

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 97
4^e trimestre 2001

Modèles physiques en géotechnique I - Évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application	3
J. GARNIER	
Calcul des tunnels au tunnelier	31
P. ARISTAGHES, P. AUTUORI	
Modèles continus pour les structures rocheuses discontinues	41
J. SULEM, M. CERROLAZA	
Structure, contraintes lithostatiques et notation des massifs rocheux	55
P. SIRIEYS	
Étude expérimentale de l'interaction entre les fonds marins et les pipelines flexibles soumis à la houle et aux courants	63
D. BRANQUE, P. FORAY, S. LABANIEH	
Résumés de thèses	83

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans le premier numéro de chaque année, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (www.geotechnique.org).

Les manuscrits sont à envoyer en trois exemplaires (dont un original) et une disquette contenant le fichier à l'un des rédacteurs en chef :

Pierre DELAGE	Françoise HOMAND	Jean-Paul TISOT
ENPC-CERMES	École de géologie (ENSG)	École de géologie (ENSG)
6-8, av. Blaise-Pascal	BP 40	BP 40
77455 Marne-la-Vallée CEDEX 2	54500 Vandœuvre-lès-Nancy	54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Toute proposition de publication est examinée par le Comité de lecture.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Rédacteur en chef : Pierre DELAGE (École nationale des ponts et chaussées)

Co-rédacteurs en chef : Françoise HOMAND, Jean-Paul TISOT (École de géologie de Nancy)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Lucien BOURGUET (Hydrogéologue-expert), Bernard CAMBOU (École centrale de Lyon), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Emmanuel DETOURNAY (University of Minnesota, USA), Jean-Louis DURVILLE (LCPC), Dominique FOURMAINTRAUX (Total Fina Elf), Alain GUILLOUX (Terrasol), Marc PANET (FC International), Aurèle PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), Pierre VEZOLE (SAE), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2001 (numéros 94 à 97) franco : 725 F

Prix au numéro franco : 200 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 – presses.ponts@mail.enpc.fr

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

N° d'imprimeur : 56367. Dépôt légal : février 2002

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.

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 2001

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Modèles physiques en géotechnique

I - Évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application⁽¹⁾

J. GARNIER

LCPC

Route de Bouaye, BP 4129
44341 Bouguenais Cedex

Résumé

L'expansion rapide de la modélisation en centrifugeuse, depuis le début des années 80, s'explique d'abord par les progrès technologiques dont a bénéficié la méthode dans les domaines de l'informatique, de l'électronique et de la mécanique. De nombreux outils ont été développés pour réaliser les interventions sur le modèle en cours de centrifugation. Les appareils mono-fonction permettent par exemple de pratiquer des essais géotechniques *in situ*, d'exercer des sollicitations statiques, cycliques, dynamiques voire sismiques, de construire des remblais, de terrasser des excavations ou des tunnels, de battre des pieux isolés ou en groupe, d'exécuter des colonnes ballastées ou de faire du compactage dynamique. Avec le robot récemment mis en service sur la centrifugeuse du Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC), il est possible d'enchaîner des opérations différentes, sans arrêt de la machine, grâce aux outils interchangeables qu'il peut mettre en œuvre.

Les techniques de préparation et de caractérisation des massifs de sol sont par ailleurs bien maîtrisées du moins pour les sols secs et saturés. Elles permettent de disposer de façon très répétitive de massifs homogènes dont les propriétés peuvent être choisies à l'avance. Les caractéristiques rhéologiques des sols soumis à macrogravité et les états de contraintes qui y règnent ont été largement étudiés. De nouvelles données sont aussi disponibles sur les propriétés d'une couche non saturée centrifugée, sur l'ascension capillaire, sur les distributions de teneur en eau et de succion.

De nombreuses expériences sur modèles réduits ont été conduites ces dernières années dans deux domaines d'application émergents : étude de l'effet de séismes sur les sols et sur les interactions sols-structures et étude de la migration de polluants dans les sols.

Compte tenu des énormes marges de progrès technologique et scientifique qui existent, il est extrêmement difficile d'imaginer ce que seront les modèles réduits géotechniques dans une ou deux décades et quelle sera leur place dans les études et recherches en géotechnique.

Mots-clés : modèle physique, modèle réduit, centrifugeuse géotechnique, macrogravité.

Physical models in geotechnics

I - Evolution of the experimental techniques and of the domains of application

Abstract

The rapid expansion of centrifuge modelling since the beginning of the 1980's can be explained by technological developments in computing, electronics and mechanics. Many tools have been developed to conduct operations on the model in flight. Single-function devices enable, for example, carrying out *in situ* tests, applying static, cyclic or dynamic loads,

⁽¹⁾ Cet article reproduit la première partie de la biennale Coulomb prononcée par l'auteur dans le cadre de la Conférence Caquot (Paris, CNIT La Défense, 3 octobre 2001).

building embankments, simulating excavations, boring tunnels, driving piles and pile groups, making sand compaction piles, and simulating dynamic compaction. More recently, with the onboard robot that has been placed into operation at the LCPC research facility, it becomes possible to perform several different operations on the model without stopping the centrifuge.

Soil sample preparation and characterisation techniques are now well-controlled, at least for saturated or dry soils, and allow producing very homogeneous and repetitive samples. The physical and mechanical properties and the actual state of stresses in the sample during centrifugation have been investigated in depth. A new set of results are now also available on the characteristics of a centrifuged unsaturated soil, with respect to capillary rise as well as water content and suction distribution.

Much work has also been accomplished these past few years in developing two domains of application for centrifuge modelling: earthquake simulation and transport of pollutants in soils. In light of the tremendous room for progress in improving centrifuge technology and in extending its fields of application, it is difficult to imagine what geotechnical centrifuge modelling will become in a decade or two and what will be then its contribution to research and study in the field of geotechnical engineering.

Key words : physical model, similitude, scaling laws, scale effect, geotechnical centrifuge, foundation.

1

Introduction

Lors des dernières décennies, les moyens d'études et de recherche du domaine géotechnique ont tous connu des évolutions considérables, qu'il s'agisse des essais en place et en laboratoire, des modèles rhéologiques et numériques ou des modèles physiques. La modélisation physique en géotechnique est aujourd'hui une méthode reconnue mais, pour des raisons de similitude, elle nécessite des installations assez lourdes comme les chambres d'étalonnage ou plus souvent encore les centrifugeuses. Les progrès et le développement considérables de cette méthode expérimentale durant ces quinze dernières années peuvent s'expliquer par deux raisons principales :

- elle a largement bénéficié des évolutions technologiques dans les domaines de l'électronique et de la mesure, de l'informatique, de la mécanique, de la vidéo et du traitement numérique d'images ;
- ses domaines de validité et ses limites sont mieux connus du fait des travaux récents sur les conditions de similitude.

L'extension constante des domaines abordés par les modèles physiques peut être constatée en examinant le contenu des publications scientifiques et en particulier les actes des congrès internationaux organisés périodiquement depuis 1988 (Centrifuge 88 à Paris, Centrifuge 91 à Boulder, Centrifuge 94 à Singapour et Centrifuge 98 à Tokyo). Ces manifestations dont la prochaine édi-

tion se tiendra en 2002 à St John's (Canada) sont placées sous l'égide du Comité technique international TC2 (Centrifuge and Physical Model Testing) de la Société internationale de mécanique des sols et de la géotechnique.

Quelques articles et ouvrages de synthèse sont aussi disponibles (Schofield, 1980 ; Craig *et al.*, 1988 ; Taylor, 1995) mais les techniques d'essai ne cessent d'évoluer, de nouveaux champs d'application sont abordés et de nouvelles données sont désormais disponibles sur la validation de la méthode.

2

Rappel des principes et de l'histoire de la modélisation physique en géotechnique

2.1

Similitude en mécanique

Les essais sur modèles réduits d'ouvrages géotechniques sont une pratique très ancienne et les plus grands auteurs y ont eu recours dans le passé, sans que ne soient alors évoquées les questions de similitude ni la représentativité des modèles. Taylor dès 1948, puis surtout De Beer avaient pourtant détecté de premiers effets de taille sur la portance des fondations superficielles sans que des conclusions n'en soient clairement tirées sur l'usage des modèles réduits (De Beer, 1965). Ces effets se traduisent par une différence de réponse entre le modèle réduit et l'ouvrage en vraie grandeur (appelé aussi prototype) lorsque les résultats sont traduits en valeurs adimensionnelles.

Jusqu'à un passé assez récent, la similitude géométrique (simple réduction de taille) était en effet implicitement supposée être une condition suffisante pour garantir la similitude de comportement. On sait pourtant depuis longtemps que la seule similitude géométrique est le plus souvent un obstacle à la similitude mécanique. Dès 1638, Galilée avait fait ce constat en s'interrogeant sur la résistance des os de deux animaux de tailles différentes (Szucs, 1980). Il avait conclu de cette réflexion que la substance constituant les os du plus grand animal devait nécessairement être d'une nature différente de ceux du plus petit pour garantir la même sécurité et donc le même comportement mécanique.

L'étude théorique des conditions de la similitude mécanique n'a été examinée qu'au début du XX^e siècle et a conduit aux théorèmes bien connus de Vashy (1892) appelé aussi théorème de Buckingham (1914) dans les pays anglo-saxons ou encore théorème des π dans les pays de l'Europe de l'Est. La similitude de comportement entre le modèle et l'ouvrage en vraie grandeur implique qu'il existe des rapports constants appelés *facteurs d'échelle* X^* ($X^* = X_m/X_p$) entre les variables X_m représentant le système S_m (modèle réduit) et les variables X_p décrivant le système S_p (prototype). Les conditions de similitude s'exprimeront finalement comme des relations entre les facteurs d'échelle X^* ou, de façon tout à fait équivalente, par l'existence d'invariants (produits de puissance π indépendants et sans dimensions) qui doivent conserver les

mêmes valeurs, qu'ils soient évalués avec les variables modèles ou avec les variables prototypes.

Le théorème de Vashy est toutefois une condition nécessaire mais non suffisante pour déterminer les invariants (Langhaar, 1951) et Butterfield (1999) en imposant deux conditions supplémentaires à récemment proposé un algorithme qui fournit tous les invariants. Une formulation plus mathématique de l'analyse dimensionnelle a été également présentée par Saint-Guilhem (1971) conduisant à plusieurs théorèmes généralisant les résultats obtenus par Vashy.

Tous les systèmes physiques doivent évidemment satisfaire aux équations indéfinies de la mécanique et l'analyse dimensionnelle effectuée sur les variables intervenant dans ces relations conduit aux conditions de similitudes maintenant bien connues :

$$\sigma^* = \rho^* g^* l^* \quad \text{et} \quad \xi^* = g^* t^{*2} \quad (1)$$

reliant les facteurs d'échelle σ^* sur les contraintes, ρ^* sur les masses volumiques, g^* sur les composantes du champ de pesanteur, ρ^* sur les longueurs, ξ^* sur les déplacements et t^* sur le temps. Les deux relations (1) sont parfois réunies sous la forme :

$$\frac{\sigma^* t^{*2}}{\rho^* l^{*2}} = 1 \quad \text{ou encore} \quad \frac{F^* t^{*2}}{\rho^* l^{*4}} = 1 \quad (2) \text{ et } (3)$$

si on remarque que l'échelle des forces F^* est égale à $\sigma^* l^{*2}$. Cette dernière relation est souvent appelée condition de Newton. Dans le paragraphe qui suit, nous rappelons les conséquences de ces conditions de similitude dans le domaine géotechnique.

2.2

Application aux sols

En mécanique des sols, la prise de conscience de l'importance des conditions de similitude a été beaucoup plus laborieuse que dans d'autres disciplines. Les travaux les plus marquants dans ce domaine sont assez récents et sont dus à Rocha (1955), Langhaar (1951), Pokrowski et Fyodorov (1975a et b), et en France à Mandel (1962), Luong (1964) et Kerisel (1972).

La méthode expérimentale qui paraît la plus naturelle et la plus immédiate consiste à réaliser des essais

sur des modèles de laboratoire dont toutes les dimensions sont réduites par rapport au prototype dans le même rapport $1/n$. Elle n'est pas, hélas, sans poser de graves problèmes de similitude puisque toutes les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le modèle (déformabilité, viscosité et fluage, critère de plasticité) doivent alors être réduites dans ce même rapport $1/n$ comme l'a montré Mandel (1962) et comme l'avait pressenti Galilée (cf. § 2.1 ci-dessus).

Il est évidemment impossible de satisfaire ces conditions dans le cas des sols même si des tentatives assez poussées ont été faites dans ce sens. D'importantes études ont en effet été conduites en Union Soviétique pour mettre au point des matériaux équivalents et réaliser ainsi des expériences sur modèles réduits dans le domaine de la mécanique des roches et du génie minier (Glushikhin *et al.*, 1993). La méthode baptisée EM (Equivalent Materials) a connu de nombreuses applications à l'Institut VNIMI (Institut de recherche scientifique pour l'exploitation minière) mais ces travaux sont restés très isolés.

D'innombrables essais ont donc été effectués pendant des décennies sur des modèles réduits de laboratoire, sans soucis ni respect des conditions de similitude. Nous avons montré que le comportement de ces modèles pouvait être très différent de celui des ouvrages en vraie grandeur y compris sur le plan qualitatif (Garnier, 1995 et 1997). Les biais introduits peuvent conduire à des divergences radicales, par exemple sur les mécanismes de rupture eux-mêmes, comme l'illustrent les exemples de la figure 1.

Le comportement des sols et des matériaux granulaires est éminemment fonction de l'histoire et du niveau des contraintes auxquelles ils sont soumis. Il est donc essentiel de reproduire sur le modèle réduit les mêmes états de contraintes que ceux qui règnent dans l'ouvrage en vraie grandeur ce qui conduit à imposer la condition supplémentaire suivante :

$$\sigma^* = 1 \quad (4)$$

Une première méthode de modélisation physique repose sur le respect de cette seule condition (4). Il s'agit des chambres d'étalonnage qui sont de grandes cellules triaxiales utilisables s'il est possible d'admettre un état de contraintes homogène dans le massif de sol et si le phénomène étudié n'est pas affecté par l'absence de surface libre.

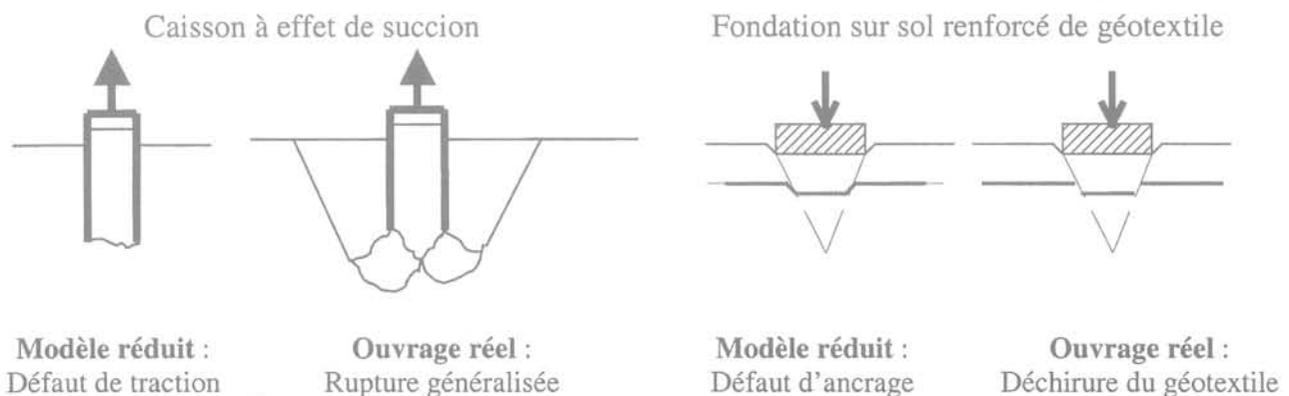


FIG. 1 Mécanismes de rupture observés lors d'essais d'ancrages à effet de succion et lors du chargement de fondations sur sol renforcé de géotextile.
Failure mechanisms observed during loading tests on suction caisson and on footings lying on reinforced soil with a geotextile.

Lorsque le gradient de contraintes avec la profondeur ne peut plus être négligé ou lorsque la surface libre intervient, les chambres d'étalonnage ne sont plus adaptées et d'autres techniques doivent être recherchées. Les conditions (1) et (4) peuvent être satisfaites simultanément si le modèle réduit à l'échelle $1/n$ est testé sous une accélération n fois supérieure à la pesanteur et nous avons recensé les diverses solutions imaginées et testées par différents auteurs (Garnier, 1995) :

- caisse à choc ;
- masses suspendues ou câbles tendus ;
- table à frottement ;
- gradient hydraulique ;
- centrifugeuse.

En fait, la centrifugation des modèles réduits s'est aujourd'hui très largement imposée en raison des avantages qu'elle présente et des progrès technologiques récents qui ont décuplé ses domaines d'application.

2.3

Bref rappel de l'histoire et du développement des essais en macrogravité

L'histoire de la modélisation en centrifugeuse des origines jusqu'au début des années 70 a été retracée par Craig (1974) et Pilot (1975). L'ouvrage édité par Craig *et al.* (1988) complète et prolonge cet historique qui est résumé et actualisé dans les quelques lignes qui suivent. La première publication proposant d'avoir recours à la centrifugation pour réaliser des essais sur modèles réduits date en fait de 1869. Il s'agit d'un compte rendu à l'Académie des sciences dû à Phillips (Fig. 2a), professeur à l'École polytechnique, à l'École des mines et à l'École centrale et dont la biographie a été publiée par Craig (1989). Les premiers essais n'ont toutefois été réalisés qu'au début des années 30, simultanément aux USA (Bucky, 1931) et en URSS (Davidenkov, 1933 ; Pokrovskii, 1933) sur de petites machines assez rudimentaires.

En URSS, plusieurs dizaines de centrifugeuses beaucoup plus évoluées ont ensuite été mises en service entre 1930 et 1970 (Pol'shin, 1973). Le développement a été totalement différent hors du bloc soviétique puisque, après Bucky, il faut en effet attendre plus de trente ans avec les années 60 où Hoek (1961) en Afrique du Sud, Ramberg (1963) en Suède, Schofield en Angleterre (Avgherinos et Schofield, 1969) et encore Mikasa *et al.* (1969) au Japon redécouvrent l'intérêt des essais en macrogravité et construisent de nouvelles machines.

L'impulsion la plus déterminante est à mettre au crédit des universités de Manchester (Simon Laboratory et Institute of Science and Technology) et de Cambridge, où au début des années 70 plusieurs centrifugeuses spécialement conçues pour les essais en géotechnique ont été mises en service respectivement par les groupes de Rowe et de Schofield.

En France les premiers essais sur modèles dans le domaine géotechnique sont réalisés par le Laboratoire de mécanique des solides de l'École polytechnique dès 1973 (Habib, 1974 ; Mandel *et al.*, 1975 ; Zelikson et Bergues, 1979) puis par l'Institut français du pétrole (Le Tirant *et al.*, 1977) et par le LCPC (Pincet *et al.*, 1977 ; 1978). Tous ces essais ont été effectués sur la centrifugeuse du CEA-CESTA (Centre d'études scientifiques et techniques d'Aquitaine du Commissariat à l'énergie atomique) qui n'est cependant pas une installation dédiée à la modélisation physique en géotechnique (Fig. 3a). Une revue complète des premières études réalisées sur modèles centrifugés en France a été présentée par Corté (1988).

Le projet de construction en France d'une centrifugeuse spécialement conçue pour le domaine géotechnique a été initié au début des années 70, avec le soutien constant du CFMS (Comité français de mécanique des sols). La mise en service de l'installation sur le centre de Nantes du LCPC (Fig. 3b) est intervenue fin 1985 (Corté et Garnier, 1984 et 1986).

Le parc mondial actuel des centrifugeuses géotechniques compte un peu plus de soixante installations dont la moitié en Asie, une quinzaine en Europe et autant en Amérique du Nord. Le tableau I présente les machines de plus de 3 m de rayon. Comme on peut le



(a) Phillips



(b) Bucky



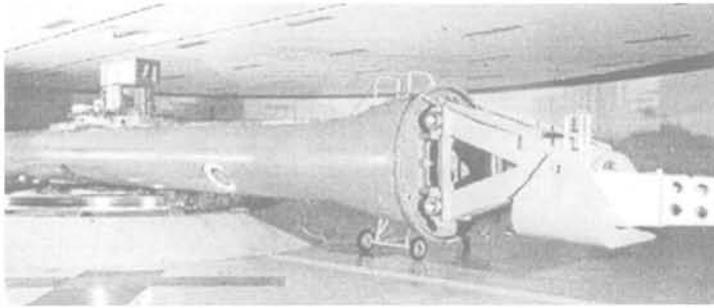
(c) Pokrovskii

FIG. 2 Photographies de Phillips, Bucky et Pokrovskii.
Phillips, Bucky and Pokrovskii.

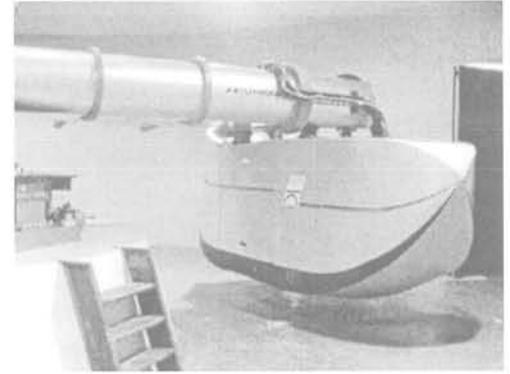
constater, la société française Actidyn Systems (précédemment Acutronic France) qui a conçu la centrifugeuse du LCPC en 1985 est devenue leader mondial de ce domaine.

Les centrifugeuses les plus répandues sont des machines dont le rayon se situe entre 1,5 m et 5 m, qui peuvent embarquer des modèles de 0,5 à 2 tonnes et qui génèrent une accélération maximale entre 150 et 250 g.

Nous avons reproduit sur la figure 4 la progression de la capacité cumulée (en tonne x g) du parc mondial des centrifugeuses de plus de 3 m de rayon et sur la figure 5 le nombre cumulé de centrifugeuses japonaises, toutes tailles confondues (Kimura, 2000). Ces figures montrent que le parc est très récent puisque les installations ont été pour l'essentiel mises en service depuis 1985.



(a) Centrifugeuse du CEA-CESTA.



(b) Centrifugeuse géotechnique du LCPC.

FIG. 3 Centrifuges utilisées en France pour la modélisation physique en géotechnique.
Centrifuge facilities used in France for physical modelling in the field of geotechnics.

TABLEAU 1 Grandes centrifugeuses géotechniques (rayon supérieur à 3 m) actuellement en service dans le monde.
Large centrifuges (radius larger than 3 m) currently in service throughout the world.

Pays	Organisme	Année	Rayon (m)	Masse modèle (t)	Accélération max. (g)
France (Bordeaux)	CEA-CESTA*	1964	10	2	100
UK (Manchester)	Université	1971	3,2	2	200
UK (Cambridge)	Université	1974	4,8	1	160
Japon (Yokosuka)	PHRI	1980	3,8	2,7	115
Chine (Wuhan)	YRSRI	1983	6	0,5	400?
France (Nantes)	LCPC**	1985	5,5	2	200
Chine (Chengdu)	CHIDI	1985	5,4	2,2	100
RFA (Bochum)	Université	1987	4,1	2	250
Japon (Chuo)	Université	1988	3	1	150
Pays-Bas (Delft)	Delft Geotechn.	1989	6	3,5	300
USA (Boulder)	Université	1989	5,5	2	200
USA (New York)	RPI**	1989	3	1	200
Australie (Perth)	Université**	1990	3	1	200
USA (Davis)	Université	1990	9,2	3,6	70
Japon (Tokyo)	Kajima**	1990	3	1	200
Chine (Nanjing)	NHRI	1991	5	1,5	200
Chine (Beijing)	IWRI	1991	5	1,5	300
Japon (Kawasaki)	Niken Sekkei**	1992	3	2,2	200
Canada (St John's)	C-Core**	1993	5,5	1	200
Japon (Tokyo)	Takenaka**	1993	7	3	200
USA (Vicksburgh)	US Army Corps**	1994	6,5	3	300
Japon (Tsukuba)	PWRI	1997	6,6	5	150
Corée (Suwon)	Daewoo**	1997	3	1,2	200
Japon (Kawanaga)	Nishimatsu	1998	3,8	1,3	200
Chine (Hong-Kong)	HKUST	1998	4,5	2,6	150
Écosse (Dundee)	Université**	1999	3,5	0,8	130
Japon (Tokyo)	Obayashi Co.	2000	7	7	120
USA (San Diego)	Université**	2001	3,5	0,8	130
Brésil (Rio)	Université	Projet	3	1	200
Égypte (Mansoura)	Université**	Projet	3	1,2	130

* installation non spécifique au génie civil ; ** réalisation Acutronic-Actidyn Systems.

Les centrifugeuses à poutre équipées d'une nacelle pivotante sont de très loin les plus utilisées mais quelques centrifuges à tambour (Figs 6 et 7) sont également en service dans les universités de Cambridge, de Perth (Steward *et al.*, 1998), d'Hiroshima (Gurung *et al.*, 1998) et à ETH Zurich (Springman *et al.*, 2001). Les techniques et les outils spéciaux nécessaires à ces essais ont été très récemment décrits par Laue (2001).

Pour être complet, il convient de mentionner aussi la machine bi-poutre spécialement conçue par Mitchell

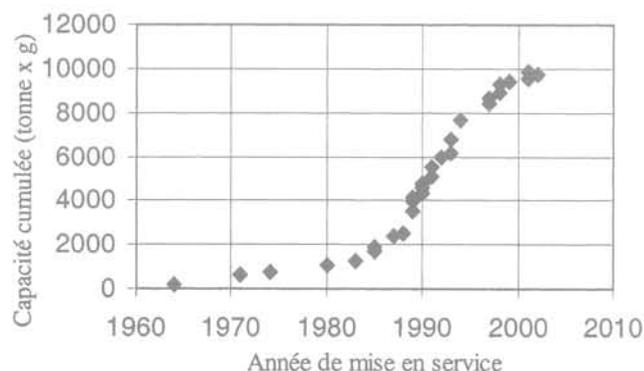


FIG. 4 Capacité cumulée du parc mondial des centrifugeuses géotechniques de plus de 3 m de rayon.
Total number of Japanese geotechnical centrifuges in operation (data from Kimura, 2000).



FIG. 5 Nombre cumulé de centrifugeuses mises en service au Japon d'après les données de Kimura (2000).
Cumulative capacity (in tonne x g) of the large centrifuges listed in Table I (radius larger than 3 m).

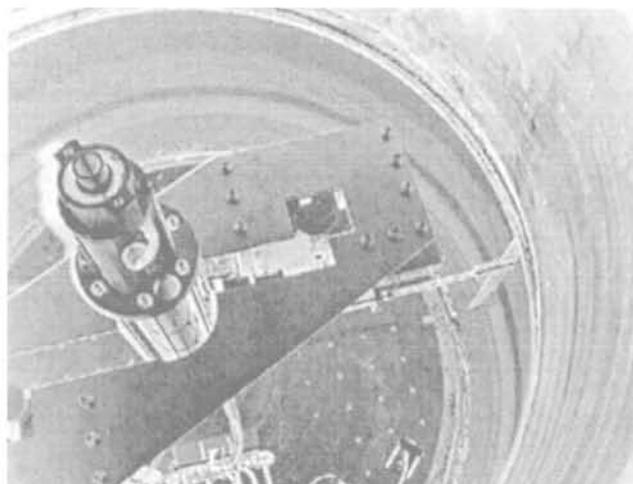


FIG. 6 Centrifugeuse tambour de ETH Zurich et outil de terrassement (Laue, 2001).
The ETH Zurich drum centrifuge.



FIG. 7 Centrifugeuse tambour de l'université de Perth.
The Perth University drum centrifuge.

pour réaliser des essais de longue durée sur le transfert de polluants dans les sols ou encore des essais de diffusion et de mesure de conductivité hydraulique (Theriault et Mitchell, 1996 ; Mitchell *et al.*, 2000).

Ce développement rapide du parc des centrifugeuses et donc de l'activité a conduit à plusieurs initiatives pour assurer la diffusion de l'information et les échanges :

- organisation de conférences internationales périodiques (cf. § 1) ;
- création sous l'égide du Comité technique TC2 d'une revue internationale IJPMG dont les premiers numéros sont parus en 2001 (*International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*) ;
- constitution d'une base de données regroupant les références des publications scientifiques portant sur la modélisation en centrifugeuse (Thorel *et al.*, 2000). Cette base CLEOPATRE dont l'élaboration a débuté au LCPC au début des années 80 sera prochainement accessible sur Internet (<http://necer.lcpc.fr/cleo>).

Dans ce bref rappel de l'évolution de la modélisation physique en géotechnique, il faut aussi souligner le soutien constant que la communauté des centrifugeuses européennes a reçu de la Commission Européenne avec le financement de trois programmes successifs, initiés et coordonnés par le LCPC :

- Stimulation (1986-1988) avec trois partenaires (*Centrifuge modelling of shallow footings*),
- Science (1992-1995) avec cinq partenaires (*Improvement of centrifuge modelling techniques*),
- Réseau NECER (1996-2001) avec onze partenaires (*Network of European Centrifuges for Environmental Geotechnics Research*).

3

Évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application

Nous allons tenter de donner un aperçu des méthodes et de techniques récemment mises au point pour réaliser les principales phases d'une expérimentation sur modèles et en particulier les interventions en cours de rotation et la préparation et la caractérisation des massifs de sol nécessaires aux essais.

3.1

Interventions sur le modèle en cours de centrifugation

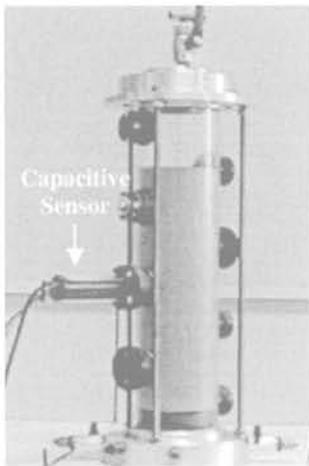
3.1.1

Mesures et observations

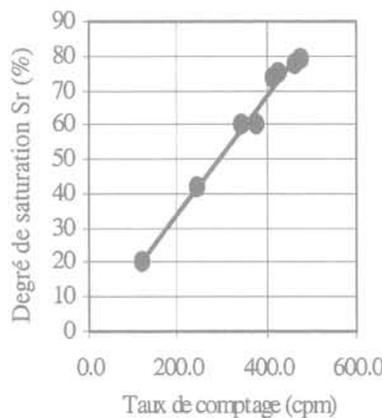
Toutes les grandeurs physiques couramment mesurées sur les ouvrages réels sont aussi accessibles

sur modèles centrifugés en utilisant des capteurs adaptés (déplacement, rotation, déformation, pression, force, accélération, température...). Par ailleurs, de nouvelles techniques de mesures et de nouveaux capteurs sont apparus récemment comme, par exemple :

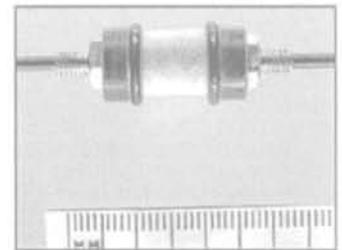
- mesure de déplacements sans contact par capteur laser (Itoh *et al.*, 1998 ; Dyson et Randolph, 1998 ; Hori-koshi *et al.*, 1998) ou ultrasons (Sassa et Sekiguchi, 1999). Ces capteurs sont parfois montés sur un axe mobile permettant de relever des profils complets (Nomoto *et al.*, 1999) ;
- mesure de vitesse de propagation par barres Hopkin-son (Bruno & Randolph, 1999) ;
- mesure de teneurs en eau en sol non saturé à l'aide de sondes TDR (*Time Domain Reflectometry*) par Crançon *et al.* (2000) ou sondes capacitives haute fréquence (Dupas *et al.*, 2000) ;
- suivi de la migration de polluants par différentes techniques développées en particulier par le réseau européen NECER (Fig. 8) : capteurs photométriques à fibre optique, capteurs résistifs, capteurs à électrode de potentiel, traceurs radioactifs, tomographie de résistivité, traitement numérique d'images (Garnier *et al.*, 2000b) ;
- méthodes de traitement d'image pour le suivi en 2 dimensions ou en 3 dimensions (en associant plusieurs caméras) des déplacements de sols, de structures, de fluides (Fig. 9). Pour les essais dynamiques, les moyens les plus récents permettent des cadences d'acquisition atteignant 2 000 images par secondes (Okamura *et al.*, 2001).



(a) Capteur capacitif haute fréquence sur colonne d'essai.
High-frequency capacity probes on a centrifuge column test (Dupas *et al.*, 2000).



(b) Étalonnage de la mesure de teneur en eau par traceurs radioactifs.
Measurement of water content by radiotracers (Günzel *et al.*, 2000).



Capteur Mark 4 de Cambridge.
Sensor Mark 4 of Cambridge.



Capteur du LNEC.
Sensor of the LNEC.

(c) Capteurs à fibre optique.
Fibre-optic photometric sensor (Lynch *et al.*, 2000).

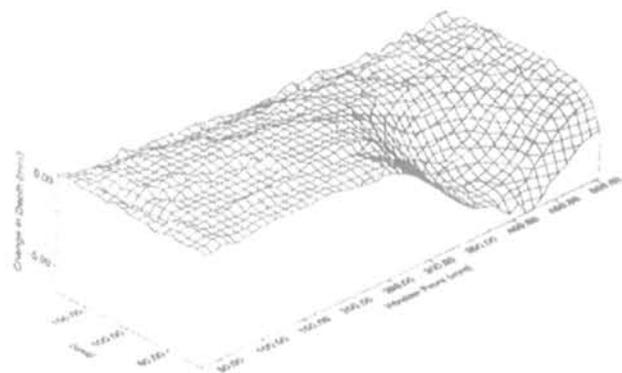
FIG. 8

Techniques et capteurs spéciaux développés par le réseau européen NECER.

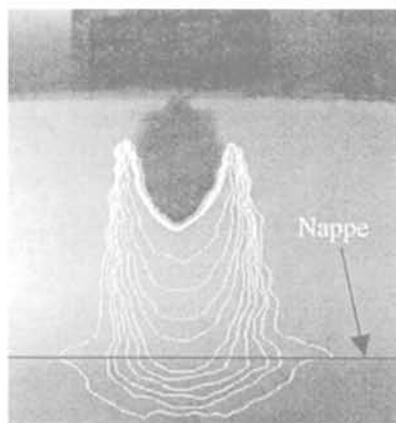
Special techniques and sensors developed by the European network NECER for geoenvironmental centrifuge testing.

Opérations réalisées en cours de rotation

Le chargement des structures et la caractérisation des massifs de sol doivent évidemment être effectués en cours de centrifugation, lorsque l'accélération d'essai



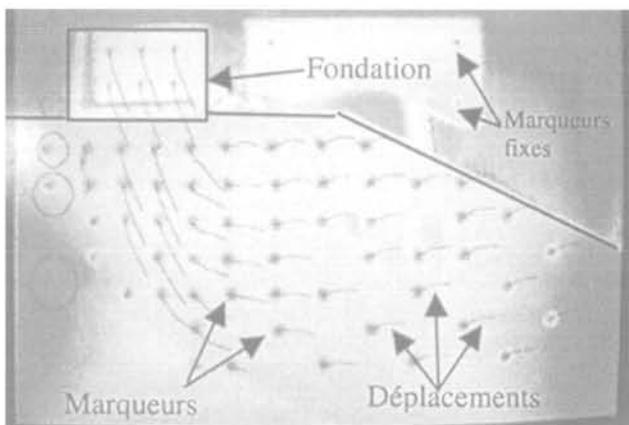
(a) Tassement de la surface du sol dû à l'effondrement du front d'un tunnel.
Soil settlement due to the failure of the front face of a shallow tunnel (Taylor *et al.*, 1998).



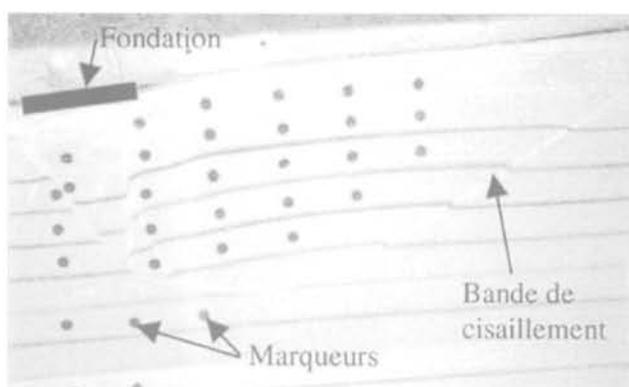
(b) Suivi d'un panache de polluant atteignant la nappe.
Determination of the contour of a pollutant plume reaching the water table (Allersma et Esposito, 2000).

et Watson et Randolph (1998) ont par ailleurs proposé de nouveaux essais en place pour la mesure de la cohésion non drainée des argiles (*T-bar* et *Torsional plate load tests*).

Pour compléter la connaissance des caractéristiques mécaniques des massifs centrifugés, nous avons



(c) Déplacements de points du sol sous une fondation filante en bord de talus.
Soil displacements below a strip footing close to a slope (Garnier *et al.*, 1999b).



(d) Mécanisme de rupture sous une fondation filante sur sol horizontal.
Failure mechanisms and shear bands below a strip footing on flat ground (Garnier, 1999).

FIG. 9 Exemples de traitement numérique d'images.

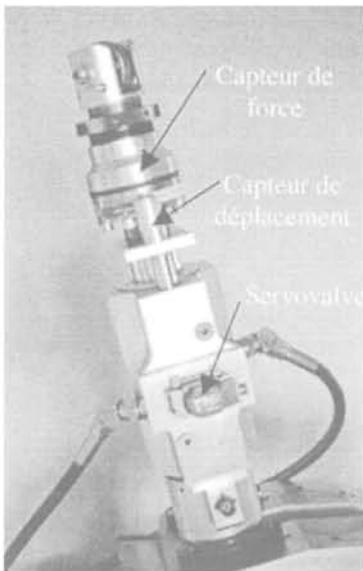
Examples of digital image processing application in centrifuge tests.

est atteinte. Des équipements ont été développés au LCPC (Fig. 10) comme sur la plupart des centrifugeuses en activité et les interventions suivantes sont désormais une pratique très courante (Garnier *et al.*, 1999b) :

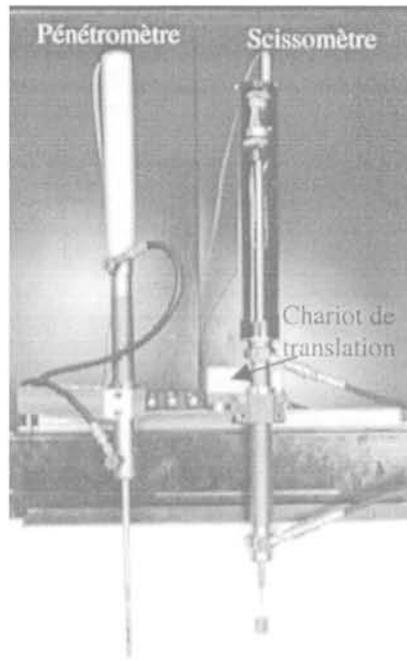
- chargement des ouvrages par des vérins pneumatiques, électriques et hydrauliques, asservis en force ou déplacement lorsque des chargements complexes sont souhaités (Fig. 10a) ;
- essais *in situ* (pénétrömètre statique et scissomètre) souvent installés sur des dispositifs permettant de les déplacer sans arrêt de la centrifugeuse (Fig. 10b). Des piezocones sont parfois utilisés (Esquivel et Ko, 1994)

par ailleurs entrepris la conception d'un minipressiomètre comprenant un contrôleur pression-volume et une sonde de 10 mm de diamètre (Fig. 11a). Un exemple de résultat d'essai effectué dans un massif de sable de Fontainebleau sous une accélération de 20 g est reproduit sur la figure 11b. Les caractéristiques pressiométriques (module E_m et pression limite p_l) ont été comparées aux résistances de pointe q_c du pénétromètre statique et les relations suivantes ont été obtenues :

$$q_c/p_l \sim 7 \text{ et } E_m/q_c \sim 0,9 \quad (5)$$



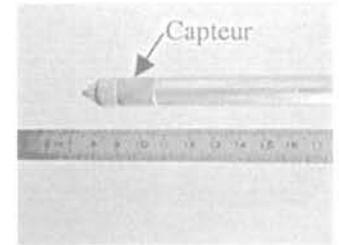
(a) Servo-vérin hydraulique conçu spécialement pour les essais en macrogravité.
Hydraulic servo-jacks specially designed for centrifuge tests.



(b) Pénétromètre et scissomètre mobiles.
Mobile CPT and vane devices.



(c) Pales du scissomètre.
Vane blades.



(d) Pointe pénétrométrique avec capteur intégré.
CPT tip and load cell.

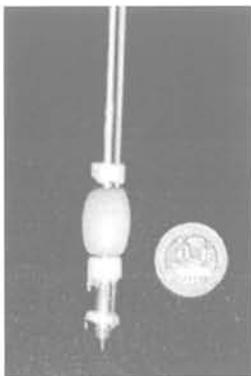
FIG. 10 Quelques dispositifs LCPC d'intervention sur le modèle en cours de rotation.
LCPC devices for in-flight operations.

Ces rapports sont assez proches des valeurs souvent observées dans les sables bien que la déformation de la cavité soit plutôt ici à tendance sphérique. L'élanement réduit de la sonde modèle est imposé par les forts gradients verticaux qui règnent dans les massifs centrifugés. Les travaux vont se poursuivre avec pour objectif final la conception d'un minipressiomètre qui pourrait être mis en œuvre par le robot présenté plus bas.

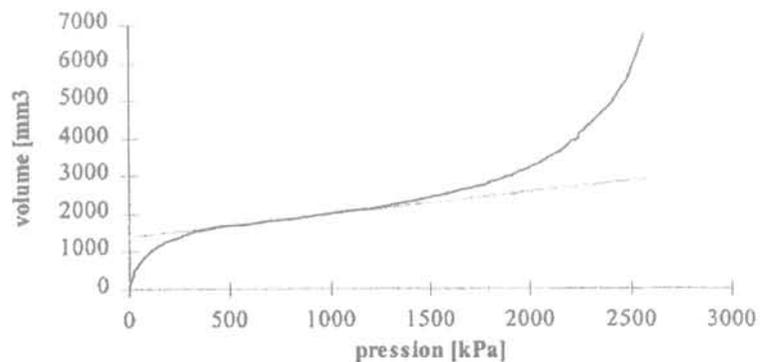
Pour d'autres interventions plus spécifiques, diverses techniques et de nombreux matériels monofonction ont été par ailleurs conçus permettant de largement diversifier les applications des modèles physiques. Les opérations suivantes sont assez répandues :

Battage et fonçage de pieux. La figure 12 présente le batteur hydraulique développé au LCPC et utilisé pour l'étude expérimentale des lois de similitude du battage (Sieffert et Levacher, 1995). Un batteur électromagnétique a aussi été mis au point dont une nouvelle version est utilisée actuellement dans l'étude de pieux sous choc latéral (Bonab, 2002). D'autres équipes ont conçu des matériels équivalents comme par exemple le CEA-CESTA (Zelikson *et al.*, 1994), l'université de Perth (Bruno et Randolph, 1999 ; de Nicolas et Randolph, 1999) et l'université Tsinghua de Pékin (Pan *et al.*, 1999).

Des dispositifs permettant de foncer des pieux isolés ou en groupe, verticaux ou inclinés, sont également utilisés dans les universités de Floride (Zhang *et al.*, 1999) et de Singapour (Leung *et al.*, 2001).

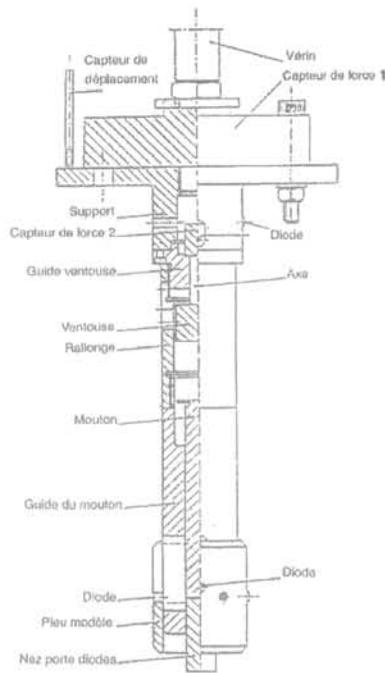


(a) Sonde dilatée.
Dilated probe.

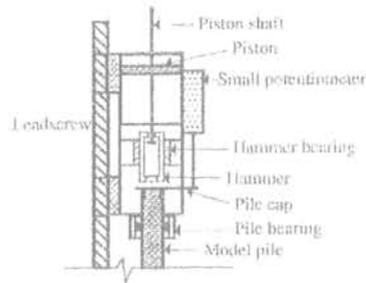


(b) Courbe pression-volume – Essai réalisé sous 20 g en sable dense.
Volume vs pressure curve – Pressuremeter test carried out in dense sand at 20 g.

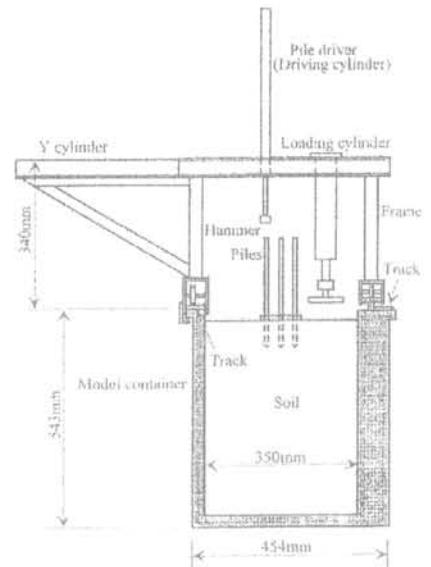
FIG. 11 Prototypé LCPC de minipressiomètre.
LCPC miniaturised pressuremeter.



(a) Bateau développé au LCPC.
LCPC hydraulic hammer
(Sieffert & Levacher, 1995).



(b) Bateau de l'université
de Western Australia.
Hammer developed
at Western Australia University
(de Nicola & Randolph, 1994).



(c) Bateau de l'université Tsinghua
de Pékin.
Hammer at Tsinghua University
(Pan *et al.*, 1999).

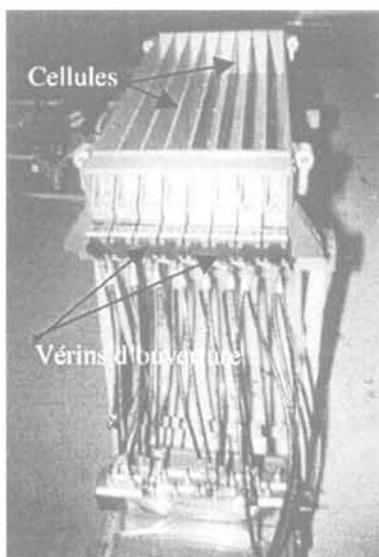
FIG. 12 Dispositifs de battage de pieux.
In-flight pile-driving systems.

Après mise en place du pieu ou du groupe, il est possible avec ces mêmes équipements d'enchaîner les opérations de chargement vertical ou horizontal des pieux sans arrêt de la centrifugeuse.

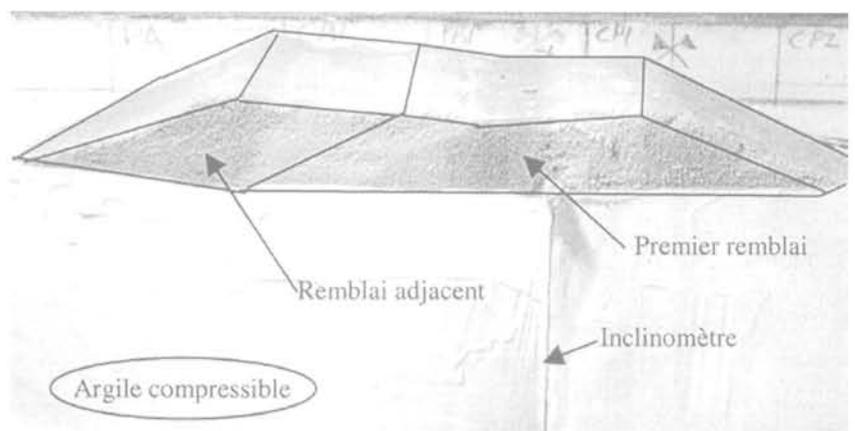
- Construction de remblais, simulation d'excavations. La méthode la plus courante pour construire un remblai consiste à installer une trémie au-dessus du modèle, dans laquelle est stocké le sable qui constituera le remblai. L'ouverture contrôlée des différentes cellules permet de construire un remblai de géométrie donnée, en plusieurs phases si nécessaire, reconnais-

sables sur la figure 13 aux couleurs différentes du sable utilisé (Akou *et al.*, 1998). Des matériels fondés sur le même principe sont utilisés dans de nombreux laboratoires (Allersma, 1994 ; Allard *et al.*, 1994 ; Khoo *et al.*, 1994 ; Thomas *et al.*, 1998 ; Rahman *et al.*, 2000, McVay *et al.*, 2000 ; Sharma et Bolton, 2001).

Ces dispositifs sont par exemple utilisés lors de l'étude du comportement de remblais et de digues sur sols compressibles renforcés ou non, de l'élargissement de remblais anciens, du frottement négatif sur les pieux.



(a) Vue de la trémie.
View of the hopper.



(b) Remblai construit en plusieurs phases en cours de centrifugation.
Embankment built in flight in several stages.

FIG. 13 Trémie LCPC de construction de remblais en cours de centrifugation.
LCPC hopper for in-flight construction of embankments (Akou *et al.*, 1998).

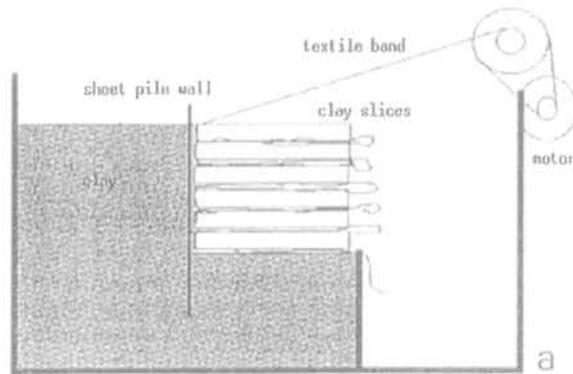
Le terrassement de fouilles et de déblais est le plus souvent simulé en évacuant un liquide contenu dans une membrane souple épousant la forme de la fouille. Un liquide de poids volumique voisin de celui du sol est utilisé ($ZnCl_2$). Cette technique simple ne simule toutefois pas exactement l'état de contraintes qui règne avant l'excavation puisque le fluide n'exerce que des contraintes normales.

Une autre solution a été imaginée par Allersma (1998) en éliminant le sol de la fouille par traction sur des nappes de géotextiles préalablement noyées dans le massif (Fig. 14a). Toutefois, la simulation la plus fidèle reste le terrassement réel du sol qui nécessite le développement d'un dispositif spécial (Fig. 14b). Le robot du LCPC présenté plus loin permet également cette opération de façon beaucoup plus évolutive.

• Autres appareils d'intervention monofonction (Fig. 15). Des techniques et des matériels plus exceptionnels ont été développés pour le creusement de tunnels comme par exemple les tunneliers miniatures de l'Institut de Technologie de Tokyo (Fig. 15a) et de l'Université de Bochum (Fig. 15b), pour la mise en place de colonnes ballastées (Ng *et al.*, 1998), pour la mise en tension de tirants d'ancrage d'une paroi (Takemura *et al.*, 1999) ou pour le compactage dynamique du sol (Takada et Oshima, 1994 ; Merrifield et Davies, 2000).

Des expériences sur modèles en macrogravité sont également conduites dans des domaines plus éloignés de la mécanique des sols :

- explosions souterraines et formation de cratères (Davies, 1994 ; Brownell *et al.*, 1994, Dutheil, 1998) ;
- érosion du sol marin sous l'effet des vagues avec mise en œuvre d'un batteur à houle (Sassa & Sekiguchi, 2000) ;
- portance d'une couche de glace et surcharges induites sur les ouvrages, avec fabrication de la glace en cours de rotation (Langhorne *et al.*, 1999).



(a) Déroulement de nappes de géotextile noyées. Use of geotextile bands (Allersma, 1998).

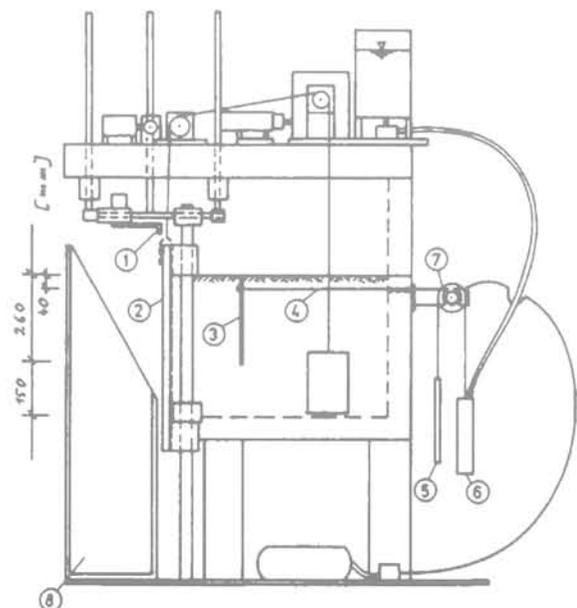
• Robots. Tous les dispositifs ci-dessus montrent l'étendue des domaines qui sont aujourd'hui accessibles à la modélisation physique mais des matériels spécifiques doivent être mis au point pour chaque nouvelle application. A la suite d'essais sur le comportement de parois de soutènement, nous avons signalé dès 1983 l'intérêt de développer un robot multifonction permettant d'enchaîner différentes opérations sur le modèle (Garnier, 1983).

Plusieurs années ont été nécessaires pour concevoir et réaliser ce robot 4 axes fonctionnant sous 100 g (Derckx *et al.*, 1998 ; Garnier *et al.*, 1999b). Il peut être piloté en mode manuel ou automatique et dispose d'un magasin pouvant contenir trois outils interchangeables (Fig. 16). Une interface standard équipe les différents outils et permet leur alimentation éventuelle en fluide (air, eau ou huile). Ces outils peuvent également être eux-mêmes munis de capteurs, les connexions étant automatiquement assurées lors de leur saisie par le robot.

Ce téléopérateur a été mis en œuvre par exemple pour les opérations suivantes :

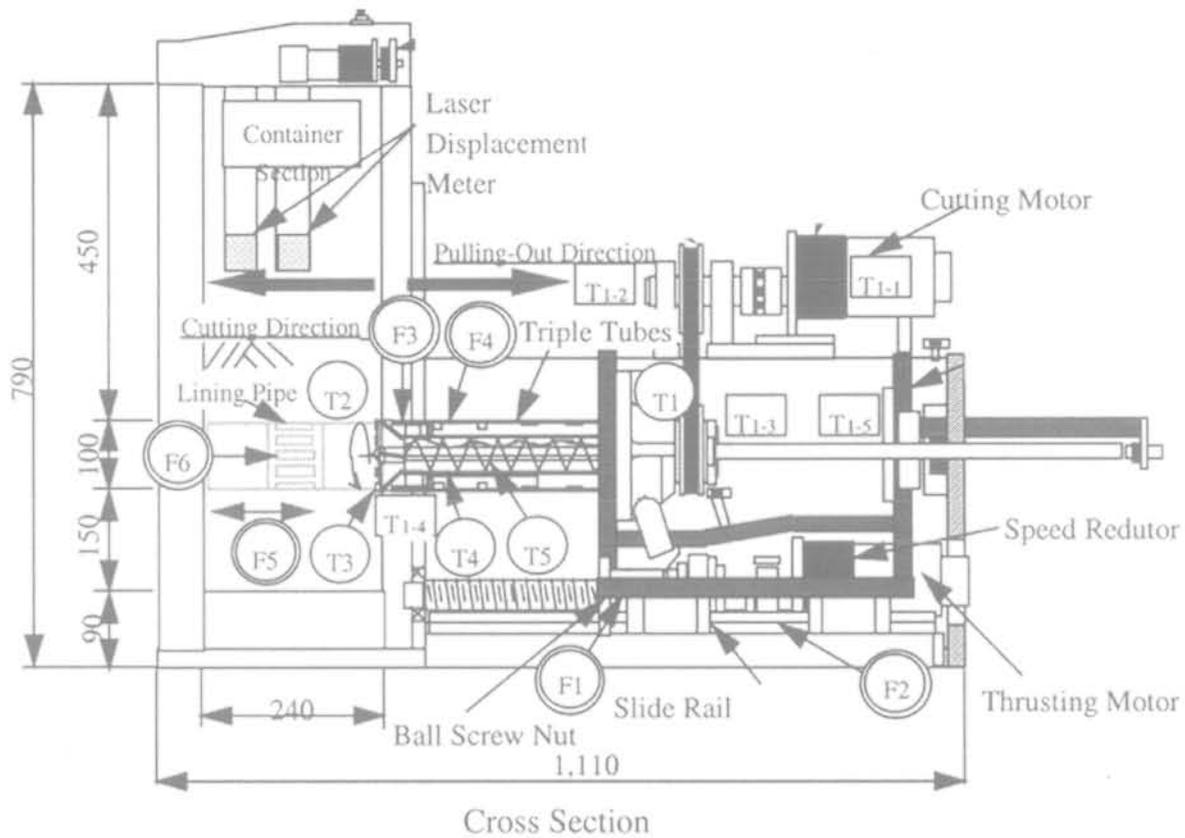
- pénétrations statiques lors de la cartographie des résistances de pointe dans des massifs de sable reconstitués par pluviation (Ternet, 1999) ;
- essais d'arrachement d'inclusions verticales ou horizontales pour l'étude des effets de taille dans les cisaillements d'interface (Le Collinet, 1998 ; Garnier & König, 1998) ;
- excavation de fouille et chargement de fondation pour des recherches sur le comportement des parois de soutènement et les interactions fondation-paroi (Bodin *et al.*, 2000, Gaudin *et al.*, 2002).

Ce robot est actuellement sans équivalent dans le monde mais plusieurs laboratoires s'équipent de dispositifs identiques (université HKUST de Hong Kong en 2001, RPI à New York et Université UC Davis en 2002).

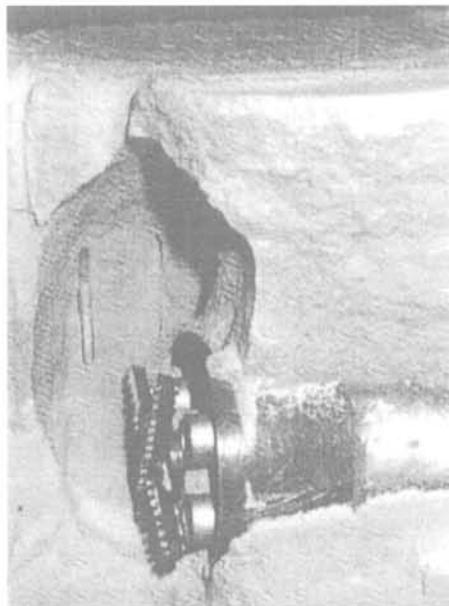


(b) Dispositif de terrassement de fouille et de mise en tension de tirants de l'université de Bochum. Special tool developed by RUB University (König, 2001).

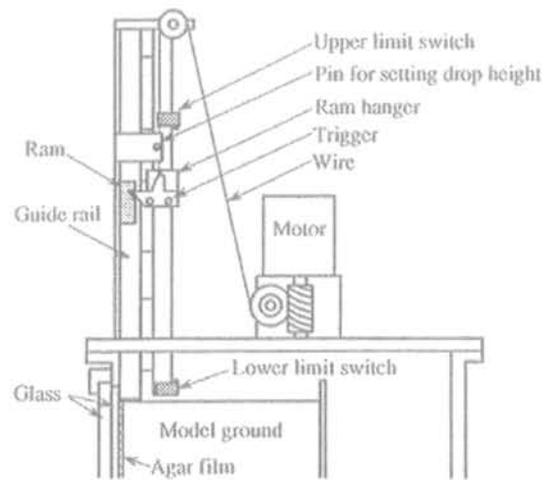
FIG. 14 Dispositifs permettant de simuler le terrassement d'une fouille. In-flight simulation of excavation.



(a) Tunnelier miniature Mark IV de l'Institut de Technologie de Tokyo.
Mark IV-shield tunnelling machine used at the Tokyo Institute of Technology (Nomoto *et al.*, 1999).



(b) Outil de forage de tunnel de l'université de Bochum.
Miniaturised tunnelling machine of RUB University (Laue, 2001).



(c) Compactage dynamique.
Dynamic compaction (Takada *et al.*, 1994).

FIG. 15 Exemples d'appareils spécialisés.
Examples of special single-function devices.

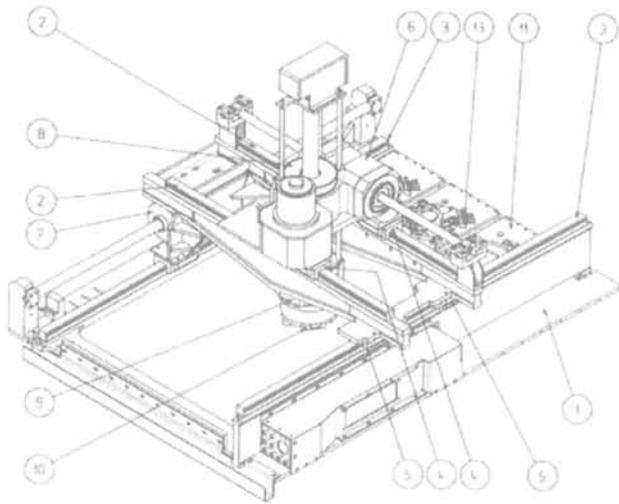
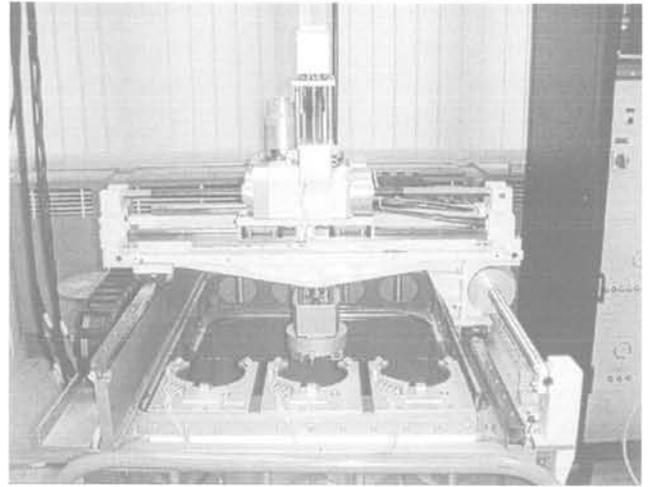


FIG. 16 Schéma et vue générale du téléopérateur du LCPC fonctionnant sous 100 g.
Views of the 100 g on-board LCPC robot.



3.2

Évolution des domaines d'application des modèles physiques

L'évolution constante et l'extension des champs d'utilisation des modèles centrifugés sont la conséquence logique d'un double phénomène :

- progrès technologiques dont nous avons tenté de donner un aperçu dans les paragraphes précédents ;
- évolution des besoins et des priorités de recherche en géotechnique (protection contre les risques naturels, effets des séismes sur les constructions, géotechnique de l'environnement).

Les interactions sols-structures (fondations, tunnels, soutènements) restent encore un champ d'application très important. Il continuera à se développer avec la mise en service de nouveaux moyens d'essais, dont les robots embarqués, qui ouvrent d'autres possibilités de simulation (§ 3.1). Mais d'autres applications que nous évoquerons brièvement ci-dessous connaissent aussi un essor indéniable.

3.2.1

Simulation de séismes

L'étude sur modèle réduit de l'effet des séismes sur les ouvrages géotechniques et de la liquéfaction des sols s'est surtout développée aux USA et au Japon. Sur les 32 centrifugeuses recensées au Japon par Kimura (2000), dont plusieurs ont été mises en services suite au séisme de Kobé, 15 sont équipées de simulateurs de séisme. Le pourcentage de communications consacrées à la modélisation de séismes dans les conférences Centrifuge reflète aussi l'importance croissante de ce domaine. Il représentait près de 25 % des 150 articles présentés à la conférence de Tokyo en 1998 (Fig. 17).

En Europe, seule l'université de Cambridge et le CEA-CESTA ont réalisé ce type d'expériences, avec des moyens totalement originaux.

L'université de Cambridge a choisi des simulateurs mécaniques, d'abord la Bumpy Road dans les années 80 (Schofield, 1981 ; Kutter, 1982) puis plus récemment un volant inertiel (Madabushi *et al.*, 1998). La Bumpy

Road était une piste cannelée scellée sur le mur de la salle de centrifugation sur laquelle prenait appui une roue qui transmettait les vibrations au modèle. Le système à volant inertiel SAM (*Stored Angular Momentum*) consiste à stoker l'énergie dans une roue en rotation puis à utiliser cette énergie pour solliciter le modèle à l'aide d'un embrayage et d'un système de bielles (Fig. 18a). Les inconvénients des systèmes mécaniques sont leur manque de souplesse pour faire varier les sollicitations et les bruits qu'ils génèrent du fait des jeux mécaniques.

Le CEA-CESTA a d'abord utilisé des microcharges d'explosifs (Zelikson et Leguay, 1985) et s'oriente aujourd'hui vers un générateur de chocs pneumatique (Fig. 18b) protégé par un brevet (Sabourault *et al.*, 1999).

Toutefois, comme l'a montré une étude récente (Chazelas, 1999) les équipements de loin les plus répandus sur les centrifugeuses sont de petites tables vibrantes fonctionnant à l'aide de servo-vérins hydrauliques (Fig. 19). Quelques simulateurs 2 axes existent déjà (Fig. 19b) ou sont en projet (cf. ci-après).

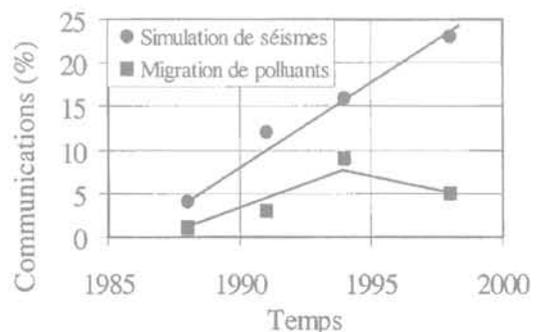
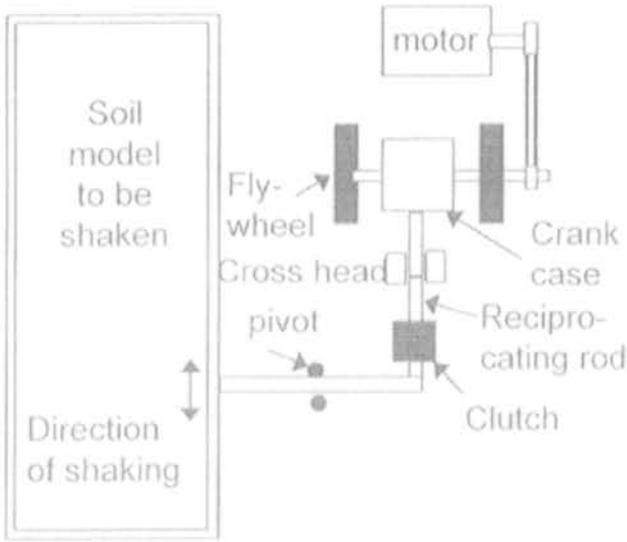
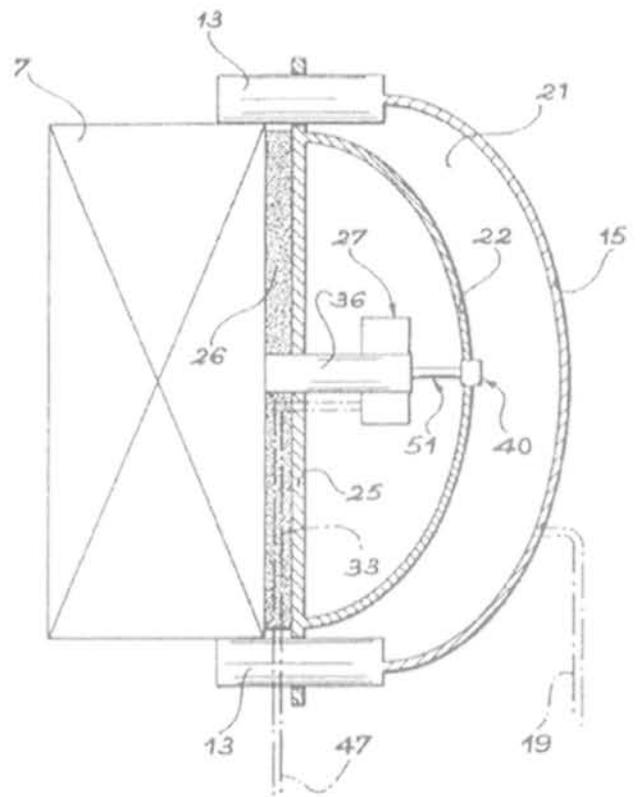


FIG. 17 Évolution du pourcentage des communications présentées dans les conférences Centrifuge dans les domaines de la simulation de séismes et de la migration de polluants dans le sol.

Evolution in the percentage of papers presented at the Centrifuge conferences in the fields of earthquake simulation and transport of pollutants in soils.



(a) Système à volant inertiel.
SAM actuator (Madabushi *et al.*, 1998).

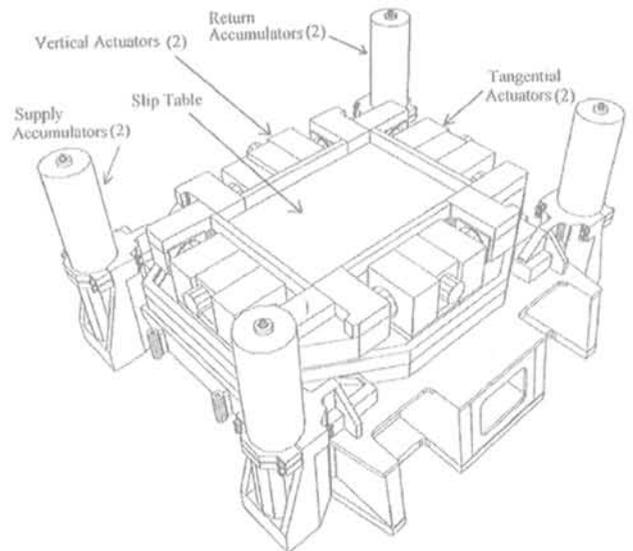


(b) Générateur de chocs pneumatiques du CEA-CESTA.
CEA-CESTA pneumatic shock actuator (INPI 2 777 682).

FIG. 18 Nouveaux simulateurs de séismes mécanique ou pneumatique.
New mechanical earthquake actuators.



(a) Simulateur mono-axial de l'université de Californie à Davis.
1-D shaker of UC Davis University installed on the swinging basket.



(b) Simulateur 2D de l'université de Hong Kong.
2-D shaker of the University of Hong Kong (Shen *et al.*, 1998).

FIG. 19 Exemples de simulateurs de séismes à servo-vérins hydrauliques.
Examples of 1-D and 2-D hydraulic shakers.

Ces tables vibrantes doivent posséder des caractéristiques très particulières pour les raisons suivantes :

- les fréquences des séismes modèles doivent être n fois supérieures à celles des séismes réels donc de plusieurs dizaines de Hz à 200 voire 300 Hz ;

- le poids du conteneur à entraîner est multiplié par n sous l'effet de l'accélération centrifuge ;
- la mise en vibration du conteneur et du modèle excite aussi la nacelle et les bras de la machine imposant des essais préalables pour ajuster le spectre d'entrée.

Un simulateur innovant est en cours de fabrication chez Actidyn Systems incluant un équilibrage dynamique, tant sur le plan mécanique que sur le plan asservissement-contrôle. Il devrait permettre de générer des excitations d'amplitude, direction et fréquence choisies à l'avance et pilotées. Son second avantage découlant de l'équilibrage dynamique est de réduire ou éliminer les sollicitations actuellement transmises à la machine.

Les simulateurs existants génèrent en effet des stimuli mal connus sur la machine qui peuvent traverser plusieurs fois les fréquences de résonance les plus basses du bras et de la nacelle. La solution souvent préconisée du bras rigide n'est pas adaptée car l'augmentation de masse ne peut résoudre un problème dynamique.

D'autres difficultés existent et ont fait l'objet d'intenses travaux par exemple sur la recherche d'un fluide de substitution et sur la conception de contenants spéciaux ou de traitements des parois pour réduire les effets de bords et la réflexion des ondes sismiques.

Si les matériaux du modèle (sol et fluide interstitiel) sont les mêmes que ceux du prototype, des conflits de similitude sur les échelles de temps apparaissent par exemple entre les phénomènes inertiels ($t^* = 1/n$) et les phénomènes de diffusion ($t^* = 1/n^2$). Ils imposent l'utilisation sur le modèle d'un fluide n fois plus visqueux que l'eau.

L'huile de silicone est le fluide le plus généralement retenu mais d'autres produits sont employés comme des solutions de cellulose (metolose) à l'université du Colorado à Boulder (Dewoolkar *et al.*, 1999a et b) ou un liquide spécialement mis au point par GeoDelft mais dont la composition n'a pas été dévoilée (Allard *et al.*, 1994).

L'autre solution parfois adoptée (Balakrishnan et Kutter, 1999) consiste à conserver l'eau comme fluide du modèle et à considérer que le prototype simulé possède une perméabilité n fois supérieure à celle du modèle. On exploite alors le concept du pseudo-prototype dont Butterfield (2000) a proposé une formulation plus générale.

Des progrès significatifs pour le développement de cette approche expérimentale ont été réalisés dans le cadre du programme nord-américain VELACS (VERification of Liquefaction Analysis using Centrifuge Studies) associant huit laboratoires pour plusieurs séries d'essais croisés de liquéfaction et des comparaisons avec des modèles numériques (Arulanandan *et al.*, 1994). La répétabilité des essais de liquéfaction en centrifugeuse n'est assurée que lorsque les simulateurs sont capables de reproduire le spectre correct des fréquences imposées. La préparation des massifs de sol joue également un rôle important.

Un autre pas sera franchi avec le nouveau programme nord-américain NEES (Network for Earthquake Engineering Simulation) lancé en octobre 2000 avec un budget total de 82 millions US\$. Il a pour objectif la création d'un réseau associant dans les mêmes projets les laboratoires spécialistes de modélisations numériques et de modélisation physique.

Plus de 7 millions US\$ permettront d'équiper les centrifugeuses de Davis (UC Davis) et New York (RPI). Sur celle de Davis, une table vibrante deux axes (horizontal et vertical) sera installée en même temps qu'un robot. Des traitements d'images en 3D sont prévus

ainsi que des techniques de tomographies sismique et électrique. Les données obtenues lors des essais de simulation de séisme en centrifugeuse seront transmises en temps réel sur le réseau NEES (Wilson, 2000). Un nouveau simulateur de séismes à 2 axes (horizontaux) et un robot seront aussi construits au RPI.

Des ouvrages très divers ont été testés en modèles centrifugés sous sollicitations sismiques (cf. compte rendu de l'atelier « Effet de séismes et problèmes dynamiques » de la conférence Centrifuge 98, Elgamal et Horikoshi, 2000). Comme on peut s'y attendre, les ouvrages les plus sensibles aux effets des séismes sont les plus étudiés (pentes et remblais, murs cloués, soutènements, culées de pont, pieux en zone liquéfiable) et les spectres observés lors du séisme de Kobé constituent désormais la référence des séismes simulés.

3.2.2

Migration de polluants et techniques de confinement et de dépollution

Les études sur le transport de polluants dans les sols constituent un autre domaine en extension (Fig. 17). A la différence du précédent, l'essentiel des travaux porte encore sur l'étude des conditions de similitude et sur la validation de l'approche expérimentale.

Comme déjà mentionné, un réseau européen NECER réunissant onze partenaires tous dotés de centrifugeuses géotechniques a été créé en 1996 avec un large soutien de la Commission européenne (4^e PCRD). Ses objectifs étaient précisément de développer des capteurs et des techniques expérimentales adaptées à ce domaine (§ 3.1.1) et d'examiner les lois de similitude (Garnier *et al.*, 2000b). Le problème est assez complexe puisqu'il traite de matériaux à trois voire quatre phases et quelques résultats sont présentés dans la partie II de cet article sur les conditions de similitudes en sol non saturé.

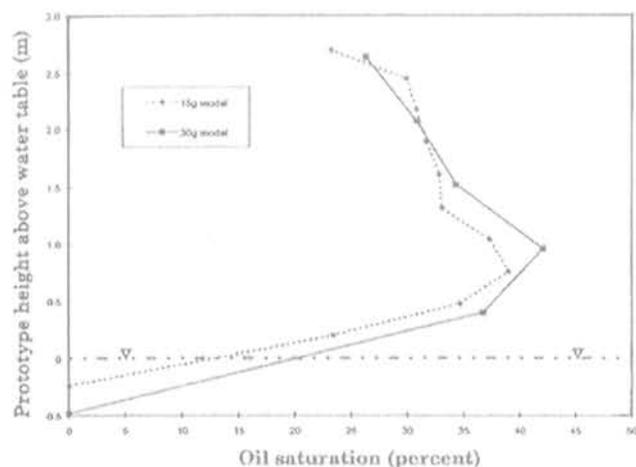
Un premier état de l'art sur ce sujet a été publié par Culligan-Hensley et Savvidou (1995) et de nombreux exemples peuvent être trouvés dans les actes du symposium *Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics* (Garnier *et al.*, 2000a). Les applications concernent avant tout les polluants miscibles ou non mais non réactifs. Les phénomènes accompagnés de réactions chimiques qui peuvent être prépondérantes pour certains polluants ne sont pas à ce jour étudiés sur modèles réduits centrifugés. En revanche, des expériences en macrogravité sont réalisées pour contribuer à l'étude des problèmes de cinétique. Nous avons par ailleurs mentionné la centrifugeuse bi-poutre spécialement conçue par Mitchell au Canada (Queen's University) pour des modélisations et des essais sur la migration de polluants dans les sols.

Dans ce domaine en effet, on distingue deux types d'expériences pratiquées en centrifugeuse (Mitchell *et al.*, 2000) :

- la modélisation physique (*centrifuge modelling*) consistant à réaliser des essais sur modèles réduits dans lesquels on tente de simuler à d'autres échelles les phénomènes existant sur un site ou dans un ouvrage en grandeur réelle ;
- les essais en macrogravité (*centrifuge testing*) sans référence à un prototype en grandeur réelle, dans lesquels des expériences sont reproduites sous différentes accélérations pour obtenir de nouvelles données sur

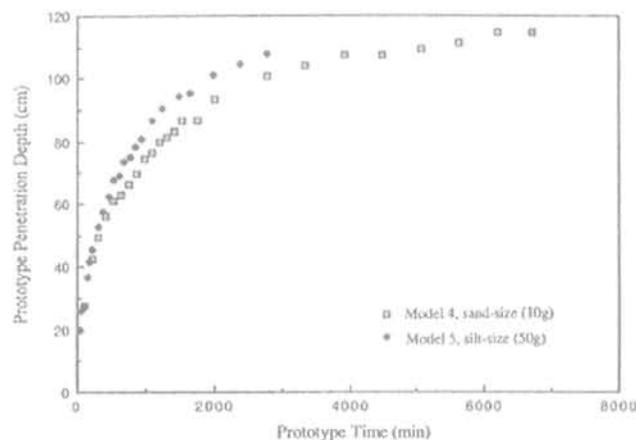
des phénomènes physiques. Cette seconde approche a aussi été utilisée sur la centrifugeuse du LCPC lors de recherches conduites par différentes équipes (universités, CNRS) et portant sur la croissance cristalline, la combustion, la mécanique des milieux granulaires (avalanches, écoulement en sablier périodique, intrusion de fluides).

En ce qui concerne la première voie (modélisation physique), des résultats intéressants pour la validation de la méthode ont déjà été obtenus sur des polluants non miscibles en sol saturé (DNAPL plus dense que l'eau) ou non saturé (LNAPL plus léger que l'eau). Dans les deux cas, les travaux récents de Knight *et al.* (2000) et de Pantazidou *et al.* (2000) sur des modèles à différentes échelles de réduction (modelling of models) ont montré que des similitudes satisfaisantes pouvaient être obtenues (Fig. 20).



(a) Concentrations en huile obtenues dans des modèles aux échelles 1/15 et 1/30 après 2 mois de migration du polluant.

Oil concentration obtained in 1/15 and 1/30-scale models after 2 months of pollutant migration (Knight *et al.*, 2000).



(b) Évolution de la profondeur de pénétration du polluant avec le temps pour deux modèles au 1/10 et 1/50.

Penetration depth of pollutant vs time for two models at 1/10 and 1/50 scale (Pantazidou *et al.*, 2000).

FIG. 20 Migration de polluants non miscibles lors d'essais sur modèles à différentes échelles de réduction.

Modelling of model tests of transport of non-miscible pollutants.

Dans une situation encore plus complexe, lorsque par exemple des instabilités produisent un phénomène de digitalisation, Griffioen et Barry (1999) ont également obtenu des résultats encourageants sur les conditions de similitude (Fig. 21).

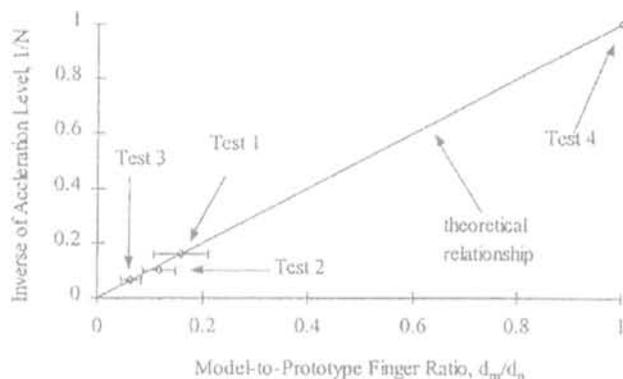


FIG. 21 Comparaison des facteurs d'échelle théoriques et expérimentaux sur la taille des digitalisations dans des écoulements instables.

Relationship between finger size and centrifuge acceleration during unstable flow (Griffioen & Barry, 1999).

3.3

Reconstitution et caractérisation des massifs de sol

Le problème de préparation des massifs de sol est crucial puisque la modélisation physique est surtout mise en œuvre pour réaliser des études paramétriques. Il faut impérativement pouvoir disposer d'un certain nombre de massifs de sol identiques dont les caractéristiques géotechniques sont prédéterminées. Il n'est donc pas étonnant que cette question ait fait l'objet d'importants travaux comme le programme européen Science (1992-1995) mentionné au § 2.3 ou le programme d'essais croisés, organisé en 1997-1998 au niveau international par le Comité technique TC2.

A ce jour, les types de sol pour lesquels les techniques sont relativement bien maîtrisées sont les massifs de sable, sec ou saturé, et les massifs argileux saturés. Les sols intermédiaires, mélanges d'argile et de sable le plus souvent non saturés (Kimura *et al.*, 1994) ou sables traités (Ismail *et al.*, 2000) font toujours l'objet de recherche et l'utilisation de ces types de sols reste encore très rare.

Tous les massifs de sols utilisés dans les modèles sont actuellement reconstitués. La solution consistant à utiliser des échantillons intacts a été envisagée et testée par plusieurs laboratoires (Garnier *et al.*, 1991 ; Gurung *et al.*, 1994). Elle est restée très peu pratiquée en raison des trop grandes hétérogénéités locales des massifs (à l'échelle des modèles) et de la difficulté de disposer de plusieurs massifs identiques.

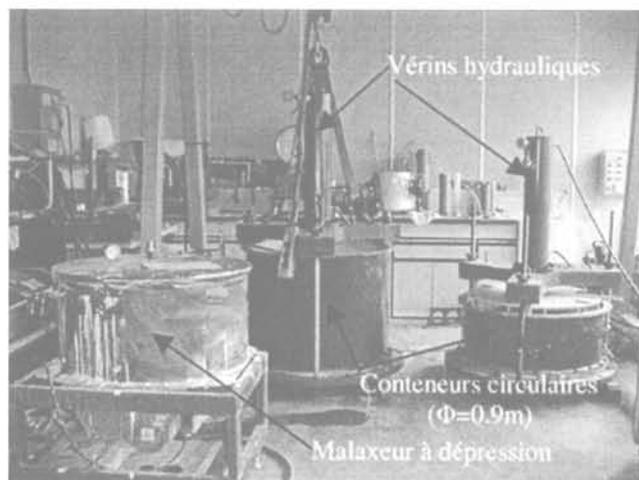
3.3.1

Argiles saturées

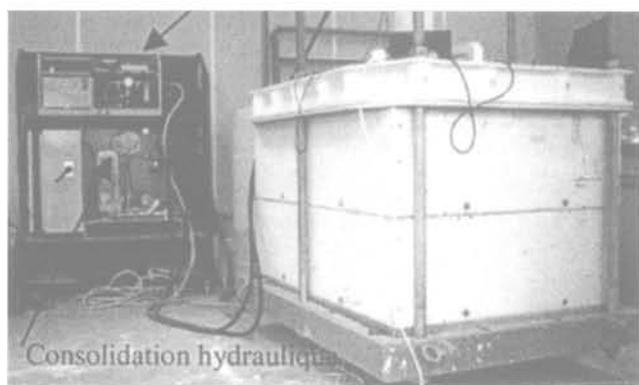
Le sol le plus utilisé du fait de sa relativement forte perméabilité réduisant les durées de consolidation reste le kaolin. Dans certains programmes de

recherche du LCPC, le matériau provenant du site de l'ouvrage à étudier a cependant été utilisé. Ainsi, plusieurs tonnes d'argile de Lysaker (près d'Oslo) et d'argile de Rion (250 km à l'ouest d'Athènes) ont été transportées au laboratoire pour des études évoquées dans la partie II de cet article.

La méthode courante consiste à malaxer l'argile avec de l'eau, sous dépression pour assurer une saturation totale du mélange, à des teneurs en eau voisines de $2w_L$. Ce matériau argileux est ensuite transvasé dans le conteneur d'essai à l'aide d'un tube plongeur et il est consolidé sous des pressions choisies en fonction des caractéristiques mécaniques souhaitées in fine (Fig. 22).



(a) Salle de malaxage et de consolidation.
Mixing and consolidation room.



(b) Conteneurs rectangulaires 1,4 m x 1 m).
Rectangular containers (1,4 m x 1 m).

FIG. 22 Matériels développés au LCPC pour la préparation des massifs argileux.
LCPC equipment developed for preparing the soil samples.

La consolidation est effectuée soit à l'aide de vérins hydrauliques, soit par la méthode du gradient hydraulique (Luong & Rivière, 1999 ; Rahman *et al.*, 2000), soit en associant les deux méthodes.

Des relations entre la cohésion non drainée c_u , le degré de surconsolidation OCR et la contrainte effective σ'_v ont été établies expérimentalement et sont utili-

sées dans ces opérations pour déterminer les programmes de consolidation des différentes couches :

$$c_u = 0,19\sigma'_v OCR^{0,59} \quad \text{Kaolin (Speswhite clay)} \quad (6)$$

$$c_u = 0,4\sigma'_v OCR^{0,57} \quad \text{Argile de Lysaker} \quad (7)$$

Les propriétés mécaniques des matériaux doivent bien entendu être mesurées sous accélération. Des matériels ont été développés pour ces mesures comme le scissomètre et le pénétromètre statique mobiles présentés au § 3.1.2. Pour ces matériels, des corrélations ont en outre été obtenues entre la cohésion non drainée c_u et la résistance de pointe q_c , toutes deux mesurées en cours de centrifugation (Fig. 23).

$$q_c = 18,5 c_u \quad (\text{Kaolinite}) \quad (8a)$$

$$q_c = 15 c_u \quad (\text{Argile de Lysaker}) \quad (8b)$$

$$q_c = 14,7 c_u \quad (\text{Argile de Rion}) \quad (8c)$$

Il est maintenant possible de reconstituer avec une précision correcte des massifs d'argile dont les profils de cohésion non drainée sont donnés *a priori*. La figure 24 montre à titre d'exemple la comparaison entre les spécifications imposées par le centre de recherche d'Exxon et les cohésions mesurées dans sept massifs successifs à la fin d'une consolidation de 24 heures sous 100 g (contrat d'étude sur les caissons à effet de suction).

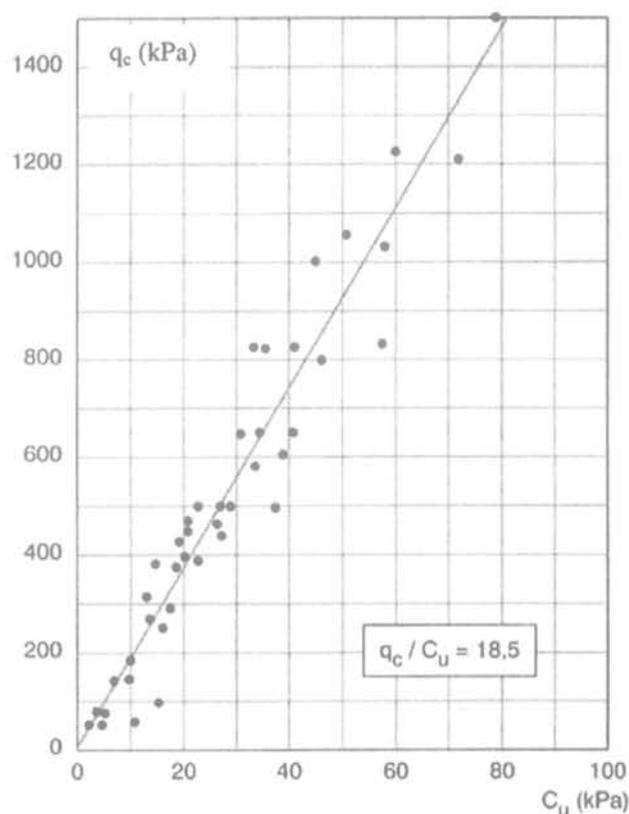


FIG. 23 Corrélation entre la résistance de pointe q_c et la cohésion non drainée c_u du kaolin.
Correlation between the tip resistance q_c and the undrained shear strength c_u of Speswhite clay.

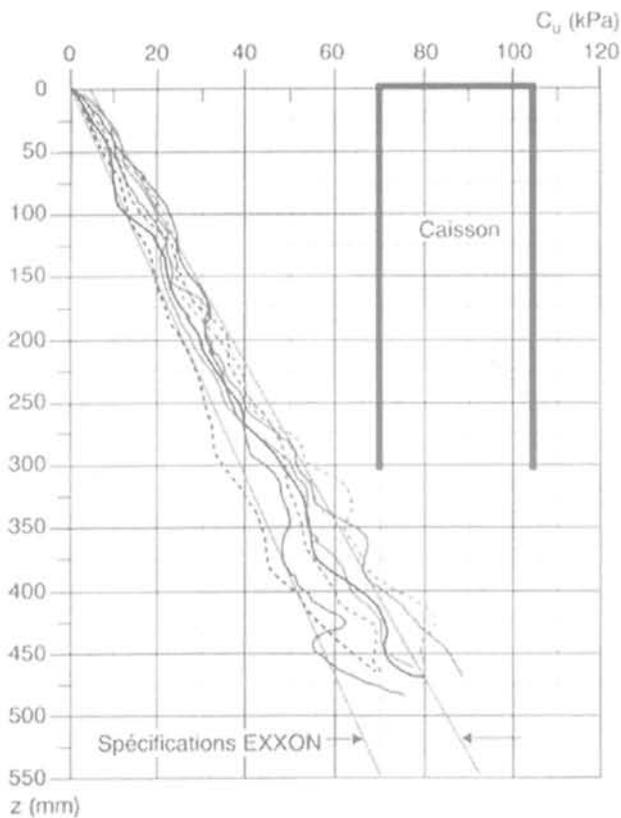


FIG. 94 Comparaison entre les spécifications et les profils de cohésion non drainée obtenus dans sept massifs successifs (essais sous 100 g).
Comparison between Exxon specifications and undrained shear strength profiles obtained in seven clay samples at 100 g.

3.3.2

Sables

Pour la reconstitution de sols sableux, les méthodes de pluviation (trémie suspendue, trémie mobile, trémie à diffuseurs) se sont largement imposées car, contrairement aux techniques de compactage, elles permettent d'atteindre des compacités élevées sans rupture des grains. Elles peuvent en outre être totalement automatisées, ce qui améliore beaucoup l'homogénéité et la répétitivité des massifs. L'intérêt de ces méthodes de pluviation pour reconstituer les éprouvettes de laboratoire nécessaires aux essais de cisaillement a aussi été largement démontré (Levacher *et al.*, 1994 ; Vaid *et al.*, 1999).

La trémie automatique du LCPC est utilisée presque quotidiennement pour reconstituer les massifs de sable, avec des résultats extrêmement satisfaisants. Une salle spéciale sous légère dépression est consacrée à cette opération et la compacité du dépôt est réglée à l'avance en agissant sur la hauteur de chute, la vitesse de translation horizontale de la trémie et sur la largeur de l'ouverture d'écoulement du sable (Fig. 25).

La reconstitution de massifs de sable homogènes nécessite que trois paramètres, qui sont en réalité couplés, soient maîtrisés et nous avons engagé des travaux sur ces trois axes :

– densité ou indice des vides (homogénéité et répétitivité) ;

– état des contraintes géostatiques caractérisé par σ_v , σ_h et k_0 (distribution) ;
– caractéristiques mécaniques évaluées par la résistance de pointe q_c mesurée au pénétromètre (distribution).

Les données relatives aux massifs reconstitués avec la trémie LCPC sont résumées dans les paragraphes ci-dessous.

• a) Cartographie de densité des massifs reconstitués par pluviation

Une technique de mesure ponctuelle par boîtes calibrées noyées a été développée et standardisée (Küs, 1992) permettant de mesurer les poids volumiques à moins de 0,3 % près (Ternet, 1999). La figure 26 montre à titre d'exemple la cartographie obtenue dans un plan horizontal situé à 0,225 m de profondeur (conteneur rectangulaire).

Les écarts sont inférieurs à $\pm 0,5$ %, les densités les plus fortes étant observées près des parois perpendiculaires à la direction de translation de la trémie (petits côtés du conteneur). Cette compacité plus grande est également détectée par les essais au pénétromètre (§ c, ci-après) et est due à une légère perturbation du rideau de sable à l'approche de la paroi (évacuation de l'air piégé entre le rideau et la paroi).

Des contrôles *a posteriori* sont effectués dans tous les massifs reconstitués et les données obtenues attestent de la bonne répétitivité des massifs. La figure 27 présente par exemple les poids volumiques obtenus par Remaud entre 1997 et 1999 sur 16 massifs de sable de Fontainebleau denses lors d'un travail de thèse sur les groupes de pieux (Remaud, 1999). La valeur moyenne des poids volumiques des massifs s'établit à $16,36 \text{ kN/m}^3$ avec des écarts à la moyenne inférieurs à $0,09 \text{ kN/m}^3$ (soit environ $\pm 0,5$ %).

Si nécessaire, les massifs reconstitués par pluviation peuvent ensuite être assez aisément saturés par une méthode dérivée de celle qui est mise en œuvre pour les éprouvettes triaxiales avec successivement :

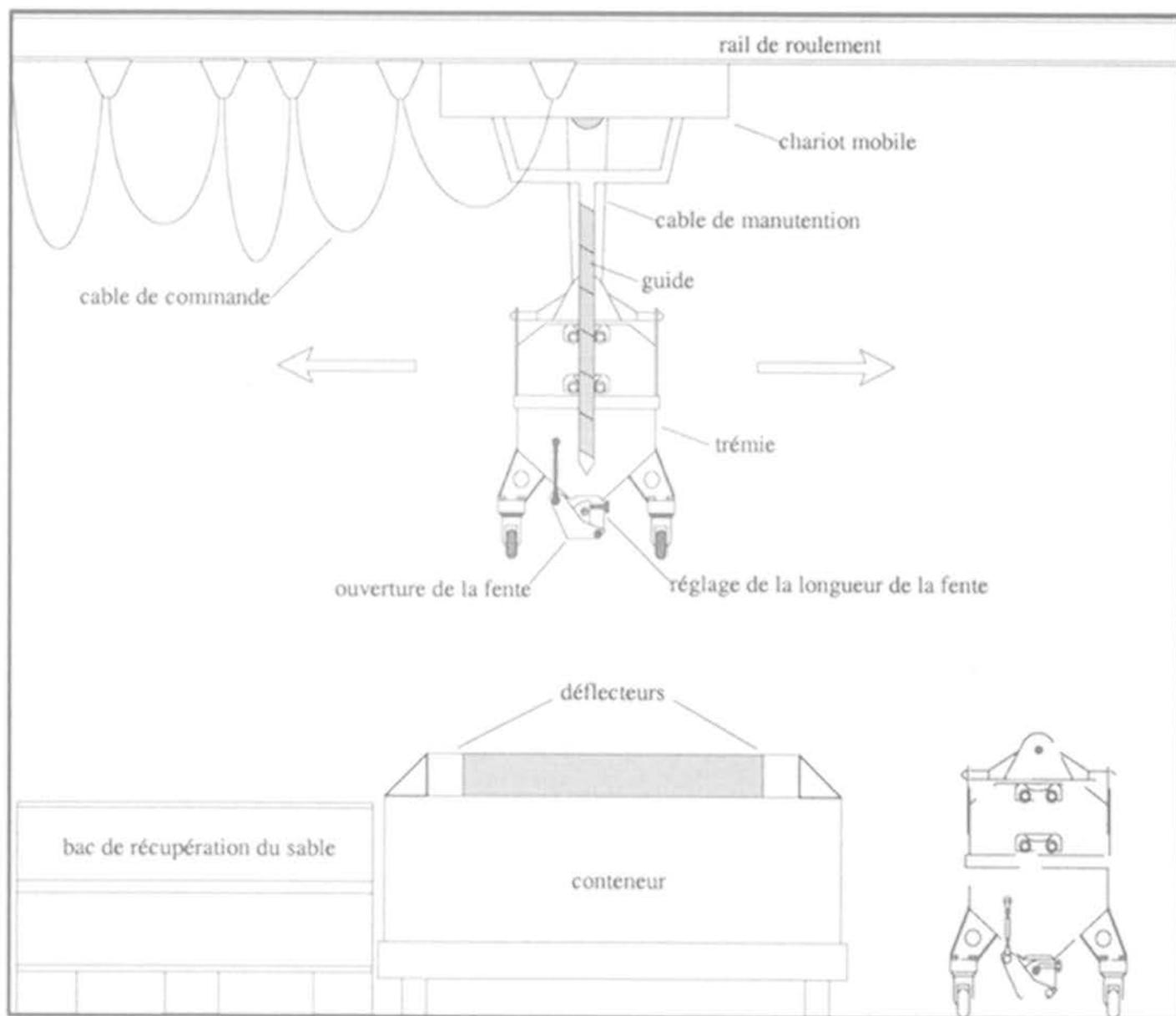
- application d'un vide partiel dans le massif ;
- circulation de dioxyde de carbone ;
- circulation d'eau désaérée.

Cette procédure est détaillée dans le guide de préparation des massifs de sable, élaboré sous l'égide du Comité technique international TC2 (Ueno, 2000). Lorsque pour des raisons de similitude des fluides beaucoup plus visqueux que l'eau sont utilisés (§ 3.1.3), cette saturation devient plus délicate et peut prendre plusieurs heures ou plusieurs jours (Dewoolkar *et al.*, 1999a ; Horikoshi *et al.*, 1998).

• b) État de contraintes géostatiques

Dans un dépôt naturel homogène et semi-infini, la contrainte verticale σ_v varie linéairement avec la profondeur et la contrainte horizontale σ_h en absence de déformation latérale est égale à $k_0 \sigma_v$. Il existe plusieurs raisons qui font que l'état des contraintes géostatiques dans les massifs de sols centrifugés pourrait différer de celles qui règnent dans des massifs réels semi-infinis :

– la contrainte verticale σ_v théoriquement égale à $\rho g z$ peut ne pas varier linéairement avec z du fait des effets « silo » (reprise d'une partie des forces de masse verticales par frottement sur les parois des conteneurs). Les écarts peuvent être considérables dans les conteneurs les plus élancés et cet effet est bien réel puisqu'il est pris en compte dans le dimensionnement des silos. La



(a) Schéma de la salle de pluviation.
Pluviation room.



(b) Trémie automatique et système pneumatique de chargement du sable.
Automatic hopper and pneumatic system used for handling sand.

FIG. 25 Salle de pluviation et trémie automatique du LCPC.
View of the LCPC automatic hopper system for sand pluviation.

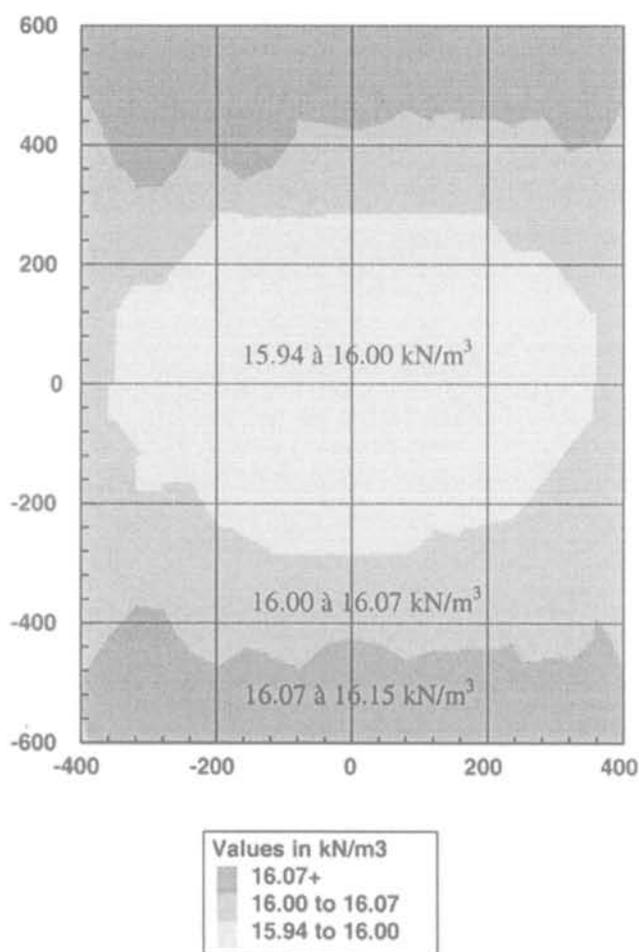


FIG. 26 Cartographie de poids volumiques à 0,225 m de profondeur dans un conteneur rectangulaire (sable de Fontainebleau). Horizontal distribution of unit weight at a depth of 0.225 m in a rectangular container (Fontainebleau sand).

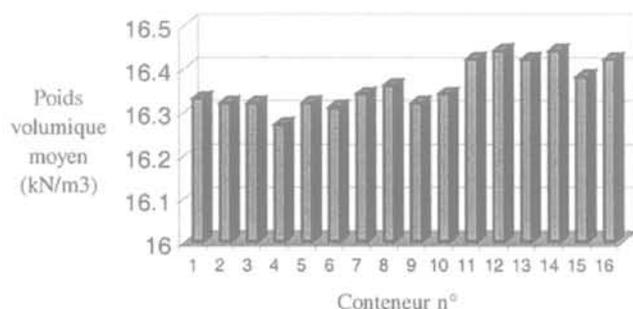


FIG. 27 Distribution des poids volumiques des 16 massifs de sable de Fontainebleau reconstitués par Remaud (1999). Unit weights of 16 Fontainebleau sand samples reconstituted by Remaud (1999) with the LCPC automatic hopper.

contrainte verticale peut finir par être constante avec la profondeur dans les silos les plus étroits ;
 – la contrainte horizontale σ_v , théoriquement égale à $k_0 \sigma_v$, peut être très inférieure à cette valeur si les parois du conteneur se déforment sous l'effet des très fortes contraintes auxquelles elles peuvent être soumises lors de la centrifugation. Ce problème est évidemment

beaucoup plus préoccupant pour des conteneurs rectangulaires que pour des conteneurs cylindriques.

Les travaux sur la détermination des contraintes dans les massifs centrifugés ont abouti récemment, grâce à la coopération engagée avec C. Brown de l'université Brunel de Londres et avec le professeur V. Askegaard de l'université de Lyngby (Copenhague). Les capteurs prototypes à action indirecte conçus par Askegaard (1998) ont une très grande raideur (déflexion inférieure à 1 micron sous 100 kPa) limitant ainsi les redistributions de contraintes (Fig. 28). La mise en place des capteurs a par ailleurs une importance considérable comme nous l'avons montré récemment (Garnier *et al.*, 1999a). Un outil de pose et une procédure standardisée ont dû être développés permettant la mesure des contraintes normales dans les milieux granulaires à $\pm 5\%$ (Ternet, 1999).

A titre d'exemple, la figure 29 présente les contraintes verticales σ_v observées dans un sable de Fontainebleau de poids volumique 16,2 kN/m³ mis en place par pluviation dans un conteneur circulaire de

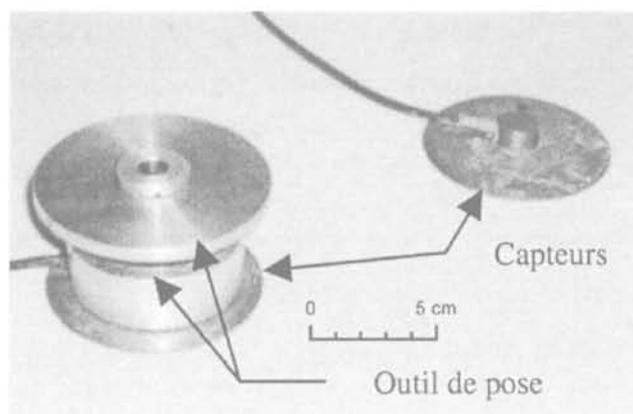


FIG. 28 Vue des capteurs Askegaard et de l'outil de pose. View of Askegaard cells and placement tool (Ternet, 1999).

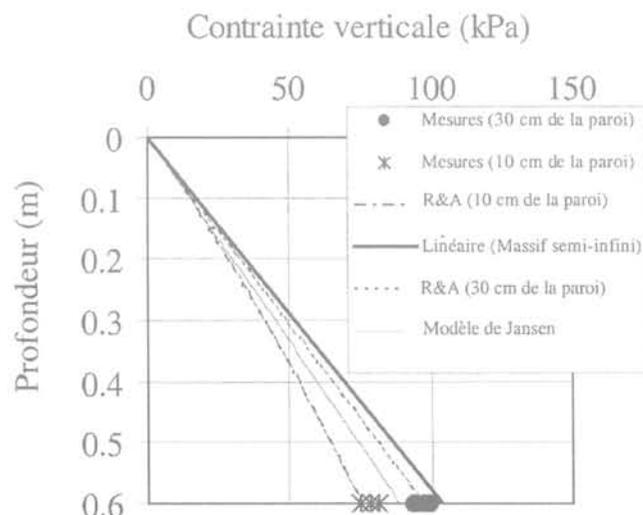


FIG. 29 Profils de contraintes σ_v avec la profondeur en conteneur circulaire de 0,9 m de diamètre sous 10 g (R&A : modèle de Ragneau & Aribert, 1994). Profiles of vertical stress σ_v with depth in a circular container 0.9 m in diameter under 10 g.

0,9 m de diamètre. Les contraintes verticales σ_v sont plus faibles près des parois qu'au centre du conteneur comme le prévoit la théorie développée par Ragneau et Aribert (1994) alors que la théorie de Jansen plus simplificatrice suppose que σ_v est constante dans un plan horizontal. Par rapport à la valeur théorique $\rho g z$ du massif semi-infini, la contrainte verticale à 0,6 m de profondeur est inférieure de 26 % à une distance de 10 cm de la paroi et de 6 % à 30 cm de cette paroi. Les données expérimentales sont en bon accord avec la théorie de Ragneau et Aribert.

Cet effet « silo » peut être à l'origine de bien des erreurs lors de l'interprétation d'essais en cuve, en station et en centrifugeuse. Il a par exemple abouti à des conclusions discutables sur l'existence de deux profondeurs critiques dans la portance des fondations profondes en sol homogène pulvérulent (Puech, 1975) ou sur l'évolution de la résistance de pointe des pieux avec la profondeur (Kerisel, 1961).

Les contraintes horizontales σ_h et le coefficient k_0 ont également été étudiés. Dans tous les essais, le coefficient k_0 s'est révélé indépendant de l'accélération centrifuge pour des valeurs supérieures à 10 ou 15 g. Il dépend en revanche étroitement de la compacité du matériau (Fig. 30). La relation de la figure 30 pour le sable de Fontainebleau peut s'exprimer sous la forme approchée suivante :

$$k_0 = 2,37 - 0,13 \gamma_d \quad (8)$$

Les écarts entre ces valeurs expérimentales et celles de la formule de Jaky ($k_0 = 1 - \sin \phi'$) sont inférieurs à 15 % (Ternet, 1999).

L'étude a aussi permis de déterminer l'effet d'une surconsolidation sur le coefficient k_0 alors noté k_{oc} . La relation suivante due à Schmidt (1983) rend bien compte des données expérimentales (Fig. 31) :

$$k_{oc} = k_0 (OCR)^\alpha \quad (9)$$

avec $\alpha = 1 - \sin \phi'$ d'après Flavigny (1992).

Les conteneurs et en particulier les conteneurs rectangulaires doivent être conçus avec des rigidités suffisantes pour que les états de contraintes y soient de type k_0 . Dans le cas de conteneurs très élancés, il peut en outre être nécessaire pour limiter l'effet « silo » de réduire le frottement entre le sol et les parois par traitement de surface ou utilisation de lubrifiant (Ueno, 1998).

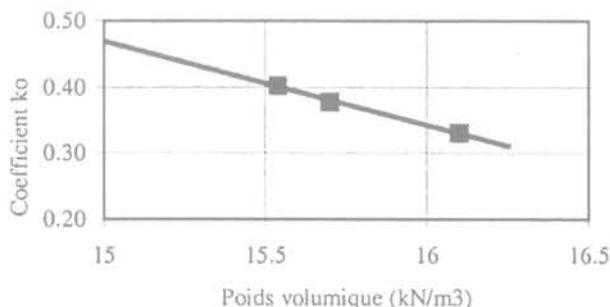


FIG. 30 Relation entre le coefficient k_0 du sable de Fontainebleau normalement consolidé et son poids volumique.

At rest coefficient k_0 vs. unit weight in the centrifuge Fontainebleau sand sample.

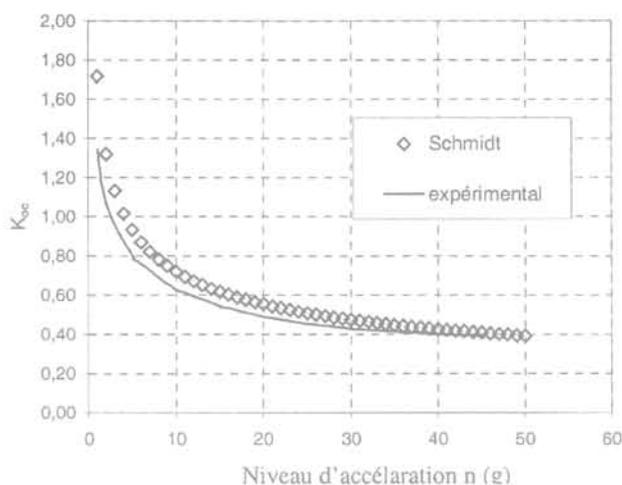


FIG. 31 Évolution du coefficient k_{oc} du sable de Fontainebleau surconsolidé (Ternet, 1999). Coefficient k_{oc} of overconsolidated Fontainebleau sand.

• c) Distribution des caractéristiques mécaniques

Le pénétromètre statique reste aujourd'hui le moyen le plus simple à mettre en œuvre en centrifugeuse pour étudier la distribution des propriétés mécaniques des massifs centrifugés et nous avons utilisé les dispositifs suivants (§ 3.1.2) :

- le pénétromètre mobile LCPC qui peut se déplacer horizontalement sur un axe et dispose d'une profondeur de pénétration dans le sol de 300 mm ;
- le téléopérateur qui peut décrire à peu près tout le conteneur d'essai. Les deux outils pénétrométriques (diamètre de pointe d_c de 8 mm ou 12 mm) disposent d'une course de 400 mm.

A partir des mesures de pointe q_c , une résistance normalisée $Q_c = (q_c - \sigma'_v) / \sigma'_v$ est ensuite déterminée où σ'_v est la contrainte verticale effective. La résistance normalisée Q_c présente assez logiquement dans ce type de sol (sable) une valeur sensiblement constante au-dessous d'une profondeur critique z_c voisine de $10 d_c$ où d_c est le diamètre de la pointe pénétrométrique (Fig. 32a).

Le léger accroissement de Q_c observé à la base des sondages sur la figure 32a est dû à l'effet du fond du conteneur. Un exemple de distribution de la résistance de pointe Q_c dans un plan horizontal est par ailleurs montré sur la figure 32b.

Ces cartographies ont permis de montrer que, dans la zone centrale du conteneur réservée aux essais sur modèles réduits, la variation de la résistance de pointe ne dépasse pas $\pm 3\%$.

Des recherches conduites dans une coopération européenne (programme « Science » évoqué au § 2.3) puis au niveau international (action du Comité technique TC2) ont conduit à proposer une certaine standardisation de l'essai au pénétromètre statique miniature (Gui *et al.*, 1998 ; Bolton *et al.*, 1999 ; Katagiri et Okamura, 2000).

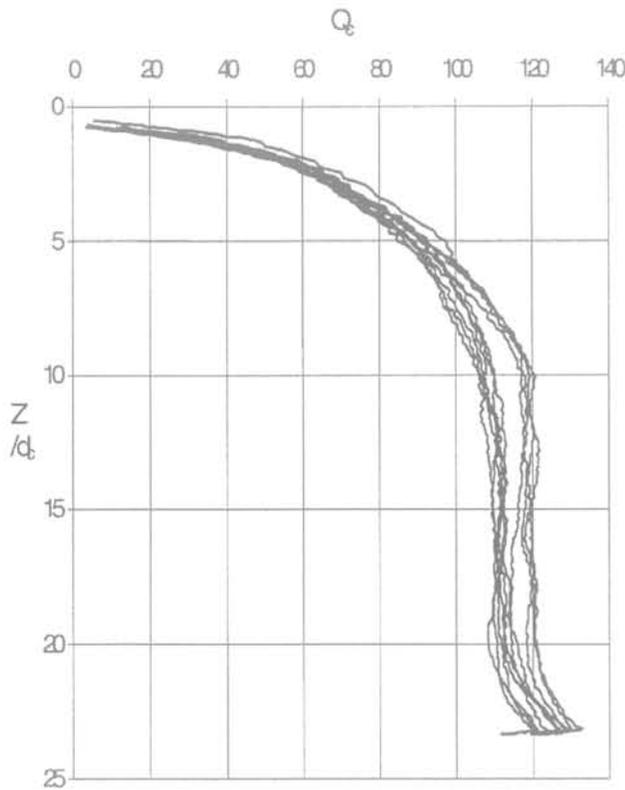
De nombreux paramètres ont été étudiés comme la distance entre essais, les rapports d_c/d_{sc} , d/d_c et D/d_c (d_c diamètre du cône, d distance à la paroi, D diamètre du conteneur), la densité du sable, le niveau d'accélération, la vitesse de pénétration (tableau II ci-après).

Les pénétromètres préconisés sont des modèles réduits (échelle 1/3) du pénétromètre de chantier nor-

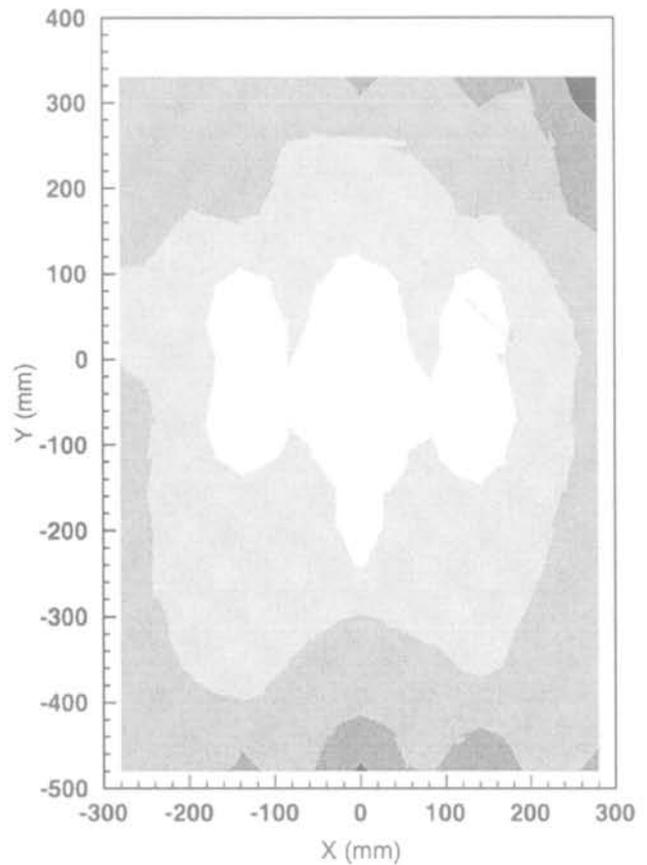
TABEAU II Recommandations pour la réalisation d'essais au pénétromètre statique dans des sables.
 Recommendations for centrifuge CPT tests in sand (Bolton *et al.*, 1999).

Paramètre	Valeur préconisée	Observations
Rapport d_c/d_{50}	> 20	Erreur inférieure à 10 % pour les plus faibles valeurs de d_c/d_{50}
Rapport d/d_c	> 10	
Rapport D/d_c	> 40	
Vitesse de pénétration	Entre 2 et 20 mm/s	Pas d'effet significatif en sable sec

d_c/d_{50} diamètre de la pointe, D diamètre du conteneur, d distance entre essais, d_{50} diamètre moyen des grains.



(a) Profils de résistance normalisée Q_c en fonction de la profondeur relative z/d_c .
 Dimensionless tip resistance Q_c vs. relative depth z/d_c .



(b) Cartographie de résistances de pointe Q_c dans un plan horizontal (profondeur 200 mm).
 Distribution of tip resistance Q_c in a horizontal plane (200 mm deep).

FIG. 32 Distribution des résistances de pointe normalisée Q_c obtenues sous 70 g dans un massif de sable de Fontainebleau en conteneur rectangulaire (Ternet, 1999).

Distribution of normalised dimensionless tip resistance Q_c obtained at 70 g in Fontainebleau sand pluviated at 15.85 kN/m³.

malisé au niveau européen (pointe de 36 mm de diamètre). Cette réduction du diamètre par rapport au pénétromètre normalisé ne semble pas induire d'effet de taille significatif comme l'ont montré les essais récents de Titi *et al.* (2000). Aucune correction n'est donc faite dans la pratique sur les valeurs de q_c mesurées en centrifugeuse. Les principales recommandations résultant des recherches conduites en coopération sont rassemblées dans le tableau II.

Ces travaux ont aussi démontré la très bonne reproductibilité des essais entre laboratoires ce qui confirme que la préparation de massifs de sable à densité imposée est bien maîtrisée (Fig. 33). Dans ces essais croisés du programme européen Science, le même matériau a été utilisé (sable de Fontainebleau) mais chacun des cinq laboratoires a effectué les essais avec ses propres matériels et techniques. Dans tous les cas, les massifs étaient cependant reconstitués par pluviation.

CENTRIFUGE CONE PENETRATION TESTS IN SAND

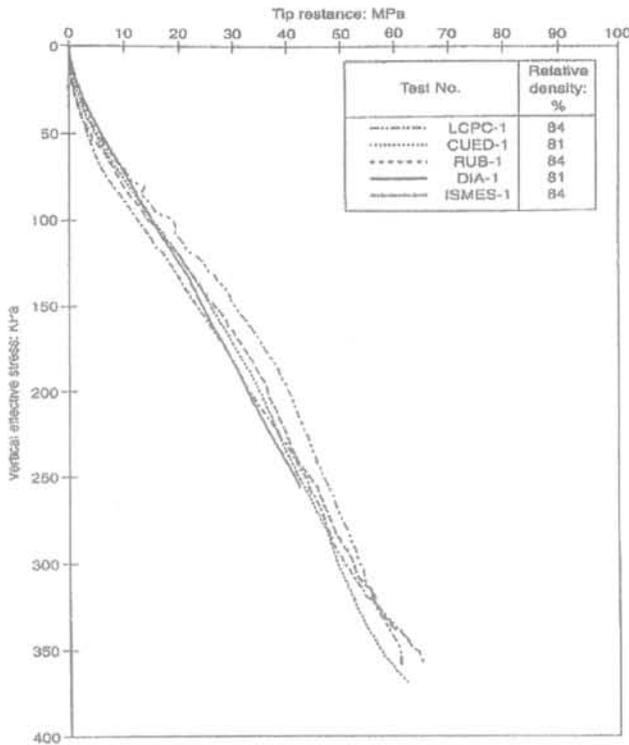


FIG. 33 Comparaison des profils pénétrométriques obtenus sous 70 g lors d'essais croisés entre 5 laboratoires européens - Programme Science (Bolton *et al.*, 1999).
Comparison of CPT test profiles during cross tests in 5 European laboratories - Science Programme (Bolton *et al.*, 1999).

d) Évolution des sables d'essai

Les matériaux d'essai sont le plus souvent l'objet de réutilisations successives. Si le matériau n'était pas ainsi recyclé, plusieurs dizaines de m³ par an seraient nécessaires dont l'homogénéité serait très difficile à garantir. Lors d'études sur la portance des fondations (Bakir *et al.*, 1994), nous avons mis en évidence une lente dérive des caractéristiques mécaniques du sable de Fontainebleau utilisé (diminution de la portance de la fondation de référence de 11 % en un peu moins de deux ans).

L'étude spécifique que nous avons entreprise sur ce problème a montré que l'évolution des caractéristiques est provoquée par l'usure du sable (manutention, pluviation, centrifugation, chargement des modèles, sondages pénétrométriques, éventuels cycles saturation-séchage).

Seule la mesure directe de la résistance au cisaillement (essai à la boîte ou au triaxial) permet de détecter et de quantifier cette évolution car les autres essais que nous avons pratiqués (granulométrie détaillée, écoulement à travers un orifice calibré) ne sont pas assez fins. La réduction de l'angle de frottement due à cette usure peut atteindre 2° comme le montre la figure 34 qui compare les résultats d'essais de cisaillement à la boîte sur du sable de Fontainebleau vierge et du sable usagé (Maréchal, 1999). Toutes les éprouvettes nécessaires à ces essais de cisaillement à la boîte ont été reconstituées au même poids volumique de 16 kN/m³ à l'aide d'un pluviateur de laboratoire spécialement conçu pour garantir une densité constante (Levacher *et al.*, 1994).

McVay *et al.* (2000) ont aussi constaté ce vieillissement d'un sable d'essai conduisant également dans leur cas à une diminution de 2° de l'angle de frottement interne.

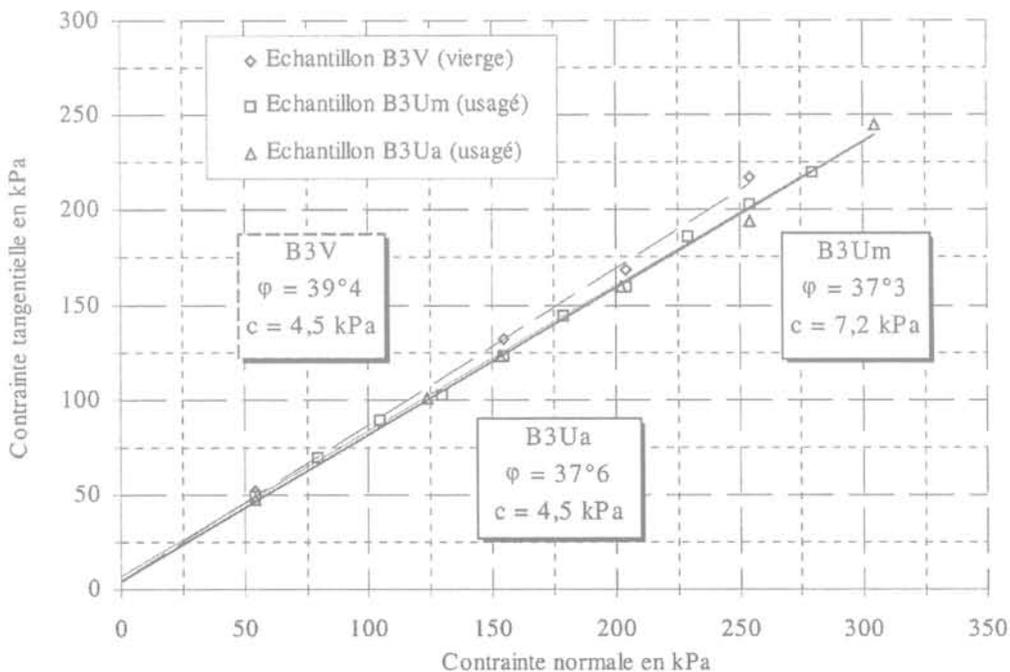
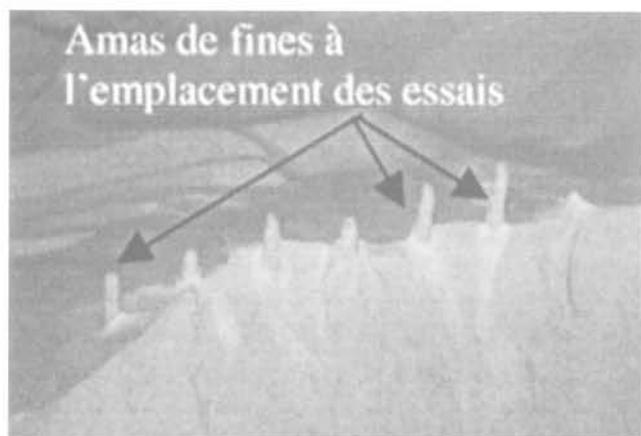


FIG. 34 Comparaison des résistances au cisaillement du sable de Fontainebleau vierge (échantillon B3V) et usagé (échantillons B3Ua et B3Um).
Comparison between shear strengths of virgin and worn Fontainebleau sands used in centrifuge models at LCPC (B3V : virgin sand ; B3Ua and B3Um : worn sand).

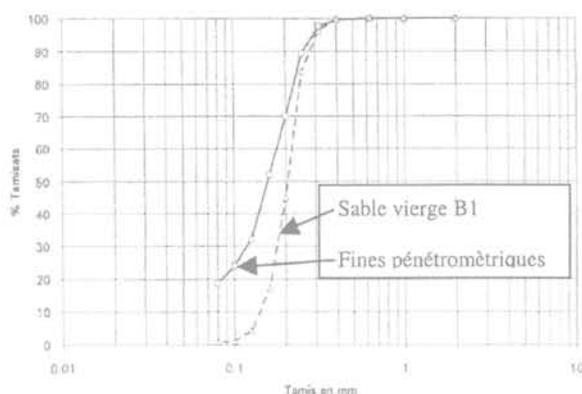
Il nous a été par hasard possible de mettre en évidence l'usure d'un sable par attrition lors d'essais au pénétromètre. La figure 35a montre les amas de fines qui sont apparus lors du démontage d'un modèle. Ces fines provenant de la rupture des grains au passage de la pointe se sont probablement accumulées au fond des sondages lors de la remontée du pénétromètre. Les matériaux recueillis ont été analysés et leur courbe granulométrique est comparée à celle du sable du massif sur la figure 35b où on observe une très nette réduction de la taille des particules.



(a) Vue des amas de fines produites au passage de la pointe pénétrométrique.

View of the fingers at the location of the centrifuge CPT tests.

Courbes granulométriques du sable vierge et des fines produites



(b) Comparaison de la courbe granulométrique du sable de Fontainebleau et de celle des fines produites par le pénétromètre.

Comparison of the gradation curves for the Fontainebleau sand and the particles from the fingers.

FIG. 35 Rupture des grains observée lors d'essais pénétrométriques.

Grain crushing observed after centrifuge CPT tests performed at 70 g.

Les matériels et les techniques actuellement disponibles permettent donc de confectionner avec une très bonne répétitivité des massifs homogènes ayant des caractéristiques déterminées *a priori*. Une certaine standardisation de la procédure de préparation a été tentée sous l'égide du Comité technique international TC2 (Ueno, 1998). En cas de réutilisations successives, les sables d'essais doivent toutefois faire l'objet d'une gestion rigoureuse et un suivi de l'évolution de leurs caractéristiques mécaniques est indispensable.

Des progrès sont souhaitables sur plusieurs aspects :

- les essais *in situ* devraient être améliorés : miniaturisation du pénétromètre pour réduire les effets sur les contraintes horizontales dans les sables denses, poursuite du développement du minipressiomètre, généralisation de l'utilisation du piezocône ;
- certaines propriétés des massifs reconstitués devraient être étudiées : anisotropie des sables comme des argiles, effet de l'âge du sol reconstitué, différences de comportement entre les dépôts naturels et les massifs reconstitués ;
- les sols doués de cohésion et de frottement (intermediate soils) qui sont souvent non saturés sont encore mal maîtrisés et difficiles à reproduire de façon contrôlée et répétitive ;
- les possibilités d'utiliser des matériaux équivalents ou des sols artificiels n'ont guère été explorées. Il serait intéressant d'associer des chimistes à ces travaux dont l'un des objectifs pourrait être la maîtrise de la cohésion apparente. Cette technique de matériaux équivalents est très utilisée dans d'autres applications de la modélisation physique (transport sédimentaire, érosion, hydrodynamique). Dans le domaine géotechnique, on peut envisager de remplacer soit les grains du sol, soit le fluide interstitiel, soit les deux phases en même temps.

4

Conclusion

Le parc mondial des centrifugeuses géotechniques est en constante évolution et il est possible de distinguer plusieurs générations successives de machines :

- la première est celle des pionniers et elle s'étend des années 30 aux années 60. Le parc est alors pour l'essentiel en URSS. Les machines de cette première génération sont souvent de taille modeste. Elles ne permettent guère ni les interventions ni les mesures sur le modèle en cours de rotation. Les essais ont pour objectif la détermination des charges limites et des modes de ruptures (pentes, cavités, fondations) ;
- la seconde génération, du début des années 70 à nos jours, a au contraire progressivement bénéficié de l'arrivée dans les laboratoires des capteurs électriques, des chaînes d'acquisition puis des micro-ordinateurs et des caméras CCD. Grâce à ces nouveaux moyens, les mesures, les observations et les interventions sur le modèle sont devenues possibles pendant la rotation. Les essais permettent alors d'étudier le comportement de l'ouvrage du début du chargement monotone, cyclique, dynamique voire sismique, jusqu'à la rupture ;
- la troisième génération intégrera probablement dès la conception, des systèmes robotisés d'intervention sur le modèle, des tables vibrantes pour la simulation de séismes, des moyens de mesure embarqués dans la nacelle, des transmissions de données sans fils, une utilisation généralisée des méthodes de traitement d'images en temps réel et des réseaux de communication (dont le Web) permettant de suivre le déroulement d'un essai de n'importe quel point du globe. Ces développements ont déjà commencé mais ils se font sur des machines existantes et non dès leur conception.

La modélisation physique en macrogravité est devenue une méthode d'étude et de recherche à part entière

et pratiquement tous les types d'ouvrages géotechniques peuvent aujourd'hui être simulés. Compte tenu des immenses marges de progrès scientifiques et technologiques qui existent et qui vont encore étendre les

champs d'application, il est difficile d'imaginer ce que seront ces modèles dans une ou deux décennies et qu'elle sera alors leur place dans les programmes d'études et de recherches en géotechnique.

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude au Comité français de mécanique des sols et de géotechnique qui m'a fait l'honneur de me confier cette première conférence Coulomb. Le développement et les applications de la modélisation physique conduits au LCPC depuis près de vingt ans sont une œuvre collective. Je tiens à remercier vivement ceux qui ont constamment soutenu ce projet et ces travaux, ceux qui leur ont donné les impulsions décisives et

tous ceux qui, à mes côtés, en ont été les acteurs quotidiens : les membres de la section Mécanique des sols et centrifugeuse, les nombreux étudiants qui ont pris part à nos recherches ainsi que mes collègues du réseau européen NECER, que j'ai le plaisir d'animer depuis 1995. Le soutien de la Commission européenne, qui a financé trois programmes de recherche successifs depuis 1986, a en effet été déterminant dans les progrès réalisés. Je remercie enfin W. Craig et l'université de Columbia pour m'avoir fourni la photographie de P. Bucky.

Bibliographie

- Akou Y., Magnan J.P., Rault G. – *Étude sur modèles de l'élargissement des remblais sur sols compressibles*. Études et Recherches des LPC, Géotechnique, GT64, 1998, 215 p.
- Allard M.A., Schenkeveld F.M. – *The Delft Geotechnics model pore fluid for centrifuge tests*. Centrifuge 94, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 133-138.
- Allard M.A., Hjortnaes-Pedersen A.G.I., Out J.G. – « Performance of a sand hopper ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 83-88.
- Allersma H.G.B. – « The university of Delft geotechnical centrifuge ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 47-52.
- Allersma H.G.B. – « Development of cheap equipment for small centrifuges ». *Centrifuge 94*, Tokyo, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 85-89.
- Allersma H.G.B., Esposito G.M. – « Optical analysis of pollution transport in geotechnical centrifuge tests ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (Ed.), 2000, p. 3-10.
- Arulanandan K., Manzari M., Zeng X., et al. – « What LELACS project has revealed ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 25-32.
- Askegaard V. – « Normal and shear stress on a silo wall and stress and strain in a silo medium ». *Silos : fundamentals of theory behaviour and design*, Brown & Nilsen (Eds.), E & FN Spon, 1998, p. 686-698.
- Avgherinos P.J., Schofield A.N. – « Draw-down failures of centrifuged models ». *Proc. 7th ICSMFE*, 2, 1969, p. 497-505.
- Balakrishnan A., Kutter B. – « Settlement, sliding and liquefaction remediation of layered soil ». *J. of Geotechn. and Geoenv. Eng.*, ASCE, 125 (11), 1999, p. 968-978.
- Bakir N.E., Garnier J., Canépa Y. – *Étude sur modèles centrifugés de la capacité portante de fondations superficielles*. Études et recherches des LPC, série Géotechnique, GT 59, octobre, 1994, 188 p.
- Beckerich O., Garnier J., Rault G., Levaucher D. – « Un mini pressiomètre pour essais sur modèles réduits centrifugés ». 5^e Journées nationales Génie civil-Génie côtier, Toulon, 1998, p. 399-406.
- Bodin D., Gaudin C., Garnier J. – « Étude sur modèles réduits du comportement d'une paroi de soutènement ». Journées Génie civil-Génie côtier, Caen, mai 2000, 8 p.
- Bolton M., Gui M.W., Garnier J., Corte J.-F., Bagge G., Laue J., Renzi R. – « Centrifuge cone penetration tests in sand ». *Géotechnique*, 49 (4), 1999, p. 543-552.
- Bonab Brownell K.C., Taylor T., Charlie W.A. – « Moisture content effects on explosion-induced craters in sand ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 331-336.
- Bruno D., Randolph M.F. – « Dynamic and static load testing of model piles driven into dense sand ». *Jour. of Geotech. & Geoenv. Engineering*, ASCE, 125 (11), 1999, p. 988-998.
- Buckingham E. – « On physically similar systems : illustrating the use of dimensional analysis ». *Phys. Rev.*, 4, 1914, p. 345-379.
- Bucky B.P. – *Use of models for the study of mining problems*. AIMME, Tech. Pub., 1931, 425 p.
- Butterfield R. – « Dimensional analysis for geotechnical engineers ». *Géotechnique*, 49 (3), 1999, p. 357-366.
- Butterfield R. – « Scale-modelling of fluid flow in geotechnical centrifuges ». *Soils and Foundations*, 40 (6), 2000, p. 39-45.
- Centrifuge 88* – Paris, 25-27 avril, Corté (Ed.), Balkema, 1988, 610 p.
- Centrifuge 88* – Boulder, 13-14 June, Ko (Ed.), Balkema, 1991, 616 p.
- Centrifuge 94* – Singapore, 31 August-2 September, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, 836 p.
- Centrifuge 98* – Tokyo, 23-25 September, Kimura et al. (Ed.), Balkema, vol. 1 & vol. 2, 1998, 1 171 p.
- Chazelas J.L. – *Conception d'un simulateur de séismes en centrifugeuse – Étude bibliographique*. Rapport LCPC, 1999, 78 p.
- Corté J.F., Garnier J. – *La centrifugeuse du LCPC Note de présentation des installations*. Rapport des Laboratoires, série GT5, 1984.
- Corté J.F., Garnier J. – « Une centrifugeuse pour la recherche en génie civil ». *Bull. des LPC*, 146, novembre-décembre, 1986, p. 5-28.
- Corté J.F. – « Review of geotechnical centrifuge testing in France ». *Centrifuges in Soil Mechanics*. Craig et al. (Ed.), Balkema, 1988, p. 61-80.
- Craig W.H. – *Model studies of the stability of clay slopes*. Thesis Doctor of Philosophy, Victoria University of Manchester, 1974, 380 p.
- Craig W.H., James R.G., Schofield A.N. – *Centrifuges in soil mechanics*. Balkema, 1988, 266 p.
- Craig W.H. – « Eduard Phillips (1821-1889) and the idea of centrifuge modelling ». *Géotechnique*, 39 (4), 1989, p. 697-700.
- Crançon P., Guy C., Pili E., Duthel S., Gaudet J.P. – « Modeling of capillary rise and water retention in centrifuge tests using time domain reflectometry ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (Ed.), 2000, p. 199-206.
- Culligan-Hensley P.J., Savvidou C. – « Environmental geomechanics and transport processes ». *Geotechnical centrifuge technology*, Taylor (Ed.), Blackie & Professional, 1995, p. 197-263.
- Davies M.C.R. – « Dynamic soil structure interaction resulting from blast loading ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 319-324.
- Davidenkov N.N. – « The new method of the application of models to the study of the equilibrium of soil ». *J. of Technical Physics*, Moscow, 3, 1933, p. 131-136 (in Russian).
- De Beer E.E. – *The scale effect on the phenomenon of progressive rupture in cohesionless soil*. Proc. ICSMFE, Montréal, 2, 1965, p. 13-17.
- De Nicola A., Randolph M.F. – « Centrifuge modelling of pipe piles in sand under axial loads ». *Géotechnique*, 49, 1999, p. 295-318.
- Derckx F., Merliot E., Garnier J., Cottineau L.M. – « On-board, remote-controlled centrifuge robot ». *Int. Conf. Centrifuge 98*, Tokyo, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1, 1998, p. 97-102.
- Dewoolkar M.M., Ko H.Y., Stadler A.T., Aftaneh S.M.F. – « A substitute pore fluid for seismic centrifuge modeling ». *Geotechnical Testing Journal*, 22 (3), 1999a, p. 196-210.
- Dewoolkar M.M., Ko H.Y., Park R.Y.S. – « Centrifuge modelling of models of seismic effects on saturated earth structures ». *Géotechnique*, 49 (2), 1999b, p. 247-266.
- Dupas A., Cottineau L.M., Thorel L., Garnier J. – « Capacitive sensor for water content measurement in centrifuged porous media ». *Int. Symp. on Phys. Model. and Test. in Env. Geot.*, La Baule, Garnier et al. (Ed.), 2000, p. 11-18.
- Duthel S. – *Simulation des effets d'une explosion enterrée – Essais sur modèles réduits en centrifugeuse*. Thèse de doctorat de l'École polytechnique, Paris, 1998, 155 p.

- Dyson G.J., Randolph M.F. – *Installation effects on lateral load-transfer curves in calcareous sands*. *Centrifuge 98*, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1998, p. 545-550.
- Elgamal A.W., Horikoshi K. – « Earthquake effects and dynamic problems ». *Proceedings of Workshop 3. Centrifuge 98*, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 2, 2000, p. 1025-1031.
- Esposito G., Allersma H.G.B., Selvadurai A.P.S. – « Centrifuge modelling of LNAPL transport in partially saturated sand ». *Jour. of Geotech. & Geoenv. Eng.*, 125 (12), 2000, p. 1066-1071.
- Esquivel E.R., Ko H.Y. – « Development of a miniature piezocene ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 89-94.
- Flavigny E. – *Estimation du coefficient Ko en place dans les matériaux surconsolidés*. *Archives of Hydrotechnics*, Gdansk, 38, 1992, p. 6-19.
- Garnier J. – *Modélisation par centrifugation. Pâtes souples, lisses et rugueuses*. *Compte rendu d'essais, LCPC, Rapport FAER 1.06.51.3*, 1983, 46 p. et annexes.
- Garnier J., Canépa Y. – « Effects of different footing conditions on the ultimate bearing pressure ». *Centrifuge 91*, Boulder, Colorado, Ko (Ed.), Balkema, 1991, p. 209-216.
- Garnier J. – « Modèles réduits en mécanique des sols ». *Les modèles réduits en génie civil*, AUGC, 1995, p. 21-44.
- Garnier J. – « Validation des modèles physiques et numériques : problème des effets d'échelle ». *Actes du XIV^e CIMSTF*, Hambourg, Balkema, 3, 1997, p. 659-663.
- Garnier J. – « Modélisation physique en génie civil : essais sur modèles en macrogravité ». *Récents progrès en génie des procédés*, Société française de génie des procédés, Lavoisier (Ed.) 13 (72), 1999, p. 151-160.
- Garnier J., König D. – « Scale effects in piles and nails loading tests in sand ». *Int. Conf. Centrifuge 98*, Tokyo, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1, 1998, p. 205-210.
- Garnier J., Ternet O., Cottineau L.M., Brown C. – « Placement of embedded pressure cells ». *Géotechnique*, 49 (3), 1999a, p. 405-414.
- Garnier J., Derckx F., Cottineau L.M., Rault G. – « Études géotechniques sur modèles centrifugés : évolution des matériels et des techniques expérimentales ». *Bull. des LPC*, 223, septembre-décembre 1999b, p. 27-50.
- Garnier J., Thorel L., Haza E. – *Proceed. Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, 15-17 May, 2000a, 400 p.
- Garnier J., Thorel L., Lynch R., Bolton M., Soga K., König D., Wesstrate F., Oung O., Schrijver R., Taylor N., Allersma H., Davis M., Merrifield C., Craig W. – « NECER : Network of European centrifuges for environmental geotechnics research ». *Centrifuge 98*, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 2, 2000b, p. 957-979.
- Garnier J. – « Modèles physiques en géotechnique – II. Validation de la méthode et exemples d'application ». *Revue française de géotechnique*, 2002 (à paraître).
- Gaudin C., Garnier J., Rault G., Gaudicheau P. – *Use of a robot for in flight excavation in front of an embedded wall*. *Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, St John's, July 10-12, 2002, 12 p.
- Glushikhin F.P., Kuznetsov G.N., Shklyarski M.F., Pavlov V.N., Zlotnikov M.S. – *Modelling in geomechanics*. Balkema, 1993, 243 p.
- Griffioen J.W., Barry D.A. – « Centrifuge modeling of unstable infiltration and solute transport ». *J. of Geotech. & Geoenv. Engineering*, ASCE, 125 (7), 1999, p. 556-565.
- Günzel F., Craig W.H., Cruickshank M., Merrifield C.M. – « Development and commissioning of apparatus to investigate capillary phenomena using radio-tracers ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (Ed.), 2000, p. 19-26.
- Gui M.W., Bolton M.D., Garnier J., Corte J.F., Bagge G., Laue J., Renzi R. – « Guidelines for cone penetration tests in sand ». *Int. Conf. Centrifuge 98*, Tokyo, Kimura et al. (Ed.), 1, 1998, p. 155-160.
- Gurung S.B., Kusakabe O., Kano S. – « Behavior of reconstituted and natural soil model under pull out force ». *Centrifuge 98*, Tokyo, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1998, p. 477-482.
- Habib P. – « Scale effect for shallow footings on dense sand ». *ASCE*, 100, GT1, 1974, p. 95-99.
- Hoek E. – « Experimental study of rock stress problems in deep level mining ». *Proc. 1st Int. Conf. on Experimental Mechanics*, 1961, p. 177-194.
- Horikoshi K., Tateishi A., Fujiwara T. – « Centrifuge modeling of a single pile subjected to liquefaction-induced lateral spreading ». *Soils & Foundations Special issue*, Sept. 1998, p. 193-208.
- Ismail M.A., Joer H.A., Randolph M.F. – « Sample preparation technique for artificially cemented soils ». *Geotechnical testing Journal*, 23, 2, 2000, p. 171-177.
- Itoh H., Katagiri M., Saito K., Terashi M. – « Self-weight consolidation behavior of fluid clay ». *Centrifuge 98*, Tokyo, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1998, p. 181-184.
- Katagiri M., Okamura M. – « Manual of basic centrifuge tests. Cone penetration tests ». *Centrifuge 98*, Tokyo, Kimura et al. (Ed.), 2, Balkema, 2000, p. 1059-1065.
- Kerisel J. – « Fondations profondes en milieux sableux : variation de la force portante limite en fonction de la densité, de la profondeur, du diamètre et de la vitesse d'enfoncement ». *Proc. 5th ICSMF*, Paris, 2, 1961, p. 73-83.
- Kerisel J. – « Le langage des modèles ». *Proc. 5^e ECSMF*, Madrid, 2, 1972, p. 9-30.
- Khoo E., Okumura T., Lee F.H. – « Side friction effects in plane strain models ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 115-120.
- Kimura T. – « Development of geotechnical centrifuges in Japan ». *Centrifuge 98*, Tokyo, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 2, 2000, p. 945-954.
- Kimura T., Takemura J., Hiro-Oka A., Okamura M. – « Mechanical behavior of intermediate soils ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 13-24.
- König D. – *Communication personnelle*. 2001.
- Knight M.A., Cooke A.B., Mitchell R.J. – « Scaling of the movement and fate of contaminant releases in the vadose zone by centrifuge modelling ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Envi-*
- ronmental Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (Ed.), 2000, p. 233-242.
- Küs B. – *Pluviation des sables*. Rapport de stage de DEA, Université de Nantes-LCPC, 1992, 53 p.
- Kutter B.L. – *Centrifuge modelling of the response of clay embankments to earthquakes*. PhD Thesis, Cambridge University, 1982.
- Langhorne P.J., Stone K.J.L., Smith C.C. – *The bearing capacity of saline ice sheets : centrifugal modelling*. *Can. Geotech. J.*, 36, 1999, p. 467-481.
- Langhaar H. – *Dimensional analysis and theory of models*. John Wiley, New York, 1951.
- Laue J. – *Centrifuge technology. Constitutive and centrifuge geotechnical modelling : two extremes*, Ascona, Ascona Workshop, July 8-13, 2001, 28 p.
- Le Collinet J. – *Effets de taille et d'accélération dans le cisaillement des interfaces sol/pieu*. Rapport de stage de DEA, Université de Nantes-LCPC, 1998, 85 p.
- Le Tirant P., Luong M.P., Habib P., Gary G. – « Simulation en centrifugeuse de fondations marines ». *Actes IX^e CIMSTF*, 2, 1977, p. 277-280.
- Leung C.F., Lee F.H., Yet N.S. – « Centrifuge model study on pile subject to lapses during installation in sand ». *Int. Journal of Physical Modelling in Geotechnics (IJPMG)*, 1, 2001, p. 47-57.
- Levacher D., Garnier J., Chambon P. – « Reconstitution d'éprouvettes de sable. Appareils de pluviation ». *Revue française de géotechnique*, 67, 1994, p. 53-61.
- Leung C.F., Lee F.H., Yet N.S. – « Centrifuge model study of pile subject to lapses during installation in sand ». *Int. Journ. of Physical Modelling in Geotechnics*, 1, 2001, p. 47-57.
- Luong M.P. – *Similitude dans les essais rhéologiques*. Thèse de doctorat, 2^e partie, 1964, 22 p.
- Luong M.P., Rivière J. – « Sols argileux normalement consolidés reconstitués par gradient hydraulique ». *Revue française de géotechnique*, 87, 1999, p. 71-74.
- Lynch R.J., Treadaway A.C.J., Bailey G., Bolton M.D., Chandler S.G., Collison C.H., Sentenac P., Garrett J.A., Santos C.A., Silva M.A.G. – « Fibre-optic photometric probes for tracking groundwater pollutant tracers in geotechnical centrifuge studies ». *Int. Symp. on Phys. Model. and Testing in Env. Geot.*, Garnier et al. (Ed.), 2000, p. 35-42.
- Madabhushi S.P.G., Schofield A.N., Lesley S. – « A new Stored Angular Momentum (SAM) based earthquake actuator ». *Centrifuge 98*, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1998, p. 111-116.
- Mandel J. – « Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains – Étude des conditions de similitude ». *Revue de l'industrie minière*, 44 (9), 1962, p. 1-10.
- Mandel J., D'escartha Y., Halphen B., Habib P., Luong M.P., Zarka J. – « Theoretical and experimental study of the stability of underground cavities ». *Symp. franco-polonais*, Nice, 1975, p. 225-270.
- McVay M.C., Zhang L., Han S., Lai P. – « Experimental and numerical study of laterally loaded pile groups with pile caps at variable elevations ». *Transp. Research Record 1736*, Paper n° 00-1409, 2000, p. 12-18.
- Merrifield C.M., Davies M.C.R. – « A study of low-energy dynamic compaction : field

- trials and centrifuge modelling ». *Géotechnique*, 50, 2000, p. 675-681.
- Mikasa M., Takada N., Yamada K. – « Centrifugal model test of a rockfill dam ». *Proc. 7th ICSMFE*, 2, 1969, p. 325-333.
- Mitchell R.J., Knight M.A., Benson K.D. – « Centrifuge short course for geoenvironmental learning ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (Ed.), 2000, p. 353-359.
- Ng Y.W., Lee F.H., Yong K.Y. – « Development of an in-flight sand compaction piles (SCPs) intaller ». *Centrifuge 98*, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1998, p. 837-843.
- Nomoto T., Inamura S., Hagiwara T., Kusakabe O., Fujii N. – « Shield tunnel construction in centrifuge ». *J. of Geotech. & Geoenv. Eng.*, ASCE, 125 (4), 1999, p. 289-300.
- Okamura M., Matsuo O., Tamoto S. – « A high rate image acquisition system for dynamic centrifuge tests ». *Int. Journ. of Physical Modelling in Geotechnics*, 1, 2001, p. 71-76.
- Pan S.S., Pu J.L., Yin K.T., Liu F.D. – « Development of pile driver and load set for pile group in centrifuge ». *Geotechnical Testing Journal*, 22 (4), 1998, p. 317-323.
- Pantazidou M., Abu-Hassanein Z.S., Riemer M.F. – « Centrifuge study of DNAPL transport in granular media ». *J. of Geotech. & Geoenv. Engin.*, ASCE, 126 (2), 2000, p. 105-115.
- Phillips E. – *De l'équilibre des solides élastiques*. Comptes rendus à l'Académie des sciences, Paris, 68, janvier-juin 1869.
- Pilot G. – *Centrifugation de modèles réduits d'ouvrages en terre et de fondations*. Rapport de recherche LCPC, 48, octobre 1975, 41 p.
- Pincet B., Blondeau F., Queyroi D., Pilot G. – « Study by centrifugation of a fill on soft clay ». *Proc. Int. Symp. on Soft Clay*, Bangkok, 1977, p. 527-546.
- Pincet B., Queyroi D., Blondeau F., Pilot G. – « Centrifugal testing of an embankment on soft clays ». *Bull. des LPC*, n° spécial VI, 1978, p. 195-205.
- Pokrovskii G.I. – « On the application of centrifugal force for the study of equilibrium of soil ». *J. of Technical Physics*, Moscow, 3, 1933, p. 537-539 (in Russian).
- Pokrovskii G.I., Fyodorov I.S. – *Centrifugal model testing in the construction industry*. Niedra Publishing House, Moscou, English translation by BRE, 1, 1975a, 173 p.
- Pokrovskii G.I., Fyodorov I.S. – *Centrifugal model testing in the construction industry*. Niedra Publishing House, Moscou, English translation by BRE, 2, 1975b, 195 p.
- Pol'shin D.E., Runitski N.Y., Chizhikov P.G., Yakovleva T.G. – « Centrifugal model testing of foundation soils of building structures ». *Proc. 8th ICSMFE*, 1.3, 1973, p. 203-208.
- Puech A. – *De l'influence de la compressibilité sur la force portante limite des fondations profondes*. Thèse de Doctorat, Université de Grenoble, 1975.
- Ragneau E., Aribert. – « Solutions analytiques pour les trémies coniques à la base de cellules cylindriques en phase de remplissage ». *AITBTP*, 526, Série 348, 1994, p. 0-115.
- Ramberg H. – « Experimental study of gravity tectonics by means of centrifuged models ». *Bul. Geol. Inst. Univ. of Uppsala*, 42, 1963, p. 1-97.
- Rahman Z., Takemura J., Kouda M., Yasumoto K. – « Experimental study on deformation of soft clay improved by low replacement ratio SCP under back-filled caisson loading ». *Soils & Foundations*, 40 (5), 2000, p. 19-35.
- Remaud D. – *Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe*. Thèse de Doctorat de l'université de Nantes, 1999, 328 p.
- Rocha M. – « Conditions de similitude dans l'étude sur modèle de problèmes de mécanique du sol ». *Annales ITBTP*, 1955, p. 86.
- Sabourault P., Defauchy J., Mariotti C., Siboni S. – *Simulateur de chocs*. INPI, Paris, 1999, 13 p.
- Saint-Guilhem R. – *Les principes généraux de la similitude physique*, Collection de l'ANRT, Eyrolles, 1971, 103 p.
- Sassa S., Sekiguchi H. – « Wave-induced liquefaction of beds of sand in a centrifuge ». *Géotechnique*, 49 (5), 1999, p. 621-638.
- Schofield A.N. – « Cambridge geotechnical centrifuge operations ». *Géotechnique*, 20, 1980, p. 227-268.
- Schofield A.N. – « Dynamic and earthquake geotechnical centrifuge modelling ». *Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Univ. Missouri-Rolla, 3, 1981, p. 1081-1100.
- Schmidt B. – « Discussion of Ko-OCR relationship in soils ». *Journal of Geot. Engineering*, 109 (6), 1983, p. 866-867.
- Sharma J.S., Bolton M.D. – « Centrifugal and numerical modelling of reinforced embankments on soft clay installed with wick drains ». *Geotextiles et Geomembranes*, 19, 2001, p. 23-44.
- Shen C.K., Li X.S., Ng C.W.W., Van Laak P.A. – « Development of a geotechnical centrifuge in Hong Kong ». *Centrifuge 98*, Kimura et al. (Ed), Balkema, 1998, p. 13-18.
- Sieffert J.G., Levacher D. – « Étude de l'effet d'échelle de pieux battus en cours de centrifugation ». *Revue française de géotechnique*, 1995, 10, p. 55-68.
- Springman S., Laue J., Boyle R., White J., Zweidler A. – « The ETHZ Zurich geotechnical drum centrifuge ». *Int. Journ. of Physical Modelling in Geotechnics*, 1, 2001, p. 59-70.
- Stewart D.P., Boyle R.S., Randolph M.F. – « Experience with a new drum centrifuge ». *Centrifuge 98*, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1998, p. 35-40.
- Szucs E. – *Similitude and modelling*, Elsevier, Amsterdam, 1980, 335 p.
- Takada N., Oshima A. – « Comparison between field and centrifuge model tests of heavy damping ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 337-342.
- Takemura J., Kondoh M., Esaki T., Kouda M., Kusakabe O. – « Centrifuge model tests on double propped wall excavation in soft clay ». *Soils & Foundations*, 39, 3, 1999, p. 75-87.
- Taylor D.W. – *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley, New York, 1948, 650 p.
- Taylor R.N. – *Geotechnical centrifuge technology*. Chapman & Hall, 1995, 296 p.
- Taylor R.N., Grant R.J., Robson S., Kuwano J. – « An image analysis system for determining plane and 3-D displacements in soil models ». *Centrifuge 98*, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1998, p. 73-78.
- Ternet O. – *Reconstitution et caractérisation des massifs de sable : application aux essais en centrifugeuse et en chambre de calibration*. Thèse de doctorat, Université de Caen, 1999, 184 p.
- Theriault J.A., Mitchell R.J. – « Use of a modelling centrifuge for testing clay liner compatibility with permeants ». *Can. Geotech. J.*, 34, 1996, p. 71-77.
- Thomas J., Fahey M., Jewell R.J. – « Pile down-drag due to surface loading ». *Centrifuge 98*, Tokyo, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 5, 1998, p. 507-512.
- Thorel L., Garnier J., Piau S., Haza E. – « Cleopatre : a data base on centrifuge physical modelling ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (Ed.), 2000, p. 369-377.
- Titi H.H., Mohammed L.N., Tumay M.T. – « Miniature cone penetration tests in soft and stiff clay ». *Geotechnical Testing Journal*, 23 (4), 2000, p. 432-443.
- Ueno K. – « Methods for preparation of sand samples ». *Centrifuge 98*, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 2, 2000, p. 1047-1055.
- Vaid Y.P., Sivatha Yalan S., Stedman D. – « Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand ». *Geot. Testing Journal*, 22, n° 3, 1999, p. 187-195.
- Vaschy A. – *Annales télégraphiques*, 1892, p. 25-28 et p. 189-211.
- Watson P.G., Randolph M.F. – « Torsional vane and plate load test ». *Centrifuge 98*, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1, 1998, p. 167-173.
- Wilson W.W. – *Communication personnelle*, 2001.
- Zhang L., McVay M.C., Lai P. – « Centrifuge modelling of laterally loaded single battered piles in sands ». *Can. Geotech. J.*, 36, 1999, p. 1074-1084.
- Zelikson A., Bergues J. – « Essais sur modèles réduits utilisant une centrifugeuse pour représenter l'action d'une explosion profonde dans une roche sur une cavité voisine ». *Proc. 6th Int. Symp. Military Applications of Blast Simulation*, 1979, 3 p.
- Zelikson A., Leguay P. – « Simulation sismique sur centrifugeuse ». *XIth ICSMFE*, San Francisco, Balkema, 1985, p. 955-958.
- Zelikson A., Raines D.D., Malalei P. – « Design and limitations of a pile driving robot ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 467-472.

Calcul des tunnels au tunnelier

**P. ARISTAGHES
P. AUTUORI**

*Bouygues TP
Challenger
78065 Saint-Quentin-en-
Yvelines*

Résumé

Le présent article décrit les phénomènes d'interaction sol-tunnelier-revêtement qui interviennent lors du creusement d'un tunnel à l'aide d'un tunnelier fonctionnant en mode fermé. Il analyse les raisons pour lesquelles les méthodes classiques de calcul de tunnel sont inadaptées à ce mode de creusement. Il décrit le concept de coefficient d'efficacité du confinement développé par les auteurs et la manière dont celui-ci s'inscrit dans une procédure de maîtrise des tassements, qui va des études préliminaires jusqu'au suivi de la réalisation.

Mots-clés : tunnel, tunnelier, tassement, revêtement, bourrage, calcul.

Bored tunnels calculations

Abstract

The present paper describes the interactions between soil, tunnel boring machine (TBM) and lining, during excavation with a closed mode TBM. It analyses the reasons why classical computation methods are not adapted to this type of works. It describes the concept of confinement efficiency coefficient developed by the authors and the way it is used within a global settlement control procedure, from preliminary design to in situ monitoring.

Key words : tunnel, tunnel-boring-machine (TBM), settlements, lining, grout, calculations.

*NDLE : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 30 juin 2002.*

Contexte

Le calcul des tunnels traditionnels se fait classiquement à l'aide de modélisations bidimensionnelles, la progression du creusement et la mise en place différée du soutènement étant prises en compte par l'intermédiaire de modèles tels que celui du taux de déconfinement, d'autant plus élevé que l'on s'éloigne du front de taille. Quant au revêtement, il est simplement représenté par la raideur avec laquelle il réagit à la convergence du terrain à partir de l'instant où il est supposé plaqué contre lui.

Dans le cas des tunnels creusés à l'aide de boucliers pressurisés, ce schéma n'est plus applicable tel quel. En effet, le taux de déconfinement n'est plus fonction de la seule distance au front, mais aussi de la pression de confinement appliquée devant le tunnelier, et autour de la jupe dans le cas d'un confinement à la boue. De plus, le revêtement n'est pas directement plaqué contre le terrain, mais relié à celui-ci par l'intermédiaire d'un produit de remplissage du vide annulaire injecté sous pression.

Le calcul de ce type de tunnel nécessite donc une adaptation du schéma de calcul traditionnel, afin de rendre compte de ces deux différences. Un schéma possible, développé par Bouygues TP à l'occasion de récents projets et sur la base d'expérimentations *in situ*, est proposé dans le présent article.

Interactions tunnelier-terrain-revêtement

Mode d'application du confinement

Si l'on excepte les tunneliers conçus pour travailler dans le rocher en mode ouvert, qui sont assimilables, du point de vue du calcul, à des ouvrages creusés en traditionnel, les tunneliers ne se limitent pas à excaver et à installer un revêtement à distance constante du front : ils appliquent également une pression de confinement sur le front et éventuellement à la périphérie de leur jupe, ainsi qu'une pression de bourrage entre terrain et revêtement.

La pression de confinement au front P_f peut s'exercer de différentes manières, selon le type de tunnelier : pression d'air comprimé, pression de boue ou pression de terre.

Dans des terrains ayant une cohésion d'ensemble sur la hauteur du front, cette pression au front peut avoir pour seule fonction d'empêcher les venues d'eau, auquel cas il suffit de la fixer à la valeur de la pression hydrostatique u (au niveau de la clé du tunnel dans le cas d'un soutènement à pression de boue ou de terre, en pied de tunnel dans le cas de l'air comprimé).

Si la stabilité du terrain n'est pas assurée par les seules caractéristiques de résistance du terrain, la pression au front P_f doit non seulement compenser la pression d'eau u , mais doit être telle que la surpression

$P'_f = P_f - u$ soit suffisante pour stabiliser le front de taille (mais pas trop élevée non plus afin d'éviter les risques de soulèvement ou de pertes de fluide).

Dans certains cas, notamment en site urbain, ces deux conditions (imperméabilité et stabilité) ne sont pas suffisantes : le confinement doit aussi assurer la limitation des tassements. La limite inférieure de P'_f est alors plus élevée que celle résultant de la seule condition de sécurité vis-à-vis des fontis : elle est fonction de la raideur des terrains, de la profondeur du tunnel et des déformations admissibles en surface ou sur des fondations voisines.

De plus, dans ce type d'environnement sensible, on cherche souvent à obtenir un confinement effectif autour de la jupe également. Il peut s'agir d'un soutènement actif, généralement *via* de la boue sous pression (qu'il s'agisse de la recirculation de la boue de la chambre d'abattage dans le cas d'un tunnelier à pression de boue avec surcoupe, ou d'une injection radiale spécifique pour d'autres types de machine), ou passif (soit que les convergences du terrain soient importantes à faible distance du front, ce qui n'est pas souhaitable en soi, soit que la surcoupe soit très faible, ce qui peut poser par ailleurs des problèmes de guidage).

Efficacité du confinement : pression ou forces d'écoulement ?

Importance des phénomènes d'imprégnation

Dans la plupart des cas, on considère que cette surpression P' s'exerce directement sur le front de taille, ce qui suppose que celui-ci constitue une surface imperméable vis-à-vis du fluide de confinement. Or, cette condition n'est pas toujours remplie dans les terrains très ouverts [Mohkam, Bouyat], où la surpression P' se propage dans le terrain sur une certaine distance L (épaisseur du *cake imprégnation*) le long de laquelle la surpression interstitielle Δu décroît de P' à 0 (selon une loi adimensionnelle du type $\Delta u/P' = \psi(x/L)$, ψ étant une fonction convexe valant 1 en 0 et 0 en 1).

Dans ce cas, si l'on se donne la valeur du ratio L/P' et la fonction ψ , les efforts qui s'opposent à un mécanisme d'effondrement tel que celui représenté ci-dessous ne sont plus égales à l'intégrale F_s de la surpression P' sur la surface du front, mais à l'intégrale F_v des forces volumiques d'écoulement sur le volume grisé de la figure 1 ci-après. Dès lors que le *cake* va au-delà du volume de terrain susceptible de s'effondrer, comme illustré, il est clair que toute la surpression P' n'est pas mobilisée.

Le programme TUNNELF2, développé par Bouygues TP en 1993 en étendant la méthode de Leca-Dormieux (1990), fondée sur l'analyse de mécanismes de rupture tels que celui représenté ci-dessous, au cas d'un confinement avec imprégnation, met bien en évidence la chute de stabilité à P' constant due à l'augmentation de la longueur d'imprégnation, ou au changement de forme de la fonction ψ . A la limite, pour de fortes valeurs du ratio L/P' , et pour un gradient de pression uniforme (ψ linéaire), une augmentation de P' à partir d'un certain seuil n'a plus aucun effet sur le coefficient de sécurité : le *cake* s'allonge proportionnelle-

Limites des approches classiques

3.1

Interprétation du taux de déconfinement

Le taux de déconfinement peut s'interpréter en considérant que le volume à excaver est initialement rempli d'un fluide dont on diminuerait progressivement la pression de σ_0 (contrainte initiale dans le terrain) jusqu'à 0, pour traduire l'approche puis l'éloignement du front de taille d'une section de tunnel donnée.

Si cette pression fictive est écrite sous la forme $(1 - \lambda)\sigma_0$, on voit que le taux de déconfinement λ est une fonction de la position x du front par rapport à la section étudiée, qui varie de 0 (très loin devant le front) à 1 (loin derrière le front).

La détermination pratique de la fonction $\lambda(x)$ se fait en écrivant que la convergence calculée en coupe transversale (déformation plane) avec une pression interne $(1 - \lambda)\sigma_0$ est égale à la convergence que l'on mesurerait en réalité à la distance x du front.

Les principes précédents ont été initialement établis dans le cas des tunnels circulaires profonds (couverture \gg diamètre) dans des terrains isotropes ($K_0 = 1$). Des calculs aux éléments finis ont permis d'obtenir ainsi des courbes donnant λ en fonction de la distance relative au front (x/R) et du degré de plastification du terrain, et en particulier la courbe $\lambda(x/R)$ dans le cas où le comportement du sol reste élastique.

Cette dernière hypothèse est à peu près satisfaite dans notre cas, dès lors que le confinement est suffisant. En ce qui concerne les deux premières (profondeur et isotropie), elles peuvent être contournées via des calculs préliminaires tridimensionnels représentant le tunnel non revêtu, à condition de rechercher λ sous la forme $\lambda(x, \theta)$ où θ désigne la position angulaire du point considéré.

Afin d'illustrer l'effet de la profondeur relative et de l'anisotropie, on trouvera ci-dessous les courbes donnant le taux de déconfinement calculé en trois points (clé, rein et pied) d'un tunnel creusé sous une couverture égale à $3R$, dans un sol homogène de coefficient de pression des terres au repos K_0 de 0,5.

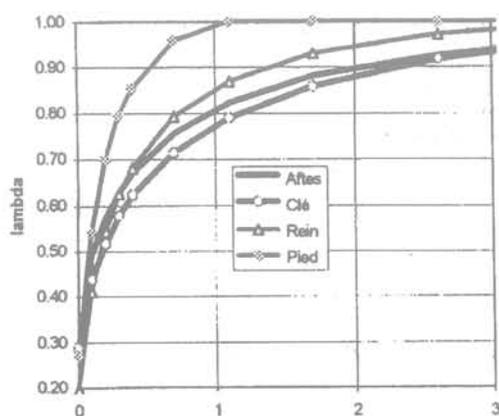


FIG. 2 Courbes de déconfinement.
Stress release ratio curves.

On constate que le taux de déconfinement augmente nettement plus vite en pied qu'en clé ou qu'aux reins. De plus, les courbes correspondant à la clé et aux

reins encadrent la courbe idéale (sol élastique isotrope en grande profondeur) de l'Aftes. En particulier, à un diamètre du front, λ est de l'ordre de 0,88 en clé, de 0,94 aux reins, alors que la valeur idéale est de 0,9.

Si l'on considère que les tassements sont principalement gouvernés par les terrains situés au-dessus de l'axe du tunnel, on peut donc, dans le cas précédent, adopter la valeur de 0,9 en queue de tunnelier.

3.2

Difficultés à définir un taux de déconfinement global

Pour un sol et une profondeur donnés, il est évident que le taux de déconfinement effectif λ^* du terrain à la pose du revêtement (*i.e.* lors de l'injection du produit de bourrage derrière l'anneau en sortie de jupe) est d'autant plus faible que la pression de confinement P est plus élevée.

Pour fixer les idées, si l'on se place dans le cas d'un tunnel profond creusé dans un sol isotrope (coefficient $K_0 = 1$), et si l'on suppose que le confinement est réalisé à l'aide d'une boue de densité voisine de 1, alors le taux de déconfinement effectif λ^* peut être estimé par interpolation entre l'absence de confinement ($P' = 0$ auquel cas $\lambda^* = \lambda$) et le confinement parfait ($P' = \sigma_0'$ et $\lambda^* = 0$), ce qui conduit à la relation :

$$\lambda^* = \lambda \cdot [1 - P'/\sigma_0']$$

avec :

- λ = taux de déconfinement en sortie de jupe en mode ouvert, déduit des courbes classiques (de l'ordre de 0,9 compte tenu que les proportions des tunneliers sont telles que $x/R \approx 2$) ;
- σ_0' = contrainte effective initiale ;
- $P' = P - u$ = surpression de confinement (écart entre la pression de boue P et la pression hydrostatique de la nappe u , à peu près constant autour du tunnel dans le cas d'un soutènement à la boue, puisque la densité est de l'ordre de 1).

Une telle relation permet, dans une certaine mesure, de relier le confinement réel P (celui que le chantier cherche à obtenir puis contrôler) et le taux λ^* à introduire dans les calculs. Elle se heurte néanmoins au caractère très restrictif des hypothèses qui la sous-tendent : forte profondeur et isotropie qui ne sont pratiquement jamais vérifiées. En particulier, le vecteur contrainte initiale varie de la clé au pied de la section excavée, alors que la surpression P' est sensiblement constante.

3.3

Limites de la notion de ground loss

En marge de la notion de déconfinement, des approches empiriques ont été développées par le passé pour évaluer les tassements générés par le creusement des tunnels [Panet]. Elles sont fondées sur le concept de *ground loss* (littéralement perte de terre), qui est censé représenter à la fois le volume de la cuvette de tassement (rapporté à celui de l'excavation théorique) et le volume « perdu » au voisinage de la surface excavée par convergence ou surexcavation.

Comme il est difficile d'évaluer le second, ce concept est dénué à la base de toute valeur prédictive réelle, en tout cas dans le cas des tunneliers à confine-

ment. Aussi est-il généralement utilisé de l'une des deux manières suivantes :

– approche purement statistique, fondée sur la mesure *a posteriori* des cuvettes de tassement : on s'aperçoit que le « taux de perte » ainsi mesuré varie dans des proportions appréciables (de fait, sa valeur finale dépend tant des caractéristiques géotechniques que du type de tunnelier et de la manière dont il a été conduit), d'où l'impossibilité de fixer une valeur *a priori* et donc de prédire les tassements ;

– approche en termes d'objectif à atteindre. Certains maîtres d'œuvre traduisent le tassement qu'ils considèrent comme admissible en termes de coefficient de perte, et font de la valeur ainsi obtenue un objectif à atteindre. Une telle démarche n'a aucune valeur ajoutée, dès lors que ce coefficient ne correspond pas à un paramètre physique mesurable.

Certains relient ce *ground loss* au volume géométrique du vide compris entre la surface excavée et la jupe du tunnelier, qu'ils supposent implicitement égal au volume de la cuvette de tassement. Moyennant une hypothèse supplémentaire relative à l'extension latérale de cette cuvette, ils relient le tassement maximal en surface à la géométrie du tunnelier. Or ce raisonnement est totalement faux, pour les raisons suivantes :

– même sans confinement radial, le sol ne converge pas nécessairement jusqu'à atteindre la jupe, du fait de sa raideur et du confinement au front ;

– le confinement radial, notamment avec un tunnelier à pression de boue, a indiscutablement un effet sur les tassements, ce qui est en contradiction totale avec ce raisonnement.

Outre le fait que ce type de « modèle » n'a aucun fondement scientifique, il a des conséquences graves dans la pratique :

– il retire en principe toute responsabilité aux équipes de conduite du tunnelier ;

– il conduit sur la base d'hypothèses erronées à des conceptions de machines avec faible surcoupe et faible conicité de la jupe, qui non seulement n'améliorent rien le contrôle des tassements, mais présentent des inconvénients en termes de guidage de la machine.

Les équipes techniques de Bouygues TP ont été plus d'une fois confrontées à ces contradictions, notamment dans le cadre de groupements d'entreprises étrangères dont certaines pratiquaient le *ground loss* et annonçaient des tassements (inacceptables) de plusieurs centimètres, alors que la démarche décrite plus loin conduisait à la possibilité de contenir les tassements à des niveaux raisonnables moyennant un niveau minimal de confinement.

Si ce concept a pu, et continue à, rendre des services en excavation traditionnelle, il est évident qu'il ne peut pas tel quel être d'une quelconque utilité dans le cas des tunnels creusés à l'aide de tunneliers pressurisés, sauf à se contenter de contrebalancer la pression hydrostatique, ce qui ramène au cas du mode traditionnel.

Il serait sans doute intéressant de l'étendre au cas qui nous intéresse, mais il ne faut pas sous-estimer la difficulté d'une telle tâche, du fait notamment de la nécessité d'intégrer comme paramètres d'entrée supplémentaires les pressions de confinement et de bourrage.

Problèmes liés à la modélisation du revêtement

La transposition directe des méthodes du type convergence-confinement conduit au phasage de calcul suivant (hors effets de fluage à long terme) :

- Phase 1 – application de forces surfaciques $f_1 = \lambda^* \sigma'_0$ sur la surface excavée, le revêtement étant encore absent ;
- Phase 2 – application du restant des forces de déconfinement, à savoir $f_2 = (1 - \lambda^*) \sigma'_0$ au sol, et de la pression hydrostatique u au revêtement imperméable.

Cette manière de procéder suppose implicitement qu'il y a, dès la sortie de jupe, égalité des déplacements du sol et de l'anneau. Or, nous avons vu plus haut que cette hypothèse n'était pas vérifiée.

Même en imaginant que le taux de déconfinement λ^* corresponde à une réalité (ce qui renvoie aux considérations du paragraphe précédent), cette manière de calculer conduit à sous-estimer la profondeur et la pente de la cuvette des tassements en surface (certains calculs à faible déconfinement conduisent même à un soulèvement du terrain en surface !). En effet, cette manière de modéliser conduit à un soulèvement du terrain en clé sous l'effet de la poussée d'Archimède correspondant à la pression hydrostatique u appliquée à l'extrados de l'anneau, ce qui revient à appliquer deux fois cette pression sur le terrain.

L'erreur vient de ce que, comme nous l'avons vu plus haut, les déplacements de l'anneau et du sol sont déconnectés pendant la phase de remontée d'anneau durant laquelle le produit de bourrage est fluide : s'il est bien connu que l'anneau remonte systématiquement en sortie de jupe, on sait également que le creusement d'un tunnel tend plutôt à faire tasser le terrain qu'à le soulever !

Principe de la méthode explicite

Coefficient d'efficacité du confinement

D'où l'intérêt de la méthode de calcul suivante, où le confinement P est représenté explicitement. Les efforts réellement appliqués à la surface excavée sont respectivement :

- les efforts de déconfinement σ_0 (vecteur contrainte totale initiale) ;
- la pression de boue P (de sens opposé).

Par la suite, dans un modèle bidimensionnel, les efforts à appliquer au sol pour simuler la progression du creusement depuis $-\infty$ jusqu'à x sont les forces surfaciques :

$$f = \lambda (\sigma_0 - P)$$

Compte tenu de la définition de λ (moyen de passer d'un calcul 3D à un calcul 2D), $\lambda(x)$ est donné par les courbes usuelles (pour un sol élastique).

De plus, si l'on remarque que, en vertu de la loi de Terzaghi, $\sigma_0 - P = \sigma'_0 - P'$, on constate que le calcul peut aisément être mené en contraintes effectives, tout en conservant une formulation rigoureuse quant aux efforts appliqués.

Modélisation d'un confinement complexe

Les tunneliers à pression de terre exercent une pression au front de taille, mais pas forcément autour de la jupe. Ceci nous a conduits à étendre la notion d'efficacité exprimée en termes de taux de déconfinement classique, à trois coefficients d'efficacité relatifs respectivement à la pression au front P_f , à la pression radiale autour de la jupe P_r et à la pression de bourrage P_b .

En calculant les déplacements en clé sous l'effet de chacune de ces trois pressions avec un modèle aux éléments finis tridimensionnel élastique, et en comparant avec les déplacements correspondants en bidimensionnel, on obtient les trois courbes d'efficacité suivantes, dont le cumul (total clé) correspond bien à la courbe classique de déconfinement, puisqu'elle est définie de la même manière en global :

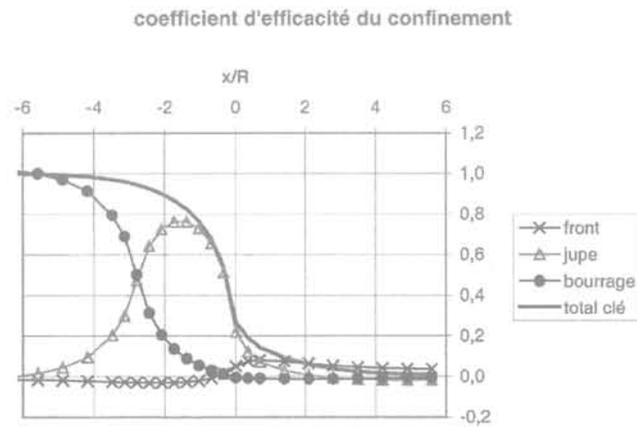


FIG. 3 Coefficients d'efficacité du confinement. Confinement efficiency coefficients.

On peut tirer les enseignements suivants de ce graphique :

- la pression au front n'a aucun impact sur le tassement en clé : en réalité, elle a un impact certain sur la stabilité du front (cf. mécanismes tels que celui représenté en 2.2.1), mais, dès lors que la pression P_f est suffisante pour assurer cette stabilité, une augmentation supplémentaire de P_f n'a qu'un effet marginal sur la limitation des tassements ;
- la pression radiale autour de la jupe a un effet sensible sur les tassements, mais qui reste localisé aux environs de sa zone d'application (de l'ordre de $2,5 R$ dans le modèle) ;
- la pression de bourrage prolonge l'action du confinement autour de la jupe lorsqu'il existe ; si ce n'est pas le cas, on peut imaginer qu'il puisse remonter le terrain qui aurait eu tendance à descendre lors du passage du tunnelier : encore faut-il pour cela que le terrain ne se soit pas trop plastifié avant bourrage, sans quoi l'effet ne sera pas aussi net.

Actions appliquées au revêtement

Une représentation fidèle des phénomènes réels supposerait donc que l'on modélise explicitement le

système sol-bourrage-anneau. Or une telle approche est très complexe du fait que le système à analyser est un système ouvert (masse non constante).

D'où la nécessité de trouver un compromis entre réalisme de la modélisation et simplicité d'application. La première idée, qui consiste à privilégier l'un des aspects, en l'occurrence l'aspect tassements, nous a conduits à la méthode décrite ci-dessous. Celle-ci s'est ensuite révélée apte, moyennant quelques adaptations, à traiter également le calcul des efforts dans l'anneau.

Méthodologie de calcul

Calcul orienté tassements

Conformément à l'habitude de dissocier le calcul d'un tunnel en deux phases (hors fluage), le calcul peut se faire selon le schéma suivant :

- Phase 1 – progression du creusement jusqu'à la sortie de jupe : le sol est chargé par les forces de déconfinement suivantes :

$$f_{s1} = \lambda (\sigma'_0 - P')$$

où λ représente le taux de déconfinement classique à une distance du front égale à la longueur du bouclier. Compte tenu que cette longueur est, en général, voisine du diamètre, ce taux est de l'ordre de 0,9.

- Phase 2 – fin du déconfinement en présence de l'anneau.

La rigidité de l'anneau étant maintenant représentée, le sol est chargé par le restant des forces de déconfinement, à savoir :

$$f_{s2} = (1 - \lambda)(\sigma'_0 - P')$$

Il est à noter que l'intégralité de la pression hydrostatique a été ainsi appliquée au terrain, puisque :

$$f_s = f_{s1} + f_{s2} = \sigma'_0 - P' = \sigma'_0 + u - P$$

Calcul orienté anneau

On peut imaginer un phasage identique, à ceci près que, lors de la phase 2, l'anneau est chargé par la pression de confinement, soit $P = P' + u$.

On peut aussi dissocier la surface excavée et l'extrados de l'anneau en introduisant une interface de contact.

Dans l'hypothèse où sol et anneau resteraient en contact mécanique pendant la phase 2, l'effort total appliqué à l'interface sol-anneau durant cette phase serait donc :

$$f_{A2} = (1 - \lambda)(\sigma'_0 - P') + P' + u = (1 - \lambda) \sigma'_0 + \lambda P' + u$$

Cependant, la pression P qui agit sur l'anneau constitue une sorte de précontrainte qui s'exerce instantanément (par rapport aux efforts de déconfinement qui ne se développent qu'au fur et à mesure de la progression du creusement), sans interaction nette avec le sol, du fait des considérations développées plus haut.

Par suite, il peut être envisagé de représenter cette mise en charge initiale par un phasage de calcul dans

lequel l'anneau est mis en contrainte par P lors d'une phase intermédiaire de calcul (située entre les phases 1 et 2). Les conditions aux limites ou l'environnement de l'anneau doivent être définis pour cette phase de manière réaliste, compte tenu du contexte (type d'interface terrain-anneau, résistance au cisaillement du produit de remplissage). Par ailleurs, seules les contraintes dans le béton doivent être réinjectées en phase 2.

La phase 2 est donc identique à celle décrite au paragraphe précédent, à ceci près que les contraintes dans le béton sont cette fois initialisées à la valeur obtenue à l'issue de la phase intermédiaire décrite précédemment.

Le fait d'adopter la même valeur P pour la pression de confinement et la pression de bourrage repose sur l'hypothèse que le remplissage du vide annulaire est réalisé de manière complète et qu'un équilibre se crée entre les deux pressions. Quoi qu'il en soit, une pression de bourrage supérieure à la pression de confinement irait dans le sens de la sécurité, tant pour les tassements que pour la résistance de l'anneau.

5.3

Comparaison entre méthodes globale et explicite

A titre d'exemple, on trouvera ci-dessous les résultats obtenus pour la configuration définie au paragraphe 1, en supposant la nappe au niveau du terrain naturel. Dans l'hypothèse d'une suppression de confinement P' par rapport à la nappe égale à 50 kPa, et pour un poids volumique déjaugé de 10 kN/m³, la formule donnant λ^* en fonction du vecteur contrainte σ' et de P' conduit aux valeurs suivantes : 0,6 en clé, 0,4 aux reins, 0,7 en pied, ce qui illustre au passage l'impossibilité de relier un confinement réel à un taux de déconfinement unique.

Nous avons donc choisi d'effectuer deux modélisations « classiques » pour $\lambda^* = 0,4$ et $0,6$ respectivement, et d'en comparer les résultats avec la modélisation « explicite » décrite plus haut.

Comme on pouvait s'y attendre, la modélisation classique conduit à des tassements maximaux et à des

pentés de cuvette plus faibles, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité.

En ce qui concerne les efforts dans l'anneau, les diagrammes ci-dessous montrent que, si l'on peut considérer que l'ordre de grandeur de l'effort normal N n'est pas nettement modifié, il n'en est pas de même pour le moment de flexion M, qui est sensiblement plus faible, en particulier en clé.

Il n'est pas surprenant que la méthode explicite, qui colle plus à la réalité des phénomènes, donne des flexions différentes de celles obtenues avec la méthode classique, dès lors que K_0 est nettement différent de 1, puisque les forces de confinement sont définies d'une manière très différente.

6

Applications opérationnelles

La démarche décrite précédemment a été motivée par la recherche d'une méthode de prévision des tassements, ou plus exactement de détermination des pressions de confinement aptes a priori à assurer des tassements admissibles.

Tramway de Strasbourg

Dans le cas de Strasbourg, où des tassomètres avaient été disposés à différents niveaux sur un plot d'essai, la méthode a été calée moyennant une analyse des paramètres géotechniques, et en prenant en compte le fait que les sols dans lesquels le tunnel était creusé (sables et graviers) avaient un module de déchargement sensiblement supérieur au module de chargement (le seul que l'on considère en général), ce qui était confirmé par des essais pressiométriques cycliques.

Or les tassements sont principalement conditionnés par le comportement des terrains en clé, lesquels sont déchargés par le creusement. Ce phénomène, qui n'est pas du tout du second ordre dans certains types de formations, doit impérativement être pris en compte lors de la définition des paramètres géotechniques de calcul.

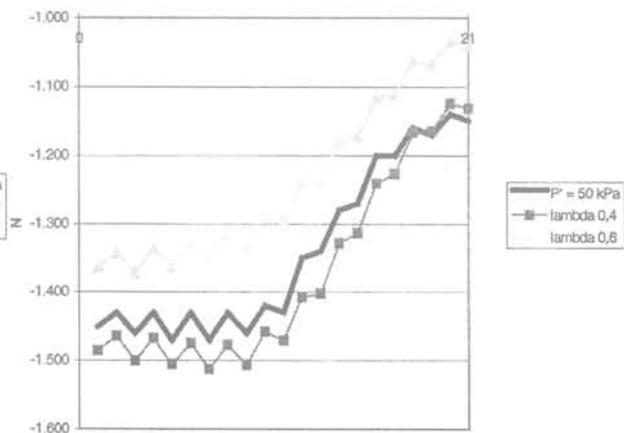
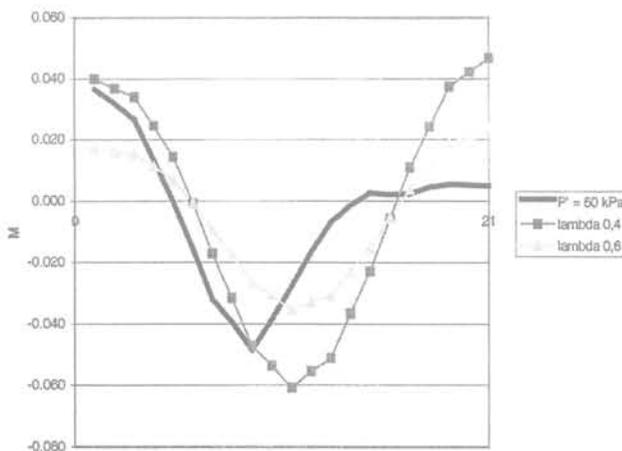


FIG. 4 Moment (gauche) et effort normal (droite) calculés par la méthode explicite P' (trait plein) et par la méthode classique pour deux taux de déconfinement (courbes avec symboles).

Bending moment (left) and normal effort (right) computed via explicit method (thick curve) and classical method for 2 stress release ratios (curves with symbols).

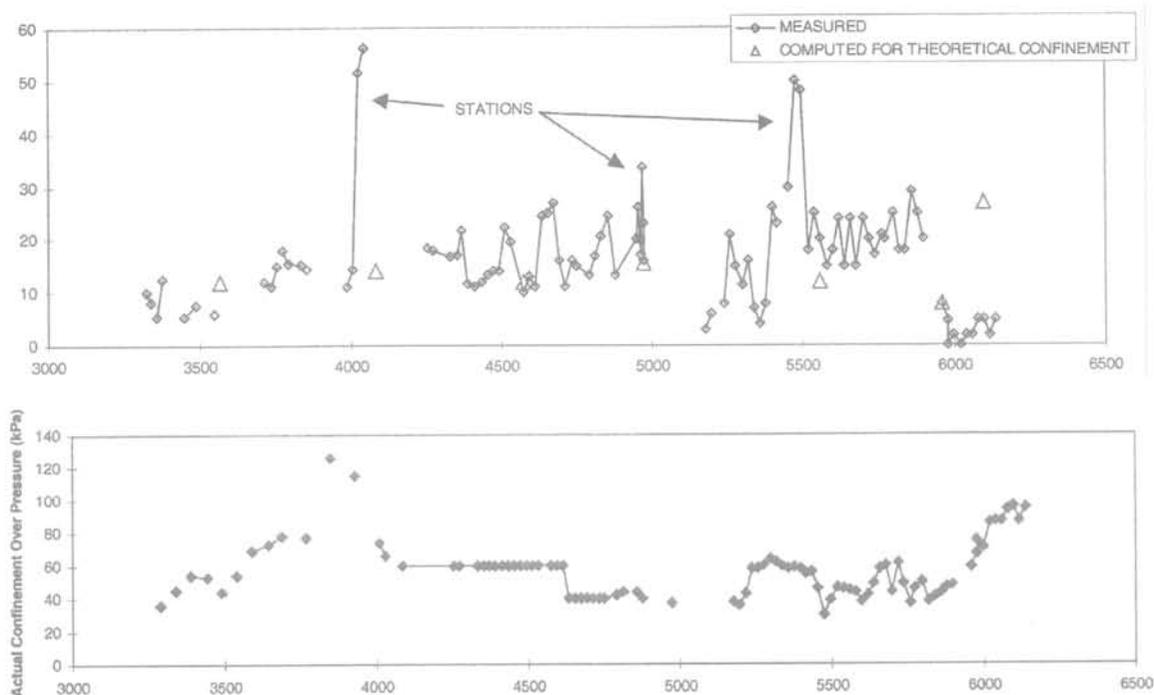


FIG. 5 Métro du Caire : tassements et confinement.
Cairo Metro : settlement and confinement.

Métro du Caire

L'enjeu était de définir des pressions de consigne théoriques en fonction des tassements admissibles (30 mm à l'axe du tunnel). Ce point était d'autant plus critique pour le client que les expériences précédentes de chantiers au tunnelier au Caire avaient conduit à des tassements nettement plus importants (typiquement 5 à 10 cm).

L'analyse géotechnique (Hamza Associates) a conduit à l'établissement de profils de calcul objectifs (position des couches et paramètres géotechniques) tout au long du tracé. Par suite, compte tenu des aléas (zones lâches, défauts de confinement...), nous avons procédé à une étude de sensibilité pour chaque profil (en faisant varier la surpression de confinement P') et avons défini les pressions de consigne en visant un objectif de l'ordre de moins de 15 mm pour le tassement maximal théorique (cf. triangles sur le graphique ci-dessus, correspondant aux prévisions de tassements faites avant creusement pour les pressions de confinement préconisées au stade des études d'exécution).

Les analyses auxquelles nous avons procédé montrent que les tassements maximaux en surface sont (en dehors des zones de bouchon proches des stations) en général compris entre 10 et 20 mm, avec quelques pointes entre 20 et 30 mm, comme illustré ci-dessous :

Le second graphique donne les valeurs réelles des pressions de confinement appliquées lors du creusement. On observe d'une part la grande sensibilité des tassements vis-à-vis de la pression de confinement (ce qui justifie l'intérêt d'une méthode de calcul explicite), et d'autre part l'anticipation que permet ce type d'approche. Les calculs préliminaires avaient en effet mis en évidence en fin de parcours (dernier point de calcul) des tassements triples de ceux calculés à l'avant dernier point de calcul, ceci à confinement théorique constant. Le chantier, sensibilisé à cet ordre de gran-

deur, a délibérément augmenté le confinement au prorata de ce phénomène, ce qui a permis de maintenir les tassements à un niveau bas dans cette zone.

Cette conformité entre prévision et résultat final est d'autant plus remarquable que les chantiers précédents avaient occasionné des tassements doubles voire triples pour des diamètres inférieurs. Une méthode strictement empirique aurait donc conduit à une prévision fautive : seule une méthode déterministe fondée sur des essais et une analyse géotechnique adaptés était susceptible de répondre au problème posé.

Une telle concordance est très satisfaisante compte tenu des incertitudes inhérentes à ce type de travaux, portant sur : la géotechnique, la position réelle de la nappe lors du creusement, la pression moyenne de confinement, la pression de bourrage, les surcharges d'immeubles ou de surface, et sur la mesure des tassements. Quant à la forme de la cuvette de tassement calculée, elle est proche de celle mesurée, comme le montre la figure suivante (où apparaissent deux courbes expérimentales enveloppes compte tenu des incertitudes de mesure) :

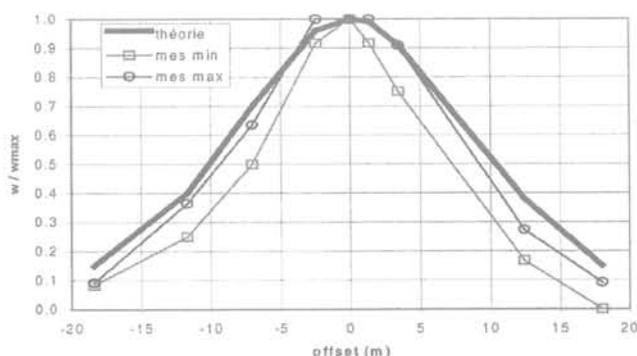


FIG. 6 Métro du Caire : cuvette de tassement.
Cairo Metro : settlement trough.

L'objectif était le même que pour l'étude menée sur le métro du Caire. A la différence du cas précédent, les paramètres géotechniques ont été définis par Setec une fois pour toutes pour chaque formation, ce qui conduit à des profils de calcul légèrement plus conservatifs.

Comme précédemment, les analyses effectuées montrent un excellent accord entre les ordres de grandeur des tassements prévus, l'objectif étant cette fois de rester en dessous de 5 mm, et la moyenne des tassements mesurés. De plus, comme précédemment, la hiérarchisation des sections mise en évidence par les calculs préliminaires s'est bien retrouvée sur le site.

Métro de Sydney

Le métro de Sydney a été creusé en sol meuble (sables, argiles, dont certaines très peu rigides), à l'aide d'un tunnelier à pression de boue, sous un environnement urbain induisant des contraintes de tassements sévères, et aussi sous les pistes de l'aéroport, avec des contraintes très strictes. La méthode décrite plus haut a été parfaitement valorisée dans ce contexte, notamment avant et pendant le passage sous les pistes. Une calibration systématique a en effet été menée, qui nous a permis entre autres d'évaluer l'impact de la pression de bourrage sur les tassements.

Métro de Dusseldorf

Dans le cadre d'un projet en groupement, une première prévision de tassement sous une zone sensible, effectuée sur la base du *ground loss* censé correspondre au volume « perdu » compte tenu de la conicité de la jupe, a conduit à des tassements de 6 à 7 cm. Il s'ensuivait une nécessité de traiter le terrain, non prévue au départ. L'application de la méthode explicite a permis de définir la pression de confinement minimale qu'il fallait appliquer pour descendre en dessous des 2 cm réputés acceptables. Comme cette pression de confinement était réaliste, il a été fait ainsi, et les tassements sont restés dans la plage souhaitée.

Métro de Hong Kong (KCR 320)

Le creusement d'un bitube dans des terrains très hétérogènes, allant du rocher à des alluvions de module d'Young de l'ordre de 20 MPa, a conduit à la mise au point d'une machine mixte, capable de fonctionner en mode ouvert dans le rocher et en mode pression de terre dans les sols meubles. Toutefois, l'étude préliminaire de tassement, effectuée avec la méthode décrite dans cet article, ayant montré l'importance du confinement autour de la jupe dans les zones sensibles, il a été décidé de doter la machine de dispositions permettant d'injecter de la bentonite autour du bouclier. On se retrouve donc face à la gestion de trois pressions : celle au front, assurée par le mode classique pression de terre, celle autour de la jupe, et celle du produit de bourrage, dont on a vu sur Sydney l'importance.

Les trois sections considérées comme représentatives du point de vue des tassements se sont comportées (à l'issue du creusement du premier tube) de manière très similaire aux prévisions, les pressions autour de la jupe et derrière les voussoirs s'étant révélées essentielles. A noter cependant la difficulté, déjà entrevue sur Sydney, d'apprécier la pression de bourrage réelle, compte tenu des pertes de charge. Dans les deux cas, le meilleur ajustement a été obtenu pour une chute de pression de 70 kPa.

Intérêt et perspectives

Les développements précédents permettent d'effectuer des prévisions de tassements plus fiables, ainsi que d'optimiser le dimensionnement des anneaux.

7.1

Calcul des tassements

La méthode précédente permet, au niveau d'un avant projet, d'étudier la faisabilité d'un creusement au tunnelier dans une zone sensible, de définir les spécifications du tunnelier (puissance de confinement) ou les besoins en traitement préalable des terrains. Elle s'intègre parfaitement dans la philosophie de plus en plus pratiquée de l'analyse de risques, car elle permet de quantifier l'impact de telle déviation de paramètre.

Au stade des études d'exécution, elle permet de définir un profil théorique de pression de consigne le long du tracé. Il est bien évident que ces pressions de consigne sont destinées à être adaptées en cours de chantier si les mesures de tassement en surface conduisent à remettre en cause les résultats de la prévision (du fait d'une remise en cause des paramètres géotechniques ou de la stratigraphie).

Cependant, le schéma initial reste un guide en matière de définition des pressions de consigne, puisque, moyennant un recalage éventuel ou une adaptation locale, il définit une hiérarchie entre les différentes zones du tracé (profondeurs, formations, immeubles ou structures sensibles) en matière de besoin en confinement.

7.2

Calcul de l'anneau

Devant la difficulté d'estimer un taux de déconfinement de manière objective et donc consensuelle, une première approche consiste à vérifier l'anneau avec la méthode classique pour un taux de déconfinement λ^* aussi faible que possible, et en tout état de cause faible eu égard aux capacités de confinement de la machine ou aux besoins de confinement dans la section considérée. Une telle démarche, conservatrice, peut suffire dans certains cas.

Néanmoins, le fait d'adopter systématiquement des taux de déconfinement faibles conduit à une surestimation de l'effort normal, qui peut avoir des répercussions sur les aciers de fretage derrière les joints longitudinaux.

De plus, du fait que la méthode de calcul globale tend à surestimer les flexions, elle peut conduire à un inutile épaissement de l'anneau ou des joints longitudinaux (au détriment de l'espace disponible pour les étanchéités). Ces surdimensionnements sont d'autant plus dommageables que l'anneau, en principe identique sur tout le tracé, est conditionné par quelques sections critiques isolées.

Par ailleurs, un taux de déconfinement global constant sur tout le pourtour de l'excavation est totalement inefficace quand il s'agit de justifier une section située à proximité immédiate d'une structure enterrée

ou de fondations importantes. En effet, la contrainte initiale σ'_o peut ne plus être du tout régulière autour du volume excavé, auquel cas le fait d'appliquer des forces proportionnelles à cette contrainte conduit à des flexions importantes et sans aucune réalité. Ceci nous a conduits à utiliser à plusieurs reprises la méthode explicite pour justifier des sections particulières, en vérifiant que les critères de tassement et d'intégrité de l'anneau étaient simultanément respectés pour une plage de pressions de confinement réalistes.

7.3

Une méthode plus proche des chantiers

Il nous semble par conséquent que l'approche explicite offre des perspectives intéressantes, car elle rend mieux compte des phénomènes observés ou ressentis par les chantiers, en particulier :

- la remontée de l'anneau en sortie de jupe ;
- la non-remontée du terrain et la forme de la cuvette de tassement en surface ;
- le fait que les contraintes dans l'anneau sont principalement dues aux pressions de confinement et de bourrage.

Par ailleurs, cette méthode représente le confinement par un paramètre physique mesurable (une pression) et non par un taux de déconfinement global λ^* , ce qui a deux conséquences :

- une meilleure compréhension entre bureau d'études et chantier ;
- la possibilité de traduire directement les résultats des calculs en termes de propositions d'actions : il est plus facile de chercher à obtenir une pression de confinement de 0,5 bar au-dessus de la nappe que de viser un λ^* de 0,45 ou un ground loss de 0,3 % !

Bibliographie

Aristaghes P., Autuori P. – « Slurry TBM in urban areas : connection between calculation and driving ». World Tunnel Congress 98, Sao Paulo.

Aristaghes P., Berbet F., Michelon P. – « Prévention des fontis : des études au temps réel ». *Tunnels et ouvrages souterrains*, n° 128, 1995.

Bouyat C. – « Le soutènement à pression de boue ». *Tunnels et ouvrages souterrains*, n° 106, 1991.

Leca E., Dormieux L. – « Upper and Lower Bound Solutions for the Face Stability of Shallow Circular Tunnels in Frictional Material ». *Geotechnique* n° 40, 1990.

Mohkam M. – *Étude de la boue de soutènement liquide et de la stabilité du front de taille*. Projet national Tunnel 85-90, AFITES, rapport mars 1986.

Mohkam M. – *Adjuvants physiques de la boue de confinement. Étude de confettis de papier*. Projet national Tunnel 85-90, AFITES, rapport octobre 1987.

Mohkam M. – *Application des polymères hydrosolubles (CMC) dans le creusement avec bouclier à pression fluide*. Projet national Tunnel 85-90, AFITES, rapport octobre 1987.

Panet M. – *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses des Ponts et Chaussées 1995.

Rowe K.R., Kack F. – « A theoretical examination of the settlements induced by tunneling : four cases history ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, p. 299-314.

Modèles continus pour les structures rocheuses discontinues

J. SULEM

Centre d'enseignement
et de recherche
en mécanique des sols
École nationale des ponts
et chaussées/Laboratoire
central des ponts
et chaussées
6-8, avenue Blaise-Pascal
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 2, France
sulem@cermes.enpc.fr

M. CERROLAZA

Instituto de materiales
y modelos estructurales
Universidad central
de Venezuela, IMME
Facultad de Ingeniería
Universidad central
de Venezuela
Apartado Postal 50361
Caracas 1050, Venezuela
mcerrola@reacciun.ve

Résumé

On présente un modèle continu de Cosserat pour les structures de blocs rocheux. L'introduction d'une rotation de Cosserat et de couples de contraintes permet de prendre en compte la rotation individuelle des blocs et leur rigidité en flexion. On montre que le domaine de validité de cette homogénéisation est étendu au cas de structures dont les dimensions sont un faible multiple de la taille des blocs. Par ailleurs différents modes de plastification par glissement inter-blocs ou pivotement des blocs sont introduits dans un modèle de plasticité multicritères. Ce modèle est illustré par l'étude de la réponse dynamique d'une structure de maçonnerie et par deux exemples de géotechnique, la stabilité d'une fondation souple et la stabilité d'une pente dans un massif constitué de blocs rocheux.

Mots-clés : roches fracturées, stabilité des pentes, homogénéisation, milieux de Cosserat.

Continuous models for discontinuous rock structures

Abstract

The discontinuous structure of blocky rock is approximated by an equivalent Cosserat continuum. This implies the introduction of couple stresses and internal rotations which model the relative rotations between blocks and the bending stiffness of the blocks. It is shown that the domain of validity of the homogenisation is extended to the case of structures with few blocks. The advantage of the Cosserat homogenisation for blocky structure is also that various failure modes such as inter-block slip and block tilting can be easily described through a multi-criteria plasticity model. This model is illustrated by the analysis of the dynamic response of a masonry structure and by two examples of soft foundation and slope stability in blocky rock.

Key words : jointed rock, slope stability, homogenisation, Cosserat medium.

NDLE : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 30 juin 2002.

Introduction

Il est courant d'observer que sous l'effet des contraintes tectoniques, un massif rocheux présente un réseau régulier de fractures lui donnant du point de vue macroscopique l'apparence d'une structure de blocs rocheux. La mécanique des milieux continus classiques offre un cadre approprié et bien établi lorsqu'il s'agit de modéliser un processus de déformation dont la longueur d'onde dominante est grande comparée à la taille caractéristique des discontinuités de la structure considérée. Les méthodes d'homogénéisation permettent de définir les caractéristiques mécaniques d'un milieu continu équivalent, à grande échelle, au matériau discontinu initial (Bakhalov et Panasenko, 1989). L'intérêt de développer une approche continue pour un milieu hétérogène ou discontinu réside dans le fait que les approches « discrètes » (Cundall et Hart, 1992) conduisent à des calculs numériques considérables lorsque le nombre des discontinuités ou des hétérogénéités augmente. Parmi les avantages d'une représentation par milieu continu équivalent, on peut également citer le fait que le maillage par éléments finis utilisé pour la résolution d'un problème aux limites est indépendant de la géométrie des discontinuités. Enfin, dans certains cas, comme pour des milieux rocheux largement fracturés, on ne dispose pas toujours d'information précise sur les réseaux de failles et de joints et seules des valeurs moyennes des modules de déformation peuvent être utilisées.

Le milieu continu homogénéisé ne peut reproduire que le comportement à grande échelle du matériau réel et c'est là sa principale limitation. On peut cependant étendre le domaine de validité de l'approche continue en ayant recours à des modèles de milieux continus d'ordres supérieurs ou milieux continus généralisés qui possèdent dans leur formulation des degrés de liberté cinématiques supplémentaires comme les milieux de Cosserat (Cosserat, 1909) et/ou des gradients de déformation d'ordres supérieurs. Les modèles de milieux continus généralisés contiennent dans leur description une ou plusieurs longueurs internes reliées à la microstructure du matériau. Dans cet article, on présente tout d'abord le cadre général de la mécanique des milieux continus généralisés à travers le formalisme de Mindlin (1964). Les milieux stratifiés et les structures de blocs représentent deux exemples pour lesquels la théorie de Cosserat est tout à fait adaptée. Ces deux exemples sont présentés et illustrés pour le cas de structures de maçonnerie et pour celui de la stabilité de pentes rocheuses.

Milieux continus généralisés et formalisme de Mindlin

La description de la statique et de la cinématique des milieux continus possédant une microstructure (ou milieux continus généralisés) a été présentée d'une manière systématique par Germain (1973a, b) à partir de l'application du principe des puissances virtuelles en suivant le formalisme proposé par Mindlin (1964).

Dans une description classique, un milieu continu est une distribution de points matériels caractérisés par une position X et une vitesse v . Dans une théorie qui prend en compte la microstructure du matériau, on

associe à chaque particule matérielle un continuum $C(X)$ déformable autour du point X appelé microvolume. Les tenseurs de vitesse de macrodéformation ε et de macrorotation ω sont définis comme la partie symétrique et la partie antisymétrique du gradient du champ de vitesse :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(\partial_i v_j + \partial_j v_i), \omega_{ij} = \frac{1}{2}(\partial_i v_j - \partial_j v_i) \quad (1)$$

On définit un tenseur de vitesse de microdéformation ψ correspondant à la déformation du microvolume $C(X)$ supposée homogène. La vitesse de déformation relative γ est alors définie comme la différence entre le gradient de macrovitesse et la vitesse de microdéformation :

$$\gamma = \nabla v - \psi \quad (2)$$

Enfin, on définit le tenseur d'ordre 3 de gradient de vitesse de microdéformation

$$\kappa = \nabla \psi \quad (3)$$

Les quantités statistiques duales dérivent alors de l'application du principe des puissances virtuelles et de l'expression de la puissance des efforts intérieurs :

$$\delta W^{(i)} = \tau_{ij} \delta \varepsilon_{ij} + \alpha_{ij} \delta \gamma_{ij} + \mu_{ijk} \delta \kappa_{ijk} \quad (4)$$

où τ est le tenseur de contrainte de Cauchy (symétrique) associé au tenseur de vitesse de macrodéformation ε ; α est le tenseur de contraintes relatives associé au tenseur de vitesse de déformation relative γ ; μ est le tenseur de double contraintes associé au gradient de vitesse de microdéformation κ (tenseur d'ordre 3).

On peut écrire la puissance des efforts intérieurs (4) sous la forme

$$\delta W^{(i)} = \sigma_{ij} \delta v_j - \alpha_{ij} \delta \psi_{ij} + \mu_{ijk} \delta \kappa_{ijk} \quad (5)$$

où $\sigma = \tau + \alpha$ est le tenseur de contraintes totales.

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire les équations d'équilibre pour un milieu continu généralisé sous la forme

$$\partial_j \sigma_{ij} + f_i = 0 \quad (6)$$

$$\alpha_{ijk} + \partial_l \mu_{ijk} + \Phi_{ijk} = 0$$

où f et Φ représente respectivement les forces de volume et les doubles forces de volume. Du principe des puissances virtuelles on déduit également les conditions aux frontières. On suppose que la frontière ∂V du volume V considéré est divisée en deux parties complémentaires, $\{\partial V_\nu, \partial V_\sigma\}$ et $\{\partial V_\psi, \partial V_\mu\}$ respectivement, telles que :

$$\begin{aligned} \text{sur } \partial V_\nu : u &= \bar{u} \\ \text{sur } \partial V_\psi : \psi &= \bar{\psi} \\ \text{sur } \partial V_\sigma : \sigma \cdot n &= \bar{T} \\ \text{sur } \partial V_\mu : \mu \cdot n &= \bar{T} \end{aligned} \quad (7)$$

Le formalisme ci-dessus permet d'obtenir les équations de base d'un milieu de Cosserat. Un milieu de Cosserat est un milieu micropolaire pour lequel le microvolume $C(X)$ est un corps rigide. Par conséquent un milieu de Cosserat est un milieu continu qui associe à chaque point matériel une vitesse de translation et une vitesse de rotation propre ω^c différente de la rotation d'ensemble ω . Dans la suite l'indice c sera utilisé pour distinguer la rotation de Cosserat de la rotation macroscopique. Par conséquent, le tenseur de microdéformation est purement antisymétrique et on l'identifie à ω^c , et le gradient de microrotation, également antisymétrique, représente un tenseur de courbure :

$$\begin{aligned} \psi_{ij} &= \psi_{[ij]} = \omega_{ij}^c \\ \gamma_{ij} &= \varepsilon_{ij} + (\omega_{ij} - \omega_{ij}^c) \\ \kappa_{ijk} &= \partial_l \omega_{jk}^c \end{aligned} \quad (8)$$

La partie symétrique du tenseur de déformation relative γ coïncide avec le tenseur de macrodéformation ϵ et la différence entre macro- et microdéformation est purement antisymétrique et représente la différence entre la rotation individuelle du microvolume et la rotation d'ensemble du domaine autour du microvolume.

Les quantités statiques qui apparaissent dans un milieu de Cosserat se déduisent de l'application du principe des puissances virtuelles. Le tenseur de contraintes relatives α coïncide avec la partie antisymétrique du tenseur de contraintes totales σ . On simplifie les notations en introduisant les adjoints des différents tenseurs.

$$\omega_{ij}^c = -e_{ijk} \omega_k^c, \quad H_{ijk} = -e_{ijl} m_{kl}, \quad \Phi_{ij} = -e_{ijk} \Phi_k, \quad T_{ij} = -e_{ijk} M_k \quad (9)$$

où e est le tenseur de permutation défini par

$$e_{ijk} = \begin{cases} 1 & \text{si } ijk \text{ est une permutation paire de } 123 \\ -1 & \text{si } ijk \text{ est une permutation impaire de } 123 \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (10)$$

ω^c est le vecteur de rotation de Cosserat, Φ et M sont des moments et m est la densité de couple de contraintes.

3

Un exemple d'application des milieux de Cosserat : les massifs rocheux stratifiés

Les massifs rocheux sont le plus souvent fracturés. Bien que le réseau de fractures puisse être complexe, on peut généralement observer une certaine régularité des discontinuités, i.e. des directions préférentielles d'orientation de la fracturation. Les fractures sont souvent rugueuses et remplies par un matériau plus tendre, ce qui crée une résistance au glissement relatif le long des deux faces de la discontinuité. Des approches similaires à celles développées pour les matériaux composites ont été appliquées pour représenter les roches stratifiées par un milieu continu équivalent anisotrope (Salamon, 1968). La taille du volume élémentaire du milieu homogénéisé est grande comparée à l'épaisseur des couches individuelles. Cette approche est valide tant qu'il n'y a pas de glissement interne le long des couches.

Considérons un milieu plan infini constitué de couches élastiques planes parallèles identiques d'épaisseur $2h$. Soit u et w les composantes du déplacement. On suppose que le poids des couches supérieures empêche l'ouverture des joints. Pour une loi d'interface élastique le glissement tangentiel le long des joints s'écrit de façon linéaire :

$$\tau = \frac{k_s}{2h} (u_n^- - u_{n+1}^+) \quad (11)$$

La structure stratifiée du matériau conduit à une double échelle : une échelle macroscopique où l'élément de volume représentatif peut être représenté par le rectangle $ABCD$ (ou macro-élément) dont les côtés sont grands par rapport à l'épaisseur des couches et une échelle microscopique représentée par le rectangle

$abcd$ (ou micro-élément) dont les côtés sont petits comparés à l'épaisseur des couches (Fig. 1).

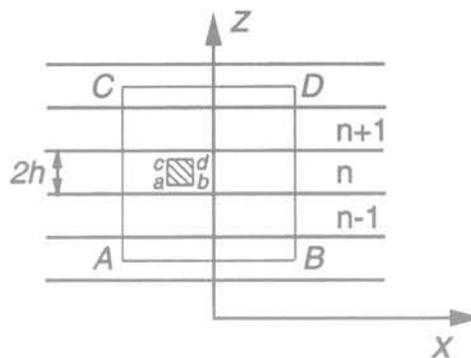


FIG. 1 Schéma d'un milieu stratifié.

Si la symétrie des contraintes tangentielles est respectée pour le micro-élément, celle-ci est violée pour le macro-élément dès qu'il y a glissement le long des frontières des couches. L'équilibre est alors assuré par l'apparition de moments de flexion (Fig. 2) :

$$\frac{dM}{dx} + \tau_{zx} - \tau_{xz} = 0 \quad (12)$$

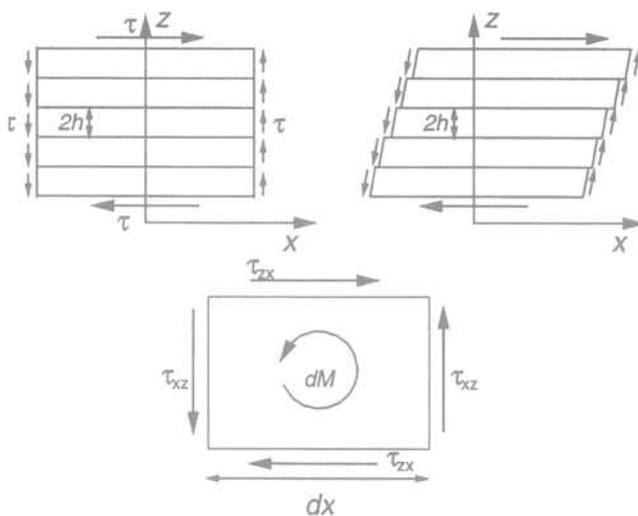


FIG. 2 Rupture de symétrie des contraintes tangentielles.

Ces moments de flexion des couches conduisent à une rotation locale comme degré de liberté supplémentaire de la cinématique du macro-élément. Cette rotation locale ne peut être prise en compte dans le cadre de la mécanique des milieux continus classiques et nécessite d'avoir recours à la théorie de Cosserat. Par ailleurs, ces moments de flexion donnent naissance à de forts gradients dans la distribution locale des contraintes. Cela affecte sensiblement à la fois le mode de déformation et le mode de rupture des différentes couches.

Dans un milieu de Cosserat bidimensionnel, la cinématique de chaque point matériel est définie par deux degrés de liberté de translation (u, w) et un degré de liberté de rotation ω^c (Fig. 3). Le tenseur de déformation relative et le vecteur courbure (équation 8) s'expriment de la façon suivante :

$$\begin{aligned} \gamma_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x}; \gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \omega^c \\ \gamma_{zz} &= \frac{\partial w}{\partial z}; \gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} - \omega^c \\ \kappa_x &= \frac{\partial \omega^c}{\partial x}; \kappa_z = \frac{\partial \omega^c}{\partial z} \end{aligned} \quad (13)$$

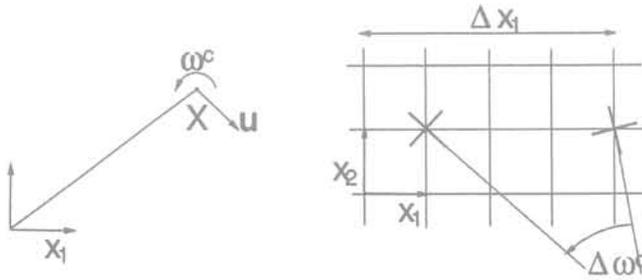


FIG. 3 Quantités cinématiques dans un milieu de Cosserat.

Les équations d'équilibre (6) en l'absence de forces et de couples de volume deviennent :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_z}{\partial z} + \sigma_{zx} - \sigma_{xz} &= 0 \end{aligned} \quad (14)$$

Les deux premières équations d'équilibre sont formellement les mêmes que pour un milieu continu classique. Une équation d'équilibre supplémentaire pour les couples de contraintes est introduite (Fig. 4).

Les équations de comportement d'un milieu de Cosserat bidimensionnel élastique isotrope s'écrivent (Schaefer, 1962 ; Vardoulakis et Sulem, 1995) :

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= (K + G)\gamma_{11} + (K - G)\gamma_{22} \\ \sigma_{22} &= (K - G)\gamma_{11} + (K + G)\gamma_{22} \\ \sigma_{12} &= [G + G_c]\gamma_{12} + (G - G_c)\gamma_{21} \\ \sigma_{21} &= (G - G_c)\gamma_{12} + (G + G_c)\gamma_{21} \\ m_1 &= M\kappa_1 \\ m_2 &= M\kappa_2 \end{aligned} \quad (15)$$

Dans les relations de comportement (15), K est le module de compressibilité bidimensionnel et G est le module de cisaillement qui relie la partie symétrique de la déformation déviatorique à la partie symétrique de la contrainte déviato-

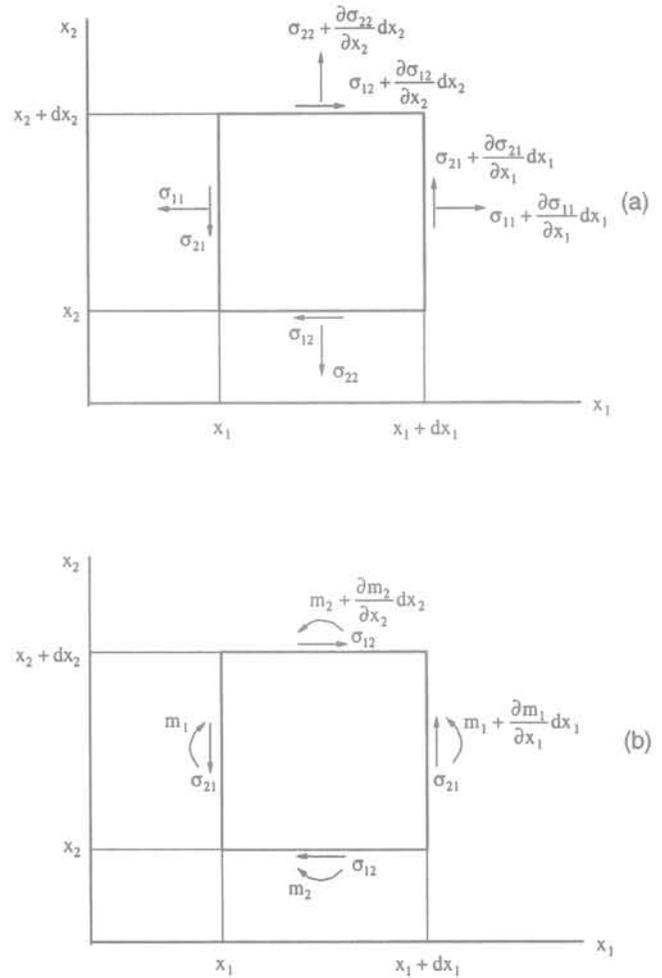


FIG. 4 Équation d'équilibre dans un milieu de Cosserat. (a) équilibre des forces ; (b) équilibre des moments.

rique. Un autre module de cisaillement G_c (module de cisaillement de Cosserat) est introduit qui relie la partie antisymétrique de la déformation relative à la partie antisymétrique de la contrainte déviatorique. Enfin, les couples de contraintes sont reliés aux courbures correspondantes par un module de flexion M , qui a la dimension d'une force. Ainsi, dans un milieu de Cosserat bidimensionnel élastique isotrope deux paramètres supplémentaires sont introduits par rapport au milieu élastique classique (de Cauchy) : un module de cisaillement G_c et une longueur interne $l = \sqrt{M/G}$. Les relations de comportement (15) peuvent être généralisées au cas d'un milieu élastique anisotrope :

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= C_{11}\gamma_{11} + C_{12}\gamma_{22} \\ \sigma_{22} &= C_{21}\gamma_{11} + C_{22}\gamma_{22} \\ \sigma_{12} &= [G + G_c(1 - \alpha)]\gamma_{12} + [G - G_c]\gamma_{21} \\ \sigma_{21} &= [G - G_c]\gamma_{12} + [G + G_c(1 + \alpha)]\gamma_{21} \\ m_1 &= M_1\kappa_1 \\ m_2 &= M_2\kappa_2 \end{aligned} \quad (16)$$

Dans les relations (16), α est un paramètre d'anisotropie. Les modules de flexion généralement différents M_1 et M_2 introduisent alors deux longueurs internes

$l_1 = \sqrt{M_1/G}$ et $l_2 = \sqrt{M_2/G}$. Un milieu de Cosserat possède donc une ou plusieurs longueurs caractéristiques

(ou longueurs internes) dans la formulation des relations de comportement. Ces longueurs internes sont reliées à la taille de la microstructure comme on le verra par la suite.

Les coefficients des relations de comportement (16) peuvent s'exprimer explicitement à partir des modules élastiques des couches individuelles supposées isotropes et des caractéristiques élastiques des joints. Pour ce faire, on considère différents chargements élémentaires du milieu stratifié (Zvolinskii et Shkhinek, 1984). Notons que les valeurs de ces constantes peuvent dépendre du choix de ces « expériences de référence ». Cette procédure conduit aux valeurs suivantes (cf. Mühlhaus, 1995 ; Adhikary *et al.*, 1996) :

$$C_{11} = \frac{E}{1 - \nu^2 - \frac{\nu^2(1+\nu)^2}{1 - \nu^2 + E/(k_n)}}; C_{22} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu) + (1-\nu)E/(k_n)}$$

$$C_{12} = C_{21} = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu) + (1-\nu)E/(k_n)} \quad (17)$$

$$G = \frac{1}{8} \frac{E}{(1+\nu)} \frac{5k_s + E/(2(1+\nu))}{k_s + E/(2(1+\nu))}; G_c = \frac{E}{8(1+\nu)}; \alpha = 2$$

$$M_1 = \frac{Eh^2}{12(1-2)} \left[\frac{E/(2(1+\nu))}{k_s + E/(2(1+\nu))} \right]; M_2 = 0$$

où E est le module d'Young et ν le coefficient de Poisson de la roche intacte, k_n et k_s sont les raideurs normales et tangentielles des joints respectivement. Le couple de contraintes m_2 est identiquement nul pour un matériau stratifié car la structure est unidirectionnelle. Lorsque les raideurs des joints (k_s, k_n) $\rightarrow \infty$, les discontinuités de déplacement disparaissent et l'on retrouve le milieu élastique, isotrope. On trouvera dans les travaux de Adhikary *et al.* (1999) une application de ce modèle de Cosserat pour l'étude d'une excavation dans un milieu stratifié.

4

Un modèle de Cosserat pour les structures de blocs

Pour des structures périodiques de blocs, qu'il s'agisse de murs de maçonnerie ou encore de blocs rocheux formés par un système régulier de joints dans un massif fracturé, la représentation par un milieu continu de Cosserat permet de prendre en compte les mouvements de rotation et de pivotement des blocs individuels, ce que ne permet pas l'homogénéisation par milieu continu classique.

On considère ici un modèle simple d'une structure de blocs représentée sur la figure 5, pour laquelle chaque bloc est entouré de six blocs adjacents. Par souci de simplicité, on suppose que l'élasticité des blocs et des joints est concentrée sur les arêtes des blocs.

4.1

Joints élastiques

Pour des joints élastiques on suppose que l'interaction entre les blocs est concentrée en six points (Fig. 5).

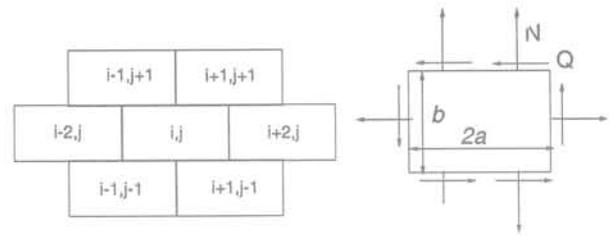


FIG. 5 Un modèle de structure de blocs.

Les efforts tangentiels et normaux s'écrivent de la façon suivante en fonction du déplacement relatif des blocs

$$\begin{aligned} Q_{kl} &= c_Q \Delta u_{kl} \\ N_{kl} &= c_N \Delta v_{kl} \end{aligned} \quad (18)$$

où c_Q et c_N sont les rigidités tangentielles et normales de l'interface respectivement, et les déplacements relatifs Δu et Δv aux différents points de contact sont donnés par les relations suivantes :

$$\Delta u_{i\pm 1, j\pm 1} = u_{i\pm 1, j\pm 1} - u_{i, j} \pm \frac{b}{2} (\varphi_{i\pm 1, j\pm 1} + \varphi_{i, j}) \quad (19)$$

$$\Delta u_{i\pm 2, j} = u_{i\pm 2, j} - u_{i, j} \quad (20)$$

$$\Delta v_{i\pm 1, j\pm 1} = v_{i\pm 1, j\pm 1} - v_{i, j} \mp \frac{a}{2} (\varphi_{i\pm 1, j\pm 1} + \varphi_{i, j}) \quad (21)$$

$$\Delta v_{i\pm 2, j} = v_{i\pm 2, j} - v_{i, j} \mp a (\varphi_{i\pm 2, j\pm 1} + \varphi_{i, j}) \quad (22)$$

où $2a$ et b sont les dimensions du bloc, u_{ij} , v_{ij} et φ_{ij} sont les déplacements et la rotation du bloc numéroté (i, j) .

On obtient les paramètres élastiques du milieu continu de Cosserat équivalent (équation 16) en identifiant l'énergie élastique spécifique de la structure discrète et celle du milieu continu (cf. Sulem et Mühlhaus, 1997 ; Sab, 1996). Pour la structure discrète celle-ci s'écrit :

$$E_d = \frac{1}{4ab} \sum (Q_{kl} \Delta u_{kl} + N_{kl} \Delta v_{kl}) \quad (23)$$

Pour le milieu continu de Cosserat elle s'écrit :

$$E_c = \sigma_{11} \gamma_{11} + \sigma_{12} \gamma_{12} + \sigma_{21} \gamma_{21} + \sigma_{22} \gamma_{22} + m_1 \kappa_1 + m_2 \kappa_2 \quad (24)$$

Par développement de Taylor de l'expression (23) et remplacement des quotients finis par des quotients différentiels, on peut identifier les deux expressions de l'énergie spécifique élastique, ce qui conduit à :

$$\begin{aligned} C_{11} &= (c_Q + 2c_N) \frac{a}{b}; C_{22} = c_N \frac{b}{a}; C_{12} = C_{21} = 0 \\ G &= G_c = \frac{1}{4} \left[c_Q \frac{b}{a} + (c_N + 2c_Q) \frac{a}{b} \right] \\ \alpha &= 2 \frac{\alpha^2 (c_N + 2c_Q) - c_Q b^2}{\alpha^2 (c_N + 2c_Q) + c_Q b^2} \\ M_1 &= \frac{a}{b} \left[c_N \frac{a^2}{4} + c_Q \left(\frac{b^2}{4} + 2a^2 \right) \right]; M_2 = \frac{b}{a} \left[c_N \frac{a^2}{4} + c_Q \frac{b^2}{4} \right] \end{aligned} \quad (25)$$

Le paramètre C_{11} (resp. C_{22}) représente la rigidité du système pour une sollicitation uniaxiale dans la direction 1 (resp. 2). La nullité des paramètres C_{ij} pour $i \neq j$ exprime qu'il n'y a pas d'« effet de Poisson » pour ce modèle de bloc. Les paramètres de rigidité en flexion M_1 et M_2 font intervenir directement les dimensions des blocs :

$$\frac{M_1}{G} = a^2 \frac{c_N + c_Q (8 + (b/a)^2)}{c_N + c_Q (2 + (b/a)^2)}; \frac{M_2}{G} = b_2 \frac{c_N + c_Q (b/a)^2}{c_N + c_Q (2 + (b/a)^2)} \quad (26)$$

On caractérise la réponse dynamique d'un milieu à partir de sa fonction de dispersion c'est-à-dire de la relation entre la longueur d'onde d'un signal et sa vitesse de propagation dans le milieu. Dans un milieu continu classique, étant donné qu'il n'y aucune longueur caractéristique dans la description du comportement, la fonction de dispersion est une constante, i.e. toutes les ondes se propagent à la même vitesse. Dans un milieu de Cosserat, l'existence d'une longueur interne permet de décrire une dépendance de la vitesse d'une onde en fonction de sa longueur d'onde. Sur la figure 6 on représente la fonction de dispersion des ondes de cisaillement du milieu discret et du milieu de Cosserat équivalent (la fonction de dispersion des ondes de compression dans un milieu de Cosserat est bien entendu une constante comme celle d'un milieu de Cauchy). Cette figure montre que le milieu équivalent de Cosserat donne une bonne approximation du milieu discret même pour des longueurs d'onde de l'ordre de 4 à 5 fois la taille du bloc. Pour des grandes valeurs de la longueur d'onde, le signal « ne voit pas » la microstructure et le milieu continu classique donne une bonne approximation.

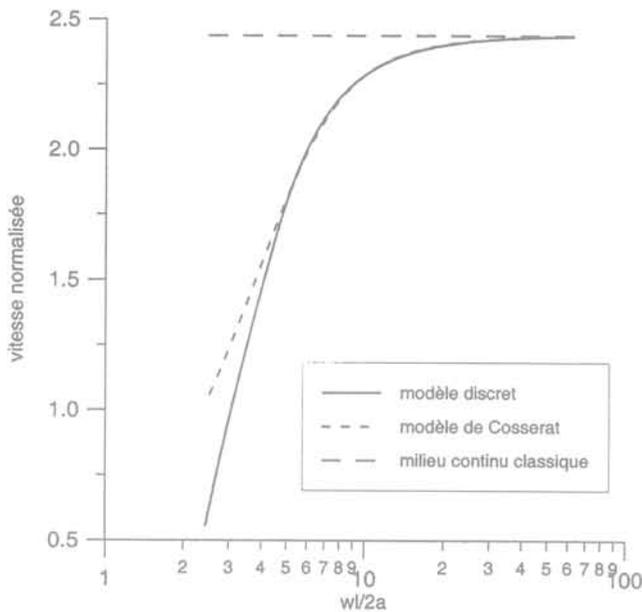


FIG. 6 Comparaison de la fonction de dispersion des ondes de cisaillement. ($c_N = 10 c$; $b = 2a$).

4.2

Jointes élastoplastiques

On peut étendre le milieu de Cosserat élastique défini ci-dessus à un milieu de Cosserat élastoplastique en considérant les différents mécanismes de plastification des joints (Mühlhaus, 1993 ; Sulem et Mühlhaus, 1997). Ces mécanismes sont essentiellement un mécanisme de glissement le long des joints et un mécanisme de pivotement des blocs. Par conséquent, il est nécessaire de considérer

simultanément plusieurs critères de plasticité. Pour le mécanisme de glissement, on considère simplement un critère de Coulomb. En notant négativement les contraintes de compression il s'écrit sous la forme :

$$F^1 = |\sigma_{12}| + \tan \phi \sigma_{22} - c \leq 0 \quad (27)$$

où c et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement des joints. Pour un mécanisme de frottement solide, l'hypothèse d'incompressibilité plastique est physiquement acceptable de sorte que le potentiel plastique s'exprime de la façon suivante :

$$Q^1 = |\sigma_{12}| \quad (28)$$

Par ailleurs, un mécanisme de pivotement peut être décrit par un système de forces et de moments agissant sur un élément de volume sous la forme (Fig. 7) :

$$F^{(1,2)} = -N^{(1,2)} + \frac{2}{a} |M^{(1,2)}| \leq 0 \quad (29)$$

Pour le milieu de Cosserat correspondant, le critère de plasticité correspondant au mécanisme de pivotement s'écrit (Mühlhaus, 1993) :

$$F^{(2,3)} = \sigma_{22} \pm \frac{b}{a} \sigma_{21} - \frac{2}{a} \left| m_2 \pm \frac{b}{a} m_1 \right| \leq 0 \quad (30)$$

avec une loi d'écoulement normale :

$$Q^{(2,3)} = F^{(2,3)} = \sigma_{22} \pm \frac{b}{a} \sigma_{21} - \frac{2}{a} \left| m_2 \pm \frac{b}{a} m_1 \right| \leq 0 \quad (31)$$

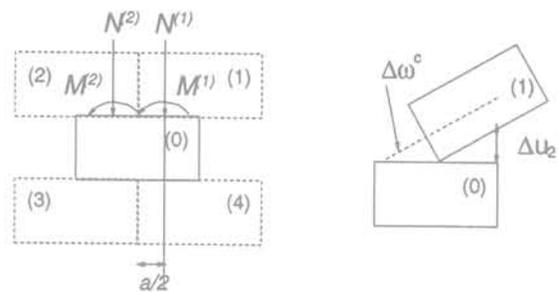


FIG. 7 Conditions de pivotement.

4.3

Formulation des équations constitutives incrémentales du modèle de Cosserat

On définit les pseudo-vecteurs de contrainte et déformation généralisés par :

$$s = \{\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12}, \sigma_{21}, m_1, m_2\} \quad (32)$$

$$e = \{\gamma_{11}, \gamma_{22}, \gamma_{12}, \gamma_{21}, \kappa_1, \kappa_2\}$$

La vitesse de déformation est décomposée de façon classique en une partie élastique et une partie plastique :

$$\dot{e} = \dot{e}^e + \dot{e}^p \quad (33)$$

Les relations d'élasticité (16) sont écrites sous la forme générale suivante :

$$\dot{s} = C^e \dot{e}^e \quad (34)$$

où C^e est le tenseur de rigidité élastique.

La vitesse de déformation plastique est exprimée à partir de la loi d'écoulement :

$$\dot{e}^p = \sum_a \dot{\lambda}^a \frac{\partial Q^a}{\partial s} \quad (35)$$

où les multiplicateurs plastiques $\dot{\lambda}^a$ sont éliminés en utilisant les relations de consistance :

$$F^a = 0 \text{ et } \dot{F}^a = \left(\frac{\partial F^a}{\partial s} \right)^T \dot{s} + \left(\frac{\partial F^a}{\partial e^p} \right)^T \dot{\lambda}^a \frac{\partial Q^a}{\partial s} = 0 \quad (36)$$

Si un seul critère est activé et dans l'hypothèse d'un comportement plastique parfait on obtient les relations élastoplastiques incrémentales suivantes :

$$\dot{s}_i = C_{im} \dot{e}_m = C_{ik}^e \left[\delta_{km} \frac{\partial Q}{\partial s_k} C_{mn}^e \frac{\partial F}{\partial s_n} \right] \dot{e} \text{ ou } \dot{s} = C \dot{e} \quad (37)$$

5

Mise en œuvre du modèle de Cosserat dans une formulation par éléments finis

Ce modèle de Cosserat pour les structures de blocs a été introduit dans un programme d'éléments finis intitulé COSSBLPL pour la modélisation de la réponse statique et dynamique des structures de maçonnerie (Cerroloza *et al.*, 1999) en grandes déformations (voir aussi Adhikary *et al.*, 1999). On présente ici les aspects essentiels de la généralisation de la formulation par éléments finis à un milieu de Cosserat.

On définit les pseudo-vecteurs de traction et déplacement généralisés :

$$v = \{u_1, u_2, \omega_3^c\}; f = \{t_1, t_2, m_3\} \quad (38)$$

ce qui permet d'écrire le principe des puissances virtuelles sous la même forme que le milieu continu classique :

$$\int_B s^T \delta e dV = \int_{\partial B} f^T \delta v dA \quad (39)$$

En introduisant les relations de comportement (37) on obtient :

$$\int_B \Delta e^T C^T \delta e dV = \int_{\partial B} f^T \delta v dA - \int_B s^T \delta e dV \quad (40)$$

La distribution des déplacements et de la rotation de Cosserat à l'intérieur du domaine B^e d'un élément fini est exprimé à partir des fonctions d'interpolation Φ^M

$$v = \Phi^M v^M; \delta v = \Phi^M \delta v^M \quad M = 1, 2, \dots, M^e \quad (41)$$

où M^e est le nombre de points nodaux de l'élément fini considéré.

Le vecteur de déformation e s'exprime à partir des variables nodales :

$$e = B^M v^M; [B^M] = \begin{bmatrix} \phi_{,1}^M & 0 & 0 \\ 0 & \phi_{,2}^M & 0 \\ \phi_{,2}^M & 0 & \phi_{,1}^M \\ 0 & \phi_{,1}^M & -\phi_{,1}^M \\ 0 & 0 & \phi_{,1}^M \\ 0 & 0 & \phi_{,2}^M \end{bmatrix} \quad (42)$$

En utilisant l'équation (42), l'équation (40) devient :

$$(\delta v^M)^T K^{MN} \Delta v^N = (\delta v^M)^T (F_{ext}^M - F_{int}^M) \quad (43)$$

$$K^{MN} = \int_{B^e} (B^M)^T C B^N dV \quad (44)$$

est la matrice de rigidité tangente de l'élément :

$$[F_{ext}^M] = \begin{bmatrix} \int t \phi^M dA \\ \bar{e}_1^{B^e} \\ \int m \phi^M dA \\ \bar{e}_2^{B^e} \end{bmatrix} \quad (45)$$

vecteur de forces appliquées généralisées et

$$[F_{int}^M] = \int_{B^e} (B^M)^T s_i dV \quad (46)$$

est le vecteur de contraintes généralisées.

6

Application à l'étude de la réponse dynamique d'un mur du Parthénon

Nous présentons ici comme application un exemple de calcul bidimensionnel par éléments finis de la réponse statique et dynamique d'une structure de maçonnerie. Il s'agit d'un mur du Parthénon étudié dans le cadre du projet « Environnement » EV5V-CT93-0300 de la Commission européenne (Schlosser *et al.*, 1997).

6.1

Géométrie et caractéristiques mécaniques de la structure

On considère un mur d'une longueur de 50 m et d'une hauteur de 8,85 m constitué de blocs de marbre de Dionysos de 1,2 m de long, 0,52 m de haut et d'une épaisseur de 1,18 m. Ce mur repose sur une base constituée de blocs de dimensions différentes (longueur = 2,36 m, hauteur = 1,18 m). Les caractéristiques mécaniques des joints ont été déterminées par le laboratoire 3S-IMG partenaire du projet (Armand *et al.*, 1997) :

- rigidité normale : $k_N = 14,35 \text{ N/mm}^2$;
- rigidité en cisaillement : $k_Q = 0,94 \text{ N/mm}^2$;
- angle de frottement moyen : 35° .

Le mur et la base sont représentés par un milieu continu équivalent constitué de deux matériaux de caractéristiques différentes :

- Matériau 1 (mur)
 - $C_{11} = 19,165 \text{ MPa}$
 - $C_{22} = 6,97 \text{ MPa}$
 - $C_{12} = 0$
 - $C_{21} = 0$
 - $G = 2,74 \text{ MPa}$
 - $G_c = 2,74 \text{ MPa}$
 - $\alpha = 1,83$
 - $M_1 = 1,317 \text{ MPa.m}^2$
 - $M_2 = 0,658 \text{ MPa.m}^2$
- Matériau 2 (base)
 - $C_{11} = 35,114 \text{ MPa}$
 - $C_{22} = 17 \text{ MPa}$
 - $C_{12} = 0$
 - $C_{21} = 0$
 - $G = 5,09 \text{ MPa}$
 - $G_c = 5,09 \text{ MPa}$
 - $\alpha = 1,78$
 - $M_1 = 9,487 \text{ MPa.m}^2$
 - $M_2 = 6,359 \text{ MPa.m}^2$

6.2

Modèle d'éléments finis

Le modèle d'éléments finis comporte 245 éléments quadrangulaires à 4 nœuds et 285 nœuds au total (Fig. 8a). La topologie des éléments finis est indépendante de la géométrie des blocs. Les zones corres-

pondant aux deux matériaux différents sont repérées par les nombres (1) pour le mur et (2) pour la base. Les conditions aux limites sont représentées sur la figure 8b et expriment un appui rigide du mur sur le sol et une interaction élastique du mur avec la superstructure.

6.3

Réponse statique et dynamique

Le chargement comporte le poids propre du mur (densité du marbre : $2\,700 \text{ kg/m}^3$) et un chargement à la base de $2\,400 \text{ kN}$ uniformément distribué à la base (Fig. 8c). La déformée élastique de la structure est représentée sur la figure 9.

Le champ de déplacement est uniforme dans la direction horizontale. Il est maximum à la base où le chargement est appliqué.

La réponse dynamique élastique est étudiée par l'application du chargement précédent cyclé sinusoidalement avec une gamme de fréquences allant de $0,2$ à 10 Hz . Les inerties en rotation des deux matériaux sont :

- matériau 1 : $J_1 = 384,84 \text{ kg/m}$;
- matériau 2 : $J_2 = 1\,579,75 \text{ kg/m}$.

Les résultats de calculs sont illustrés à partir de la réponse de quelques nœuds caractéristiques représentés sur la figure 10a. Ces résultats sont résumés sur la figure 10b où le facteur d'amplification défini comme le rapport entre l'amplitude maximale du déplacement horizontal sous chargement sinusoïdal durant dix cycles est représenté en fonction de la fréquence du signal. Ce graphe montre que le facteur d'amplification décroît avec la fréquence du signal.

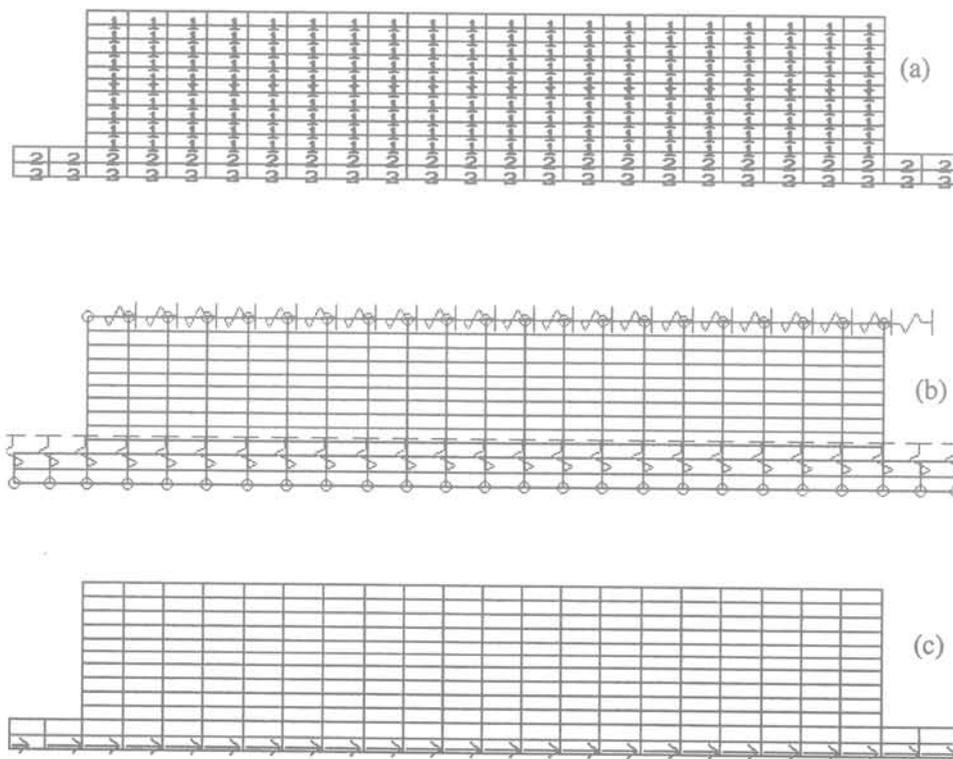


FIG. 8 Modèle par éléments finis d'un mur du Parthénon : (a) maillage, (b) conditions aux limites, (c) chargement.

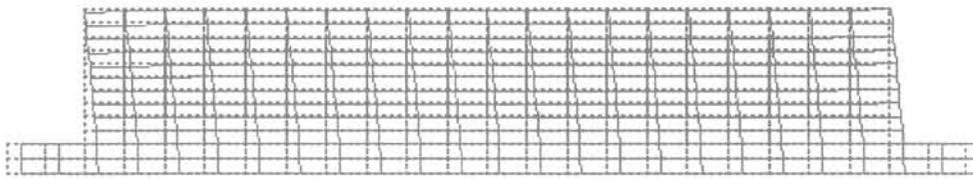


FIG. 9 Déformée élastique.

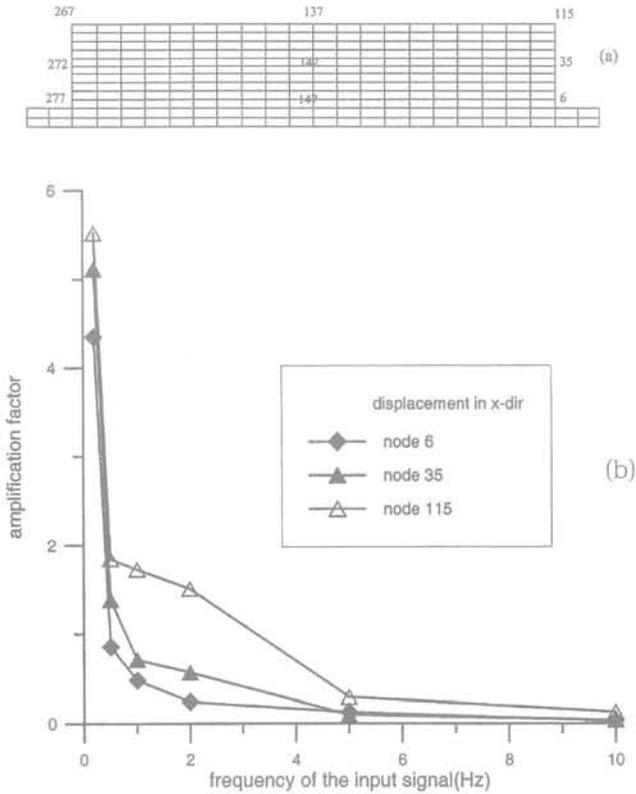


FIG. 10 (a) position des nœuds caractéristiques ; (b) facteur d'amplification de la réponse horizontale.

7

Exemples d'application en géotechnique

Pour l'étude de problèmes de géotechnique en milieu rocheux fracturé périodique, l'approche par milieu continu de Cosserat permet de distinguer les différents modes de rupture, par glissement et/ou par pivotement. On trouvera une application de la théorie de Cosserat aux tunnels excavés dans des massifs fracturés dans l'article de Dai *et al.* (1996). L'objet des deux exemples bidimensionnels que nous présentons ici est de mettre en évidence l'existence de différents modes possibles de plastification pour l'étude d'une fondation souple et pour celle de la stabilité d'une pente.

7.1

Fondation souple sur un massif de blocs

On considère un espace semi-infini soumis à une sollicitation normale uniforme sur une longueur L . Ceci peut représenter l'exemple classique d'une semelle superficielle souple sur un massif de blocs rocheux (Fig. 11).

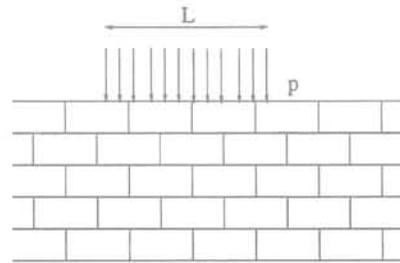


FIG. 11 Fondation superficielle souple sur une structure périodique de blocs.

Pour les applications numériques, on considère l'ensemble des paramètres géométriques et mécaniques suivant :

- caractéristiques des blocs :
 - longueur : $2a = 1$ m,
 - largeur : $b = 0,5$ m ;
- caractéristiques des joints :
 - rigidité : $c_N = c_Q = 1$ GPa ;
 - angle de frottement : $\Phi = 20^\circ$;
 - cohésion : $c = 1$ kPa ;
 - angle de dilataance : $\psi = 0^\circ$;
 - longueur de la semelle : $L = 10$ m.

Pour des raisons de symétrie, seule la moitié de la structure est maillée par éléments finis. Sur la figure 12a (resp. 12b) les zones plastiques pour le critère de glissement (resp. critère de pivotement) sont représentées en couleur sombre. Ces résultats montrent clairement que le critère de pivotement est atteint à la surface au voisinage des extrémités de la semelle de fondation sur une étendue limitée alors que le critère de glissement se développe largement en profondeur à l'intérieur du massif avec une orientation d'environ 30° par rapport à l'horizontale. Par comparaison nous représentons sur la figure 13 les zones plastiques obtenues dans le cas d'un massif élastoplastique isotrope classique avec un critère de Mohr-Coulomb pour lequel les paramètres géomécaniques sont ceux d'une

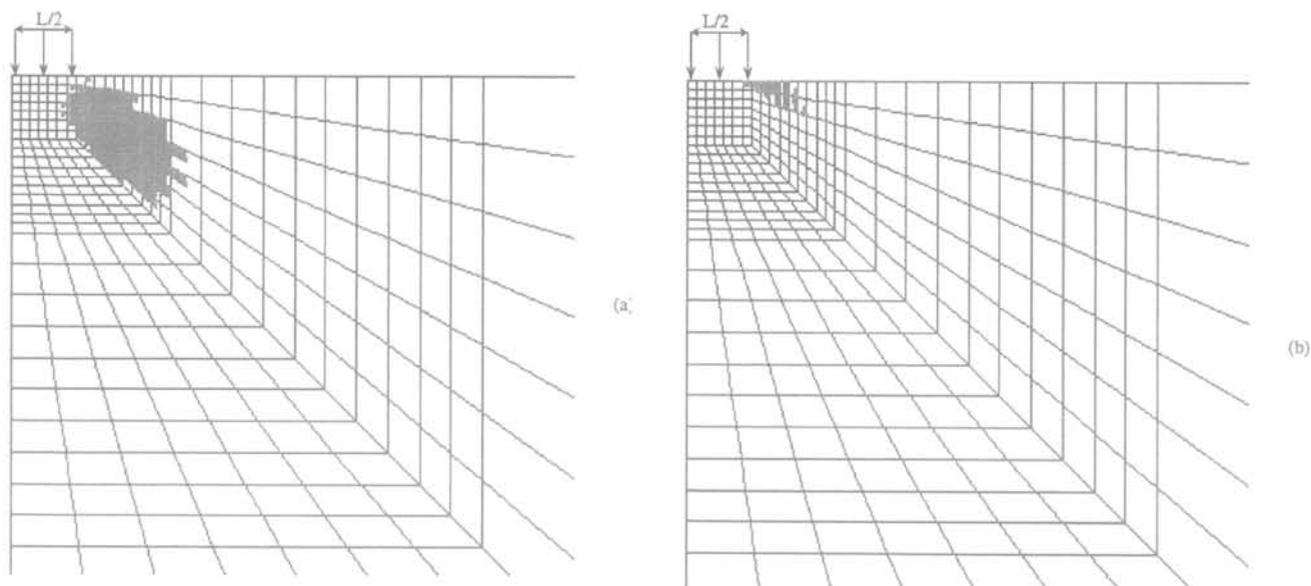


FIG. 12 Chargement normal uniforme sur une structure de blocs ; (a) zones de glissement (pression de 8,4 kPa), (b) zones de pivotement (pression de 4,5 kPa).

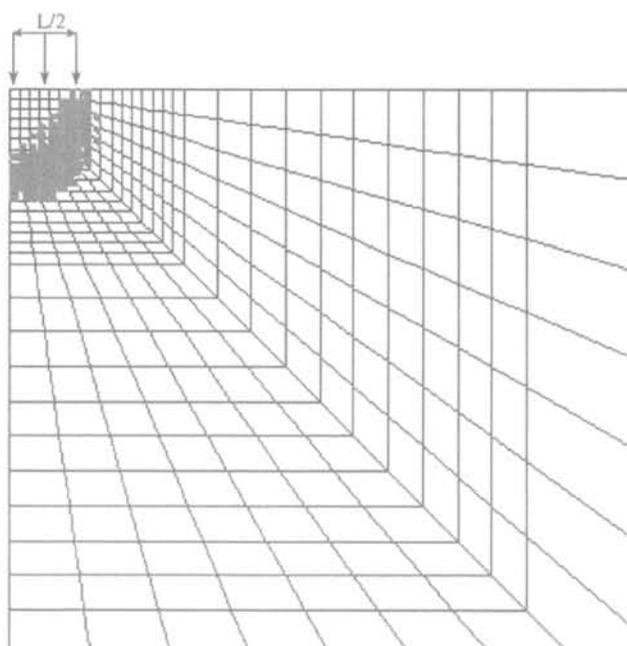


FIG. 13 Zones plastiques pour un chargement normal uniforme avec un critère isotrope de Mohr-Coulomb.

grave (module d'Young = 25 MPa, coefficient de Poisson = 0,3, angle de frottement = 40°, cohésion nulle). Dans ce dernier cas, on retrouve la formation classique du cône élastique sous la fondation et le développement de la zone plastique sous celui-ci.

7.2

Stabilité des pentes dans un massif rocheux

On considère la configuration présentée sur la figure 14 pour laquelle deux cas extrêmes sont étudiés : (a) l'orientation des blocs est parallèle à la pente, (b) l'orientation des blocs est parallèle à la surface. Pour les applications numériques on considère les mêmes caractéristiques géométriques et mécaniques des blocs que dans l'exemple précédent (§ 7.1) et une pente de hauteur $H = 15$ m et d'une inclinaison $\alpha = 50^\circ$ par rapport à l'horizontale.

Un avantage important de l'approche continue est qu'un même maillage par éléments finis nous permet d'étudier les deux configurations géométriques différentes ; seuls les paramètres mécaniques du milieu de Cosserat équivalent différent. Sur la figure 15 nous présentons le maillage de la structure constitué de quadrilatères à 4 nœuds. Sur les frontières AB et DC, on impose une condition de déplacement horizontal nul et sur la frontière BC une condition de déplacement vertical nul.

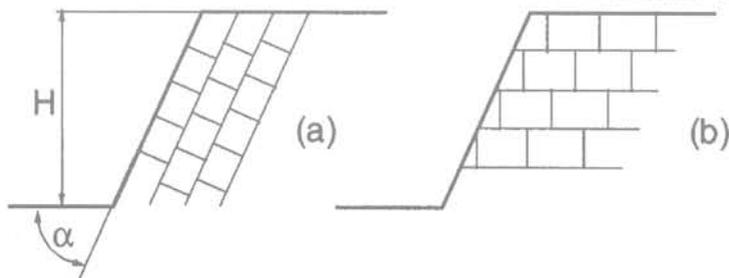


FIG. 14 Configurations géométriques d'une pente rocheuse : (a) blocs parallèles à la pente, (b) blocs parallèles à la surface.

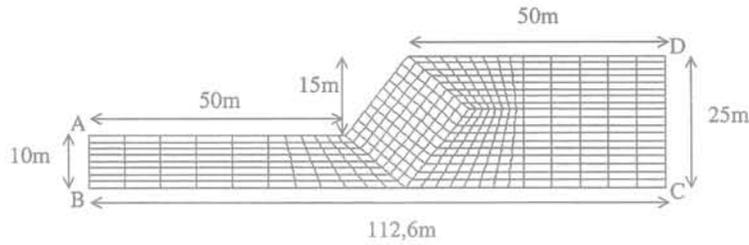
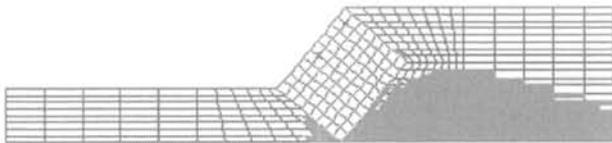


FIG. 15 Modèle par éléments finis d'une pente.

Configuration (a)

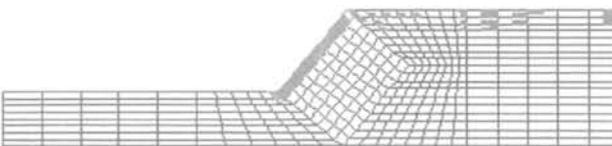


Zones de glissement

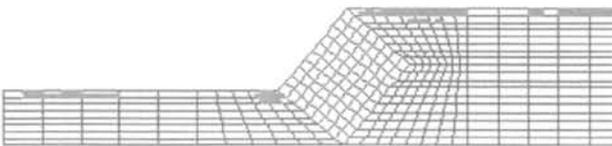


Zones de pivotement

Configuration (b)



Zones de glissement



Zones de pivotement

FIG. 16 Zones plastiques pour chaque configuration.

Les différents critères de plasticité par glissement ou pivotement sont étudiés successivement pour le massif rocheux sous poids propre dans l'hypothèse d'un écrouissage nul. Les résultats sont résumés sur la figure 16, où les zones de rupture sont représentées de couleur sombre. De façon évidente, la configuration (a) est plus critique que la configuration (b) pour le critère de glissement. Par ailleurs pour la configuration (b) une rupture par glissement apparaît le long de la pente alors qu'une rupture en pivotement apparaît en surface.

8

Conclusion

La représentation d'un massif rocheux montrant un réseau régulier de joints par un milieu continu équivalent de Cosserat est présentée ici comme une alternative aux approches de type discret. L'homogénéisation est présentée pour les structures stratifiées et les structures de blocs. La cinématique enrichie du milieu de Cosserat permet de prendre en compte la rotation individuelle des blocs ou la flexion individuelle de chaque couche et d'introduire directement dans la loi de comportement des caractéristiques géométriques de la structure élémentaire telles que la taille et l'orientation des blocs ou l'épaisseur des couches. A partir de l'évaluation de la fonction de dispersion d'une structure de blocs, on a montré que cette approche permet d'étendre le domaine de validité de l'homogénéisation à des structures comportant un faible nombre de blocs. Ainsi les fonctions de dispersion du milieu discret et du milieu continu de Cosserat équivalent sont sensiblement égales pour une longueur d'onde du signal supérieure à 5 fois la taille des blocs.

Différents critères de plasticité correspondant à des mécanismes différents tels que le glissement entre blocs et le pivotement des blocs sont formulés et mis en œuvre dans une approche par éléments finis. Un même maillage peut être alors utilisé pour différentes configurations de taille ou d'orientation des blocs. Les exemples d'une structure de maçonnerie sous sollicitation dynamique, d'une fondation souple et d'une pente rocheuse sous sollicitation statique illustrent cette approche. Les différentes zones de rupture correspondant aux différents critères sont déterminées.

Cette représentation d'un milieu discontinu par un milieu continu équivalent de Cosserat présente des avantages clairs de simplicité de mise en œuvre des calculs numériques par rapport à l'approche explicite par modèle discret. Elle est cependant limitée au cas d'une distribution fixe et régulière de joints orthogonaux et c'est sa principale limite. Ce type de configuration est cependant couramment observé dans les massifs rocheux. La formation de nouvelles fractures en cours de chargement peut être prise en compte par l'introduction de surfaces de discontinuités dans le modèle.

Cette approche est, pour l'instant, limitée au cas bidimensionnel. Elle sera prochainement étendue au cas tridimensionnel afin de prendre en compte les différents modes de rotation des blocs suivant différents axes.

REMERCIEMENTS

Une partie de ce travail a été possible grâce au financement de la Commission européenne dans le cadre du projet Environnement N° EV5V-CT93-0300 que les auteurs souhaitent remercier ici, ainsi que tous les partenaires du projet.

Bibliographie

- Adhikary D.P., Dyskin A.V., Jewell, R.J. – « Numerical modelling of the flexural deformation of foliated rock slopes ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 33,6, 1996, p. 595-606.
- Adhikary D.P., Mühlhaus H.B., Dyskin A.V. – « Modelling the large deformations in stratified media. The Cosserat continuum approach ». *Mechanics of Cohesive-Frictional Mat.* 4, 1999, p. 195-213.
- Armand G., Boulon M., Jay J.-C., Papadopoulos C., Picaud G., Reveillet M., Rey B., Verdys, J.F. – *Final report for CEC, Environment project « Monuments under seismic action »*, Contrat EV5V-CT93-0300, 1997.
- Bakhvalov N., Panasenko G. – *Homogenization : averaging processes in periodic media*, Dordrecht, The Netherlands, Kluwer Academic publ. 1989.
- Cerrolaza M., Sulem J., El Bied A. – « A Cosserat non-linear finite element analysis software for blocky structures ». *Int. J. of Advances in Eng. Soft*, Elsevier, 30, 1999, p. 69-83.
- Cundall P.A., Hart R. – « Numerical modelling of discontinua ». *Engng. Computations*, 9, 1992, p. 101-113.
- Cosserat E., Cosserat F. – *Théorie des corps déformables*. Paris, Hermann et fils. 1909.
- Germain P. – « La méthode des puissances virtuelles en mécanique des milieux continus ». Part. I *Journal de Mécanique*, 12, 1973a, p. 235-274.
- Germain P. – « The method of virtual power in continuum mechanics ». Part2: Microstructure. *SIAM, J. Appl. Math.*, 25, 1973b, p. 556-575.
- Mindlin R.D. – « Microstructure in linear elasticity ». *Arch. Rat. Mech. Anal.*, 4, 1964, p. 50-78.
- Mühlhaus H.B. – « Continuum models for layered for layered and blocky rock ». In : *Comprehensive Rock Engng.*, vol. 2 (Charles Fairhurst ed.) Pergamon Press, 1993, p. 209-230.
- Mühlhaus H.B. – « A relative gradient model for laminated materials ». In : *Continuum Models for Materials with Micro-Structure* (Mühlhaus H.B. ed.), J. Wiley, chap. 13, 1995, p. 450-482.
- Sab K. – « Déformations microscopiques et macroscopiques dans un assemblage dense de particules rigides ». *C. R. Acad. Sci. Paris*, t. 322, Série lib, 1996, p. 715-721.
- Salamon M.D.G. – « Elastic moduli of stratified rock mass ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 5, 1968, p. 519-527.
- Schaefer H., – « Versuch einer Elastizitätstheorie des zweidimensionalen ebenen Cosserat-Kontinuums ». In : *Miszellannenn der Angewandten Mechanik*, Berlin, Akademie Verlag, 1962, p. 277-292.
- Schlösser F., Sulem J., Frank R., El Bied A. – « Analytical and numerical modelling of structural response. Continuous models for discrete blocky structures ». *Final report for CEC, Environment project « Monuments under seismic action »*, Contrat EV5V-CT93-0300, 1997.
- Sulem J., Mühlhaus H.B. – « A continuum model for periodic two-dimensional block structures ». *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 2, 1997, p. 31-46.
- Vardoulakis I., Sulem J. – *Bifurcation Analysis in Geomechanics*, Glasgow, Blackie Academic & Professional, 1995.
- Zvolinskii N.V., Shkhinek, K.N. – « Continual model of laminar elastic medium ». *Mechanics of Solids*, 19, 1984, p. 1-9.

Structure, contraintes lithostatiques et notation des massifs rocheux

P. SIRIEYS

13, rue de la République
38000 Grenoble

Résumé

Les études de stabilité d'ouvrages (ou de versants), ont tendance actuellement à s'appuyer sur une note globale, affectée au massif, sommant (avec des coefficients variables selon les auteurs) ses caractéristiques géologiques et géomécaniques. Cette note n'est pas une caractéristique intrinsèque du terrain, elle dépend de l'orientation de l'ouvrage (ou de la topographie du versant) dans la structure et dans le champ géostatique, son utilisation n'est donc pas sans risque. Elle ne saurait notamment se substituer à une analyse des champs cinématiques concernant les joints actifs et passifs induits par l'ouvrage (ou le creusement de la vallée).

Mots-clés : notation, structure, joints, anisotropie, contraintes naturelles, activation, champs cinématiques, tectonique.

Structure, geostatic stresses and rating of rockmasses

Abstract

Studies on construction (or slope) stability now tend to rely on an overall mark given to the rockmass range which takes into account its geological and geomechanical characteristics (with ratings that vary according to the authors). This rating is not an inherent characteristic of the terrain as it depends on how the construction is oriented (on the topography of the slope) in the structure and in the geostatic field. That is why using it is not without risk. And notably it should not be used as a substitute for analysis of cinematic fields that concern an active and passive joints resulting from the construction (on the digging out of the valley).

Key words : rating, structure, joints, anisotropy, natural stresses, activating, kinematic fields, tectonic.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 30 juin 2002.

Introduction

Une estimation globale des qualités mécaniques d'un ensemble rocheux est apparue nécessaire aux promoteurs, et lors de la passation de marchés contractuels.

Selon C. Vibert (1997): «L'usage des classifications des massifs rocheux s'étant largement répandu [est apparue la nécessité de] faire un bilan des apports de ces classifications à l'estimation des caractéristiques géotechniques d'un massif rocheux.»

Selon P. Duffaut (1999): «Un des rapporteurs généraux [du 9^e Congrès international de la SIMR] a noté avec inquiétude que le terrain physique a presque disparu. La notation des massifs rocheux par une échelle unidimensionnelle, apparue dans les années 70, et promue mondialement par les anglophones, continue à obnubiler ses promoteurs, qui "en rajoutent", et à ravir les bureaux d'études, puisqu'ils n'ont plus à réfléchir.»

Une notation des sols de sous-couche des chaussées a déjà été utilisée avec l'indice de groupe, noté IG, se référant à la granulométrie et aux limites d'Alterberg.

Le massif est donc affecté d'une note, désignée ici par N, quelle que soit la classification adoptée, qui peut être:

- l'indice de qualité Q (Barton *et al.*, 1974, Barton et Grimstad, 1994);
- le RMR ("Rock Mass Ratio") de Z. Benjovski (1973/1976/1989);
- le GSI ("Geological Strength Index") de Hoek *et al.* (1997).

A titre d'exemple, le RMR est la somme de plusieurs termes faisant intervenir les caractéristiques de la roche et du massif: R (Résistance en compression simple de la matrice rocheuse), RQD (*Rock Quality Designation*), ej (espacement des joints), nj (nombre de joints), w (débit d'eau), S (structure):

$$N = N(R) + N(RQD) + N(ej) + N(nj) + N(w) - N(S)$$

Le poids relatif des termes positifs - N(S) étant un terme correctif - est représenté sur la figure 1.

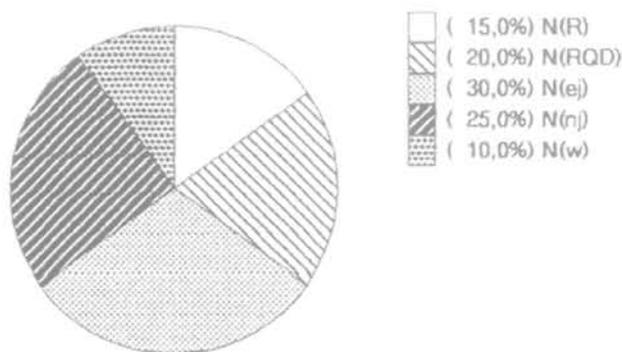


FIG 1 Le RMR (poids des termes).
The RMR (relative value of terms).

Une autre méthode d'évaluation, qualitative, consiste (AFTES/Panet *et al.*, 1993, AFTES/Triclot *et al.*, 1999) à affecter aux diverses caractéristiques des massifs, des qualificatifs («très faible» à «très fort» par exemple) dans des classes numérotées (allant de 1 à 3, 4, 5 ou 6). Cette notation se rapproche d'une notation

indirecte pour chaque caractère envisagé. Ces recommandations de l'AFTES excluent toutefois «d'attribuer au massif une note finale».

Selon Fookes (1997) cette notation ne présente pas toutes les garanties de fiabilité. Ses tests, qui ont consisté à faire effectuer les mesures sur un même site, indépendamment, par deux ingénieurs géologues, ont conduit à des valeurs égales à 11 et 62 pour RMR et à 0,022 et 5 pour Q, c'est-à-dire pour les deux systèmes d'évaluation, à des écarts très importants induisant, pour le soutènement, des conclusions divergentes.

Les observations suivantes sont destinées à mettre l'accent sur les précautions à prendre (sinon les inconvénients et dangers à éviter) vis-à-vis d'une quantification par un scalaire (N), qui ne saurait être considéré comme une caractéristique intrinsèque d'un massif.

Structures

Les familles structurales

La structure géologique, à l'échelle d'un projet d'ouvrage ou d'un risque naturel, peut être schématisée, suivant la nature des roches et leur passé (tectonique, altération éventuelle) en quelques grandes familles de surface (souvent planes) dites «familles structurales».

- La stratification S_0 (ensembles sédimentaires) ou la foliation (surfaces de recristallisation de roches métamorphiques).
- La schistosité S (résultant d'une déformation continue, en tectonique souple).
- Les failles F et diaclases D ainsi que les fentes d'extension (résultant de déplacements discontinus, selon des modes de rupture distincts, en tectonique cassante).

Ces diverses surfaces de discontinuité sont souvent désignées globalement sous le terme de joints ou discontinuités bien que, selon le dictionnaire de Géologie (Foucault et Raoult, 1984), le terme de joint soit réservé à «Toute surface de discontinuité [...] qui n'est pas un contact avec déplacement».

Ces familles sont des structures discrètes (épaisseur des bancs, espacement des fractures) à l'exception de la schistosité et de la foliation, qui sont des structures dites «pénétratives» (en chaque point du massif passe une surface structurale) donc non-cartographiables.

La structure géologique intervient dans la caractérisation et la stabilité d'un massif, principalement sous trois aspects fondamentaux, pour chaque famille structurale:

- son orientation spatiale;
- sa fréquence;
- ses caractéristiques intrinsèques (ses qualités mécaniques spécifiques, c'est-à-dire ses capacités d'activation ou de réactivation).

Ces trois éléments (non exclusifs) doivent intervenir dans une estimation globale des qualités mécaniques d'un massif rocheux.

Paramètres d'orientation

L'orientation de l'ouvrage par rapport à la structure est une caractéristique essentielle à prendre en compte dans l'évaluation géomécanique d'un massif.

2.2.1

Structure monoclinale

Le creusement d'une tranchée ou d'un tunnel « en direction » (l'azimut de l'axe de la tranchée, ou du tunnel, coïncide avec celui de la structure) pose par exemple des problèmes très différents du cas « en travers bancs » (où ces azimuts font un angle de 90°).

a) Études de surface (versants/talus)

Dans une vallée (Fig. 2), pour le versant « aval-pendage » (a_1) la stratification est active lors d'un glissement banc sur banc, la rupture s'effectue selon une surface S_0 , pour le versant « amont-pendage » (a_2) la stratification est passive lors d'un glissement de terrain (la rupture est alors dite « astructurale »).

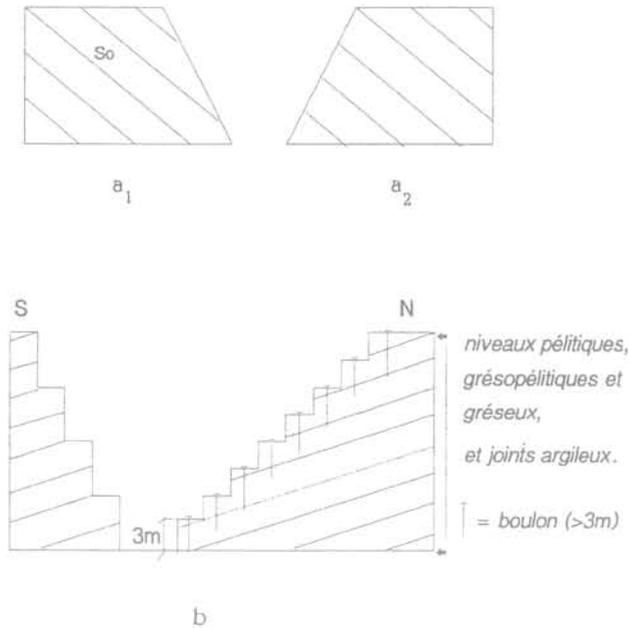


FIG. 2 Structure monoclinale, 2a : flancs d'une vallée, S_0 = stratification (a_1 : aval-pendage, a_2 : amont-pendage), 2b : tranchée (à Tréviels, site de Lodève) avec talus à 1/1 et 1/2.
Monoclinale structure, 2a : slide of a valley, S_0 = stratification (a_1 : downstream-bending, a_2 : upstream-bending), 2b : trench (in Tréviels, site of Lodève) with 1/1 and 1/2 bank.

La note N est pourtant identique dans les deux cas.

Exemple naturel

Sur un site du bassin de Lodève (Fig. 2b), dans une formation constituée d'une alternance de niveaux décimétriques à demi-métriques de grès péliteux, de grésopélites et de pélites, d'azimut EW, pente en moyenne 18° S, la réalisation d'une tranchée EW a été effectuée en adoptant pour le versant sud (amont-pendage) un talus de pente moyenne 63,5° (risbermes à 1 pour 2) et pour le versant nord un talus penté de 45° (1

pour 1) en moyenne. Un glissement s'est produit versant nord, soit au toit d'un niveau péliteux, soit sur un joint argileux, malgré un boulonnage préventif.

b) Travaux souterrains (les tunnels)

L'axe du tunnel (T), supposé horizontal, est caractérisé par son azimut ω_T , la structure S (monoclinale), par son azimut ω_S et son pendage β (pouvant être > 0 ou < 0).

Les différentes configurations conduisent à analyser les quantités :

$$\psi = \omega_T - \omega_S \text{ et } \beta \text{ (Fig. 3).}$$

Sous réserve d'un état de contrainte naturel peu anisotrope :

Pour $\psi = 0$ (tunnel dit « en direction ») il est envisageable, dans ce milieu anisotrope, un déplacement axial (la convergence) prédominant en regard du déplacement radial (l'extrusion). (En régime élastique la stabilité serait assurée avec une section elliptique de grand axe normal à S).

Le cas $\beta = 0$ est indépendant de ψ (les plans structuraux S étant supposés isotropes).

Pour $\psi = 90^\circ$ (cas en « travers-bancs ») : les directions de l'axe du tunnel et de la structure sont orthogonales, des problèmes d'extrusion sont à envisager (d'autant plus importants que β est élevé).

Au tunnel de Tartaignille (André D. *et al.*, 1999) cf. §3, la situation est de type : $\psi \approx 90^\circ$ et $\beta = 10^\circ$.

Le RMR tient compte, par son terme négatif, de ces orientations, mais, semble-t-il, de manière insuffisante, notamment pour des pendages faibles.

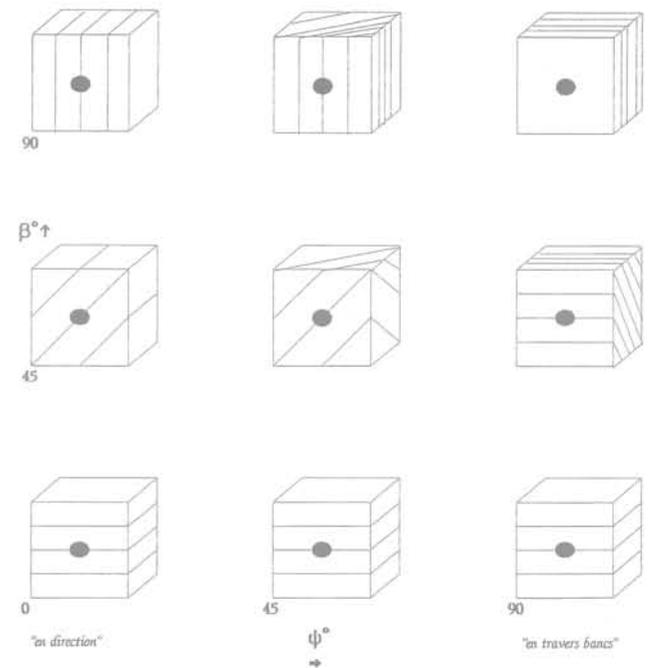


FIG. 3 Tunnels : orientation de l'axe par rapport à la structure monoclinale (diagramme $\langle \beta - \psi \rangle$).
Tunnels : orientation of the axis with respect of the monoclinale structure (diagramm $\langle \beta - \psi \rangle$).

2.2.2

Structure comportant plusieurs familles de joints

D'abord, lors de la reconnaissance, les différentes familles de joints sont analysées en orientation (par

leurs azimuts et pendages, l'ensemble étant souvent représenté en projection stéréographique). Héritées de la déformation antérieure, tectonique, elles s'individualisent généralement assez bien. L'organisation en familles distinctes est la règle générale, puisque résultant du passé tectonique du massif. Plus rarement la représentation est \pm diffuse, \pm homogène, une orientation aléatoire est plutôt l'exception.

Ensuite, ces familles sont hiérarchisées en fonction, d'une part, de leurs caractéristiques mécaniques propres, d'autre part, de leur incidence au niveau du projet.

2.3

La fréquence

Une deuxième caractéristique du terrain est la fréquence de la fracturation, f (homogène à l'inverse d'une longueur), définie, pour une famille, comme l'inverse de l'espacement moyen, e , de deux joints consécutifs de la famille, soit: $f = 1/e = n/L$ (où n est le nombre de joints sur une distance L normale aux joints, assimilés à des plans). Elle concerne donc les familles discrètes: les joints de stratification (j_s) pour lesquels n représente l'épaisseur des bancs, les failles et diaclases (j_f et j_d) et les joints extensifs (j_e).

2.3.1

Joints de stratification (j_s)

L'assimilation de la stratification à des surfaces planes est acceptable dans les flancs de plis à grande longueur d'onde, ou dans les zones peu tectonisées. Au voisinage des charnières, cette assimilation n'est évidemment plus valable, néanmoins un glissement est possible (exemple du Vaiont, avec une surface de glissement « en fauteuil », Muller, 1968).

2.3.2

Failles et diaclases (j_f et j_d)

Dans la reconnaissance des failles, une distinction s'impose entre failles « fragiles » et failles « ductiles ».

Une famille de failles fragiles caractérise une localisation de la déformation uniquement sur des surfaces cisaillantes (souvent planes et d'espacement régulier) dont la fréquence est facilement mesurable.

Une famille de failles ductiles se présente comme des surfaces de discontinuité (des déplacements) nettement individualisées, accompagnées de diaclases (de même orientation) \pm espacées présentant un rejet quasi nul, l'ensemble formant une zone de cisaillement. La déformation naturelle s'est initiée selon un grand nombre de surfaces de cisaillement, de façon quasi homogène, avant de se localiser sur un nombre restreint de failles dites « majeures ». Ce mécanisme est observé expérimentalement, en laboratoire, lors d'essais triaxiaux: l'éprouvette montre, en surface, des lignes de glissement (analogues aux lignes de Luders, dans les métaux) avant de se cisailier avec des rejets importants. (L'ensemble caractérise des ruptures en mode 2).

Les mesures de fréquences doivent tenir compte de ces éventualités, le réseau de diaclases, (à rejet infinitésimal) étant associé à la famille de failles « majeures ».

2.3.3

Joints extensifs (j_e)

Les joints extensifs (rupture en mode 1) sont caractérisés par un écartement des lèvres de la fracture. Ils ont une forte influence sur la perméabilité du massif. Ils peuvent être remplis de matériau de très faible résistance (argileux) ou, au contraire, « cicatrisés » suite à des circulations de fluides et des cristallisations.

L'observation (Price, 1966) montre que généralement:

$f_e > f_f$ (la fréquence des joints extensifs est supérieure à celle des failles).

$f_e = k/n = k'f_s$ (l'espacement des joints extensifs est proportionnel à l'épaisseur des bancs).

Enfin, f_e diminue lorsque la résistance de la roche croît.

Au tunnel du Siaix (Deville *et al.*, 1993) cette propriété est assez bien vérifiée.

2.4

Caractéristiques spécifiques des joints

L'influence des joints est de deux natures: l'une, géométrique, faisant intervenir la surface occupée par les joints, l'autre, mécanique, relative à leur comportement (mécanique).

La capacité d'activation (ou de réactivation) est la propriété spécifique des structures rocheuses. La striation est particulièrement significative: l'examen d'un plan de faille et l'étude des stries, repérées par leur pitch (angle de la strie avec l'horizontale dans le plan de faille) permettent de définir la direction et le sens du dernier glissement.

2.4.1

Le degré de séparation (χ)

Le degré de séparation (χ), défini par: $\chi = s/A$ (avec s = surface réellement occupée par le joint, A = surface théorique découpée par le plan de joint) caractérise la discontinuité d'un joint (supposé plan).

Sont utilisés également (AFTES, 1993): la persistance, qui correspond à la continuité dans l'espace d'une discontinuité, et l'indice de continuité IC, défini par $IC = V_{lm}/V_{lc}$ (V_{lm} étant la célérité des ondes longitudinales mesurée, V_{lc} la célérité théorique, calculée à partir de la composition minéralogique).

L'ensemble f et χ donne une image de la fracturation du massif, f et χ faibles caractérisant un massif monolithique, f élevé et $\chi = 1$ étant l'indice d'un massif très fragmenté, assimilable à la limite à un assemblage de blocs.

2.4.2

Les caractéristiques mécaniques structurales

Elles concernent l'aptitude au cisaillement (éventuellement à l'écartement) d'un joint. Si la loi de cisaillement sur le joint (valable uniquement sur la surface du joint) est de type linéaire (vérifiant la loi de Mohr-Coulomb), ces caractéristiques (notées C_s et ϕ_s , cohésion

« structurale » ou « spécifique » et angle de frottement « structural » ou « spécifique ») vérifient la relation :

$$\tau_{nt} = C_s + \sigma_n \tan \phi_s$$

(τ_{nt} et σ_n étant les composantes tangentielle et normale de la contrainte sur le joint).

Ces valeurs, C_s et ϕ_s , difficiles à mesurer, dépendent évidemment de χ , et aussi de l'état de surface du joint : rugosité, matériau intercalaire (surtout dans le cas de joints extensifs), de la direction du glissement antérieur (caractérisée par la strie) notamment dans le cas des joints cisailants tels que failles ou glissement banc sur banc.

Pour les schistes de Lacaune, les mesures de laboratoire (Saint-Leu *et al.*, 1978) ont fourni pour les plans de schistosité : $\phi_s = 22^\circ$ et $C_s = 16$ MPa.

Dans les études de modélisation du massif de Séchilienne, Vengeon (1998, p.95) utilise dans les codes de calcul, pour les discontinuités : $C_s = 3$ MPa et $\phi_s = 25^\circ$.

Parfois, à défaut de résultats de mesures, la sécurité conduit à prendre $C_s = 0$.

Anisotropie du glissement (sur une surface de joint Sj)

Le glissement structural dépend du type de joint sur lequel il s'effectue :

- une stratification (S_0) passive (non tectonisée), une famille de joints extensifs (J_e) avec remplissage (argileux par exemple) sont assimilées à des surfaces isotropes (milieu orthotrope de révolution) ;
- une stratification (S'_0) activée, striée (ayant été le siège de glissements bancs sur bancs), une schistosité (S) ou une foliation présentant une linéation (L), des failles (F) striées sont caractérisées par une anisotropie dans leur plan (milieu orthotrope) : C_s et ϕ_s dépendent de l'orientation α du glissement dans le plan : $C_s(\alpha)$ et $\phi_s(\alpha)$ (Fig. 4).

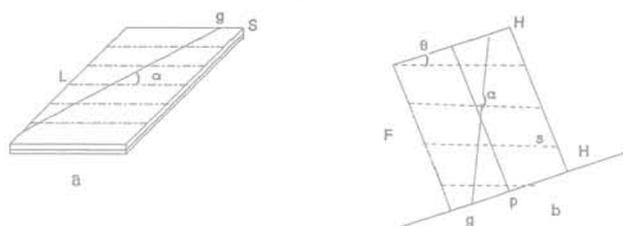


FIG. 4 Anisotropie de la résistance au cisaillement dans un joint - 4a : schistosité avec longrain (S = schistosité, L = longrain, g = direction du glissement, α = angle <L, g>) - 4b : faille striée (F = faille, H = horizontale, p = ligne de plus grande pente, s = strie, θ = pitch, g = direction du glissement, α = angle <s, g>). Anisotropy of the shearing strength in a joint - 4a : schistosity with lination (S = schistosity, L = lination, g = direction of slip, α = angle <L, g>) - 4b : streaked fault (F = fault, H = horizontal, p = the fall of the greater slope, s = streak, θ = pitch, g = direction of slip, α = angle <s, g>).

Finalement sont envisagés :

- des joints pseudo-isotropes (stratification passive, joints extensifs \pm colmatés) pour lesquels les constantes structurales dépendent de la rugosité et de la géométrie des surfaces ;
- des joints anisotropes (pour lesquels il s'agira de rejeux), d'une part, les foliations et schistosités à anisotropie modérée et, d'autre part, les surfaces striées (stratification activée et failles) sans doute à anisotropie plus forte.

Une autre façon de prendre en compte la structure, dans l'estimation de la résistance d'un massif, consiste à adopter, dans la loi de Hoek *et al.* (1997) des coeffi-

cients minorants tels que ms et a, ce qui revient à remplacer le milieu naturel par un milieu isotrope affecté d'un coefficient de sécurité.

3

Le champ géostatique et son anisotropie

La déformation et la stabilité du massif dépendent également de l'état de contraintes naturel, actuel (Σ_0), dont la modification (naturelle ou anthropique) induit un champ cinématique (avec éventuelle activation de familles de joints).

(Σ_0), qui dépend de l'histoire du massif (notamment de la dernière étape tectonique), fait l'objet de mesures *in situ*, et aussi d'hypothèses : les plus fréquentes, H1 et H2, concernent son orientation (celle de sont trièdre principal $T\sigma$) et son intensité (caractérisée par ses trois contraintes principales σ_1, σ_2 et σ_3) :

- H1 : une direction principale est verticale. $T\sigma$ ne dépend alors que d'un paramètre, l'angle α dans le plan horizontal,
- H2 : la contrainte σ_z , principale, est égale à la pression du terrain supérieur (hypothèse dite du « poids de couverture »).

Dans un milieu à surface topographique horizontale l'intensité de (Σ_0) est alors caractérisée par un coefficient $K_0 = \sigma_h/\sigma_z$, fonction de α , soit $K_0(\alpha)$. S'il y a isotropie dans le plan horizontal, soit $\sigma_x = \sigma_y$, K_0 est un scalaire. Pour un milieu vérifiant la loi de Coulomb (angle de frottement ϕ) K_0 est compris entre deux limites notées K_a et K_p , égales à :

$$K_a = 1/K_p = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$$

(soit, pour $\phi = 30^\circ$, 1/3 et 3).

Pour une structure monoclinale de pendage β , K_a et K_p dépendent de β .

Le milieu étant caractérisé par les angles ϕ_s et ϕ (astructural), avec $\phi_s < \phi$, en notant μ_s et λ tels que $2\mu_s = \pi/2 - \phi_s$ et $\cos 2\lambda = \sin\phi_s/\sin\phi$ le coefficient $K_p(\beta)$ s'exprime, en contraintes fictives (s) = (σ) + H(I), par : $K_p(\beta) = \cot\beta \tan(\beta + \phi_s)$, valable lorsque la structure est active, c'est-à-dire dans la plage de valeur angulaire 2λ , soit entre $\mu_s - \lambda$ et $\mu_s + \lambda$ (Sirieys, 1993).

Dans un milieu à surface topographique inclinée (d'un angle i) sur l'horizon, $T\sigma$ n'a pas de direction principale verticale.

Seules les mesures *in situ* permettent une connaissance fiable de (Σ_0).

L'anisotropie du tenseur géostatique peut être estimée à l'aide du tenseur (Σ_0) normé en σ_z , soit : (Σ_0)/ $\sigma_z = (K_0)$ qui est adimensionnel, appelé « pression naturelle réduite » (Une de ses valeurs principales est 1).

Outre l'intensité de (Σ_0), sa forte anisotropie (Fig. 5) conduit à prendre en considération (indépendamment de la structure) l'orientation de l'ouvrage par rapport à $T\sigma$, le rapport convergence/extrusion en dépend.

Exemples (sur les trois sites suivants H1 et H2 sont assez bien vérifiées) :

1) Dans les marnes traversées par le tunnel de Tar-taiguille ($T\sigma$) est caractérisé par : X dirigé EO (« donc sensiblement perpendiculaire à l'ouvrage »), Y vertical et Z dans l'axe de l'ouvrage, avec pour (Σ_0) : $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 2,5/2/1,8$ MPa (André *et al.*, 1999) c'est-à-dire $K_0(\alpha)$ variant de 0,9 à 1,2.

Conclusion

L'ensemble des caractéristiques d'un massif rocheux ne peut être unidimensionnalisé, « scalairisé ». La note attribuée, N , qui somme des éléments résultant de pressions, de longueurs, de nombres, de débits, que mesure-t-elle ? que caractérise-t-elle ? Un scalaire peut mesurer une caractéristique unique ; il ne peut « mesurer » un ensemble de caractéristiques aussi hétérogènes.

Cette note, en outre, n'est pas une caractéristique intrinsèque puisqu'elle dépend de l'ouvrage. L'appréciation d'un massif fait donc intervenir : son passé géologique ayant induit des structures avec leurs paramètres géométriques, ses caractéristiques mécaniques (de déformation, de résistance matricielle et spécifique, de perméabilité), sa pression lithostatique (en valeur moyenne et son anisotropie). Tous ces éléments sont la base de la reconnaissance géologique et géotechnique.

Cette reconnaissance implique une hiérarchisation des joints. Les différentes familles de joints (souvent sont distinguées des familles majeures et mineures) ne jouent pas le même rôle dans la stabilité du massif ; leur hiérarchisation dépend :

- de leurs caractéristiques mécaniques spécifiques ;
- de leur orientation par rapport à l'ouvrage (angles ψ et β).

Les champs cinématiques (des déplacements et des déformations) résultant du type d'ouvrage, induisent des familles *activables* et des familles *passives*. Ce caractère « actif-passif » d'une famille est fonction des paramètres d'orientation β et ψ . Seuls sont à envisager, au niveau de la rupture, les champs cinématiques compatibles (ce que permet notamment la modélisation).

La hiérarchisation des familles de joints (qui s'impose aussi aux problèmes de versants) dépend donc des joints eux-mêmes, mais aussi de l'ouvrage. C'est finalement le couple « structure-ouvrage » qui pourrait, éventuellement, être « noté » ou tout au moins classé.

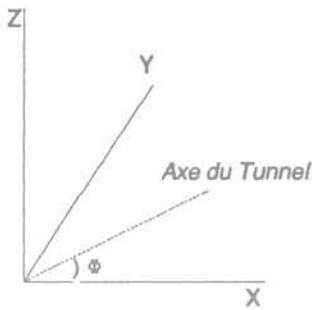


FIG. 5 Anisotropie des contraintes naturelles (X, Y = directions principales majeure et mineure dans le plan horizontal, $\phi = \omega T - \omega X$). Anisotropy of natural stresses (X, Y = major and minor principal directions in the horizontal plane, $\phi = \omega T - \omega X$).

2) Dans la molasse tertiaire du bassin génovois (constituée d'une alternance de bancs, décimétriques à métriques, faiblement inclinées, de grès, marnes sableuses et marnes, dont la résistance est contrastée : $R_c > 20$ MPa pour les grès massifs et de 5 à 7 MPa pour les marnes altérées), $K_0(\alpha)$ est compris entre 1,8 et 2,2 (Laigle *et al.*, 2000).

3) Dans les roches cristallines de la péninsule de Kola, au NW de la Russie et en particulier dans les montagnes de Khibiny (près de Kirovsk), où sont exploités d'importants gisements d'apatite, en carrières et en mines souterraines ($T\sigma$) est tel que Z (σ_3) est vertical et (Σ_0) a des valeurs proches de : $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 40/20/5$ MPa pour une profondeur de 200 m sous la surface du sol (Melnikov *et al.*, 1995 ; Come, 1999). $K_0(\alpha)$ varie donc entre 4 et 8.

- Aftes/Panet M. et al. (1993) – « Texte des recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains ». Supp. au n° 117 de *Tunnels et Ouvrages souterrains* (228 p), p. 12-21.
- Aftes/Triclot J. et al. (1999) – « Rappel de la classification Aftes des massifs rocheux » *Tunnels et Ouvrages souterrains* n° 156, éd. Spécifique, p. 357.
- André D., Dardard B., Bouvard A., Carmes J. (1999) – « La traversée des argiles du tunnel de Tartaiguille ». *Tunnels et Ouvrages souterrains*, n° 153, éd. Spécifique, p. 181-190.
- Barton N.R., Lien R., Lunde J. (1974) – « Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support ». *Rock Mech*, 6(4), p. 189-239.
- Barton N.R., Grimstad E. (1994) – « The Q system following twenty years of application in NMT Support selection ». Felsbau, In *Geomechanics Colloquy*, Salzburg, Austria.
- Bieniawski Z.T. (1973) – « Engineering classification of rock masses jointed ». *Trans. S. Afr. Inst. Civ. Engrs.* 15, p. 335-344.
- Bieniawski Z.T. (1976) – « Rock mass classification in rock engineering ». *Proc. Symp Exploration for rock engineering*. Cape Town, Balkema, 1, p. 97-106.
- Bieniawski Z.T. (1989) – « Engineering rock mass classifications ». New York, Wiley.
- Come B. (1999) – *Stockages en Russie du Nord-Ouest*. Séance technique du CFMR du 01-04-99, Comm. orale (inédit).
- Deville E., Massiglia M., Robert A., Sirieys P. (1993) – « Le tunnel du Siaix : exemple d'analyse géotectonique appliquée aux travaux souterrains ». *Tunnels et Ouvrages souterrains*, n° 115, éd. Spécifique, p. 28-33.
- Duffaut P. (1999) – « 9^e Congrès international de mécanique des roches ». *Géochronique*, n° 72, p. 6.
- Fookes P.G. (1997) – « Geology for engineers: the geological model, prediction and performance ». *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 30, p. 293-424.
- Foucault A., Raoult J.F. (1984) – « Dictionnaire de géologie ». (2^e éd.), Masson (348 p).
- Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) – « Support of underground excavations in hard rock ». A.A. Balkema, Rotterdam Brookfield.
- Laigle F., Boymond B., Saive F., Guitton C. (2000) – « Le nouvel accélérateur du CERN, LHC1. Les études et le début des excavations du lot 1 ». *Tunnels et ouvrages souterrains*, n° 157, éd. Spécifique, p. 33-38.
- Melnikov N.N., Konukhin V.P., Kozyrev A.A., Yufin S.A., Barton N., By T.L. (1995) – « Geomechanical aspects of radioactive waste disposal in deep formations of hard crystalline rocks ». C.R. 8^e Cong. SIMR, vol. 1, p. 59-62.
- Muller L. (1968) – « New considerations on the Vaiont slide ». *Felsmechanik und ingenieur-geologie (Rock Mechanics and Engineering Geology)*, Vol. VI/1-2, Springer-Verlag, p. 1-91.
- Price N.J. (1966) – « Fault and joint development in brittle and semi-brittle rock ». Pergamon Press. (167 p).
- Saint-Leu C., Lerau J., Sirieys P. (1978) – « Mécanismes de rupture des schistes de Lacaune (Tarn) – Influence de la pression isotrope ». *Bull. Mineral.*, 101, p. 437-441.
- Sirieys P. (1993) – « Failure criteria of anisotropic rocks ». C.R. Coll. Intern. CNRS n° 351 juin 1983, J.P. Boehler éd. *Balkéma-Rotterdam*, p. 419-425.
- Vengeon J.M. (1998) – « Déformation et rupture des versants en terrain métamorphique anisotrope ». Thèse université J. Fourier. Grenoble (186 p).
- Vibert C. (1997) – « Apport des classifications de massifs rocheux à l'estimation de leurs caractéristiques géotechniques ». CFMR, Séance du 04/12/97, Comm. orale (inédit).

APPLICATION DE L'ANALYSE LIMITE CINÉMATIQUE RÉGULARISÉE A L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ DES PENTES

K. Sassi, J.P. Magnan

Collection « Études et recherches des LPC », série « Géotechnique et risques naturels », n° 70

240 p., 18,29 €

COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX SUPERFICIELS DES VERSANTS NATURELS

R. Shirdam, R.M. Faure, J.P. Magnan

Collection « Études et recherches des LPC », série « Géotechnique et risques naturels », n° 71

210 p., 18,29 €

COMPORTEMENT ET DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS FIXES

S. Borel

Collection « Études et recherches des LPC », série « Géotechnique et risques naturels », n° 73

352 p., 21,34 €

CARACTÉRISATION ET CARTOGRAPHIE DE L'ALÉA DÛ AUX MOUVEMENTS DE TERRAIN

Coédition LCPC-Ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement

Collection « Environnement » - *Les risques naturels* - série guide technique

Étude expérimentale de l'interaction entre les fonds marins et les pipelines flexibles soumis à la houle et aux courants

D. BRANQUE

Laboratoire Géomatériaux
département Génie civil
et Bâtiment, URA 1652
École nationale
des travaux publics de l'État
rue Maurice-Audin
69518 Vaulx-en-Velin

P. FORAY, S. LABANIEH

Laboratoire Sols, Solides
Structure de Grenoble UMR
5521 UJF-INPG-CNRS
Domaine universitaire BP 53
38041 Grenoble Cedex 9

Résumé

Les pipelines posés sur les fonds marins en position non recouverte sont dans le cas de mer peu profonde soumis à l'action hydrodynamique de la houle et des courants. Ces efforts hydrodynamiques qui tendent à mettre le pipeline en mouvement sont contrebalancés par la réaction du sol. En conséquence, l'étude de la stabilité de ces pipelines requiert une estimation réaliste des efforts en présence. Cet article fait état d'une étude expérimentale en laboratoire visant à quantifier et à analyser l'interaction sol-eau-pipeline sous les effets de la houle. Lors de ces essais, l'action de la houle et des courants sur le pipeline est simulée mécaniquement (modèle physique d'échelle 1). Les variations de grandeurs physiques telles que la hauteur d'enfoncement du pipeline, la résistance horizontale du sol, les pressions d'eau autour du pipeline sont enregistrées et analysées. Différentes natures de chargements du pipeline, par référence à celles rencontrées sur site, sont étudiées. Une méthode analytique d'estimation de la résistance horizontale du sol est proposée.

Mots-clés : interaction sol-pipeline, efforts hydrodynamiques, stabilité des pipelines, enfouissement, résistance du sol, pressions interstitielles.

Experimental study of interaction between soil and flexible pipeline exposed to wave and current actions

Abstract

Uncovered submarine pipelines resting on seabed are subject to hydrodynamic forces generated by wave and current actions. These forces, which tend to destabilize or move the pipe, are counterbalanced by the interaction of the pipe with the soil. To ensure the stability of these pipelines, their design requires a realistic estimation of these two external forces. In this context, a comprehensive research program has been carried out by Coflexip society and laboratoire Sols, Solides, Structures of Grenoble to investigate pipe-soil interaction. This paper presents the results of a series of full scale pipe-soil interaction tests which constitute the first part of this research program. These tests have been carried out with a testing apparatus in which hydrodynamic forces under real pipeline sections are applied by means of mechanical jacks. In these experiments, the pipeline was resting either on a clayey or a sandy soil. The testing parameters were the nature and density of the soil, the pipe diameter, the pipeline loading and the history of loading. An assessment of their relative influence on both pipeline self burial and soil lateral resistance is presented. Based on the results of the experimental study, an analytical model is proposed for evaluating soil lateral resistance.

Key words : pipe-soil interaction, hydrodynamic forces, pipeline stability, pipeline self burial, soil resistance, interstitial pressures.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 30 juin 2002.

Notations

F_H	force horizontale hydrodynamique
F_{Hmax}	amplitude maximale des cycles de chargement à force horizontale contrôlée
F_V	force verticale hydrodynamique (aussi appelée effort de lift)
P_s	poids déjaugé du pipeline
C_s	couple de torsion exercé par le restant de la structure sur le tronçon de pipeline considéré
R_B	résistance de butée
R_{BH}	composante horizontale de la résistance de butée
R_F	résistance horizontale de frottement
R_H	résistance horizontale du sol
R_{HL}	résistance horizontale limite du sol
R_V	résistance verticale du sol
U_y	déplacement horizontal du pipeline
U_{ymax}	amplitude maximale des cycles de chargement à déplacement horizontal contrôlé
U_z	déplacement vertical du pipeline (aussi hauteur d'enfoncement)
α_L	coefficient de lift
μ	coefficient de frottement sol-pipeline

1

Introduction

Les pipelines marins utilisés dans le transport en mer des hydrocarbures sont déposés sur les fonds marins à partir de barges. Laissés à même le sol plusieurs semaines, ils sont ensuite recouverts à l'aide d'outils automatisés (charrues, jets haute pression, robots...). Dans des zones bien définies, généralement éloignées des côtes et jugées à risques modérés (faible trafic maritime, absence de glace dérivante, absence de pêche au chalut), la législation peut autoriser le non-recouvrement de ces oléoducs. En position non recouverte, les pipelines sont alors soumis aux efforts hydrodynamiques générés par la houle et les courants marins. Ces efforts tendent à mettre en mouvement le pipeline, ils sont contrebalancés par la réaction horizontale du sol qui s'oppose à tout déplacement de l'oléoduc. Pour dimensionner ces pipelines non recouverts, le fabricant doit dans tous les cas disposer d'une estimation réaliste de l'ensemble des efforts externes susceptibles d'agir sur le pipeline durant toute sa période d'immersion. Il doit par ailleurs tenir compte d'un critère de stabilité latérale du pipeline qui assurera sa sauvegarde.

Dans le cadre d'une collaboration avec la société Coflexip, fabricant de pipelines flexibles, et le bureau d'études Géodia, le laboratoire Sols, Solides, Structures de Grenoble (laboratoire 3S) a mené un programme de recherches exhaustif concernant l'interaction entre le pipeline non recouvert et le sol qui le supporte (aspects géotechniques du problème). Dans un premier temps, une étude expérimentale de l'interaction sol-pipeline a été réalisée en laboratoire sur un dispositif expérimental de grande envergure (modèle physique d'échelle 1). L'objectif de cette étude est d'analyser l'influence des

paramètres principaux du comportement d'interaction sol-pipeline, tout en dégageant et analysant les phénomènes physiques entourant ce comportement d'interaction. Au delà, ces travaux expérimentaux doivent permettre la constitution d'une base de données exhaustive permettant l'élaboration et le calage d'un modèle analytique de prévision du comportement d'interaction sol-pipeline, adapté aux pipelines flexibles de petit diamètre (deuxième partie de l'étude).

L'article ci-présent décrit le dispositif expérimental conçu et utilisé au laboratoire 3S pour cette étude. Il présente le programme d'essais, les principaux résultats et leur interprétation dans la perspective de l'élaboration d'un modèle analytique d'estimation du comportement d'interaction sol-pipeline.

2

Présentation de l'étude

2.1

Positionnement du problème

Considérons pour l'étude, un tronçon linéaire de pipeline cylindrique, de longueur finie, posé sur un fond marin horizontal, homogène, situé à faible profondeur. Dans le cas général, ce tronçon de pipeline est soumis aux actions mécaniques extérieures suivantes (Fig. 1):

- l'action de la gravité diminuée de l'effort de poussée d'Archimède (on considère ici le poids déjaugé du pipeline P_s éventuellement augmenté du poids de l'hydrocarbure transporté);
- l'action hydrodynamique exercée par la houle et les courants, de composantes horizontale F_H et verticale F_V (effort de lift);
- l'action résistante du sol, de composante horizontale R_H et verticale R_V ;
- le couple de torsion exercé par le restant de la structure sur le tronçon isolé: C_s .

Dans les schémas classiques de calcul de stabilité des pipelines, la réaction du sol sur le pipeline est supposée s'opposer à l'action des efforts hydrodynamiques qui tendent à le déstabiliser. Cette réaction du sol dépend de trois catégories de facteurs (Véritec, 1988):

- les caractéristiques géotechniques du fond marin (nature du sol, densité, cohésion, perméabilité, potentiel de liquéfaction, potentiel d'érosion...);
- les caractéristiques et dimensions du pipeline (poids submergé, diamètre externe, rugosité externe, rigidité de la structure...);

Houle + Courants

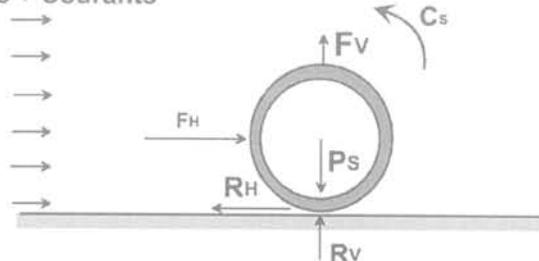


FIG. 1 Bilan des actions mécaniques extérieures agissant sur un pipeline non recouvert. External forces acting on an unburied pipeline resting on the sea bed.

– l'histoire des chargements exercés sur le pipeline depuis son immersion et son entrée en contact avec le fond.

La méthode traditionnelle de calcul de stabilité des pipelines (analyse statique) a initialement supposé que l'interaction sol-pipeline pouvait s'apparenter à une interaction de nature frottante régie par une loi de type Coulomb (Véritec, 1988). La résistance horizontale du sol (R_H) est alors exprimée comme le produit du poids submergé effectif du pipeline ($P_s - F_v$) par un coefficient de frottement (μ) fonction de la nature du sol. Conséquent à cette approche, les premiers essais de caractérisation de l'interaction sol-pipeline furent des essais de traction latérale de tronçons de pipelines rigides sur des sols reconstitués en laboratoire (Lyons, 1973; Brennoden *et al.*, 1986; Palmer *et al.*, 1988), sur des plages (IFP, 1977), ou encore directement sur sites (Lambrakos, 1985). Ces essais montrèrent que l'approche de type Coulomb était en mesure de donner des résultats satisfaisants dans le cas de sols à forte capacité portante (argile raide, sable dense), mais qu'elle devenait très approximative dans le cas de sols à faible portance (argile molle, sable lâche). De manière plus générale, ces essais eurent l'intérêt de mettre en évidence la forte dépendance de la résistance horizontale du sol (R_H) vis-à-vis de la hauteur d'enfoncement du pipeline (U_z). Cette dépendance fut par la suite largement confirmée lorsque plusieurs programmes expérimentaux étudièrent les conséquences de sollicitations cycliques sur le pipeline (Brennoden *et al.*, 1986; Wagner *et al.*, 1987; Palmer *et al.*, 1988; Morris *et al.*, 1988). Ces essais représentatifs de l'action oscillatoire de la houle et des courants sur le pipeline, furent pour des raisons pratiques menés en laboratoire sur des dispositifs expérimentaux de grandes dimensions, dans lesquels l'action de la houle et des courants est recrée mécaniquement à l'aide de vérins. En accord avec les observations réalisées sur site, ces expériences montrèrent que les sollicitations cycliques horizontales exercées sur des pipelines non recouverts tendaient à favoriser leur enfouissement. En se déplaçant latéralement et de façon oscillatoire sous l'action de ces sollicitations, le pipeline génère un transport solide et la formation d'une tranchée d'ensouillement surmontée dans la plupart des cas de deux bourrelets de matériau remanié (Wagner *et al.*, 1987; Morris *et al.*, 1988...). La résistance horizontale du sol exercée sur le pipeline se voit alors augmentée, en même temps que la pénétration de l'oléoduc, d'une résistance passive due aux parois de la tranchée d'ensouillement. L'hypothèse d'une interaction sol-pipeline purement frottante devient dans ce cas irréaliste. En outre, les expériences décrites ci dessus ont montré que la pénétration du pipeline au sein du massif de sol, et par conséquent l'augmentation de la résistance horizontale du sol, dépendaient d'un grand nombre de paramètres: amplitude des sollicitations cycliques, nombre de cycles, nature, densité, cohésion du massif porteur, poids, diamètre, rugosité externe du pipeline...

2.2

Programme d'essais

L'étude menée au laboratoire 3S concerne exclusivement les pipelines flexibles de petit diamètre ($D \leq 0,3$ m) posés sur des fonds marins sableux. Cette étude vise à quantifier et à interpréter les niveaux d'enfoncement du pipeline et de résistance horizontale du sol,

grandeurs essentielles à la stabilité des oléoducs, en fonction des divers paramètres du problème. L'analyse de ces travaux expérimentaux est menée dans le cadre de la mécanique des sols.

Compte tenu des observations faites lors des projets antérieurs (Lyons, 1973; Brennoden *et al.*, 1986; Wagner *et al.*, 1987; Palmer *et al.*, 1988; Morris *et al.*, 1988), le programme d'essais attribue une importance particulière à l'influence de l'histoire des chargements. Ce programme vise à recréer en laboratoire les différentes étapes de chargement qu'un pipeline marin est en mesure de rencontrer sur site.

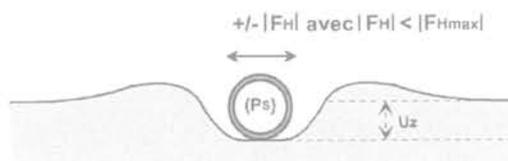
Ce programme d'essais comprend (Fig 2):

- des essais de chargement horizontal cyclique du pipeline à amplitudes contrôlées en force ou en déplacement (essais de type 1).

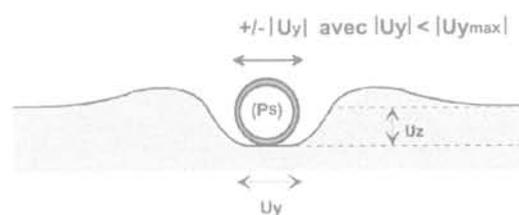
Parmi ces essais, on différenciera :

- les essais à faibles amplitudes constantes contrôlées en force (essais de type 1a). Ces essais sont représentatifs de la houle stabilisatrice de faible amplitude rencontrée sur site lors de la phase de mise en place des oléoducs;
- les essais à amplitudes variables contrôlées en force (essais de type 1b). Ces essais sont représentatifs de l'action d'un écoulement oscillatoire irrégulier sur le pipeline (cas le plus général). Ils comprennent un grand nombre de cycles ($> 2\ 000$) et des amplitudes de chargement aléatoirement croissantes ou décroissantes;
- les essais à amplitudes constantes contrôlées en déplacement (essais de type 1c). Ces essais ne sont pas représentatifs de l'action hydrodynamique de la houle et des courants sur le pipeline mais ils permettent une

Essais de type 1: Mesure de l'enfoncement U_z du pipeline 1a) et 1b): sous chargement horizontal cyclique contrôlé en force



1c): sous chargement horizontal cyclique contrôlé en déplacement



Essais de type 2: Mesure de la résistance horizontale du sol ($R_H = F_H$) et de la pénétration du pipeline (U_z) lors d'un grand déplacement latéral du pipeline

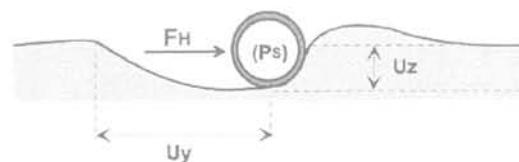


FIG. 2. Les différents modes de chargement du pipeline étudiés lors des essais. Various types of pipeline loading tested.

quantification directe de l'influence de l'amplitude des déplacements du pipeline sur son enfouissement;

- des essais de déplacement horizontal monotone du pipeline sur une distance de plusieurs diamètres de pipeline (essais de type 2).

Ces essais ont pour objectif de mesurer la résistance horizontale mobilisable par le sol face au déplacement latéral du pipeline. Cette mesure de résistance est menée pour différentes configurations de mise en place du pipeline :

- après enfouissement du pipeline sous poids propre (essais de type 2a). Ces essais définissent la résistance horizontale du sol mobilisable directement après la pose du pipeline sur le fond (résistance horizontale limite : RHL);

- après chargement horizontal cyclique du pipeline (essais de type 2b). Ces essais visent à définir l'influence de l'histoire des chargements hydrodynamiques cycliques sur la résistance horizontale du sol;

- après moulage du pipeline à différentes hauteurs d'enfoncement (essais de type 2c). Ce procédé « artificiel » a pour but de dégager la part de résistance horizontale du sol directement dépendante de la hauteur d'enfoncement du pipeline.

2.3

Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental utilisé au laboratoire 3S lors de cette étude est destiné à recréer l'action de la houle et des courants sur le pipeline. Ce dispositif spécialement conçu et présenté à la figure 3, s'inspire du banc d'essais utilisé au sein du programme de recherche *Pipestab* de Statoil, Esso Norge et Exxon (Brennoden *et al.*, 1986; Wolfram *et al.*, 1987). Il comprend quatre éléments indépendants ; à savoir : une cuve dans laquelle repose le matériau étudié, un chariot à galets supportant le tronçon de pipeline, un tronçon de pipeline et un dispositif de simulation des efforts hydrodynamiques.

La cuve rectangulaire dans laquelle repose le massif de sol est constituée de parois et d'un fond en PVC, enserrés dans une armature métallique qui rend l'ensemble rigide et étanche. Les dimensions de cette cuve sont : longueur : 3 m, largeur : 1 m, hauteur : 0,6 m. Le chariot est l'élément du dispositif qui assure les déplacements horizontaux et verticaux du pipeline sans rotation de sa structure. Ce chariot possède une structure de type treillis rigide en tubes mécano soudés. Ce chariot est porté par quatre galets à roulement à billes qui assurent le déplacement latéral du chariot le long de rails horizontaux fixés sur le châssis de la cuve (Fig. 3).

Deux types de pipeline ont été utilisés lors des essais (tableau I) :

- un modèle de demi-pipeline en PVC d'échelle 1 constitué d'une demi-coque d'épaisseur 5 mm, circulaire et rigide (Fig. 5);

- plusieurs tronçons de pipelines réels de nature flexible mais dont le comportement à l'échelle du modèle (petite longueur) peut être considéré comme rigide. Ces tronçons de pipelines sont obstrués à leurs extrémités par des parois étanches.

Au cours des essais, ces pipelines sont montés sur le chariot par l'intermédiaire d'un châssis rectangulaire rigide. Le déplacement latéral du pipeline (U_y) est assuré par le déplacement horizontal de l'ensemble du chariot. Le déplacement vertical du pipeline (U_z) s'effectue par l'intermédiaire du châssis métallique. Celui-ci coulisse le long de deux barres circulaires de guidage en acier, fixées de part et d'autre des côtés latéraux du chariot (Fig. 3).

Les composantes horizontale (F_H) et verticale (F_V) des efforts hydrodynamiques exercés sur le pipeline sont simulées mécaniquement à l'aide de deux vérins indépendants.

L'effort horizontal (F_H) est exercé par un vérin mécanique à vitesse de sortie régulée. Cet effort transite par le chariot. En conséquence, l'effort horizontal (F_H) appliqué au pipeline est pris égal à l'effort de poussée du vérin horizontal diminué des efforts de frottement galets-rails.

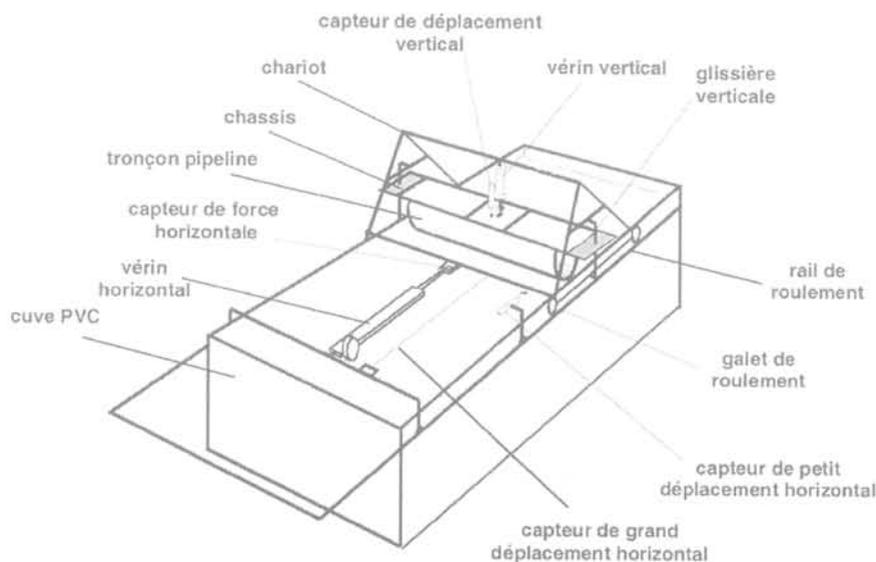


FIG. 3 Dispositif expérimental conçu et utilisé au laboratoire 3S lors des essais d'auto-ensouillage des pipelines. Pipeline Self Burying Test Device designed and developed by the 3S Laboratory.

TABLEAU I

Caractéristiques des différents tronçons de pipeline utilisés lors des essais.
 Characteristics of the various pipeline sections used for the tests.

	Nature du pipeline	Longueur	Diamètre extérieur/diamètre intérieur	Masse linéique (pipeline + châssis)	Nature surface externe	Course verticale maximale
Pipeline n° 1	tronçon réel	0,8 m	175 mm/100 mm	72 kg/ml	Rilsan	74 mm
Pipeline n° 2	tronçon réel	0,8 m	250 mm/100 mm	90 kg/ml	Rilsan	90 mm
Pipeline n° 3	tronçon réel	0,8 m	290 mm/205 mm	124 kg/ml	Acier	–
Pipeline n° 4	1/2 coque PVC	0,9 m	200 mm	variable	PVC	64 mm

L'effort vertical de lift (F_v) est, pour sa part, simulé à l'aide d'un vérin pneumatique muni d'un servo-distributeur. La base de ce vérin est fixée à la barre transversale supérieure du chariot. L'effort vertical de lift est transmis au pipeline par l'intermédiaire du châssis métallique (Fig. 4).

2.4

Simulation des actions hydrodynamiques

En hydrodynamique, la composante horizontale des efforts qui s'applique au pipeline (F_H) est généralement considérée comme la somme de deux forces : l'une d'inertie, l'autre de sillage (Lambrakos *et al.*, 1987 ; Fyfe *et al.*, 1987 ; Jacobsen *et al.*, 1989...). Cette composante horizontale est fonction de la vitesse et de l'accélération des particules fluides. En présence de houle, cette composante varie à une fréquence égale à celle de la vitesse des particules fluides. Elle oscille ainsi entre deux valeurs extrêmes : l'une positive, l'autre négative, selon le sens de propagation de l'écoulement.

La composante verticale des efforts hydrodynamiques (F_v) représente pour sa part l'effort dit de lift, dirigé vers le haut et qui tend à alléger le pipeline. Cet effort est fonction du carré de la vitesse des particules fluides. En présence de houle, cette composante verticale oscille à une fréquence double de celle de la vitesse des particules fluides, entre une valeur nulle et une valeur maximale positive.

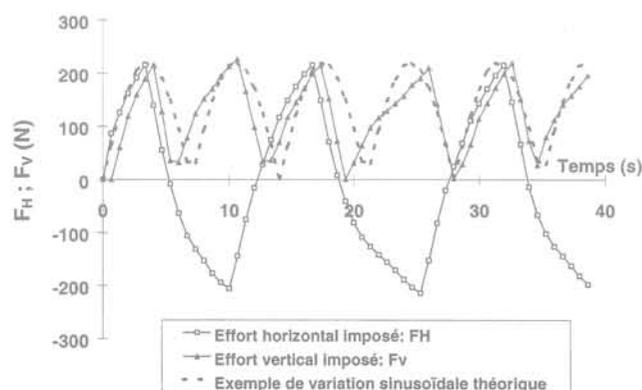


FIG. 4 Exemple de variations de l'effort horizontal et de l'effort de lift imposés (essai à forces contrôlées).
 Example of a time variation of the horizontal and lift forces imposed during the test.

Dans le cadre de nos essais, deux types de sollicitations cycliques ont été appliqués :

- les premières consistent à contrôler la valeur maximale $F_{H,max}$ de l'effort horizontal cyclique appliqué au pipeline ; ces essais sont dits contrôlés en force ;
- les secondes consistent à contrôler la valeur maximale $U_{y,max}$ du déplacement horizontal du pipeline ; ces essais sont dits contrôlés en déplacement.

Lors de ces deux types d'essais, la vitesse d'entrée ou de sortie du vérin horizontal est réglée de telle sorte que la période des cycles horizontaux soit comprise entre 10 et 14 secondes (période proche de celle de la houle). L'effort vertical de lift est, pour sa part, imposé varier proportionnellement à la valeur absolue de l'effort horizontal. Ainsi, si $F_{H(i)}$ est l'effort horizontal mesuré à la boucle de programme (i) et $F_{V(i+1)}$ l'effort vertical de lift imposé à la boucle de programme (i+1), on fixe :

$$F_{V(i+1)} = \alpha_L \times |F_{H(i)}| \quad (1)$$

où α_L appelé coefficient de lift se trouve compris dans l'intervalle [0 ; 1].

Bien que le contrôle de nos vérins ne relève pas d'un asservissement au sens propre, le mode de variation des efforts horizontaux et verticaux imposé reste proche d'un mode sinusoïdal, qui en première approximation représente l'évolution des efforts hydrodynamiques en présence de houle (Fig. 4).

2.5

Dispositif d'acquisition et de commande

Lors des essais, les déplacements horizontaux et verticaux du pipeline sont mesurés à l'aide de capteurs inductifs (LVDT) et potentiométriques (Fig. 3). L'effort développé par le vérin horizontal est mesuré à l'aide d'un capteur en S placé en bout de tige. L'effort vertical de lift est, pour sa part, déduit de la mesure de pression d'air en sortie de distribution du vérin pneumatique vertical. Des mesures de pressions interstitielles dans le massif et sur la coque du pipeline sont par ailleurs réalisées à l'aide de capteurs de pression totale, équipés de pierre poreuse et de dispositif de purge (Fig. 5).

Les signaux analogiques délivrés par les différents capteurs sont convertis en valeurs numériques par une carte National Instrument de type RTI 815, qui dispose également de fonctions de commande utilisées dans le pilotage des vérins.

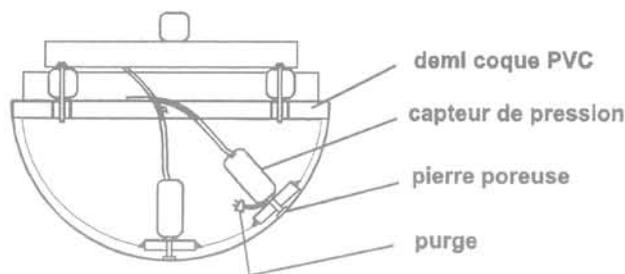


FIG. 5 Dispositif de mesure des pressions d'eau agissant sur la coque du pipeline.
Measurement device of the water pressure acting on the pipe shell.

2.6

Matériau utilisé

2.6.1

Caractéristiques

Le matériau utilisé lors des essais d'auto-ensouillement des pipelines est un sable Hostun fin RF. Ce sable quartzique à grains anguleux est utilisé comme sable de référence au laboratoire 3S. Sa répartition granulométrique est uniforme ($d_{60}/d_{10} \sim 0,4$), le diamètre moyen de ses grains est de 0,35 mm (Fig. 6). Ses autres caractéristiques sont, d'après Flavigny *et al.* (1990):

$$\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3; e_{\min} = 0,616; e_{\max} = 1,00; \gamma_{d\max} = 16,08 \text{ kN/m}^3; \gamma_{d\min} = 12,99 \text{ kN/m}^3.$$

2.6.2

Mise en place

Le sable Hostun RF. est déposé dans la cuve rectangulaire à l'état sec, par pluviation. Pour un tamis à mailles constantes, la densité du massif est fonction de la hauteur de chute du matériau:

– les massifs de sable dense sont mis en place à partir d'une hauteur de chute de 1,2 m; la densité relative ainsi obtenue est de l'ordre de 80 % ($e \sim 0,690$, γ_d 15,40 kN/m³);

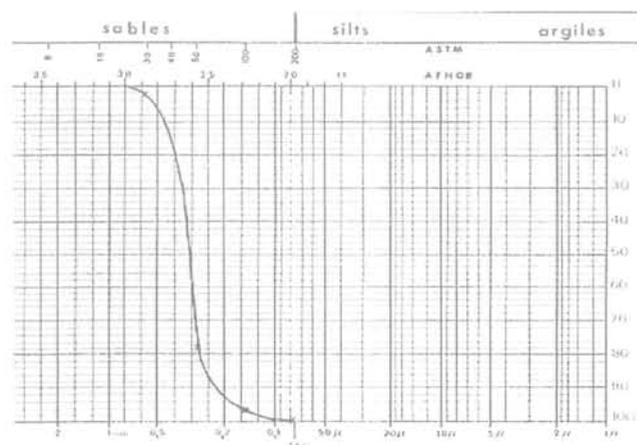


FIG. 6 Courbe granulométrique du sable Hostun RF.
RF Hostun's sand granulometry.

– les massifs de sable lâche sont mis en place à partir d'une hauteur de chute nulle; la densité relative ainsi obtenue est de l'ordre de 35 % ($e \sim 0,870$, $\gamma_d \sim 13,90$ kN/m³).

A chaque remplissage de cuve, la densité du massif est contrôlée à l'aide de boîtes de calibration préalablement placées dans la cuve. Des carottages sur massif humide sont par ailleurs effectués après essai pour vérifier l'homogénéité verticale du massif.

Une fois entièrement constitué, le massif de sol est arasé délicatement à l'aide d'un réglet; sa surface est ainsi rendue parfaitement horizontale. Le massif de sol est ensuite saturé en eau à l'aide d'un serpentin fixé sur le fond de la cuve. Le courant de saturation est de sens ascendant. Son débit est maintenu faible (de l'ordre de 1 litre/mn) pour éviter tout risque de boulangerie du matériau, et assurer l'évacuation des poches d'air. Le niveau de la nappe d'eau en fin de saturation est imposé entre 4 et 8 cm au-dessus de la surface du massif. Cette lame d'eau a pour but d'éviter la dessaturation partielle du massif en cours d'essais (en particulier lors de la formation de la tranchée d'enfouissement).

3

Mesure de l'enfoncement du pipeline sous chargement horizontal cyclique

3.1

Processus de pénétration

Lors de l'étude menée au laboratoire 3S, les essais de chargement horizontal cyclique du pipeline censés simuler l'action de la houle sur l'oléoduc, confirment le principal résultat établi lors des programmes internationaux antérieurs; à savoir que tout mode de chargement horizontal cyclique du pipeline favorise sa pénétration au sein du sol porteur (Brennoden *et al.*, 1986; Wagner *et al.*, 1987; Morris *et al.*, 1988; Palmer *et al.*, 1988; Brennoden *et al.*, 1989).

Ces essais montrent par ailleurs que le processus de pénétration du pipeline est étroitement lié à l'amplitude des déplacements horizontaux de l'oléoduc. Pour un pipeline et un massif de sol donné, la pénétration du pipeline sera d'autant plus importante que l'amplitude de ses déplacements sera grande. De plus pour un état d'enfoncement donné, il existe un seuil minimal d'amplitude de déplacement du pipeline en dessous duquel le processus de pénétration s'interrompt.

Le processus de pénétration tel que décrit précédemment apparaît principalement lié à un phénomène de transport solide généré par le déplacement latéral cyclique du pipeline (Fig. 7). En se déplaçant latéralement sous l'action du chargement cyclique horizontal, le pipeline transporte au cours de chaque demi-cycle de déplacement latéral une quantité de matériau plus ou moins importante prélevée tout au long de son parcours. Cette quantité de matériau est poussée au-devant du pipeline puis abandonnée en fin de demi-cycle lorsque le sens du déplacement latéral du pipeline s'inverse. La répétition dans un petit périmètre d'un tel processus de prélèvement et de déposition conduit à la formation progressive

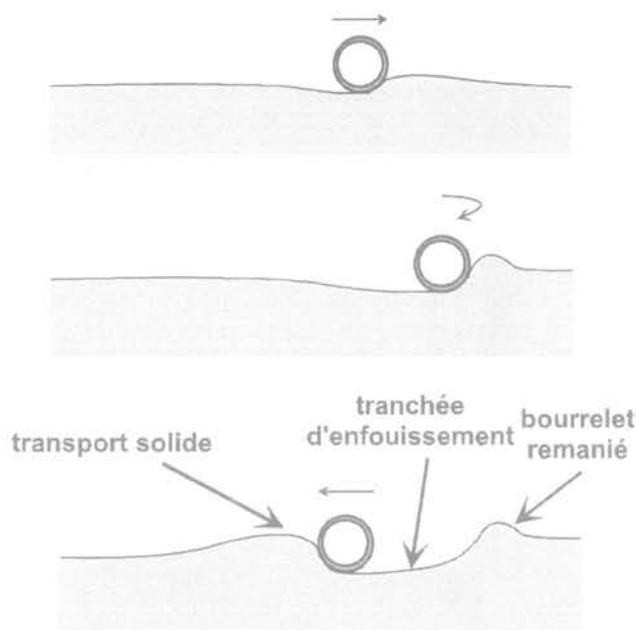


FIG. 7 **Processus de pénétration du pipeline sous chargement horizontal cyclique.**
Pipeline burying resulting from cyclic horizontal loading.

d'une tranchée au sein de laquelle « s'auto-ensouille » le pipeline. Les parois de cette tranchée peuvent se trouver rehaussées de deux bourrelets constitués du matériau transporté au-devant du pipeline et accumulé tout au long du processus de pénétration.

3.2

Chargement horizontal cyclique à force contrôlée

3.2.1

Chargement à amplitudes constantes contrôlées en force (simulation d'une houle d'installation)

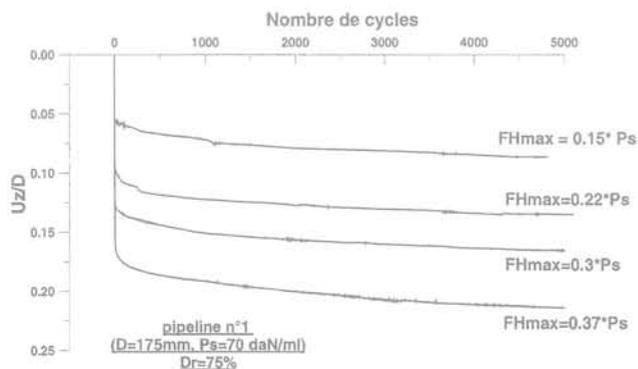


FIG. 8 **Profils de pénétration du pipeline sous chargement horizontal cyclique à amplitudes constantes contrôlées en force.**
Pipeline burying profiles for horizontal cyclic loading with force-controlled constant amplitudes.

Les profils de pénétration du pipeline observés lors des essais à amplitudes horizontales constantes contrôlées en force sont donnés à la figure 8. Ces profils présentent une pénétration très rapide du pipeline lors des vingt à trente premiers cycles de chargement horizontal, suivie d'une tendance à la stabilisation de l'enfouissement.

La forme de ces profils, déjà mis en évidence par Wagner *et al.* (1987), trouve son explication au regard de l'amplitude des déplacements horizontaux correspondants (Fig. 9). Lors des premiers cycles de chargement, le pipeline connaît des déplacements horizontaux qui l'éloignent de sa position d'origine et le font pénétrer progressivement dans le sol. Ces déplacements, qui sont d'autant plus importants que l'amplitude de la force horizontale appliquée est grande, diminuent très vite avec l'enfouissement du pipeline. Cette réduction de l'amplitude des déplacements latéraux du pipeline est liée à l'action résistante croissante des parois de la tranchée d'enfouissement avec la pénétration. Pour des essais à amplitude constante contrôlée en force, la diminution de l'amplitude des déplacements latéraux s'accompagne d'une réduction du transport solide autour du pipeline, qui inévitablement conduit à une stabilisation de la pénétration de l'oléoduc.

3.2.2

Chargement à amplitudes variables contrôlées en force (simulation d'un état de tempête)

• Essais à amplitudes croissantes par paliers

Les essais qui consistent à faire croître la force horizontale appliquée par paliers montrent que toute augmentation subite de cette force entraîne une reprise quasi instantanée de la pénétration du pipeline (Fig. 10a). Dans tous les cas, cette reprise de pénétration du pipeline correspond à une augmentation de l'amplitude des déplacements horizontaux (Fig. 10b).

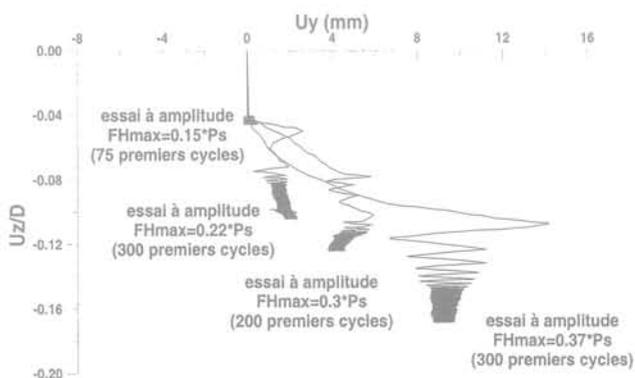


FIG. 9 **Réduction des déplacements latéraux du pipeline lors de sa pénétration sous chargement horizontal cyclique à amplitudes constantes contrôlées en force.**
Lateral displacement decrease for a pipeline under horizontal cyclic loading with force-controlled constant amplitude.

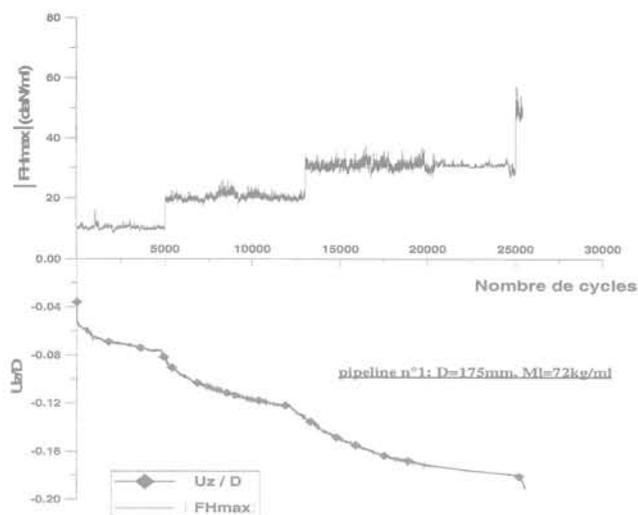


FIG. 10a Profil de pénétration du pipeline correspondant aux accroissements par paliers de la force horizontale. Comparison of the pipeline burying profile with the successive increases of the horizontal force.

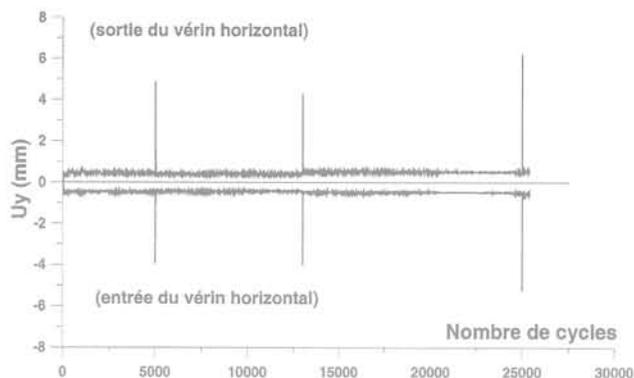


FIG. 10b Déplacements latéraux du pipeline correspondant aux accroissements par palier de la force horizontale. Lateral displacements of the pipe under successive increases of the horizontal force.

En augmentant subitement (et suffisamment) la force horizontale appliquée sur le pipeline, il semble par conséquent que l'on puisse amener à la rupture les coins de sols situés de part et d'autre du pipeline ensouillé. Cette rupture du sol porteur autorise alors un déplacement latéral du pipeline, qui s'accompagne d'un transport solide et d'une reprise de pénétration. Notons que la rupture des parois de la tranchée d'ensouillement peut être locale (pipeline fortement enfoncé, faibles incréments de force horizontale) ou généralisée (pipeline faiblement enfoncé, forts incréments de force horizontale). Dans ce second cas, le pipeline est en mesure de sortir de sa tranchée d'ensouillement pour pénétrer à nouveau dans le sol à quelques diamètres de sa position d'enfoncement initiale. La rupture généralisée du sol porteur peut intervenir plusieurs cycles après l'accroissement instantané de la force horizontale (Fig. 11). Ce comportement différé, déjà mis en évidence par Palmer *et al.* (1988), conduit à penser que des déformations irréversibles, voire des surpressions interstitielles, s'accumulent au sein du matériau pour conduire progressivement le massif porteur vers une rupture généralisée.

• *Essais à variations aléatoires d'amplitudes*

Si dans la plupart des cas une augmentation instantanée de l'amplitude de la force horizontale entraîne une reprise subite de la pénétration du pipeline, ce phénomène ne peut être vrai que si le niveau de force horizontale appliqué n'a encore jamais été atteint dans l'histoire des chargements du pipeline. Si tel n'est pas le cas, le nouveau chargement imposé s'avère insuffisant pour mettre en mouvement le pipeline. Cette observation, qui met en évidence un effet « mémoire » du matériau porteur, s'applique en particulier au cas des diminutions instantanées de l'effort horizontal pour lesquelles aucune influence sur le niveau d'enfoncement du pipeline n'est apparue.

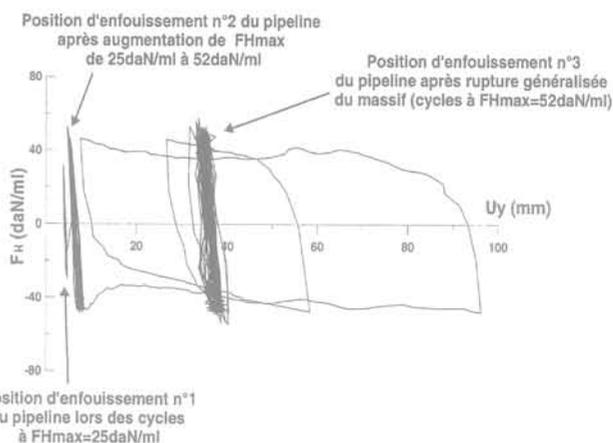


FIG. 11 Rupture généralisée du massif après accroissement subit de la force horizontale appliquée de 25 daN/ml à 52 daN/ml. Rupture in full of the site as a result of the horizontal force increasing from 25 daN/ml to 52 daN/ml.

3.3

Chargement horizontal cyclique à déplacement contrôlé

Bien que peu réalistes (Palmer *et al.*, 1988), les essais de chargement horizontal cyclique du pipeline à amplitudes contrôlées en déplacement permettent une quantification directe de la pénétration du pipeline en fonction du déplacement horizontal imposé.

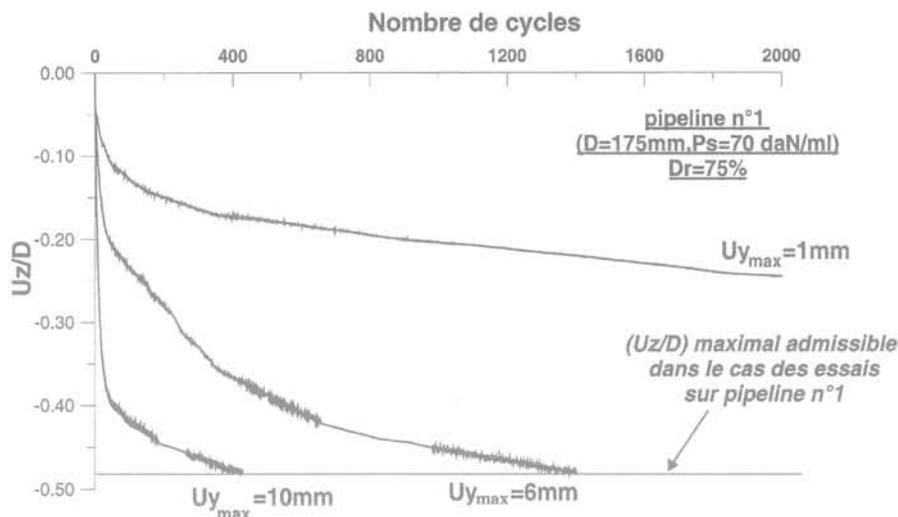


FIG. 12

Profils de pénétration du pipeline sous chargement horizontal cyclique à amplitudes constantes contrôlées en déplacement.

Pipeline burying profiles for horizontal cyclic loading with displacement-controlled constant amplitudes.

D'une manière générale, ce mode de chargement conduit à une pénétration du pipeline plus progressive (Fig. 12) que celle observée lors des essais à force horizontale contrôlée (Fig. 8).

Dans le cas d'essais à déplacements constants imposés, chaque demi-cycle de chargement génère par définition un déplacement non nul du pipeline, donc une possibilité de transport solide au-devant du pipeline qui conduit au creusement progressif de la tranchée d'enfouissement. L'enfouissement progressif du pipeline s'accompagne nécessairement d'un accroissement continu de la force horizontale appliquée (Fig. 13a). Cet accroissement traduit l'augmentation de l'action résistante des parois de la tranchée d'enfouissement sur le pipeline, au fur et à mesure de sa pénétration.

Le déplacement oscillatoire à amplitude constante du pipeline ne conduit toutefois pas dans tous les cas à l'enfouissement total de l'oléoduc. Une stabilisation de la pénétration peut dans certains cas être observée. Pour une amplitude de déplacement donnée, l'incrément de pénétration du pipeline par cycle de chargement décroît de manière exponentielle avec la hauteur d'enfoncement du pipeline (figure 13b). Cette décroissance est en partie due à l'accroissement de la rigidité du matériau avec la profondeur, qui favorise la réduction du transport solide au-devant du pipeline. Cet accroissement de la rigidité avec la profondeur peut être doublé d'un effet de densification du matériau sous l'action localisée et répétée des cycles de chargement.

3.4

Influence des paramètres densité du massif, poids et diamètre du pipeline, effort de lift

L'étude expérimentale menée au laboratoire 3S montre que les paramètres densité du massif, poids et diamètre du pipeline, effort vertical de lift sont en mesure d'influer sur la pénétration cyclique de l'oléoduc à des degrés divers.

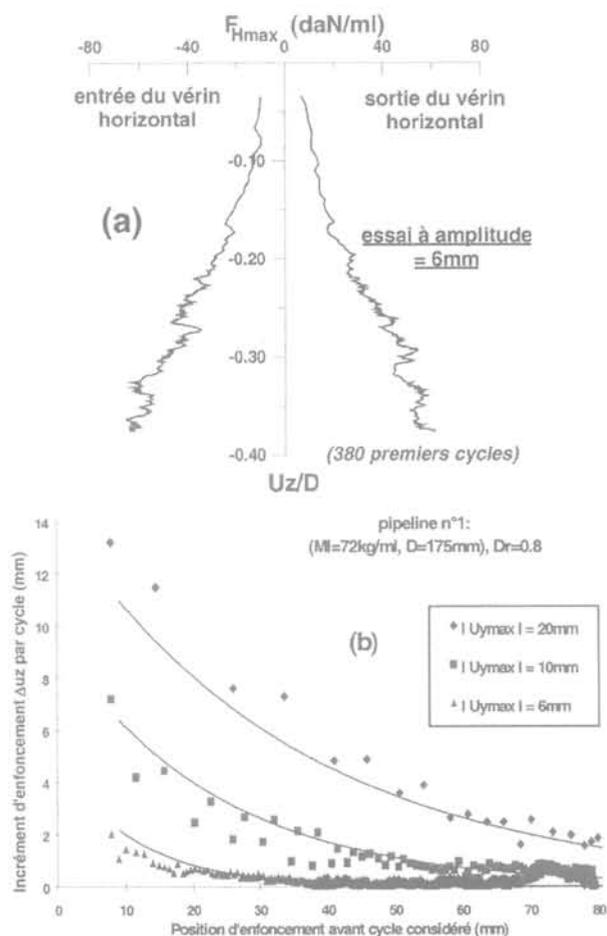


FIG. 13

Accroissement de la force horizontale maximale appliquée (a) et diminution de l'incrément de pénétration au cours de l'enfouissement du pipeline (b) (chargement horizontal cyclique à amplitudes constantes contrôlées en déplacement).

Increase in the maximum horizontal force (a) accompanied by a decrease in the burying rate (b) for a pipe under horizontal cyclic with displacement controlled constant amplitudes.

Une réduction de l'état de compacité du matériau génère dans tous les cas un accroissement de la pénétration du pipeline. Cette pénétration est en effet favorisée par la faible rigidité et le caractère contractant des matériaux peu denses. Cette capacité de contractance s'illustre en particulier par les quantités variables de matériau refoulé en surface de massif lors du processus de pénétration cyclique de l'oléoduc ; celles ci sont beaucoup plus faibles dans le cas des sables lâches (matériaux contractants sous cisaillement) que dans celui des sables denses (matériaux dilatants sous cisaillement) (Branque, 1998).

Par ailleurs, l'augmentation du poids linéique du pipeline, comme la réduction de son diamètre externe, favorise la pénétration cyclique de l'oléoduc (Fig. 14). Dans les deux cas, l'accroissement du niveau de contraintes transmis par le pipeline au sol favorise d'une part l'extension de zones plastiques sous le pipeline, d'autre part l'augmentation de la capacité de contractance du matériau.

De même, l'application d'un effort vertical de lift (F_v) conduit dans tous les cas à une réduction de la hauteur d'enfoncement du pipeline (Fig. 15). Ce résultat peut être rapproché des résultats obtenus lors des essais à poids variables, puisque l'application d'un effort de lift proportionnel à l'effort horizontal mesuré ou imposé revient à alléger le pipeline d'une quantité variable au cours du cycle horizontal.

3.5

Mesure des pressions d'eau

Les variations de pression d'eau mesurées sur les parois du pipeline et à l'intérieur du massif (pressions interstitielles) témoignent en général de l'existence de surpressions générées par l'action cyclique du pipeline sur le sol. Ces surpressions apparaissent brèves et localisées. Sur la coque du pipeline, elles sont observées lorsque la paroi instrumentée du pipeline vient en

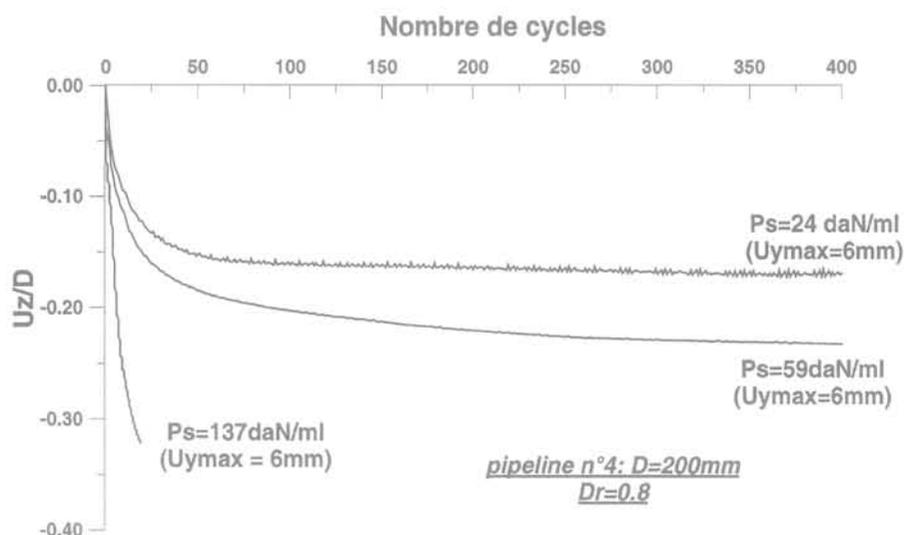


FIG. 14 Influence du poids du pipeline (P_s) sur sa capacité de pénétration cyclique (essais de chargement horizontal cyclique à déplacements contrôlés).
Pipe weight (P_s) influence on the pipe cyclic penetration capacity (pipe under horizontal loading with controlled displacements).

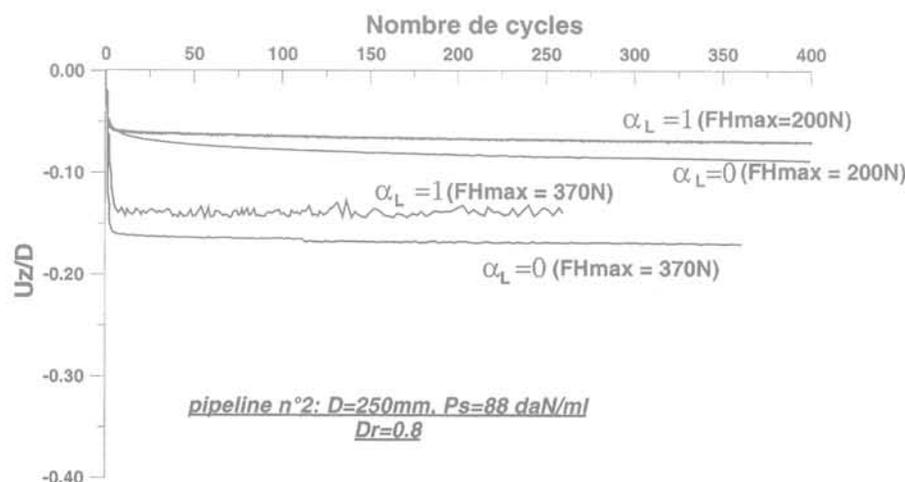


FIG. 15 Influence de l'effort de lift sur la capacité de pénétration cyclique du pipeline (essais de chargement horizontal cyclique à forces contrôlées).
Lift force influence on the pipe cyclic penetration capacity (pipe under horizontal loading with controlled forces).

contact avec la paroi de la tranchée d'enfouissement; elles disparaissent lorsque ces deux parois s'éloignent l'une de l'autre (Fig. 16).

Du point de vue quantitatif, les valeurs de pressions mesurées se trouvent en limite de résolution des capteurs utilisés. Pour les vitesses de déplacement du pipeline imposées (inférieures à 1 cm/s), ces surpressions ne semblent pas en mesure de s'accumuler dans le cas d'un matériau suffisamment drainé comme le sable Hostun RF. Leurs valeurs maximales sont toutefois du même ordre de grandeur que les contraintes effectives régnant dans le sol au voisinage du pipeline. La présence de zones ponctuelles de liquéfaction n'est par conséquent pas à écarter. Ce phénomène pourrait être plus général dans le cas de vitesses de déplacements plus élevées ou de matériaux à plus faible perméabilité.

4 Mesure de la résistance horizontale du sol

4.1 Profils de résistance et de pénétration

4.1.1 Après enfouissement du pipeline sous poids propre

Dans le cas des massifs sableux, les profils de résistance horizontale du sol et de pénétration du pipeline observés lors du déplacement latéral du pipeline après enfouissement sous poids propre (essais de type 2a) sont de la forme de ceux présentés à la figure 17. Ces profils, proches de ceux observés en laboratoire lors d'essais

sur pipelines rigides de gros diamètres (Brennoden *et al.*, 1986; Palmer *et al.*, 1988), présentent une mobilisation rapide de la résistance horizontale du sol en début de déplacement, puis une tendance à la stabilisation lorsque le déplacement latéral du pipeline atteint une valeur de l'ordre de 0,2 diamètre. Ces variations de la résistance horizontale s'accompagnent dans le même temps d'une pénétration rapide du pipeline en début de déplacement, puis d'une tendance à la stabilisation de l'enfoncement. Notons qu'en aucun cas nos essais mettent en évidence une remontée du pipeline vers la surface du massif après la phase de stabilisation.

4.1.2 Après chargement horizontal cyclique du pipeline

Les profils de résistance horizontale observés lors des essais de grand déplacement latéral après chargement horizontal cyclique du pipeline (essais de type 2b) présentent deux allures différentes selon l'histoire de chargement antérieure (Fig. 17).

Lorsque le chargement cyclique du pipeline qui précède son grand déplacement latéral est un chargement à faible nombre de cycles (inférieur à 2 000), les profils de résistance horizontale observés sont de la forme de ceux obtenus après enfouissement du pipeline sous poids propre. Lorsque le chargement horizontal cyclique présente un grand nombre de cycles (supérieur à 8 000), les profils de résistance horizontale laissent apparaître dès les premiers millimètres de déplacement un pic aigu de résistance. Celui-ci semble témoigner de l'accroissement de la rigidité du matériau dans une fine zone avoisinant le pipeline. Cet accroissement de rigidité est probablement lié à une densification du matériau sous l'action des cycles de chargement. Notons que les valeurs de résistance mesurées au pic sont généralement inférieures aux valeurs de

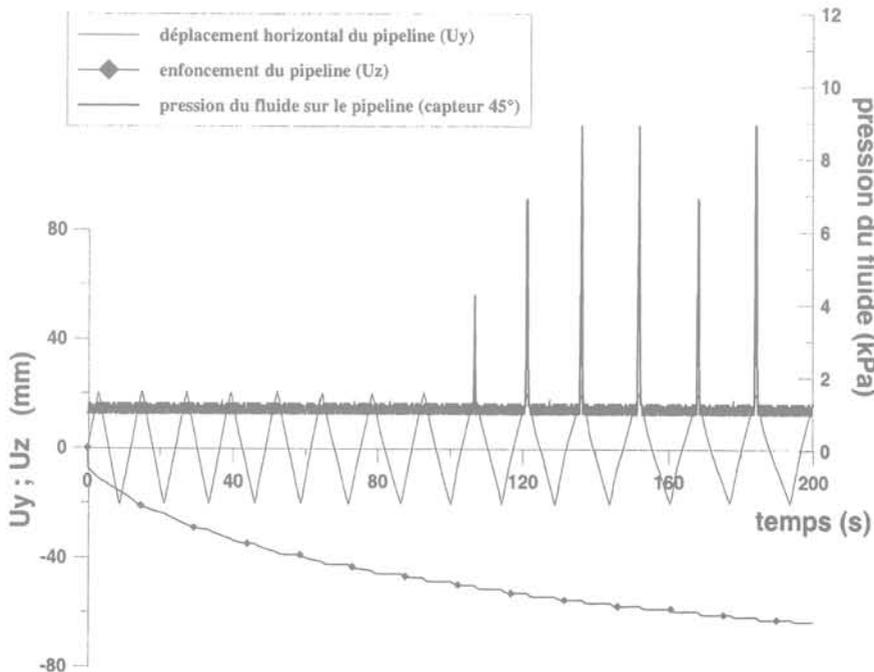


FIG. 16¹ Pressions de fluide mesurées sur le pipeline lors d'un chargement horizontal cyclique contrôlé en déplacement. Fluid pressures on the pipe during a displacement-controlled cyclic loading.

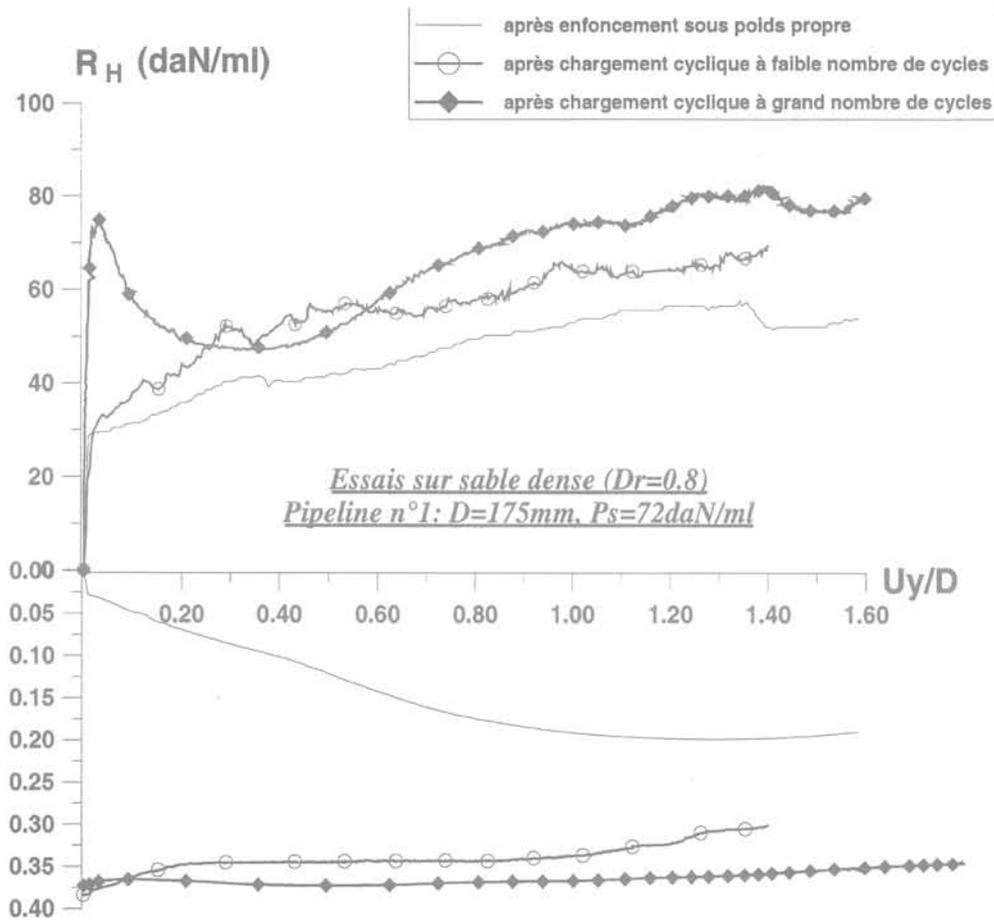


FIG. 17 Profils de résistance horizontale du sol et de pénétration du pipeline en fonction de l'histoire des chargements antérieurs.
Comparison of the sand horizontal resistance profiles and pipe penetration with the history of prior loadings.

résistance horizontale limite mesurées en fin de déplacement latéral. Par conséquent, si le pic de résistance décrit ci dessus représente un seuil à franchir pour la mise en mouvement du pipeline, il ne semble pas pouvoir être considéré comme directement représentatif de la valeur de résistance ultime du massif. Cette dernière semble en effet dépendre davantage de la hauteur de pénétration du pipeline et du volume de matériau transporté au-devant de l'oléoduc.

4.2

Valeur de résistance horizontale limite

La valeur maximale de résistance horizontale mobilisable par le sol, aussi appelée résistance horizontale limite (RHL), est la grandeur physique qui dans l'étude de l'interaction sol-pipeline permet de quantifier l'action résistante du sol sur le pipeline en fonction des différents paramètres du problème. Les essais réalisés au laboratoire 3S montrent sans conteste que cette grandeur (RHL) dépend fortement de la position d'enfoncement (U_z) occupée par le pipeline au cours de son déplacement latéral. Ce résultat essentiel pour le calcul de stabilité des pipelines est en accord avec les remarques faites lors d'essais sur pipelines rigides (Brennoden *et al.*, 1986); il découle de plusieurs observations :

- quels que soient le matériau étudié et l'histoire des chargements exercés sur le pipeline, les essais de grand déplacement latéral présentent, dans le cas de pipelines sous poids courants (sans lestage), une correspondance dans le temps entre obtention de la résistance horizontale limite et obtention du maximum d'enfoncement du pipeline ($U_{z_{max}}$) (Fig. 18). Notons toutefois que cette correspondance n'est plus vraie dans le cas des pipelines fortement lestés. Ceux ci présentent, du fait de leurs poids importants, une pénétration continue dans le sol au-delà de l'obtention de RHL ;

- par ailleurs, les valeurs de résistance horizontale limite mesurées croissent lorsque la hauteur d'enfoncement de l'oléoduc augmente. De cette observation, il découle que toutes variations de paramètres qui favorisent une pénétration du pipeline entraînent dans le même temps une augmentation de la résistance horizontale limite. Ainsi la résistance horizontale limite mesurée sur sable lâche apparaît toujours supérieure à celle mesurée sur sable dense pour un même pipeline, et ce malgré la réduction des paramètres de résistance mécanique du matériau. De même, à poids linéique égal, un pipeline mobilisera une résistance horizontale limite d'autant plus élevée que son diamètre est petit, du fait d'une pénétration plus importante. Enfin parce que le chargement horizontal cyclique du pipeline tend à favoriser sa pénétration dans le sol, la résistance horizontale limite mesurée après chargement cyclique du pipeline est toujours supérieure à celle mesurée après enfoncement sous poids propre (Fig. 19 et Tableau II).

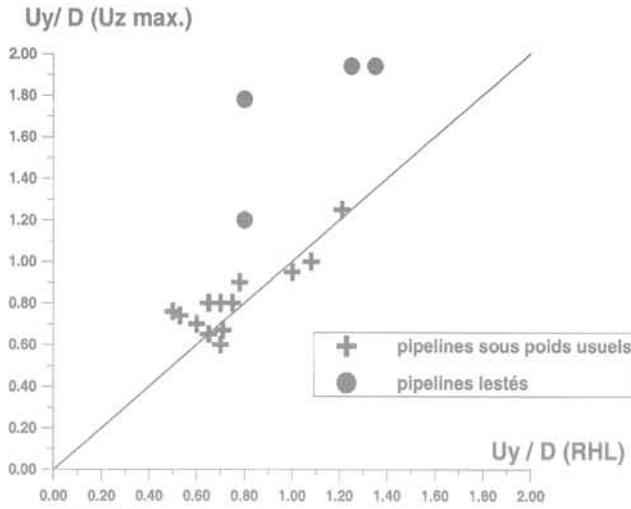


FIG. 18 Correspondance entre obtention de RHL et obtention de la hauteur maximale d'enfoncement.
RHL and maximum burying depth matching.

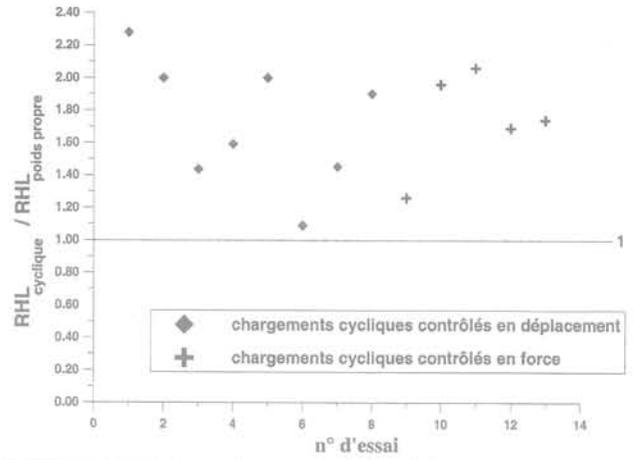


FIG. 19 Accroissement de la résistance horizontale limite induit par le chargement horizontal cyclique.
Horizontal limit resistance rise resulting from the horizontal cyclic loading.

TABEAU II Influence de l'histoire des chargements sur la valeur de RHL.
Characteristics of the loading history before RHL measurement.

Pipeline		Sol	Chargement cyclique			RHL statique (daN/ml)	RHL cyclique (daN/ml)	RHLcy/RHLst
D (mm)	Ps (daN/ml)		Mode de contrôle	amplitude	Nombre de cycles			
175	70,6	0,8	Uy	6 mm	1 500	50	114	1,28
175	70,6		Uy	20 mm	14	50	100	2
200	58		Uy	2 mm	340	36	51	1,42
200	58		Uy	6 mm	580	36	57	1,6
200	58		Uy	10 mm	75	36	71	1,97
200	58		Uy	2 mm	420	39	43	1,1
200	58		Uy	6 mm	250	39	57	1,46
200	58		Uy	10 mm	30	39	74	1,9
175	70,6		0,8	F _H	22 daN/ml	6 000	50	63
175	70,6	F _H		16 à 52 daN/ml	8 000	50	98	1,96
175	70,6	F _H		28 à 52 daN/ml	6 700	50	103	2,06
175	70,6	F _H		38 à 77 daN/ml	8 600	50	85	1,7
175	70,6	F _H		11 à 52 daN/ml	25 400	50	87	1,74

Ces observations, qui témoignent du rôle important joué par la pénétration du pipeline sur la résistance horizontale du sol, confirment dans le même temps l'inaptitude du modèle conventionnel à décrire l'interaction sol-pipeline au moyen d'un simple coefficient de frottement fonction de la seule nature du terrain.

4.3

Analyse de l'influence de l'enfoncement du pipeline sur la valeur de résistance horizontale limite

4.3.1

Observations sur matériau analogique

Pour comprendre l'action résistante exercée par le sol sur le pipeline lors de son déplacement latéral et essayer de rattacher cette action aux schémas de rupture formés au sein du massif, une expérimentation sur matériau analogique a été conduite en parallèle des essais sur sable. Le déplacement latéral du pipeline étant un véritable problème de déformations planes, le sol pulvérulent est modélisé lors de cette expérimentation par un empilement de petits rouleaux cylindriques en PVC (diamètres : 1,2 mm, 2 mm, 3 mm répartis à poids égal) (Schneebelli, 1957). L'angle de frottement interne du massif de petits rouleaux est ainsi compris entre 25 et 30°, la cohésion entre rouleaux est nulle. Le pipeline est, pour sa part, modélisé à l'aide d'un cylindre d'acier rigide de longueur 0,08 m, de diamètre 0,11 m ou 0,17 m.

Le déplacement latéral du modèle de pipeline sur le massif de petits rouleaux conduit très rapidement à l'apparition d'une zone de grandes déformations située au-devant du pipeline (zone ABC de la figure 20-1). Cette zone initiée à la base du cylindre d'acier, descend très légèrement dans le sol, puis remonte en surface de massif à une distance variable du modèle de pipeline. La longueur de refoulement AB observée en surface de massif croît dans un premier temps avec le déplacement latéral du cylindre d'acier. A partir d'un déplacement latéral supérieur au diamètre du cylindre, cette longueur AB se stabilise à une valeur de l'ordre de

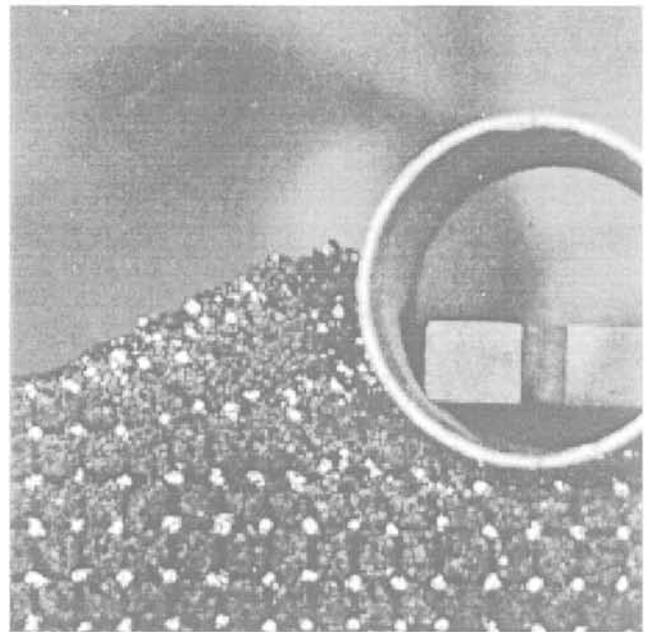


FIG. 21 Zone de grandes déformations observées sur matériau analogique. Large displacements zone visualised on analogical material.

1,5 diamètre de cylindre (notons que cette évolution est en accord avec les observations faites sur sable). A ce stade du déplacement, le modèle de pipeline ne pénètre plus dans le sol mais se déplace horizontalement. La ligne de rupture AC se translate alors à chaque instant latéralement d'une quantité quasi équivalente au déplacement latéral du pipeline (Fig. 20-2).

Au sein de la zone de grandes déformations, les particules de sol ont un mouvement à la fois latéral et ascendant, caractéristique d'un refoulement du matériau au-devant du pipeline (Fig. 21). En surface, ce refoulement débouche sur la formation d'un bourrelet de matériau dont la forme est proche de celle observée sur sable.

Compte tenu des observations précédentes, il semble qu'une partie de la résistance horizontale du sol développée face au déplacement latéral du pipeline puisse être interprétée comme une action passive du coin de sol situé au-devant du pipeline (résistance de type butée). Cette résistance croît lorsque la pénétration du pipeline et le volume du coin de sol en rupture au-devant du pipeline augmentent. Elle se stabilise dès lors que le pipeline atteint sa hauteur maximale d'enfoncement.

4.3.2

Essais sur pipelines moulés

Pour quantifier la part de résistance passive dans l'action résistante du sol sur le pipeline, des essais sur pipelines moulés ont été réalisés (essais de type 2c). Ces essais menés sur sable consistent à positionner dans un premier temps (lors du remplissage de la cuve) le tronçon de pipeline testé à une profondeur d'enfoncement donnée et variable suivant les essais. Dans un second temps, ce tronçon de pipeline est déplacé latéralement depuis sa position de moulage initiale sur une distance de 1 à 2 diamètres; la résistance exercée par le sol sur le

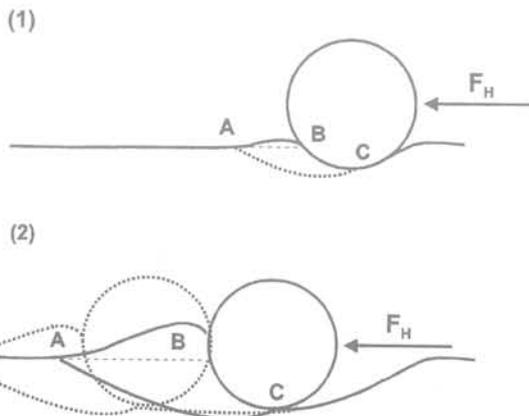


FIG. 20 Schémas de rupture au-devant du pipeline lors d'un grand déplacement latéral. Mechanism of the sand rupture at the front of the pipe during a large displacement on the side.

pipeline et sa position d'enfoncement lors de ce déplacement sont enregistrées.

Les profils de résistance et de pénétration observés lors de ces essais sont présentés à la figure 22. Tant sur sable dense que sur sable lâche, les profils de résistance horizontale du sol observés après moulage du pipeline sont de la forme de ceux observés après enfoncement sous poids propre. Ils présentent une croissance rapide de la résistance horizontale (celle-ci est d'autant plus rapide que la profondeur de moulage initiale du pipeline est grande), puis une tendance à la stabilisation. Les profils de pénétration observés dans le même temps montrent que la capacité de pénétration du pipeline lors de son déplacement latéral décroît lorsque la profondeur initiale de moulage augmente. Cette tendance s'explique par l'accroissement de la rigidité du massif avec la profondeur d'enfoncement.

La figure 23 donne les valeurs de résistances horizontales limites mesurées lors des essais sur pipeline moulés en fonction de la valeur d'enfoncement observée au moment de l'obtention de RHL. Pour les deux tronçons de pipeline testés, la résistance horizontale limite du sol croît de façon très marquée avec la profondeur d'enfoncement du pipeline. Au vu des essais réalisés sur le pipeline n° 1, il apparaît par ailleurs que le rôle joué par la densité du massif sur la valeur de résistance horizontale limite est secondaire par rapport à l'influence que peut avoir sur cette même valeur la hauteur d'enfoncement de l'oléoduc.

Les essais sur pipelines moulés ont par ailleurs servi à quantifier la part de résistance générée par le bourrelet de matériau refoulé au-devant du pipeline. Ainsi, pour certains de ces essais, un retrait en continu du volume de matériau situé au-dessus de la surface libre du massif a été réalisé à partir d'un certain déplacement latéral du pipeline (Fig. 22).

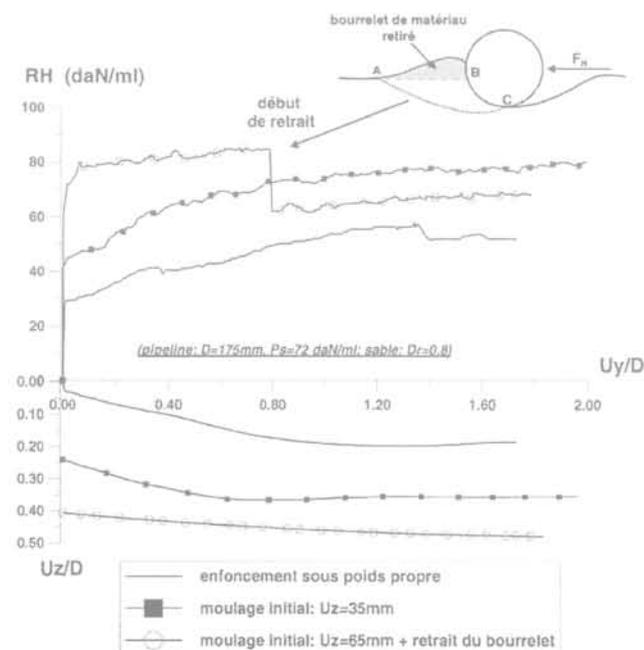


FIG. 22 Profils de résistance horizontale du sol et de pénétration du pipeline mesurés après moulage.
Post casting horizontal resistance profiles and pipeline penetration.

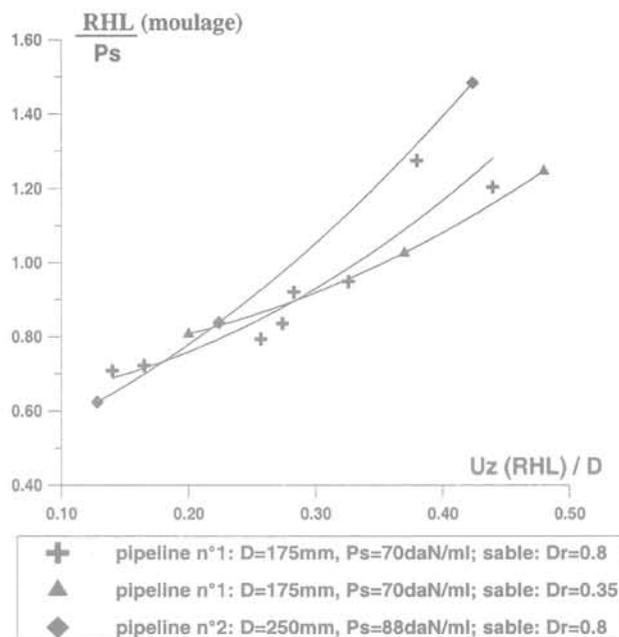


FIG. 23 Quantification de l'influence de la hauteur d'enfoncement sur la résistance horizontale du sol, à partir d'essais sur pipelines moulés.
Influence of the burying depth on sand horizontal resistance. Tests on moulded pipelines.

Tant sur sable dense que sur sable lâche, il apparaît que le retrait du matériau refoulé en surface de massif génère une réduction de la résistance horizontale limite comprise entre 10 et 30 % de sa valeur avant retrait. Ces résultats montrent que la présence d'une quantité de matériau refoulé en surface de massif ne doit pas être négligée dans toute méthode de calcul de la résistance horizontale du sol. Il convient toutefois de s'assurer que ce volume de matériau observé lors des essais en cuve n'est pas le résultat d'une limitation du banc expérimental, en particulier lié à l'absence de transport sédimentaire autour du pipeline. La présence de ce bourrelet de matériau doit par conséquent être vérifiée sur site.

5

Formulation analytique de la résistance horizontale du sol

5.1

Principe de la formulation analytique

Compte tenu des résultats précédents, une formulation analytique de la valeur de résistance horizontale limite est proposée dans le cas de pipelines posés sur sable. Cette formulation est basée sur une décomposition de RHL en un terme de frottement (R_F) et d'un terme de butée (R_{BH}) telle que :

$$RHL = R_F + R_{BH} \quad (2)$$

Le terme de frottement (R_F) est fonction du poids déjaugé du pipeline (P_S), éventuellement diminué de l'effort de lift, et d'un coefficient de frottement sol-pipeline (μ) pris égal à 0,5 pour nos essais sur sable.

Validation de la formulation analytique

Le terme de butée (R_{BH}) est calculé à l'aide du schéma de la figure 24. Ce schéma suppose que l'action passive du sol sur le pipeline est sensiblement égale à l'action que le sol exercerait sur un écran de butée rectiligne [AB] dont l'origine A serait le point de contact entre le sol et le pipeline à la côte verticale de la surface initiale du massif, l'extrémité B serait un point situé à la côte de la base du pipeline, la direction de l'écran [AB] serait la direction de la tangente à la surface du pipeline passant par A. Le choix de cet écran (orientation et longueur) est le résultat déduit d'une étude itérative menée par Branque (1998). La présence d'un bourrelet de matériau refoulé en surface de massif est par ailleurs traduite par l'action d'une surcharge en surface. Compte tenu des observations faites lors des essais 3S, la hauteur moyenne du bourrelet est prise égale à la demi-hauteur d'enfoncement du pipeline, le poids volumique déjaugé du bourrelet est pris égal au poids volumique déjaugé initial du sol.

La formulation analytique de la résistance horizontale limite proposée est donc :

$$RHL = \mu(P_s - F_v) + \left(\frac{1}{2} k_p \gamma' L^2 + k_p \gamma' \frac{U_{z_{RHL}}}{2} L \right) \cos(\lambda + \delta) \quad (3)$$

dans cette formulation :

$\mu(P_s - F_v)$ représente le terme de résistance horizontale dû au frottement ;

$\frac{1}{2} k_p \gamma' L^2 \cos(\lambda + \delta)$, la projection sur l'horizontale du terme de butée dû aux parois de la tranchée d'ensaulement ;

$k_p \gamma' \frac{U_{z_{RHL}}}{2} L \cos(\lambda + \delta)$, la projection sur l'horizontale du terme de butée dû à la présence du bourrelet.

On définit par ailleurs :

$U_{z_{RHL}}$: hauteur d'enfoncement du pipeline au moment de l'obtention de RHL ;

γ' , poids déjaugé initial du sol ;

k_p , coefficient de butée (au sens de Caquot et Kerisel) tel que $k_p = f(\lambda, \delta, \varphi, \beta = 0)$;

λ , l'inclinaison de l'écran de butée au moment de l'obtention de RHL ;

δ , obliquité des contraintes sur l'écran de butée (δ a été pris égal à $-\varphi/2$ pour nos essais).

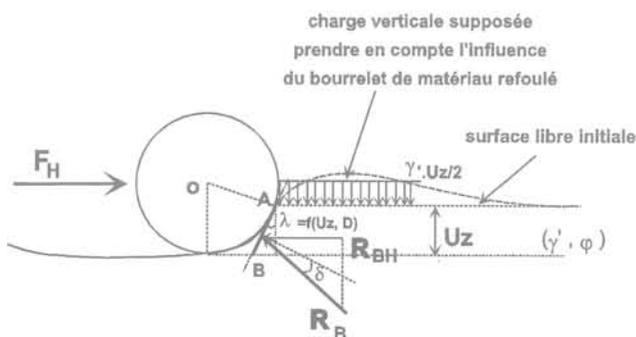


FIG. 24 Schéma de calcul de la résistance horizontale limite du sol.

Graphic overview of the method suggested by Branque *et al.* (1998) to determine the sand horizontal limit resistance

La figure 25 compare les valeurs de résistance horizontale limite données par la formulation analytique précédente aux valeurs de résistance horizontale limite mesurées expérimentalement. Cette figure qui regroupe des essais à poids et diamètres variables, densités variables et hauteurs d'enfoncement initial variables (Tableau II), montre une bonne correspondance entre valeurs expérimentales et valeurs analytiques.

Notons par ailleurs que les valeurs de résistance déduites de l'expression analytique

$$k_p \gamma' \frac{U_{z_{RHL}}}{2} L \cos(\lambda + \delta)$$

sont en adéquation avec les parts de résistance horizontale mesurées expérimentalement et imputées à l'action résistante du bourrelet (10 à 30 % de RHL).

Notons enfin que lors de la validation ci dessus, les hauteurs d'enfoncement du pipeline ($U_{z_{RHL}}$) introduites dans la formulation analytique (3) sont celles mesurées expérimentalement. Dans le cas général, la détermination analytique de la résistance horizontale du sol se ramène donc à un problème implicite de détermination de la hauteur d'enfoncement du pipeline (Branque, 1998).

Conclusion

L'étude expérimentale de l'interaction sol-pipeline présentée dans cet article concerne les pipelines flexibles de petits diamètres ($D < 0,3$ m), placés en position non recouverte sur les fonds marins et soumis à l'action hydrodynamique de la houle et des courants. L'ensemble des essais visant à la compréhension et à la quantification du comportement d'interaction sol-pipeline a été réalisé en laboratoire sur un dispositif expérimental de grandes dimensions (modèle physique d'échelle 1) spécialement conçu pour l'étude.

Ces essais ont d'une part confirmé certaines observations faites lors de projets internationaux antérieurs consacrés à l'étude de la stabilité de pipelines rigides de gros diamètres ($D \geq 0,5$ m). Ils ont par ailleurs mis en évidence de nouvelles propriétés de l'interaction sol-pipeline.

Ainsi, il a été confirmé que tout chargement horizontal cyclique du pipeline, représentatif de l'action de la houle et des courants sur l'oléoduc, tendait à favoriser la pénétration de ce dernier au sein du sol porteur sableux. Cette pénétration de l'oléoduc est essentiellement le résultat d'un processus de transport solide au-devant du pipeline en mouvement. Cette pénétration est par ailleurs accentuée lorsque les paramètres du problème (amplitude des cycles de déplacement latéral, poids et diamètre du pipeline, densité du matériau) sont favorables à la contractance du matériau porteur.

Outre la pénétration du pipeline, les essais ont montré que l'action cyclique des efforts hydrodynamiques sur le pipeline pouvait dans certains cas générer un écoulement du matériau porteur. Cet écoulement cyclique se traduit par l'accroissement de la résistance

TABLEAU III

Caractéristiques des essais utilisés dans la validation du modèle analytique de prévision de RHL.
 Tests characteristics used to validate the analytical model of the LHR calculation.

Pipeline				Sol	RHL expérimentale (daN/ml)	RHL analytique (daN/ml)
D (mm)	Ps (daN/ml)	Mise en place	$U_{z_{RHL}}$ (mm)	Dr		
175	70,6	SPP*	24	0,8	49	47
175	70,6	SPP	29	0,8	51	49
175	70,6	SPP	26	0,8	50	48
175	70,6	SPP	34	0,8	51	54
175	70,6	SPP	35	0,35	57	52
175	132,6	SPP	45	0,8	100	91
175	206	SPP	68	0,8	149	142
200	58	SPP	21	0,8	42	38
200	58	SPP	32	0,35	52	45
200	88,2	SPP	32	0,8	80	66
250	88,2	SPP	32	0,8	55	64
250	88,2	SPP	33	0,8	55	65
250	176,5	SPP	45	0,8	92	121
250	245	SPP	52	0,8	135	162
175	70,6	Moulé 10 mm	48	0,8	59	63
175	70,6	Moulé 30 mm	45	0,8	56	61
175	70,6	Moulé 40 mm	50	0,8	65	64
175	70,6	Moulé 50 mm	57	0,8	67	68
175	70,6	Moulé 60 mm	66	0,8	90	73
175	70,6	Moulé 70 mm	77	0,8	85	78
175	70,6	Moulé 35 mm	35	0,35	73	68
175	70,6	Moulé 65 mm	65	0,35	88	76
250	88,2	Moulé 50 mm	56	0,8	74	87
250	88,2	Moulé 100 mm	106	0,8	131	129
250	34,6	Avec lift	26	0,8	36	32
250	40,6	Avec lift	29	0,8	41	38
250	70,6	Avec lift	35	0,8	54	59
250	35,6	Avec lift	33	0,35	36	36
250	41,5	Avec lift	34	0,35	39	41
250	70,6	Avec lift	42	0,35	57	62

* Sous poids propre.

mécanique d'une couche de sol peu épaisse, située au voisinage des parois externes du pipeline.

Les expériences ont également montré que l'action cyclique du pipeline sur le sol pouvait engendrer des surpressions d'eau au sein du massif porteur. Dans le cas du sable Hostun RF, ces surpressions sont locales

et ne présentent pas d'accumulation. Du fait des faibles contraintes effectives en surface de massif, la présence de zones ponctuelles de liquéfaction est toutefois envisageable. Ce phénomène de liquéfaction pourrait être plus général dans le cas de matériaux à plus faible perméabilité. Dans une telle situation, il conviendrait alors

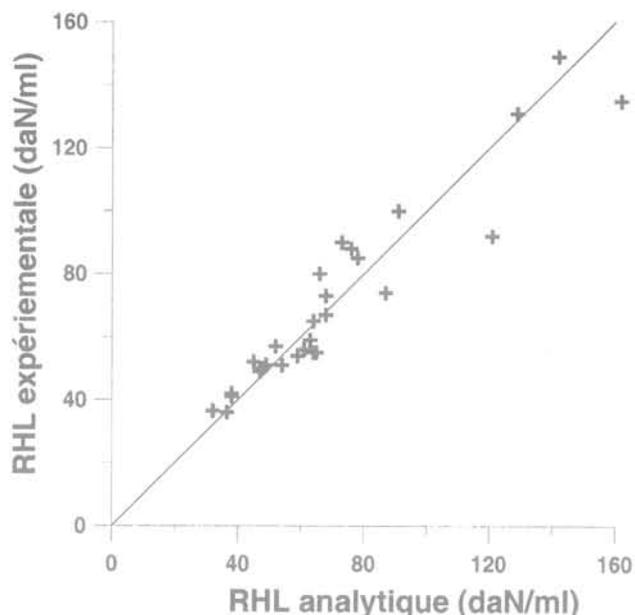


FIG. 25 Comparaison entre résistances horizontales limites analytiques et résistances horizontales limites expérimentales.
Comparison between analytical and experimental limits of the horizontal resistance.

de reconsidérer la résistance mécanique du sol ainsi que le potentiel d'érosion (transport sédimentaire) autour du pipeline.

La résistance horizontale mobilisée par le sol face à un déplacement latéral du pipeline est une grandeur essentielle du calcul de stabilité des pipelines. Les essais sur sable ont confirmé la forte dépendance de cette résistance horizontale du sol vis-à-vis de la hauteur d'enfoncement du pipeline. La gamme variée d'essais réalisés a permis de quantifier cette influence, elle a également permis de souligner les limites du modèle conventionnel qui considère une interaction sol-pipeline régie par une loi de frottement de type Coulomb.

Les mesures, couplées à des observations sur matériau analogique, ont permis de proposer un schéma de calcul de la résistance horizontale du sol. Ce schéma suppose une décomposition de la résistance horizontale du sol en une somme de deux résistances, l'une due aux frottements entre le sol et le pipeline, l'autre induite par l'action de butée passive du coin de sol situé au-devant du pipeline.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la société COFLEXIP représentée par M. E. Khodeissi pour son soutien financier et l'intérêt porté à cette étude. Ils remercient également MM. H. Dendani et S. Po du bureau d'études GEODIA.

Bibliographie

- Branque D. (1998) – *Étude de l'auto-ensoufflement des pipelines flexibles soumis à la houle et aux courants marins*. Thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Grenoble.
- Brennodden H., Sveggren O., Wagner D.A., Murff J.D. (1986) – « Full-scale pipe-soil interaction tests ». *Proceeding of 18th Offshore Technology Conference*, OTC 5338, Houston, Texas.
- Brennodden H., Lieng J.T., Sotberg T., Verley R.L.P. (1989) – « An energy-based pipe-soil interaction model ». *Proceeding of 21st Offshore Technology Conference*, OTC 6057, Houston, Texas.
- Caquot A., Kerisel J., Absi E. – *Tables de butée et de poussée*, Gauthier-Villars.
- Flavigny E., Desrues J., Palayer B. (1990) – « Note technique – le sable Hostun fin RF ». *Revue française de géotechnique*, n° 53, p. 67-70.
- Fyfe A.J., Myrhaug D., Reed K. (1987) – « Hydrodynamic forces on seabed pipelines; large-scale laboratory experiments ». *Proceeding of 19th Offshore Technology Conference*, OTC 5369, Houston, Texas.
- Jacobsen V., Bryndum M.B., Bonde C. (1989) – « Fluid loads on pipelines: sheltered or sliding ». *Proceeding of 21st Offshore Technology Conference*, OTC 6056, Houston, Texas.
- Lambrakos K.F. (1985) – « Marine pipeline soil friction coefficient from in-situ testing ». *Ocean Engineering*, vol. 12, n° 2, p. 131-150.
- Lambrakos K.F., Chao J.C., Beckmann H., Brannon H.R. (1987) – « Wake model of hydrodynamic forces on pipelines ». *Ocean Engineering*, vol. 14, n° 2, p. 117-136.
- Lyons C.G. (1973) – « Soil resistance to lateral sliding of marine pipelines ». *Proceeding of 5th Offshore Technology Conference*, OTC 1876, Houston, Texas.
- Morris D.V., Webb R.E., Dunlap W.A. (1988) – « Self-burial of laterally loaded offshore pipelines in weak sediments ». *Proceeding of 20th Offshore Technology Conference*, OTC 5855, Houston, Texas.
- Palmer A.C., Kenny J.P., Perera M.R., Reece A.R. (1979) – « Design and operation of an underwater pipeline trenching plough ». *Geotechnique* 29, n° 3, p. 305-322.
- Palmer A.C., Steinfeld J.S., Jacobsen V. (1988) – « Lateral resistance of marine pipelines on sand ». *Proceeding of 20th Offshore Technology Conference*, OTC 5853, Houston, Texas.
- Puech A., Meunier J. (1977) – *Problèmes géotechniques posés par la mise en place et la stabilité des pipelines*. Rapport IFP n° 25 558.
- Schneebeli G. (1957) – « Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à deux dimensions ». *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, vol. 2, p. 228-232.
- Veritec (1988) – *Recommended practice E 305 On-bottom stability design of submarine pipelines*. Veritas Offshore Technology and Service.
- Wagner D.A., Murff J.D., Brennodden H. (1987) – « Pipe-soil interaction model ». *Proceeding of 19th Offshore Technology Conference*, OTC 5504, Houston, Texas.
- Wolfram W.R., Getz J.R., Verley R.L.P. (1987) – « PIPESTAB Project: Improved design basis for submarine pipeline stability ». *Proceeding of 19th Offshore Technology Conference*, OTC 5501, Houston, Texas.

N° 95-96 « Mouvements de versant »

L'article « Mesures géophysiques pour l'analyse des glissements de terrain » est de Monsieur Thomas Lebourg (auteur principal) et de Michel Frappa, ainsi que mentionné dans le sommaire.

ERRATUM

Thèses (2000-2001)

Interaction sol-structure lors d'opérations de microtunnelage

ANNABELLE PHELIPOT

appartement 309, 2 bis, rue Marcel-Sembat, 44600 Saint-Nazaire
(annabelle.phelipot@libertysurf.fr)

*Thèse soutenue le 15 décembre 2000,
sous la direction de Richard Kastner
à l'INSA de Lyon, URGC Géotechnique
bât. JC Coulomb, 20, avenue A.-Einstein, 69621 Villeurbanne Cedex
(Richard.Kastner@insa-lyon.fr)*

Ce travail s'inscrit dans le cadre du Projet national de recherche français « Microtunnels ». Le microtunnelage est une technique de pose de canalisations sans tranchée. Elle consiste à foncer la canalisation à l'arrière d'un microtunnelier ayant les fonctions d'excavation, de marinage et de guidage. Cette méthode récente, permettant de réduire les nuisances liées à la pose des réseaux en tranchée, se développe principalement dans le cadre du génie civil urbain.

Cette étude essentiellement expérimentale concerne les problèmes liés au frottement à l'interface sol-canalisation, à la stabilité du front de taille, et enfin aux mouvements induits au sein du massif de sol traversé.

Une première phase d'observations de terrain, basée sur le suivi complet de chantiers de microtunnelage dans des conditions de sol diverses, comportait la caractérisation des terrains traversés ainsi que l'enregistrement des principaux paramètres de fonçage et de pilo-

tage. L'interprétation de ces données a permis de mettre en évidence l'incidence de la nature des terrains, de la surcoupe, de la lubrification et des problèmes de guidage sur les frottements mobilisés, sans permettre toutefois de toujours faire la part de chacun de ces paramètres. Les problèmes de stabilité du front et leur incidence sur les mouvements du sol ont pu également être observés et analysés.

A partir de ces résultats, une étude complémentaire, dans des conditions bien contrôlées, a été entreprise dans une chambre de calibration adaptée à la modélisation du fonçage de canalisations. Les essais réalisés ont permis de cerner plus précisément l'incidence de la surcoupe et de l'injection de lubrifiant sur les frottements mobilisés et sur les mouvements engendrés dans le massif. L'incidence de la surcoupe a été modélisée à l'aide de simulations numériques bidimensionnelles en vue de l'extension aux conditions *in situ*.

Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels

FRÉDÉRIC BULTEL

Scetauroute DTTS, Les Pléiades n° 35, Park Nord Annecy, 74373 Pringy Cedex
(f.bultel@scetauroute.fr)

*Thèse soutenue le 26 janvier 2001,
sous la direction d'Eric Leca
à l'École nationale des ponts et chaussées
(réalisée dans le cadre d'un contrat CIFRE
avec la Société Scetauroute et le Laboratoire central des ponts et chaussées)*

Au cours des dernières décennies, les retours d'expérience de tunnels ont mis en évidence de nombreux dommages causés par le phénomène de gonflement. Ce phénomène, qui concerne des formations variées très répandues dans les ères géologiques (terrains argileux ou anhydrite), est susceptible d'affecter un certain nombre de tunnels futurs. Cette thèse envisage de mettre au point une méthodologie de calcul des revêtements de tunnels en terrain gonflant.

En s'inspirant des retours d'expérience et des méthodes existantes, une loi de comportement élastoplastique a été établie pour simuler le développement de gonflement apparaissant dans le massif du fait d'un changement d'état de contraintes et d'une arrivée d'eau. La loi de gonflement supposée élastique et tridimensionnelle relie le logarithme de la contrainte à la déformation, en tenant compte d'une éventuelle anisotropie de gonflement associée à la stratification du terrain.

Après avoir été implanté dans le code par éléments finis CESAR-LCPC, ce modèle de gonflement a été validé à deux niveaux : d'une

part, sur un échantillon de matériau gonflant soumis à un essai de gonflement et, d'autre part, sur un ouvrage instrumenté directement concerné par le phénomène de gonflement.

Des essais de gonflement spécifiques permettent d'identifier les différents paramètres de gonflement. Les tentatives de calage de la loi de gonflement ont donné des résultats satisfaisants sur plusieurs matériaux gonflants différents.

La modélisation numérique du tube Nord du tunnel de Chamoise pour lequel les mesures *in situ* ont mis en évidence le développement du gonflement des marnes sous le radier, a montré une meilleure concordance du modèle de gonflement avec les mesures *in situ* que les calculs classiques ; en particulier, on a pu retrouver une asymétrie marquée du comportement du radier et obtenir des déplacements dans le massif plus proches de la réalité.

Mots-clés : terrain gonflant, tunnel, modélisation numérique, caractérisation expérimentale, essai Huder-Amberg, retour d'expérience.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} octobre 2001.

Processus d'altération/érosion à l'interface océan/continent/atmosphère : aspects quantitatifs et semi-quantitatifs.

Exemple des falaises de l'Est du Canada (Gaspésie)

MARTIN DAIGNEAULT

Laboratoire de mécanique, université du Havre,
25, rue Philippe-Lebon, BP 540, 76058 Le Havre

Thèse soutenue le 26 juin 2001,
sous la direction de Bernard Guy et de Jean-Luc Bouchardon

La séquence littorale rocheuse de la partie sud de la côte Est du Canada, constituée par trois ensembles chronologiques (Taconien, Acadien et Carbonifère), a fait l'objet d'études de terrain et de laboratoire dans le but de déterminer les zones sensibles à l'érosion et leur retrait annuel. Afin de rendre compte de la sensibilité des différentes lithologies et d'estimer les pertes annuelles qui leur sont associées, les relevés de terrain, ont été effectués selon différents cycles saisonniers : ils sont comparés aux données antérieures disponibles et sont couplés à des études expérimentales (cryoclastie, haloclastie et humidification/séchage).

On peut alors mettre en évidence une dichotomie entre les processus provoquant des pertes selon un mode continu (sans variation notable sur une base annuelle : cryoclastie, haloclastie et humidification/séchage), et les processus induisant des pertes selon un mode discontinu (mouvements gravitaires et abrasion par les glaces). La mise en œuvre de ces différents processus en fonction du contexte structural et de la nature lithologique a également

été explorée. Par ailleurs, l'étude de terrain a mis en évidence la dominance de certains processus dans l'espace, et la saisonnalité dans leur contribution : l'équinoxe de printemps où les grandes marées coïncident avec l'action des glaces, de la mer, et du gel et l'équinoxe d'automne constituent en effet les périodes critiques de l'érosion du littoral.

Le développement d'un indice de vulnérabilité et sa représentation en diagramme permettent de rendre compte de l'intensité des divers processus d'érosion et de mettre en évidence les principaux facteurs en cause, selon les différents contextes géologiques. On a ainsi pu souligner la susceptibilité des séquences calcaires et des conglomérats aux processus liés au contexte structural, ou bien la fragilité des séquences gréseuses en fonction de la nature lithologique et des facteurs environnementaux.

L'ensemble des données est intégré dans une cartographie numérique (SIG).

Comportement et dimensionnement des fondations mixtes

SERGE BOREL

Laboratoire central des ponts et chaussées,
58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15
(tél. : +33 1 40 43 52 76 ; fax : +33 1 40 43 65 11 ; e-mail : serge.borel@lcp.fr)

Thèse de l'ENPC, soutenue le 4 juillet 2001,
sous la direction de Jean-Pierre Magnan

Cette recherche traite du comportement et du dimensionnement de la fondation mixte, association rigide d'une fondation superficielle et d'une fondation profonde, conçue et réalisée pour mobiliser simultanément les efforts de ces deux modes de fondations.

Dans la première partie, consacrée aux sollicitations verticales, on examine les principales étapes de l'essor des fondations mixtes, depuis les années 70 jusqu'à nos jours. On décrit leur comportement en s'appuyant sur les réalisations d'ouvrages réels, en France et à l'étranger, dans le domaine du bâtiment et dans celui des ouvrages d'art. On aborde les questions liées aux charges limites et aux tassements en comparant méthodes de calcul et comportement des ouvrages. On tire les enseignements d'un essai de chargement statique en vraie grandeur réalisé, dans le cadre de cette recherche, sur une fondation constituée d'une semelle et d'un pieu instrumenté battu dans l'argile des Flandres.

Dans la deuxième partie, on propose une méthode opérationnelle simple pour le calcul d'une fondation mixte soumise à une sollicitation horizontale. Cette méthode est appliquée à des essais sur groupes de pieux instrumentés, réalisés aux États-Unis au début des années 70, ainsi qu'au barrage de la Caserne, situé dans la baie du mont Saint-Michel, qui a fait l'objet d'essais de mise en charge.

Dans la troisième partie, on traite des fondations soumises à un moment de renversement. On analyse les résultats d'un essai de chargement statique en vraie grandeur réalisé, au cours de ce travail, sur une fondation d'écran antibruit, identique à celles de l'ouvrage définitif et constituée de deux micropieux instrumentés reliés par une semelle rigide. On aborde les questions posées par le dimensionnement, et en particulier le calcul des déplacements de la fondation qui sont dimensionnants pour ce type d'ouvrage.

Analyse géologique et mécanique de glissements de terrain dans des moraines des Pyrénées centrales et occidentales

Geological and mechanical analysis of landslides in moraines in Central and Western French Pyrénées

THOMAS LÉBOURG

CDGA, UFR des Sciences de la Terre et de la Mer,
Université Bordeaux I, avenue des Facultés, 33405 Talence

Thèse soutenue le 7 novembre 2001,
sous la direction de B. Clément (<http://atlas.cdga.u-bordeaux.fr>)

L'étude développée dans ce mémoire porte sur les instabilités des moraines de versants en secteur montagneux (vallée d'Aspe, Béarn et Verdun-sur-Ariège) qui sont des matériaux issus de l'érosion glaciaire. Les moraines, caractérisées par une forte hétérogénéité, sont relativement mal cartographiées et presque jamais étudiées en mécanique des sols, sinon ponctuellement. Le travail que l'on propose de développer se situe à la charnière entre la géologie, la géomorphologie et la mécanique des sols, et permet une analyse plus globale et plus fine des instabilités anciennes et nouvellement reconnues. Cette étude a permis de reconnaître et de quantifier de nombreux glissements de terrain, et ainsi de proposer des modèles numériques de stabilité utilisant les résultats de la prospection géophysique. L'analyse et la définition des caractéristiques physiques et mécaniques des moraines sont réalisées au travers de l'étude de la granulométrie, de la forme des grains en l'analyse d'image et de la reconnaissance des paramètres mécaniques. Les résultats de cette

analyse ont permis de montrer qu'il était possible de caractériser les moraines tout en intégrant l'hétérogénéité et l'effet d'échelle. De plus, il a été montré qu'il existait une constance d'une échelle à l'autre de certains paramètres de forme et des paramètres mécaniques. L'analyse statistique multidimensionnelle des paramètres a permis de mettre en évidence une forte corrélation entre l'indice d'allongement I_{NM} et l'angle de frottement interne effectif des moraines (ϕ'). Ceci a conduit à l'élaboration d'une loi expérimentale généralisée à l'ensemble des moraines de la vallée d'Aspe et de Verdun-sur-Ariège. L'étude des glissements de terrain dans les moraines a aussi été approchée par l'analyse cartographique des aléas et du risque.

Mots-clés : analyse d'images, hétérogénéité, glissements de terrain, modélisation, moraines, paramètres mécaniques, Pyrénées, risque.

Modélisation des transferts advectifs dans les étanchéités composites des centres de stockage de déchets

NATHALIE TOUZE-FOLTZ

Cemagref, groupement d'Antony, Parc de Tourvoie, BP 44,
92163 Antony Cedex
(nathalie.touze@cemagref.fr)

*Thèse de doctorat en Géologie de l'ingénieur soutenue le 12 novembre 2001,
sous la direction de Joël Billiotte, École des Mines de Paris (billiotte@cgi.ensmp.fr)*

Les géomembranes des étanchéités composites présentent fréquemment des défauts qui constituent des passages préférentiels d'écoulement pour les lixiviats. Plusieurs auteurs ont développé des modèles mathématiques et des équations empiriques pour interpréter les débits de fuite, générés par les transferts advectifs obtenus au laboratoire et les étendre aux conditions de terrain en régime permanent, pour une transmissivité d'interface uniforme, un sol et une interface saturés en eau.

La synthèse bibliographique réalisée permet de déterminer les limites de validité des modèles mathématiques et des équations empiriques existantes, pour une transmissivité d'interface uniforme.

Il s'avère que la transmissivité d'interface dans les étanchéités composites est non uniforme. Le travail de thèse a donc consisté à

étudier l'influence à travers différents outils de cette non-uniformité. Le développement de solutions analytiques basées sur les modèles mathématiques existants tout comme des expérimentations de laboratoire et de terrain ont permis de montrer l'influence de la prise en compte des non-uniformités de l'interface et du positionnement des défauts dans la géomembrane par rapport à celles-ci.

Toutes les observations réalisées montrent la nécessité pour progresser dans la connaissance des transferts advectifs de pouvoir disposer d'une cartographie précise de la transmissivité d'interface et des défauts dans la géomembrane, à l'échelle d'un site. Deux méthodes ont d'ailleurs été testées au cours de la thèse pour décrire les états de surface de géomembranes et d'un limon compacté.

Rôle de la minéralogie, de la texture et de la structure dans la déformation et la rupture des argilites de l'Est

HERVÉ WRIGHT

Spie Fondations, Parc Saint-Christophe,
10, avenue de l'entreprise,
95865 Cergy-Pontoise Cedex

*Thèse de doctorat en Géologie de l'ingénieur soutenue le 12 décembre 2001,
sous la direction de Jean-Michel Le Cleac'h, École des mines de Paris
(lecleach@cgi.ensmp.fr)*

Ce travail a porté sur l'étude au laboratoire d'échantillons d'argilites, prélevés dans la couche d'argilites du Callovo-Oxfordien de l'Est du Bassin de Paris au droit du site du laboratoire souterrain de recherches *in situ*. Ils ont été soumis à des sollicitations thermomécaniques en conditions humides à l'aide d'un dispositif expérimental appelé microcellule CGI permettant de faire une observation visuelle de leur texture et de leur structure au cours des essais. D'autres moyens expérimentaux ont aussi été utilisés : essais pétrophysiques, rayons X, microscope électronique à balayage...

L'ensemble des résultats permet de faire une distinction entre des échantillons prélevés à 445 m de profondeur, non loin du toit de la couche et des échantillons prélevés à 480 m de profondeur au

milieu de la couche. Les argilites sont litées, leur densité est de l'ordre de 2,4. Elles contiennent environ 23 % de carbonates, environ 1 % de pyrite au toit et 1 à 2 % au milieu. Les lames épaisses ont un comportement plutôt fragile. Celles du milieu sont plus déformables et sont plus sensibles à la température que celles du toit. L'initiation des fractures est liée aux hétérogénéités de la texture. L'altération des pyrites confère aux échantillons un comportement évolutif.

Un modèle numérique simple (FLAC) permet d'en préciser les aspects mécaniques. Ces résultats amènent à considérer que l'altération des pyrites doit être prise en compte comme une source supplémentaire d'endommagement susceptible de se développer dans le temps.

