreuses méthodes de dimensionnement qui n'ont fait que renforcer, dans le monde de la construction, l'idée d'utiliser les pieux verticaux pour reprendre aussi les charges horizontales.

Si certaines méthodes de calcul sont couramment utilisées (méthode basées sur la théorie de l'élasticité et sur la notion de courbes de réaction), les méthodes numériques encore sujet de discussions devant la difficulté de déterminer les paramètres qui doivent traduire le comportement mécanique du sol au voisinage du pieu (lois d'interface) et en zone éloignée. En outre, dans la pratique, le problème du pieu isolé implanté dans un sol à surface horizontale reste un cas idéal assez rare (pieu d'accostage ou d'amarrage). Dans la réalité, les pieux sont associés en files, en rangées ou en groupes dont les comportements sous charges latérales deviennent très complexes (interaction, efficacité, installation). Les méthodes de dimensionnement restent encore très grossières et des recherches ont été engagées sur ce sujet dans le réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées. A cela vient s'ajouter l'environnement du pieu : terrains en pente ou à proximité de pentes (souilles, talus) et constructions existantes (remblais, ouvrages en terre, bâtiment...).

Les essais sur modèles réduits centrifugés constituent l'une des approches retenues car ils présentent les mêmes avantages que les essais sur modèles de laboratoire (répétitivité, contrôle rigoureux des conditions expérimentales, études paramétriques possibles, étalonnage de la réponse des pieux instrumentés avant essai...). En outre, du fait du respect de certaines conditions de similitude et en particulier des forces de masses, leurs résultats peuvent être transposés aux ouvrages en vraie grandeur, ce qui n'est pas le cas des modèles de laboratoire (Garnier, 1995).

Par ailleurs, un des paramètres importants qui n'est pas pris en considération et qui entraîne des difficultés dans la prévision du comportement d'un groupe de pieux sollicité latéralement, est le remaniement du sol induit lors de la mise en place du groupe, plus particulièrement s'il s'agit de pieux refoulant le sol. En effet les

travaux de José *et al.* (1991) utilisant une analyse simplifiée d'un problème axisymétrique, ont montré l'influence de l'installation des pieux en groupe dans un sable, sur les déplacements et les contraintes horizontales dans le sol. Les auteurs recommandent alors une distance minimale égale à 15R où R est le rayon du pieu, au-delà de laquelle l'interaction entre les pieux du groupe peut être négligée. D'autres auteurs se sont aussi intéressés au problème d'installation de pieux isolés et de groupe de pieux et on montré l'importance de la perturbation résultant de la mise en place (Cooke *et al.*, 1979; Shublaq, 1992; Poulos, 1994). En général, la mise en place d'un ensemble de pieux modifie les propriétés du sol de façon différente de celle d'un pieu isolé dont le comportement sert de référence. L'effet de groupe peut, suivant les cas, améliorer ou réduire les qualités mécaniques du sol environnant et, par conséquent, conduire à un accroissement ou à une diminution de la charge nominale du pieu en groupe par rapport à celle du pieu isolé.

L'objectif principal de l'étude entreprise est de fournir des coefficients simples, à appliquer aux courbes de réaction obtenues pour un pieu isolé pour retrouver celles des pieux disposés en groupe. Le programme comporte 40 essais sur des couples de pieux identiques disposés à différents espacements variant de 2 à 8B et répartis sur 5 conteneurs. Plusieurs modes et ordres de mise en place des pieux dans le massif de sable ont été testés. Les distances entre pieux sont comptées d'axe en axe ($S = 2B$ correspond donc à un entre-axe de 2B, par exemple).

Cet article présente une partie de cette étude expérimentale et en particulier l'étude de l'effet de groupe sur le comportement d'un couple de pieux chargé latéralement dans un massif sableux et celle de l'influence du mode d'installation dans le sable.

2

Implantation et mode d'installation des pieux dans le sol

2.1

Instrumentation des pieux

Les pieux utilisés dans cette campagne d'essais sont des tubes en aluminium AU4G, dont les caractéristiques mécaniques ont été déterminées à partir d'essais de traction conformément à la norme NF-A 03-302. La charge à la limite apparente d'élasticité est de 1065 daN. Tous les essais de chargement latéral ont été menés de manière à éviter la plastification des pieux, en maintenant la contrainte maximale mesurée sur le pieu inférieure à la contrainte élastique admissible.

Les pieux ont une longueur totale de 380 mm, un diamètre externe de 18 mm, une épaisseur de 1,5 mm et une rigidité de flexion de 201 N.m². La fiche dans le sol est fixée à 300 mm. Les essais ont été conduits à une accélération centrifuge de 40 g. Ceci permet donc de simuler des pieux prototypes de 720 mm de diamètre externe et de 12 m de fiche. La rigidité dans ce cas est de 514 MN.m².

Chaque pieu a été équipé de 20 paires de jauges de déformation collées à l'extérieur du pieu sur deux génératrices diamétralement opposées et disposées le long de la fiche suivant un montage demi-pont. L'espace-

ment entre les jauges est de 15 mm. La mesure des déplacements en tête du pieu est assurée par deux capteurs de déplacement inductif de type HBM de course ± 10 mm situés respectivement aux cotes 65 mm et 20 mm par rapport à la surface du sol (DP1, DP2, DP3 et DP4). Un capteur de force avec un montage des jauges en pont complet mesure l'effort latéral appliqué en tête. L'effort latéral est appliqué à l'aide du dispositif de chargement développé au LCPC (Fig. 1) et transmis aux pieux grâce à un câble métallique comme le montre la figure 2. Cette liaison par câble traversant les deux pieux permet d'éviter d'introduire des moments de flexion parasites en tête des pieux comme cela a été relaté dans les travaux de Williams (1979) et Randolph (1981).

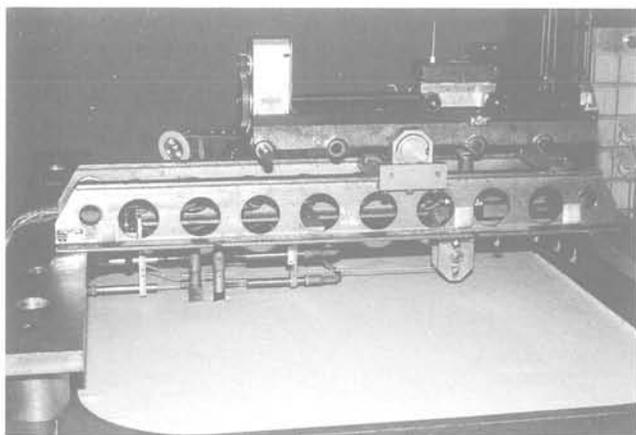


FIG. 1 Dispositif de chargement.
Loading device.

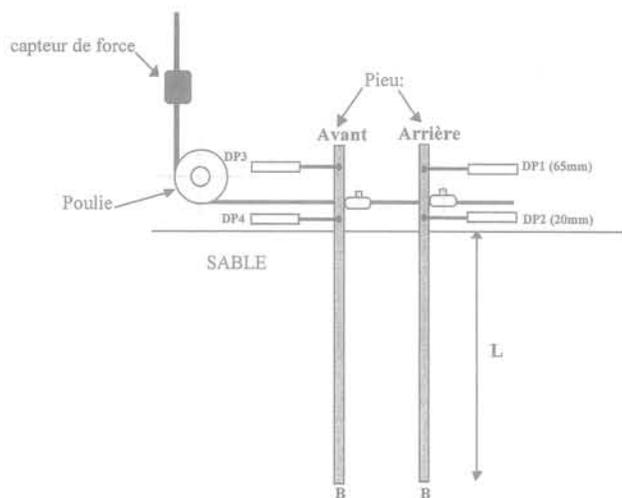


FIG. 2 Notation et instrumentation des pieux.
Notation and piles equipments.

2.2

Massif de sol

Le massif de sable est constitué de sable fin de Fontainebleau blanc déposé dans les conteneurs par pluviométrie à l'aide la trémie automatique. Ce système de remplissage permet de confectionner un massif de sable homogène, avec des écarts sur les densités infé-

rieur à 1 % (Garnier *et al.*, 1993). Deux densités différentes ont été considérées ($16,2 \text{ kN/m}^3$ et $15,4 \text{ kN/m}^3$) correspondant respectivement à des indices de densité de 0,81 et 0,63. La densité de mise en place est contrôlée *a posteriori* à l'aide de boîtes calibrées placées au sein du massif lors du remplissage (Fig. 3).

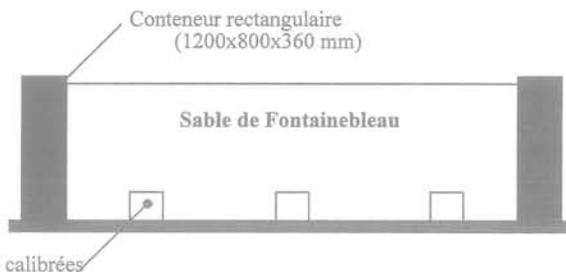


FIG. 3 Contrôle de la densité du sable : disposition des boîtes calibrées.
The sand density checking : calibrated boxes locations.

Il s'agit d'un sable fin siliceux propre dont le diamètre moyen des grains est de 200 μm . Pour le modèle des pieux retenus, le rapport entre le diamètre du pieu et celui des grains est d'environ 90 donc très supérieur à la valeur minimale de 40 habituellement admise pour éviter les effets d'échelle (Ovesen, 1979). Une vérification de la bonne homogénéité du massif de sable est réalisée en cours de rotation à l'aide des essais au mini-pénétrömètre statique (Fig. 4).

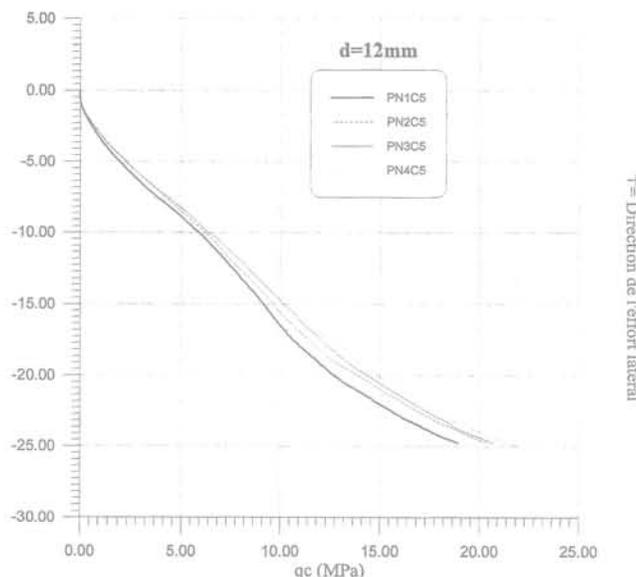


FIG. 4 Mesures pénétrométriques en macrogravité sous accélération de 40 g.
CPT test data at g level.

2.3

Mode d'installation des pieux dans le massif sableux

Plusieurs modes de mise en place des pieux ont été utilisés :

– pluviométrie du sable autour du pieu, ce qui peut être

assimilé à l'installation du pieu dans un forage (sans refoulement de sol);

- battage avec refoulement de sol;
- vérinage avec refoulement de sol.

Ces modes de mise en place différents, ont pour but d'étudier les deux effets de la disposition des pieux en groupe, qui peuvent parfois se cumuler:

- effet de la mise en place des pieux qui peut faire évoluer les caractéristiques mécaniques du terrain (cas des pieux avec refoulement);
- effet purement géométrique où les déformations et les contraintes induites dans le sol par l'un des pieux, peuvent influencer la réaction du sol sur les autres pieux du groupe. Cet effet peut se manifester, que l'installation soit faite avec ou sans refoulement et, dans le premier cas, il peut se superposer à l'effet précédent.

Le refoulement est obtenu par fermeture des pieux à leur base. Si les pieux forés ne posent pas le problème de l'ordre d'installation, il n'en est pas de même pour les pieux battus ou vérinés. De ce fait, l'ordre de mise en place des pieux du couple est également étudié en inversant cette opération sur le pieu avant et arrière du couple.

Les paramètres étudiés sont:

- la distance entre les pieux du couple: 2B à 8B;
- le mode de mise en œuvre (avec ou sans refoulement);
- l'ordre de mise en œuvre (pour les pieux avec refoulement).

Les deux pieux utilisés dans le couple sont récupérés, après chaque essai, pour être réutilisés dans les groupes suivants. Un exemple d'implantation des pieux dans le conteneur est montré sur la figure 5. Afin d'éviter les interactions, les pieux ont été disposés tels que la distance entre les bords du conteneur et entre chaque zone d'essai soit supérieure à 10B.

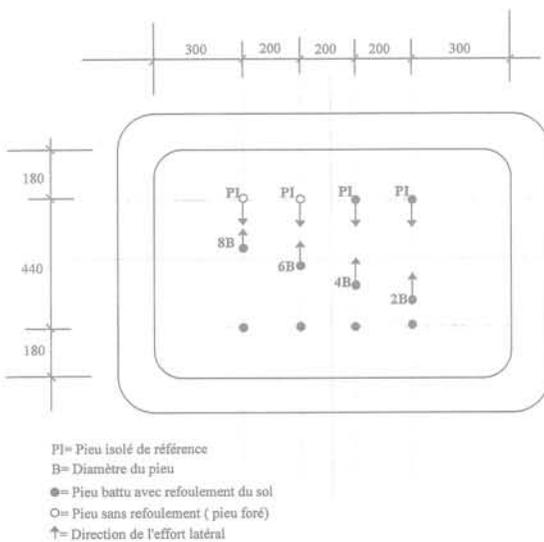


FIG. 5 Disposition des pieux du couple dans le conteneur.
 Couples piles location in the container.

Le battage des pieux est effectué à 1 g à l'aide du dispositif de battage spécial du LCPC. La masse utilisée pour le battage pèse 695 g et sa hauteur de chute est de 470 mm. Le nombre de coups nécessaire à la pénétration totale varie suivant le poids volumique du sable

(environ 80 coups pour un poids volumique de 16,2 kN/m³ et seulement 50 coups pour un poids volumique du sable de 15,4 kN/m³). Le vérinage des pieux est opéré à l'aide d'un vérin hydraulique à commande automatique. L'enfoncement des pieux est réalisé avec une vitesse faible d'environ 1 mm/s. Ce vérin est équipé d'un capteur de force permettant de mesurer la résistance à l'enfoncement et d'un capteur de déplacement mesurant l'enfoncement des pieux dans le sol. Cet enfoncement des pieux est suivi directement sur l'écran d'un ordinateur ce qui permet d'arrêter l'opération à la fiche choisie (300 mm) et aussi de détecter toute anomalie survenant sur le pieu au cours de cet enfoncement. Un exemple de ces courbes d'enfoncement des pieux est représenté sur la figure 6 (q étant la force d'enfoncement du pieu dans le massif par sa section: F/S_{pieu}).

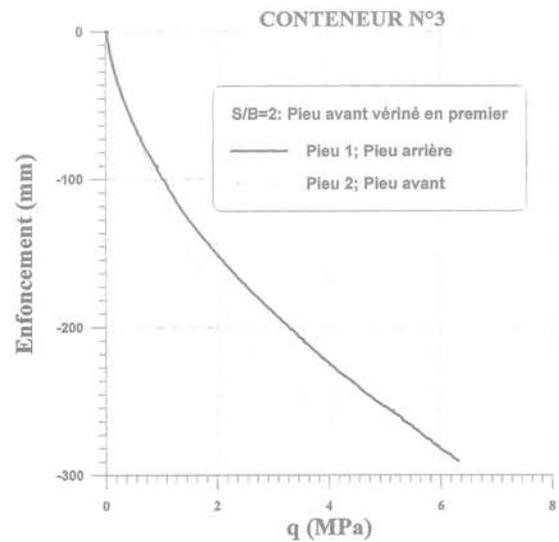


FIG. 6 Courbes d'enfoncement du couple de pieux ($\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$, $S/B = 2$, valeurs modèles).
 Driving curves of piles couples ($\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$, $S/B = 2$, models data).

Ces courbes nous ont permis d'une part, de confirmer par leur répétitivité, la bonne homogénéité du massif reconstitué par pluviométrie et, d'autre part, de mettre en évidence l'existence d'une interaction entre les pieux du couple lors du fonçage. Le fonçage du second pieu nécessite en effet des efforts plus grands que ceux du premier. On peut indiquer que la distance limite observée de cette interaction est de l'ordre de 3B à 4B en rappelant toutefois que ces opérations sont conduites à 1 g.

Par ailleurs des essais de couples de pieux et ceux des pieux isolés de référence ont été doublés d'un conteneur à l'autre dans le but de confirmer leur répétitivité et la concordance d'un conteneur à l'autre. La figure 7 donne un exemple de ces vérifications réalisées sur les pieux de référence.

3

Influence de l'espacement entre les pieux sur le comportement du groupe

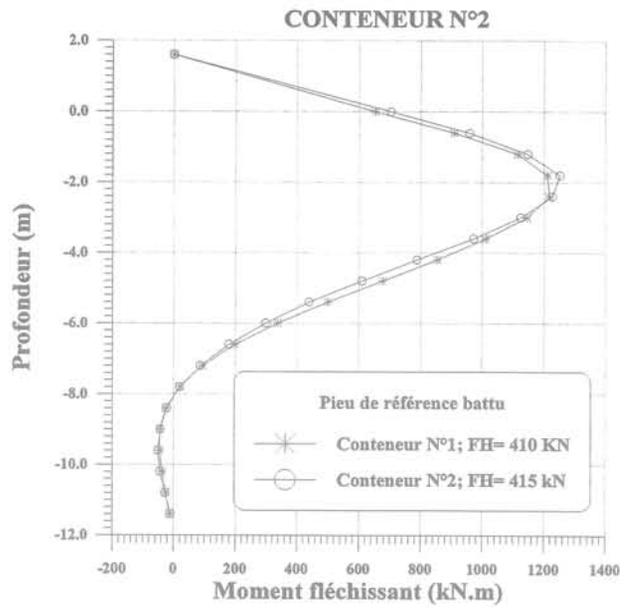
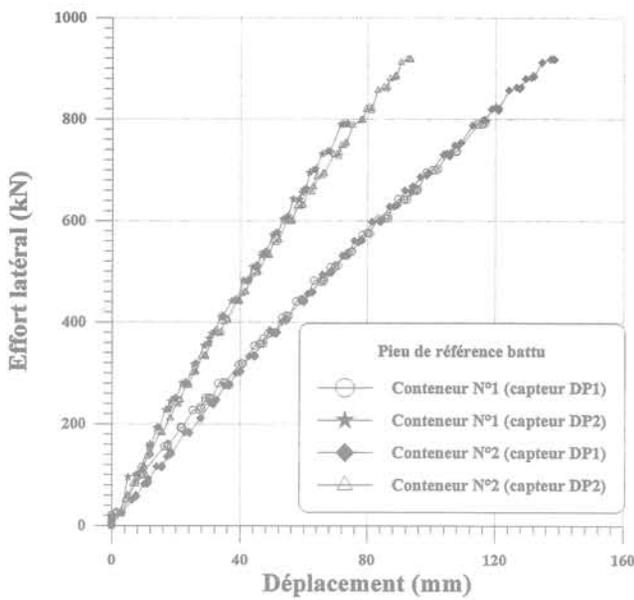


FIG. 7 Comparaison des déplacements en tête et des moments fléchissants mesurés sur les pieux de référence 1 et 2 du conteneur N° 5 ; $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$.
Piles references top displacements and bending moments comparison (Container N° 5, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).

3.1

Déplacement en tête et effort repris par le groupe

3.1.1

Pieux vérinés

Les courbes de chargement de la figure 8 montrent que, pour ce type de pieux, l'espacement a peu d'influence sur leur comportement.

Du fait du mode de liaison entre les deux pieux (câble métallique), il était important de vérifier que les deux pieux étaient sollicités en même temps. La figure 9 montre qu'en effet les déplacements des pieux avant et arrière sont presque confondus.

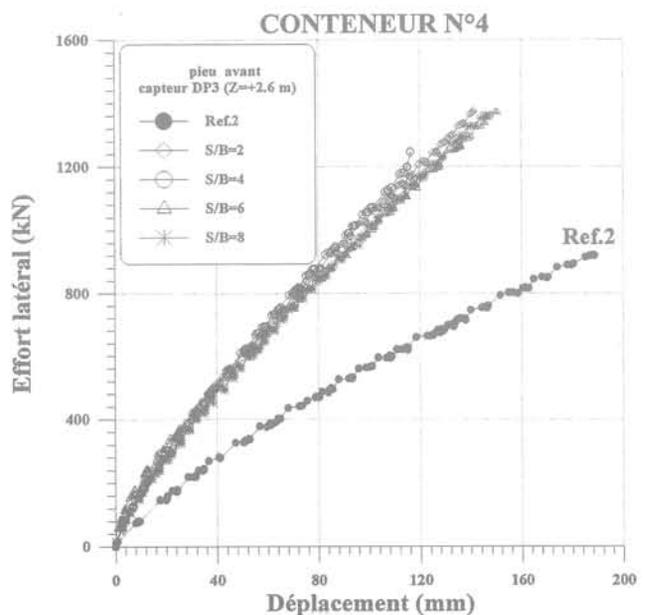
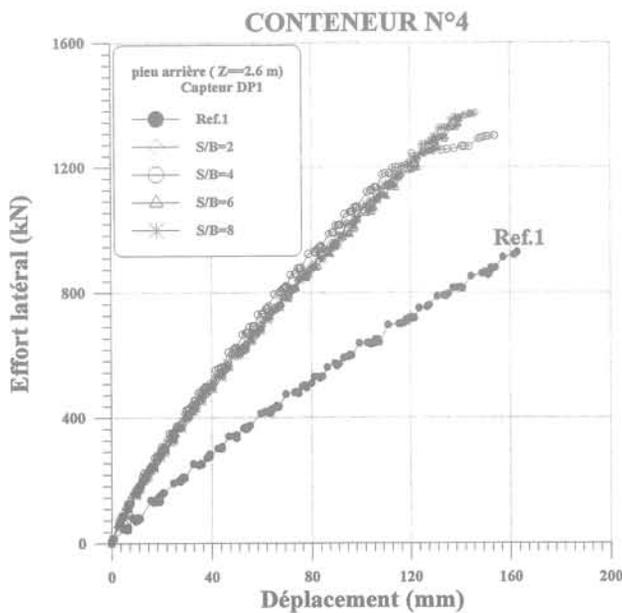


FIG. 8 Influence de l'espacement sur les déplacements en tête des pieux vérinés (effort total sur les couples et effort sur le pieu de référence isolé, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).
Spacing influence on jacked piles top displacements (total lateral load on the couple and lateral load on the reference single, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).

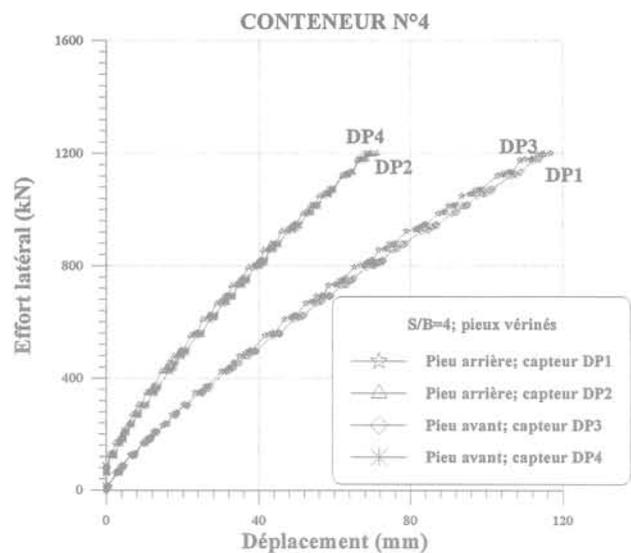
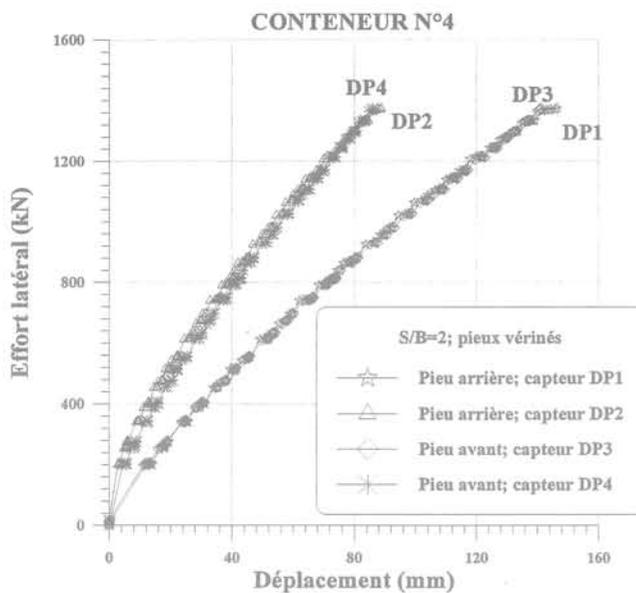


FIG. 9 Comparaison des déplacements en tête du pieu avant et du pieu arrière du groupe (pieu vériné, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).
Comparison of top displacements of the front and rear pile of the group (jacked pile, $\gamma = 6,2 \text{ kN/m}^3$).

Une méthode simple pour évaluer l'effet de groupe est de calculer son coefficient d'efficacité définie comme suit :

$$e = \frac{\text{charge latérale sur le groupe pour un déplacement donné}}{n \times \text{charge latérale sur le pieu isolé à un même déplacement}} \times 100 \quad (1)$$

où n est le nombre de pieux dans le groupe.

Une valeur de $e = 100 \%$, indique qu'il n'y a pas interaction entre les pieux. Leur comportement n'est pas différent de celui d'un pieu isolé. Pour les pieux étudiés ici, l'efficacité moyenne du groupe a été déterminée pour des déplacements inférieurs ou égaux à 10 % du diamètre B des pieux correspondant à des sollicitations de service. Le tableau I regroupe les résultats obtenus à partir des valeurs de déplacement enregistrés sur le capteur DP2 situé à 20 mm par rapport à la surface du sol.

Ce tableau confirme les constatations faites sur les courbes de chargement. Il n'est pas mis en évidence, sur ce type de pieux, d'effet de groupe significatif, même pour des distances entre pieux très faibles (2B et 4B). A moins de 8 % près, les charges reprises par les couples, pour un déplacement en tête donné, sont le double de celles du pieu isolé.

Ce résultat, qui peut surprendre, se trouve confirmé par les essais sur les pieux battus, eux aussi mis en place avec refoulement du sol.

3.1.2

Pieux battus

La figure 10 montre à titre d'exemple les courbes de chargement obtenues sur les pieux du conteneur n°2 (pieu isolé référence et couples). On y observe que les courbes relatives aux couples sont très voisines, quelle que soit la distance entre les deux pieux (2B à 8B). Elles montrent des charges très proches du double de celles du pieu de référence.

TABEAU I Efficacité « e » du groupe de pieux.
Group efficiency "e".

Espacement relatif S/B	Pieux vérinés e (%)	Pieux battus e (%)	Pieux forés e (%)
2	101,3	98,4	72,0
4	97,7	104,9	87,0
6	91,6	112,2	96,0
8	95,2	104,6	99,0

Comme dans le cas des pieux vérinés, on a vérifié que les deux pieux du couple étaient bien sollicités en même temps. Le calcul des coefficients d'efficacité du groupe effectué dans ce cas confirme que le comportement des pieux du couple est proche de celui du pieu isolé, comme le montre le tableau I. On remarque cependant que les coefficients d'efficacité obtenus ici, présentent des valeurs parfois légèrement supérieures à 100 %. Cette constatation a déjà été signalée par Williams (1979) lors des essais sur des modèles de groupe de pieux chargés latéralement dans le sable et confirmée par Randolph (1981). D'après ces auteurs, cela peut être dû au système d'attache transmettant les charges aux pieux du groupe qui limiterait la rotation en tête des pieux du groupe. Le moment fléchissant résistant qui en résulte a été estimé par Williams (1979) à environ 20 % du moment fléchissant au niveau de la surface du sable.

Cette explication n'est probablement pas satisfaisante ici puisque le même câble métallique et les mêmes liaisons sont utilisés sur les couples et sur les pieux isolés. Ce câble ne transmet pas de moment et ne gêne donc pas la rotation des pieux. On peut par contre penser que cet effet de groupe positif est du au mode de mise en place qui améliore les caractéristiques mécaniques autour des pieux du couple.

On retiendra donc que les pieux mis en place avec refoulement de sol (battus ou vérinés) ne présentent pas d'effet de groupe significatif, dans des sables à forte densité.

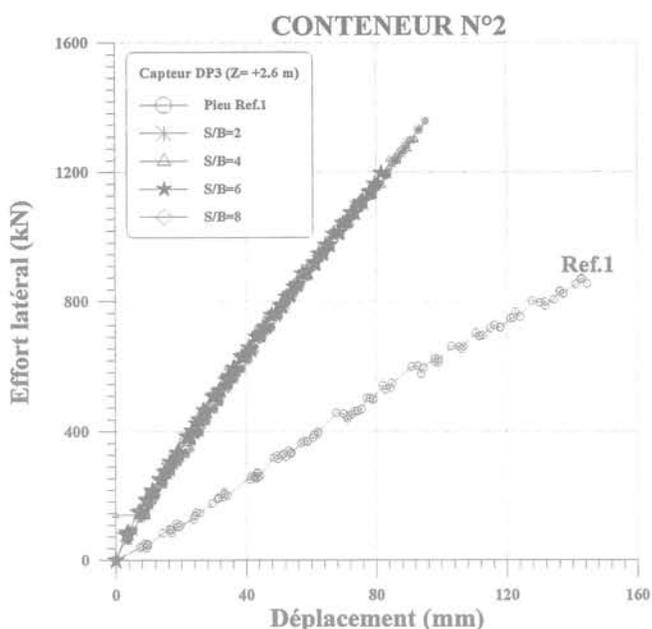
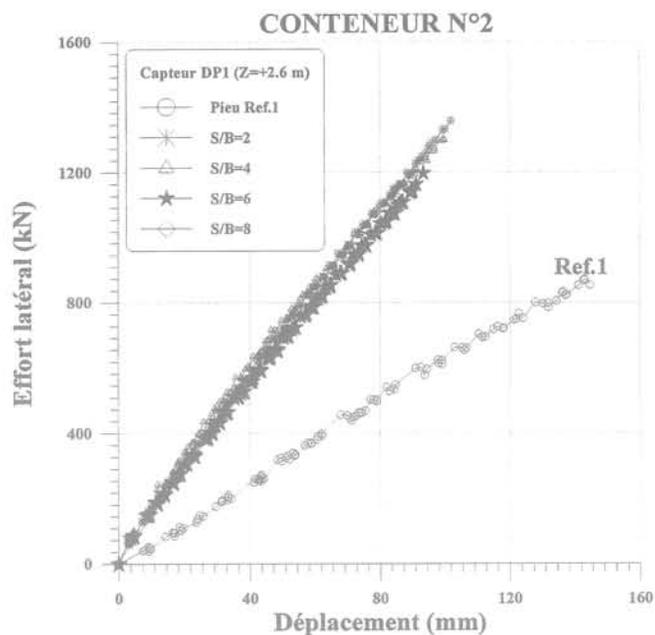


FIG. 10 Influence de l'espacement sur le déplacement en tête des pieux battus (effort total sur les couples et effort sur le pieu de référence isolé, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).
Spacing influence on driven top piles displacements (total lateral load on the couple and lateral load on the reference single pile, $g = 16,2 \text{ kN/m}^3$).

Comme on le verra plus loin, cela ne signifie pas que les deux pieux du couple reprennent les mêmes efforts, égaux à ceux du pieu isolé.

3.1.3

Pieux forés

Dans le cas des pieux forés, l'influence de l'espacement entre les pieux est par contre nettement visible sur les courbes de chargement comme le montre, la figure 11. La variation du coefficient d'efficacité (tableau I) indique qu'à partir d'un espacement d'environ $8B$, le comportement des pieux du groupe est identique à celui d'un pieu isolé et la charge appliquée en tête du couple, se répartit de la même façon sur les pieux du groupe. Ce résultat confirme ce qui a été déjà rapporté par plusieurs chercheurs (Davisson, 1970; Randolph, 1981; Barton, 1982; Mezazigh, 1990).

3.2

Répartition des efforts entre les pieux

3.2.2

Pieux vérinés

Comme déjà observé pour les déplacements en tête, l'espacement entre les pieux du groupe semble avoir un effet assez faible sur les courbes des moments fléchissants. Sur la figure 12, on présente les moments fléchissants enregistrés sur le pieu avant et le pieu arrière du groupe. Deux remarques peuvent être tirées de ces courbes :

- les moments fléchissants sur le pieu avant et le pieu arrière au niveau de la surface restent très proches. Ceci indique que les deux pieux reprennent le même effort en tête ;

- le moment maximal sur le pieu avant et le pieu arrière sont également voisins.

On constate, cependant, que la profondeur des moments maximaux des deux pieux est différente. Ce phénomène pourrait être lié au refoulement du sol causé par l'enfoncement des pieux. Il semble disparaître pour des espacements supérieurs à environ 3 ou

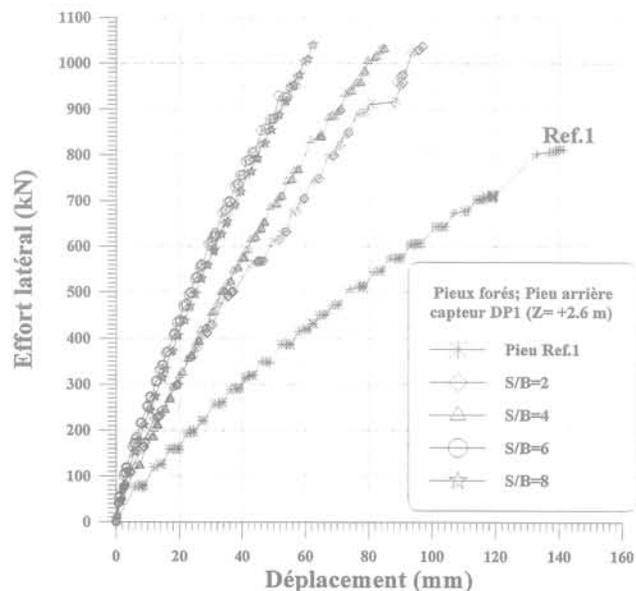


FIG. 11 Influence de l'espacement sur les déplacements en tête des pieux forés (effort total sur les couples et effort sur le pieu isolé, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).
Spacing influence on bored piles top displacements (total lateral load on the couple and lateral load on the reference single pile, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).

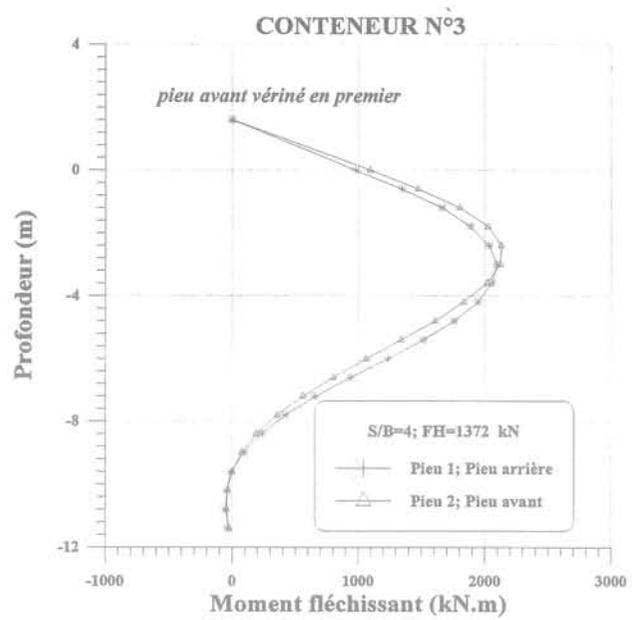
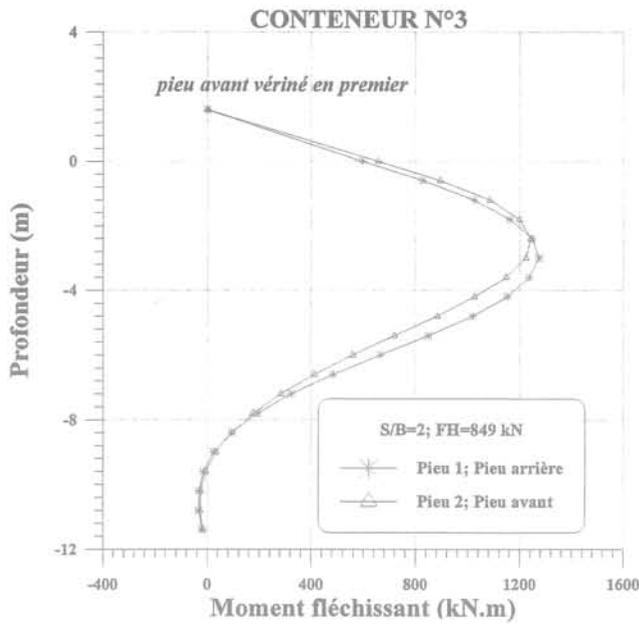


FIG. 12 Courbes des moments fléchissants des pieux avant vérinés pour deux espacements ($S/B = 2$ et $S/B = 4$, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).
Bending moments curves of jacked front piles for two spacings ($S/B = 2$ and $S/B = 4$, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).

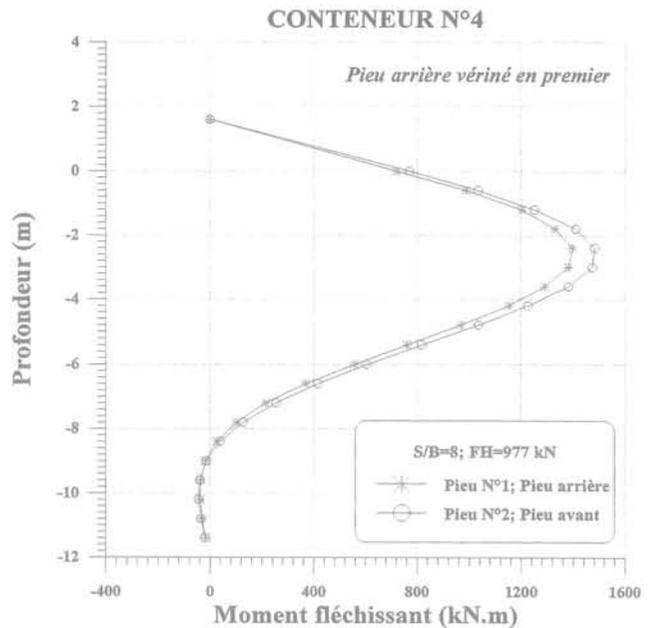
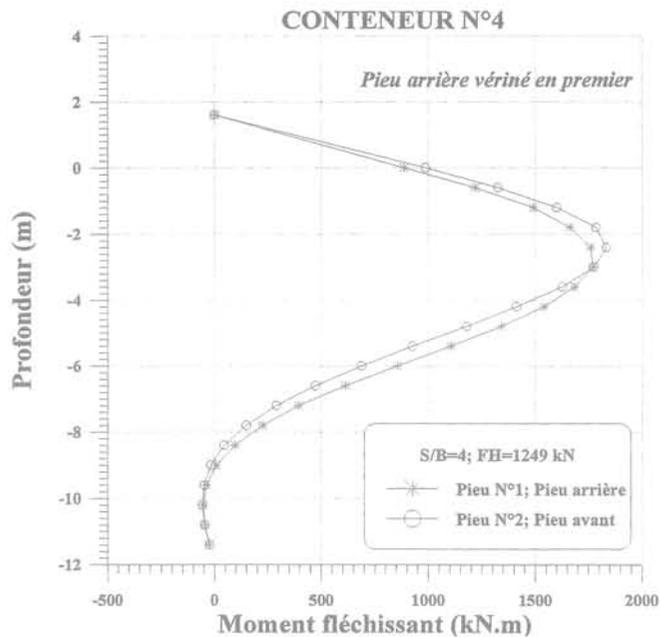


FIG. 13 Courbes des moments fléchissants des pieux arrière vérinés pour deux espacements ($S/B = 4$ et $S/B = 8$, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).
Bending moments curves of jacked rear piles for two spacings ($S/B = 4$ and $S/B = 8$, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).

4B (figure 13). En effet, au cours du vérinage des pieux, on observe sur le pieu déjà en place un léger soulèvement lié au refoulement du sol engendré par l'enfoncement du second pieu. Ce phénomène s'est répété quelle que soit la charge appliquée en tête et quel que soit l'ordre de mise en place des pieux.

3.2.2

Pieux battus

Dans le cas des pieux installés par battage, on constate pour les pieux distants de $2B$ une légère diffé-

rence de comportement entre le pieu arrière et le pieu avant, comme on peut le voir sur la figure 14. En effet, à cet espacement, on note qu'au niveau de la surface le pieu du couple présente des moments fléchissants environ 20 % fois plus importants que sur le pieu arrière. En outre, le point de moment maximal est situé

à une profondeur plus faible sur le pieu avant, ce qui avait aussi été observé sur les pieux véréinés. Cet effet disparaît rapidement dès l'espacement de 4B. On signale par ailleurs, que ces observations ont été faites pour tous les incréments de chargement, indépendamment de l'ordre de mise en place des pieux.

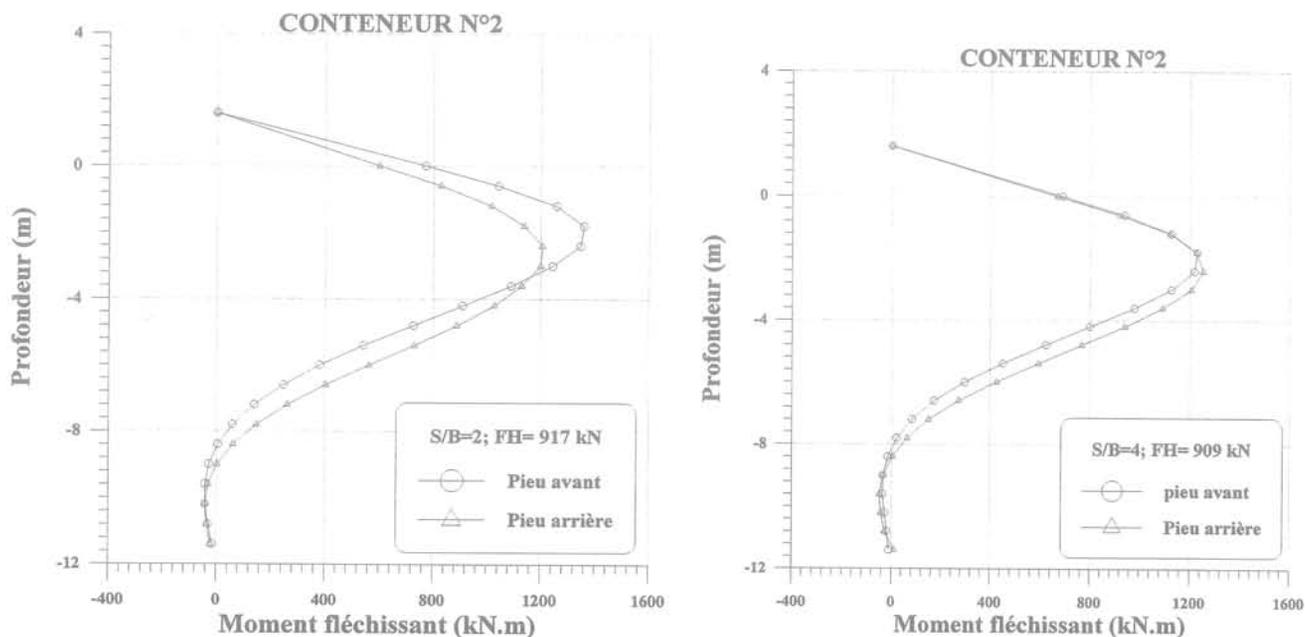


FIG. 14 Influence de l'espacement sur le comportement des pieux battus (cas : S/B = 2, 4). Spacing influence on driven piles behavior (case : S/B = 2, 4).

3.2.2

Pieux forés

L'analyse des moments fléchissants mesurés sur les pieux forés montre une influence plus marquée de l'espacement entre les pieux sur leur comportement

sous charge latérale. Les figures 15 et 16 donnent des exemples de l'influence de l'espacement sur les moments fléchissants des deux pieux du groupe.

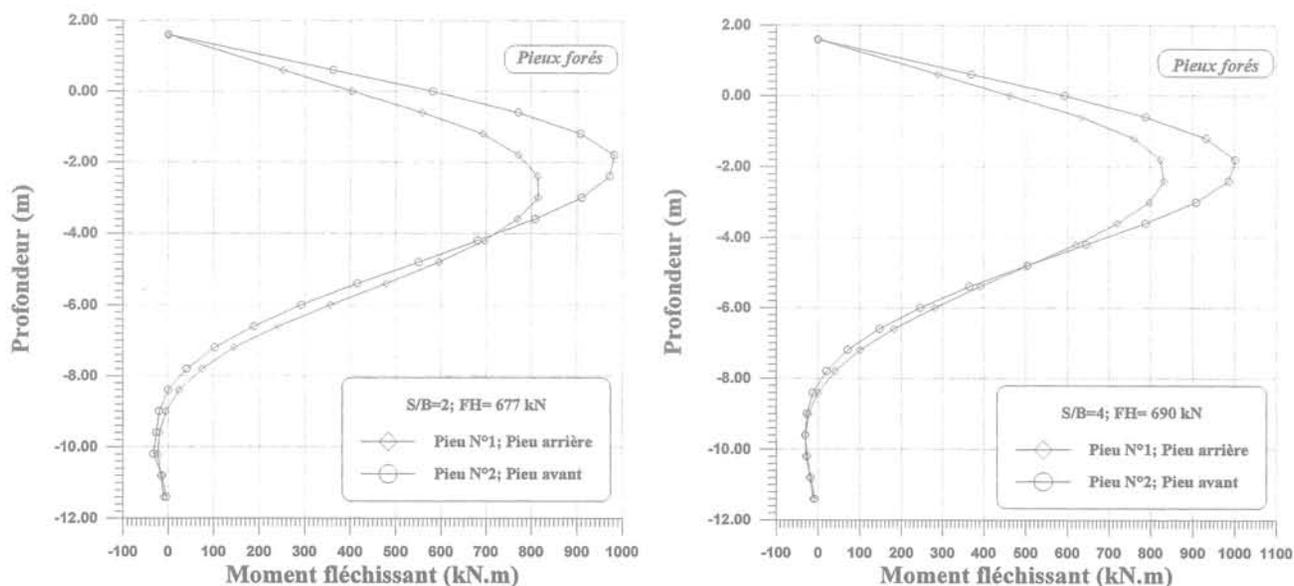


FIG. 15 Influence de l'espacement sur les courbes des moments fléchissants des pieux forés (S/B = 2 ; S/B = 4 ; $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$). Spacing influence on bending moments curves of bored piles (S/B = 2 ; S/B = 4 ; $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).

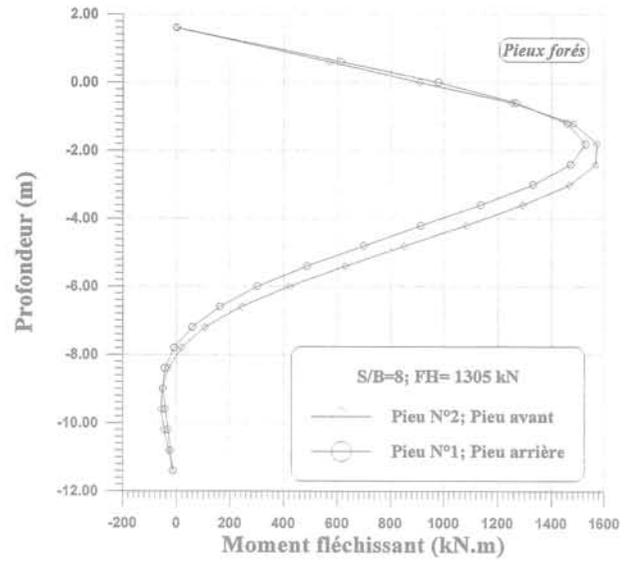
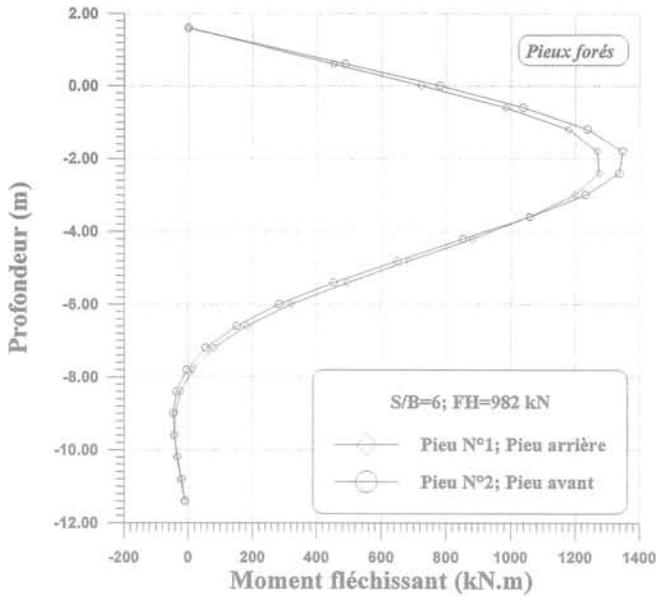


FIG. 16 Influence de l'espacement sur les courbes des moments fléchissants des pieux forés ($S/B = 6$; $S/B = 8$; $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).
Spacing influence on bending moments curves of bored piles ($S/B = 6$; $S/B = 8$; $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$).

Cette influence se manifeste d'abord sur la répartition de la charge latérale appliquée en tête. En effet, pour les faibles espacements on constate que le pieu avant du couple reprend une plus large part de l'effort latéral total appliqué en tête. Ainsi, le pourcentage de l'effort repris par le pieu avant de l'ordre de 60 % pour un espacement de 2B. La répartition de la charge s'équilibre entre les deux pieux du couple au fur et à mesure que leur espacement augmente et atteint 50 % sur chacun des pieux à partir d'un espacement de 8B comme on le constate sur le tableau II et les figures 15 et 16.

Par ailleurs, on note également une influence de l'espacement sur les moments maxima ainsi que sur leur position en profondeur. En effet, le moment maximum mesuré sur le pieu avant à des espacements de 2B et 4B sont environ 20 % fois supérieur à ceux du pieu arrière du couple. Par contre, la position du moment maximum est plus profonde sur les pieux arrières pour les faibles espacements (2B et 4B) mais elle est la même sur les deux pieux pour $S = 8B$ comme l'indique le tableau III et le montrent les exemples des figures 15 et 16.

TABLEAU II Répartition de la charge totale sur les deux pieux du couple.
Total load distribution on the two piles of couple.

Espacement relatif S/B	Taux de la charge reprise par le pieu AVANT (%)	Taux de la charge reprise par le pieu ARRIÈRE (%)
2	60	40
4	56	44
6	52	48
8	50	50

TABLEAU III Influence de l'espacement sur la profondeur du moment maximum des pieux du groupe. L désigne la fiche des pieux dans le sol.
Spacing effect on the maximum bending moment depth. L is the embedded length of pile in the soil.

Espacement relatif S/B	Position du moment max. Pieu avant	Position du moment max. Pieu arrière
2	$0,16 \cdot L$	$0,26 \cdot L$
4	$0,16 \cdot L$	$0,21 \cdot L$
6	$0,16 \cdot L$	$0,21 \cdot L$
8	$0,16 \cdot L$	$0,16 \cdot L$

Influence de l'ordre de mise en place des pieux

Les courbes de la figure 17 présentent les résultats d'essais sur des couples de pieux vérinés et de pieux battus où l'ordre de mise en place des pieux a été inversé.

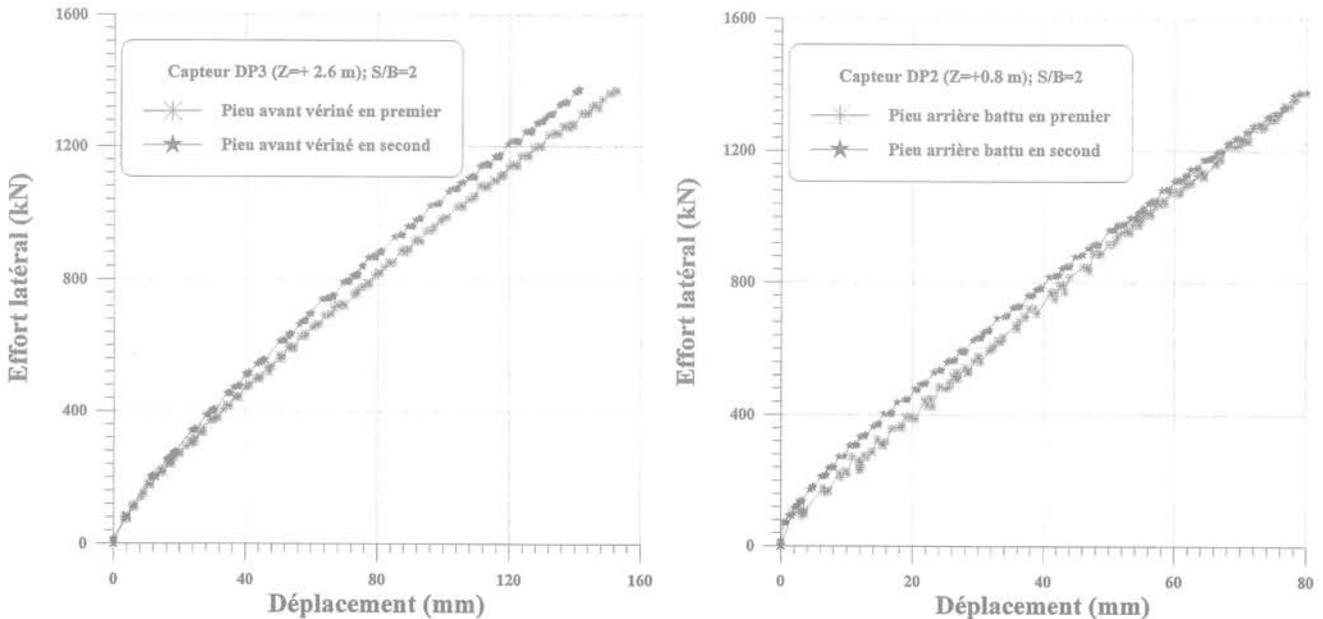


FIG. 17 Influence de l'ordre de mise en place sur les déplacements en tête des pieux ($S/B=2$, $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$, pieux vérinés et pieux battus).
Influence of the installation order on piles top displacements ($S/B = 2$, $\gamma = 16.2 \text{ kN/m}^3$, jacked and driven piles).

Conclusion

L'influence de plusieurs paramètres sur le comportement du couple de pieux disposés en ligne a été étudiée en utilisant toujours les mêmes pieux et le même sable.

Pour les pieux sans refoulement (pieux forés), les résultats des essais montrent clairement l'influence de l'espacement sur le comportement des pieux. Les conclusions suivantes peuvent être tirées dans le cas des pieux alignés suivant la direction d'application de la charge :

- le couple de pieux fléchit davantage que le pieu isolé pour un chargement similaire moyen par pieu ; en d'autres termes, pour un déplacement donné, la charge latérale reprise par le couple avec un espacement de $2B$ ne représentent que 70 % de celle que peuvent reprendre deux pieux isolés. Il faut, un espacement d'au moins $8B$ pour que ce rapport atteigne la valeur 1 indiquant donc la disparition de l'effet de groupe ;
- la distribution de la charge dans les pieux du groupe n'est pas uniforme. Les pieux avant reprennent une part plus importante de la charge que les pieux arrières. A un espacement de $2B$, ce rapport est d'environ 60 % pour le pieu avant et de 40 % pour le pieu arrière. A partir de $8B$, les deux pieux supportent le même effort latéral ;

– les moments maximaux mesurés sur les pieux avant sont plus importants que ceux des pieux arrières. A un espacement de $2B$ le moment maximal sur le pieu avant est environ 20 % plus important que sur le pieu arrière ; à partir de $8B$ les moments maximaux sur les deux pieux avant et arrière sont identiques. Par contre, la profondeur du moment maximum est plus importante sur le pieu arrière, pour les faibles espacements. A $2B$, cette profondeur est de l'ordre de $0,26 L$ (L étant la fiche du pieu) sur le pieu arrière et seulement de $0,16 L$ sur le pieu avant. Ces résultats confirment ceux des premiers essais déjà réalisés en centrifugeuse (Levacher, 1989 ; Mezazigh, 1990).

Comme ces pieux sans refoulement ne peuvent avoir fait évoluer les caractéristiques du massif, les efforts de groupe négatifs présentés ci-dessus proviennent d'interactions géométriques, uniquement liées à la proximité des pieux du couple.

Les résultats obtenus ont par contre montré que le comportement des pieux refoulants, installés dans le sable par battage ou vérinage, est peu affecté par leur espacement dans le groupe. Le comportement des pieux dans ces cas là est proche de celui d'un pieu isolé. De même, l'ordre de mise en place a eu peu d'effet sur le comportement des pieux. Ces pieux en refoulant le sol modifient ses caractéristiques. L'absence d'effet de couple significatif même pour des entraxes faibles pourrait s'expliquer par une certaine compensation entre l'effet géométrique négatif mis en évidence sur

les pieux forés (sans refoulement) et l'effet positif lié à leur mode de mise en place.

Il convient cependant de rappeler que les pieux ont été mis en place à 1 g, avant la centrifugation des modèles et que les essais n'ont porté que sur des massifs de sable.

L'effet de groupe positif observé sur certains couples de pieux battus pourrait se révéler encore plus important si les contraintes géostatiques avaient été simulées pendant la mise en place des pieux. Ces battements et fonçages en cours de centrifugation seront

bientôt possibles grâce au téléopérateur embarquable à 100 g mis en service.

Les travaux en cours portent sur l'étude directe de l'effet de groupe sur les courbes de réaction P-Y qu'il est possible de déterminer expérimentalement à l'aide de pieux instrumentés. Les premiers résultats indiquant pour les faibles espacements, une nette réduction des pressions sur les pieux arrières. Les essais prévus sur les groupes de 4 et 9 pieux permettront par ailleurs de généraliser les résultats obtenus sur les couples.

Bibliographie

- [1] Barton Y.O. – « Laterally loaded model piles in sand. Centrifuge tests and finite element analysis ». PhD, University of Cambridge, 1982, 182 p.
- [2] Brown D., Morrison C., Reese L. – « Lateral load behaviour of pile group in sand ». ASCE, vol. 114, n° 11, 1988, p. 1261-1277.
- [3] Cooke R.W., Price G., Tarr K. – « Jacked piles in London Clay: a study of load transfer and settlement under working conditions ». *Géotechnique* 29, n° 2, 1979, p. 113-147.
- [4] Garnier J., Kus B., Levacher D. – « Cartographie des densités de massifs de sable reconstitués par pluviation ». 6^e Colloque franco-polonais de Mécanique des Sols, Douai, 1993, p. 105-112.
- [5] Garnier J. – « Modèles réduits en mécanique des sols ». AUGC, École Centrale de Nantes, 18 mai 1995, p. 21-44.
- [6] Haahr F., Hansen B. – « Group effect for laterally loaded piles in sand ». Proc of XII^e International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Rio de Janeiro, vol. 1, 1989, p. 427-432.
- [7] José L., Sayed M. – « Group efficiency of piles driven into sands: A simple approach ». Geotechnical Engineering Congress, vol. I, 1991, p. 346-355.
- [8] Levacher D. – « Groupe de pieux sollicités latéralement: Analyse et réflexions en vue d'une étude paramétrique en centrifugeuse ». Rapport interne LCPC, MEC, n° 89.08, 1989, 29 p.
- [9] Levacher D., Mezazigh S., Vasslin E., Sevin J. – « Instrumentation et comportement de pieux d'accostage sous faible charges horizontales ». IV^e Journées nationales Génie côtier- Génie civil, Dinard, 17-19 avril, 1996, p. 379-407.
- [10] Mezazigh S. – « Comportement d'un couple de pieux sollicité latéralement: étude paramétrique ». Mémoire de DEA, ENSM Nantes, 1990, 88 p.
- [11] Mezazigh S., Levacher D., Garnier J. – « Comportement d'un couple de pieux sollicité latéralement ». I^{er}s Journées inter-universitaires, Génie côtier, Le Havre, 1990, p. 149-160.
- [12] Mezazigh S. – « Étude expérimentale des pieux chargés latéralement: proximité d'un talus et effet de groupe ». Mémoire de thèse de doctorat de l'université de Nantes et de l'École Centrale de Nantes, 1995, 217 p.
- [13] Ovesen N.K. – « The scaling law relationship. Panel discussion ». 7^e ECSMFE, Brighton, vol. 4, 1979, p. 319-323.
- [14] Poulos H.G. – « Effect of pile driving on adjacent piles in clay ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 31, 1994, p. 856-867.
- [15] Randolph M. – « The response of flexible piles to lateral loading ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 3.1, n° 2, 1981, p. 733-751.
- [16] Shublaq E.W. – « Soil disturbance due to installation of model piles and pile groups ». *Soils and Foundations* vol. 32, n° 4, 1992, p. 17-26.
- [17] Williams D.J. – « The behaviour of model piles in dense sand ». PhD thesis, University of Cambridge, 1979.

Conception et exécution des tunnels : rôle et résultats de la recherche expérimentale

P. LUNARDI

*Rock Soil
Via Petrarca, 3
24100 Bergame (Italie)*

Résumé

Cet article résume les résultats d'une recherche expérimentale menée depuis vingt-cinq années, selon un programme qui a été appliqué systématiquement au cours de la construction de plus de 250 km de tunnels, en présence des types les plus divers de terrain,

soumis à différents états de contrainte.

Les résultats permettent de montrer comment la rigidité du noyau de terrain au front de taille (noyau d'avancement) influence le comportement contrainte-déformation du tunnel et comment il est possible d'utiliser le même noyau comme instrument de stabilisation.

Tunnel design and construction : importance and results of experimental research

Abstract

This article illustrates the results of experimental research carried out by the author over the last 25 years. The research was based on a programme that was systematically implemented during the construction of more than 250 km of tunnel driven through many different types of ground subject to different stress-strain conditions.

The results show that the rigidity of the core of ground ahead of the face (the advance core) affects the stress-strain behaviour of a tunnel, and that it is possible to use this core as a tool to regulate the short and long term stability of a cavity.

Introduction

On peut résumer comme suit les considérations développées dans un article précédent intitulé « Pré-soutènement et préconfinement » [12]:

1) la tenue et la durée d'une excavation dans le sous-sol dépendent de la formation de l'*effet de voûte*, autrement dit de la déviation des contraintes sur le contour de la cavité;

2) par voie de conséquence, l'objectif premier et le plus important du projeteur de tunnels consiste à étudier si l'effet de voûte peut s'amorcer au moment de l'excavation d'une cavité et *comment*;

3) la confirmation de la mobilisation de l'effet de voûte est fournie par la lecture et par l'interprétation de la *réponse en déformation* du milieu à l'action d'excavation;

4) la réponse en déformation se produit en amont du front de taille, dans le cadre de la zone perturbée à la suite de l'augmentation des contraintes provoquées dans le milieu sur le contour de l'excavation. Elle dépend de la nature du milieu soumis à un certain état de contrainte (consistance) et des modalités suivies dans la réalisation de l'avancement du front (action);

5) la réponse en déformation se manifeste tout d'abord au front de taille, par des phénomènes d'*extrusion* et de *préconvergence*, puis sur le contour de la cavité par des phénomènes de *convergence* du front conditionnés dans une large mesure par les premiers. Extrusion, préconvergence et convergence dépendent *directement* ou *indirectement* de la *rigidité du noyau au front* ou *noyau d'avancement* et donc de même que toutes les manifestations d'instabilité qui s'ensuivent;

6) dès lors, la stabilité d'un tunnel ne peut pas ne pas dépendre de celle de son *noyau* au front de taille, dont le comportement contrainte-déformation devra faire l'objet d'une étude prioritaire de la part du projeteur de tunnels;

7) dans cette optique, le problème de la stabilité d'un tunnel est intrinsèquement *tridimensionnel* et sera traité en tant que tel même en ce qui concerne le choix des instruments de calcul;

8) le *noyau d'avancement* peut être vu comme l'instrument principal de la stabilisation à court et à long terme du tunnel. A court terme car il est à même de conditionner la réponse en déformation. A long terme car il est à même d'uniformiser et de réduire au maximum les charges qui se mobilisent, à la suite de l'avancement, sur le revêtement final et sur la base desquelles ce dernier est dimensionné et vérifié. Le comportement du noyau peut donc être adopté comme référence pour un nouveau type d'encadrement des ouvrages souterrains, et non par des classes géomécaniques mais sur des catégories de comportement contrainte-déformation;

9) cette découverte a permis, d'une part, de mettre au point le nouveau concept de préconfinement de la cavité ainsi que des interventions innovantes de stabilisation (« interventions de conservation ») et, d'autre part, de commencer à penser à une nouvelle approche de conception et de construction, basée sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les

sols, valable pour n'importe quel type de terrain et dans n'importe quelle condition de contrainte et de déformation (A.DE.CO-RS);

10) il est devenu enfin possible de concevoir et de construire des tunnels quel que soit le contexte géomécanique et quelle que soit la situation de contrainte et de déformation, tout en respectant les délais et les coûts prévus par le devis.

Nous sommes parvenus à ces importantes conclusions après vingt-cinq années de recherches menées selon un programme d'études et d'observations qui s'est développé progressivement en trois phases principales et qui a été appliqué systématiquement au cours de la construction de plus de 250 km de tunnels, en présence des types les plus divers de terrain, assujettis à différents états de contrainte.

A ce stade, avant d'entrer dans le détail et d'exposer les concepts de base de la nouvelle approche de conception et de construction des tunnels basée sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, il est indispensable d'illustrer la recherche et les observations qui nous ont mené à formuler les affirmations précédentes, non sans avoir souligné auparavant que les exemples qui suivent se sont renouvelés et répétés dans de nombreuses autres réalisations souterraines que nous ne pouvons pas toutes développer ici.

La recherche sur la réponse en déformation du milieu

En partant de la considération que la stabilité d'une excavation à court et à long terme est strictement liée à la « formation de l'effet de voûte » et que sa formation et sa position par rapport à la cavité sont signalées par la « réponse en déformation » du milieu à l'action de l'excavation en termes d'importance et de typologie, le besoin se fit résolument sentir de mener des études approfondies sur les rapports entre la modification de l'état de contrainte dans le milieu, provoquée par l'avancement d'un tunnel et la réponse en déformation qui s'ensuit.

Nous estimons qu'il est tout particulièrement indispensable de focaliser l'attention sur la genèse, l'évolution, le contrôle et la stabilisation de la réponse en déformation. A ces fins (Fig. 1):

1) nous avons décidé de consacrer une première période – appelée première phase de la recherche – à l'observation systématique du comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement et *non de la cavité seule*, comme l'a proposé et continué de le proposer même aujourd'hui la NATM et les méthodes qui en dérivent;

2) dans une seconde période – appelée deuxième phase de la recherche – sur la base des analyses approfondies des phénomènes d'instabilité observés au cours de l'exécution de nombreux tunnels dans les types de terrains les plus divers et dans les situations les plus disparates de contrainte et de déformation, sur le plan chronologique notamment, nous avons essayé de vérifier l'existence de *liens* entre le comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement (extrusion et préconvergence) et celui de la cavité (convergence);

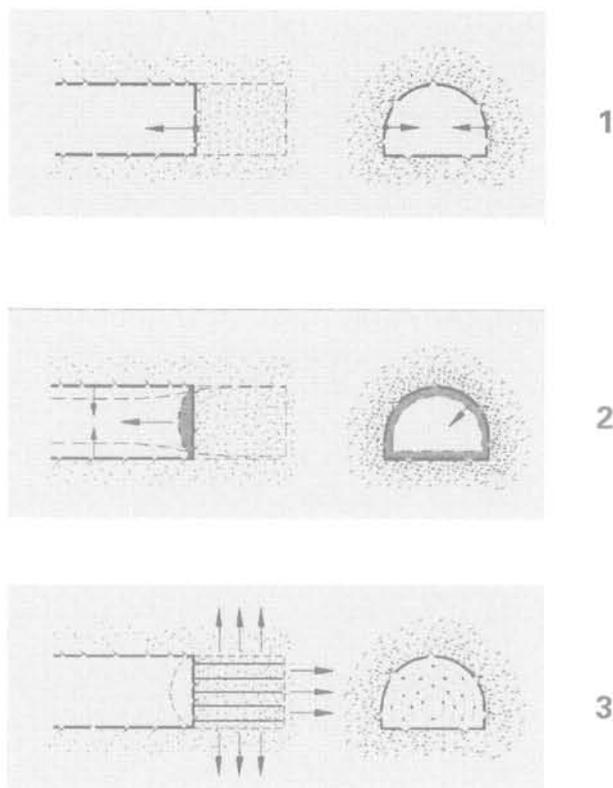


FIG. 1 Phases du programme de recherche sur la genèse et l'évolution des phénomènes de déformation du système « front de taille-noyau d'avancement ».

- 1) Observation systématique du comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement et non seulement de la cavité;
- 2) Vérification de l'existence de liaisons entre le comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement et de la cavité;
- 3) Vérification du fait qu'en réglant la rigidité du noyau on peut contrôler la réponse en déformation de la cavité.

Outline of the research phases.

3) une fois constaté que le comportement en déformation de la cavité est systématiquement conditionné par la rigidité du noyau de terrain au front de taille, dans une troisième période de temps – appelée troisième phase de la recherche – nous avons cherché à vérifier jusqu'à quel point, *en agissant sur la rigidité* et donc sur la déformabilité du noyau, *il était possible de régler et de contrôler la réponse en déformation de la cavité.*

2.1

Première phase de la recherche

La première phase de recherche (observation systématique du comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement) a été menée en faisant des contrôles visuels et par instruments du comportement en déformation des parois d'excavation, en ce qui concerne notamment les phénomènes suivants (Fig. 2):

a) *l'extrusion du front de taille.* En fonction du matériau et de l'état de contrainte, elle peut se manifester selon des géométries de déformation plus ou moins axisymé-

triques (gonflement du front) ou de renversement gravitationnel (rotation du front);

b) *la préconvergence de la cavité*, c'est-à-dire la convergence du profil théorique en amont du front de taille. Elle dépend strictement des caractéristiques de déformabilité du noyau en relation avec l'état présent des contraintes;

c) *la convergence de la cavité* qui se manifeste par la réduction de la section théorique d'excavation.

Pour les contrôles expérimentaux, en plus de l'exécution systématique des mesures de convergence de la cavité superficielles et profondes déjà connues, nous avons étudié, mis au point et effectué de nouveaux types de contrôles qui devaient nous permettre d'étudier à fond, dans une section donnée, le comportement en déformation du milieu *avant*, *pendant* et *après* l'arrivée du front de taille et tout particulièrement la zone même du front. En particulier des mesures de préconvergence ont été effectuées à partir de la surface avec la mise en œuvre, toutes les fois que la morphologie du terrain et l'importance de la couverture le permettaient, d'instruments multibase pour la mesure des déformations (tassomètres ou *sliding micrometers*), introduits verticalement dans le terrain à la hauteur de la clef et des reins du tunnel à réaliser.

Dans la plupart des cas, les mesures de préconvergence s'accompagnaient de mesures d'extrusion du noyau d'avancement, réalisées par l'introduction horizontale dans le noyau même d'un *sliding micrometer* et complétées, pour ces typologies de déformation, par des rattissages topographiques des cibles de référence positionnées sur le front.

Les observations visuelles effectuées systématiquement à l'intérieur de la cavité nous ont permis de leur associer les manifestations d'instabilité localisées soit sur le front soit sur le contour de la cavité.

2.2

Deuxième phase de la recherche

Après avoir défini les typologies de déformation et les manifestations d'instabilité qui peuvent se produire sur le noyau au front de taille et sur le contour de la cavité d'un tunnel, nous nous sommes posé la question de savoir si à travers l'observation de premières il était possible d'être en quelque sorte orientés sur le type et sur l'importance qu'auraient eu les secondes. Nous avons ainsi commencé la *deuxième phase* de recherche [vérification de l'existence de *liaisons éventuelles* entre le comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement (→ extrusion et préconvergence) et celui de la cavité (→ convergence)] qui a été menée par l'étude, l'observation et le contrôle des événements de déformation du front et de la cavité, en tenant tout particulièrement compte de leur importance et de leur succession chronologique en fonction des méthodes, des phases et des cadences d'excavation adoptées au cours des travaux.

Avant de présenter les résultats obtenus dans cette phase expérimentale, il est indispensable d'illustrer les observations faites par quelques exemples significatifs.

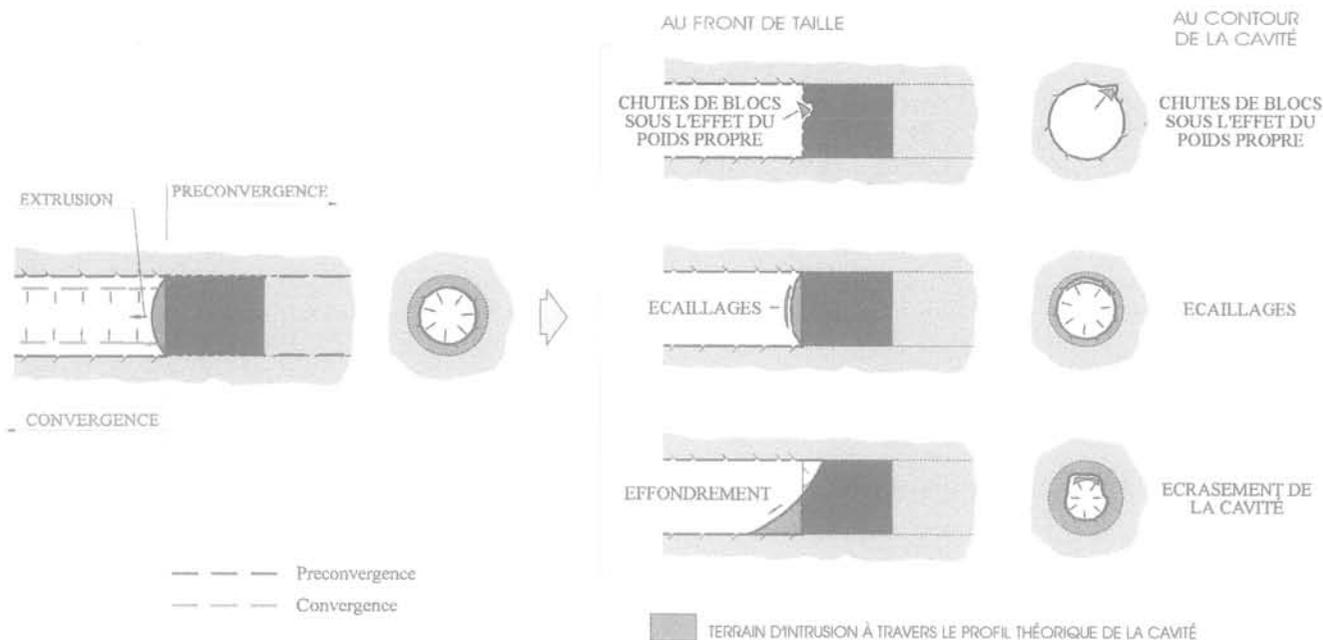


FIG. 2 Synthèse de la 1^{re} phase de recherche : typologies de déformation et manifestations conséquentes de l'instabilité (par instabilité on entend l'intrusion de terrain à travers le profil théorique d'excavation).
Outline of the 1st research phase.

2.2.1

Le tunnel autoroutier du Fréjus (1975)

Le tunnel de l'autoroute du Fréjus traverse sur 95 % de son tracé (13 km de longueur, avec des couvertures atteignant 1 700 m) une formation métamorphique de calcschistes lithologiquement homogène le long de son tracé.

A l'appui du projet du tunnel, une campagne géologique et géomécanique a été menée dans le tunnel ferroviaire adjacent (réalisée en 1860) et dans les tunnels de service. Les essais de résistance et de déformabilité effectués sur des échantillons de calcschistes indiquaient les paramètres géotechniques moyens suivants :

- angle de frottement interne : 35° ;
- cohésion : 3 Mpa ;
- module élastique : 10 000 MPa.

Dans le cadre du projet original (1975), aucune prévision n'avait été formulée quant au comportement en déformation du tunnel car à l'époque, cela ne relevait pas des pratiques habituelles.

Compte tenu de l'expérience acquise un siècle plus tôt par Sommeiller au cours de la réalisation du tunnel ferroviaire adjacent, nous avons choisi d'avancer à pleine section en stabilisant immédiatement l'anneau de roche autour de la cavité, sur une épaisseur de 4,5 m environ, par des boulons actifs à ancrage ponctuel intégrés dans du béton projeté. Le revêtement définitif en béton dont l'épaisseur moyenne était de 70 cm, était coulé par la suite et complétait l'ouvrage.

L'étude des phénomènes de déformation a constitué la partie la plus significative de la campagne d'observations et de mesures pratiquée en plein chantier pour tenir sous contrôle la réponse du massif rocheux face aux interventions de stabilisation opérées. Compte tenu notamment du fait exceptionnel que nous nous trouvions pour la première fois devant un tunnel

qui allait être réalisé dans un massif homogène (calcschiste) avec des couvertures variables, soumis à un champ de contraintes croissantes et variant selon la couverture (0 - 1 700 m).

Jusqu'à 500 m environ de couverture, les contraintes s'exerçaient dans un champ élastique et le tunnel révélait un comportement à *front stable*, avec des phénomènes de déformation négligeables et des manifestations d'instabilité limitées sur le front de taille et sur la cavité, dues exclusivement à des arrachements de type gravitationnel.

Avec l'augmentation de la couverture et par conséquent l'augmentation de l'état de contrainte, le massif rocheux passait en élastoplasticité, le tunnel adoptait un comportement à *front stable à court terme*, avec des phénomènes de convergence sur le contour de la cavité de l'ordre de quelques décimètres (convergence diamétrale 10 à 20 cm). L'anneau de roche armée collaborait efficacement à la statique du tunnel limitant leur importance et évitant l'apparition des manifestations d'instabilité qui en découlent.

L'avancement, notamment grâce à la bonne qualité de la roche, continuait sans problèmes, à la vitesse de 200 m par mois, jusqu'à ce que les travaux soient momentanément arrêtés (au P.M. 5 172) pour les vacances d'été dans une zone de massif homogène, en présence d'une couverture de 1 200 m environ (Fig. 3).

La station n° 6 de mesure des convergences, mise immédiatement en place à un mètre du front de taille (P.M. 5 172), présentait, au bout de 15 jours d'arrêt, une déformation maximale de 10 cm environ. Il s'agissait incontestablement d'une déformation de simple fluage (à charge constante), le front étant resté complètement immobile entre-temps. A la reprise des excavations, la convergence diamétrale, dans la même section, augmentait assez brusquement jusqu'à atteindre des valeurs jamais mesurées auparavant de 60 cm au bout de trois mois. Puis, poursuivant l'avancement, la

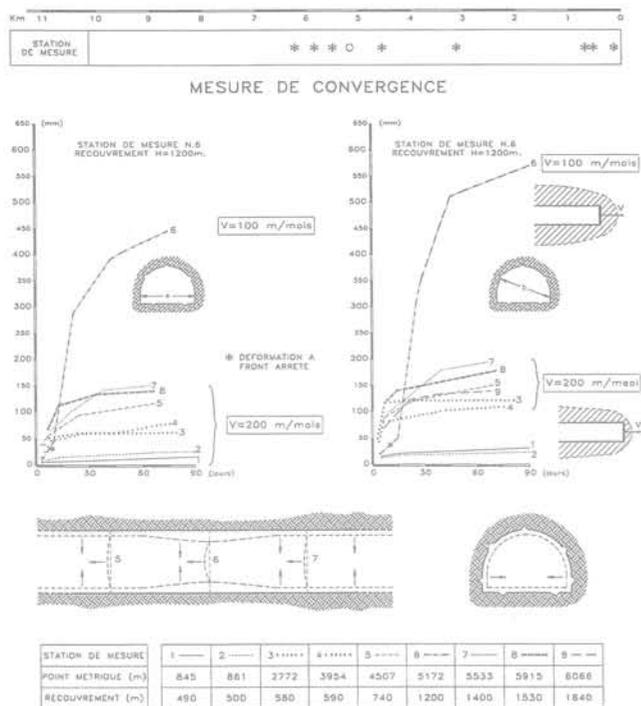


FIG. 3 Tunnel autoroutier du Fréjus.
Fréjus motorway tunnel.

convergence retrouvait des valeurs normales après quelques dizaines de mètres (convergence diamétrale de 20 cm environ).

Il convient de préciser qu'avant l'interruption des travaux, la cavité avait été consolidée jusqu'à un mètre du front de taille avec plus de 30 boulons par mètre linéaire mais aucune intervention n'avait eu lieu sur le noyau. Une fois l'avancement repris, l'intervention de stabilisation sur le contour de la cavité s'était poursuivie avec la même intensité et à la même cadence qu'auparavant.

Nous en avons déduit qu'au cours de la fermeture du chantier d'avancement, le noyau de terrain au front de taille, non aidé par des interventions de consolidation, avait eu tout le temps d'extruder en élastoplasticité, amorçant un phénomène de détente par fluage du massif sur son contour (préconvergence) qui a produit à son tour l'augmentation très importante des convergences de la cavité par rapport aux valeurs normales (Fig. 3).

2.2.2

Le tunnel de San Stefano (1984)

Le tunnel de San Stefano fait partie du nouveau tracé à double voie de la ligne de chemin de fer Gênes-Vintimille, dans le tronçon compris entre San Lorenzo al Mare et Ospedaletti.

L'ouvrage traverse la formation de Flysch à Helminoïdes caractéristique de la Ligurie occidentale. Il s'agit de schistes argileux et argileux-arénacés avec de minces bancs de grès et de calcaires marneux repliés et intensément fracturés. La composante argilo-schisteuse est fortement laminée. Une zone de transition assez tectonisée marque le passage entre la partie H2 et la partie H1 la plus calcaire-marneuse de la formation (Fig. 4).

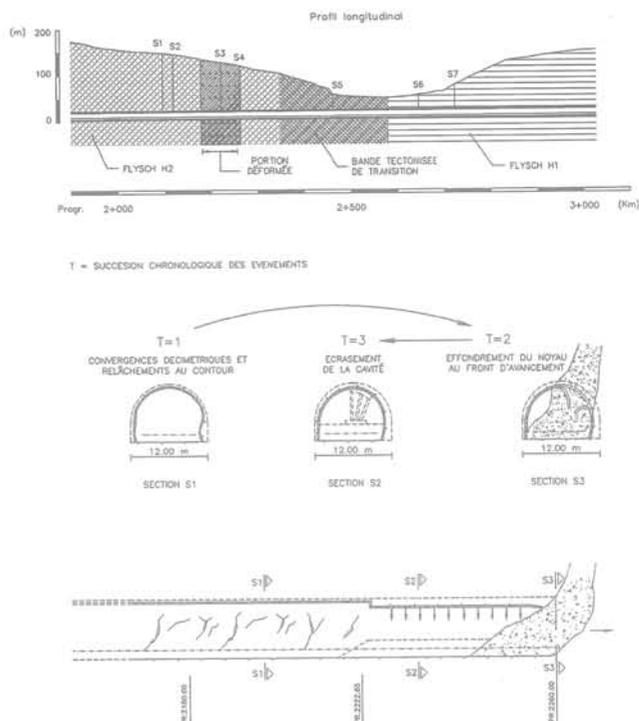


FIG. 4 Ligne ferroviaire Gênes-Vintimille :
portion déformée du tunnel
de San Stefano.
San Stefano railway tunnel : out of shape part.

Les essais de résistance effectués en laboratoire sur des échantillons prélevés donnaient des valeurs d'angle de frottement variant entre 20 et 24 degrés avec une cohésion de 1,5 MPa à 0.

Dans ce cas aussi, lorsque nous avons commencé les travaux, en 1982, aucune prévision n'avait été faite sur le comportement en déformation du tunnel.

Le projet initial prévoyait l'avancement à pleine section, avec la mise en place de cintres et de béton projeté comme revêtement de première phase et d'un anneau de béton de grande épaisseur (jusqu'à 110 cm) en tant que revêtement définitif.

Au cours des travaux d'excavation, il a été possible de constater que tant que l'on avançait dans des conditions d'élasticité, les phénomènes en déformation du front et de la cavité étaient tout à fait négligeables. Les manifestations d'instabilité localisées étaient pratiquement absentes (comportement à *front stable*). Au fur et à mesure que les excavations avançaient et que l'on pénétrait dans une zone intéressée par des états de contrainte résiduels d'origine tectonique, le massif se trouvant dans des conditions d'élastoplasticité, les manifestations en déformation commençaient à entraîner quelques difficultés compte tenu notamment d'importantes poussées dissymétriques dues à la présence dans le terrain de masses rigides dispersées dans la matrice plastique. En même temps, on observait sur le front de taille, des détachements de plaques de matériau, signal sûr et certain de la présence d'un mouvement extrusif, typique d'une situation de *front stable à court terme*, et avec des convergences dont les valeurs étaient de l'ordre de quelques décimètres.

A un moment donné, la situation de contrainte du massif ayant manifestement évolué jusqu'au champ de rupture, c'était l'effondrement du front de taille tout entier (situation de *front instable*) suivi, dans l'espace



FIG. 5 Tunnel San Stefano : effondrement de la cavité.
San Stefano tunnel: collapse of the cavity.

de quelques heures, de l'écrasement de la cavité, avec des convergences diamétrales de plus de 2 mètres, même dans la partie déjà stabilisée par des cintres et du béton projeté, sur une longueur très significative (plus de 30 m en aval du front de taille (Fig. 4 et 5).

Il convient, à ce stade, de souligner que le type de terrain traversé dans les trois situations de contrainte et de déformation citées était fondamentalement le même et que le seul phénomène d'écrasement de la cavité, avec des convergences de l'ordre de 2 mètres, bien que dans une partie de tunnel déjà stabilisé, ne s'est produit en fait que lorsque la contribution de rigidité du noyau au front de taille a fait défaut.

2.2.3

Le tunnel du Tasso (1988)

Le tunnel du Tasso fait partie d'une série de tunnels excavés vers le milieu des années 80 pour la réalisation de la nouvelle ligne « G.V. » Rome-Florence (Fig. 6). La zone où l'ouvrage se situe appartient au bassin lacustre du Valdarno Supérieure, constituée de sables limoneux et de limons sablonneux intercalés de strates argilo-limoneuses contenant des lentilles et des niveaux sablonneux saturés d'eau.

Initialement, le projet prévoyait d'avancer à *demi-section*, en renforçant les parois de l'excavation par des cintres et du béton projeté. Les cintres étaient fixés au pied par des tirants sub-horizontaux et fondées sur les micropieux ou sur des colonnes de terrain consolidé par *jet-grouting*.

Initialement, l'excavation – qui se trouvait dans des conditions de *front stable à court terme* – ne manifesta pas de phénomènes de déformation appréciables, ni du front, ni de la cavité.

Au fur et à mesure que les couvertures et donc l'état de contrainte du milieu augmentaient, du fait notamment des caractéristiques géomécaniques insuffisantes du matériau traversé, on est passé en très peu de temps d'une situation de front stable à court terme à une situation de *front instable*. Après l'effondrement du front, malgré un avancement en demi-section, il se produisit, pendant une seule nuit, l'écrasement de la cavité avec des convergences diamétrales de l'ordre de 3-4 mètres sur 30-40 mètres de tunnel déjà excavé et protégé par des cintres et du béton projeté (Fig. 6).

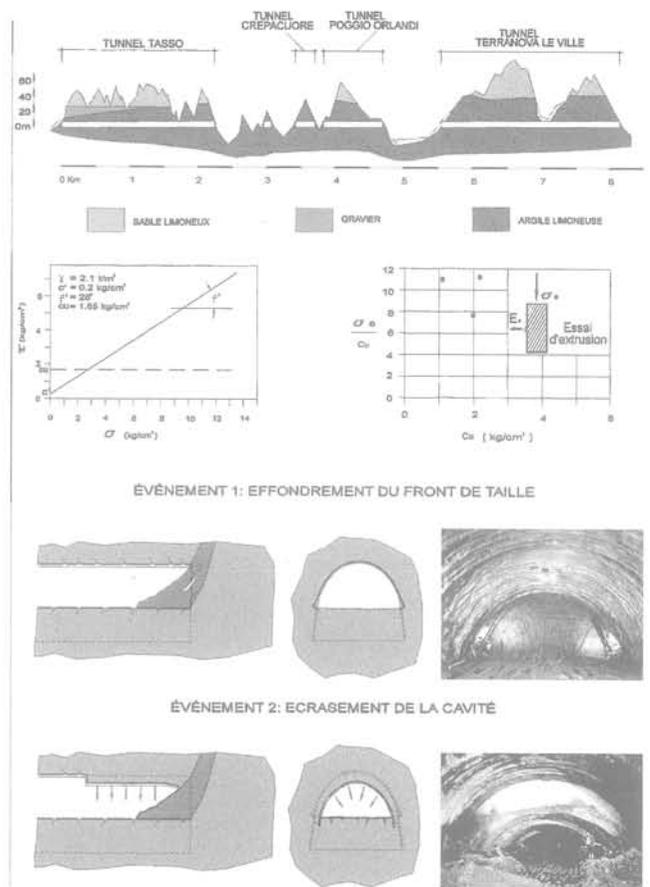


FIG. 6 Ligne ferroviaire « G.V. » Rome-Florence.
High speed railway line Roma-Firenze.

2.2.4

Résultats de la deuxième phase de la recherche

L'étude et l'analyse des cas illustrés ainsi que d'autres cas analogues nous ont permis de constater que :

- lorsqu'on avance dans des conditions d'élastoplasticité du massif, il est extrêmement important de ne pas laisser au noyau le temps de se déformer. A cet égard, l'exemple du Fréjus dont nous avons parlé est très significatif puisque dans un massif lithologiquement homogène, l'arrêt de l'avancement du front dans un milieu contraint en champ élastoplastique a comporté, avec la reprise des travaux, une augmentation très importante des phénomènes d'extrusion, de préconvergence et enfin de convergence de la cavité. Une fois l'avancement repris, ces phénomènes reprirent rapidement les valeurs qui avaient été mesurées auparavant. Cela signifie que si nous conservons une cadence d'excavation soutenue et constante, il est possible d'éviter l'amorce des phénomènes d'extrusion et de préconvergence qui constituent l'antichambre des phénomènes de convergence de la cavité qui s'ensuivent ;
- l'effondrement du noyau et l'écrasement de la cavité ne se produisent jamais sans que l'un suive l'autre et en particulier sans que le second ne soit précédé du premier. Cette situation, observée plusieurs fois au cours de la réalisation de nombreux tunnels en plus de ceux qui viennent d'être cités, souligne, au-delà de tout doute possible (Fig. 7) :

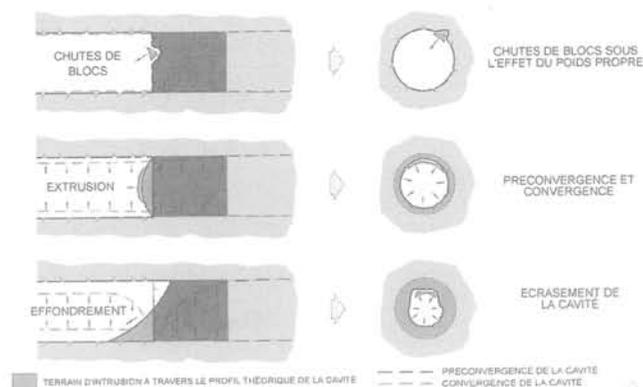


FIG. 7 Synthèse de la 2^e phase de recherche : le comportement en déformation du système « front de taille-noyau d'avancement » conditionne celui de la cavité.

Outline of the 2nd research phase.

- 1) l'existence d'un lien étroit entre le phénomène d'extrusion du noyau au front de taille et les phénomènes de préconvergence et de convergence ;
- 2) l'existence de liens étroits entre l'effondrement du noyau d'avancement et l'écrasement de la cavité même déjà stabilisée ;
- 3) que les phénomènes de déformation de la cavité sont toujours chronologiquement postérieurs aux phénomènes qui impliquent le noyau d'avancement dont ils dépendent.

Ce que nous avons observé dans la seconde phase de recherche montre clairement le besoin de faire en sorte que l'effet de voûte – dont la formation, nous le savons, conditionne la stabilité du tunnel – s'amorce déjà en amont du front de taille pour continuer à être opérationnel dans une section donnée, même après que le front se sera éloigné d'elle.

2.3

Troisième phase de la recherche

Les résultats de la seconde phase de la recherche renforçaient notre impression que la rigidité du noyau d'avancement d'un tunnel jouait un rôle déterminant dans sa stabilité à court et à long terme. Puisque le comportement de la cavité répondait corrélativement à la rigidité du noyau, il est apparu logique d'envisager la possibilité d'utiliser le noyau comme *instrument de stabilisation* pour le tunnel en cours d'avancement, après confirmation de la possibilité de modifier sa rigidité par des interventions appropriées.

Nous avons donc travaillé sur la rigidité du noyau pour vérifier jusqu'à quel point ceci pouvait permettre de contrôler la réponse en déformation de la cavité. Pour ce faire, il nous a fallu étudier et mettre au point des technologies nouvelles pour agir sur le noyau, pour faire varier sa résistance au cisaillement ainsi que les caractéristiques de déformabilité : c'est l'origine des systèmes de conservation directs, indirects et mixtes.

Ces nouvelles idées ont été expérimentées au cours de la réalisation de plusieurs tunnels dans des condi-

tions de contrainte et de déformation difficiles. Voyons tout particulièrement ce qui a été fait dans un chantier expérimental particulièrement significatif.

2.3.1

Le tunnel de San Vitale (1991)

Le tunnel de San Vitale a 4200 mètres de longueur, avec des couvertures variables jusqu'à 150 m. Il fait partie du projet de doublement et de renforcement de la ligne de chemins de fer Caserta-Foggia entre les gares d'Apice et de Vitulano, aux portes de Benevento.

Le tracé se développe dans des terrains appartenant à deux unités litho-stratigraphiques. L'«Unità di Altavilla» et l'«Unità delle Argille Varicolori» (voir profil de la Fig. 8).

L'Unità di Altavilla, moyennement tectonisée, est constituée d'alternances de niveaux de sables, parfois même peu cimentés, et de niveaux d'argiles marneuses et d'argiles silteuses.

L'Unità delle Argille Varicolori qui se trouve au-dessous est constituée de deux différents lithotypes. L'un essentiellement argileux-marneux, l'autre essentiellement calcaréo-marneux. Tous deux ont fait l'objet d'une tectonisation intense qui leur a conféré une structure écaillée désordonnée et chaotique et les a rendus extrêmement altérables, donnant lieu à une fragmentation très menue des parties lithoïdes les plus compétentes. Actuellement, celles-ci ont pris la forme de massifs isolés enfermés dans une matrice argileuse ou argilo-marneuse et non en niveaux continus comme c'était le cas initialement. Le terrain se présente réduit en menus fragments qui tendent à lui conférer le comportement d'un massif incohérent, avec des boucles de matériaux pierreux pliés par les forces tectoniques et dispersés dans la matrice argileuse dont les écailles ne sont plus de l'ordre du décimètre mais du millimètre, ce qui la rend très sensible à l'humidité de l'air.

2.3.2

Très rapidement, l'histoire de l'excavation

L'excavation du tunnel a commencé en mars 1986. Le projet initial reposait sur des critères de la NATM. Il prévoyait pour tout le tunnel, l'excavation en classe Vb en sections divisées, avec l'exécution d'un boulonnage radial en aval du front de taille. La fermeture de l'anneau résistant de la première phase était réalisée à 30 m environ de distance du front de taille. Grâce à ce système, il a été procédé par fronts opposés jusqu'à la fin de 1988, dans un segment qui se caractérisait par la présence du faciès marno-arénacé de l'Unità di Altavilla, avec des couvertures de l'ordre de 30 à 40 mètres. Comme on le voit sur la figure 9, la méthode d'avancement mise en place ne prévoyait aucun type de confinement du terrain en amont du front de taille. Par conséquent, aussitôt arrivés dans les argiles écaillées, il se produisait des phénomènes d'extrusion très visibles du noyau d'avancement doublés de phénomènes importants de préconvergence qui se répercutaient immédiatement en aval sur la demi-section avec des convergences radiales importantes, jusqu'à des valeurs de l'ordre de 1 m, qui compromettaient complètement l'épaisseur utile pour le revêtement en béton, obligeant l'arrêt les travaux d'excavation.

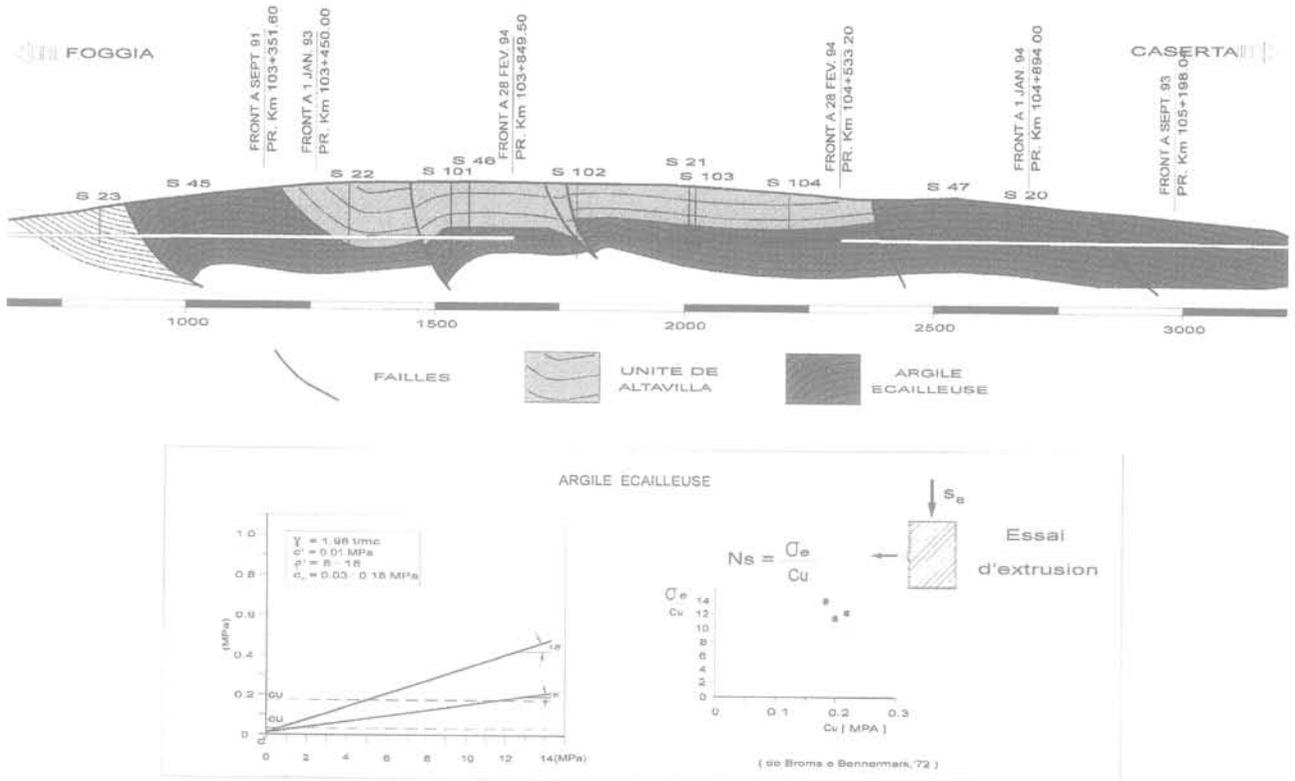


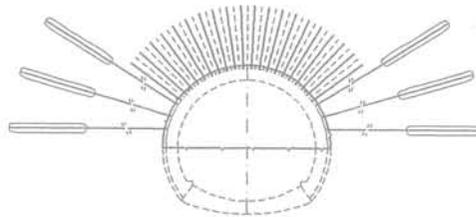
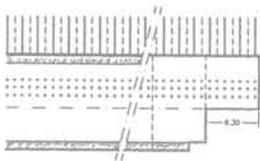
FIG. 8 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia : phase de reconnaissance au tunnel de San Vitale.
Caserta-Foggia railway line : survey phase at San Vitale tunnel.

A la suite de cela, en 1989, un nouveau projet fut élaboré, spécialement pour le segment dans les argiles écaillées. L'avancement était prévu encore par demi-section, avec emploi de tubes métalliques perforés, de

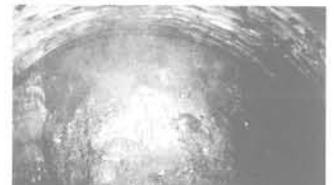
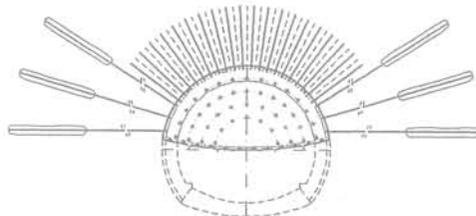
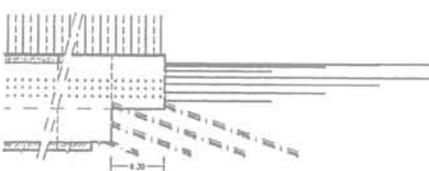
tirants radiaux prétendus au niveau des reins et de tubes en résine armée de fibres de verre sur le front de taille.

L'exécution d'un radier provisoire complétait l'intervention de la première phase (Fig. 9).

Creusement type 1 (1985)



Creusement type 2 (1990)



Creusement type 3 (1990)

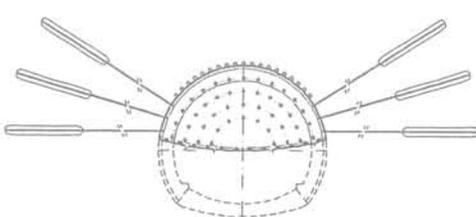
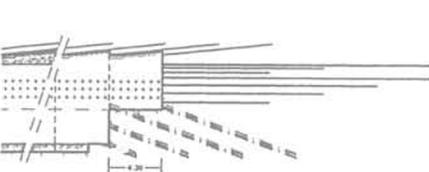


FIG. 9 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia – Tunnel de San Vitale (phase de thérapie).
Caserta-Foggia railway line – San Vitale tunnel (therapy phase).

L'introduction du renforcement du noyau, effectuée par ailleurs selon des procédures et des critères non corrects, n'avait aucun effet efficace. Les résultats étaient désastreux tant du point de vue de la production (80 m seulement d'avancement en un an) que du point de vue statique. Le court segment excavé était effectivement assujéti à des chutes de matériau constantes, à des convergences élevées, à des ruptures du revêtement de la première phase, etc.

Au cours de toute l'année 1991, aucun avancement ne fut fait. Le Groupe d'entreprises COFERI, en accord avec le client (les Chemins de fer italiens) décidait de confier le projet à Rocksoil S.p.A. de Milan qui, compte tenu des indications fournies par le programme de recherche appliqué jusqu'alors, abandonnait totalement tous les projets précédents, adoptant pour les 1 800 m de tunnel restants un nouveau critère d'avancement dont les principes reposent sur le contrôle des phénomènes de déformation au moyen du raidissement du noyau au front de taille, produisant donc des actions de préconfinement de la cavité.

2.3.3

Phase de reconnaissance pour le tunnel de San Vitale

Avant de commencer le nouveau projet, nous avons pensé qu'il était utile de procéder à une caractérisation géotechnique plus approfondie des matériaux impliqués par les excavations. En plus des essais habituels de laboratoire qui nous ont permis de construire les courbes intrinsèques du matériau et qui ont révélé la grande capacité qu'avaient ces terrains d'absorber rapidement l'humidité et donc de réduire considérablement la résistance au cisaillement (Fig. 10), nous

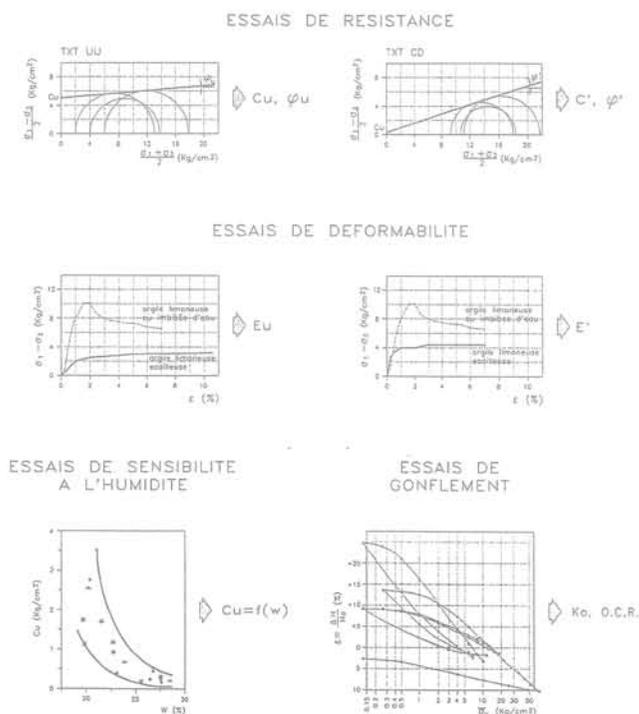


FIG. 10 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia - Tunnel de San Vitale : essais géotechniques (phase de reconnaissance). Caserta-Foggia railway line - San Vitale tunnel : geotechnical tests (survey phase).

avons procédé à différents essais d'extrusion à vitesse de charge constante, en cellule triaxiale et aussi en centrifugeuse.

Les deux derniers, conçus et mis au point par Rocksoil S.p.A. de Milan, pour être utilisés spécialement au cours de la phase de diagnostic, permettent d'étudier la future réponse en déformation du système front de taille-noyau d'avancement, simulant en laboratoire sur des bases vraisemblables l'avancement de l'excavation d'un tunnel dans quelque état de contrainte que ce soit.

Tout particulièrement dans les essais en cellule triaxiale, l'échantillon de terrain est introduit dans la cellule en reconstituant l'état de contrainte initial du massif. Grâce à la pression d'un fluide, cet état de contrainte est exercé également à l'intérieur d'un volume cylindrique particulier (qui simule le tunnel dans la zone du front de taille) préparé avant l'essai à l'intérieur de l'échantillon et coaxial par rapport à lui.

En conservant l'état de contrainte sur le contour de l'échantillon et en réduisant progressivement la pression du fluide à l'intérieur du volume cylindrique, nous simulons la modification de contrainte au front provoquée par l'excavation et nous obtenons une évaluation de l'importance du phénomène d'extrusion au front de taille en fonction du temps.

Il est particulièrement utile de se servir des essais d'extrusion en centrifugeuse lorsqu'il est nécessaire de prendre en considération l'effet de la gravité. Ces essais permettent, d'une part, de considérer l'effet des pressions géostatiques agissant sur le contour de l'excavation même dans le cas de couvertures moyennes ou hautes et, d'autre part, ils nous permettent de suivre méticuleusement, grâce à des transducteurs de pression et de déplacement correctement introduits à l'intérieur du modèle, le comportement du phénomène d'extrusion dans le temps.

Le lecteur intéressé peut trouver une illustration plus ample des essais d'extrusion en centrifugeuse effectués pour la réalisation du tunnel de San Vitale dans le mémoire [10] cité dans la bibliographie.

Les essais d'extrusion, intégrés dans des modèles mathématiques simples aux éléments finis, sont extrêmement utiles même pour l'étalonnage des paramètres géomécaniques (c , ϕ , E) à utiliser dans les phases suivantes de diagnostic et de thérapie.

Pour compléter cette phase de reconnaissance nous avons effectué *in situ* des essais d'extraction des tubes en résine armée des fibres de verre du front pour déterminer la résistance limite d'adhérence entre le mortier de cimentation et le terrain, à la profondeur du projet.

Les résultats de ces essais, onéreux et difficiles à exécuter, ont été confrontés et intégrés à ceux précédemment obtenus dans des terrains analogues.

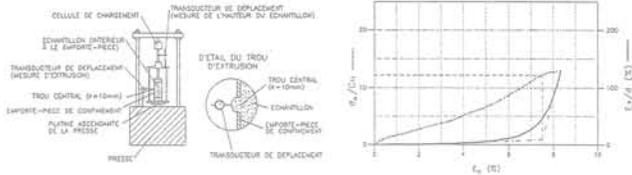
2.4.4

Phase de diagnostic pour le tunnel de San Vitale

Dans la phase de diagnostic, l'étude des résultats des essais d'extrusion et des lignes caractéristiques du tunnel penchait, en l'absence d'interventions de stabilisation et de contrôle des phénomènes de déformation, en faveur d'un comportement à front résolument instable (Fig. 11 et 12). La situation apparaissait encore plus compromise car, comme cela a été montré par les

a - Essai d'extrusion à vitesse de chargement contrôlée

(Broms et Bennermark) $N_s = \frac{\sigma_c}{\sigma_u}$ = Coefficient de stabilité



b - Essai d'extrusion en cellule triaxiale P_i = Pression dans la chambre d'extrusion

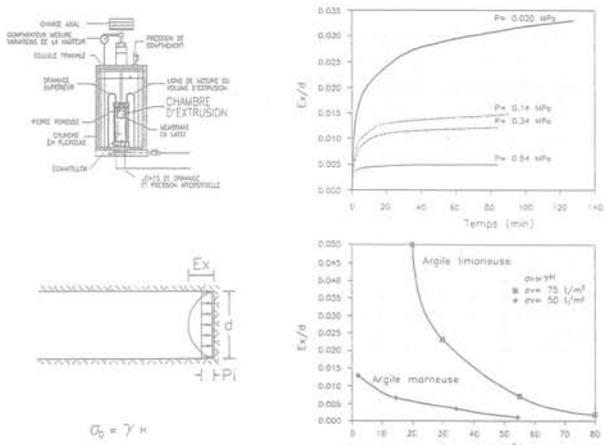


FIG. 11 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia - Tunnel de San Vitale : essais d'extrusion (phase de diagnostic).
Caserta-Foggia railway line - San Vitale tunnel: extrusion test (diagnostic phase).

essais d'extrusion en laboratoire, à la suite du relâchement du terrain du fait de l'excavation, il se produisait sur le contour de la cavité une variation rapide de la teneur en eau de l'argile suivie d'une réduction du facteur de stabilité à l'extrusion.

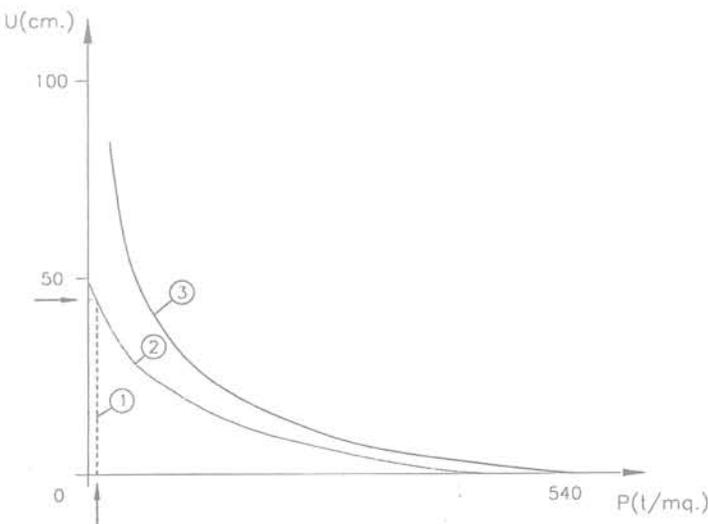


FIG. 12 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia - Tunnel de San Vitale : étude par les lignes caractéristiques (phase de diagnostic).
Caserta-Foggia - San Vitale tunnel: characteristic lines study (diagnostic phase).

Les essais d'extrusion étaient également modélisés numériquement avec des programmes aux éléments finis pour étalonner d'une part les paramètres de résistance et de déformabilité en fonction des états de contrainte initiaux et de l'autre, pour évaluer qualitativement le type probable de cinématique attendu au front de taille, le volume de terrain impliqué par le phénomène d'extrusion et l'importance des charges mobilisées.

2.3.5

Phase de thérapie pour le tunnel de San Vitale

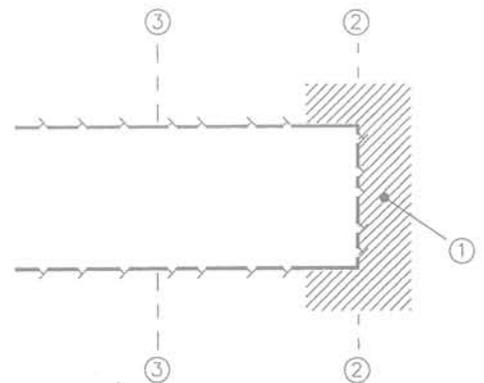
Dans la phase de thérapie, compte tenu des résultats de la phase de diagnostic, des caractéristiques des terrains à creuser et des expériences acquises dans des cas analogues, nous avons choisi d'intervenir en amont du front de taille en empêchant d'une part la diminution de la contrainte principale mineure sur le noyau et de l'autre, en essayant d'amorcer artificiellement l'effet de voûte que le terrain n'aurait pas réussi à mobiliser à lui tout seul.

Nous avons donc projeté une intervention de conservation de type mixte qui répondrait à cette double fonction (Fig. 13) et qui comprendrait :

- un renforcement du noyau d'avancement par des tubes en résine armée de fibres de verre à adhérence améliorée;
- un prérenforcement du contour de la cavité par un écran de matériau cimenté réalisé selon la technique du prédécoupage mécanique;
- des drainages;
- un radier en béton armé coulé derrière le front de taille.

L'intervention de la première phase était complétée par un revêtement de cintres et de béton projeté renforcé de fibres d'acier alors que le revêtement en béton de la seconde phase était coulé aussitôt après.

Dans le cadre du projet, nous avons prévu également une solution alternative à celle du prédécoupage,



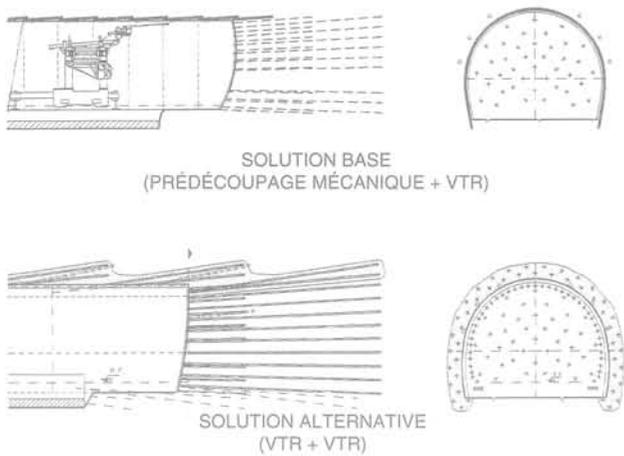


FIG. 13 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia – Tunnel de San Vitale : phase de thérapie. Caserta-Foggia – San Vitale tunnel : therapy phase.

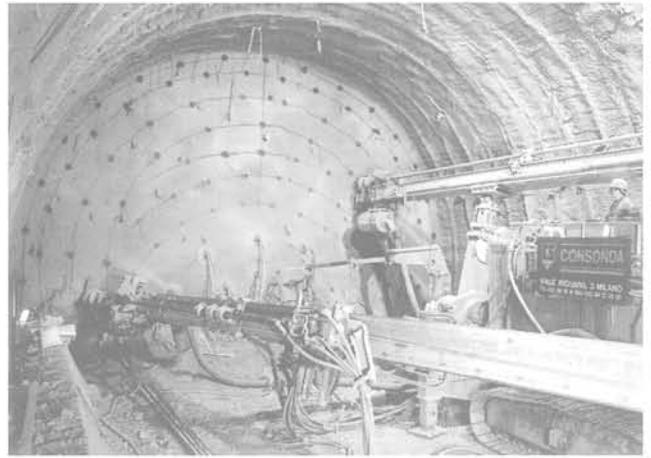


FIG. 14 Tunnel de San Vitale : avancement par la solution alternative. San Vitale tunnel : work with the alternate solution.

prévoyant le remplacement des tuiles de béton projeté renforcé de fibres par une anneau de terrain renforcé par des tubes en résine armée de fibres de verre, équipés pour l'exécution d'injections de recompression et injectés à haute pression (Fig. 14).

Le dimensionnement des interventions de clouage au front, en termes d'intensité, de profondeur et de géométrie, a été effectué, dans une première approximation, par deux méthodes différentes. Une méthode

expérimentale, basée sur l'interprétation des essais d'extrusion et une méthode théorique, basée sur la théorie des lignes caractéristiques (Fig. 15).

Dans le premier cas, sur les diagrammes obtenus par les essais d'extrusion, nous avons défini la pression de préconfinement nécessaire à la stabilisation du front. L'intensité de l'intervention (nombre de tubes en fibre de verre à mettre en œuvre pour garantir cette pression) a été donc évaluée sur la base des résultats

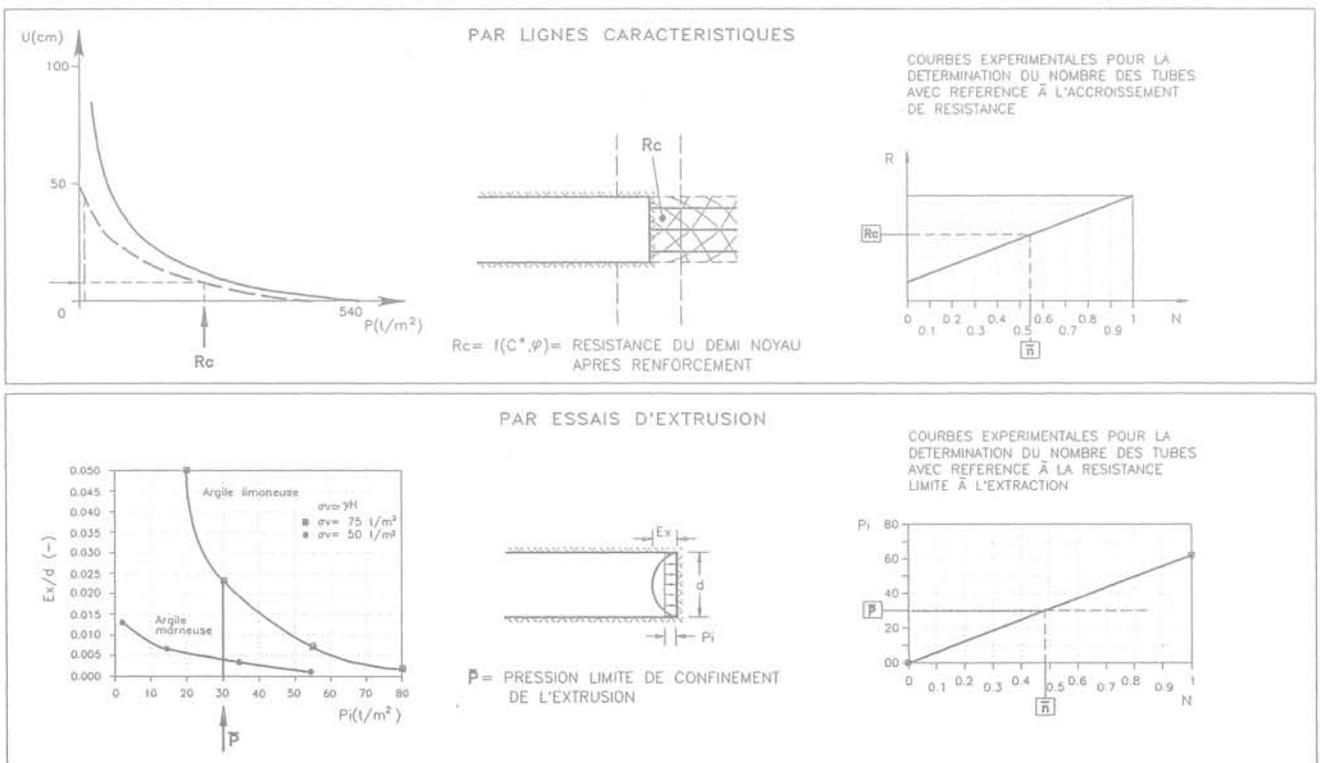


FIG. 15 Évaluation de l'étendue du renforcement du noyau pour éviter son instabilité (phase de thérapie). Size assessment of the nucleus reinforcement to avoid instability (therapy phase).

des essais d'extraction. Lorsqu'ils n'étaient pas disponibles, des hypothèses fiables ont été avancées sur la base d'essais faits dans des terrains analogues.

Des évaluations analogues ont été faites avec la méthode des lignes caractéristiques en tenant compte, d'une manière simplifiée, de l'effet du clouage du front de taille dans le calcul de la ligne caractéristique du noyau. Les deux approches ont fourni des résultats comparables entre eux et confirmé l'analogie conceptuelle existante.

La profondeur de l'intervention (longueur des tubes) a été enfin définie en fonction des mécanismes cinématiques révélés par la simulation numérique des essais d'extrusion.

Pour éliminer les simplifications que nous sommes obligés d'adopter lorsque nous évaluons l'effet de préconfinement exercé par les tubes en résine armée de fibres de verre au front de taille, nous mettons au point un type d'essai d'extrusion en centrifugeuse qui fournira une évaluation directe de l'intensité de l'intervention de clouage nécessaire.

Enfin, la vérification des solutions adoptées et la mise au point de la géométrie de l'intervention ont été effectuées à l'aide d'un modèle numérique tridimensionnel aux éléments finis en domaine non linéaire.

Le modèle a largement confirmé l'importance du contrôle exercé par le noyau d'avancement sur la statique de la cavité. Il a souligné que les cinématiques activées dans la phase d'excavation peuvent être contrôlées en agissant sur l'intensité des interventions de renforcement du noyau.

En définitive, l'étude de thérapie soulignait, pour la solution de base, le besoin de renforcer le noyau d'avancement au moyen de 50 tubes en résine armée de fibres de verre Ø 40/10 de 18 m de longueur. Pour la solution alternative, l'étude confirmait la possibilité de remplacer les tuiles du prédécoupage par une couronne de terrain renforcé par 49 tubes en résine armée de fibres de verre Ø 60/40, équipés de vannes pour l'exécution d'injections de recompression.

2.3.6

Phase opérationnelle pour le tunnel de San Vitale

Rassurés par le résultat des vérifications effectuées grâce au calcul numérique, nous avons procédé à l'application pratique des interventions choisies dans la phase conceptuelle, dans le cadre des sections type prévues (Fig. 13).

Les 300 premiers mètres de tunnel ont été excavés avec de bons résultats, en adoptant la solution de base. Par la suite, l'interception le long du tracé d'intercalations calcaires importantes souvent doublées d'amples replis d'origine tectonique, rendait difficile le fraisage de l'arc de prédécoupage, créant des problèmes inacceptables de géométrie et de statique de la voûte. Ne pouvant plus compter sur la collaboration de l'anneau de protection sur le contour de la cavité, constitué par le prédécoupage mécanique car sa continuité aurait fait défaut, nous avons décidé de passer à la solution alternative qui donnait des garanties de continuité par l'emploi du prérenforcement à l'aide de tubes en résine armée de fibres de verre, même sur le contour de la cavité.

L'adoption de la nouvelle section type nous a permis d'augmenter, par des mesures opérationnelles appropriées, les productions déjà bonnes que nous obtenions avec le prédécoupage mécanique (Fig. 16).

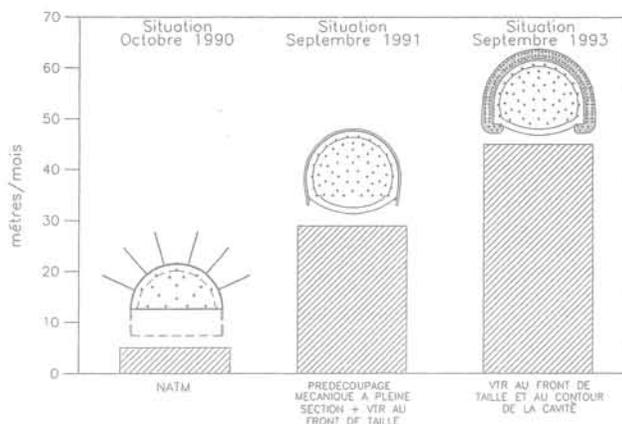


FIG. 16 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia - Tunnel de San Vitale : productions par typologie d'avancement.

Caserta-Foggia railway line - San Vitale tunnel : production with different methods.

Nous avons constaté que dans des situations particulièrement critiques, le renforcement du noyau seul peut ne pas suffire à s'opposer efficacement aux phénomènes de déformation, même en intensifiant le traitement.

Nous avons bien vu que ces situations peuvent être surmontées :

- en travaillant sur la forme du noyau afin de créer dans l'avancement une bande de terrain renforcé sur le contour du noyau ;
- en opérant éventuellement par des interventions radiales de renforcement sur le contour de la cavité, dimensionnées pour absorber les convergences résiduelles que le noyau n'est pas capable d'empêcher à lui tout seul.

A l'heure actuelle, l'excavation du tunnel de San Vitale se fait avec la section type alternative, sans rencontrer de difficultés.

2.3.7

Phase de vérification en cours de chantier du tunnel de San Vitale

Le système d'avancement adopté dont l'objectif est de créer l'effet de voûte en anticipation sur l'excavation, exige, pour vérifier son comportement, le contrôle continu des phénomènes de déformation. Cela permet au système lui-même d'être mis au point en temps utile, en fonction de son évaluation face aux interventions de stabilisation opérées. Le contrôle prévoit l'exécution de :

- mesures tassométriques de la surface, dans les segments à couverture réduite, opérées de manière à pouvoir connaître le comportement des préconvergences et des convergences en amont et en aval du front de taille du tunnel à la hauteur de la station de mesure ;
- mesures d'extrusion du noyau au front de taille ;
- mesures de convergence de la cavité par bande d'acier Invar ;
- mesures de pression au contact entre les structures de revêtement et le massif environnant ;
- mesures au moyen de vérins plats à l'intrados du revêtement définitif en béton pour les relevés de l'état de contrainte.

Naturellement, à ces contrôles de base sont associés d'autres contrôles lorsque les particularités de la situation l'exigent.

Dans le tunnel de San Vitale, nous avons notamment fait, pour la toute première fois dans l'histoire de la construction des tunnels, *des mesures systématiques et simultanées d'extrusion et de convergence*.

Les mesures d'extrusion du front de taille, effectuées par ISMES S.p.A. de Bergame au moyen de l'introduction d'un *sliding micrometer* dans le noyau d'avancement, ont montré des valeurs moyennes de près de 2 cm contre les 20 cm mesurés en 1990 (Fig. 17). Les mesures de convergence à leur tour ont montré des valeurs moyennes de 7 cm seulement contre les 100 cm et davantage observés en 1990. La réduction significative des valeurs mesurées démontre l'efficacité de la nouvelle approche conceptuelle.

Ce qui est particulièrement intéressant, c'est le comportement des extrusions et des convergences à l'intérieur d'un cycle complet de travaux comportant le renforcement du noyau avec des tubes en résine sur une profondeur de 18 m et l'excavation d'avancement sur une profondeur minimale de 6, et maximale de 9 m. Notons à cet égard que les profondeurs d'avancement sont définies au fur et à mesure, en fonction du comportement et de l'importance des convergences de la cavité qui ne doivent pas dépasser le seuil établi par le concepteur afin de maintenir la réponse en déformation le plus possible dans le domaine élastique. La lecture des diagrammes extrusion-convergence de la figure 18 (qui se réfèrent à un segment de tunnel excavé dans un terrain particuliè-

rement médiocre) montre que l'avancement du front, au fur et à mesure de la réduction à 10,5 m de la profondeur du noyau initialement renforcé à 18 m et par conséquent de la réduction de sa rigidité moyenne, est suivi d'un comportement en déformation du noyau même (extrusion) et de la cavité en aval du front de taille (convergence) qui passe progressivement du domaine élastique vers l'élastoplastique. Les courbes de convergence passent notamment d'un comportement initial typique d'une situation qui évolue rapidement vers la stabilité à des comportements qui révèlent une difficulté croissante des phénomènes de déformation à se stabiliser.

La convergence de la cavité apparaît ainsi comme un signal très important pour le projeteur pour choisir le moment où il sera nécessaire d'arrêter l'avancement pour effectuer un nouveau renforcement et rétablir la profondeur minimale du noyau renforcé pour maintenir le massif dans le domaine élastique.

2.4

Résultats de la troisième phase de la recherche

L'étude et les expériences faites dans le tunnel de San Vitale ont montré, d'une part, l'existence d'un lien étroit entre les phénomènes de déformation qui se produisent à l'intérieur du noyau d'avancement du tunnel (extrusions) et, de l'autre, ceux qui se produisent plus tard sur le contour de la cavité, en aval du front de taille

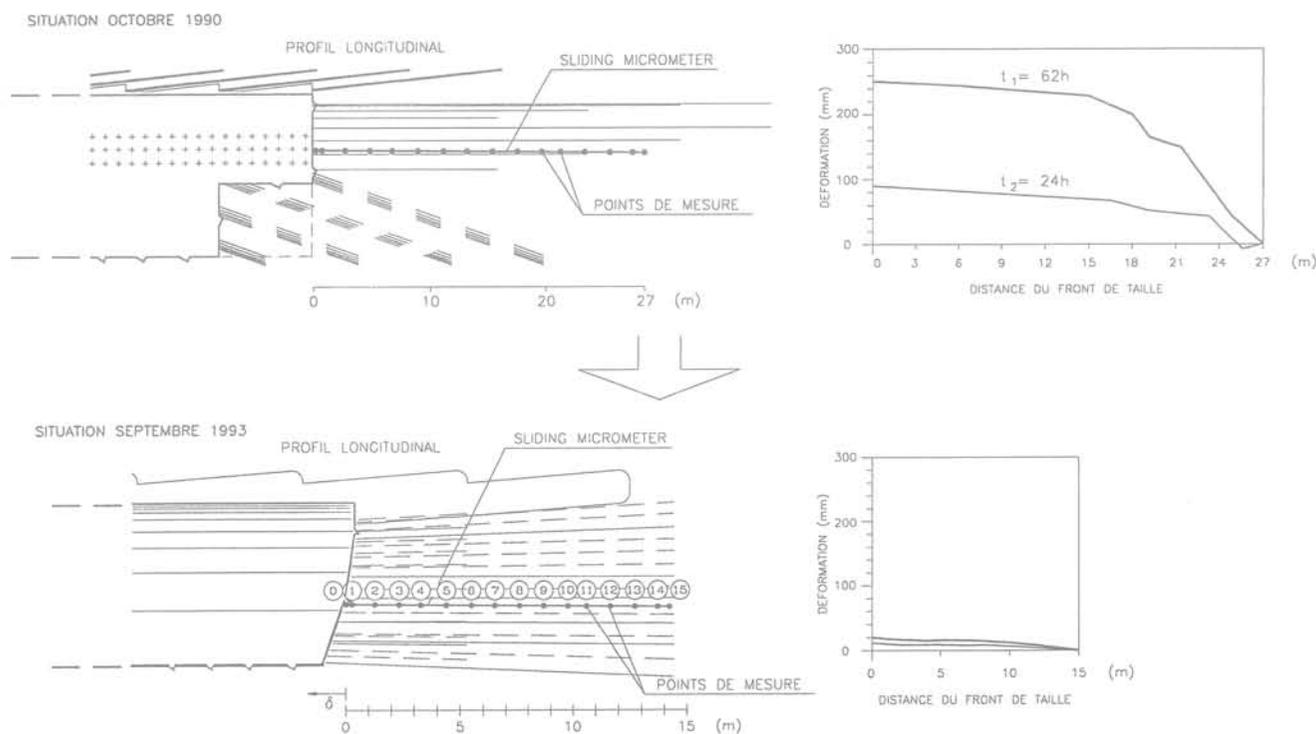


FIG. 17 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia – Tunnel de San Vitale : mesures d'extrusion au front de taille (phase de vérification).
Caserta-Foggia railway line – San Vitale tunnel : extrusion measurements of tunnel face (monitoring phase).

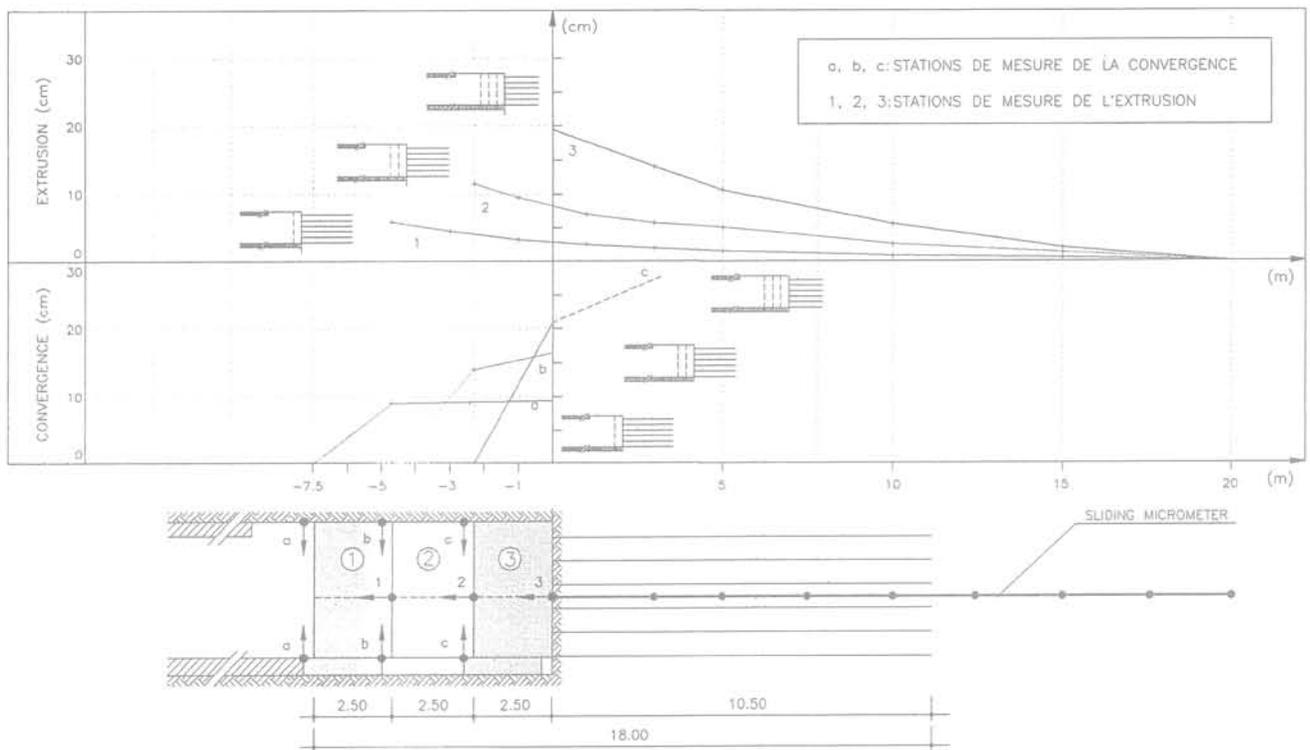


FIG. 18 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia – Tunnel de San Vitale : diagrammes extrusion-convergence en fonction de l'avancement (phase de vérification).
Caserta-Foggia railway line – San Vitale tunnel : extrusion-convergence diagrams as a function of the production (monitoring phase).

(convergences). Elles ont également révélé que les phénomènes de déformation de la cavité peuvent être contrôlés et sensiblement réduits en réglant artificiellement la déformabilité du noyau d'avancement et donc sa rigidité (confinement des extrusions). Ceci est possible grâce à l'exécution d'interventions appropriées de stabilisation dimensionnées et distribuées entre le noyau au front et la cavité, en fonction de la résistance et de la déformabilité du milieu ainsi que de la situation de contrainte existante.

Compte tenu de cela, dans le cas d'un milieu contraint en *domaine élastoplastique* :

- si l'état de contrainte en fonction des caractéristiques du milieu n'est pas trop élevé, il se peut qu'il suffise d'agir exclusivement sur la cavité par des interventions radiales, évitant toute intervention longitudinale sur le noyau d'avancement;
- si l'état de contrainte est élevé, il faudra en revanche agir surtout sur le noyau en le consolidant par des interventions longitudinales, évitant totalement les interventions radiales en aval du front de taille.

Au cas où le milieu serait contraint dans le domaine de rupture, il devient impératif de durcir le noyau d'avancement par des actions de préconfinement de la cavité qui pourront être intégrées à des actions de confinement appropriées en aval du front de taille. A cet égard, les expériences faites (et celles décrites précédemment sont particulièrement significatives) nous recommandent de travailler à l'avancement sur la forme et sur le volume du noyau au moyen de la réalisation d'une couronne de protection de terrain ren-

forcé sur le contour du noyau. Au cours de la réalisation du tunnel de San Vitale, nous avons vu que pour surmonter les problèmes dans des sections particulièrement difficiles, il a été extrêmement utile d'opérer ainsi.

Si cela devait s'avérer insuffisant, il faudrait procéder à des interventions radiales supplémentaires de renforcement sur le contour de la cavité, dimensionnées pour absorber les convergences résiduelles que le noyau, bien que durci, n'est pas en mesure d'empêcher à lui seul.

3

Le noyau d'avancement en tant qu'instrument de stabilisation

Les résultats consécutifs à la recherche peuvent se résumer comme suit :

- dans la première phase de la recherche, nous avons défini trois *typologies fondamentales de déformation* (extrusion du front de taille, préconvergence et convergence de la cavité) et les manifestations d'instabilité qui en découlent (chutes de blocs sous l'effet du poids propre, écaillages, effondrement du front et écrasement de la cavité);
- dans la deuxième phase de la recherche, nous avons obtenu la confirmation expérimentale que tous les phénomènes de déformation (extrusion du front de taille, préconvergence et convergence de la cavité)

ainsi que les manifestations d'instabilité visibles de l'intérieur de la cavité qui en découlent (chutes de blocs sous l'effet du poids propre, écaillages, effondrement du front et écrasement de la cavité) dépendent directement ou indirectement de la rigidité du noyau d'avancement;

– dans la troisième phase de la recherche, nous avons expérimenté qu'il était possible d'utiliser le noyau au front comme un instrument de stabilisation, en agissant artificiellement sur la rigidité du noyau pour contrôler les phénomènes de déformation de la cavité.

Par ailleurs, les résultats de la recherche :

– confirment notre opinion que la réponse en déformation du milieu au cours de l'excavation doit servir de point de référence principal au projeteur de tunnels, à plus forte raison parce qu'elle est l'indice de la formation et de la position de l'effet de voûte par rapport au profil d'excavation, autrement dit de la condition de stabilité atteinte par le tunnel;

– soulignent l'importance de tenir sous contrôle la réponse en déformation du système front de taille-noyau d'avancement au lieu de se limiter au seul contrôle de la cavité, dans la mesure où, comme nous l'avons vu, l'importance des charges agissant à long terme sur le revêtement dépend également de la rigidité du noyau;

– montrent que la réponse en déformation s'amorce en amont du front de taille, à la hauteur du noyau d'avancement et qu'elle évolue en aval, le long de la cavité;

– indiquent clairement l'existence d'un lien direct entre la réponse en déformation du système front de taille-noyau d'avancement et celle de la cavité, dans le sens que cette dernière est la conséquence directe de la première;

– prouvent qu'en agissant sur la rigidité du noyau d'avancement par des interventions de protection et de renforcement, il est possible de contrôler sa déformabilité (extrusion, préconvergence) et par voie de conséquence, de contrôler également la réponse en déformation de la cavité (convergence).

En définitive, les résultats de la recherche permettent de considérer le noyau d'avancement comme un *nouvel instrument de stabilisation* à court et à long terme de la cavité. Un instrument dont la résistance et la déformabilité jouent un rôle déterminant dans la mesure où elles peuvent conditionner l'aspect qui doit préoccuper le plus le projeteur de tunnels, c'est-à-dire le *comportement de la cavité* à l'arrivée du front de taille.

C'est pourquoi, il est permis d'affirmer que le projeteur de tunnels doit, pour être à même de mettre en place un projet capable de garantir la stabilité à court et à long terme de l'ouvrage, concentrer toute son attention sur les phénomènes de contrainte et de déformation du système front de taille-noyau d'avancement, c'est-à-dire sur ses conditions de stabilité.

Il s'ensuit que le comportement du système front de taille-noyau d'avancement peut être adopté comme point de référence pour une standardisation des tunnels, avec en plus, l'avantage de constituer un paramètre conservant sa propre valeur quel que soit le type de terrain et quelle que soit la situation statique.

Dans cette optique, les trois situations fondamentales de contrainte et de déformation du système front de taille-noyau d'avancement définissent également les trois types possibles de comportement de la cavité (Fig. 19) :

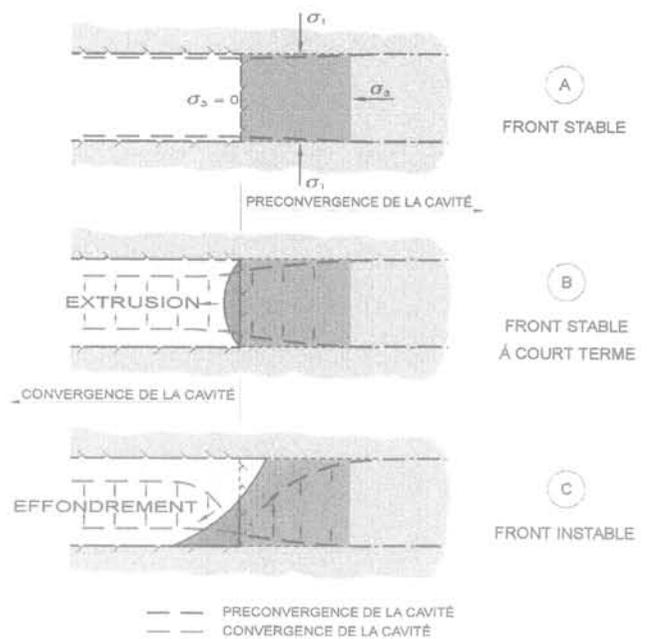


FIG. 19 Définition des catégories de comportement en se référant au noyau du front de taille considéré comme un instrument de stabilisation.

Definition of the behaviour categories, the nuclear of the tunnel face being considered as a stabilisation tool.

- comportement à front stable (catégorie de comportement A);
- comportement à front stable à court terme (catégorie de comportement B);
- comportement à front instable (catégorie de comportement C).

Dans la situation à front stable, la stabilité globale du tunnel est pratiquement assurée, même en l'absence d'interventions de stabilisation. Dans les situations B et C, les résultats de la recherche indiquent que pour éviter les phénomènes d'instabilité du front et donc de la cavité, et pour essayer de revenir à une condition à front stable (A), il faut opérer par des interventions correctement équilibrées entre le front et la cavité et avec une intensité appropriée à la situation de contrainte réelle en fonction des caractéristiques de résistance et de déformabilité du milieu.

Si le système front de taille-noyau d'avancement constitue d'une part le « voyant lumineux » du comportement futur de la cavité et de l'autre, un instrument de stabilisation dans les mains du projeteur, il est nécessaire de pousser aux conséquences extrêmes les connaissances extraordinaires acquises et de développer, au niveau du projet et au niveau de la construction, une approche collant davantage à la réalité par rapport à celles qui ont été utilisées jusqu'ici.

L'approche selon l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, dont les concepts et les informations seront illustrés dans une troisième étude, représente en ce sens la réponse logique et sans équivoque aux résultats de la recherche.

- [1] Kastner H. – *Statik des Tunnel und Stollenbaues*, 1962.
- [2] Rabcewicz L.V. – «The New Austrian Tunnelling Method». *Water Power*, 1969.
- [3] Tamez E. – «Estabilidad de tuneles excavados en suelos». Conferenza presso la Mexican Engineering Academy, Mexico, 1984.
- [4] Kovari K. – «On the Existence of the NATM: Erroneous Concepts behind the New Austrian Tunnelling Method». *Tunnel*, 1/1994.
- [5] Lunardi P. – «Progetto e costruzione di gallerie: presentazione dell'approccio ADECO-RS». ISMES, Programma di istruzione permanente, Bergamo, 14-16 novembre 1988.
- [6] Lombardi G., Amberg W.A. – «Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine». International Congress ISRM, Denver, 1974.
- [7] Lunardi P., Bindi R., Focaraccia. – «Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Études et expériences sur le préconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front». *Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble*, Paris 7-10 février 1989.
- [8] Lunardi P. – «Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo». Convegno Internazionale «Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo», Milan, 18-20 mars 1991.
- [9] Lunardi P., Focaracci A., Giorgi P., Papacella A. – «Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation». International Congress Towards New Worlds in Tunneling, Acapulco, 16-20 mai 1992.
- [10] Lunardi P. – «Glass-resin tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils». SAIE, Seminario The application of Fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering, Bologna, 22 octobre 1993.
- [11] Lunardi P. – «La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble: études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement». Symposium International *Renforcement des sols: expérimentations en vraie grandeur des années quatre-vingt*, Paris 18 novembre 1993, Presses des ponts et chaussées, 1993.
- [12] Lunardi P. – «Présoutènement et préconfinement». *Revue française de géotechnique* n° 80, 1997, p. 17-34.
- [13] Autostrade S.p.A. – «Norme Tecniche d'Appalto», 1992.
- [14] Italferr Sis T.A.V. S.p.A. – «Capitolato di Costruzione Opere Civili», 1992.
- [15] A.N.A.S. – «Capitolato Speciale d'Appalto, Parte II: Norme Tecniche», 1993.

Comportement hydromécanique des fractures naturelles en milieu granitique

Kun SU

Groupement d'intérêt public
pour l'étude des Structures
souterraines de stockage
(GIP-G.3S)

École polytechnique,
91128 Palaiseau Cedex

Résumé

Cette communication présente les résultats des essais hydromécaniques réalisés sur des fractures naturelles d'un granite. Un dispositif spécifique est présenté, permettant d'effectuer dans une cellule triaxiale des essais de cisaillement et de compression sur une fracture colmatée ou non. Sur plusieurs fractures naturelles, les essais mécaniques avec différents chargements sont effectués. Ils sont accompagnés des tests hydrauliques au gaz ou à l'eau. Ainsi, on obtient les propriétés mécaniques et hydrauliques des fractures de même que les paramètres de couplages. Le comportement mécanique des fractures colmatées du granite est plutôt linéaire tant que les fractures sont fermées. La perméabilité hydraulique initiale des fractures colmatées est du même ordre de grandeur que celle du granite sans fracture (10^{-20} m^2). Les propriétés hydrauliques changent significativement lorsque la résistance au cisaillement est atteinte. L'ouverture hydraulique à l'eau est de l'ordre de $10 \mu\text{m}$ une fois la fracture rompue par le cisaillement. On constate que la perméabilité à l'eau des fractures est cinq fois moins élevée que celle au gaz.

Hydromechanical behaviour of natural fractures in a granite formation

Abstract

This paper is devoted to the experimental study of hydromechanical coupled behaviour of natural fractures. A new experimental set up is presented allowing to perform shear and compression test on closed or open discontinuities. The are submitted to different mechanical loadings accompanied hydraulic tests using gaz or water at different stress levels. Both mechanical and hydraulic properties of discontinuities as well as coupled parameters are obtained. It is found that closed fractures of granite have a linear mechanical behavior before their failure. The initial hydraulic permeability of these fractures is of the same order as that of granite without fracture (10^{-20} m^2). Significant change in permeability beyond shear strenght is observed. Hydraulic aperture to water calculated using a cubic law is about $10 \mu\text{m}$ after failure of natural fractures. Furthermore permeability to water is five times less then that to gaz.

Introduction

Les formations cristallines figurent parmi les milieux géologiques étudiés dans nombreux pays pour le stockage de déchets radioactifs. Comme c'est souvent le cas des massifs cristallins, cette formation géologique est caractérisée par des discontinuités essentiellement colmatées à différentes échelles.

Il convient de noter que dans la suite le terme « fracture » est utilisé pour les discontinuités marquées, visibles, avec ou sans remplissage. Ces discontinuités sont étudiées du fait de leur incidence sur l'étanchéité du milieu géologique, car la matrice granitique a une résistance élevée et une très faible perméabilité. Ces propriétés sont-elles susceptibles d'être altérées par suite de sollicitations mécaniques et thermomécaniques ? Cette question constitue l'objet de l'étude présentée.

Revue bibliographique : La rugosité des épontes est une caractéristique importante des fractures. De nombreux auteurs (Gentier *et al.*, 1990 ; Belem *et al.*, 1993 ; Hakami et Barton, 1990 ; Schimmittebuhl *et al.*, 1988) ont étudié la morphologie des épontes des fractures. Diverses techniques de caractérisation de la rugosité ont été employées, parmi lesquelles le variogramme et la densité spectrale de puissance constituent les techniques les plus utilisées. Une différence entre les valeurs de la dimension fractale, calculées à partir de ces deux méthodes, a été remarquée par Huang *et al.* (1991), Belem *et al.* (1993). La simulation de l'écoulement à partir d'images numériques a été étudiée par plusieurs auteurs (Mourzenko *et al.*, 1995 ; Amadei *et al.*, 1994 ; Brown *et al.*, 1987). Mourzenko a réalisé des calculs en 3D afin de modéliser l'écoulement dans une fracture grâce à l'équation de Stokes. L'auteur précise que la différence de débit entre le résultat d'un modèle en 2D et celui en 3D est très grande. Par ailleurs, Didry et Su (1997) ont modélisé les interactions thermo-hydrromécaniques d'une fracture isolée dans un milieu continu régi par un comportement thermo-élastique. Cette étude a permis de hiérarchiser l'importance des différents couplages intervenants.

L'étude expérimentale des fractures a également fait l'objet de nombreux travaux scientifiques initiés par Boussinesq (1868). Lomize (1951) (cité par Gale, 1990), Louis (1969) sont parmi les premiers investigateurs qui ont proposé des équations concrètes pour l'écoulement dans une fracture, à partir des données expérimentales. Des termes de frottement, liés à la rugosité des fractures, sont proposés et introduits dans les expressions de la perméabilité. Une revue bibliographie approfondie sur le comportement hydraulique des fractures a été présentée par Gale (1990). L'influence de la contrainte normale au plan de fracture obtenue par plusieurs auteurs a été analysée. L'auteur constate une déviation de la loi cubique sous forte contrainte normale. D'autre part, l'expérience faite par Witherspoon *et al.* en 1980 a permis de conclure que la linéarité entre le débit et la charge hydraulique reste valable lorsque l'ouverture est supérieure à 4 μm . Sibai *et al.* (1997) ont développé un dispositif permettant de mesurer la pression interstitielle à l'intérieur d'une fracture soumise à des charges hydraulique et mécanique. La distribution non linéaire de la pression des pores dans la fracture a été mise en évidence. La morphologie des fractures joue un rôle essentiel dans la répartition de la pression des pores.

Il est à noter que les études présentées dans les références sont en général réalisées sur des fractures rompues ou préalablement créées par des essais de traction (essai Brésilien, par exemple).

Objet de l'étude : Nos études portent sur le comportement des discontinuités naturelles colmatées à l'état initial. Ces fractures ont été prélevées à partir de sondages dans le granite. Elles présentent une très faible porosité. Un dispositif spécifique a été développé et permet d'effectuer des essais de cisaillement et de compression sur des fractures naturelles. Après une présentation succincte du dispositif, les résultats expérimentaux sont présentés et analysés. Les couplages hydromécaniques et la différence entre la perméabilité au gaz et à l'eau mise en évidence permettent de caractériser le comportement hydromécanique des fractures.

Dispositif expérimental

L'étude expérimentale du comportement mécanique de la fracture se fait, en général, à partir d'une machine de cisaillement. Ce type d'essais peut être réalisé sur des discontinuités orientées dans la direction de l'application du cisaillement. Or, dans notre cas, les discontinuités sont verticales ou sub-verticales et on dispose des échantillons cylindriques issus des sondages dont le diamètre n'excède pas 90 mm. C'est pourquoi, nous avons été amenés à concevoir un autre type d'essai de cisaillement compatible avec les échantillons disponibles et l'orientation des fractures. Cet essai devait en plus permettre d'imposer des sollicitations thermo-hydrromécaniques, ce qui n'est pas en principe le cas des essais de cisaillement traditionnels. Nous avons développé une nouvelle méthode pour procéder à l'essai de cisaillement dans une cellule triaxiale équipée de circuits hydrauliques et de température, en y apportant certaines modifications. La figure 1 illustre le principe du dispositif mis au point.

L'éprouvette se présente sous une forme cylindrique. Une fracture naturelle (ou créée préalablement à l'essai) traverse l'axe de l'éprouvette. On ôte 5 mm à l'une des deux extrémités de chaque moitié de l'éprouvette (Fig. 1). De cette façon, on peut admettre un mouvement relatif entre les deux épontes des fractures. L'éprouvette est gainée et ensuite placée dans une cellule triaxiale (Fig. 2). Le rapprochement des talons, supérieur et inférieur, crée une contrainte de cisaille-

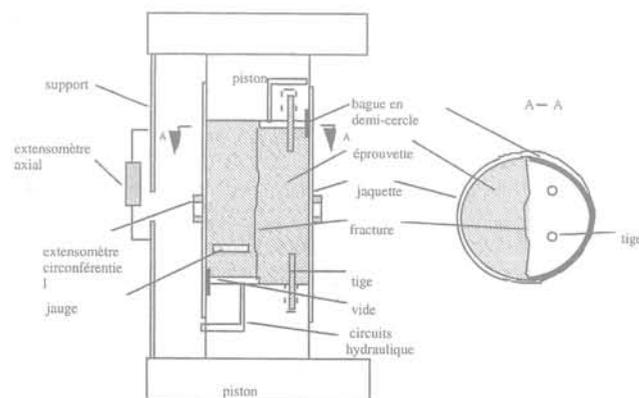


FIG. 1 Dispositif de cisaillement à l'intérieur d'une cellule triaxiale.

Shear test device placed inside a triaxial cell.

ment sur le plan de la fracture. Comme la force est décentrée, un mouvement de basculement a tendance à se produire, rendant l'éprouvette instable. Pour garantir la stabilité de l'éprouvette, quatre tiges en acier sont fixées sur une des deux moitiés de l'éprouvette, dans des trous de 8 mm de diamètre. Ces tiges sont vissées sur les talons. En conséquence, le mouvement horizontal de la demi-éprouvette hébergeant les tiges est bloqué, mais l'autre moitié est libre de son mouvement horizontal. Sur les deux extrémités, deux bagues en demi-cercle spéciales ont également été utilisées afin d'empêcher la pénétration du fluide de confinement dans les extrémités de l'éprouvette.

La méthode de cisaillement adoptée permet d'utiliser les possibilités offertes par la cellule triaxiale à haute pression, à savoir : circuits hydrauliques, dispositifs de mise en température (chauffage de la cellule), pression de confinement (c'est-à-dire la contrainte normale à la fracture), etc.

La cellule (Fig. 2) a été conçue et mise au point par G.3S, et installée sur une presse MTS de 1500 kN de grande rigidité (10^9 N/m). Un système d'asservissement hydraulique précis de la pression de confinement a été conçu également par G.3S pour cette cellule. Il permet d'atteindre une pression de 100 MPa.

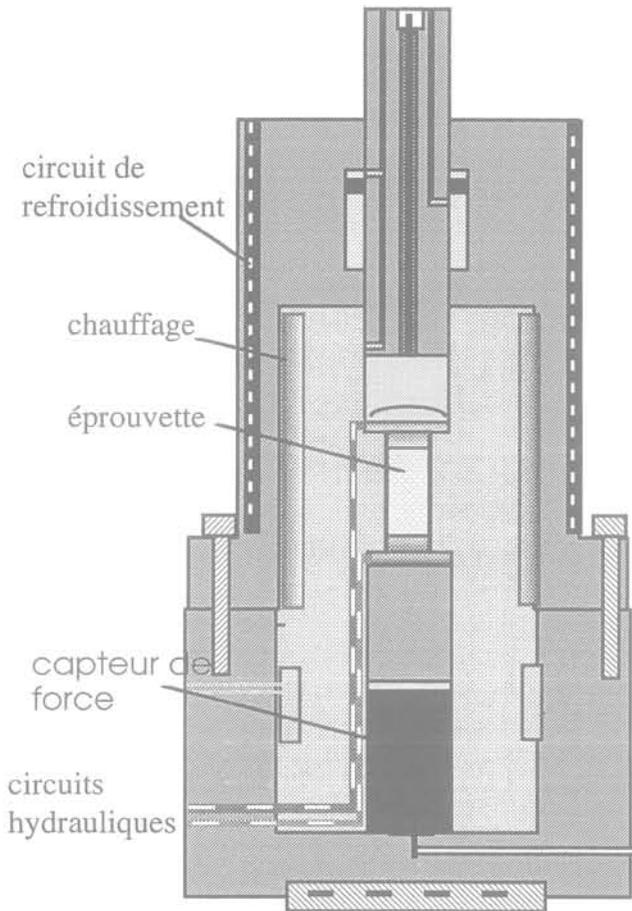


FIG. 2 Schéma simplifié de la cellule triaxiale.
Triaxial cell scheme.

La force axiale peut être complètement indépendante de la pression de confinement. Ainsi, on peut exercer une contrainte normale au plan de fracture sans influencer sur la contrainte de cisaillement.

Les mesures des déformations sont réalisées par des extensomètres MTS placés volontairement sur l'éprouvette à l'intérieur de la cellule. L'extensomètre axial est fixé sur un support permettant de mesurer le déplacement relatif des épontes, tandis que l'extensomètre circonferentiel entoure le périmètre de l'éprouvette par une chaînette, et mesure la variation circonferentielle de l'éprouvette. Les extensomètres ont une résolution meilleure que 10^{-6} en déformation et fonctionnent, sans dérive sous pression élevée (140 MPa) et sous température (200 °C).

Par ailleurs, une jauge de déformation a été collée sur la partie saine de l'éprouvette, permettant ainsi de mesurer la déformation de la matrice du granite. On en déduit la déformation circonferentielle, et on obtient donc la déformation de la fracture.

Il convient de rappeler que les extensomètres doivent être installés sur la gaine, isolant l'échantillon de l'huile de confinement. La mesure des déformations locales est perturbée lorsque la pression de confinement varie. Par ailleurs, une jaquette très fine se perce souvent au cours d'un essai qui demande une longue préparation.

Ainsi, nous sommes contraints d'utiliser une jaquette relativement épaisse de 1,6 mm (en Viton). Pour corriger l'effet de la compressibilité de la jaquette, nous avons effectué sur une éprouvette en acier des essais de compression isotrope. Avec l'hypothèse (justifiée) du comportement isotrope de l'éprouvette, nous pouvons déduire la déformation de la jaquette en se référant à la déformation axiale. De cette manière, une correction a été apportée à la déformation circonferentielle. La formule adoptée de correction pour la déformation latérale est un polynôme d'ordre 2 :

$$\epsilon_{lat} = \epsilon'_{lat} + 2,2977 \cdot 10^{-5} P - 4,9266 \cdot 10^{-8} P^2$$

où P étant la pression de confinement en MPa, ϵ'_{lat} étant la déformation circonferentielle mesurée par l'extensomètre, sans tenir compte de l'effet de la pression.

La figure 3 illustre les déformations axiale et latérale (mesurées et corrigées) de l'éprouvette en acier, en fonction de la pression de confinement pendant un essai de compression isotrope. La déformation latérale corrigée pendant la charge a la même pente que celle de la déformation axiale.

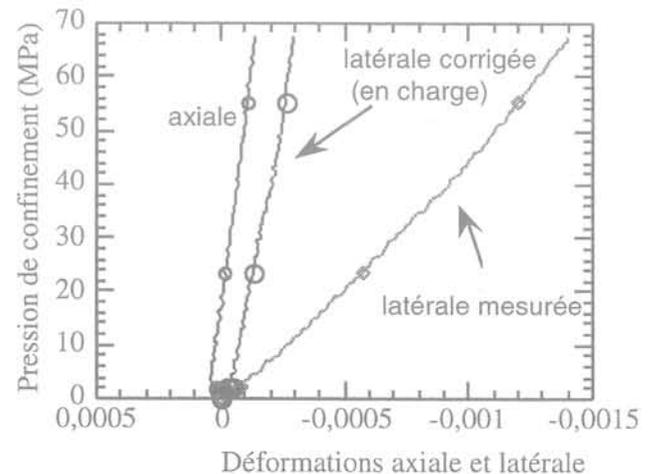


FIG. 3 Correction de l'influence de la pression de confinement sur la mesure de la déformation latérale.
Correction of the jacket effect for the lateral strain measurement.

Procédure des essais

Le montage de l'essai, nous l'avons déjà dit, est relativement complexe et demande un temps de préparation relativement long. Pour les fractures naturelles, l'échantillon se fait rare. Il est donc nécessaire d'adopter une méthodologie adaptée permettant de tirer un maximum d'informations d'un nombre limité d'essais.

Nous avons mis au point une méthodologie constituée par les étapes de chargement suivantes :

a) *Étude de sollicitations normales au plan de fracture et de la perméabilité initiale*

Cette étape consiste à soumettre l'éprouvette à différentes contraintes normales, en maintenant constante la contrainte de cisaillement nulle. On effectue la mesure de la perméabilité à différents niveaux de la contrainte normale. Dans le cas où la perméabilité est très faible, la seule méthode opérationnelle permettant de mesurer la perméabilité de l'éprouvette dans un temps relativement court est une méthode en régime transitoire.

La courbe « contrainte normale-variation de l'ouverture » de la fracture renseigne sur le comportement mécanique dans le sens normal à la fracture. On peut déterminer ainsi la raideur normale. *A priori*, nous ne pouvons pas exercer une contrainte normale au-delà de 20 MPa, car les deux demi-cercles des bagues anti-extrusion ont une résistance mécanique limitée et sont soumis à une traction. L'épaisseur de la bague est aussi limitée, pour des raisons liées au montage de la jaquette.

b) *Étude du comportement au cisaillement d'une fracture et de la variation de la perméabilité au gaz*

Après un cycle de charge-décharge de la contrainte normale, une valeur de contrainte normale est imposée à l'éprouvette. Ensuite, nous imposons aux épontes de la fracture une vitesse de déplacement relatif. A plusieurs niveaux de contrainte de cisaillement, nous mesurons la perméabilité. Une décharge est programmée avant d'atteindre la limite de rupture au cisaillement. Une fois la résistance au cisaillement atteinte, on arrête l'application du cisaillement. Dans ce cas, le débit est suffisant et sa mesure s'avère possible. Alors, on impose deux pressions différentes aux deux extrémités de l'éprouvette et on mesure le débit du gaz par l'intermédiaire d'un débitmètre. Ainsi, on mesure la perméabilité au gaz de la fracture. Cette perméabilité est comparée aux perméabilités à l'eau mesurée dans la suite de l'essai.

Le comportement au cisaillement de fracture peut aussi être déterminé par ce trajet de charge.

c) *Mesure de la perméabilité à l'eau*

Une fois la fracture ouverte par cisaillement, on mesure la perméabilité à l'eau sous différentes pressions d'injection ou de pressions de confinement. On s'intéresse, à ce stade, aux propriétés hydrauliques d'une fracture naturelle ouverte par chargement mécanique.

Analyse des résultats

Trois éprouvettes avec des fractures naturelles plus ou moins parallèles à l'axe de l'échantillon ont été préparées. Rappelons qu'il est difficile de trouver des fractures naturelles parfaitement parallèles à l'axe de

TABLEAU I. Caractéristiques géométriques des fractures naturelles étudiées.
Geometric data of the studied natural fractures.

N° de l'éprouvette	Épaisseur de remplissage (mm)	Angle d'inclinaison (°)
A	2	68
B	3	70
C	1	68

l'éprouvette. Des corrections sont donc nécessaires pour étudier le comportement de la fracture perpendiculaire à ce plan. Le tableau I présente les caractéristiques géométriques des fractures étudiées.

Comportement hydro-mécanique à la compression normale

La figure 4 illustre la courbe de pression de confinement-déformation latérale corrigée de l'éprouvette B (matrice rocheuse + fracture). La déformation est mesurée, comme nous l'avons déjà précisé, à l'aide d'un extensomètre circonférentiel MTS. La pente de la courbe correspond au rapport $E/(1-\nu)$, E et ν étant le module d'Young et le coefficient de Poisson respectivement. Pour cette éprouvette, on obtient une valeur de 38 GPa pour la pente.

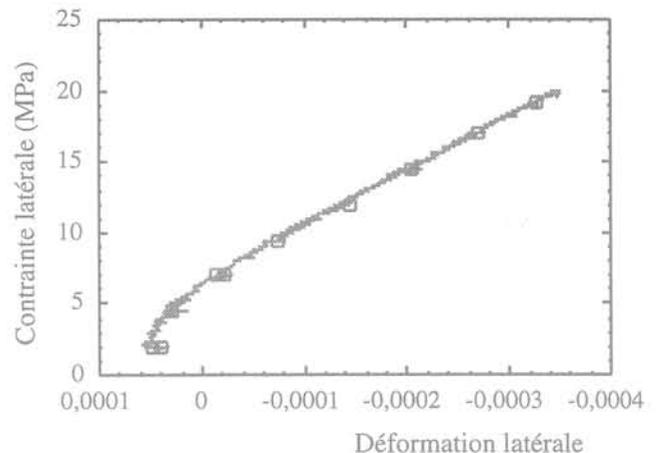


FIG. 4. Déformation latérale de l'éprouvette (roche + fracture).
Lateral strain of the sample.

Sur la figure 5, est reportée la déformation de la matrice rocheuse en fonction de la pression de confinement. Elle est mesurée par une jauge de déformation. La pente de la courbe contrainte-déformation est de 100 GPa.

La différence entre les valeurs des modules mesurés s'explique par la présence de la fracture qui a un faible module de compressibilité. Cette différence permet de déduire la variation de l'ouverture de la fracture en fonction de la pression de confinement. Celle-ci est tracée sur la figure 6.

On constate que la fracture naturelle a un comportement linéaire dans le sens perpendiculaire à son plan jusqu'à 20 MPa de contrainte normale. La non-linéarité

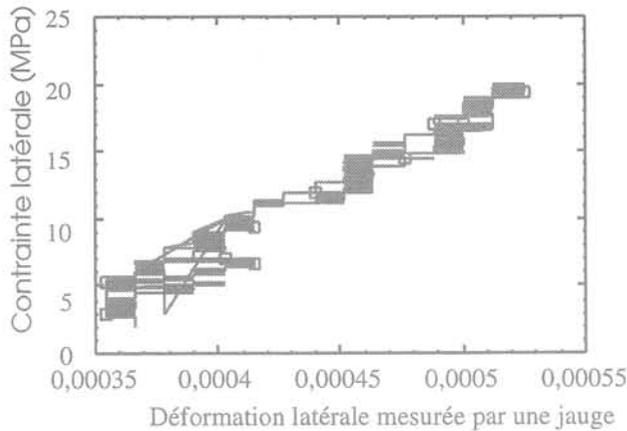


FIG. 5 Déformation de la matrice rocheuse.
Rock matrix strain measurement.

observée au début du chargement est liée à l'effet de la jaquette, et non à la propriété mécanique de la discontinuité. La raideur normale (K_n) de cette fracture naturelle est de 633 GPa/m.

Il s'agit d'une valeur relativement élevée, qui correspond bien à une fracture colmatée. Comme le comportement est linéaire, en connaissant l'épaisseur de la fracture, on peut exprimer simplement le module d'élasticité de cette fracture par la relation ci-dessous :

$$E = K_n \times e \quad (1)$$

avec : e = épaisseur de la fracture, ($e = 3$ mm pour cette fracture).

On obtient ainsi : $E = 1,9$ GPa. Le module de remplissage est environ 50 fois moins élevé que celui de la matrice rocheuse.

Les autres éprouvettes testées manifestent un comportement similaire et les modules de remplissage sont tous de l'ordre de 2 GPa.

Dans la littérature, on trouve souvent une expression non linéaire du comportement normal des fractures ou des joints (Goodman, 1976; Zhao, 1992), tandis que nous avons trouvé un comportement linéaire.

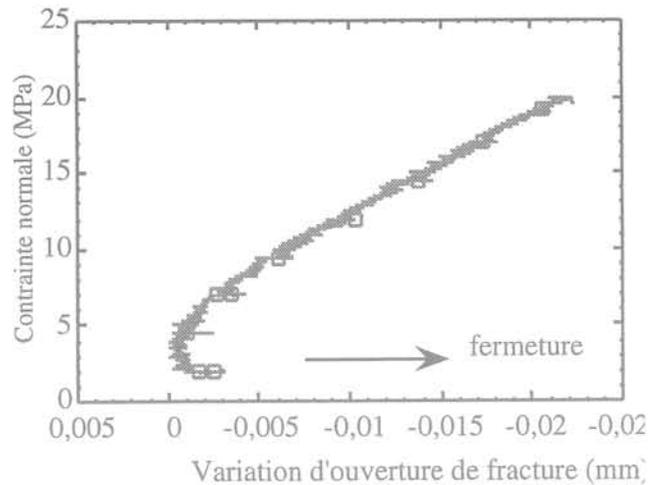


FIG. 6 Variation de l'ouverture de fracture en fonction de la contrainte normale.
Variation of fracture opening as a function of normal stress.

La différence peut être due au fait que, dans notre cas, à la différence des autres, il s'agit de fractures naturelles bien colmatées. Le matériau de remplissage manifeste un comportement élastique linéaire en compression. Par conséquent, le comportement de la fracture est linéaire dans la direction normale à son plan.

La perméabilité initiale de la fracture étant faible, la mesure du débit à ce stade s'avère impossible. Ainsi, nous avons été amenés à utiliser la méthode dite du *Pulse test*. Il s'agit de soumettre l'une des extrémités de l'éprouvette à une pression de gaz contenu dans un réservoir à volume constant. Au fur et à mesure de la pénétration du gaz dans l'éprouvette, la pression du réservoir diminue. La courbe de décroissance de la pression dans le réservoir permet de déterminer la perméabilité. Le détail de cette méthode a été présenté par Su en 1997.

Les figures 7 et 8 illustrent l'évolution de la pression du réservoir en fonction du temps. Comme le montre la figure 7, les essais sont effectués à différents niveaux de

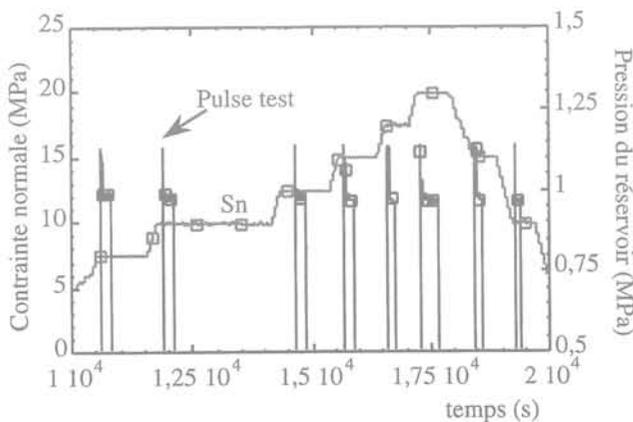


FIG. 7 Pression du réservoir en fonction du temps pour différentes contraintes normales (pas de contrainte de cisaillement).
Pressure in the reservoir as a function of time for different values of normal stress (without shear stress).

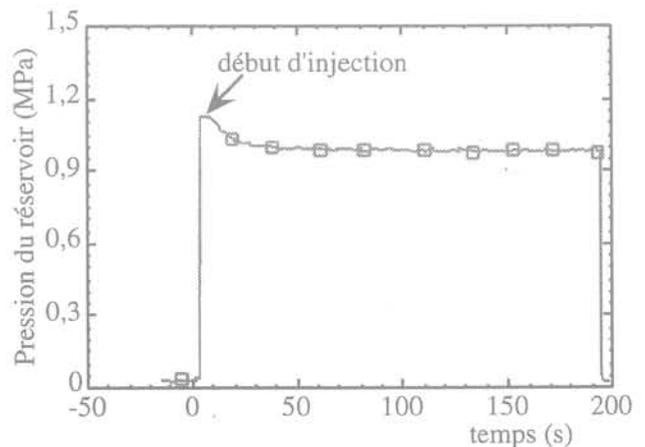


FIG. 8 Pression du réservoir en fonction du temps pour une contrainte normale au plan de fracture de 20 MPa (pas de contrainte de cisaillement).
Pressure in the reservoir as a function of time for a normal stress of 20 MPa (without shear stress).

contrainte normale. La pression du réservoir (connecté au talon inférieur) reste pratiquement constante une fois que le gaz est injecté.

La légère décroissance de la pression en fonction du temps (Fig. 8) signifie que l'éprouvette (fracture + matrice rocheuse) n'est pas strictement imperméable. La perméabilité globale est de l'ordre de 10^{-20} m^2 si l'on compare la courbe avec les abaques numériques établis par Su en 1997. Cette valeur est proche de celle de la perméabilité du granite sans fracture. On peut ainsi conclure que la fracture naturelle colmatée a une perméabilité aussi faible que la matrice sans discontinuité.

4.2

Comportement mécanique des fractures naturelles au cisaillement

Les essais de cisaillement sont effectués avec différentes valeurs de contrainte normale maintenue constante au cours d'un essai. On impose une vitesse de déplacement relatif des épontes de fracture à l'aide d'un extensomètre axial. L'ouverture de la fracture est mesurée avec l'extensomètre circonferentiel. Comme la pression de confinement est constante pendant l'essai de cisaillement, la mesure circonferentielle n'est pas affectée par la pression.

La figure 9 présente la courbe « contrainte de cisaillement-déplacement relatif des épontes de fracture » pendant un essai de cisaillement sur l'éprouvette A, la pression de confinement étant de 5 MPa. On constate que la discontinuité colmatée a un comportement linéaire avant sa rupture (pic au cisaillement). La raideur de cisaillement de cette fracture est de $K_t = 347 \text{ GPa/m}$.

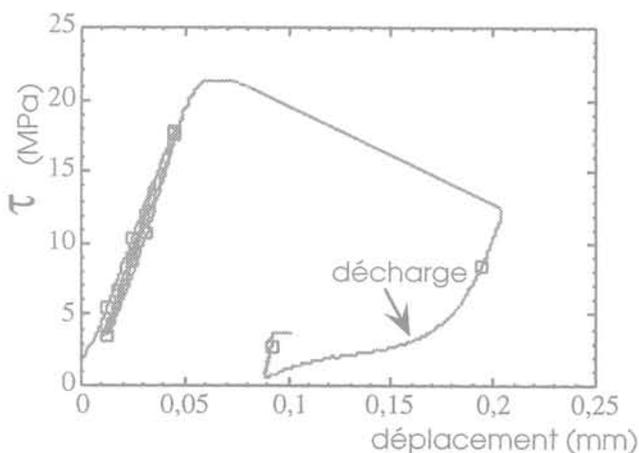


FIG. 9 Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif des épontes de la fracture.
Shear stress versus relative displacement of fracture walls.

Sur la figure 10, est reportée l'évolution de l'ouverture de la fracture pendant un essai de cisaillement. Comme la pression de confinement est constante, toute variation de déplacement circonferentiel est attribuée à la variation d'ouverture de la fracture. La dilatance est très significative. On définit la pente de la courbe de dilatance qui donne l'angle de dilatance d ; nous avons pour cette fracture : $d = 37^\circ$.

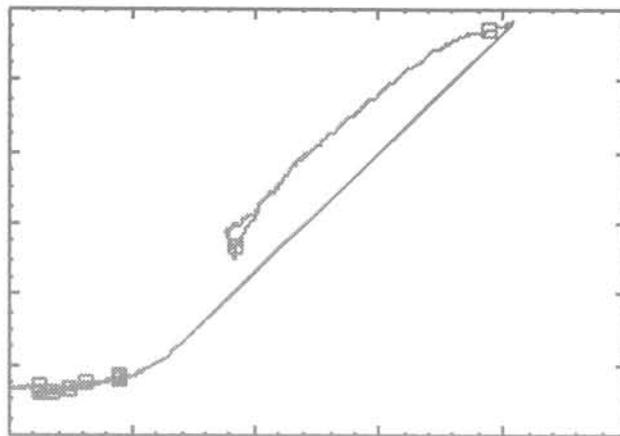


FIG. 10 Variation d'ouverture de la fracture pendant un essai au cisaillement.
Variation of the fracture aperture during a shear test.

Avant la rupture, la dilatance est relativement faible. La figure 11 montre qu'il y a eu seulement $7 \mu\text{m}$ de dilatance dans la phase « élastique » du cisaillement, soit un angle de 8° .

La transition entre cette faible dilatance (8°) de la phase « élastique » et la dilatance associée au comportement post-rupture se fait au moment de la rupture (Fig. 11). Il est évident que l'angle de dilatance devrait tendre vers une valeur nulle quand le déplacement relatif des épontes devient grand. Il faut signaler que le déplacement relatif des épontes de fracture obtenu pendant nos essais de cisaillement est inférieur à 1 mm, valeur probablement trop faible pour permettre d'atteindre la phase de stabilisation de la dilatance de la fracture. La rugosité de la fracture a aussi un rôle important dans la dilatance.

L'angle de dilatance est un paramètre important intervenant dans le couplage hydromécanique. Il exprime l'ouverture mécanique de fracture due au cisaillement.

Le tableau II résume les résultats des essais de cisaillement sur les trois fractures naturelles étudiées, la raideur de cisaillement n'apparaît pas très sensible à l'épaisseur de la fracture.

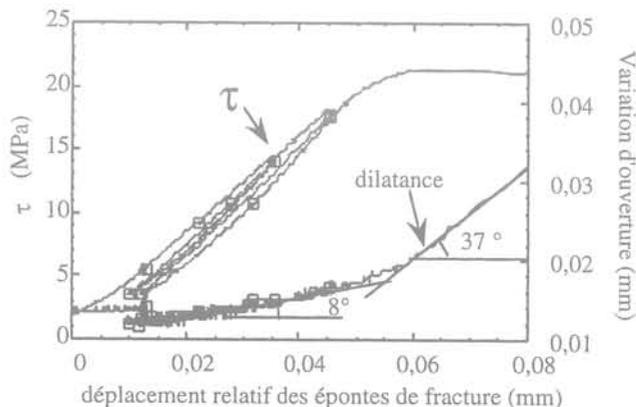


FIG. 11 Dilatance de la fracture pendant la phase élastique au cisaillement.
Dilatancy of the fracture in the elastic phase during a shear test.

TABEAU II Résultats des essais de cisaillement.
Results of shear tests.

N° d'éprouvette	Épaisseur de la fracture (mm)	Raideur tangentielle (GPa/m)	Contrainte normale (MPa)	Résistance au cisaillement (MPa)	Angle de dilataance avant/après la rupture (°)	Déplacement à la rupture (mm)
A	2	347	5	21,5	8/37	0,07
B	3	388	10	38	8/37	0,13
C	1	555	15	42	7/36	0,07

4.3

Comportement hydraulique au gaz et à l'eau des fractures naturelles soumises au cisaillement

Au cours de l'essai de cisaillement, des mesures de perméabilité par la méthode du *Pulse test* sont effectuées à différents niveaux de cisaillement jusqu'à la rupture. Nous ne constatons aucune variation significative de la conductivité hydraulique de la fracture avant la rupture. Pourtant nous avons observé, grâce à la mesure à l'extensomètre circonferentiel, qu'il existe bien des dilatances de la fracture. Ceci s'explique par le fait que cette dilataance (quelques microns) n'est pas suffisante pour provoquer une percolation significative.

Une fois la fracture rompue, la mesure de la perméabilité au gaz montre que tout à fait naturellement le fluide passe bien à travers la fracture. Sur l'éprouvette B, nous avons réalisé des mesures de la perméabilité au gaz suivies par des mesures à l'eau. Le gaz utilisé était de l'azote. Nous avons mesuré le débit du gaz en contrôlant la différence des pressions entre les talons supérieur et inférieur.

En connaissant le débit et le gradient, il est intéressant de calculer l'ouverture hydraulique de la fracture qui est un paramètre clé caractérisant les propriétés hydrauliques des fractures. Pour déterminer cette ouverture au gaz de fracture, deux hypothèses simplificatrices sont faites, à savoir :

H₁ : La géométrie de fracture est assimilée à deux plaques parallèles avec une ouverture uniforme ;

H₂ : Localement, la vitesse moyenne du gaz est régie par la loi de Poiseuille :

$$V = \frac{e^2}{12\mu} \frac{dP}{dx} \quad (2)$$

où : P la pression (Pa) ;

e l'ouverture hydraulique (m) ;

μ la viscosité dynamique (Pa s).

Alors, l'équation de la conservation de masse en régime stationnaire, conduit à la relation suivante :

$$\frac{d}{dx} (\rho V) = 0 \quad (3)$$

soit :
$$\frac{d}{dx} \left\{ \rho \frac{e^2}{12\mu} \frac{dP}{dx} \right\} = 0 \quad (4)$$

ρ est la masse volumique de l'azote ; elle est déterminée par l'équation d'état :

$$\rho = \frac{\rho_0}{P_0} P \quad (5)$$

ρ₀ et P₀ sont respectivement la masse volumique et la pression de référence, pour l'azote ρ₀ = 1,1639 kg/m³ et P₀ = 0,1 MPa.

Pour une fracture de longueur L avec deux pressions distinctes P₁ (x = 0) et P₂ (x = L) imposées respectivement sur les deux extrémités, la solution de la pression s'écrit :

$$P = \sqrt{\frac{P_2^2 - P_1^2}{L} x + P_1^2} \quad (6)$$

Le flux volumique (m³/s) traversant la fracture est égal à :

$$\varnothing = \frac{e^3}{24\mu P_0} \frac{(P_2^2 - P_1^2)}{L} D \quad (7)$$

avec : D largeur de la fracture.

Donc en connaissant le débit, on peut calculer l'ouverture hydraulique e :

$$e = \sqrt[3]{\frac{24\mu P_0 L \varnothing}{(P_2^2 - P_1^2) D}} \quad (8)$$

Le tableau III présente les résultats des mesures de perméabilité au gaz dans la phase post-rupture du comportement au cisaillement. On constate que l'ouverture hydraulique au gaz est de l'ordre de 20 μm quand la contrainte normale est de 2 MPa. Par ailleurs, la variation du gradient de pression et de la pression d'injection ne modifie pas significativement l'ouverture hydraulique. Cela signifie que la relation (7) s'applique, et que les hypothèses prises sont justifiées. L'ouverture mécanique à ce stade est de 300 μm. Le rapport entre l'ouverture hydraulique et l'ouverture mécanique est de 0,07.

L'étape suivante consiste à mesurer la perméabilité à l'eau au lieu du gaz. La contrainte normale est maintenue à 2 MPa. Le débit est contrôlé par la mesure de la masse d'eau évacuée par minute. On admet à nouveau la loi cubique et l'incompressibilité du fluide. Dans ce cas l'ouverture hydraulique à l'eau peut être déduite de la relation suivante :

$$e = \sqrt[3]{\frac{12 Q \mu L}{\Delta P D}} \quad (9)$$

TABEAU III Résultats des mesures de la perméabilité au gaz.
Results of permeability measurements to gas.

Mesure	Pression du confinement (MPa)	$(P_2 - P_1) \cdot 10^5$ (Pa)	$P_2 \cdot 10^5$ (Pa)	Q (cm ³ /s)	Ouverture hydraulique (μm)
1	2	0,34	2,3	1	18
2	2	0,17	4,8	1	17
3	2	0,195	10,7	3	18
4	2	0,22	13,4	4,17	18

où : Q est le débit volumique, m³/s, μ est la viscosité dynamique de l'eau Pa s.

Le tableau IV résume les résultats des mesures de la perméabilité à l'eau. On constate que l'ouverture hydraulique à l'eau est cinq fois moins importante que celle au gaz, cette dernière est seulement de l'ordre de 4 μm. Cette différence est probablement liée aux effets suivants :

- par cisaillement, le remplissage de la fracture est broyé et devient un matériau poreux. Ce matériau, initialement sec, devient saturé ou partiellement saturé à l'eau sous l'effet d'injection de l'eau. Les particules de remplissage peuvent être transportées par l'eau et boucher plus loin les canaux de circulation ;
- la taille des pores créés dans la fracture est extrêmement petite. Par le fait que la taille moléculaire de gaz est inférieure à celle de l'eau, alors certains canaux sont probablement inaccessibles à l'eau, mais accessibles au gaz ;
- il est possible qu'il existe des réactions chimiques entre l'eau et certains minéraux de remplissage. On constate, après l'essai, que le matériau de remplissage se transforme en une sorte de pâte. Ainsi la circulation de l'eau peut être bloquée, ce qui a été observé sur une éprouvette.

Une analyse diffractométrique aux rayons X sur le matériau de remplissage broyé par le cisaillement a été effectuée. Le résultat montre que le remplissage de la fracture est constitué presque, exclusivement de trois phases cristallines, le quartz, la calcite et un minéral phylliteux, sans doute le chlorite. Des études supplémentaires sont nécessaires pour apprécier l'ampleur des effets chimiques éventuels.

TABEAU IV Résultats des mesures de la perméabilité à l'eau sur l'éprouvette B.
Results of permeability measurement to gas obtained on the sample B.

Étape	Contrainte normale (MPa)	Pression d'entrée (MPa)	Q (cm ³ /s)	Ouverture hydraulique (μm)
1	2	1,37	0,0047	4,3
2	2	0,81	0,0020	3,8
3	2	0,51	0,00017	2,0
4	2	0,49	0,0013	4,0
5	2	0,84	0,0048	5,1
6	2	1,44	0,0050	4,3
7	2	1,6	0,0123	4,1

La variation de la pression interstitielle n'a pas d'influence significative sur l'ouverture hydraulique. Quand la pression d'injection passe de 0,49 MPa à 1,6 MPa, le débit augmente proportionnellement, mais l'ouverture hydraulique déduite reste pratiquement la même.

Sur l'éprouvette A, l'ouverture hydraulique à l'eau est de l'ordre 9 μm. Au début de l'essai hydraulique, la perméabilité de la fracture est nulle. La circulation est bloquée. Il a fallu que l'on modifie la contrainte normale et la pression d'injection pour établir une circulation. On constate que la relation linéaire entre le débit et la pression d'injection est maintenue, pourvu que la contrainte normale soit égale à 2 MPa (Fig. 12). L'augmentation de la pression d'injection n'a pas entraîné une ouverture hydraulique de la fracture. Pourtant l'extensomètre circonférentiel enregistre une variation d'ouverture de l'ordre de 20 μm pour une variation de la pression d'injection de 1 MPa. Cela signifie que cette ouverture mécanique ne s'est pas répercutée sur l'ouverture hydraulique.

Quand la contrainte normale augmente à 3 MPa, la relation linéaire « débit-pression d'injection » n'est plus linéaire (Fig. 12). L'augmentation de la pression d'injection entraîne une variation de l'ouverture hydraulique.

Ces différents types du comportement hydraulique observés sur une même fracture montrent combien le couplage hydromécanique dans les fractures naturelles initialement colmatées peut être complexe.

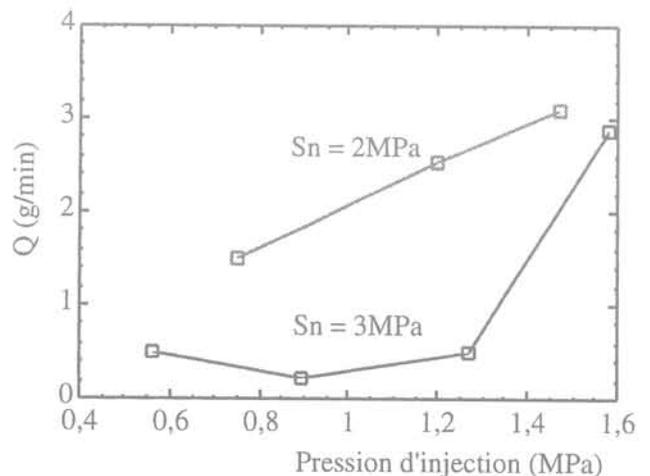


FIG. 12 Relation entre le débit massique et la pression d'injection (éprouvette A).
Plot of flow rate versus pressure of injection (sample A).

Conclusion

Les essais hydromécaniques réalisés sur les discontinuités colmatées du granite ont apporté des résultats nouveaux et originaux sur le comportement hydraulique et le couplage hydro-mécanique de ce type de discontinuités.

Le comportement mécanique de ces discontinuités colmatées est linéaire avant la rupture au cisaillement. Le module d'élasticité du matériau de remplissage de ces discontinuités est de l'ordre de 2 GPa. La raideur normale des fractures colmatées varie linéairement avec l'épaisseur de ces discontinuités. La raideur tangentielle des discontinuités colmatées n'est pas sensible à l'épaisseur et reste voisine de 400 GPa/m. La rupture des discontinuités colmatées intervient lorsque le déplacement relatif des épontes de la fracture atteint 70 à 130 μm . L'angle de dilatance après la rupture est de l'ordre de 37°. Dans la phase avant la rupture, cet angle est de l'ordre de 8°.

La perméabilité initiale des fractures naturelles étudiées est très faible. Elle est du même ordre de grandeur que celle de la matrice rocheuse. Avant la rupture au cisaillement aucune augmentation significative de la perméabilité n'est constatée.

La rupture des discontinuités entraîne une augmentation significative de l'ouverture hydraulique. Cette ouverture est de l'ordre de 10 μm . Le rapport de l'ouverture hydraulique sur l'ouverture mécanique est de l'ordre de 7 %. La circulation de l'eau dans une fracture naturelle après rupture est sensiblement liée à la nature du matériau de remplissage et à l'écrasement de ce matériau par le cisaillement. La circulation du fluide peut être bloquée par la présence de petites particules créées par la rupture. L'ouverture hydraulique à l'eau des fractures est cinq fois moins élevée que celle au gaz.

L'analyse de la rugosité des fractures naturelles et de son influence sur le comportement hydraulique des fractures est en cours et sera complétée ultérieurement. Une autre perspective intéressante est l'interprétation poussée des résultats disponibles à partir d'une modélisation hydro-mécanique couplée, si possible à trois dimensions.

REMERCIEMENTS

Cette recherche a été entreprise avec le soutien et la collaboration de l'Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs (ANDRA). Qu'elle soit assurée de notre gratitude.

Bibliographie

- Amadei B., Illangasekare T.A. – « Mathematical Model for Flow and Solute Transport in Non-homogeneous Rock Fractures ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* vol. 31, n°6, 1994, p. 719-731.
- Belem T., Homand F., Sabbadini S. – « Influence of Morphology Discontinuities on Shear Behaviour ». Colloque franco-polonais, Nancy, 15-19 nov. 1993, p. 153-162.
- Boussinesq J. – « Mémoire sur l'influence des frottements dans les mouvements réguliers des fluides ». *J. Math. Pure Appl. Ser. 2*, 13, 1868, p. 377-424.
- Brown S.R., Scholz C.H. – « Broad Bandwidth Study of the Topography of Natural Rock Surfaces ». *Journal of Geophysical Research* vol. 90, n° B14, 1985, p. 12575-12582.
- Brown S.R. – « Fluid Flow Through Rock Joints: The Effect of Surface Roughness ». *Journal of Geophysical Research* vol. 92, n° B2, 1987, p. 1337-1347.
- Didry O., Su K. – « Assessment of thermo-hydraulic interactions for a fractured rock using a finite difference method ». EUROCK'96, Torino, Italy, September 2-5, 1996, p. 1379-1386.
- Gale J. – « Hydraulic behaviour of rock joints ». *Proc. Int. Symp. on Rock Joints*, Leon Norway, 1990, p. 351-362.
- Gentier S., Riss J. – « Quantitative description and modelling of joints morphology ». *Proc. Int. Symp. on Rock Joints*, Leon Norway, 1990, p. 375-382.
- Goodman R.E. – *Methods of geological engineering in discontinuous rock*. West Publishing Comp., 1976.
- Hakami H., Barton N. – « Aperture measurements and flow experiments using transparent replicas ». *Proc. Int. Symp. on Rock Joints*, Leon Norway, 1990, p. 383-390.
- Huang S.L., Speck R.C., Oelfke S.M. – « Fractal Characterization and Modeling of Natural Rock Joint. Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science ». 32nd U.S. Symposium of Rock Mechanics, Oklahoma, 1991, p. 1125-1134.
- Louis C. – « A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses ». *Rock mechanics research report*, Imperial college, n° 10, 1969.
- Mourzenko V.V., Thovert J.-F., Adler P.M. – « Permeability of a Single Fracture. Validity of the Reynolds Equation ». *J. Phys. II France* 5, 1995, p. 465-482.
- Okubo G.P., Aki K. – « Fractal Geometric in the San Andreas Fault System ». *Journal of Geophysical Research* vol. 92, n° B1, 1987, p. 345-355.
- Schmittbuhl J., Vilotte J.-P., Roux S. – « Percolation through self-affine surfaces ». *J. Phys. A. Math. Gen.* 26, 1993, p. 6115-6133.
- Sibai M., Haji Sotoudeh M., Henry J.-P. – « Étude expérimentale du couplage hydromécanique de joints rocheux ». *Revue française de géotechnique*, n° 81, 1997, p. 33-39.
- Su K., Hoteit N. – « Mechanical characterization of an underground laboratory site in granite ». *Proceedings of the 9th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Wuhan, China, 2-7 November 1997.
- Su K. – « Étude expérimentale de l'endommagement et de la fracturation du granite de la Vienne ». Rapport pour l'ANDRA BRP0G3S 97-004, 1997.
- Witherspoon P.A., Wang J.S.Y., Iwai K., Gale J.E. – « Valid of Cubic Law for Fluid Flow in a Deformable Rock Fracture ». *Water Resources Research* vol. 16, n° 6, 1980, p. 1016-1024.
- Zhao J., Brown E.T. – « Hydro-thermomechanical properties of joints in the Carrmenellis granite ». *Publication Quarterly Journ. of Eng. geology*, 25, 1992, p. 279-290.

Calcul à la rupture appliqué à la coupe de géomatériaux

N. CHALLAMEL

CGES-ENSMP,
35, rue Saint-Honoré,
77300 Fontainebleau

Résumé

Cet article a pour objet l'étude du chargement maximal d'un géomatériau sollicité par un outil de coupe. L'analyse est menée en utilisant le formalisme du calcul à la rupture dans le cadre des déformations planes. Le critère de Coulomb est choisi comme critère de rupture du matériau et l'interface est supposée régie par le critère de frottement sec. L'action du poinçon orienté rigide idéalisant l'outil peut être réduite à trois paramètres de chargement. L'utilisation du calcul à la rupture permet d'encadrer la frontière des chargements extrêmes dans l'espace des chargements. Nous caractérisons exactement cette frontière en donnant la solution complète dans une certaine plage de paramètres et montrons alors que cette frontière est identique à celle pour laquelle le critère est tronqué en traction. En dehors, nous définissons seulement une région l'encadrant.

Mots clés : calcul à la rupture, coupe de géomatériaux, chargement à trois paramètres, critère de Coulomb, interface de Coulomb, solution complète.

Yield design applied to geomaterial cutting

Abstract

This paper sets out to determine the maximal loading of a geomaterial subjected to the action of a cutting tool. The analysis is conducted within the framework of the yield design theory, where plane strain conditions are adopted. The Coulomb criterion is chosen to describe the failure of the material and the interface is assumed to be governed by the dry friction criterion. The tool is modelled as an oriented rigid wedge and its action can be reduced to a loading defined with three parameters. The use of yield design allows to enclose the boundary of the extreme loading. We characterize precisely this boundary, giving the complete solution for a certain range of loading parameters and therefore show, that this boundary is identical to the one for which the criterion is truncated in tension. Outside this range of parameters, we only define an enclosing region in the loading space.

Key words : yield design, geomaterial cutting, three parameters loading, Coulomb criterion, Coulomb interface, complete solution.

Introduction

Cette présentation porte sur l'étude de stabilité ou d'instabilité d'une saignée creusée parallèlement à (Oz), de hauteur h , chargée par un poinçon incliné frottant. L'objet de cette présentation est de définir des conditions de rupture du matériau chargé comme tel. Les applications d'une telle étude concernent la coupe dans son contexte le plus large, que ce soit la taille des roches (application au forage ou à l'abattage mécanique en général) ou le formage des métaux. Nous orienterons toutefois le travail vers les géomatériaux afin de cibler plus précisément la terminologie. En forage pétrolier par exemple, cette étude permet de quantifier la sollicitation subie par chaque élément de coupe d'un outil de type PDC (Polycristalline Diamond Compact) pour une cinématique donnée. L'intégration de ces actions élémentaires évalue ainsi la résultante au niveau de l'outil, chargement déterminant pour la réponse de la structure foreuse.

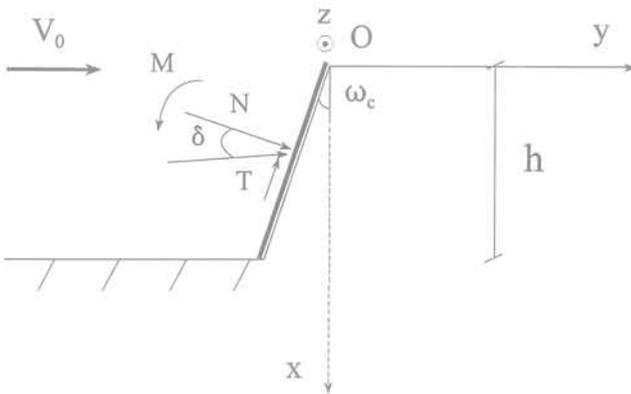


FIG. 1 Définition du problème.
Statement of the problem.

Le matériau constitutif est homogène et isotrope. La largeur de la saignée selon (Oz) est supposée grande devant h afin de se restreindre à un calcul en déformations planes. L'analyse est menée dans un cadre quasi statistique pour une configuration géométrique invariante ou suffisamment faible pour ne pas changer la nature du chargement. Le poids propre étant négligé, le chargement du système est constitué uniquement par l'interaction taillant-roche (Fig. 1). Le système est donc régi par des conditions cinématiques au niveau du front de coupe, modélisées par un poinçon orienté, d'angle de coupe ω_c , supposé infiniment rigide. Le poinçon se déplace en translation parallèle à (Oy) à la vitesse V_0 . La résultante de l'action du taillant est réduite de manière unique au centre de la saignée aboutissant ainsi à un chargement à trois paramètres (N, T, M), éléments de réduction du torseur des efforts appliqués par le poinçon sur le massif.

En application directe de la théorie du calcul à la rupture, l'analyse de stabilité de la saignée consiste à déterminer en fonction des paramètres du système, le domaine K de chargement potentiellement supportable

par la structure rocheuse dans l'espace (N, T, M) à partir des critères de rupture du matériau.

Formalisme du calcul à la rupture

Le critère linéaire de Coulomb est choisi comme critère de rupture, décrivant assez fidèlement la rupture de certains géomatériaux. Ce critère utilise deux paramètres : la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ . Fonction des seules contraintes principales pour un matériau isotrope, il s'écrit dans ce formalisme en tout point :

$$f(\underline{\sigma}) = \sigma_1(1 + \sin\phi) - \sigma_3(1 - \sin\phi) - 2C\cos\phi \leq 0 \quad (1)$$

avec $\sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1$

où $\sigma \leq 0$ correspond ici à une compression. Le nombre de traits sous chaque variable symbolise l'ordre du tenseur de la grandeur considérée. Nous supposons, en outre, que la contrainte principale intermédiaire est la contrainte orthogonale au plan de déformation, ne l'introduisant pas ainsi explicitement dans le critère de rupture.

L'interface entre le taillant et la roche est régie par le critère de frottement sec de Coulomb d'angle ψ . On désigne par σ la contrainte normale et τ , la contrainte de cisaillement sur la facette de contact taillant-roche. Le critère d'interface s'écrit :

$$g(\tau, \sigma) = |\tau| + \sigma \tan\psi \leq 0 \quad (2)$$

En reprenant l'étude tribologique de Wojtanowicz (1995) appliquée à l'interface entre un taillant de forage et la roche, ψ , peu sensible aux roches testées est en général borné supérieurement par 10° et est donc bien inférieur aux angles de frottement interne de maintes roches. Ce coefficient tend de plus à s'abaisser avec la vitesse et avec la lubrification (engendrée pour le forage par la boue). Le critère d'interface est alors uniquement conditionné par la loi de frottement sec de Coulomb.

Explicitons le principe fondamental du calcul à la rupture en définissant tout d'abord la terminologie. Le champ de contrainte $\underline{\sigma}$ est dit compatible avec les critères de rupture s'il vérifie (1) en tout point du volume et (2) à l'interface. Un champ est dit Statistiquement Admissible (SA) s'il vérifie les conditions aux limites sur les contraintes et les équations de l'équilibre.

Tous les raisonnements que nous trouverons par la suite sont issus de la proposition logique :

$\exists \underline{\sigma}$ SA équilibrant le chargement (N, T, M) et compatible avec les critères de rupture \Leftrightarrow (N, T, M) \in K.

Deux types d'approches sont envisageables pour encadrer la frontière de K, surface des chargements extrêmes. L'approche de cette frontière qui définit la limite de stabilité potentielle du système dans la géométrie fixée peut se construire par l'intérieur ou par l'extérieur, qui encadre respectivement le domaine par défaut et par excès. Les deux méthodes sont donc nécessairement complémentaires, et l'utilisation exclusive d'une des approches est difficilement exploitable.

Historiquement, les premiers résultats concernant l'encadrement de la frontière de K pour ce mode de chargement sont obtenus dans les années 40 par Merchant (1944), en application à la coupe des métaux. Ces travaux en liaison avec l'effort industriel conséquent

des États-Unis durant la Deuxième Guerre mondiale, s'inspirent de la méthode du prisme de Coulomb, écrite à la fin du XVIII^e siècle, équivalente à une approche cinématique par bloc rigide. Merchant définit ainsi une première borne extérieure (la frontière surfacique de K dans (N, T, M) est réduite à un point pour $M = 0$ et en supposant une hypothèse de glissement à l'interface taillant roche). L'encadrement de la frontière générale pour $M = 0$ (comprenant en particulier celui du point obtenu par Merchant) est toutefois amélioré dans les années 70 par Nguyen Minh (1975), utilisant alors la méthode cinématique des caractéristiques, en s'inspirant du problème du poinçonnement (voir par exemple Sokolovsky, 1965 ou Pariseau and Fairhurst, 1967). Les travaux de Lebrun (1978), puis de Sellami s'attachèrent à élargir la méthode du prisme de Coulomb à une configuration tridimensionnelle. Bien que l'hypothèse des déformations planes puisse être discutée dans certaines configurations de coupe, l'encadrement de la frontière de K en déformations planes est un problème encore largement ouvert jusqu'alors. C'est donc ce cadre de réflexion que nous choisissons dans cette étude. Nous montrons que nous pouvons compléter la frontière cinématique par les caractéristiques par une approche statique, dans certains cas et donnons une formulation générale de la surface de chargement potentiellement supportable ou d'un pavé l'encadrant.

Nous définirons d'abord le domaine de chargement potentiellement supportable pour $M = 0$ et l'étendrons au cas $M \neq 0$ par la méthode de la largeur de poinçon réduite (voir par exemple Salençon et Pecker, 1995). Nous nous intéressons dans un premier temps à l'encadrement par défaut de la frontière de chargement potentiellement supportable, appelée aussi approche statique.

3

Approche statique

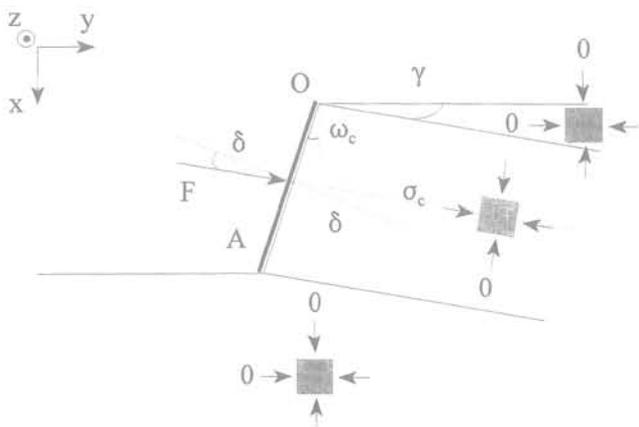


FIG. 2 Solution champ constant par morceaux. Static solution with a discontinuous stress field.

L'objet est d'exhiber un champ de contrainte qui équilibre le chargement du poinçon, champ qui soit SA et qui soit compatible avec les critères de rupture. La méthode générale consiste à diviser le volume de la structure continue en sous-domaines élémentaires sur lesquels on définit le champ de contrainte désiré. Ces champs vont être construits analytiquement de

manière simple, constants par morceaux, ou continus (par la méthode des caractéristiques).

3.1

Solution champ constant par morceaux

Les champs de contraintes sont illustrés ici par leurs axes principaux. Le volume total est partitionné en trois sous-domaines dont deux en contact avec les surfaces libres pour lesquels le champ de contrainte est identiquement nul (Fig. 2). Le dernier domaine est caractérisé par une bande de champ uniforme. Ce champ atteint le critère de rupture et sa contrainte principale majeure est nulle. σ_c , égal à $-\frac{2C\cos\Phi}{1-\sin\Phi}$, désigne ici la résistance à la compression simple. Par construction, ce champ pourra répondre aux conditions limites sur la facette de contact OA par détermination de l'orientation de cette bande. Un tel champ est solution du problème si $\gamma = \omega_c - \delta \geq 0$. Pour $\delta \geq 0$, cette construction n'est valable que pour une certaine plage de valeurs de l'angle de coupe. La recherche d'une frontière pour $\delta \in [-\psi, \psi]$ avec ce champ impose $\omega_c - \psi \geq 0$. Autrement dit, si cette dernière condition n'est pas remplie, la construction ne sera valable que sur une portion du domaine que nous cherchons à couvrir. Le champ de contrainte construit dans tout le volume, constant par morceaux, est ainsi statistiquement admissible et compatible avec les critères de rupture.

$$\begin{cases} N(\delta) = h \frac{2C\cos\phi}{1-\sin\phi} \frac{\cos\delta}{\cos\omega_c} \cos\delta \\ T(\delta) = h \frac{2C\cos\phi}{1-\sin\phi} \frac{\cos\delta}{\cos\omega_c} \sin\delta \\ M = 0 \end{cases} \quad (3)$$

Le domaine défini par la frontière décrite par les équations ci-dessous, est alors intérieur à K. Cet encadrement de la frontière réelle peut être nettement amélioré pour $\delta \geq 0$ en utilisant la méthode des caractéristiques qui permet de faire varier continûment la direction des contraintes principales pour un champ qui atteint le critère en tout point.

3.2

Méthode des caractéristiques

On partitionne de même le domaine total en sous-domaines élémentaires (Fig. 3). Pour un de ces domaines (cône de base OE), le champ de contraintes est partiellement construit à l'aide de la méthode des caractéristiques. En écrivant les équations de l'équilibre et le critère de rupture atteint en tout point de la zone considérée, nous aboutissons à la résolution d'un système hyperbolique quasi linéaire aux dérivées partielles. Le long de lignes caractéristiques appelées classiquement α et β , le système se réduit à une différentielle ordinaire. La démonstration dans notre configuration s'inspire largement du problème de la butée d'une paroi lisse sur un massif plastique pour le critère de Tresca (Salençon, 1972), puis étendu au critère de Coulomb (Salençon, 1973). Des techniques de prolongement du champ sont décrites par Bishop (1953) ou Shield (1954) pour le critère de Tresca.

La construction dans tout le domaine s'effectue en deux temps (Fig. 3). D'abord, le champ de Prandtl de base OE et d'ouverture Ω est prolongé à l'aide de la méthode de Shield, dont la démonstration est donnée pour le matériau de Coulomb par Salençon (1973) pour un domaine de variation d'angle de frottement interne qui englobe largement le domaine concerné par la plupart des roches ($\phi \leq 76^\circ$). Ceci nous définit donc un secteur angulaire d'ouverture 2Ω (et $\Omega \leq \omega_c$) à la frontière duquel le champ de contrainte est identiquement nul. Le champ de contrainte dans le triangle OAE, d'angle au sommet $\omega_c - \Omega$, est uniforme et continu à la frontière OE. Il est alors possible de compléter ce champ à partir de la frontière AE, par une bande de champ constant uniforme, discontinu à la frontière AE, de contrainte principale majeure nulle. Un tel champ est compatible avec le critère de Coulomb si $\sigma_1 \geq \sigma_c$, soit la condition :

$$e^{2\Omega \tan \phi} \leq \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4)$$

Cette condition est en général remplie et est d'autant moins pénalisante que l'angle de frottement interne est faible. En effet, pour $\phi = 60^\circ$, l'inégalité se traduit par $\Omega \leq 43^\circ$. Les angles de coupe ω_c étant rarement supérieurs à 30° (pour le forage par exemple) et $\Omega \leq \omega_c$, cette dernière condition est donc bien remplie dans la majorité des cas. N'eût-ce point été le cas, il eût toujours été possible d'employer de même un champ de Prandtl prolongé par la méthode de Shield par exemple pour le cône de base AE. La condition limite sur la facette OA, donnée par l'angle δ , amène à une équation transcendante en Ω , qui détermine alors de manière unique le champ de Prandtl :

$$\sin \phi \sin(2\omega_c - 2\Omega) e^{2\Omega \tan \phi} - \tan \delta [e^{2\Omega \tan \phi} (1 + \sin \phi \cos(2\omega_c - 2\Omega)) - (1 - \sin \phi)] = 0 \quad (5)$$

On en déduit ainsi les paramètres $(N(\delta), T(\delta))$ potentiellement supportables par la structure rocheuse et un nouvel encadrement par défaut de K pour $M = 0$.

$$\begin{cases} N(\delta) = \frac{h}{\cos \omega_c} \frac{C \cos \phi}{1 - \sin \phi} e^{2\Omega \tan \phi} \frac{\sin(2\omega_c - 2\Omega)}{\tan \delta} \\ T(\delta) = \frac{h}{\cos \omega_c} \frac{C \cos \phi}{1 - \sin \phi} e^{2\Omega \tan \phi} \sin(2\omega_c - 2\Omega) \\ M = 0 \end{cases} \quad (6)$$

La recherche d'une frontière pour $\delta \in [-\Psi, \Psi]$ avec ce champ impose de même $\omega_c - \Psi \geq 0$.

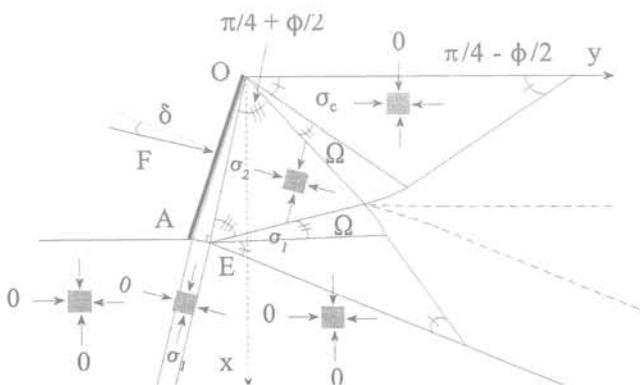


FIG. 3 Approche statique par les caractéristiques. Static approach using the characteristics method.

Le cas limite $\delta = 0$ correspondant à la solution classique du poinçon lisse est donné par : $N(0) =$

$$\frac{h}{\cos \omega_c} \frac{C \cos \phi}{\sin \phi (1 - \sin \phi)} [(1 + \sin \phi) e^{2\omega_c \tan \phi} - 1 + \sin \phi] \quad (7)$$

Après avoir élaboré des champs de contrainte SA et compatibles avec les critères de rupture pour encadrer par l'intérieur la frontière de rupture dans l'espace (N, T) , nous nous penchons sur son encadrement par l'extérieur ou approche cinématique.

4

Approche cinématique

4.1

Présentation générale

La méthode s'appuie sur l'écriture du principe des puissances virtuelles pour un champ virtuel cinématiquement admissible. La présentation générale de la méthode est donnée par Halphen et Salençon (1987). Nous la particularisons à notre configuration, afin de mieux cibler la démarche. Pour que l'instabilité du massif soit certaine, il faut qu'on ait incompatibilité entre l'équilibre statique sous le chargement (N, T, M) (ou F et δ pour $M = 0$) et les capacités de résistance du matériau. La frontière du domaine K est alors approchée par l'extérieur en écrivant cette incompatibilité.

Le champ virtuel de vitesse \underline{V} cinématiquement admissible est choisi identiquement nul pour la zone complémentaire à Ω_0 (Fig. 4). Pour ce dernier volume, il est défini par un champ de vitesse de déformation au sein même de l'élément et par un champ de discontinuité de vitesse V_u à l'interface taillant roche et le long de la coupure fictive Σ_0 .

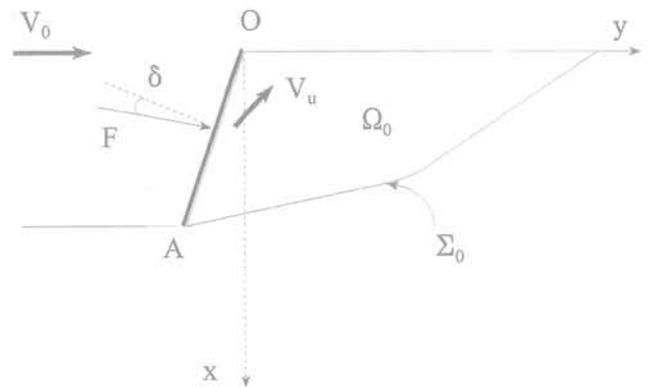


FIG. 4 Méthode cinématique. Kinematic method.

Le principe des travaux virtuels s'écrit pour un champ de contrainte statistiquement admissible et pour le champ virtuel cinématiquement admissible \underline{V} , dans le repère fixe $(Oxyz)$:

$$\int_{\Omega_0} \underline{\sigma}(x) \cdot \underline{d}(x) \, d\Omega_0 + \int_{\Sigma_0} [[V(x)]] \cdot \underline{\sigma}(x) \cdot \underline{n}(x) \, dS + \int_{OA} [[V(x)]] \cdot \underline{\sigma}(x) \cdot \underline{n}(x) \, dS = \underline{F} \cdot (\underline{V}_0 + \underline{V}_u)$$

où : $\underline{n}(\underline{x})$ vecteur normal à la surface considérée,

$\underline{d}(\underline{x})$ champ de vitesse de déformations,

$[[\underline{V}(\underline{x})]]$ discontinuité du champ de vitesse à la traversée de OA ou Σ_0 .

Introduisons maintenant le concept de puissance résistante maximale, à partir des critères de rupture du géomatériau et de l'interface, respectivement f et g.

$$\begin{cases} \pi_f(\underline{d}) = \text{Sup}(\underline{\sigma} \cdot \underline{d}; f(\underline{\sigma}) \leq 0) \\ \pi_f(\underline{n}, [[\underline{V}]]) = \text{Sup}([[\underline{V}]] \cdot \underline{\sigma} \cdot \underline{n}; f(\underline{\sigma}) \leq 0) \\ \pi_g(\underline{n}, [[\underline{V}]]) = \text{Sup}([[\underline{V}]] \cdot \underline{\sigma} \cdot \underline{n}; g(\underline{\sigma} \cdot \underline{n}) \leq 0) \end{cases}$$

Posons maintenant

$$P(\underline{V}) = \int_{\Omega} \pi_f(\underline{d}) d\Omega_0 + \int_{\Sigma} \pi_f(\underline{n}, [[\underline{V}]]) dS + \int_{OA} \pi_g(\underline{n}, [[\underline{V}]]) dS$$

Nous pouvons ainsi écrire : compatibilité entre l'équilibre quasi statique sous F et les capacités de résistance du matériau $\Rightarrow \underline{F} \cdot (\underline{V}_0 + \underline{V}_u) \leq P(\underline{V})$.

La contraposée de cette proposition logique nous amène à : $\underline{F} \cdot (\underline{V}_0 + \underline{V}_u) > P(\underline{V}) \Rightarrow$ l'instabilité du massif rocheux est certaine.

Le premier terme correspond à la puissance extérieure ; le second terme à la borne supérieure de la puissance dissipée pour le champ cinématique admissible choisi. C'est ce deuxième terme que nous allons identifier maintenant, pour différents champs cinématiques virtuels.

L'expression explicite des puissances maximales pour f et g, en fonction des paramètres des critères, peut être trouvée dans Halphen et Salençon (1987) et est appelée ci-dessous. V_n et V_t désignent les composantes respectivement normales et tangentielles de $[[\underline{V}]]$ par rapport à la facette définissant l'interface.

$$\begin{cases} \pi_f(\underline{d}) = +\infty \text{ si } \text{tr} \underline{d} < (|d_1| + |d_2|) \\ \pi_f(\underline{d}) = C \cdot \cotan \Phi \text{ tr} \underline{d} \text{ sinon} \end{cases} \quad (8)$$

$$\begin{cases} \pi_f(\underline{n}, [[\underline{V}]]) = +\infty \text{ si } [[\underline{V}]] \cdot \underline{n} < [[\underline{V}]] \sin \Phi \\ \pi_f(\underline{n}, [[\underline{V}]]) = C \cdot \cotan \Phi [[\underline{V}]] \cdot \underline{n} \text{ sinon} \end{cases} \quad (9)$$

$$\begin{cases} \pi_g(\underline{n}, [[\underline{V}]]) = +\infty \text{ si } V_n < V_t \tan \phi \\ \pi_g(\underline{n}, [[\underline{V}]]) = 0 \text{ sinon} \end{cases} \quad (10)$$

4.2

Méthode cinématique par les caractéristiques

Nous reprenons le raisonnement présenté par Nguyen Minh en 1975, exposant la méthode cinématique par les caractéristiques. Toutefois, nous n'introduisons par la rhéologie en tant que telle dans le raisonnement, et restons ainsi dans le formalisme strict du calcul à la rupture. L'objet est d'exhiber un mode de déformation dans tout le volume satisfaisant les conditions aux limites sur les vitesses et permettant de borner les fonctions π . Le champ de vitesse de déformations dans Ω_0 va maintenant être construit (Fig. 5). Nous renvoyons le lecteur à Nguyen Minh (1974) pour l'élaboration plus détaillée d'une telle construction et montrons simplement qu'il répond aux exigences requises.

Les notations données dans l'approche statique pour α et β sont reprises.

Posons (V_α, V_β), les valeurs algébriques des projections orthogonales des vitesses sur les axes tangents à α et β .

Ce champ vérifie les équations différentielles (appelées équation de Geiringer pour le matériau de Tresca) :

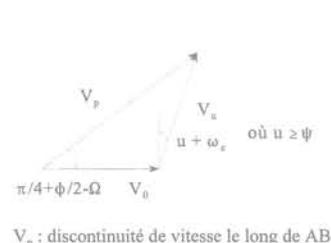
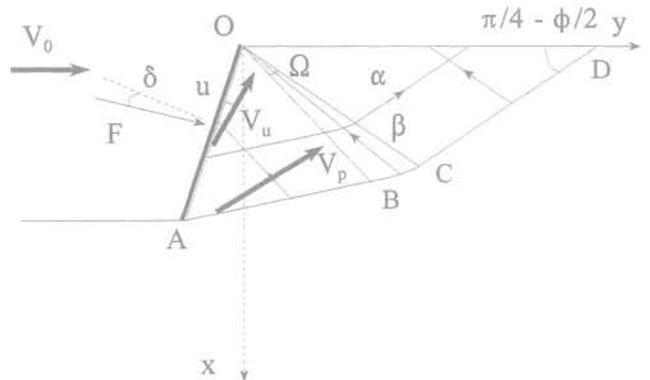
$$\begin{cases} dV_\alpha - \left(V_\alpha \tan \phi + \frac{V_\beta}{\cos \phi} \right) d\theta = 0 \text{ le long de } \alpha \\ dV_\alpha + \left(\frac{V_\alpha}{\cos \phi} + V_\beta \tan \phi \right) d\theta = 0 \text{ le long de } \beta \end{cases}$$

où θ est défini par $\theta = (Ox, e_\alpha)$, e_α et e_β étant les vecteurs unitaires tangents aux lignes α et β en un point d'intersection des lignes. On a en outre $(e_\alpha, e_\beta) = \pi/2 + \phi$.

Les lignes β étant rectilignes dans la zone OABCD (qui correspond au domaine Ω_0), V_β est constante le long de chacune de ces lignes (et continue à la frontière OBCD rigide) et est donc nulle dans toute la zone plastique.

V_α est constante le long d'une ligne α , rectiligne et est supposée constante sur OA ; ainsi dans tout le triangle OAB, V_α est égale à $V_{\alpha 0}$. Les valeurs de V_α dans le reste de la zone déformée s'obtiennent en exprimant la continuité de V_α en AB et AC et en respectant les relations pour les vitesses issues de la relation différentielle. Dans l'éventail de Prandtl, d'ouverture Ω , V_α est constante le long d'un rayon vecteur et égale à $V_{\alpha 0} e^{\mu \tan \phi}$ où μ angle de rayon vecteur $\mu \in [0, \Omega]$. Pour le champ OCD, V_α est égale à $V_{\alpha 0} e^{\Omega \tan \phi}$.

Un tel champ est cinématiquement admissible et annule l'inégalité (8) dans tout le volume. Le calcul de la puissance $P(\underline{V})$, lorsqu'elle est finie, amène à la même frontière que dans l'approche statique par les caractéristiques pour $\delta \geq 0$ mais cette fois approchée par l'extérieur. Le raisonnement est toutefois valable quel que soit le signe de δ et donne une frontière cinématique sur tout l'espace recherché.



V_p : discontinuité de vitesse le long de AB

FIG. 5 Champ cinématique par les caractéristiques.

Construction of the kinematic field using the characteristics method.

Système avec critère tronqué en traction

La solution est dite complète pour $\delta \geq 0$ (les deux encadrements sont confondus) et nous avons ainsi identifié exactement une portion de la frontière de K. Le raisonnement effectué précédemment nous permet de surcroît d'obtenir une information sur la charge de ruine du même système mais avec un critère de rupture tronqué en traction. En effet, pour un tel système l'approche par l'intérieur est identique car seule l'information en compression a été utilisée pour la construction du champ de contrainte désiré. Or le domaine K du système tronqué en traction est inclus dans celui du système non tronqué que nous avons traité précédemment (par inclusion du critère de rupture tronqué dans le critère non tronqué). La frontière de K avec critère de Coulomb tronqué en traction est donc la même pour $\delta \geq 0$ que celle identifiée pour le critère sans troncature. La caractérisation du matériau à la traction, en général peu aisée, n'est donc pas un enjeu majeur (le problème est bien conditionné) pour cette gamme de paramètres de chargement. Ainsi pour les roches, dont on sait que la courbe intrinsèque a tendance à s'incurver dans le domaine de la traction, la frontière définie reste valable dans cette configuration de chargement.

Méthode cinématique par bloc rigide

Bien que moins intéressante pour l'encadrement de K, il nous a paru important de rappeler l'expression de la frontière obtenue par la méthode cinématique par bloc rigide, ne serait-ce que pour la situer par rapport à celle par les caractéristiques. Nous reprenons le raisonnement fondamental explicité en 4.1. en choisissant un champ cinématique par bloc rigide et une frontière de glissement rectiligne. En optimisant le paramètre définissant l'orientation de cette ligne, la méthode, simple d'usage, donne les paramètres de chargement non potentiellement supportables pour $\phi - \delta + \omega_c < \frac{\pi}{2}$

$$\begin{aligned} N(\delta) &= h \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin(\phi - \delta + \omega_c)} \cos \delta \\ T(\delta) &= h \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin(\phi - \delta + \omega_c)} \sin \delta \\ M &= 0 \end{aligned} \quad (11)$$

Représentation graphique

Cas $M = 0$

Nous représentons graphiquement les frontières définies dans les chapitres précédents. L'utilisation de la propriété de convexité du domaine de chargement potentiellement supportable qui découle elle-même de la propriété de convexité du critère de rupture, permet de réduire l'incertitude sur la frontière de ce domaine pour $\delta < 0$, à partir des deux frontières statiques par les caractéristiques et par champ constant par morceaux.

L'approche statique par champ constant par morceaux sert donc uniquement de construction à la frontière statique rectiligne pour $\delta < 0$. L'approche cinématique par bloc rigide est d'autant moins intéressante par rapport à l'approche cinématique par les caractéristiques que δ est petit. Notons que pour $\omega_c = \Psi$, l'écart entre les deux bornes cinématiques s'annule.

Dans la représentation, on a supposé une différence faible entre ω_c et Ψ , amenant à un écart à peine perceptible entre les deux bornes cinématiques pour $\delta = \Psi$. De même, on suppose implicitement $\omega_c \geq \Psi$ (Fig. 6). Pour $\omega_c < \Psi$, les frontières statique et cinématique par les caractéristiques sont tronquées pour $\delta \in [\omega_c, \Psi]$ et une autre frontière peut être obtenue par l'approche cinématique par bloc rigide.

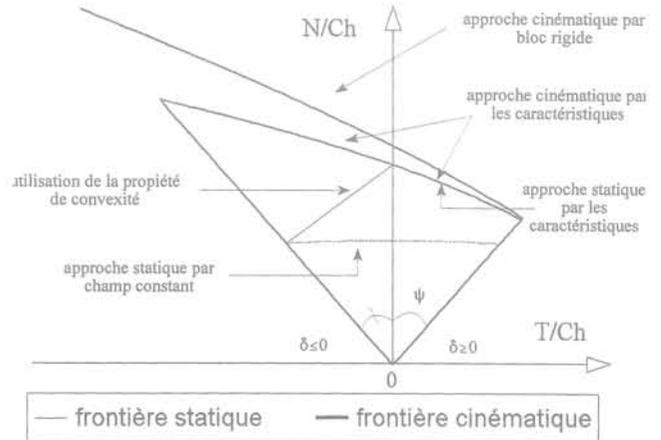


FIG. 6 Comparaison des différentes approches. Comparison of the different approaches.

La figure 7 est extraite de la figure 6 plus générale, le résultat est synthétisé pour $M = 0$.

Il pourrait sans doute être judicieux, afin de diminuer les incertitudes sur les frontières, notamment pour $\delta < 0$, de construire des champs de contrainte désirés de manière numérique, par exemple par la méthode des éléments finis (Pastor, 1978).

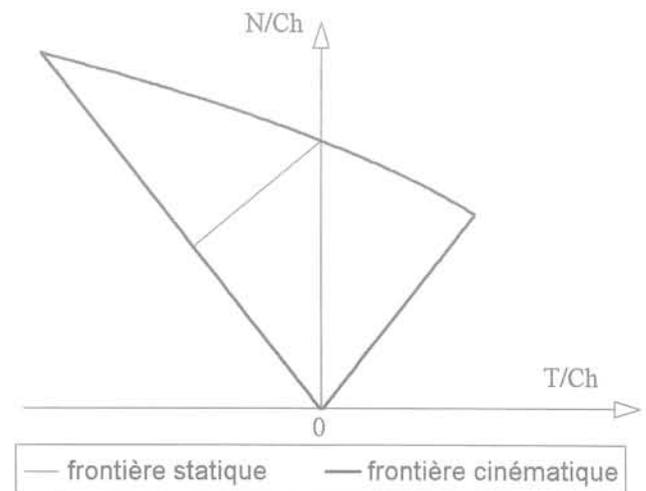


FIG. 7 Encadrement de la frontière des chargements extrêmes pour $M = 0$. Surrounding of the extreme loading boundary for $M = 0$.

Cas $M \neq 0$

En raison des conditions cinématiques imposées par la physique du problème, l'approche cinématique par les caractéristiques reste invariante quel que soit le moment M . Le poinçon n'ayant qu'un mouvement de translation, sa rotation virtuelle est nulle dans l'écriture du principe des puissances virtuelles (présentation générale de la méthode cinématique du 4.1). La puissance extérieure développée par le moment est donc identiquement nulle, se ramenant au calcul pour $M = 0$.

5.2.1

Méthode statique de la largeur de poinçon réduite

Posons $M = Ne$ où $|e| \leq l/2$ avec $l = h/\cos\omega_c$ et e est l'excentricité, grandeur orientée. En utilisant la méthode de la largeur de poinçon réduite qui consiste à utiliser les mêmes champs de contrainte précédemment définis sur une portion de la surface de contact entre le taillant et le géomatériau, la frontière statique à moment constant se déduit de celle à moment nul par homothétie de rapport $1 - 2|e|/l$ et de centre O (la représentation graphique suppose de même $\omega_c \geq \Psi$).

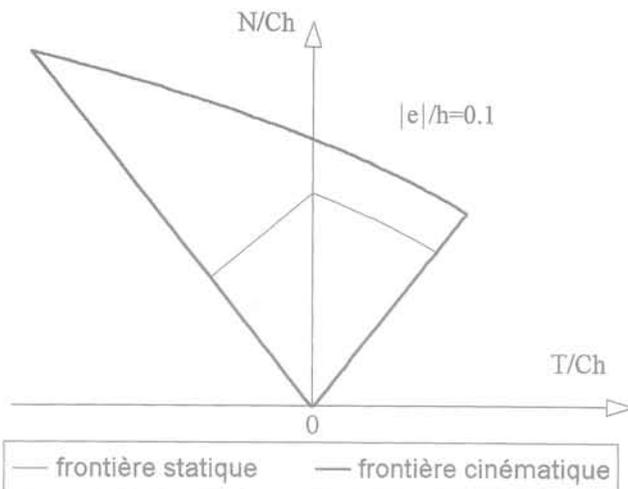


FIG. 8 Encadrement de la frontière de K pour $M \neq 0$ - méthode de la largeur de poinçon réduite.
Surrounding of the K boundary for $M \neq 0$ - reduced width foundation method.

L'écart entre les deux frontières statique et cinématique est ainsi d'autant plus important que e est grand (Fig. 8).

5.2.2

Méthode statique par champ mixte

Cette méthode améliore la frontière statique construite par la méthode de la largeur de poinçon réduite pour $M \leq 0$ et $\delta \leq 0$ (de manière moins marquée pour $M \geq 0$ et $\delta \geq 0$). La méthode est décrite pour cette

première plage de paramètres et le raisonnement est similaire dans la deuxième plage. Une telle famille de champs est définie par trois paramètres : Ω , γ et h_0 (Fig. 9). Ω , le paramètre d'ouverture du champ de Prandtl, est borné par ω_c . La zone 0 est caractéristique du champ de Prandtl déjà introduit, pour lequel la contrainte tangentielle le long de la face d'attaque est nulle. Nous retrouvons le champ défini dans l'approche statique par champ constant pour la zone 1.

Les valeurs de contraintes normales et tangentielles le long de la face d'attaque s'écrivent alors :

$$\begin{cases} \sigma_0 = \frac{-C \cos \phi}{\sin \phi (1 - \sin \phi)} \left((1 + \sin \phi) e^{2\Omega \tan \phi} - 1 + \sin \phi \right) \\ \sigma_1 = -\frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \frac{1 + \cos 2\gamma}{2} \\ \tau_1 = -\frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \frac{\sin 2\gamma}{2} \end{cases} \quad (12)$$

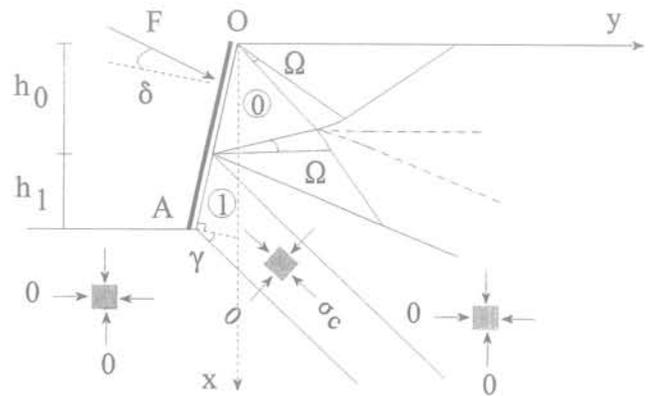


FIG. 9 Approche statique mixte - $M \leq 0 - \delta \leq 0$.
Mixed static approach - $M \leq 0 - \delta \leq 0$.

Les deux conditions limites en δ (définissant l'orientation du chargement) et en e (définissant le moment), fonction des contraintes paramétrées des zones 0 et 1 sur la face d'attaque, se traduisent par :

$$\begin{aligned} \frac{h_0}{h} &= \frac{\sigma_1 \tan \delta + \tau_1}{\sigma_1 \tan \delta + \tau_1 - \sigma_0 \tan \delta} \\ \frac{e}{h} &= \frac{h_0}{h} \frac{h_1}{h} \frac{(\sigma_1 - \sigma_0)}{2 \left(\sigma_0 \frac{h_0}{h} + \sigma_1 \frac{h_1}{h} \right) \cos \omega_c} \quad 1 \end{aligned} \quad (13)$$

Pour chaque valeur de δ , la formulation (13) donnant e , aboutit à une équation transcendante en (γ, Ω) résolue numériquement. Pour de faibles valeurs de e , le champ optimal qui vérifie les conditions aux limites est atteint pour $\gamma = \Omega$, se ramenant à un problème uniquement conditionné. Au-delà, la valeur maximale $\Omega = \omega_c$ est optimale et l'équation (13) se résout alors en γ dans l'intervalle $[\omega_c, \pi/2]$. La figure 10 représente l'analogie de la figure 8 mais avec l'amélioration ci-dessus définie. Quel que soit e négatif, cette frontière est toujours plus intéressante que celle obtenue par l'approche de la largeur de poinçon réduite, d'autant plus d'ailleurs que δ est petit. Le cas $M \geq 0$ et $\delta \geq 0$ s'obtient à partir du cas précédent en inversant les zones 0 et 1 et en reprenant la méthodologie pour les faibles valeurs de e (γ borné par ω_c).

Visualisation dans le plan (N, M)

Les figures 11 et 12 représentent l'encadrement de K dans le plan (N, M) à δ constant. Pour δ négatif arbitrairement choisi à $-\Psi$, nous retrouvons l'accroissement du domaine pour $M \leq 0$, permettant notamment de nous prononcer de manière plus précise sur le paramètre N potentiellement supportable. L'utilisation de la propriété de convexité de (N, T, M), conservée lorsque

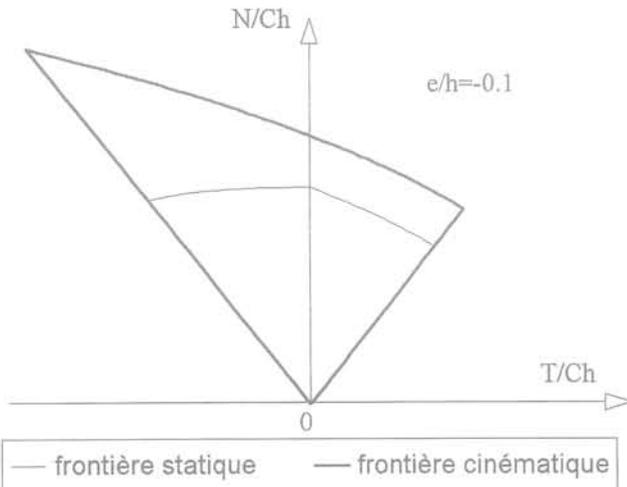


FIG. 10 Amélioration de l'encadrement de la frontière de K pour $M \leq 0$.
Improvement of the surrounding of the K boundary for $M \leq 0$.

l'on coupe le domaine K par les plans $M = Ne$ ou $N = T \tan \delta$, permet de surcroît d'améliorer la frontière recherchée pour $M = 0$, de manière peu significative il est vrai.

Du fait que la contrainte le long de la face d'attaque est nécessairement une compression, l'excentricité est bornée par l'intervalle $[-1/2, +1/2]$. Cette condition se traduit par l'inégalité : $|M| \leq N \cdot 1/2$. Ainsi, une frontière cinématique est décrite dans le plan de variables adimensionnelles (N/Ch, M/Ch²) par les deux droites passant par l'origine et de coefficient $\pm 1/(2 \cos \alpha)$.

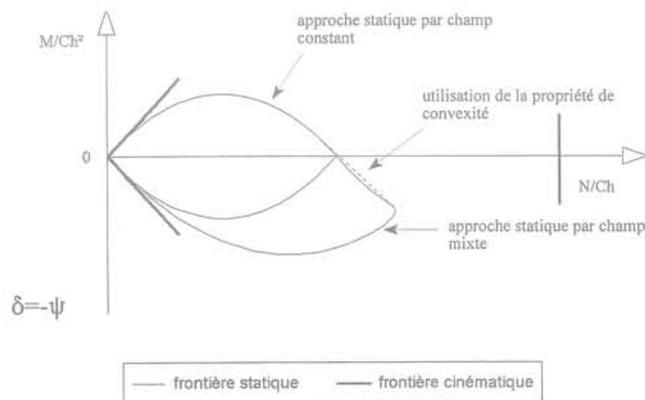


FIG. 11 Encadrement de la frontière de K pour $\delta \leq 0$.
Surrounding of the K boundary for $\delta \leq 0$.

Une autre frontière cinématique (Fig. 12), qui passe par le point extrême donné par la solution complète, est parallèle à l'axe des ordonnées. En effet, à δ constant, la frontière cinématique par les caractéristiques est invariante avec M.

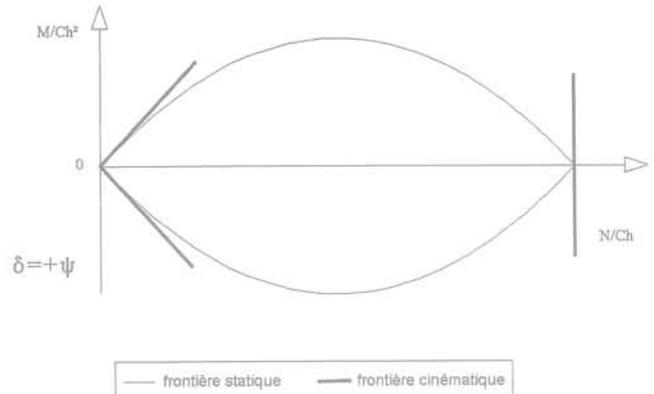


FIG. 12 Encadrement de la frontière de K pour $\delta \geq 0$.
Surrounding of the K boundary for $\delta \geq 0$.

5.3

Interprétation dans le cadre de l'analyse limite

Jusque-là, et c'est la puissance de l'approche, nous avons établi la frontière de ruine (connue exactement ou encadrée), uniquement à partir de considérations portant sur un critère de rupture en contrainte sans faire d'hypothèse sur la loi de comportement de la roche. Autrement dit, sans s'occuper de la rhéologie, la frontière précédemment définie donnera un majorant de la frontière de ruine effective de la structure. L'objectif en coupe étant de détruire la matière, la majoration obtenue va dans le même sens que le dessein recherché.

Le critère de rupture peut aussi être assimilable à un critère d'écoulement plastique (bien que le critère de Coulomb soit rarement associé à ce type de comportement sauf pour les matériaux pulvérulents comme le sable) et l'interprétation du précédent calcul en supposant un comportement du géomatériau élastoplastique parfait appartient au domaine de l'analyse limite. On montre que si le matériau étudié admet une loi d'écoulement de type standard (le potentiel plastique est confondu avec la fonction seuil de plasticité), on a unicité du chargement limite (Mandel, 1966). Deux conséquences importantes de ce théorème concernent l'indépendance du chargement limite (chargement de ruine du système élastoplastique associé) aux caractéristiques élastiques du matériau d'une part, et l'indépendance de ce chargement limite aux contraintes initiales. De plus, la solution complète apporte l'information supplémentaire suivante : le théorème d'unicité du champ de contrainte, qui découle du théorème d'association, dans le plan de déformation, est applicable dans la zone déformée, moyennant certaines conditions sur la contrainte intermédiaire (Mandel, 1965 pour le matériau de Tresca et le raisonnement est identique pour celui de Cou-

lomb). Ceci n'entraîne évidemment pas que la solution complète est unique dans tout le volume car il est possible de compléter le champ en général de plusieurs manières.

En réalité, les roches ou sols modélisés par une surface de charge de type Coulomb ont rarement une loi d'écoulement standard (Maier, 1979 ; Radenkovic, 1961) ainsi que leurs interfaces. Le théorème d'unicité n'est alors plus valable. La frontière de rupture déterminée précédemment donne ainsi une majoration de la frontière réelle de ruine élastoplastique, qui dépend alors du trajet de chargement (Radenkovic, 1961). De plus, les roches à de faibles niveaux de confinement présentent souvent une fragilité qui impose la prudence quant à l'interprétation de cette frontière. Le comportement plus ductile de ces dernières sous hautes pressions de confinement justifie toutefois l'utilisation du formalisme du calcul à la rupture.

6

Conclusion

Le calcul à la rupture nous a permis de définir des frontières des chargements potentiellement admis-

sibles d'un matériau de Coulomb sollicité par un poinçon orienté frottant. Cette frontière est exactement connue dans une certaine plage de ces paramètres, ayant alors pu confondre la frontière statique et cinématique. En dehors de cette configuration, l'encadrement se traduit par un domaine dans l'espace tridimensionnel (N, M, T). La visualisation de ce domaine est donnée graphiquement par projection de la région recherchée sur les plans d'excentricité constante ou d'orientation de chargement constant, définissant des aires d'incertitude en général d'autant plus réduites que le moment est faible. Toutefois, pour $T \leq 0$ et $M \leq 0$, nous avons pu resserrer l'encadrement, en construisant un champ de contrainte par une méthode mixte (par les caractéristiques et par une bande uniforme). Les frontières cinématiques sont importantes lorsque l'on cherche à détruire le géomatériau, comme c'est le cas dans la coupe, car elle donne un majorant de la sollicitation réelle, allant dans le même sens que l'objectif désiré. De plus et bien que ne bénéficiant d'aucune justification mathématique, le champ virtuel ayant permis de construire la borne cinématique est souvent associé avec le mécanisme réel observé, permettant au besoin de faire évoluer cette borne et de décrire le processus effectif de coupe.

REMERCIEMENTS

Nous remercions vivement M. Salençon pour les conseils qu'il nous a prodigués, en particulier pour la construction des approches statiques.

Bibliographie

- Bishop J.F.W. - « On the complete solution to problems of deformation of a plastic-rigid material ». *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, vol. 2, 1953, p. 43-53.
- Halphen B., Salençon J. - *Élastoplasticité*, Paris, Presse des Ponts, 1987.
- Lebrun M. - « Étude théorique et expérimentale de l'abattage mécanique ; application à la conception de machines d'abattage et de creusement ». Thèse de docteur-ingénieur, ENSMP, 1978.
- Maier G., Hueckel T. - « Non associated and coupled flow rules of elastoplasticity for rock-like materials ». *Int. J. Rock. Min. Sci. & Geomech.*, abstr., vol. 16, 1979, p. 77-92.
- Mandel J. - « Sur l'unicité du champ des contraintes lors de l'équilibre limite dans un milieu rigide plastique ». *C.R.Ac.Sc.*, Paris, 261, 1965, p. 35-37.
- Mandel J. - *Mécanique des milieux continus*, Paris, Gauthier-Villars, 1966.
- Merchant M.E. - « Mechanics of metal cutting process II - Plasticity conditions in orthogonal cutting. » *J. Appl. Phys.*, 16(6), 1945, p. 318-324.
- Nguyen Minh D. - « Contribution à l'étude de la taille des roches ». *Revue de l'Institut français du pétrole*, vol. XXX, n° 3, 1975, p. 473-498.
- Pariseau W.G., Fairhurst C. - « The force-penetration characteristic for wedge penetration into rock ». *Int. J. Rock. Min. Sci. & Geomech.*, vol. 4, 1967, p. 165-180.
- Pastor J. - « Analyse limite : détermination numérique de solutions statiques complètes : application du talus vertical ». *Journal de mécanique appliquée*, vol. 2, n° 2, 1978.
- Radenkovic D. - « Théorèmes limites pour un matériau de Coulomb à dilatation non standardisée ». *C.R.Ac.Sc.*, Paris, 252, 1961, p. 103-4104.
- Salençon J. - « Butée d'une paroi lisse sur un massif plastique : solutions statiques ». *Journal de Mécanique*, vol. 11, n° 1, 1972, p. 135-146.
- Salençon J. - « Prolongement des champs de Prandtl dans le cas du matériau de Coulomb ». *Archives of Mechanics*, 25, 4, 1973, p. 643-648.
- Salençon J., Pecker A. - « Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. Part 1 : purely cohesive soil ». *European Journal of Mechanics, A/Solids*, vol. 14, n° 3, 1995, p. 349-375.
- Shield R.T. - « Plastic potential theory and Prandtl bearing capacity solution ». *J. Appl. Mech. Trans. ASME*, 21, 1954, p. 193-194.
- Sokolovsky V.V. - *Statics of granular media*, New York, Pergamon Press, 1965.
- Wojtanowicz A.K., Kuru E. - « An experimental study of sliding friction between PDC drill cutters and rocks ». *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech.*, abstr., vol. 32, n° 3, 1995, p. 277-283.

