

Sommaire

BIBLIOTHEQUE
HENRI VILLAT

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 73
4^e trimestre 1995

- Interprétation semi-automatique des enregistrements
des paramètres de forage (sondeuses hydrauliques) 3
M. BOURGET, M. RAT
-
- Étude théorique et expérimentale de l'équilibre
élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre 15
J. MONNET, T. CHEMAA
-
- Utilisation de l'essai pressiométrique pour la détermination
des propriétés mécaniques des sables obéissant au critère
de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée 27
I. SHAHROUR, A. KASDI, N. ABRIAK
-
- Simulation numérique 3D du frottement sol-inclusion
en chambre d'étalonnage par équations intégrales
aux frontières 35
M. BOULON, P. GARNICA, M. EISSAUTIER
-
- Calcul numérique des tunnels boulonnés par une méthode
d'homogénéisation 53
D. BERNAUD, P. DE BUHAN, S. MAGHOUS
-
- Une nouvelle méthode pour l'évaluation globale
des géomatériaux 49
B. TARDIEU, F. COUR, J. HUGONIN
-
- Le glissement du Friolin, en Savoie :
mesures par imagerie numérique 73
F. GIRAULT, B. GOGUEL, J.-P. ASTE

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE

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

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

Comité de Direction : **M. Londez, G. Vouillé, D. Pfefer** (Présidents des trois comités)

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

Revue trimestrielle

Abonnement 1995 (numéros 70 à 73) franco : 600 F

Prix au numéro franco : 173 F (valable également pour les numéros anciens)

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

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

49, rue de l'Université, 75007 Paris - Tél. : 49.54.72.72

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

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

N° d'imprimeur : 13342. Dépôt légal : décembre 1995

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1995

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

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

Interprétation semi-automatique des enregistrements des paramètres de forage (sondeuses hydrauliques en rotation)

M. BOURGET

*CDGA, Université
Bordeaux I,
avenue des Facultés,
33405 Talence Cedex*

M. RAT

*Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées,
58, boulevard Lefebvre,
75735 Paris Cedex 15*

Résumé

Une méthodologie semi-automatique d'interprétation des enregistrements en fonction de la profondeur des paramètres de forage est mise au point à partir de deux campagnes de sondages destructifs. Les foreuses utilisées sont hydrauliques et fonctionnent en rotation. Dans un premier temps, on rappelle que les paramètres sont liés aux circuits hydrauliques de fonctionnement des foreuses. Ainsi, la première étape de l'interprétation est de s'assurer de leur fiabilité, et ceci signifie aussi éliminer le bruit et les valeurs aberrantes. La méthode d'interprétation se compose ensuite d'une analyse en composantes principales des trois paramètres : vitesse d'avance (VA), pression sur l'outil (PO) et couple de rotation (CR) qui fait apparaître un paramètre composé spécifique à chaque campagne. Ce paramètre composé est alors découpé en zones statistiquement homogènes (à l'aide de l'entropie ou de l'algorithme de Fisher), en accord avec la géologie des milieux forés. On obtient ainsi, sous la forme de deux logs figurés, la caractérisation des milieux géologiques en terme de forabilité.

A semi-automatic interpretation of the recording versus depth of drilling parameters (hydraulic drilling machine, working in rotation)

Abstract

A semi-automatic methodology is built, based on the recording versus depth of drilling parameters of two drilling surveys. The drilling machines, working in rotation, are hydraulic. First, the authors underline that drilling parameters depend on the instrumentation of the hydraulic circuits of the drilling machine. Thus, interpretation requires the reliability of the parameters, noise elimination and absence of wrong values. The interpretation methodology begins with a principal component analysis of the three parameters rate of penetration (VA), weight on bit (PE) and torque (CR). A composed parameter is derived for each survey and is used to define (through an entropy approach or a Fisher algorithm) statistically homogeneous geological sub-domains along the drill. The net product of the interpretation is two lithologic logs providing the characterization of the geological drilled media in term of forability.

Introduction

L'apparition, il y a une vingtaine d'années des appareils enregistreurs des paramètres de forage a profondément modifié l'organisation des campagnes de reconnaissance ou l'organisation de certains chantiers. Tant que l'on ne disposait que de l'enregistrement de deux paramètres, généralement la vitesse de foration et la pression de fluide, l'interprétation ne pouvait être que relativement simple et se faisait manuellement. Maintenant, on dispose des enregistrements numériques d'un grand nombre de paramètres; il n'est plus possible de se contenter de ce type d'interprétation si l'on veut exploiter l'ensemble des données acquises, d'autant plus que l'expérience a montré qu'il pouvait conduire à des erreurs. Certaines entreprises de forage fournissent déjà des paramètres composés. Nous avons essayé d'améliorer cette démarche en utilisant les techniques d'analyse des données pour fournir, à partir des enregistrements, un découpage en zones homogènes des sondages. Pour cette recherche, nous avons utilisé les enregistrements de deux campagnes de reconnaissance, dans des sites géologiques très différents.

Présentation des données

Deux campagnes de sondages sont à notre disposition.

Campagne de Charron

La première a été organisée, sous forme expérimentale, spécialement pour constituer un jeu de données pour cette étude. Elle s'est déroulée à Charron en Charente-Maritime (commune de Bords) sur le déblai PK 21, situé sur le tracé de l'autoroute A 837 (Saintes-Rochefort). 34 forages ont été réalisés par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux avec la foreuse hydraulique Sédidril 750 fonctionnant en rotation.

L'implantation des sondages suit deux profils formant un T. Le premier, situé le long du tracé de l'autoroute, est constitué de 26 sondages espacés de 10 m et profonds de 12 m. Le deuxième, qui lui est perpendiculaire, est formé de 9 sondages espacés de 20 m et profonds de 15 m.

L'information géologique est constitué :

- du sondage carotté effectué pendant la campagne préliminaire par FONDASOL;
- des cartes géologiques du BRGM au 1/50 000 de Saint-Agnan et de Rochefort.

Les formations du Cénomanien supérieur et moyen qui ont servi à établir la carte géologique du BRGM ont été reconnues dans la commune de Bords. La comparaison avec le sondage carotté permet de déduire que les matériaux du déblai appartiennent à ces formations.

Les différentes formations présentes sont de haut en bas avec leurs épaisseurs moyennes :

- une couche de terre végétale en surface (0,5 m);
- un niveau de calcaire (4,85 m);

- un niveau de grès lumachellique (1,25 m);
- une formation sableuse (1,80 m);
- une formation constituée de marnes sableuse ou de calcaire argileux (1,50 m);
- un deuxième niveau calcaire (plus de 4 m).

Le premier niveau calcaire appartient aux formations du Cénomanien supérieur qui s'étendent jusqu'à la base du niveau argileux. Le deuxième niveau calcaire constitue le sommet du Cénomanien moyen. Cette partie du Cénomanien a été exploitée dans cette région comme matériau d'empierrement ou comme pierre de taille. On note d'ailleurs la présence, au pied du déblai, d'une carrière souterraine abandonnée.

Campagne de Joinville

La deuxième campagne considérée est celle qui s'est déroulée à Joinville-le-Pont (1992) pour l'évaluation d'une solution enterrée de l'autoroute A 86 par le Laboratoire Régional de l'Est Parisien. La foreuse utilisée est une foreuse hydraulique Mobil-drill BL50 fonctionnant en rotation.

Ce deuxième jeu de données, constitué de 34 forages espacés de 100 à 200 m dont la profondeur varie de 25 à 50 m, a été retenu en raison du nombre élevé de sondages carottés (17) qui ont été réalisés pendant la reconnaissance et qui nous permettent d'avoir une bonne connaissance géologique du site. Néanmoins, la géologie du site est très complexe et est loin de se caractériser par la régularité observée sur le site de Charron.

De façon simplifiée on peut distinguer :

- les alluvions modernes (2 à 8 m);
- les alluvions anciennes (3 à 7 m);
- les marnes et caillasses du Lutétien (0 à 9 m);
- les calcaires grossiers du Lutétien formés de bancs plus ou moins durs, d'épaisseur variable entre 20 cm et 5 m (l'épaisseur totale est d'environ 20 m);
- les sables du Soissonnais du Sparnacien (5 à 10 m);
- les fausses glaises du Sparnacien (1 à 3 m);
- les argiles plastiques du Sparnacien (0 à 3 m).

Principe de fonctionnement d'une foreuse

En négligeant les mouvements internes à l'outil comme la rotation des molettes dans le cas d'un tricône, on peut considérer que le mode de fonctionnement de l'outil de forage est à deux degrés de liberté, uniquement animé d'un mouvement de rotation horizontal et d'un mouvement de translation vertical.

L'action d'une foreuse peut être schématisée (Fig. 1) à partir de l'interaction entre l'outil et le milieu foré: elle dépend de l'amplitude du mouvement de translation **A** pendant un intervalle de temps **T**, de la force verticale **F** appliquée sur l'outil, de son couple de rotation **CR**, du mouvement de rotation **W**, de la surface de contact **S** entre l'outil et le milieu foré et du comportement du milieu foré face au forage que l'on peut globalement appeler **RF**.

L'objectif étant d'identifier des couches homogènes, il s'agit de déterminer **RF**.

L'amplitude **A** du mouvement vertical est fixée par le pas d'enregistrement en fonction de la profondeur

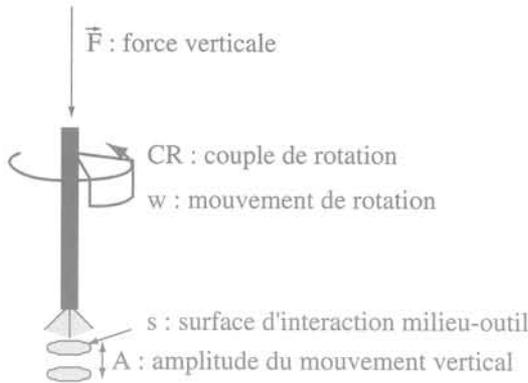


FIG. 1 Schéma simplifié du processus de forage.
Outline of the drilling process.

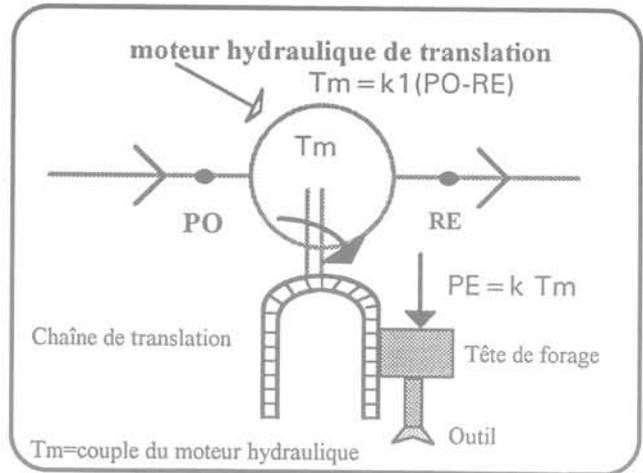


FIG. 2 Schéma de fonctionnement du circuit hydraulique du mouvement de translation de l'outil (foreuse Sédidrill 750).
Diagram of the hydraulic circuit working of the bit translation movement (the Sédidrill 750 machine).

qui est, en général, maintenue constante pendant une campagne. Le temps T est connu par l'intermédiaire de la vitesse d'avance VA . La surface S est fonction du diamètre, de la forme et du degré d'usure de l'outil. La force verticale F correspond à la pression PE exercée par la tête de forage et le train de tige. La vitesse de rotation du train de tige VR , permet de connaître le mouvement de rotation w .

2.4

Instrumentation des foreuses

Les deux foreuses qui ont été choisies sont hydrauliques et fonctionnent en rotation, car ce sont celles qui sont les plus faciles à instrumenter et qui, ainsi, paraissent les plus fiables pour l'enregistrement de paramètres. En effet, les circuits hydrauliques transmettent des contraintes qui sont linéairement liées à la pression d'huile du circuit. Dans le cas de circuits pneumatiques, la compressibilité de l'air rend difficile l'interprétation des mesures (la variation de volume d'air se fait aux dépens de sa pression). Nous ne considérons que le forage en rotation, l'enregistrement des paramètres de forage en percussion posent des problèmes différents. Les grandeurs couple de rotation, pression sur l'outil et retenue sont mesurées par l'intermédiaire des pressions d'huile dans les circuits hydrauliques correspondants. Néanmoins, les capteurs de pressions sont rarement étalonnés, et le fonctionnement des circuits hydrauliques est mal connu.

Prenons l'exemple du circuit hydraulique de translation de la foreuse Sédidrill 750 (Fig. 2).

La force verticale transmise à l'outil (PE) est proportionnelle au couple (T_m) du moteur hydraulique.

Par ailleurs, T_m est proportionnel à la différence entre les deux pressions en amont (PO) et en aval (RE) du moteur hydraulique.

Ainsi, la pression effectivement appliquée sur l'outil (PE) est proportionnelle à $PO-RE$.

Il est donc indispensable de connaître les deux pressions qui sont appelées pression sur l'outil (PO) et retenue (RE).

Des capteurs (hydrauliques ou mécaniques), doivent être correctement placés et choisis de façon à mesurer

fidèlement les grandeurs qui permettent de caractériser le fonctionnement de la foreuse.

Ces grandeurs sont :

- la profondeur Z ;
- la vitesse d'avance du forage VA ;
- la pression sur l'outil PO ;
- la retenue RE ;
- la vitesse de rotation du train de tige VR ;
- le couple de rotation exercé sur le train de tige CR ;
- la pression du fluide d'injection PI .

2.5

Exemple d'une diagraphie instantanée

Regardons maintenant un exemple d'enregistrement de paramètres de fonctionnement d'une foreuse en fonction de la profondeur : le forage 12 de la campagne de Charron (Fig. 3).

Le dispositif d'enregistrement de la vitesse de rotation n'a pas fonctionné correctement pendant cette campagne. Sur ce sondage, les valeurs délivrées par le capteur sont aberrantes. Sur les quelques forages où les valeurs sont correctes, on a pu constater que la vitesse de rotation est de 400 tours par minutes et varie peu. Il n'est donc pas indispensable de mesurer la vitesse de rotation si on est sûr que son réglage ne sera pas changé pendant la campagne (ou dans le cas contraire, il faut noter ses valeurs au moment du changement).

Le capteur de pression d'injection fait apparaître des valeurs quasiment nulles tout au long du sondage sauf à environ 9,7 m de profondeur, il est habituellement utilisé comme indice d'argilosité (phénomène de bourrage par l'argile au niveau de l'outil qui provoque une montée en pression) ou de cavité (chute de pression).

Le débit d'injection varie peu (entre 54 et 70 l/h), ces variations n'ont pas d'influence sur les valeurs de la pression d'injection, l'enregistrement de ce paramètre n'est donc pas essentiel.

Par la suite, nous n'utiliserons pas ces deux paramètres.

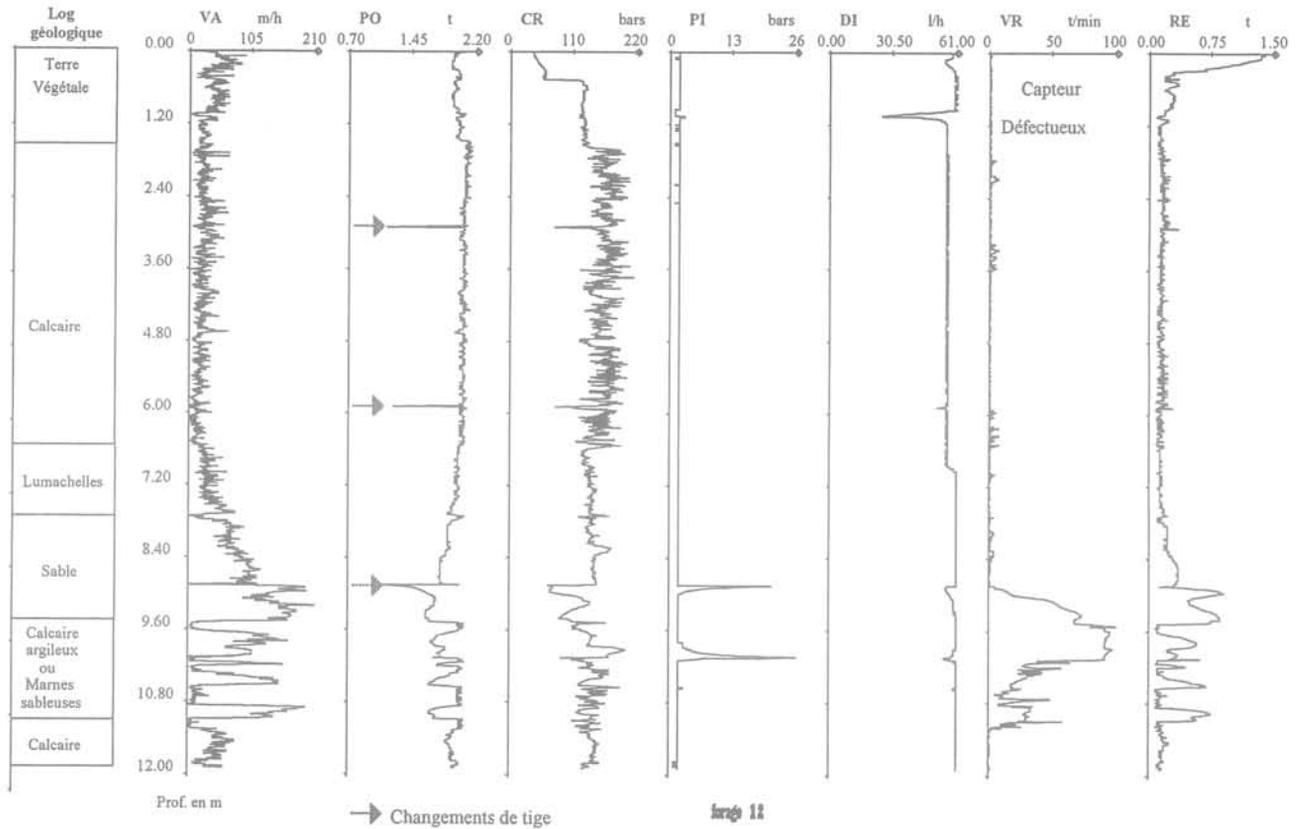


FIG. 3 Exemple d'enregistrement brut de paramètres de forage (avant filtrage et avec les valeurs aberrantes).
Example of a recording versus depth of drilling parameters (before filtering and with wrong values).

Les valeurs de la retenue vont de 0,1 à 1,4 tonnes (1 à 14 kN), celles de la pression sur l'outil de 1,8 à 2 tonnes (18 à 20 kN). On constate donc, d'une part que la retenue se caractérise par un domaine de variation plus grand que celui de la pression sur l'outil, et d'autre part, que les valeurs de RE ne sont pas toujours négligeables comparées à celles de PO. La pression qui est effectivement appliquée sur l'outil (PE) correspond à la force qui est transmise par l'intermédiaire du moteur hydraulique du circuit de translation. Elle vaut PO - RE. On voit donc que RE est loin d'avoir une influence négligeable et qu'elle doit être enregistrée.

La vitesse d'avance est le paramètre le plus variable: elle varie de 0 à 200 m/h (0 à 0,055 m/s).

Le couple de rotation, dont les valeurs présentées ici sont en fait celles du capteur de pression situé dans le circuit hydraulique de rotation, varie entre 20 et 200 bars (2 et 20 MPa), ce qui correspond à une variation de 85 à 850 kilogrammes/mètres (0,85 à 8,5 kNm) en utilisant la règle de conversion établie lors de l'étalonnage de la foreuse: couple réel en mkg = 4,25 x valeur du capteur correspondant en bars.

3

Traitement des enregistrements

Le traitement des enregistrements comprend deux étapes importantes: tout d'abord la régularisation des paramètres puis leurs découpages en zones homogènes.

3.1

Régularisation des paramètres

3.1.1

Élimination des valeurs aberrantes

La première étape consiste à éliminer les changements de tige et les enregistrements relatifs aux capteurs qui ont mal fonctionné (ici VR). Il est, en effet, indispensable de limiter l'influence des valeurs aberrantes car elles biaisent les caractéristiques statistiques des paramètres.

Les changements de tiges font apparaître des valeurs liées à la baisse (ou à la montée) en pression dans les circuits hydrauliques au moment d'un arrêt (ou d'une reprise) du forage. Les changements de tige sont plus ou moins visibles selon la foreuse hydraulique utilisée. Ici, les deux premiers sont nets et bien localisés, par contre, lors du troisième, la pression sur l'outil après le changement de tige n'est pas la même qu'avant: une discontinuité de valeurs apparaît.

La technique utilisée pour éliminer les valeurs aberrantes est de remplacer les valeurs après changement de tige par celles juste avant (sur une profondeur de 20 cm). Elle présente l'inconvénient de faire apparaître un palier. Si on veut masquer cet effet, les valeurs peuvent être remplacées par les réalisations d'une fonction aléatoire gaussienne ayant même moyenne et écart-type que l'enregistrement juste avant le changement de tige. La perte d'informations au cours des changements

de tiges est d'environ 20 cm. Si les tiges font 1 m, 20 % de l'information est perdue (7 % de perte pour les tiges de 3 m).

3.1.2

Filtrage du bruit

Les paramètres obtenus sont fortement bruités. En effet, la partie haute fréquence des enregistrements se comporte comme une fonction aléatoire pure. Elle présente toutes les caractéristiques d'un bruit et est à l'origine de l'aspect discontinu des enregistrements. Cette composante n'est pas porteuse d'informations sur les milieux traversés et perturbe les méthodes de traitement. Elle doit donc être éliminée par filtrage ou lissage. La source de ce bruit peut être liée à l'action des dents (qui est un processus discontinu), à la faible épaisseur du milieu ambiant impliqué dans le processus de forage (quelques millimètres), au pas d'échantillonnage (de l'ordre du centimètre), à l'action de la pompe d'injection (qui peut faire apparaître le phénomène de « langage »), aux vibrations produites par la foreuse...

Les transformées de Fourier de VA, PE et CR sont présentées sous la forme du diagramme du logarithme népérien du module normalisé par rapport au module maximal en fonction de la fréquence (Fig. 4). Cette représentation, habituellement utilisée pour déterminer les caractéristiques d'un filtre, présente l'avantage de permettre une bonne visualisation, sur le même gra-

phique, du comportement des hautes et des basses fréquences du signal étudié.

Le spectre des enregistrements peut être décomposé en quatre parties. La première se caractérise par une zone de fortes valeurs (de 0 à environ 2 m^{-1}), la deuxième par une forte décroissance (de 2 m^{-1} à environ 8 m^{-1}), la troisième par une décroissance plus faible (de 8 à environ 30 m^{-1}) et, enfin, les fréquences supérieures à 30 m^{-1} se caractérisent par la stabilisation autour d'une constante. Dans les trois cas, les spectres sont similaires à celui d'une fonction aléatoire pure pour des fréquences supérieures à la fréquence de coupure $F_c = 30 \text{ m}^{-1}$. C'est cette fréquence de coupure qui est retenue pour le filtrage. Elle est suffisante pour supprimer l'influence de la composante aléatoire qui bruite les paramètres de forage. Néanmoins, on pourrait filtrer une bande de fréquences plus large. En effet, une démarche possible est d'adapter la taille de la fenêtre de filtrage à la dimension de l'événement le plus petit que l'on veut pouvoir identifier. Ici, trois choix sont possibles : 50, 12,5 ou 3 cm. Si on choisit d'éliminer les événements (couches, fissures...) d'épaisseur inférieure à $e_c = 50 \text{ cm}$, il faut filtrer les fréquences supérieures à $F_c = 1/e_c = 2 \text{ m}^{-1}$.

Comme dans le domaine fréquentiel sur lequel la composante aléatoire devient prépondérante est comparable sur les différents paramètres de forage et comme les diverses causes qui peuvent créer ce bruit ne sont, en général, pas spécifiques à un seul paramètre de forage, ils sont tous filtrés de la même bande de fréquence.

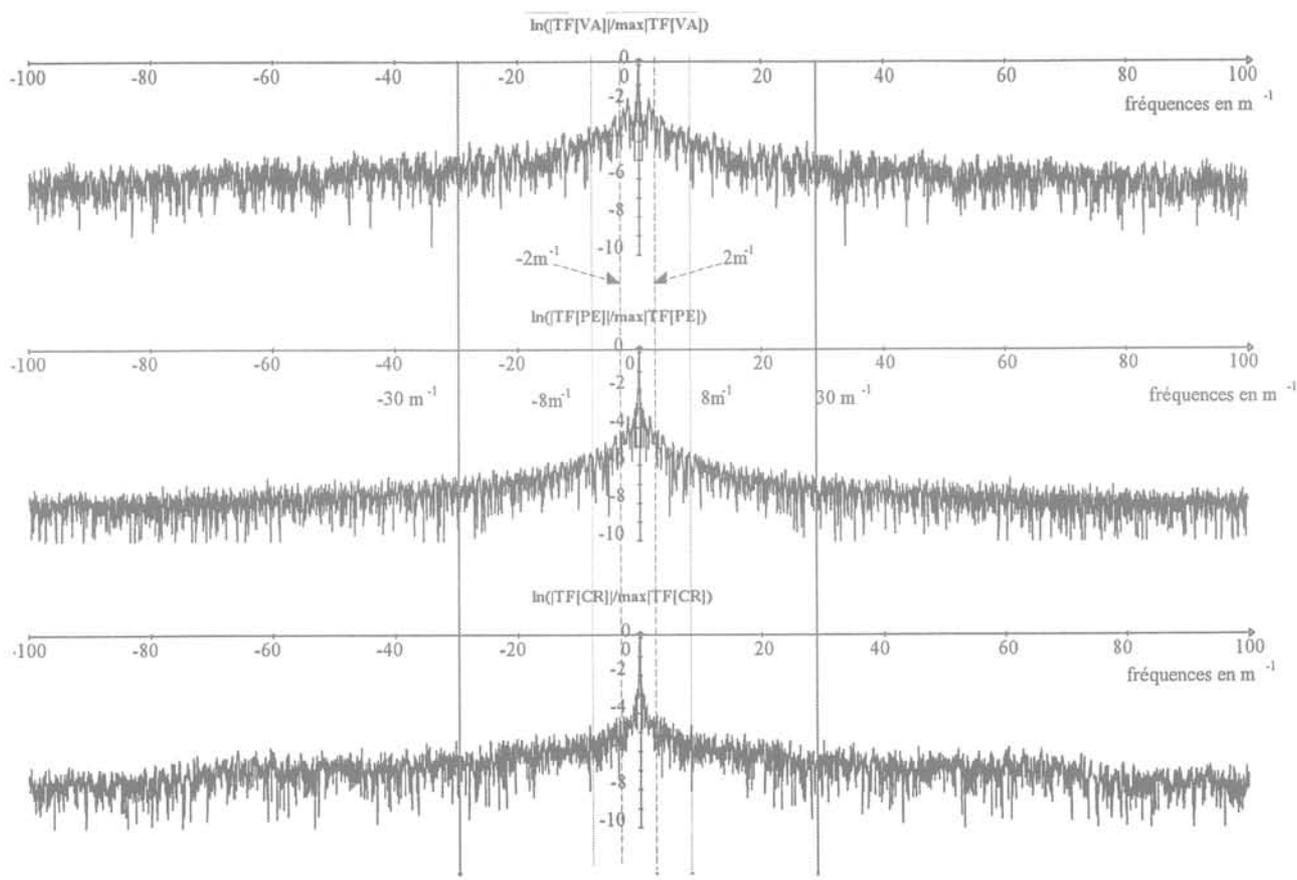


FIG. 4. Transformées de Fourier de VA, PE et CR : tracé du logarithme du module normalisé en fonction de la fréquence.

Fourier's transform of VA, PE, CR : logarithm of the normalized modulus versus frequencies.

Les enregistrements filtrés de fréquences supérieures à 30 m⁻¹ sont présentés figure 5.

3.2

Découpage d'un enregistrement en zones homogènes

Deux méthodes de découpage d'un paramètre en zones homogènes sont proposées : l'entropie et l'algorithme de Fisher.

3.2.1

L'entropie

L'entropie à la profondeur z de l'enregistrement en fonction de la profondeur du paramètre $X(z)$ (qui peut être VA, PO, CR...) est définie de la façon suivante :

$$H(X, z) = \int_{z_0}^z \left| \frac{dX(u)}{du} \right| du$$

où z_0 est une profondeur de référence qui est, par exemple, le début du forage ($z_0 = 0$).

L'entropie se comporte sur un signal aléatoire, stationnaire d'ordre 2, dérivable en moyenne quadratique et dont la densité du processus dérivé est symétrique par rapport à la valeur moyenne (qui est nulle), comme une courbe linéaire en moyenne dont les écarts par

rapport à la linéarité sont stationnaires d'ordre 2 (Bourget M., Crémoux F., 1993).

Les paramètres, une fois filtrés peuvent être étudiés avec l'entropie. Elle permet de faire apparaître les profondeurs successives qui présentent des valeurs de paramètres comparables et ainsi de les regrouper. L'entropie permet le découpage d'un paramètre en zones statistiquement homogènes : la limite entre deux zones se caractérise par une rupture de pente.

L'inconvénient de l'utilisation de l'entropie est qu'il n'y a pas de critère clairement établis pour différencier une hétérogénéité d'une limite entre deux zones. L'entropie est linéaire en moyenne, mais les écarts par rapport à la moyenne posent, dans certains cas, des problèmes d'interprétation : ils traduisent soit une limite de couche, soit une couche homogène au sens de moyenne et variance constantes mais avec une variabilité importante.

• Découpage du forage 12 par l'entropie

Les découpages présentés figure 5 sont faits à partir des enregistrements filtrés des fréquences entre 30 et 100 m⁻¹ et rééchantillonnés avec un pas de 1,5 cm. Le rééchantillonnage permet de diminuer de façon significative le nombre de points (ici de 2250 à 750 pour un paramètre). De plus, rappelons que le pas d'échantillonnage le mieux adapté est celui correspondant à la fréquence de Niquist qui est de 2 points pour la longueur d'onde minimale (ici 3,3 cm), il est donc inutile de conserver un pas d'échantillonnage de 5 millimètres après filtrage du contenu fréquentiel entre 30 et 100 m⁻¹.

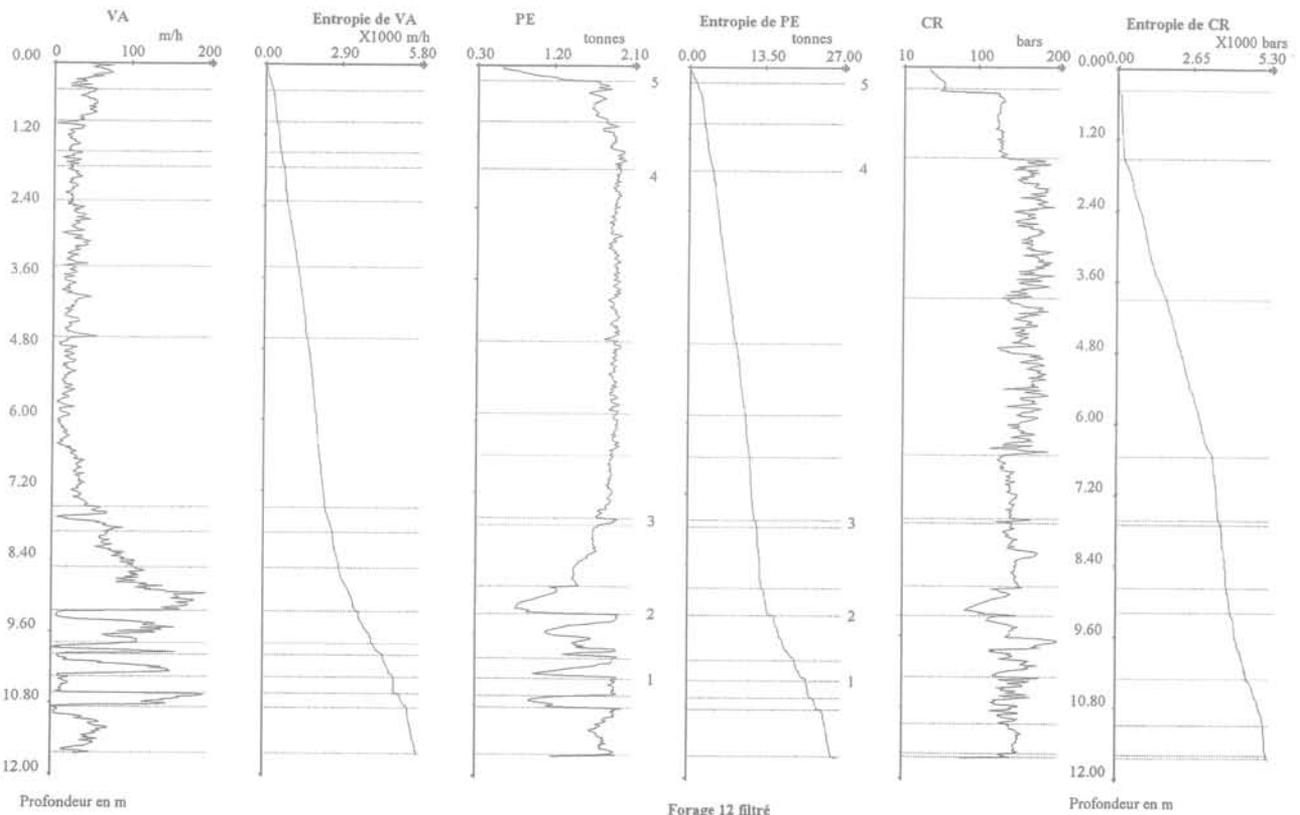


FIG. 5 Un découpage des paramètres avec l'entropie.

A classification of the parameters with the entropy approach.

Sur les découpages des trois paramètres, on remarque que quatre limites de zones communes correspondent à l'interface entre deux unités géologiques: le toit de la couche argileuse, le toit de la couche sableuse et le toit du calcaire supérieur. Seul le toit de la couche de calcaire inférieur est mal défini, mais cette limite semble être masquée par le comportement très variable de la zone argilo-sableuse. Le nombre des découpages est le plus dense au sein de cette zone à cause de sa structure même qui pourrait être considérée hétérogène. De même, la zone la moins variable pour les trois paramètres correspond à la couche calcaire supérieure et présente le nombre de découpages le plus faible. Elle apparaît, à l'échelle du forage, comme la plus homogène. On remarque que seul le couple permet de détecter le toit de la couche de lumachelles.

3.2.2

L'algorithme de Fisher

Le découpage des diagraphies instantanées en zones homogènes, en utilisant les méthodes d'ensemble (analyse discriminante par exemple), ne donne pas de bons résultats car les enregistrements sont trop agités: d'une couche géologique à l'autre, le recouvrement des valeurs est tel qu'elles ne peuvent être différenciées. La méthode statistique adaptée doit donc considérer l'organisation spatiale des valeurs. Parmi les méthodes statistiques de classement, l'algorithme de Fisher est le seul (avec celui de Ward qui en est très proche) qui tient compte de l'ordre des échantillons.

L'algorithme de Fisher regroupe les profondeurs en différentes zones en minimisant la variance des valeurs au sein de chaque zone (variance intra-zone); ce qui revient à maximiser la variance entre les zones (variance inter-zones). C'est un algorithme de classement de type descendant qui permet, pour un enregistrement composé de N valeurs, d'obtenir toutes les possibilités de regroupement des valeurs en une à N zones (une zone étant formée de profondeurs successives). Le nombre de zones qui permet le mieux de répartir les valeurs s'obtient en traçant la courbe de la variance intra-zone en fonction du nombre de zones. Il se traduit par une cassure sur cette courbe qui est liée à la convergence de la variance intra-zone vers son minimum (atteint pour N zones).

Le critère de découpage de cet algorithme étant la minimisation de la variance intra-zone, il n'est pas adapté pour traiter le cas des enregistrements contenant des zones de fortes et de faibles variances: le découpage se focalise sur les zones les plus agitées.

Néanmoins, cette technique a été retenue parce que deux couches homogènes se caractérisent en premier lieu par des moyennes différentes: la variance est une information de deuxième ordre par rapport à la moyenne. Une zone homogène dont la variabilité est importante peut être identifiée dans le cas où les valeurs oscillent de façon rapide autour de la moyenne. Par contre, quand elles présentent des pics isolés, on conclut à la présence d'hétérogénéité.

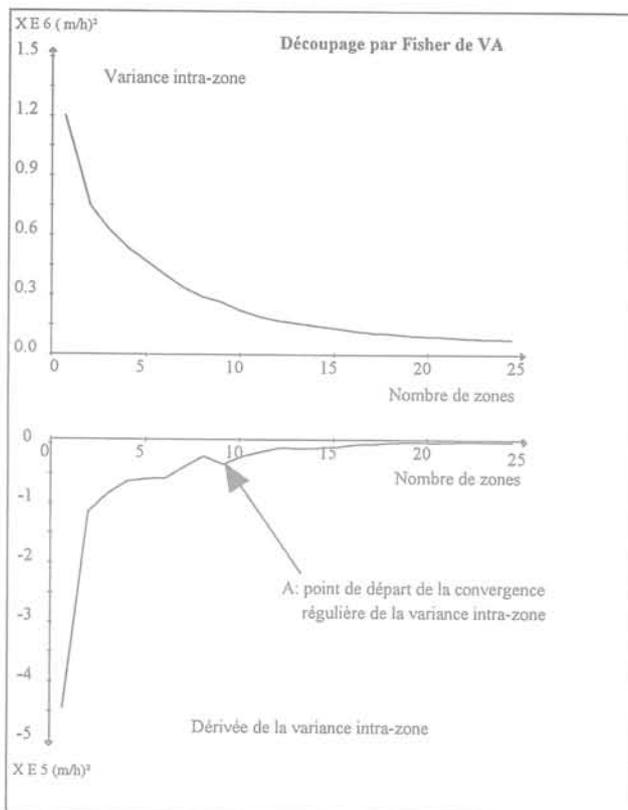


FIG. 6a

Évolution de la variance intra-zone en fonction du nombre de classes.

Evolution of the sub-zone variance versus the number of classes.

• Découpage du forage 12 avec l'algorithme de Fisher

Le découpage du forage 12 avec l'algorithme de Fisher est présenté figure 6b. L'algorithme de Fisher permet de déterminer le nombre optimal de zones (point A sur la figure 6a) qui correspond sur la courbe de variance intra-zone, en fonction du nombre de zones, au point de stabilisation de la convergence de cette variance vers la valeur nulle. Ce point apparaît souvent plus facilement sur la dérivée de cette courbe.

3.2.3

Comparaison des deux méthodes de découpage

Les difficultés qui apparaissent lors de la mise en œuvre de ces deux méthodes mettent en évidence que le découpage automatique des enregistrements demeure une perspective lointaine: le bon déroulement de ces deux méthodes fait pleinement appel à la perspicacité de l'opérateur.

Bien qu'en théorie l'algorithme de Fisher fonctionne avec un critère de découpage objectif, en pratique, son utilisation fait appel à une donnée subjective qui est la décision de reprendre certaines zones et d'y appliquer une seconde fois l'algorithme. En effet, les grandes uni-

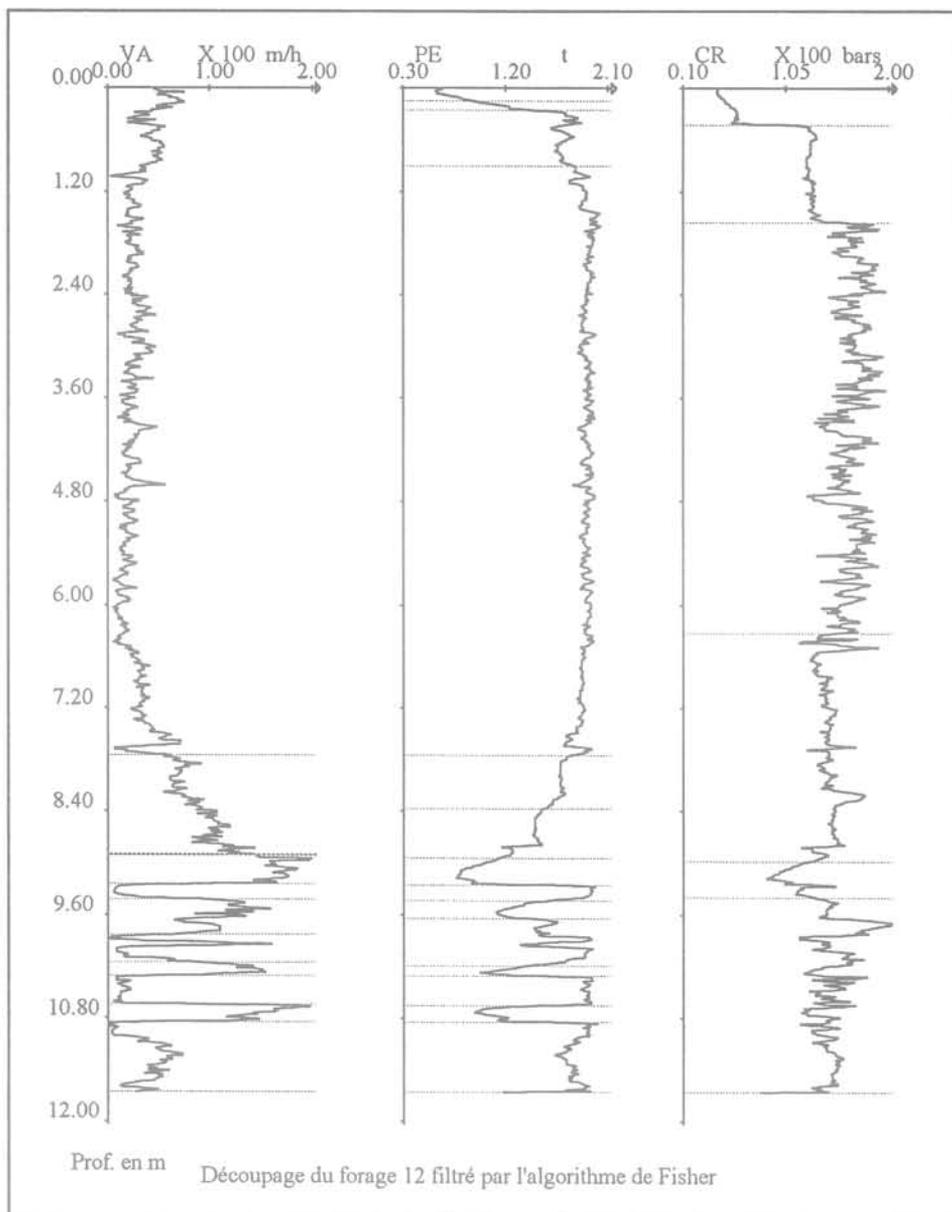


FIG. 6b Découpage obtenu en utilisant le nombre de classes donné par le point A (Fig. 6a).
Classification in sub-domains with the number of classes given by the point A (Fig. 6a).

tés géologiques ne sont pas toujours discernées lors de la première étape. Or, on peut difficilement considérer comme homogène une zone définie en partie dans une formation sableuse et en partie dans une formation calcaire. Ce problème est dû à la focalisation du découpage sur la zone qui présente une très forte variabilité (ici, la zone argilo-sableuse). C'est donc l'interpréteur qui, connaissant la nature géologique des milieux présents, doit faire le choix d'arrêter le découpage de la zone la plus variable qu'il sait être une zone d'hétérogénéité (zone argilo-sableuse) et de le relancer dans les zones moins variables.

Par comparaison, l'entropie semble plus efficace pour résoudre le problème posé par une zone de forte variabilité dans la mesure où les écarts par rapport à la linéarité de l'entropie peuvent encore être considérés

comme stationnaires d'ordre 2. Par contre, les variations de pentes les plus marquées ne correspondent pas toujours aux limites de couches géologiques : elles peuvent être dues à des hétérogénéités locales. La couche argilo-sableuse fait apparaître ce phénomène : les écarts par rapport à la linéarité de cette couche sont plus apparents que la rupture de pente à l'interface calcaire/sable.

4

Combinaison des paramètres

L'interprétation d'un forage en terme de caractérisation géotechnique des milieux traversés est difficile à faire à partir des logs constitués par chacun des

découpages des enregistrements de paramètres. En effet, comme il n'existe pas de relation directe entre un paramètre et une caractéristique géotechnique, on ne peut savoir lequel des découpages est le plus significatif.

De nombreux travaux ont été réalisés sur la corrélation entre les paramètres de forage et sur leur relation avec une caractéristique géotechnique. La thèse de H. Girard (1985) présente différentes relations qui ont été proposées. Il définit une grandeur appelée résistance au forage sous la forme :

$$RF = \frac{PE \times VR}{VA \times D} \quad (D: \text{diamètre de l'outil})$$

qui se corrèle bien avec la résistance à la compression simple dans le cas d'essais sur des plots en mortier. E. Detournay et D. Defourny (1992) proposent une interprétation du processus de forage en terme d'énergie spécifique du milieu définie par :

$$E = \frac{CR \times VA}{A \times VR}$$

et de résistance au forage :

$$RF = \frac{PE \times VR}{VA \times A} \quad (A: \text{surface de contact outil-milieu foré}).$$

La caractérisation du milieu se fait à partir du diagramme RF en fonction de E.

4.1

Analyse en composantes principales

En se basant sur les résultats proposés dans la littérature, la vitesse d'avance VA, la pression effective sur l'outil PE, la vitesse de rotation VR, le couple CR semblent permettre de caractériser le milieu foré à travers une variable s'exprimant sous la forme du produit de ces paramètres, chacun affecté d'un exposant. On a donc essayé de retrouver cette variable en utilisant une analyse en composante principale (ACP) non linéaire (c'est-à-dire à partir des logarithmes des paramètres).

La vitesse de rotation VR étant dans notre cas constante, l'analyse est faite à partir des trois enregistrements VA, PE (PO dans le cas de Joinville où la retenue n'a pas été enregistrée¹) et CR. L'analyse non linéaire est faite à partir des variables centrées réduites qui sont ici appelées LVA, LPE, LCR telles que :

$$LVA = \frac{\ln(VA) - E[\ln(VA)]}{\sigma[\ln(VA)]},$$

$$LPE = \frac{\ln(PE) - E[\ln(PE)]}{\sigma[\ln(PE)]},$$

$$LCR = \frac{\ln(CR) - E[\ln(CR)]}{\sigma[\ln(CR)]}$$

L'analyse fournit alors trois combinaisons linéaires de logs. La première composante principale correspond à la combinaison qui est la plus représentative (appelée LA) du comportement du logarithme des enregistrements. Elle peut s'écrire :

$$LA = a \times LVA + b \times LPE + c \times LCR.$$

Notre paramètre composé A est l'exponentielle de LA et s'exprime sous la forme

$$A = VA^\alpha \times PE^\beta \times CR^\gamma.$$

Les trois coefficients α , β , γ sont donc tels que :

$$\alpha = \frac{a}{\sigma[\ln(VA)]}, \quad \beta = \frac{b}{\sigma[\ln(PE)]}, \quad \gamma = \frac{c}{\sigma[\ln(VA)]}$$

où $\sigma(x)$ désigne l'écart type de x.

L'ACP non linéaire a été faite en considérant séparément chacun des trente forages de chaque campagne. Elle consiste à diagonaliser la matrice de corrélation entre LVA, LPE, LCR qui donne trois valeurs propres λ_i et trois vecteurs propres V_i . La représentativité de chaque variable est donnée par son pourcentage d'inertie I_i tel que :

$$I_i = \frac{\lambda_i}{\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3} \quad (i = 1, 2, 3),$$

et à la corrélation entre les variables et les enregistrements est donnée par :

$$c(V_i, LVA) = v_{i1} \sqrt{\lambda_i},$$

$$c(V_i, LPE) = v_{i2} \sqrt{\lambda_i},$$

$$c(V_i, LCR) = v_{i3} \sqrt{\lambda_i}$$

$$\text{avec : } V_i = v_{i1} LVA + v_{i2} LPE + v_{i3} LCR.$$

Les coefficients de corrélation moyens (la moyenne est faite sur 30 forages) et les inerties de l'ACP des trois variables LVA, LPE, LCR sont donnés dans le tableau I.

TABLEAU I Les inerties et des coefficients de corrélation moyens entre les vecteurs propres obtenus V1, V2, V3 et LVA, LPE, LCR.

The average inertia and correlations' coefficients of the eigen vectors (V1, V2, V3) and LVA, LPE, LCR.

	Charron			Joinville				
	I_i en %	LVA	LPE	LCR	I_i en %	LVA	LPE	LCR
V1	67,7	-0,80	0,94	0,66	60,3	-0,87	0,91	0,23
V2	25,7	0,55	0,01	0,64	31,3	0,31	0,06	0,85
V3	6,3	0,21	0,32	-0,18	8,3	0,28	0,30	0,24

La composante principale LVI est largement dominante, elle représente 68 % d'inertie du nuage de points pour la campagne de Charron et 60 % pour celle de Joinville. Elle est très fortement corrélée à LPO (ou LPE), anticorrélée avec LVA et montre une corrélation variable et plus faible avec LCR dans le cas de Joinville que dans celui de Charron. La contribution à cette composante de LVA et LPO sont stables, par contre pour LCR la variabilité n'est plus négligeable dans le cas de Joinville. La deuxième composante représente environ 30 % de l'inertie du nuage de points, elle est indépendante de LPO (ou LPE). LV2 est non corrélée avec LPO (ou LPE), se caractérise par une corrélation également répartie entre LVA et LCR dans le cas de Charron et par une contribution fortement dominante de LCR dans le cas de Joinville. La troisième composante explique moins de 10 % de l'inertie des données.

1. On utilise en général dans la suite (pour simplifier les notations) PE, bien que, dans le cas de Joinville, ce soit PO.

TABEAU II Les caractéristiques moyennes de la première composante principale.
The average characteristics of the first principal component.

Joinville	λ_1	a	b	c	α	β	λ	Charron	λ_1	a	b	c	α	β	λ
moy.	1,81	-0,65	0,68	0,17	-0,87	4,64	1,29	moy	2,07	-0,54	0,66	0,52	-0,73	2,98	2,56
sigma	0,24	0,06	0,04	0,29	0,27	1,19	2,25	sigma	0,15	0,05	0,03	0,04	0,11	0,71	0,54
cv	0,13	0,09	0,05	1,70	0,31	0,26	1,75	cv	0,07	0,09	0,04	0,08	0,14	0,24	0,21

L'analyse en composantes principales a pour but de diminuer le nombre de variables à traiter. La première composante représente à elle seule plus de 60 % de l'information contenue dans les paramètres. On peut donc se limiter à cette variable, si on veut une caractérisation plus précise, il faut aussi introduire la deuxième composante principale, on obtient alors 90 % de l'information. La dernière composante est négligeable.

Ici, on a choisi de ne garder que la première composante principale. Ces caractéristiques sont présentées dans le tableau II.

Pour chaque campagne, la variable la plus explicative est donc :

$$\text{Joinville : } A = \frac{VA^{0.9}}{PO^{4.6} \times CR^{1.3}}$$

$$\text{Charron : } A = \frac{VA^{0.7}}{PO^{3.0} \times CR^{2.6}}$$

Si ces deux variables ne sont pas très éloignées l'une de l'autre, leur variabilité est différente. Les valeurs des coefficients α , β , λ sont stables et peuvent donc être considérées comme fiables dans le cas de la campagne de Charron, mais ce n'est pas le cas de la campagne de Joinville. L'information contenue dans ces variables concerne l'exécution d'un forage complet, elle est donc dépendante du fonctionnement de la machine et des terrains traversés. Dans le cas de la campagne de Charron, tous les forages rencontrent les mêmes couches géologiques dans des proportions voisines. A Joinville, l'environnement géologique varie. Par ailleurs, l'instrumentation de la foreuse utilisée lors de la campagne de Charron a été effectuée de façon complète et rigoureuse (enregistrement de la retenue par exemple), et le déroulement a été suivi sur le terrain, ce qui nous a permis d'éliminer les forages pendant lesquels l'outil a cassé.

4.2

Découpage du paramètre composé en zones homogènes

Ayant à notre disposition une variable A, représentative de 60 % de l'information contenue dans les trois paramètres VA, PE et CR, il faut maintenant la découper en zones homogènes qui permettent de retrouver la géologie des milieux traversés et leur comportement par rapport à l'action de forage.

L'outil utilisé pour le découpage est l'algorithme de Fisher. Le découpage présenté (Fig. 7) est celui du

forage 12 de la campagne de Charron. Il s'est déroulé en deux temps.

Tout d'abord un découpage global sur la totalité du forage qui permet une première partition. Celle-ci fait apparaître quatre comportements :

- le premier au début du sondage, caractérisé par une moyenne très élevée et une dispersion très élevée, est associé à la couche de terre végétale de surface ;
- le deuxième, caractérisé par une moyenne faible et une dispersion faible, est associé à des matériaux plus compacts de type rocheux ;
- le troisième, caractérisé par une moyenne forte et une dispersion faible, est associé à des matériaux non consolidés ;
- le quatrième, caractérisé par une moyenne intermédiaire et une dispersion forte, est associé à des matériaux argileux.

L'algorithme de Fisher permet d'identifier les trois premiers comportements. Le quatrième pose plus de problèmes. En effet, le site étudié comporte une couche argilo-sableuse qui se traduit sur la composante principale par une alternance de valeurs fortes et faibles. Cette couche n'est pas homogène et ne peut donc être identifiée par l'algorithme qui fait apparaître les alternances comme celles-ci sont trop variables pour être corrélées d'un sondage à l'autre, il nous a paru préférable de les regrouper.

La seconde étape consiste à recommencer le découpage sur les zones de type rocheux identifiées à l'étape précédente, ce qui permet de les caractériser de façon plus précise.

Les résultats sont ensuite proposés pour chaque sondage sous forme de logs figurés. Pour le premier figuré, sa largeur, pour chaque zone, est fonction de la moyenne de la variable composée. Cette valeur a été normalisée de façon à varier de 0 à 1 dans les formations autres que la terre végétale. La largeur du figuré traduit donc la facilité avec laquelle le milieu est foré. Une augmentation de la largeur dans les niveaux calcaires signifie donc un calcaire moins résistant au forage. Un deuxième log figuré est tracé où la largeur dépend de l'écart-type de la variable A. Il donne une information sur le degré d'homogénéité des différentes zones. La figure 7 présente les figurés obtenus pour le forage 12.

5

Conclusion

Plusieurs conclusions s'imposent à la suite de cette étude.

La première est qu'avant tout, pour faire une bonne interprétation, il faut de bonnes données et donc avoir

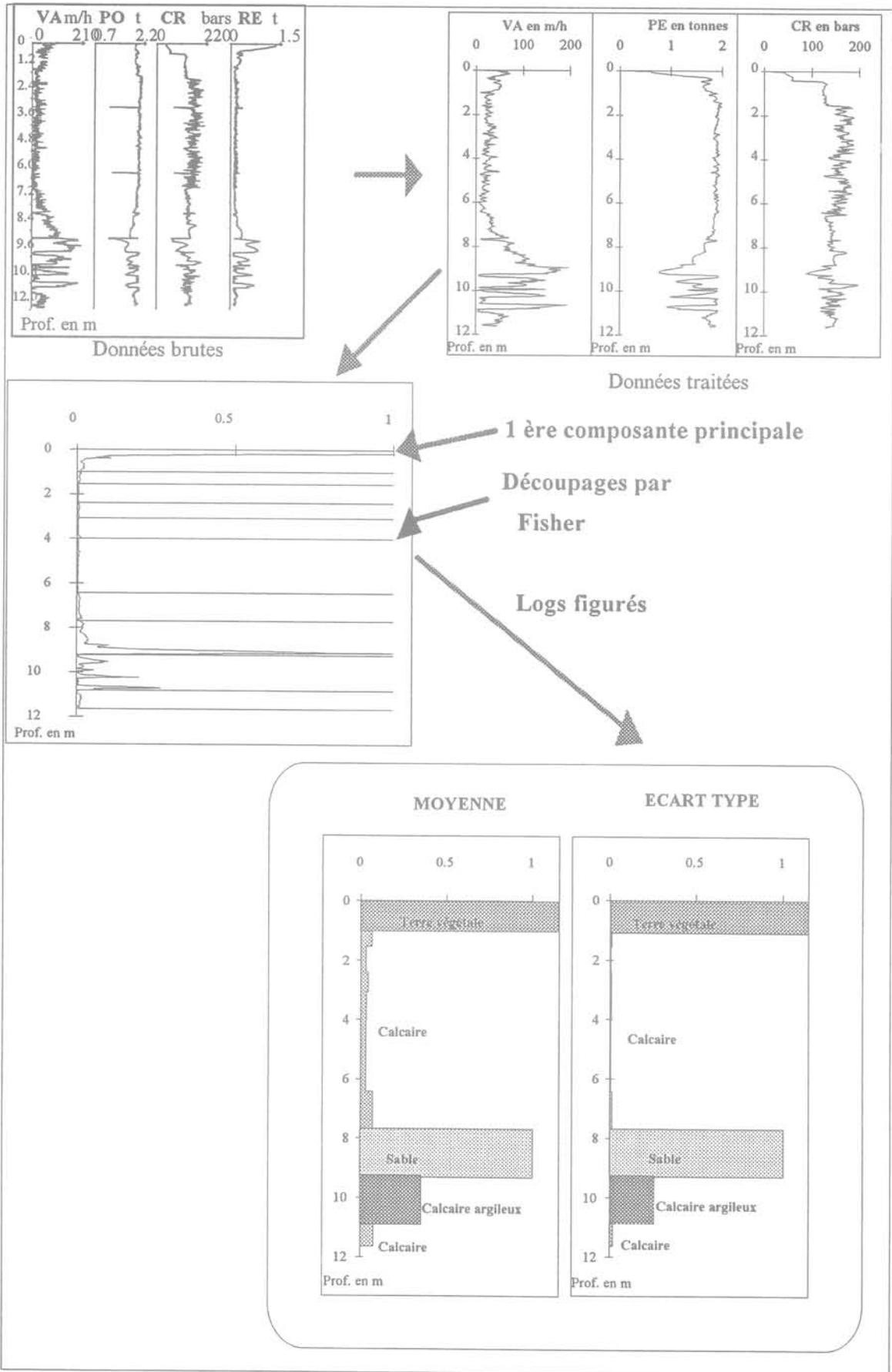


FIG. 7 Schéma de la méthode d'interprétation (appliquée au forage 12).
Diagram of the semi-automatic methodology (applied to the drill 12).

des paramètres de forages bien choisis et fiables. Il faut, par exemple, utiliser des tiges de 3 m de longueur pour limiter les valeurs aberrantes qui apparaissent au niveau des changements de tige. Les paramètres que nous avons actuellement, et qui nous semblent les plus fiables, sont mesurés par l'intermédiaire de capteurs hydrauliques. L'étude des circuits hydrauliques de la foreuse dédriill 750 fait apparaître qu'ils ne sont pas toujours bien maîtrisés. Par exemple, pour les foreuses de retenue réglable, il faut que ce paramètre soit enregistré.

Deuxième conclusion : il est nécessaire tout d'abord d'éliminer les valeurs aberrantes (dues par exemple aux changements de tiges), puis de régulariser les paramètres avec un filtrage des hautes fréquences ou une moyenne mobile sur au moins 3 cm.

Le troisième aspect est que, lorsque les paramètres sont traités séparément, les résultats ne sont pas satisfaisants dans la mesure où des découpages différents apparaissent pour chacun des paramètres.

La quatrième conclusion est l'intérêt de l'analyse en composantes principales des enregistrements qui permet de limiter la quantité d'informations à considérer en faisant apparaître une variable porteuse de 68 % de l'information contenue dans chaque forage. Pour la campagne de Charron, l'utilisation de cette variable conduit à une bonne définition des couches géologiques.

Enfin, ces différentes observations nous amènent à proposer le schéma de traitement suivant qui est rappelé sur la figure 7 :

1. traitement des valeurs perturbatrices des paramètres de forages : valeurs aberrantes et régularisation ;
2. analyse en composante principale pour faire apparaître une variable globale A ;
3. découpage de cette variable ;
4. interprétation sous la forme de deux logs figurés.

Et ainsi une dernière observation : ce schéma décrit un processus de traitement lourd.

Remerciement

Cette étude a été réalisée dans le cadre d'une thèse financée par Scétauroute que nous remercions pour son soutien actif.

Bibliographie

Bourget M. – *Contribution géostatistique à l'étude des diagraphies instantanées*, Thèse de docteur en mécanique, Université de Bordeaux I, décembre 1993.
Bourget M., Crémoux F. – *Entropy tool and drilling response*, ICOSSAR'93, 6th International Conference on Structural

Safety and Reliability, Innsbruck, août 1993.
Crémoux F., Morlier P. – *Une modélisation de l'effet d'échelle en géotechnique*, Colloque René Houpert, Nancy, septembre 1992.
Detournay E., Defourny D. – A phenome-

nological model for the drilling action of drag bits, *Int. Journ. of Rock Mech. and Min. Sciences*, Vol. 29, p. 13-23, 1992.
Girard H. – *Contribution à l'exploitation des paramètres de forage en génie civil*, Thèse de docteur ingénieur en génie mécanique, Université de Bordeaux I, 1985.

Étude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre

J. MONNET

T. CHEMAA

IRIGM,

Université Joseph-Fourier

B.P. 58

38041 Grenoble Cedex 9

Résumé

Cet article analyse le comportement tridimensionnel du sol cohérent autour du pressiomètre. Il est divisé en trois parties. Dans la première partie, nous décrivons la loi de comportement du sol. Le sol est supposé suivre un modèle élasto-plastique standard. Le sol est cohérent, et se comporte sans variation de volume en plasticité ce qui correspond à un comportement non drainé. Nous prenons en compte la contrainte verticale. Nous montrons qu'il peut exister deux zones plastiques différentes autour du pressiomètre. La première zone est liée à une plasticité de cisaillement entre les contraintes circonférentielles et radiales. La seconde zone est liée à une plasticité de cisaillement entre les contraintes verticales et circonférentielles. Un équilibre élastique se développe au-delà des zones plastiques. Nous mettons en évidence la valeur des deux rayons plastiques, la relation entre les contraintes, déformations et déplacements dans chaque zone. Dans la seconde partie, nous calculons avec un programme aux éléments finis, l'équilibre autour du pressiomètre. Le programme utilise la loi de comportement de Monnet (1992). La comparaison entre les résultats analytique et numérique est faite. Dans la troisième partie, nous analysons des essais pressiométriques Ménard pour en tirer les caractéristiques mécaniques du sol. Nous comparons les résultats analytiques et expérimentaux, et nous concluons sur la validité de la méthode d'estimation des paramètres mécaniques.

Theoretical and experimental study of the static equilibrium of the cohesive soil around pressuremeter

Abstract

This paper analyses the equilibrium around the pressuremeter. It is divided in three parts. In the first part, we describe the soil behaviour law. The soil is assumed to be elasto-plastic with associated plastic flow. The soil is cohesive, and shows no dilatancy in plasticity. This is an undrained behaviour. We take into account the vertical stress. We show that two different plastic zones may develop around the pressuremeter. The first one is linked to the difference between the circumferential stress and the radial stress. The second one is linked to the difference between vertical stress and the circumferential stress. The elastic equilibrium beyond the plastic area is used for the analysis. We derive the expression of the two plastic radii, the relation between stress and strain in each zone and the expression of displacements. In the second part, we compute with a finite element program the equilibrium around the pressuremeter. The program uses the behaviour law of Monnet (1992). The comparison between theoretical and experimental results for the stress distribution is shown. In the third part, we use transform Ménard tests to determine the mechanical characteristic of the soil. We compare the analytical and experimental results, and we conclude on the method used to find the mechanical parameters.

NOTATIONS

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: contraintes principales.
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$: déformations principales.
ν	: coefficient de Poisson.
E	: module d'Young.
λ et μ	: coefficients de Lamé.
C_u	: cohésion non drainée.
σ_1	: contrainte de compression majeure.
σ_3	: contrainte de compression mineure.
σ_θ	: contrainte circonférentielle.
σ_r	: contrainte radiale.
σ_z	: contrainte verticale.
P_f	: pression de fluage.
P_L	: pression limite.
ε_r	: déformation radiale.
ε_θ	: déformation circonférentielle.
ε_z	: déformation verticale.
γ	: poids volumique.
a	: rayon du forage.
b	: rayon externe de la première zone plastique.
c	: rayon externe de la seconde zone plastique.
u_a	: déplacement radial au niveau du forage.
σ_{rc}	: contrainte radiale à la limite du domaine élastique (fin de la seconde zone plastique).
$\sigma_{\theta c}$: contrainte circonférentielle à la limite du domaine élastique (fin de la seconde zone plastique).
u_a	: déplacement pour le rayon a du forage au niveau du pressiomètre.
u_b	: déplacement pour le rayon b .
u_c	: déplacement pour le rayon c .

1

Introduction

Le pressiomètre inventé par Louis Ménard (1955 et 1959) est un appareil massivement utilisé de nos jours dans les projets de fondations. Son utilisation s'est largement étendue grâce aux travaux de l'inventeur et de Michel Gambin (1963 et 1979). L'interprétation usuelle consiste à tirer de cet essai d'une part le module pressiométrique et, d'autre part, la pression limite. Ces paramètres sont ensuite rentrés dans des tableaux de corrélation pour déterminer la contrainte admissible et le tassement des fondations.

Cette méthodologie souffre de plusieurs imperfections :

- le module pressiométrique et la pression limite ne sont pas des caractéristiques mécaniques intrinsèques au sol, mais sont liées au terrain et à l'appareillage utilisé, ainsi qu'au mode de réalisation du forage ;

- il y a une certaine imprécision dans l'estimation de la contrainte admissible, et du tassement des fondations lorsqu'on utilise des corrélations, ce qui conduit à des surcoûts éventuels de dimensionnement.

Cependant, le pressiomètre est le seul appareil d'essai *in situ* qui mesure à la fois une caractéristique de déformabilité et une caractéristique de résistance du sol. Il permet de réaliser des mesures en place sur des sols non prélevables ou de forte granulométrie. Les travaux de F. Baguelin *et al.* (1972) ont réalisé une avancée importante dans l'interprétation de l'essai autoforeur. A partir d'une hypothèse de non-variation de volume du sol cohérent au cours du cisaillement, ils démontrent que l'on obtient la courbe de cisaillement du sol à partir d'une dérivation de la courbe pressiométrique. Cette méthode séduisante est toutefois sensible au mode de lissage de la courbe pressiométrique. Elle fait systématiquement apparaître un pic de cisaillement qui n'existe pas forcément dans la réalité comme l'ont montré R. Nahra et R. Frank (1986) dans leur analyse par éléments finis. Elle est enfin limitée au cisaillement du sol dans le plan horizontal, et ne prend pas en compte le cisaillement dans le plan vertical.

Cet article propose une interprétation complète de l'essai pressiométrique ou de l'essai dilatométrique dans son mécanisme de cisaillement horizontal et vertical, qui permet dans tous les cas de sols cohérents :

- de déterminer les caractéristiques d'élasticité du sol en place, et sous l'état de contrainte moyen rencontré ;

- de déterminer la cohésion non drainée du sol en place.

Ces deux caractéristiques sont propres au sol et indépendantes de la sonde ou du type de forage réalisé. Elles permettent alors, sans passer par des corrélations toujours délicates, de prendre en compte dans le projet, à la fois, les caractéristiques élastiques et les caractéristiques de cisaillement du sol. Le pressiomètre peut alors être utilisé pour d'autres travaux que ceux de fondation, et son interprétation soignée peut conduire à des économies considérables sur le dimensionnement.

Cette nouvelle méthodologie repose sur une procédure expérimentale plus complète, qui inclut dans la séquence de chargement et avant d'atteindre la pression de fluage, un cycle de déchargement-rechargement. Ce cycle sert à déterminer les caractéristiques élastiques du sol en place, et permet d'éliminer la majeure partie des déformations plastiques. La procédure expérimentale inclut en outre un resserrement des mesures au-delà du fluage, de façon à obtenir plus de points expérimentaux dans cette zone de la courbe particulièrement fructueuse pour l'analyse. Cette méthode suppose une interprétation soignée des mesures de façon à prendre en compte tous les phénomènes hydrauliques, les phénomènes mécaniques qui se produisent pendant l'essai tel que décrit dans le brevet Gaiatech (1986), et qui peuvent altérer la valeur de la pression de réaction du sol et la valeur de la déformée du rayon moyen de la sonde. Enfin, cette méthode utilise une analyse complète du comportement élastoplastique du sol quand il est cisailé par la sonde pressiométrique. Ce dernier aspect est présenté ici.

La démarche théorique utilisée consiste à prendre en compte une loi de comportement élastique linéaire et plastique pour le sol, comme indiquée sur les figures 1 et 2. Pendant la phase élastique, une contrac-

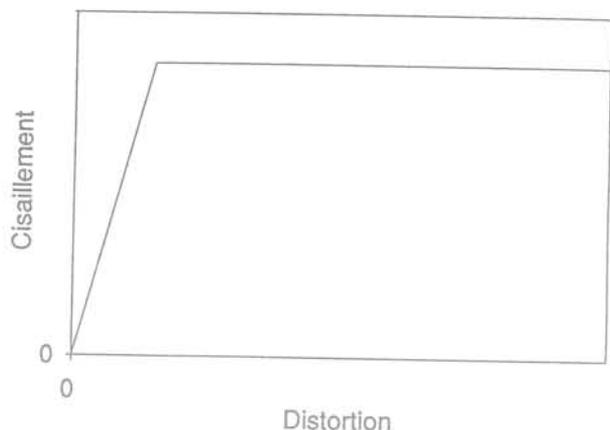


FIG. 1 Comportement théorique du sol au cisaillement.
Theoretical behaviour of soil when shearing occurs.

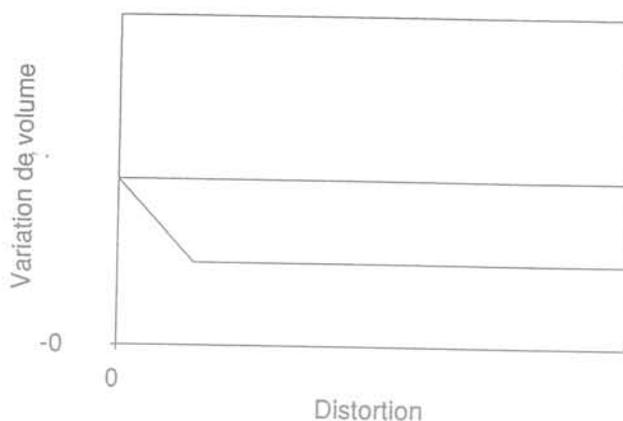


FIG. 2 Variation de volume théorique au cisaillement.
Theoretical volume change of soil when shearing occurs.

tance peut se produire. La phase plastique se développe sans variation de volume. Le critère de plasticité dépend uniquement de la cohésion non drainée C_u . Ce modèle de comportement simple permet de représenter les argiles et certaines roches tendres. Le comportement complètement non drainé peut être pris en compte avec un coefficient de Poisson égal à 0,5. L'analyse de l'équilibre se fait ici dans le plan horizontal, comme classiquement, mais aussi dans le plan vertical, de façon à tenir compte de l'influence éventuelle de la contrainte verticale. Suivant que la contrainte verticale intervient ou non dans la plasticité, on montre qu'il existe des formules différentes pour la pression de fluage (46) et (49), pour la pression limite (47) et (50), et pour l'équation de la courbe pressiométrique après le fluage (35) et (43). La méthode d'interprétation en cisaillement consiste à reporter le logarithme népérien de la déformée du forage en fonction de la pression corrigée de réaction du sol. Les formules (34) et (42) montrent alors que cette relation est linéaire, avec une pente correspondant à l'inverse de la cohésion pour tous les points au-delà de la pression de fluage. Cette première détermination est affinée par la superposition sur le même graphique donné par l'ordinateur des courbes pressiométriques expérimentale et théorique (35) et (43) en termes de pression en fonction de la déformée du forage. L'ajustement des deux représentations permet de déterminer définitivement la cohésion non drainée du sol.

La vérification de cette nouvelle théorie se fait sur les essais pressiométriques réalisés lors de la campagne de reconnaissance complémentaire pour la construction du Centre de conférences international de Paris, dans les argiles plastiques de la région parisienne et de la construction de l'autoroute SN1A pour le contournement de Plan-les-Ouates, à côté de Genève, dans les limons argileux du Würm. Ces essais sont interprétés par le logiciel Gaiapres de façon à obtenir les pressions corrigées et les déformations moyennes du forage. La valeur des modules d'élasticité est déterminée à partir des cycles de déchargement-rechargement. Dans un premier temps, la représentation du logarithme népérien de la déformée du rayon du forage, en fonction de la pression donne une

droite de régression dont la pente est l'inverse de la cohésion non drainée (Fig. 10 et 12). Dans un second temps, la superposition des courbes théoriques obtenues par les relations (35) et (43) pressiométriques et des courbes expérimentales permet d'affiner la cohésion (Fig. 11 et 13), qui est ainsi corrigée et portée dans les tableaux IV et V. Enfin, les paramètres d'élasticité et de cohésion sont introduits dans les formules (47) et (50) de la pression limite théorique. On vérifie alors le bon accord des pressions limites théoriques et expérimentales pour une expansion conventionnelle de la sonde.

2

Étude analytique

L'article de Gibson *et al.* (1961) sur l'essai pressiométrique dans les argiles est une contribution très importante à la connaissance de l'équilibre autour du pressiomètre.

Cependant cette étude souffre d'une simplification. Une hypothèse de déformation plane est prise dans la direction verticale, et aucun déplacement n'est autorisé le long de cet axe. L'équilibre est seulement étudié dans le plan horizontal, et les forces verticales ne sont pas prises en compte. La possibilité d'une rupture se produisant entre les contraintes circonférentielles et verticales de façon à ce que la contrainte radiale devienne intermédiaire avait été envisagée par Wood *et al.* (1977), mais aucune formulation n'avait été proposée.

L'étude présente est une tentative pour répondre à ces questions non résolues. Elle englobe le cas où la contrainte verticale constitue une direction de déformation plastique, et le cas où la contrainte verticale ne joue pas de rôle dans l'écoulement plastique. Elle est limitée actuellement à la prise en compte des petites déformations, ceci permettant d'obtenir une formulation simple pour l'expression théorique des courbes pressiométriques. Cette approche nous paraît suffisante dans cette première phase d'analyse.

Hypothèses

Les contraintes sont négatives en compression et positives en traction.

Les petites déformations sont prises en compte.

Le sol est considéré avoir un comportement élasto-plastique standard représenté sur la figure 1. La partie élastique est liée aux constantes d'élasticité E (module d'Young) et ν (coefficient de Poisson), qui permettent de définir les coefficients de Lamé λ et μ :

$$\lambda = E.\nu/[(1 + \nu).(1 - 2.\nu)] \quad \mu = E/[2.(1 + \nu)] \quad (1)$$

La partie plastique du comportement est liée à la cohésion non drainée C_u . L'écoulement plastique standard utilise le scalaire ζ qui définit la longueur de la déformation plastique standard:

$$d\epsilon^p = \zeta.dF(\sigma)/d\sigma \quad (2)$$

avec la fonction associée (3).

L'équilibre limite est atteint quand le critère de Mohr-Coulomb (3) s'annule:

$$F(\sigma) = (\sigma_3 - \sigma_1) - 2.C_u \quad (3)$$

Trois différentes zones de sol sont considérées. Si nous partons de l'axe du forage (voir Fig. 3), nous trouvons:

a) une zone plastique dans laquelle la plasticité se produit entre la contrainte circonférentielle σ_θ et la contrainte radiale σ_r , c'est-à-dire entre les rayons a (rayon du forage) et b (rayon externe de la première zone plastique);

b) selon les conditions de contraintes que nous expliciterons, une seconde zone plastique peut se développer entre les contraintes circonférentielles σ_θ et verticales σ_z , c'est-à-dire entre les rayons b (rayon externe de la première zone plastique) et c (rayon externe de la seconde zone plastique) (voir sur la Fig. 3). Cette zone peut ne pas exister (voir sur la Fig. 4);

c) une zone élastique se développe au-delà.

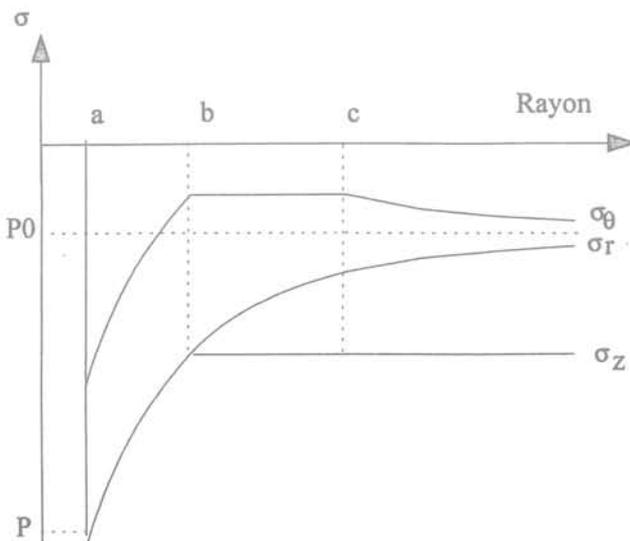


FIG. 3 Premier cas : état des contraintes le long du rayon avec deux zones plastiques.
First theoretical case : state of stresses along the radius with two plastic zones.

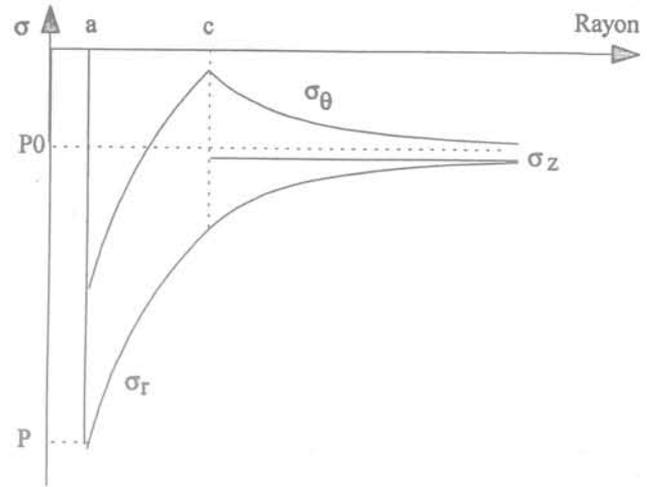


FIG. 4 Second cas : état des contraintes le long du rayon avec une zone plastique.
Second theoretical case : state of stresses along the radius with one plastic zone.

2.2

Conditions d'équilibre

Dans le plan horizontal, la condition d'équilibre en petite déformation est:

$$\sigma_\theta - \sigma_r - r.d\sigma_r/dr = 0 \quad (4)$$

Dans le plan vertical, la condition d'équilibre est:

$$d\sigma_z/dz = -\gamma \quad (5)$$

2.3

Première zone plastique

Cette zone plastique est limitée par le rayon a du forage et du pressiomètre, et par le rayon b limite externe de la zone considérée. L'équilibre limite se produit entre les contraintes circonférentielles σ_θ et radiale σ_r selon le critère de Mohr-Coulomb (5), ce qui permet d'écrire:

$$\sigma_\theta - \sigma_r = 2.C_u \quad (6)$$

La condition d'équilibre (4) peut être écrite en fonction de la cohésion et intégrée entre les valeurs a du rayon du forage où la pression p est appliquée, et le rayon r quelconque, interne à la première zone plastique où la contrainte radiale σ_r s'applique. On en déduit la relation (7):

$$\ln(r/a) = 1/(2.C_u).(\sigma_r - p) \quad (7)$$

La condition de plasticité standard (2) montre que le rapport entre les incréments de déformation plastique radiale ϵ_r et circonférentielle ϵ_θ est constant:

$$d\epsilon_r^p/d\epsilon_\theta^p = -1 \quad (8)$$

L'équation (8) peut être intégrée, et il apparaît la constante C_1 qui ne dépend pas du déplacement u et du rayon r :

$$\epsilon_r^p = -\epsilon_\theta^p + C_1 \quad (9)$$

Nous supposons que la partie élastique de la déformation est négligeable dans cette zone, et nous utilisons les relations entre déformations et déplacements:

$$\epsilon_r = du/dr \quad \epsilon_z = dv/dz \quad \epsilon_\theta = u/r \quad (10)$$

L'équation (9) peut être écrite en termes de déplacement par les relations (10), et nous pouvons intégrer entre les valeurs a et r du rayon. Nous trouvons :

$$\ln(r/a) = 1/2 \cdot \ln [(2 \cdot u_a/a - C_1)/(2 \cdot u/r - C_1)] \quad (11)$$

A partir des relations (7) et (11), nous trouvons la relation liant la contrainte radiale, le déplacement au forage, et le déplacement u pour le rayon r :

$$\ln[(2 \cdot u_a/a - C_1)/(2 \cdot u/r - C_1)] = 1/Cu \cdot (\sigma_r - p) \quad (12)$$

2.4

Seconde zone plastique

Dans certaines conditions, une seconde zone plastique se développe entre la contrainte verticale et la contrainte circonférentielle. La condition d'équilibre vertical (5) donne la contrainte verticale à la profondeur z , sans force de surface :

$$\sigma_z = -\gamma \cdot z \quad (13)$$

Dans le cas où la plasticité se développe dans cette zone, le critère de Mohr-Coulomb (3) donne une différence constante entre les contraintes circonférentielles et verticales. Ceci conduit à une valeur constante de la contrainte circonférentielle :

$$\sigma_\theta = -\gamma \cdot z + 2 \cdot Cu \quad (14)$$

La condition d'équilibre (4) peut alors être écrite en fonction de σ_r seul et peut être intégrée entre les valeurs c et r du rayon. Nous utilisons la notation σ_{rc} pour la contrainte radiale à la limite avec le domaine élastique, pour la valeur du rayon c . Nous avons alors la contrainte radiale pour un rayon r quelconque telle que :

$$(2 \cdot Cu - \gamma \cdot z - \sigma_{rc}) / (2 \cdot Cu - \gamma \cdot z - \sigma_r) = r/c \quad (15)$$

La condition de plasticité standard (2) donne le rapport entre les incréments de déformations plastiques circonférentielle et verticale. Nous utilisons les constantes d'intégration C_2 et C_3 :

$$d\epsilon_z^p / d\epsilon_\theta^p = -1 \quad d\epsilon_r^p = 0 \quad (16)$$

$$\epsilon_z^p = -\epsilon_\theta^p + C_2 \quad \epsilon_r^p = C_3 \quad (17)$$

Nous négligeons la partie élastique de la déformation, et nous utilisons les relations (10) entre déformation et déplacement. La déformation radiale dans (17) peut être écrite en termes de déplacement et intégrée. Nous utilisons la constante d'intégration C_4 :

$$u = C_3 \cdot r + C_4 \quad (18)$$

Cette équation, ainsi que la formule (15) donne la relation entre les contraintes et les déplacements dans la seconde zone plastique, avec u_c qui est le déplacement pour le rayon c , limite externe de la seconde zone plastique et début de la zone élastique.

$$(2 \cdot Cu - \gamma \cdot z - \sigma_{rc}) / (2 \cdot Cu - \gamma \cdot z - \sigma_r) = (u - C_4) / (u_c - C_4) \quad (19)$$

2.5

Zone élastique

L'analyse de la zone élastique est bien connue et peut être trouvée dans Cassan (1978) ou Baguelin *et al.* (1978). Nous développons cette analyse avec nos propres notations. Les contraintes radiales et circonférentielles s'écrivent alors :

$$\sigma_r = (\lambda + 2\mu) \cdot \epsilon_r + \lambda \cdot \epsilon_\theta + \lambda \cdot \epsilon_z \quad \sigma_\theta = \gamma \cdot \epsilon_r + (\lambda + 2\mu) \cdot \epsilon_\theta + \lambda \cdot \epsilon_z \quad (20)$$

La condition d'équilibre horizontal (4) et les relations (10) donnent une équation différentielle du second

ordre qui peut être intégrée avec la constante C_5 , le déplacement étant nul pour un rayon infini :

$$u = C_5 / r \quad (21)$$

La relation (21) peut être introduite dans les équations élastiques (20). Pour un rayon infini, la contrainte radiale est liée à la contrainte verticale par le coefficient des terres au repos K_0 , si bien que les relations deviennent en termes de contrainte et de déformation :

$$\sigma_r = -2\mu \cdot C_5 / r^2 - K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad \sigma_\theta = 2\mu \cdot C_5 / r^2 - K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (22)$$

$$\epsilon_r = -C_5 / r^2 \quad \epsilon_\theta = C_5 / r^2 \quad (23)$$

2.6

Condition de continuité entre les différentes zones

Ces conditions dépendent de l'existence ou non de la seconde zone plastique. Nous allons d'abord examiner le cas plus général où deux zones plastiques différentes se développent, puis le cas particulier où seule la première zone plastique existe.

2.6.1

Premier cas : deux zones plastiques se développent

La limite entre les zones élastique et plastique est localisée à la valeur c du rayon. Nous connaissons la différence $2 \cdot Cu$ entre les contraintes circonférentielle et verticale. La contrainte circonférentielle peut être écrite en fonction de la cohésion Cu par l'intermédiaire du critère de Mohr-Coulomb et en fonction de C_5 par les équations élastiques. En tenant compte des formules (22), nous trouvons la valeur de la constante C_5 et de σ_{rc} qui est constant et indépendant du chargement p appliqué par le pressiomètre à la paroi du forage :

$$C_5 = c^2 \cdot [2 \cdot Cu - \gamma \cdot z \cdot (1 - K_0)] / (2 \cdot \mu) \quad (24)$$

$$P_r = -\sigma_{rc} = \gamma \cdot z \cdot (2 \cdot K_0 - 1) + 2 \cdot Cu \quad (25)$$

La relation (25) donne la pression de fluage dans le cas où deux zones plastiques se développent. Les relations (10, 23) peuvent être utilisées pour trouver le déplacement radial à la limite c :

$$u_c = c \cdot [2 \cdot Cu - \gamma \cdot z \cdot (1 - K_0)] / (2 \cdot \mu) \quad (26)$$

Pour la valeur c du rayon, les déformations sont alors :

$$\epsilon_{rc} = -[2 \cdot Cu - \gamma \cdot z \cdot (1 - K_0)] / (2 \cdot \mu)$$

$$\epsilon_{\theta c} = [2 \cdot Cu - \gamma \cdot z \cdot (1 - K_0)] / (2 \cdot \mu) \quad (27)$$

La constante C_3 qui est égale à la déformation ϵ_r dans la seconde zone plastique, est ainsi définie :

$$C_3 = -[2 \cdot Cu - \gamma \cdot z \cdot (1 - K_0)] / (2 \cdot \mu) \quad (28)$$

A la limite de la première zone plastique, la contrainte radiale prend la valeur de la contrainte verticale (voir Fig. 3). L'expression (7) permet dans ces conditions de trouver l'extension de la première zone plastique :

$$b = a \cdot e^{[(\sigma_z - p) / (2 \cdot Cu)]} \quad (29)$$

L'équation (15) peut s'appliquer entre les rayons plastiques b et c . Avec la condition σ_{rb} égale à la contrainte verticale, σ_{rc} égale à l'expression (25) et b donné par l'équation (29), on obtient finalement l'équation du second rayon plastique :

$$c = b \cdot Cu / [2 \cdot Cu - \gamma \cdot z \cdot (1 - K_0)] \quad (30)$$

$$c = a \cdot e^{[(\sigma_z - p) / (2 \cdot Cu)]} \cdot Cu / [2 \cdot Cu - \gamma \cdot z \cdot (1 - K_0)] \quad (31)$$

Entre les rayons plastiques b et c la relation (17) s'applique. En tenant compte de la relation (30) entre b et c, on trouve finalement l'équation de la déformation circonférentielle pour le rayon plastique b :

$$\varepsilon_{\theta b} = -\gamma.z(K_0 - 1)/(2.\mu) \quad (32)$$

A la limite entre la première et la seconde zone plastique, l'équation (9) s'applique. La valeur de la déformation plastique radiale peut être égalée à la constante C_2 , la déformation circonférentielle étant donnée par l'équation (32), ce qui donne :

$$C_1 = -Cu/\mu \quad (33)$$

La distribution des contraintes dans la première zone plastique (12) peut être utilisée entre les valeurs a et b du rayon, et nous trouvons la relation générale (34), qui est l'expression théorique de la courbe pressiométrique dans le cas où deux zones distinctes de plasticité se développent.

$$\begin{aligned} \text{Ln}[u_a/a + Cu/(2.\mu)] = \\ -p/Cu - \gamma.z/Cu + \text{Ln}[(1 - K_0).\gamma.z/(2.\mu) + Cu/(2.\mu)] \end{aligned} \quad (34)$$

Le terme $Cu/(2.\mu)$ est très petit. Si nous le négligeons, nous trouvons une relation linéaire entre les logarithmes du déplacement u_a au niveau du forage et la pression p appliquée, dont la pente est l'inverse de la cohésion. La mesure de la pente permet alors de déterminer la cohésion non drainée Cu.

En passant à l'exponentielle, cette expression donne la relation contrainte-déplacement pour l'essai pressiométrique dans l'argile :

$$u_a/a = e^{[(\sigma_z - p)/Cu]} \cdot [(1 - K_0).\gamma.z/(2.\mu) + Cu/(2.\mu)] - Cu/(2.\mu) \quad (35)$$

2.6.2

Second cas : la plasticité se développe seulement entre les directions circonférentielles et radiales

Dans cette configuration, la seconde zone plastique disparaît, et le rayon b, qui déterminait la limite entre les deux zones plastiques, n'a plus de raison d'être. Il subsiste seulement, dans ce cas, le rayon a du forage et le rayon c, qui limite la zone plastique et la zone élastique.

Les contraintes au niveau du rayon c peut s'exprimer par les relations (22), ce qui donne :

$$\sigma_{rc} = -2\mu.C_5/c^2 - K_0.\gamma.z \quad \sigma_{\theta c} = 2\mu.C_5/c^2 - K_0.\gamma.z \quad (36)$$

La condition de plasticité (3) appliquée à ces valeurs des contraintes donne la valeur de la déformation circonférentielle au rayon c qui est constante :

$$C_5/c^2 = Cu/(2\mu) = \varepsilon_{\theta c} = -\varepsilon_{rc} \quad (37)$$

On en déduit la valeur des contraintes radiales et circonférentielles pour cette valeur du rayon qui sont constantes toutes deux :

$$P_f = -\sigma_{rc} = Cu + K_0.\gamma.z \quad (38)$$

$$\sigma_{\theta c} = Cu - K_0.\gamma.z \quad (39)$$

La relation (38) donne la pression de fluage dans le cas où il y a une zone plastique. On retrouve ainsi la formule de Gibson *et al.* (1961). La relation (7) est appliquée pour le rayon c et la contrainte radiale σ_{rc} définie par la relation (38) ce qui donne la valeur du rayon plastique c :

$$c = a e^{[-K_0.\gamma.z - Cu - p]/(2.Cu)} \quad (40)$$

De la même façon que précédemment, on néglige les déformations élastiques devant les déformations plastiques. La formule (9), dans laquelle on introduit la

valeur des déformations (37), permet de trouver la nouvelle constante C_1 de cet état d'équilibre :

$$C_1 = 0 \quad (41)$$

La formule (12) appliquée entre les rayons a et c donne la formule de la courbe pressiométrique :

$$\text{Ln}[u_a/a] = -p/Cu - K_0.\gamma.z/Cu - 1 + \text{Ln}[Cu/(2.\mu)] \quad (42)$$

Nous trouvons une relation linéaire entre les logarithmes du déplacement u_a/a au niveau du forage et la pression p appliquée, dont la pente est l'inverse de la cohésion. La mesure de la pente permet alors de déterminer la cohésion non drainée Cu.

En passant à l'exponentielle, cette expression donne la relation contrainte-déplacement pour l'essai pressiométrique dans l'argile :

$$u_a/a = e^{(-p/Cu)} \cdot e^{(-K_0.\gamma.z/Cu - 1)} \cdot Cu/(2\mu) \quad (43)$$

La distinction entre les deux comportements possibles se fait sur la valeur de la contrainte radiale pour le rayon c. Pour le second cas de comportement, c'est-à-dire pour qu'une seule zone plastique existe seulement, il suffit que la contrainte radiale au rayon plastique c dépasse la valeur de la contrainte verticale en compression ($\sigma_{rc} < \sigma_z$) ou encore :

$$-Cu - K_0.\gamma.z < -\gamma.z \quad (44)$$

ce qui se simplifie en :

$$Cu > (1 - K_0).\gamma.z \quad (45)$$

Le cas du cisaillement avec deux zones plastiques ne peut se produire que lorsque le coefficient K_0 est plus petit que 1, ce qui correspond à un coefficient de Poisson inférieur à 0,5 et à une argile au-dessus de la nappe phréatique.

2.7

Pression de fluage et pression limite

Deux cas peuvent se présenter selon qu'une ou deux zones plastiques se développent.

2.7.1

Premier cas : deux zones plastiques se développent

Nous avons montré que la formule (25) donne la pression de fluage :

$$P_f = \gamma.z.(2.K_0 - 1) + 2.Cu \quad (46)$$

Lorsque le volume injecté correspond au volume initial, u_a/a est égal à 1/2, et la pression est égale à la pression limite conventionnelle. Si nous considérons maintenant l'équation (34), elle se transforme en :

$$P_{lim} = \gamma.z + Cu.\text{Ln} + \{(\mu + Cu)/[(1 - K_0).\gamma.z + Cu]\} \quad (47)$$

Dans cette relation, la pression limite n'est pas proportionnelle à la profondeur de l'essai, elle est proportionnelle à la cohésion non drainée, ce qui semble logique dans un sol cohérent. Par contre, cette relation est sensiblement différente de celle de Amar *et al.* (1991) :

$$\begin{aligned} P_{lim} = 5,5.Cu + K_0.\gamma.z \text{ si } P_{lim} - K_0.\gamma.z < 300 \text{ kPa} \quad (48) \\ P_{lim} = 10.Cu + K_0.\gamma.z - 250 \text{ si } P_{lim} - K_0.\gamma.z > 300 \text{ kPa} \end{aligned}$$

2.7.2

Second cas : une seule zone plastique se développe

Nous avons montré que la formule (38) donne la pression de fluage :

$$P_f = C_u + K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (49)$$

Lorsque le volume injecté correspond au volume initial, u_a/a est égal à 1/2, et la pression est égale à la pression limite conventionnelle. Si nous considérons maintenant l'équation (43), elle se transforme en :

$$P_{lim} = K_0 \cdot \gamma \cdot z + C_u \cdot (1 + \ln[E/(C_u \cdot 2 \cdot (1 + \nu))]) \quad (50)$$

Dans cette relation, comme précédemment, la pression limite conventionnelle est proportionnelle à la cohésion non drainée, ce qui semble logique dans un sol cohérent. Cette relation correspond à la formule proposée par Bishop *et al.* (1945), Ladanyi (1963) et Salençon (1966) pour la pression limite théorique lorsque le volume injecté est infini.

3

Calcul numérique de l'équilibre autour du pressiomètre

Nous utilisons le programme Gaiaef qui fonctionne avec des éléments quadrilatères à 16 nœuds. Nous avons introduit la loi de comportement MCK (Monnet, 1992) qui tient compte de l'élasticité et de la plasticité non standard, ainsi que du chargement réellement tridimensionnel. Le maillage éléments finis qui a été utilisé est représenté sur la figure 5 ci-après, sur laquelle les cotes sont portées en centimètres. Il comprend 84 éléments Q16 et 665 nœuds. Il représente une coupe verticale du terrain autour du pressiomètre. Le plan horizontal de symétrie à la partie inférieure correspond au plan passant par le milieu de la sonde pressiométrique. Le bord vertical gauche du maillage correspond au bord du forage, alors que l'axe de symétrie vertical du maillage est décalé de 3 cm vers la gauche par rapport à celui-ci. La partie fléchée correspond à la partie du forage chargée par la sonde pressiométrique. Le maillage faisant 1 m de haut, les différentes profondeurs calculées sont prises en compte en introduisant

une surcharge uniforme qui correspond au poids des terres, et qui est appliquée à la partie horizontale supérieure du maillage. Les paramètres utilisés pour le calcul sont indiqués dans le tableau I, ci-après, et correspondent à deux essais pressiométriques présentés dans la partie expérimentale de cet article.

3.1

Premier cas : deux zones plastiques se développent

Le calcul par éléments finis représente un essai supposé être exécuté à 13,20 m de profondeur dans une argile hors d'eau qui poss une cohésion de 120 kPa et un module d'élasticité de 7 800 kPa, pour un coefficient de Poisson de 0,33. Le calcul par éléments finis donne l'évolution des contraintes le long du rayon, qui est représentée sur la figure 6 pour une pression appliquée de 460 kPa. On constate une évolution de l'état de contrainte conforme à ce que prévoyait la théorie, avec en particulier une valeur de la contrainte verticale σ_z telle qu'elle devient principale majeure entre 6,4 et 7,9 cm de rayon. Au-delà de 7,9 cm de rayon, la contrainte orthoradiale décroît rapidement, ce qui correspond au début de la zone élastique.

Le calcul par éléments finis permet également de connaître l'évolution de la déformation du forage en fonction de la pression appliquée. Cette représentation est faite sur la figure 7, sur laquelle la courbe théorique (35) est représentée en trait continu, et le calcul éléments finis est représenté en trait discontinu. On constate que la coïncidence entre les deux courbes donne un écart maximal de 3,4 % en déformation et 30 kPa en pression. Cet écart peut être considéré comme faible en regard de la précision de la mesure.

Les formules théoriques présentées pour le cas où deux zones plastiques se développent sont assez proches du résultat numérique.

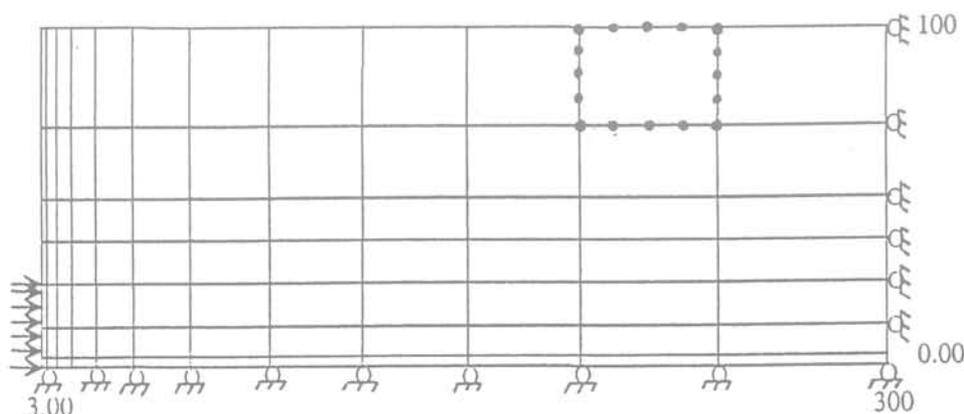


FIG. 5 Le maillage utilisé dans le calcul par éléments finis.
The mesh used for the finite element method.

TABEAU I Les paramètres utilisés dans le calcul par éléments finis.
Numerical values used in the finite element calculation.

Paramètre	Plan-les-Ouates à 13,2 m	Paris à 18 m
Indice des vides e_0	0,581	0,80
Coefficient de Poisson ν	0,33	0,49
Indice de gonflement C_s	0,044	0,004
Indice de compression C_c	0,40	0,04
Cohésion C_u	120 kPa	100 kPa
Angle de frottement interne ϕ	0	0
Angle de frottement intergranulaire ϕ_μ	0	0
Rapport de rupture R_f	0,90	0,95

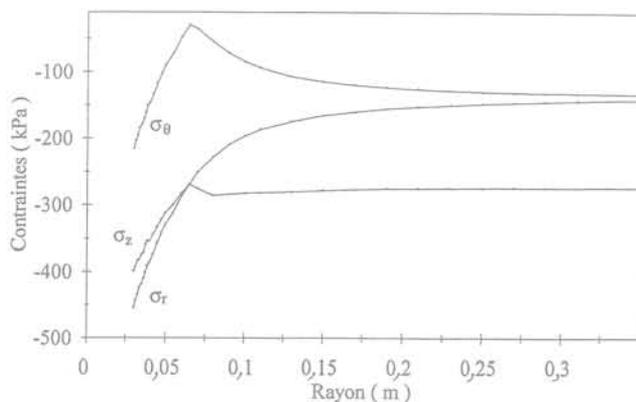


FIG. 6 Évolution des contraintes calculées le long du rayon, pour un essai à 13,20 m de profondeur dans une argile de 120 kPa de cohésion.
Variation of calculated stresses along the radius, for a pressuremeter test at 13.20 m depth made in clay of 120 kPa of cohesion.

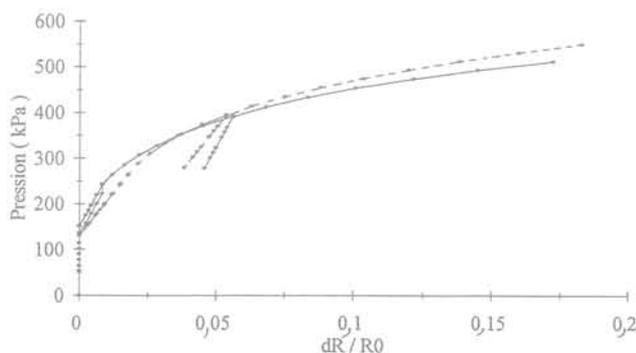


FIG. 7 Comparaison entre les courbes analytique en continu et numérique en discontinu pour un essai à 13,20 m de profondeur dans une argile de 120 kPa de cohésion.
Comparison between the analytic curve in full line and numerical curve in dash line for a pressuremeter test at 13.20 m depth made in a clay of 120 kPa of cohesion.

3.2

Second cas : une seule zone plastique se développe

Le calcul par éléments finis représente un essai supposé être exécuté à 18 m de profondeur dans une argile saturée qui possède une cohésion de 100 kPa et un module d'élasticité de 14 000 kPa, pour un coefficient de Poisson de 0,49. Le calcul par éléments finis donne l'évolution des contraintes le long du rayon, qui est représentée sur la figure 8 pour une pression appliquée de 460 kPa. On constate une évolution de l'état de contrainte conforme à ce que prévoyait la théorie, avec en particulier une valeur de la contrainte verticale σ_z qui reste toujours à l'état de contrainte principale moyenne dans la zone de plastification. Au-delà de 5 cm de rayon, la contrainte orthoradiale décroît rapidement, ce qui correspond au début de la zone élas-

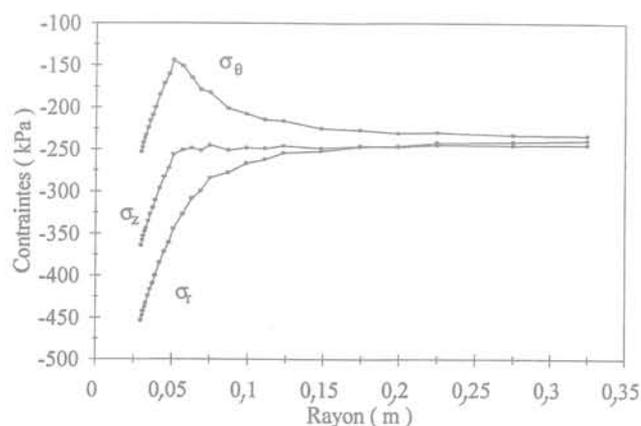


FIG. 8 Évolution des contraintes calculées le long du rayon, pour un essai à 18 m de profondeur dans une argile de 100 kPa de cohésion.
Variation of calculated stresses along the radius for a pressuremeter test at 18 m depth made in a clay of 100 kPa of cohesion.

Revue Française de Géotechnique, 1995

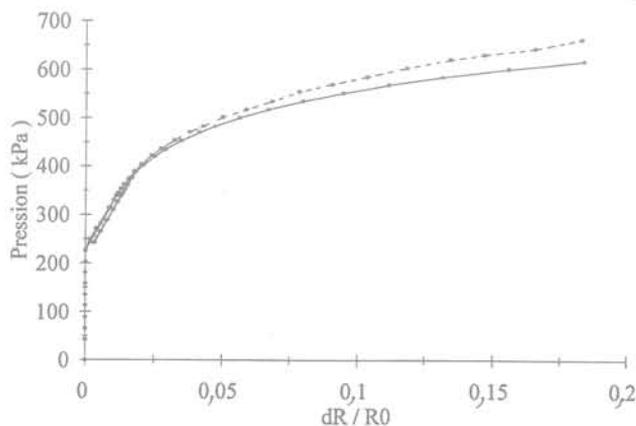


FIG. 9 Comparaison entre les courbes analytique en continu et numérique en discontinu pour un essai à 18 m de profondeur dans une argile de 100 kPa de cohésion.
Comparison between the analytic curve in full line and the numerical curve in dash line for a pressuremeter test at 18 m depth in a clay of 100 kPa of cohesion.

tique. La contrainte verticale ne devient jamais contrainte principale majeure.

Le calcul par éléments finis permet également de connaître l'évolution de la déformation du forage en fonction de la pression appliquée. Cette représentation est faite sur la figure 9, sur laquelle la courbe théorique (3) est représentée en trait continu, et le calcul éléments finis est représenté en trait discontinu. La coïncidence entre les deux courbes donne un écart maximal de 4,9 % en déformation et de 46 kPa en pression. Cet écart peut être considéré comme faible. Les formules théoriques présentées dans le cas où une zone plastique se développe sont assez proches du résultat numérique.

4

Programme expérimental

4.1

Premier cas : deux zones plastiques se développent

Dans le cadre de la construction de l'autoroute SN1A pour le contournement de Plan-les-Ouates à côté de Genève, il a été entrepris la réalisation d'essais pressiométriques cycliques dans des limons argileux de retrait du Würm. Ces essais ont été aimablement mis à notre disposition par le Bureau Pierre Amsler à Genève. La nappe phréatique est située à entre 25 et 30 m selon le forage. Les six premiers mètres sont constitués par un limon argileux dur et surconsolidé par dessiccation. La partie inférieure est un limon argileux tendre et normalement consolidé. Le coefficient des terres au repos de ces terrains est proche de 0,5. Les essais pressiométriques sont réalisés à la sonde nue de 60 mm. La pente de la relation linéaire entre le logarithme de la déformée du forage et la pression est inversement proportionnelle à la cohésion non drainée (voir Fig. 10). La superposition de la courbe théorique à partir de la relation (35) et de la courbe expérimentale (voir Fig. 11) permet d'affiner la valeur de la cohésion non drainée. Ce dernier résultat est porté dans la colonne Cu du tableau II. Ceci permet également de vérifier le module d'élasticité du sol par la superposi-

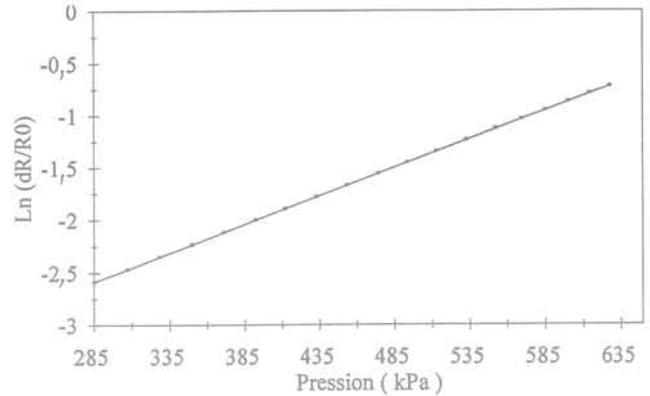


FIG. 10

Transformation linéaire de la courbe pressiométrique pour l'essai à 13,20 m dans le forage 831.

Linear transformation of pressuremeter curve for a test at 13.20 m depth down the 831 drill.

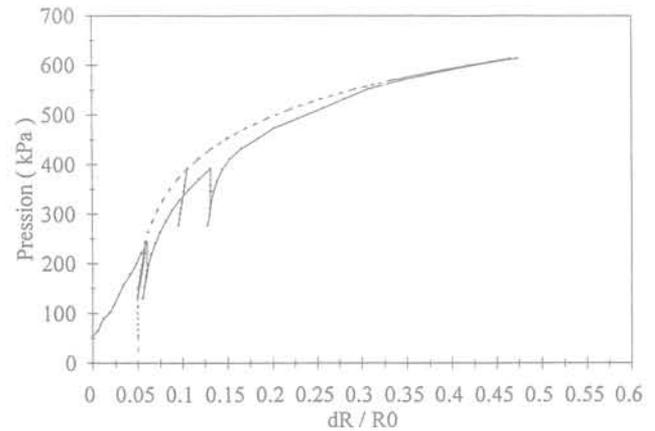


FIG. 11

Comparaison des courbes expérimentale en trait continu, et théorique en trait discontinu pour l'essai à 13,20 m dans le forage 831.

Comparison between the experimental curve in full line and the analytic curve in dash line for a pressuremeter test at 13.20 m depth made in the 831 drill.

TABEAU II

Comparaison des pressions limites expérimentale et théorique quand on a deux zones plastiques.
Comparison between the experimental and theoretical limit pressures when two plastic zones appear.

Forage	Cote (m)	Module élastique non-drainé (kPa)	Cohésion Cu (kPa)	Pression limite expérim. (kPa)	Pression limite théorique CTRE (kPa) formule 48	Pression limite théorique (kPa) formule 47	Écart entre P _{lim} et théorique des formules (%)	
							par 48	par 47
831	7,46	17 000	85	433	664	450	53	4
	10,01	2 525	45	250	333	280	33	12
	13,20	14 890	130	627	1 163	650	85	4
	16,70	6 518	20	345	253	380	-27	16
833	5	61 890	560	1 976	5 393	2 082	173	5
	19	3 864	40	407	383	451	-6	11
	Moyenne						63	8

tion des cycles entre les courbes expérimentales et théoriques.

Dans le tableau II, la pression limite théorique est donnée par la relation (47), et la pression limite CTRE est donnée par la relation usuelle (48). On constate un meilleur accord entre la formule proposée et l'expérience (erreur relative de 8%), plutôt qu'entre la formule usuelle et l'expérience (erreur relative de 63%).

Inversement, on peut chercher la cohésion non drainée à partir de la valeur de la pression limite et de la pression des terres au repos P_0 . Cette étude est regroupée dans le tableau III ci-après. Dans ce tableau, la pression limite CTRE est la valeur de la pression limite quand on utilise la norme pressiométrique NF P 94-110 (1991). La pression limite expérimentale de la colonne suivante est obtenue par le logiciel Gaiapres qui corrige plus complètement les pressions que la norme. On observe, en moyenne, une valeur de la cohésion non drainée souvent supérieure au résultat que donnerait la formule usuelle (48), mais lorsque le sol est de caractéristique médiocre, les choses s'inversent. La cohésion trouvée par la formule proposée est alors plus faible que ce qu'on attend classiquement, ce qui correspondrait à une surestimation des caractéristiques mécaniques par les méthodes usuelles.

4.2

Second cas : une seule zone plastique se développe

Dans le cadre de la reconnaissance complémentaire pour la reconnaissance géotechnique du Centre de conférences international de Paris, il a été entrepris une série d'essais pressiométriques. Ces essais ont été aimablement mis à notre disposition par l'entreprise Bachy. Entre les cotes 15,50 m et 28 m le sondage rencontre une couche d'argile plastique. La nappe phréatique est située à 5,5 m au sommet des argiles et à 9,3 m à la base. Le coefficient des terres au repos est proche de l'unité. Les essais pressiométriques ont été réalisés avec une sonde de diamètre 60 mm équipée d'une gaine métallique. Ils ont été interprétés à la fois selon la norme pressiométrique et, d'une façon plus com-

plète, par le logiciel Gaiapres, de façon à retrouver les contraintes et les déformations de la paroi du forage. De même que précédemment, la pente de la relation linéaire entre le logarithme de la déformée du forage et la pression est inversement proportionnelle à la cohésion non drainée pour tous les points au-delà du fluage (voir Fig. 12).

La superposition de la courbe théorique à partir de la relation (43) et de la courbe expérimentale (voir figure 13) permet d'affiner la valeur de la cohésion non drainée. Le module d'élasticité est obtenu par la super-

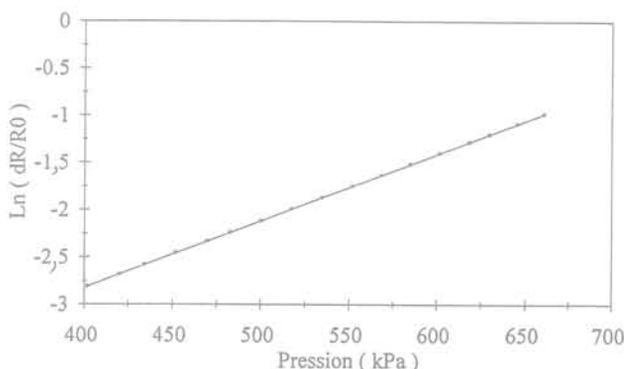


FIG. 12 Transformation linéaire de la courbe pressiométrique pour l'essai à 18 m. Linear transformation of the pressuremeter curve for a test at 18 m depth.

position des cycles élastiques entre les courbes expérimentales et théoriques. On constate comme sur la figure 11 que le début de la déformation de la sonde correspond à une reconsolidation élasto-plastique du forage, la courbe théorique ne donnant aucune déformation avant la valeur de la pression des terres au repos 240 kPa, alors que l'on a des déformations mesurées. A partir du moment où l'on fait coïncider les cycles élastiques de déchargement, rechargement, alors le reste de la courbe expérimentale correspond à la courbe théorique.

TABLEAU III Comparaison des cohésions non drainées usuelles et proposées quand on a deux zones plastiques. Comparison between the experimental and theoretical limit pressures when two plastic zone appears.

Forage	Cote (m)	Module élastique non-drainé (kPa)	P_0 kPa CTRE	P'_0 kPa	Pression limite expérim. CTRE (kPa)	Pression limite expérim. (kPa)	C_u CTRE (kPa) formule 48	C_u proposé (kPa) formule 47	Écart %
831	7,46	17 000	100	40	435	433	60	85	46
	10,01	2 525	100	50	276	250	30	45	41
	13,20	14 890	140	70	610	627	70	130	81
	16,70	6 518	180	90	390	347	40	20	-47
833	5	61 890	300	40	1 790	1 976	175	560	222
	19	3 864	190	90	465	407	50	40	-20
	Moy.								76

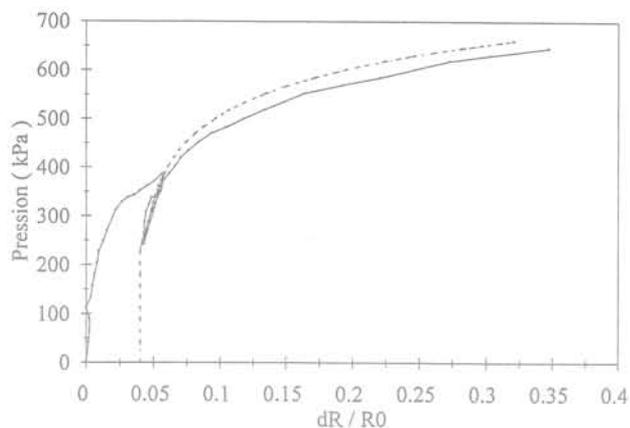


FIG. 13 Comparaison des courbes expérimentale en trait continu et théorique en trait discontinu pour l'essai à 18 m.
Comparison between the experimental curve in full line and the analytic curved in dash line for a pressuremeter test at 18 m depth.

Dans le tableau IV, la pression limite théorique est donnée par la formule (50), et la pression limite CTRE est donnée par la relation usuelle (48). On constate encore une fois un meilleur accord entre la formule proposée et l'expérience (erreur relative de 3 %), plutôt qu'entre la formule usuelle et l'expérience (erreur relative de 82 %).

Inversement, on peut chercher la cohésion non drainée à partir de la valeur de la pression limite, et de la pression des terres au repos P_0 . Cette étude est regroupée dans le tableau V. Dans ce tableau, la pression limite CTRE est la valeur de la pression limite quand on utilise la norme pressiométrique NF P 94-110 (1991). La pression limite expérimentale de la colonne suivante est obtenue par le logiciel Gaiapres qui corrige plus complètement les pressions que la norme. On observe en moyenne une valeur de la cohésion non drainée souvent supérieure au résultat que donnerait la formule usuelle (48).

TABEAU IV Comparaison des pressions limites expérimentale et théorique quand on a une zone plastique.
Comparison between the theoretical and experimental limit pressures when one plastic zone appears.

Cote (m)	Module élastique non-drainé (kPa)	Cohésion C_u (kPa)	Pression limite expérim. (kPa)	Pression limite théorique CTRE (kPa) formule 48	Pression limite théorique (kPa) formule 50	Écart entre P_{lim} et théorique des formules (%)	
						par 48	par 50
15	27 210	80	610	82	623	-86	2
16,5	12 680	65	515	119	523	-77	2
18	14 000	100	670	107	683	-84	2
19,5	11 400	150	830	160	846	-81	2
21	19 033	140	885	153	923	-83	4
22,5	19 000	190	1 105	205	1 123	-81	2
24	15 000	210	1 207	228	1 161	-81	-4
Moyenne						82	3

TABEAU V Comparaison des cohésions non drainées usuelles et proposées quand on a une zone plastique.
Comparison between the theoretical and experimental cohesion when one plastic zone appears.

Cote (m)	Module élastique non-drainé (kPa)	P_0 CTRE (kPa)	P'_0 (kPa)	Pression limite expérim. CTRE (kPa)	Pression limite expérim. (kPa)	C_u CTRE (kPa) formule 48	C_u proposé (kPa) formule 50	Écart (%)
16,5	12 680	300	100	685	515	65	65	0
18	14 000	350	120	860	670	75	100	33
19,5	11 400	600	230	1 100	830	75	150	100
21	19 033	300	170	1 165	885	110	140	27
22,5	19 000	500	420	1 485	1 105	125	190	52
24	15 000	900	700	1 545	1 207	90	210	133
Moy.								50

Conclusion

Les enseignements que donne cette étude sont d'une part de type expérimental, et d'autre part de type théorique.

Du point de vue expérimental, le sol présente un comportement élastique et réversible sur le cycle de déchargement-rechargement, ce qui permet de mesurer un module élastique. En revanche, au chargement vierge, la plasticité apparaît très tôt, et des non-linéarités se présentent. La linéarité apparente de la courbe pressiométrique dans la partie initiale du chargement est due au recomptage du terrain qui a été déchargé par le forage préalable à l'essai. Le module pressiomé-

trique est donc entaché d'une erreur correspondante à des déformations plastiques. Enfin, le pressiomètre sollicite une zone plastifiée autour du forage qui se situe dans une zone non remaniée par la réalisation du trou du forage. Quand on atteint le fluage, le rayon plastique est important, et la valeur de la pression limite n'est pas affectée par la qualité du forage.

Du point de vue théorique, la courbure de la relation pressiométrique entre la pression et la déformation du forage n'est pas due à une relation contrainte-déformation complexe pour le sol, puisque avec un modèle simple de type élastique linéaire-plastique on obtient une réponse pressiométrique qui est semi-logarithmique. Enfin, la relation entre le logarithme de la déformation du forage et la pression correspond à une droite dont la pente est l'inverse de la cohésion non drainée.

Bibliographie

- Amar S., Jezequel J.-F. – Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents, comparaison des résultats. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 58, mars 1972, Paris.
- Amar S., Clarke B.G.F., Gambin M.P., Orr T.T.L. – Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe. Rapport sur l'état des connaissances établi par le Comité technique européen de la SIMSTF, 1^{re} partie: pressiomètre Ménard et pressiomètre Autoforeur. Balkema, 1991.
- Baguelin F., Jezequel J.-F., Le Mee E., Le Mehaut A. – Expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 61, septembre-octobre 1972, pp. 189-202.
- Baguelin F., Jezequel J.-F., Shields D.H. – The pressuremeter and foundation engineering. Trans. Tech. Publication, 1978.
- Bishop R.F., Hill R., Mott N.F. – Theory of indentation and hardness tests. *Proc. Phys. Soc.*, vol. 57, 1945, p. 47.
- Cassan M. – Les essais *in situ* en mécanique des sols, vol. 1. Paris, Eyrolles, 1978.
- Chaffois S., Monnet J. – Modèle de comportement du sable au cisaillement dans un état tridimensionnel de contrainte et de déformation. *Revue Française de Géotechnique*, n° 32, 1985, pp. 59-69.
- Chaffois S., Monnet J. – Model of sand behaviour towards shearing and compressibility in 3 dimensional condition of stress and strain. Constitutive Equations for Granular and Non-Cohesive Soil, Cleveland. Balkema, 1989, pp. 169-181.
- Gambin M. – Calcul d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques. *Sols Soils*, n° 7, 1963.
- Gambin M. – Vingt ans d'usage du pressiomètre en Europe. Congrès européen de Mécanique des Sols et des Travaux de fondation, Brighton, 1979.
- Gambin M. – Calculation of foundation subjected to horizontal forces using pressuremeter data. *Sols Soils*, n° 30/31, 1979.
- Gibson R.E., Anderson W.F. – *In situ* measurement of Soil properties with the pressuremeter. Civil Engineering, May 1961, pp. 3-6.
- Khelif J. – Construction d'un logiciel éléments finis, contribution à la modélisation numérique des sols et calcul d'ouvrages de génie civil. Thèse de Docteur de l'Université Joseph-Fourier, 7 avril 1994, 257 p.
- Ladanyi – Expansion of a cavity in a saturated clay medium. *J. of Soil Mech. and Found. Div.*, Proc. of ASCE, 89, n° SM 4, July 1963, pp. 127-161.
- Ménard L. – Pressiomètre. Brevet français d'Invention, n° 1.117.983, déposé le 19 janvier 1955, 3 p.
- Ménard L. – Mesure *in situ* des propriétés physiques des sols. *Annales des Ponts et Chaussées*, mai-juin 1957, pp. 356-377.
- Ménard L. – Dispositif d'étude de la déformation sous charge d'un milieu homogène. Brevet français d'Invention, n° 1.234.756, déposé le 15 mai 1959, 5 p.
- Monnet J. – Theoretical study of elasto plastic equilibrium around pressuremeter in sands. 3th International Symposium on pressuremeters, Oxford, 1990, pp. 137-148.
- Monnet J. – Équations constitutives du sol utilisant des paramètres géotechniques. Colloque René Houpert, Nancy, sept. 1992, pp. 171-180.
- Monnet J., Chaffois S., Chapeau C., Mohkam – Theoretical and experimental studies of a tunnel face in a gravel site. Part I: Basic theoretical approaches. Numerical Model in Geomechanics, NUMOG III, Niagara Falls, May 1989.
- Monnet J., Chaffois S., Chapeau C., Mohkam – Theoretical and experimental studies of a tunnel face in a gravel site. Part II: Experimental and numerical analysis. Numerical Model in Geomechanics, NUMOG III, Niagara Falls, May 1989.
- Monnet J., Khelif J. – Theoretical and experimental study of equilibrium around pressuremeter. 4th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Swansea, Aug. 1992, 10 p.
- Monnet J., Khelif J. – Étude théorique de l'équilibre élasto-plastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre. *Revue Française de Géotechnique*, n° 67, 1994, pp. 3-12.
- Nahra R., Frank R. – Contributions numériques et analytiques à l'étude de la consolidation autour du pressiomètre. Rapport de recherche LPC n° 137, 1986, 153 p.
- Norme française NF P 94-110 – Sols: reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard. AFNOR, juillet 1991, 32 p.
- Salençon J. – Expansion quasi statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élasto-plastique. *Annales des Ponts et Chaussées*, n° 3, mai-juin 1966, pp. 175-187.

Utilisation de l'essai pressiométrique pour la détermination des propriétés mécaniques des sables obéissant au critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée

I. SHAHROUR

Laboratoire de mécanique
de Lille (URA 1441)
École Centrale de Lille,
BP 48,
59651 Villeneuve d'Ascq
Cedex

A. KASDI, N. ABRIAK

Département Génie Civil
École des Mines de Douai
BP 838,
59508 Douai Cedex

Résumé

Dans cet article, on étudie l'utilisation de l'essai pressiométrique pour la détermination des propriétés mécaniques des sables dont le comportement peut être décrit par un modèle élastique - parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non associée. Compte tenu du niveau de déformation atteint au cours de cet essai, l'étude est menée en grandes déformations. Le problème inverse posé par la détermination des paramètres du modèle est résolu à l'aide d'une technique d'optimisation basée sur la méthode de Newton. L'intégration de l'essai pressiométrique est effectuée d'après la solution analytique proposée par Yu et Houlsby. On montre que le couplage entre les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb conduit à une indétermination qui peut être levée à l'aide des informations complémentaires : cycle de déchargement - rechargement pour la détermination du module de cisaillement et essais de laboratoire et (ou) corrélations pour la dilatançe.

Use of the pressuremeter test for the identification of mechanical properties of a sand governed by the Mohr-Coulomb criterion and a non associated flow rule

Abstract

In this paper, we present a methodology for the use of the pressuremeter test for the determination of mechanical properties of an elastic - plastic sand using the Mohr-Coulomb yield criterion and a non associated flow rule. Analysis of the pressuremeter test is performed in large deformations. The identification of constitutive parameters is carried out by means of the Newton optimisation procedure used for the resolution of inverse problems. Problem of the cavity expansion is solved using the analytical expression proposed by Yu and Houlsby. It is shown that the application of the optimisation procedure leads to an indeterminate problem which can be solved by the use of supplementary data: unloading - reloading cycle for the determination of the shear modulus and laboratory tests and (or) correlations for dilatancy.

Introduction

Compte tenu de la complexité du comportement des sols, des difficultés rencontrées dans la détermination de leurs propriétés mécaniques et des impératifs professionnels (délais, coûts...), les ingénieurs utilisent souvent un modèle élastique – parfaitement plastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non associée pour l'analyse du comportement des ouvrages en géotechnique. La détermination des paramètres de ce modèle à partir des essais de laboratoire pose des difficultés majeures, notamment la représentativité des sols prélevés du site de construction et le fort remaniement induit par les opérations de forage et d'extraction. Afin de surmonter ces difficultés, il est recommandé d'utiliser les essais *in situ*, et en particulier l'essai pressiométrique pour la détermination des propriétés mécaniques des sols.

De nombreux travaux ont été consacrés à la détermination des propriétés mécaniques des sables à partir de l'essai pressiométrique (Ménard, 1957; Gibson et Andreson, 1961; Ladanyi, 1963; Salençon, 1966; Vesic, 1972; Hughes *et al.*, 1977; Worth, 1984; De Soussa, 1990; Monnet et Khelif, 1994). Dans ces travaux, l'intérêt a porté sur les paramètres de résistance en adoptant des hypothèses simplificatrices pour l'intégration analytique de l'essai pressiométrique, notamment l'hypothèse des petites déformations. Plus récemment, l'équipe de l'École Centrale de Lyon (Cambou *et al.*, 1990) a construit un programme (PRESS'IDENT) pour la détermination des paramètres des modèles des sols à partir de l'essai pressiométrique. Dans ce programme, l'intégration de l'essai pressiométrique est effectuée par la méthode des éléments finis. Ce qui permet d'utiliser l'essai pressiométrique pour la détermination des paramètres des modèles plus sophistiqués sans hypothèses simplificatrices sur le mode de déformation. Ce programme a été appliqué à la détermination des paramètres du modèle de Duncan (Duncan et Chang, 1970) et du modèle CJS (Cambou et Jafari, 1988).

Dans cet article, on propose d'étudier l'utilisation de l'essai pressiométrique pour la détermination des propriétés mécaniques des sables dont le comportement est décrit par un modèle élastique – parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non associée. Compte tenu du niveau des déformations atteint au cours de cet essai, l'étude est menée en considérant les grandes déformations. Le problème inverse posé par la détermination des paramètres est résolu à l'aide d'une technique d'optimisation basée sur la méthode de Newton. L'intégration de l'essai pressiométrique est effectuée à l'aide de la solution analytique proposée par Yu et Houlsby (1991). Cette solution permet d'accélérer l'algorithme d'identification et d'éviter les problèmes numériques liés à l'intégration des modèles élastoplastiques en grandes déformations. A travers des applications numériques, on montre que la détermination d'un seul paramètre s'opère correctement et avec une bonne précision alors que l'identification de deux ou de plusieurs paramètres conduit à une indétermination qui peut être levée à partir des informations complémentaires obtenues à partir de l'essai pressiométrique et (ou) des essais de laboratoire.

Présentation de la méthode

2.1

Résolution du problème inverse

La détermination des paramètres d'un modèle de comportement des sols à partir de l'essai pressiométrique consiste en la résolution du problème inverse suivant: trouver un jeu de paramètre (J) qui minimise l'écart entre des mesures expérimentales et les résultats obtenus par l'intégration du modèle de comportement (Fig. 1):

$$S = \sum_{i=1}^n (\delta_m(P_i) - \delta_s(P_i, J))^2$$

$\delta_m(P_i)$ et $\delta_s(P_i, J)$ désignent respectivement la mesure expérimentale et le résultat d'intégration du modèle pour le niveau de pression P_i .

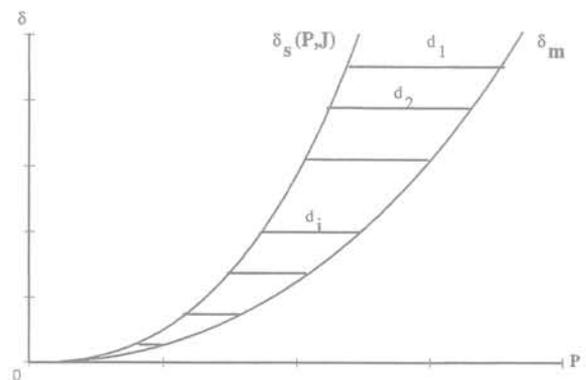


FIG. 1 Mesure de l'écart entre les données expérimentales et de simulation. Distance between experimental data and numerical predictions.

La recherche du minimum requiert l'utilisation d'une technique d'optimisation. Dans ce travail, on a utilisé la méthode de Newton qui est basée sur la procédure itérative suivante:

A partir d'un jeu de paramètre J^i , on détermine un nouveau jeu de paramètres (J^{i+1}) par la résolution du système suivant:

$$J^{i+1} = J^i + \left[\frac{\partial^2 S}{\partial J^2}(J^i) \right]^{-1} \left[\frac{\partial S}{\partial J}(J^i) \right]$$

Le calcul du gradient $\left[\frac{\partial S}{\partial J} \right]$ et du hessien $\left[\frac{\partial^2 S}{\partial J^2} \right]$ est effectué par la méthode des différences finies:

$$\left[\frac{\partial S}{\partial J} \right] = \frac{S(P, J^i + \Delta J) - S(P, J^i - \Delta J)}{2\Delta J}$$

$$\left[\frac{\partial^2 S}{\partial J^2} \right] = \frac{S(P, J^i + \Delta J) - 2S(P, J^i) + S(P, J^i - \Delta J)}{\Delta J^2}$$

La mise en œuvre de cette méthode nécessite la résolution du problème d'expansion de cavité cylindrique dans un sol obéissant au critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée. Dans la procédure d'optimisation, nous avons utilisé la solution proposée par Yu et Houlsby (1991). Cette solution est rappelée brièvement ci-après.

2.2

Solution analytique du problème d'expansion de cavité cylindrique

Yu et Houlsby (1991) ont proposé une solution analytique pour le problème d'expansion de cavité cylindrique dans un sol dont le comportement peut être décrit par le modèle de Mohr-Coulomb non associé. La partie élastique de ce modèle comporte deux paramètres : le module d'Young (E) et le coefficient de Poisson (ν) ou le module de cisaillement (G) et le coefficient de compressibilité (K) qui sont définis par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

La partie plastique comporte trois paramètres : l'angle de frottement (n), la cohésion (C) et l'angle de dilatance (ψ).

L'hypothèse des grandes déformations est prise en compte selon la formulation de Chadwick (1963) :

$$\epsilon_r = \text{Ln} \left(\frac{dr}{dr_0} \right) \quad \epsilon_\theta = \text{Ln} \left(\frac{r}{r_0} \right)$$

r_0 et r désignent respectivement les positions initiale et après déformation d'un point matériel du massif du sol.

En élasticité, l'application d'une pression (P) dans une cavité de rayon initiale a_0 induit à son bord un déplacement (u) donné par :

$$u = \frac{a_0(P - P_0)}{2G}$$

P_0 désigne la pression initiale dans la cavité.

La plasticité apparaît dans le sol quand la pression dans la cavité atteint la valeur P_e :

$$P_e = \frac{Y + (\alpha - 1)P_0}{1 + \alpha} + P_0$$

$$\alpha = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad Y = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

Dans ce cas, le déplacement au bord de la cavité est donné par l'expression suivante :

$$\frac{u}{a_0} = \left(\frac{R^{-\gamma}}{(1-\delta)^{\frac{\beta+1}{\beta}} - (\gamma/\eta)\Lambda_1(R,\xi)} \right)^{\frac{\beta}{1+\beta}} - 1$$

$$\Lambda_1(R,\xi) = \sum_{n \geq 0} A_n(R,\xi)$$

$$A_n(R,\xi) = \begin{cases} \frac{\xi^n}{n!} \text{Ln}(R) & \text{si } n = \gamma \\ \frac{\xi^n}{n!(n-\gamma)} [R^{n-\gamma} - 1] & \text{si } n \neq \gamma \end{cases}$$

Les coefficients intervenant dans ces expressions sont donnés par :

$$\xi = \frac{2\delta(1-\nu^2)}{(1+\nu)(\alpha-1)\beta} \left[1 + \alpha\beta - \frac{\nu(\alpha+\beta)}{1-\nu} \right]$$

$$\eta = \text{Exp} \left\{ \frac{(\beta+1)(1-2\nu)(1+\nu)[Y + (\alpha-1)P_0]}{E\beta(\alpha-1)} \right\}$$

$$R = \frac{(1+\alpha)[Y + (\alpha-1)P]}{2\alpha[Y + (\alpha-1)P_0]}$$

$$\gamma = \frac{\alpha(1+\beta)}{(\alpha-1)\beta} \quad \delta = \frac{Y + (\alpha-1)P_0}{2(1+\alpha)G} \quad \beta = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

3

Étude de la méthode proposée

3.1

Démarche

Dans cette partie, on étudie la possibilité de déterminer les propriétés des sables à l'aide de la méthode présentée ci-dessus. Pour effectuer cette étude, un jeu de données pressiométriques a été construit à partir de la solution analytique de Yu et Houlsby (1991) avec le jeu de paramètres donné dans le tableau I. Les résultats obtenus avec $P_0 = 0,15$ MPa et $K_0 = 0,5$ sont donnés

TABLEAU I Jeu de paramètres utilisé pour la construction des données pressiométriques.

G (MPa)	K (MPa)	ψ (°)	φ (°)	C (kPa)
30	78,5 MPa	16	40	0

dans la figure 2. En considérant ces données comme des données « expérimentales », on va tester la possibilité de retrouver le jeu de paramètres de référence à l'aide de la méthodologie exposée ci-dessus. Cette démarche permet de s'affranchir de l'utilisation

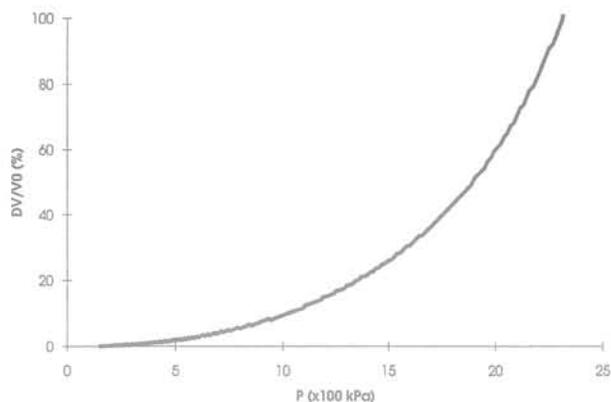


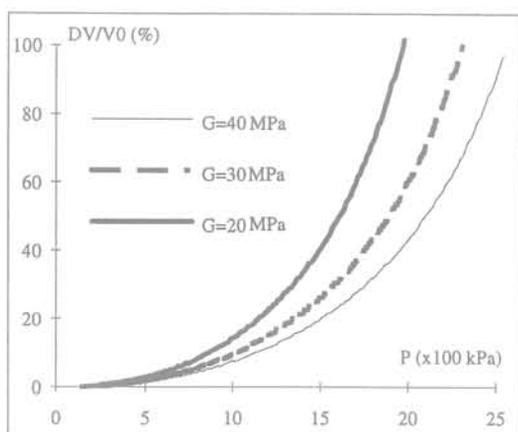
FIG. 2 Courbe pressiométrique de référence utilisée pour la détermination des paramètres.
Pressuremeter curve used for the determination of constitutive parameters.

d'essais réels qui pose des difficultés liées au remaniement du sol et à la capacité du modèle de Mohr-Coulomb à décrire correctement le comportement des sols.

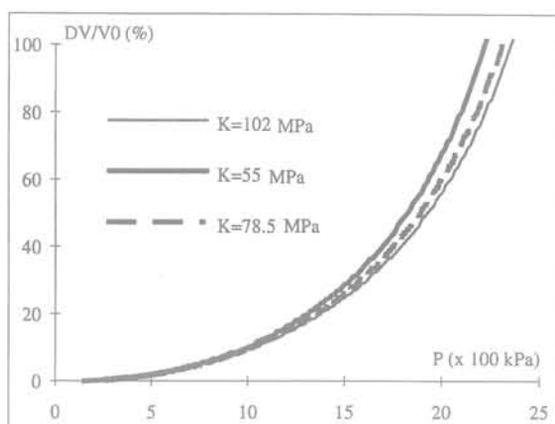
3.2

Étude de sensibilité

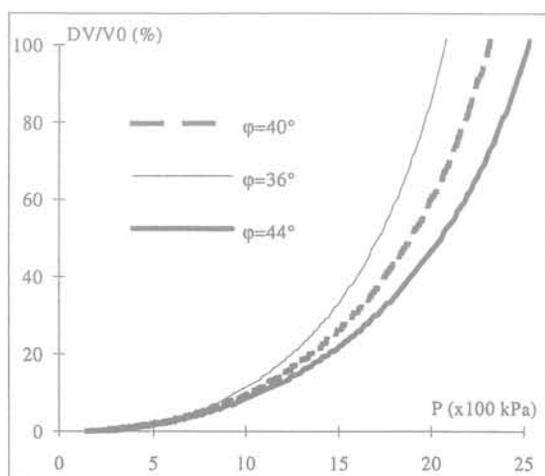
L'étude de sensibilité du modèle par rapport à ses paramètres permet de déterminer les paramètres à privilégier dans le processus d'optimisation et le domaine d'influence de chacun de ses paramètres. Les figures 3a à 3d illustrent la sensibilité de la simulation de l'essai pressiométrique par rapport aux paramètres du modèle de Mohr-Coulomb. On constate que la perturbation du module de cisaillement affecte sensiblement l'ensemble de la courbe pressiométrique, mais que celle-ci est peu sensible à la perturbation du coefficient de compressibilité. En ce qui concerne les angles de frottement et de dilatance, on note une forte sensibilité des simulations



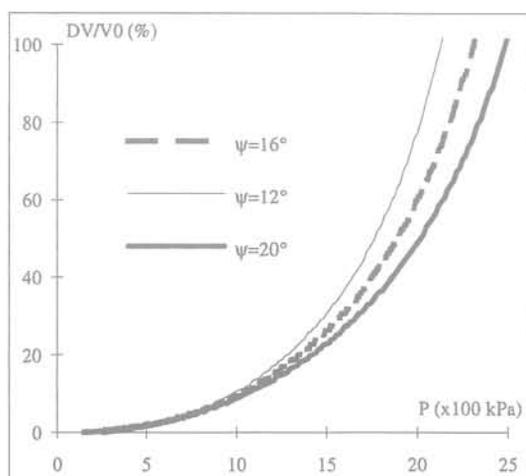
a)



b)



c)



d)

FIG. 3 Sensibilité des simulations par rapport aux paramètres.
Sensitivity of numerical simulations to constitutive parameters.
a) module de cisaillement, Shearing modulus,
b) module de compressibilité, Bulk modulus,
c) angle de frottement interne, Friction angle,
d) angle de dilatance, Dilatancy angle.

par rapport à ces deux paramètres pour les hauts niveaux de déformations ($\Delta V/V_0 > 10\%$).

3.3

Détermination des paramètres

Dans un premier temps, nous avons appliqué l'algorithme d'optimisation pour la détermination d'un seul paramètre. Les simulations effectuées ont montré que la méthode proposée s'applique bien quel que soit le paramètre. A titre d'exemple, on donne dans la figure 4 les résultats de la détermination de l'angle de frottement et du module de cisaillement. En partant d'un angle de frottement $n_1 = 30^\circ$, le programme d'optimisation nous donne un angle de frottement $n = 40^\circ$ qui est égal à la valeur recherchée (tableau I). L'application de cette démarche au module de cisaillement avec une valeur initiale $G_1 = 18$ MPa, donne un module $G = 30,5$ MPa qui est très proche de la valeur recherchée ($G = 30$ MPa). Afin d'illustrer la conséquence de l'interprétation de l'essai pressiométrique en petites déformations, l'angle de frottement a été déterminé en négligeant les grandes déformations. En partant d'une valeur initiale $n_1 = 30^\circ$, le programme d'optimisation a donné un angle de frottement $n = 33^\circ$ (Fig. 5). Cet angle

est nettement inférieur à celui déterminé en grandes déformations qui est de l'ordre de 40° . Ceci montre que l'hypothèse des petites déformations induit une sous-estimation sensible de l'angle de frottement interne.

Cette méthodologie a été ensuite appliquée à la détermination simultanée des deux paramètres. Dans ce cas, des difficultés ont surgi. Avec un bon accord entre les résultats de simulation et les données expérimentales, les jeux de paramètres déterminés dépendaient sensiblement des valeurs initiales. A titre d'exemples, on donne dans la figure 6a les résultats obtenus pour la détermination du module de cisaillement et de l'angle de frottement interne. En partant des valeurs initiales $G_1 = 37,5$ MPa et $n_1 = 44^\circ$, on a obtenu $G = 35,7$ MPa et $n = 37^\circ$ et en partant des valeurs initiales $G_1 = 22,5$ MPa et $n_1 = 45^\circ$, on a obtenu $G = 23,7$ MPa et $n = 46^\circ$. Ces valeurs sont très éloignées des valeurs recherchées ($G = 30$ MPa et $n = 40^\circ$). La figure 6b illustre les résultats obtenus pour la détermination des angles de frottement et de dilatance. En partant des valeurs $n_1 = 35^\circ$, $\psi_1 = 12^\circ$, on a obtenu $n = 40,2^\circ$ et $\psi = 15,9^\circ$ et en partant des valeurs initiales $n_1 = 38^\circ$, $\psi_1 = 12^\circ$, on a obtenu $n = 44,4^\circ$ et $\psi = 11,4^\circ$. Ces résultats montrent que la méthode d'optimisation opère correctement pour déterminer un seul paramètre, mais elle présente des insuffisances quand il s'agit de déterminer deux ou plu-

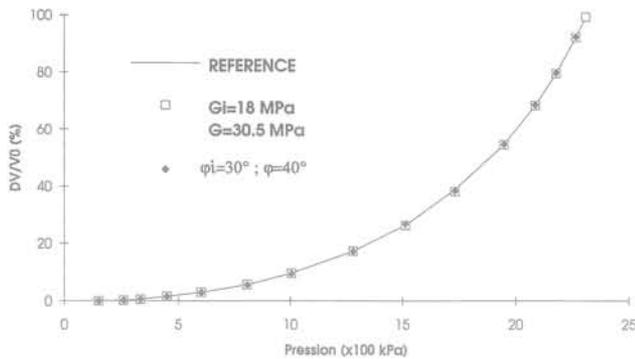


FIG. 4 Détermination d'un seul paramètre (G ou n).
Determination of one constitutive parameter (G or n).

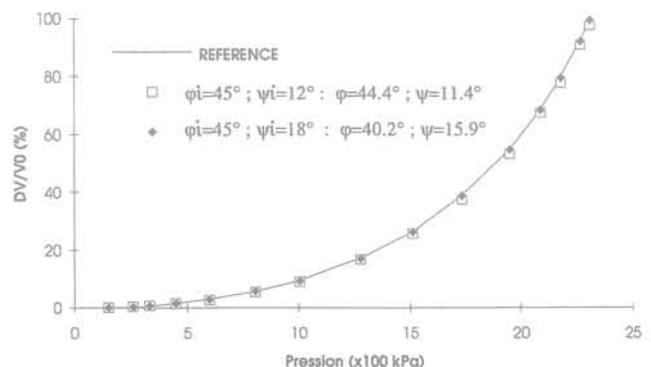
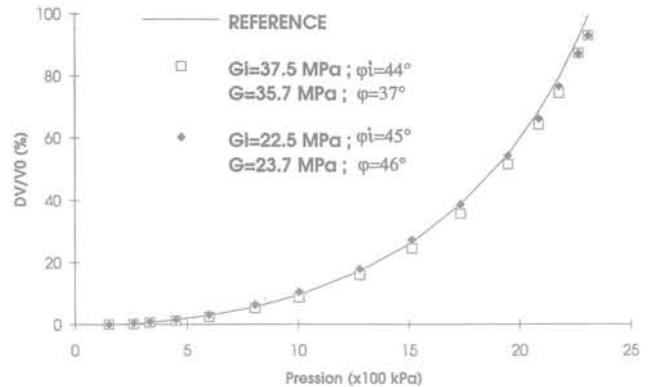


FIG. 6 Détermination simultanée de deux paramètres.
a) Module de cisaillement et angle de frottement.
b) Angles de frottement et de dilatance.
Determination of two parameters.
a) Shearing modulus and friction angle.
b) Friction and dilatancy angles.

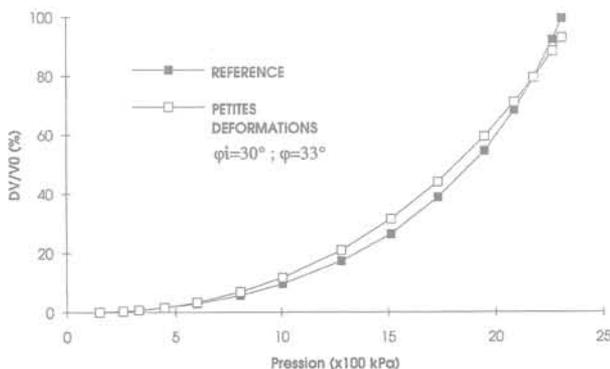


FIG. 5 Influence des grandes déformations sur la détermination de l'angle de frottement interne.
Influence of large strains on the determination of the friction angle.

seurs paramètres. Ceci est dû à l'existence d'un fort couplage entre le module de cisaillement, l'angle de frottement interne et l'angle de dilataance (Shahrour *et al.*, 1993). Pour surmonter cette difficulté, il est nécessaire d'utiliser des informations supplémentaires à partir de l'essai pressiométrique, des essais de laboratoire et (ou) des corrélations entre les propriétés mécaniques des sables. Nous allons, ci-après, présenter des propositions allant dans ce sens.

4

Recours aux données supplémentaires

4.1

Module de cisaillement

Les résultats de simulation de l'essai pressiométrique montre que la plastification se produit rapidement, il est donc très difficile de bien distinguer la phase élastique pour la détermination du module de cisaillement à partir de la pente initiale. A cette difficulté, s'ajoute le remaniement induit par le forage et la mise en place de la sonde qui peut perturber sensiblement la partie initiale de la courbe de chargement pressiométrique. Afin de surmonter cette difficulté, ce module peut être déterminé à partir d'un cycle de déchargement – rechargement réalisé à un niveau de pression où le domaine d'élasticité est bien marqué. Pour éviter la plastification du sol lors du déchargement, Worth (1982) propose de limiter l'amplitude du cycle à la valeur maximale :

$$Ap = \frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi} P_{inv}$$

P_{inv} désigne la valeur de pression dans la cavité à l'inversion du chargement. A titre d'illustration, on montre dans la figure 7 une simulation de l'essai pressiométrique avec un cycle de déchargement – rechargement. Sur ce cycle, le domaine d'élasticité est bien

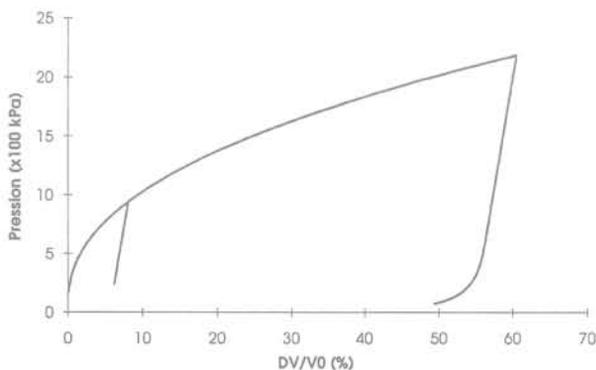


FIG. 7 **Domaine d'élasticité sur un cycle de déchargement-rechargement.**
Elastic domain on a pressuremeter curve with an loading-reloading cycle.

marqué ce qui permet de déterminer le module de cisaillement par l'expression :

$$G = \frac{\Delta P}{\Delta V/V}$$

4.2

Angle de dilataance

Pour un sol donné, l'angle de dilataance dépend du niveau de la pression moyenne et de la densité. A partir d'une analyse des essais de laboratoire réalisés sur de nombreux sables, Bolton (1986) a montré que les angles de frottement (ϕ) et de la dilataance (ψ) sont liés par la relation :

$$\psi = 1,25 (\phi - \phi_{crit})$$

Le paramètre ϕ_{crit} désigne l'angle de frottement critique. Il correspond à l'angle mesuré lors d'un essai drainé sur un échantillon dont le taux de dilataance dans la phase plastique est nul. Il peut être déterminé à partir des essais drainés réalisés à différentes densités. En reportant les résultats dans le plan (taux de dilataance, angle de frottement), l'angle critique est égal à l'angle de frottement obtenu pour une dilataance nulle. L'intérêt de cette expression réside dans le fait que l'angle de frottement critique est généralement peu sensible au remaniement. Il peut donc être déterminé en laboratoire. Cet angle dépend principalement de la composition minéralogique. Sa valeur augmente avec la présence du feldspath et diminue avec le quartz. Pour un sable quartzueux, l'angle critique est de l'ordre de 33° et il atteint 40° pour un sable feldspathique (Bolton, 1986).

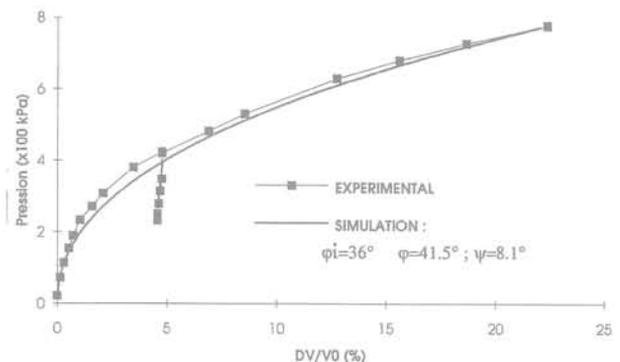


FIG. 8 **Détermination des paramètres sur l'essai pressiométrique donné par Hughes *et al.* (1977).**
Determination of constitutive parameters from a pressuremeter test given by Hughes *et al.* (1977).

4.3

Application

La méthodologie exposée ci-dessus a été utilisée pour déterminer les paramètres du sable de Wash à partir d'un essai pressiométrique comportant un cycle de déchargement – rechargement réalisé à 7 m de profondeur. Cet essai a servi à la validation de la méthode proposée par Hughes *et al.* (1977). L'angle de frotte-

ment critique pour ce sable a été estimé par les auteurs à 35° . La pression initiale des terres au repos était évaluée à 14 kPa.

Le cycle de déchargement – rechargement a permis de déterminer le module de cisaillement, la valeur trouvée était de 35 MPa. Avec un coefficient de Poisson de $\nu = 1/3$, le module de compressibilité était pris égal à 93 MPa. En utilisant la relation proposée par Bolton pour la dilatance, l'optimisation a porté sur l'angle de frottement. En partant d'une valeur initiale $\varphi_1 = 30^\circ$, nous avons obtenu $\varphi = 40,5^\circ$. L'utilisation des corrélations de Bolton a donné un angle de dilatance $\psi = 8,1^\circ$. Ces valeurs sont proches de celles trouvées par Hughes *et al.* ($\varphi = 41^\circ$ et $\psi = 9^\circ$).

5

Conclusion

Dans cet article, nous avons étudié la possibilité de déterminer les propriétés mécaniques d'un sable dont

le comportement peut être décrit par un modèle élastique – parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non associée. Le problème inverse posé par cette détermination a été résolu à l'aide d'une technique d'optimisation utilisant la méthode de Newton. La solution analytique proposée par Yu et Houlsby pour le problème d'expansion de cavité cylindrique en grandes déformations a été utilisée dans la procédure d'identification. Notre étude a montré que la méthode d'optimisation opère correctement pour déterminer un seul paramètre, mais elle présente des insuffisances quand il s'agit de déterminer deux ou plusieurs paramètres. Ceci est dû à l'existence d'un fort couplage entre le module de cisaillement, l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance. On peut surmonter cette difficulté par l'utilisation des informations supplémentaires : essai pressiométrique avec un cycle de déchargement – rechargement pour déterminer le module de cisaillement et essais de laboratoire pour la mesure de l'angle de frottement critique intervenant dans les corrélations de Bolton entre les angles de frottement et de dilatance.

Bibliographie

- Bolton M.D. – The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique* 36, n° 1, p. 65-78, 1986.
- Cambou B., Jafari K. – Modèle de comportement des sols non cohérents, *Revue Française de Géotechnique*, n° 44, p. 43-45, 1988.
- Cambou B., Boubangua A., Bozetto P., Haghgou M. – Détermination of constitutive parameters from pressuremeter tests, Third Inter. Symp. on Pressuremeter, Oxford, Thomas Telford, p. 234-252, 1990.
- De Sousa Coutinho A.G.F. – Radial expansion of cylindrical cavities in sandy soil: Application to pressuremeter tests, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, p. 737-748, 1990.
- Duncan J.M. and Chang C.V. – Non linear analysis of stress strain in soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Eng. Div.*, Vol. 96, n° SM5, P. 1629-1653, 1970.
- Gibson R.E., Anderson W.F. – *In situ* measurement of soil properties with the pressuremeter, *Civ. Enging Publ. Wks Rev.*, 56, n° 658, p. 615-618, 1961.
- Hughes J.M.O., Wroth C.P., Windle D. – Pressuremeter test in sands, *Geotechnique*, 27, n° 4, p. 455-477, 1977.
- Ladanyi B. Evaluation of pressuremeter test in granular soils, Proc. 2nd Pan-Am. Conf. Soil Mech., p. 3-20, 1963.
- Ménard L. – *Mesure in situ* des propriétés physiques des sols, *Annales des Ponts et Chaussées*, p. 357-376, 1957.
- Monnet J., Khelif J. – Étude théorique de l'équilibre élasto-plastique d'un sol pulvérulent autour d'un pressiomètre, *Revue Française de Géotechnique*, n° 67, p. 3-12, 1994.
- Salençon J. – Expansion quasi statique d'une cavité sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique, *Annales des Ponts et Chaussées*, Vol. 3, p. 175-187, 1966.
- Shahrouh I., Kasdi A., Abriak N.-E. – Étude numérique de l'essai pressiométrique et détermination des paramètres de Mohr-Coulomb, 6^e Colloque franco-polonais. Douai, p. 74-80, 1993.
- Vesic A.S. – Expansion of cavities in infinite soil mass, *J. Soil. Mech. Fdn Eng. Div. ASCE*, Vol. 98, n° 3, p. 265-290, 1972.
- Worth C.P. – The interpretation of *in situ* tests, *Géotechnique*, 34, n° 4, p. 449-489, 1984.
- Worth C.P. – British experience with the self boring pressuremeter, Proc. Symp. Pressuremeter and its Marine Applications, Paris, p. 143-164, 1982.
- Yu H.S., Houlsby G.T. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis, *Geotechnique*, 41, n° 2, p. 173-183, 1991.

Sous l'égide de la Société internationale de Mécanique des sols de l'association italienne de Géotechnique et de l'université de Naples, un symposium international sur *Le rôle de la géotechnique pour la sauvegarde des monuments et des sites historiques* aura lieu à Naples, en octobre 1996.

Renseignements :

TC 19 – Preservation of Historic Sites
c/o C.I.Be.C
Via Diocleziano, 328
80124 Napoli (Italie)
Fax : ++ 39/81/7682938

Informations

Simulation numérique 3D du frottement sol-inclusion en chambre d'étalonnage par équations intégrales aux frontières

M. BOULON

Laboratoire 3S
Université Joseph-Fourier
BP 53,
38041 Grenoble Cedex 9

P. GARNICA

Instituto Mexicano
del Transporte
Apartado Postal 1098,
76000 Querétaro,
Qro., Mexique

M. EISSAUTIER

Société Simecsol
8, avenue Newton,
92350 Le Plessis-Robinson

Résumé

Les auteurs proposent un modèle d'interaction sol-structure en tant que problème de contact non linéaire entre le sol et l'inclusion, avec une interface résultant du contraste entre les propriétés mécaniques de ces solides. Le traitement numérique est effectué à travers la méthode des équations intégrales aux frontières, et la loi de frottement est un modèle incrémentalement non linéaire entre les vecteurs vitesse de contrainte et vitesse de déplacement relatif à l'interface. Des applications à la simulation numérique d'essais d'arrachement de pieux en chambre d'étalonnage sont présentées.

Numerical 3D modelling of soil-inclusion friction in a calibration chamber by the BEM

Abstract

It is shown how the soil-structure interaction problem can be considered as a non-linear contact problem between elastic solids. The boundary element method is used for the numerical treatment and the non-linearities at the interface are modeled by means of an incrementally non linear interface law. Numerical simulations of pile pull-out tests in calibration chamber are presented and discussed.

Introduction

L'importance des problèmes d'interaction sol-structure dans le domaine du génie civil, pour les structures off-shore notamment, a conduit au développement d'essais *in situ*, sur modèle réduit ou en centrifugeuse, portant notamment sur la mesure du frottement mobilisé le long de pieux.

S'agissant de problèmes de pieux ou autres inclusions dans le sol, il convient de simuler le comportement de l'ensemble des solides, et donc de considérer le problème aux limites faisant intervenir l'inclusion, le sol et le contact sol-inclusion. L'interaction sol-structure peut donc entrer dans la catégorie très vaste des problèmes de contact entre solides, avec une interface non linéaire induite par le contraste de propriétés mécaniques entre les matériaux constituant les milieux en contact.

Toutes les expériences de visualisation du frottement latéral, pour des ancrages moulés ou pour des pieux battus, indiquent que les grands déplacements du sol sont localisés dans une zone de très faible épaisseur au contact de l'inclusion (Foray [10]). Cette localisation le long de l'inclusion montre qu'on est beaucoup plus proche d'un mécanisme du type cisaillement direct sable-plaque rugueuse que de celui d'un cisaillement simple.

On retrouve les mêmes observations dans les expériences d'interface effectuées par Plytas [16], puis par Hoteit [12] sur le contact sol-structure : les grains subissent de très grands déplacements et de grandes rotations dans une zone dont l'épaisseur correspond à environ une dizaine de grains moyens. Ces mécanismes doivent nécessairement être intégrés à tout modèle numérique si l'on veut obtenir des résultats de simulation réalistes.

La première partie de cet article est dédiée à la mise en équations du problème de contact avec frottement. La deuxième partie décrit brièvement un modèle d'interface sol-structure de type vectoriel et à dépendance directionnelle. Ce modèle, dont les bases ont été établies par Boulon et Plytas [6], est basé sur le principe d'une interpolation dite « rhéologique » et privilégie la notion de « chemin de cisaillement d'interface ». La dilataance et la contractance localisées jouent un rôle fondamental dans le comportement d'interface. La troisième partie traite des applications à la simulation numérique d'essais d'arrachement de pieux en chambre d'étalonnage. Une série de résultats est présentée et commentée.

Formulation en équations intégrales du problème de contact avec frottement

Le problème de frottement entre solides sous un angle continu en utilisant la méthode des équations intégrales aux frontières a été abordé par quelques auteurs comme Andersson [1], Kwak et Lee [13], Selvadurai [20], Marchina [14], Paris et Garrido [15].

Notre approche consiste à considérer le contact entre deux solides élastiques, les non-linéarités étant concentrées à la surface commune de contact, que nous appellerons désormais interface. Ces non-linéarités proviennent pour l'essentiel de la mobilisation du frottement lors du déplacement relatif des deux solides.

Problème continu

Considérons deux solides 1 et 2 occupant Ω_1 et Ω_2 de \mathbb{R}^3 , en contact entre eux et limités par les frontières Γ_1 et Γ_2 respectivement. Pour chaque solide k ($k=1,2$) l'égalité de Somigliana s'écrit (Brebbia [7]) :

$$cu_i(P) + \int_{\Gamma_k} u_i(Q)T_{ji}(P, Q) d\Gamma_k(Q) = \int_{\Gamma_k} t_i(Q)U_{ji}(P, Q) d\Gamma_k(Q) + \int_{\Omega_k} b_i(Q)U_{ji}(P, Q) d\Omega_k(Q) \quad (1)$$

où u_i et t_i sont respectivement les composantes des vecteurs déplacement et contrainte aux frontières, et où b_i est le vecteur forces de volume. Pour des forces de volume telles que la gravité ou l'inertie rotationnelle, la dernière intégrale de (1) portant sur le volume peut être transformée en une équation intégrale aux frontières à l'aide du théorème de la divergence (Danson [8]). L'équation (1) est établie en utilisant la solution fondamentale des équations de Navier-Cauchy, caractérisée par les tenseurs U_{ji} (en déplacements) et T_{ji} (en contraintes), dont les composantes sont des coefficients d'influence. Ainsi, par exemple, $T_{ji}(P, Q)$ représente les contraintes au point Q , selon la coordonnée j , résultant de l'application d'une force unité ponctuelle au point P et dans la direction i . Le lecteur intéressé trouvera les expressions classiques de ces tenseurs dans la référence [7]. La valeur de la constante c_i dépend de la régularité locale de la frontière ($\approx 0,5$ pour une frontière régulière) au voisinage du point P . Par régulier, nous entendons que la frontière Γ_k du domaine Ω_k est continue, et continûment différentiable par morceaux. En somme, nous tolérons des arêtes (ce qui est bien utile pour les applications) étant entendu que, partout en dehors des arêtes, Γ_k admet un plan tangent unique. Les équations (1) doivent être regardées comme un système d'équations intégrales couplées de type différent selon que le problème aux limites est posé en contraintes ou en déplacements, ou encore en termes mixtes.

Sur une partie Γ_{ik} de la frontière Γ_k les conditions aux limites sont fixées en déplacements ($u_i = \bar{u}_i$ imposé) et sur une partie Γ_{jk} de la frontière Γ_k les contraintes sont imposées ($t_j = \bar{t}_j$). Les frontières Γ_k sont aussi soumises à des conditions de contact sur leur partie Γ_{ck} au temps τ tel que $\tau^1 \leq \tau \leq \tau^2$, où τ^1 et τ^2 sont deux instants séparés par un écart de temps.

Soit Γ_c la surface de contact des deux solides ($\Gamma_c = \Gamma_{c1}$ ou Γ_{c2}). Au temps τ , Γ_c peut être subdivisée en trois régions :

- Γ_{cc} où le contact est dit « collé », donc sans déplacement relatif de Ω_1 par rapport à Ω_2 ;
- Γ_{cg} où le contact est dit « glissant », et donc où existent des déplacements relatifs (tangentiels et normaux) sans perte de contact ;
- Γ_{cr} où le contact a été rompu antérieurement et où existent également des déplacements relatifs (éventuel-

lement grands mais, en fait, petits en raison des hypothèses de base de la mécanique des milieux continus en petits déplacements).

Les conditions statiques et cinématiques sur Γ_c s'écrivent donc :

$$\begin{aligned} - \text{sur } \Gamma_{cc} : \underline{t}_1 + \underline{t}_2 &= \underline{Q}; \underline{u}_1 = \underline{u}_2 \\ - \text{sur } \Gamma_{cg} : \underline{t}_1 + \underline{t}_2 &= \underline{Q}; \underline{u}_1 - \underline{u}_2 = [\underline{u}] \\ - \text{sur } \Gamma_{cr} : \underline{t}_1 = \underline{t}_2 &= \underline{Q}; \underline{u}_1 - \underline{u}_2 = [\underline{u}] \end{aligned}$$

où $[\underline{u}]$ est le saut de vecteur déplacement.

A partir de la condition statique sur Γ_{cr} , l'équation (1) est réécrite sous une forme plus précise, au temps τ :

$$c_i u_i^\tau + \int_{\Gamma_k} u_i^\tau T_{ji} d\Gamma_k = \int_{\Gamma_k - \Gamma_{cr}^\tau} t_i^\tau U_{ji} d\Gamma_k + \int_{\Omega_k} b_i^\tau U_{ji} d\Omega_k \quad (2)$$

soit encore, en faisant intervenir les vitesses \dot{u}_i , \dot{t}_i et \dot{b}_i entre $(\tau - d\tau)$ et τ , et la modification de la frontière Γ_{cr} durant le même intervalle de temps :

$$\begin{aligned} c_i \dot{u}_i d\tau + \int_{\Gamma_k} \dot{u}_i d\tau T_{ji} d\Gamma_k &= \int_{\Gamma_k - \Gamma_{cr}^\tau} \dot{t}_i \tau U_{ji} d\Gamma_k - \\ &\int_{d\Gamma_{cr}^\tau - d\tau, \tau} t_i^{\tau - d\tau} U_{ji} d\Gamma_k + \int_{\Omega_k} \dot{b}_i d\tau U_{ji} d\Omega_k \end{aligned} \quad (3)$$

Dans cette formulation incrémentale, la géométrie constitue l'une des inconnues, puisque Γ_{cr}^τ et $d\Gamma_{cr}^\tau$ figurent explicitement dans l'égalité. Les conditions aux limites en déplacements et en contraintes, ainsi que le comportement d'interface sur $(\Gamma_c - \Gamma_{cr})$ ne sont pas contenus dans l'équation (3).

2.2

Problème discrétisé

Si les champs aux frontières de vitesse de déplacement et de vecteur contrainte sont interpolés par les fonctions d'interpolation φ respectivement à partir des valeurs nodales \dot{u}_i^n et \dot{t}_i^n , la forme discrétisée de l'équation (3) pour l'intervalle de temps $\Delta\tau$ est la suivante :

$$\begin{aligned} \left\{ c_i \varphi^T + \sum_{elem} \int_{\Gamma_k} \varphi^T T_{ji} d\Gamma_k \right\} \dot{u}_i^n \Delta\tau &= \left\{ \sum_{elem} \int_{\Gamma_k - \Gamma_{cr}^\tau} \varphi^T U_{ji} d\Gamma_k \right\} \dot{t}_i^n \Delta\tau - \\ &\left\{ \sum_{elem} \int_{d\Gamma_{cr}^\tau} \varphi^T U_{ji} d\Gamma_k \right\} (\tau_1^n)^{\tau - \Delta\tau} + \int_{\Omega_k} \dot{b}_i d\tau U_{ji} d\Omega_k \end{aligned} \quad (4)$$

L'équation (4) représente l'approximation « tangente » du problème aux limites dans le cas où une étape de changement correspond à un incrément de calcul en termes de lois de comportement. La mise en œuvre de l'approximation tangente est nettement prohibitive avec des lois de comportement complexes (Boulon [2]). Une approximation plus économique serait une approximation dite « sécante » en temps du problème, qui est celle que nous allons adopter dans la suite.

Soit \underline{U} et \underline{P} les vecteurs dont les composantes sont les valeurs nodales en déplacements (u_i^n) et en contraintes (t_i^n) respectivement. L'écriture approchée de l'équation (2) aux instants τ_1 et τ_2 fait naturellement

intervenir $(\underline{U}^{\tau_2} - \underline{U}^{\tau_1})$ et $(\underline{P}^{\tau_2} - \underline{P}^{\tau_1})$, dans la formulation suivante, exacte aux erreurs de discrétisation près :

$$\begin{aligned} \left\{ \chi_i, \varphi^T + \sum_{elem} \int_{\Gamma_k} \varphi^T T_{ji} d\Gamma_k \right\} (\underline{Y}^{\tau_2} - \underline{Y}^{\tau_1}) &= \\ \left\{ \sum_{elem} \int_{\Gamma_k - \Gamma_{cr}^\tau} \varphi^T Y_{ji} d\Gamma_k \right\} (\underline{\Pi}^{\tau_2} - \underline{\Pi}^{\tau_1}) - \\ \left\{ \sum_{elem} \int_{\Gamma_{cr}^{\tau_2} - \Gamma_{cr}^{\tau_1}} \varphi^T Y_{ji} d\Gamma_k \right\} \underline{\Pi}^{\tau_1} + \int_{\Omega_k} (\beta_i^{\tau_2} - \beta_i^{\tau_1}) Y_{ji} d\Omega_k \end{aligned} \quad (5)$$

Supposons que l'évolution des forces extérieures soit linéaire par rapport au temps dans l'intervalle (τ_1, τ_2) . Une combinaison classique de développements de Taylor de \underline{U} au voisinage du temps τ permet d'obtenir :

$$\underline{U}^\tau = \frac{\underline{U}^{\tau_2} - \underline{U}^{\tau_1}}{\tau_2 - \tau_1} (\tau_2 - \tau) + \frac{(\tau_2 - \tau)^2 - (\tau_1 - \tau)^2}{2(\tau_2 - \tau_1)} \underline{U}^{\tau_1} + \mathcal{O}[(\tau_2 - \tau_1)^2] \quad (6)$$

De sorte que \underline{U}^τ peut être considéré comme constant, au premier ordre près à condition que :

$$\|\underline{U}^\tau\|_\infty \ll \frac{2}{(\tau_2 - \tau_1)^2} \|\underline{U}^{\tau_2} - \underline{U}^{\tau_1}\|_\infty; \tau \in [\tau_1, \tau_2] \quad (7)$$

où $\|\cdot\|_\infty$ représente la norme infinie. De la même manière, nous supposons réalisée la condition :

$$\|\underline{P}^\tau\|_\infty \ll \frac{2}{(\tau_2 - \tau_1)^2} \|\underline{P}^{\tau_2} - \underline{P}^{\tau_1}\|_\infty; \tau \in [\tau_1, \tau_2] \quad (8)$$

L'intégration approchée du comportement d'interface (caractérisé par sa matrice rhéologique entre τ_1 et τ_2 s'écrit alors :

$$\underline{Q}_{elem} (\underline{P}^{\tau_2} - \underline{P}^{\tau_1}) = \left[\int_{\tau_1}^{\tau_2} \underline{d} \frac{d\tau}{\tau_2 - \tau_1} \right] \underline{Q}_{elem} (\underline{U}^{\tau_2} - \underline{U}^{\tau_1}) \quad (9)$$

où \underline{Q}_{elem} est la matrice de passage des axes globaux aux axes locaux de chaque élément. L'équation (9) fait apparaître le comportement d'interface intégré entre τ_1 et τ_2 . L'équilibre nodal exact n'est assuré qu'aux temps τ_1 et τ_2 . En particulier, pour la suite, nous supposons que l'état au temps τ_1 est un état d'équilibre connu.

2.3

Procédure de sous-structuration

Selon qu'on est mathématicien ou ingénieur, cette technique peut être regardée comme une manière soit de gérer la résolution d'un système linéaire d'équations, soit de partitionner physiquement un système mécanique complexe (Trompette [21]). Pour le cas de deux solides élastiques en contact, on ne gardera après sous-structuration que les degrés de liberté de la zone de contact Γ_c .

En interaction sol-structure (Boulon [2]), l'intérêt de la sous-structuration est de traiter différemment les zones fortement et faiblement non linéaires. Généralement, l'interface sol-structure est fortement non linéaire, tandis que les solides (structure, sol proprement dit) le sont à un degré moindre (ici, pas du tout).

On écrira l'équation (4) pour chaque solide k sous la forme matricielle :

$$\underline{\underline{H}}^k \underline{U}^k = \underline{\underline{G}}^k \underline{P}^k + \underline{B}^k \quad (10)$$

où $\underline{\underline{H}}$ contient les résultats des intégrations

$\int_{\Gamma_e} \varphi^T T_{ji}(P, Q) d\Gamma(Q)$ et les constantes c_i si $Q(\xi_i)$ est dans le même élément que $P(x_i)$. On définit aussi les variables :

\underline{U} : vecteur contenant toutes les valeurs nodales $u_i^n(Q)$;

$\underline{\underline{G}}$: matrice contenant les résultats des intégrations $\int_{\Gamma_e} \varphi^T U_{ji}(P, Q) d\Gamma(Q)$;

\underline{P} : vecteur contenant toutes les valeurs nodales $t_i^n(Q)$;

\underline{B} : vecteur contenant les résultats des intégrations $\int_{\Omega_b} b_i(Q) U_{ji}(P, Q) d\Omega(Q)$.

En utilisant l'équation (10) nous pouvons écrire pour chaque solide k :

$$\left[\begin{array}{c} \underline{\underline{G}}^k \\ \underline{\underline{G}}_s^k \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \underline{P}^k \\ \underline{P}_s^k \end{array} \right\} = \left[\begin{array}{c} \underline{\underline{H}}^k \\ \underline{\underline{H}}_s^k \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \underline{U}^k \\ \underline{U}_s^k \end{array} \right\} + \left\{ \begin{array}{c} \underline{B}^k \\ \underline{B}_s^k \end{array} \right\} \quad (11)$$

où l'indice inférieur s correspond aux degrés de liberté relatifs à l'interface Γ_c . Exprimons maintenant les équations (11) comme suit :

$$\left[\underline{\underline{G}}^k \right] \left\{ \underline{P}^k \right\} = \left[\underline{\underline{H}}^k \right] \left\{ \underline{U}^k \right\} + \left[-\underline{\underline{G}}_s^k \quad \underline{\underline{H}}_s^k \right] \left\{ \begin{array}{c} \underline{P}_s^k \\ \underline{U}_s^k \end{array} \right\} + \left\{ \underline{B}^k \right\} \quad (12)$$

Le système (12) peut encore se décomposer en deux sous-systèmes (indiqués a et b) :

$$\left[\underline{\underline{G}}_a^k \right] \left\{ \underline{P}^k \right\} = \left[\underline{\underline{H}}_a^k \right] \left\{ \underline{U}^k \right\} + \left[-\underline{\underline{G}}_a^k \quad \underline{\underline{H}}_a^k \right] \left\{ \begin{array}{c} \underline{P}_s^k \\ \underline{U}_s^k \end{array} \right\} + \left\{ \underline{B}^k \right\} \quad (13)$$

$$\left[\underline{\underline{G}}_b^k \right] \left\{ \underline{P}^k \right\} = \left[\underline{\underline{H}}_b^k \right] \left\{ \underline{U}^k \right\} + \left[-\underline{\underline{G}}_b^k \quad \underline{\underline{H}}_b^k \right] \left\{ \begin{array}{c} \underline{P}_s^k \\ \underline{U}_s^k \end{array} \right\} + \left\{ \underline{B}^k \right\} \quad (14)$$

Si toutes les conditions aux limites sont données en déplacements, on notera $\underline{F}_a^k = \underline{\underline{H}}_a^k \underline{U}^k$ et $\underline{X}^k = \underline{P}^k$. Ainsi \underline{X}^k sera le vecteur contenant les inconnues sur la frontière $\Gamma_k - \Gamma_s$. Transformons l'équation (13) en multipliant à gauche par $(\underline{\underline{G}}_a^k)^{-1}$:

$$\underline{X}^k = (\underline{\underline{G}}_a^k)^{-1} (\underline{F}_a^k + \underline{\underline{D}} \underline{X}_s^k + \underline{B}^k) \quad (15)$$

avec :

$$\underline{\underline{D}} = \left[-\underline{\underline{G}}_a^k \quad \underline{\underline{H}}_a^k \right] \text{ et } \underline{X}_s^k = \left\{ \begin{array}{c} \underline{P}_s^k \\ \underline{U}_s^k \end{array} \right\}$$

En reportant l'équation (15) dans l'équation (14) nous obtenons :

$$\left[\underline{\underline{G}}_b^k (\underline{\underline{G}}_a^k)^{-1} \underline{\underline{D}} + \underline{\underline{E}} \right] \underline{X}_s^k = \underline{F}_b^k - \underline{\underline{G}}_b^k (\underline{\underline{G}}_a^k)^{-1} (\underline{F}_a^k + \underline{B}^k) \quad (16)$$

où nous avons noté :

$$\underline{\underline{E}} = \left[-\underline{\underline{G}}_b^k \quad \underline{\underline{H}}_b^k \right]$$

Le système (16) a comme inconnues les degrés de liberté de l'interface et peut s'exprimer en utilisant la notation abrégée suivante :

$$\underline{\underline{J}}^k \underline{X}_s^k = \underline{K}^k \quad (17)$$

où nous avons noté :

$$\underline{\underline{J}}^k = \underline{\underline{G}}_b^k (\underline{\underline{G}}_a^k)^{-1} \underline{\underline{D}} + \underline{\underline{E}} \\ \underline{K}^k = \underline{F}_b^k - \underline{\underline{G}}_b^k (\underline{\underline{G}}_a^k)^{-1} (\underline{F}_a^k + \underline{B}^k)$$

L'équation (17) constitue le véritable point de départ pour l'étude du problème de contact de deux solides élastiques. Il reste à définir les équations de compatibilité à l'interface, c'est-à-dire les conditions cinématiques et statiques entre les vecteurs déplacements et contraintes qui résultent de la loi d'interface intégrée.

2.4

Contact avec loi d'interface

On suppose partir d'un état d'équilibre ; les étapes de chargement (notées $\Delta \dots$, problème sécant) regroupent un certain nombre d'incrément pour la loi d'interface. Les équations (17) pour le solide i sont :

$$\underline{\underline{J}}^i \Delta \underline{X}_s^i = \Delta \underline{K}^i \quad (18)$$

En supposant une continuité de contraintes entre solides et la possibilité d'un pas de vecteur déplacement relatif $\Delta[\underline{U}]$, les équations de compatibilité à l'interface s'écrivent :

$$\Delta \underline{P}_s^i + \Delta \underline{P}_s^2 = 0 \\ \Delta \underline{U}_s^i - \Delta \underline{U}_s^2 = \Delta[\underline{U}] \quad (19)$$

et la loi d'interface en axes locaux pour le solide 2 est de la forme :

$$\Delta \underline{P}_s^2 = \underline{d}_0 \Delta[\underline{U}] + \Delta \underline{t} \quad (20)$$

où \underline{d}_0 est une matrice diagonale d'élasticité auxiliaire avec une composante normale k_n et deux composantes tangentielles k_t et k_s ; $\Delta \underline{t}$ est une correction due aux termes non linéaires. Soit encore :

$$\Delta \underline{X}_s^i = \underline{T} \Delta \underline{X}_s^2 + \Delta[\underline{U}] \quad (21)$$

$$\Delta \underline{P}_s^2 = \underline{Q} \Delta \underline{X}_s^2 \quad (22)$$

où \underline{T} est une matrice bande étroite constituée de termes pouvant être $-1, 0$ et $+1$. \underline{Q} est la matrice de passage des axes globaux $(\vec{e}_x, \vec{e}_y, \vec{e}_z)$ aux axes locaux $(\vec{n}, \vec{t}, \vec{s})$. A l'aide des équations (18), (21) et (22) le système global d'équations relatif aux degrés de liberté de l'interface est finalement :

$$\left[\begin{array}{cc} \underline{\underline{J}}^i \underline{T} & \underline{\underline{J}}^i \underline{Q}^T \\ \underline{\underline{J}}^2 & \underline{Q} \\ \underline{\underline{Q}} & -\underline{d}_0 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \Delta \underline{P}_s^i \\ \Delta \underline{U}_s^2 \\ \Delta[\underline{U}] \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \Delta \underline{K}^i \\ \Delta \underline{K}^2 \\ \Delta \underline{t} \end{array} \right\} \quad (23)$$

Le système (23) est carré avec neuf équations par nœud pour des éléments frontières constants, en tridimensionnel.

Si $\Delta \underline{t} = 0$, on a un système algébrique linéaire, et si $\Delta \underline{t} \neq 0$ (loi non linéaire), il faut résoudre un système algébrique non linéaire par itérations successives. Nous utilisons la procédure de Newton-Raphson modifiée consistant à considérer la matrice auxiliaire \underline{d}_0 constante, et donc l'opérateur du premier membre du système (23) toujours constant également. Il reste bien entendu un compromis à faire entre une rigidité auxiliaire \underline{d}_0 forte, assurant une convergence sûre mais lente, et une élasticité auxiliaire faible, permettant parfois une convergence plus rapide, mais conduisant aussi souvent à une divergence.

Nous avons entièrement mis en œuvre un code de calcul nommé *BEMCOF*, permettant d'étudier les problèmes aux limites relatifs à deux solides 3D en contact avec une loi d'interface *a priori* quelconque; l'organigramme de fonctionnement est présenté à la figure (1).

Il sera question dans ce qui suit de deux types de loi d'interface: la première nous permet de modéliser un contact parfaitement lisse, et la deuxième est basée sur la théorie des lois dites incrémentales non linéaires.

3

Lois d'interface

3.1

Contact à frottement nul (parfaitement lisse)

Posons tout d'abord les conditions de nature à assurer un contact parfaitement glissant. Nous supposons toujours une continuité de contraintes entre solides. Les conditions statiques s'écrivent donc:

$$\Delta \underline{P}_s^1 + \Delta \underline{P}_s^2 = 0 \quad (24)$$

Cette relation représente trois équations par nœud en 3D. $\Delta [U]$ est le déplacement relatif entre les deux solides en axes locaux, selon les deux directions tangentielles (\bar{t} , \bar{s}) et selon une direction normale (\bar{n}). Les conditions cinématiques sont:

$$\begin{aligned} \Delta [U] &\neq 0 \text{ selon } (\bar{t}, \bar{s}) \\ \Delta [U] &= 0 \text{ selon } (\bar{n}) \end{aligned} \quad (25)$$

Le frottement nul est traduit par la relation:

$$\underline{Q} \Delta \underline{P}_s^2 = 0 \text{ selon } (\bar{t}, \bar{s}) \quad (26)$$

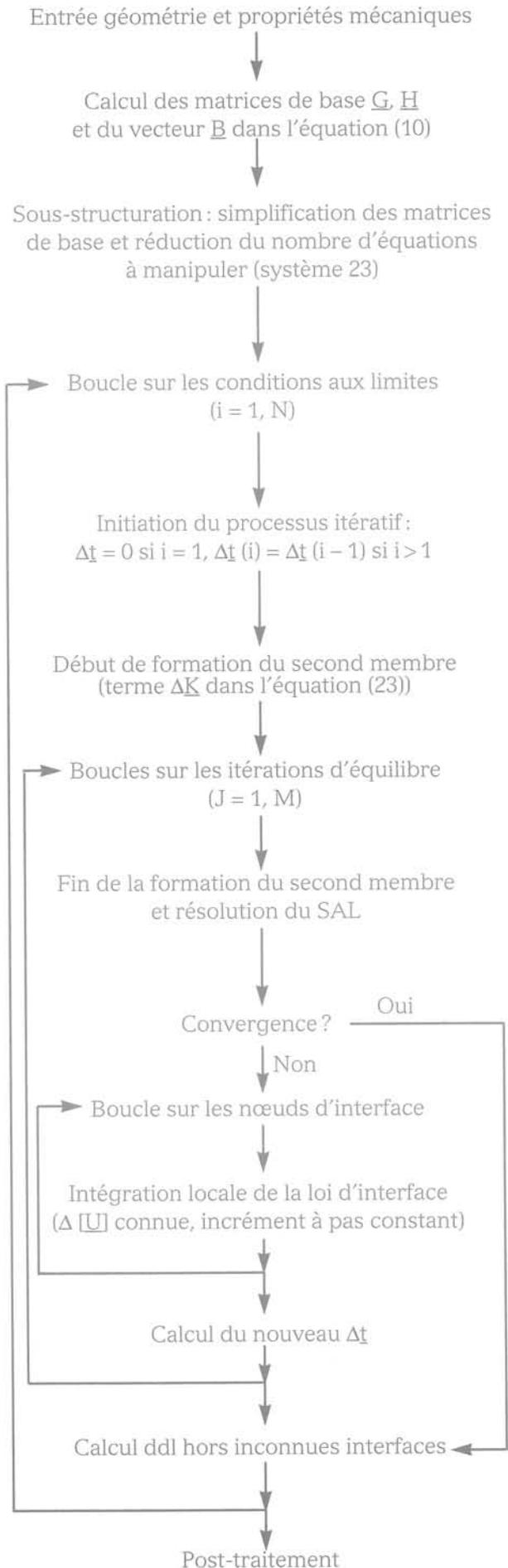


FIG. 1

Organigramme du code BEMCOF pour l'étude de problèmes de contact entre deux solides élastiques 3D avec loi d'interface (SAL = Système Algébrique Linéaire, ddl = degré de liberté). Flow chart of the boundary element code BEMCOF (SAL = Linear Algebraic System, ddl = degree of freedom).

Le système sous-structuré à résoudre pour le cas du contact parfaitement lisse est finalement le suivant :

$$\begin{bmatrix} \underline{\underline{J^1 T}} & \underline{\underline{J^1 Q^T}} \\ \underline{\underline{J^2}} & \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{Q}} & \underline{\underline{0}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta P^2 \\ \Delta U_s^2 \\ \Delta [U] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta K^1 \\ \Delta K^2 \\ \underline{\underline{0}} \end{bmatrix} \quad (27)$$

Pour le vecteur $\Delta [U]$ dans le système (27) les seules composantes non nulles sont celles correspondant aux déplacements relatifs tangentiels selon (\bar{t}) et (\bar{s}) . Le

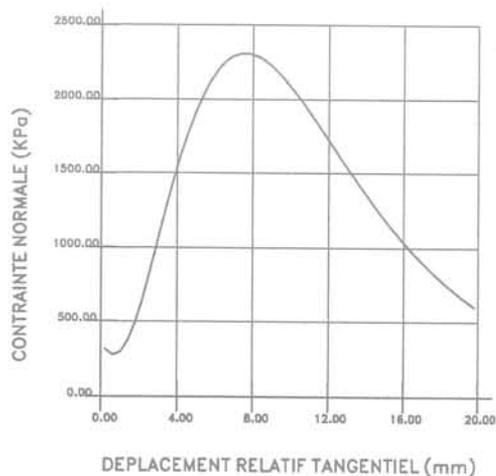
système est carré avec huit équations par nœud pour des éléments frontières constants, en 3D.

Nous pouvons utiliser aussi directement le système d'équations (27) pour approcher le contact parfaitement glissant en faisant les itérations d'équilibre nécessaires pour vérifier :

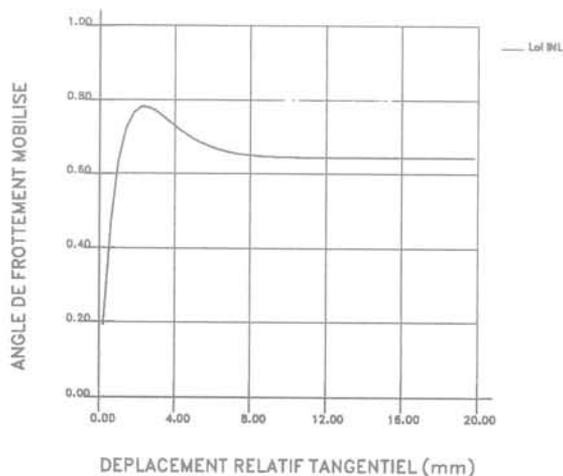
$$\underline{\underline{Q}} \Delta P_s^2 = 0 \text{ selon } (\bar{t}, \bar{s}) \quad (28)$$

Nous utiliserons cette dernière procédure pour ce qui concerne l'initialisation de l'état de contrainte à l'interface avant chargement.

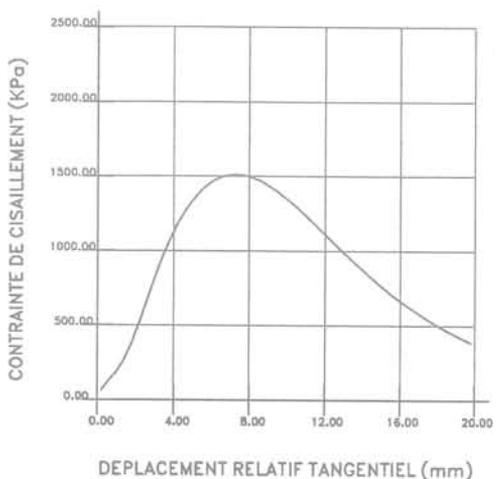
Résultats classiques du comportement d'interface



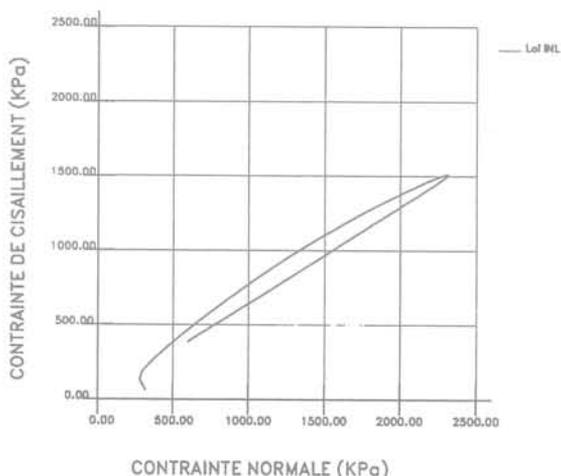
(a)



(b)



(c)



(d)

FIG. 2 Résultats classiques de l'intégration d'une loi d'interface incrémentale non linéaire : sable dense, $\sigma_{n0} = 300 \text{ kPa}$, rigidité normale imposée : $10\,000 \text{ kPa/mm}$.

Classical dense sand-rough material interface behaviour. Interface law integration at prescribed normal stiffness of $10,000 \text{ kPa/mm}$ and $\sigma_{n0} = 300 \text{ kPa}$.

Contact à comportement incrémentalement non linéaire

L'écriture de base pour les lois incrémentales non-linéaires est du type :

$$\dot{t} = \underline{d} \cdot \left[\dot{\underline{U}} \right] \quad (29)$$

où \dot{t} et $\left[\dot{\underline{U}} \right]$ sont respectivement les vitesses de vecteur contrainte et de déplacement relatif agissant sur l'interface. \underline{d} est la matrice constitutive fonction des paramètres d'état et de la direction de sollicitation incrémentale. Nous nous intéressons aux lois de type « interpolation » dont l'idée directrice est d'obtenir la réponse à une sollicitation quelconque par interpolation au niveau incrémental. C'est-à-dire que si nous connaissons les réponses r_i à des sollicitations s_i , la réponse r à une sollicitation quelconque peut être obtenue par la relation :

$$r = \sum_{i=1}^N W_i(s_i) r_i \quad (30)$$

où les W_i sont des fonctions d'interpolation. Une discussion complète sur ces fonctions d'interpolation est présentée à la référence [5].

À titre illustratif, nous présentons (Fig. 2) des résultats typiques de l'intégration de l'équation (29) pour un chemin de sollicitation à rigidité normale imposée et pour une interface sol-structure dont l'état initial est défini par une contrainte normale initiale et par une densité initiale.

La variation de la contrainte normale (voir Fig. 2a) au cours du cisaillement met en évidence la cinématique classique du comportement des interfaces sol-structure, telle qu'on peut l'observer par des essais de laboratoire à la boîte de cisaillement directe modifiée (Boulon [3]). Remarquons la diminution initiale de contrainte due à une faible contractance initiale elle-même provenant d'un réarrangement des particules en début de sollicitation. Cette première phase est suivie d'une dilatance produite par la tendance des particules à rouler sans glisser les unes sur les autres, et finalement d'une contractance due pour l'essentiel à la rupture des grains. Le trajet de contraintes suivi par le matériau d'interface est classiquement celui de la figure (2d).

L'intégration de ce type de loi a déjà été abordée par Marchina [14] dans l'étude de problèmes de contact avec la méthode des équations intégrales en axisymétrie, et par Rouainia [19] qui traite l'interaction sol-structure en éléments finis de haute précision.

Simulation numérique d'essais d'arrachement en chambre d'étalonnage

Présentation du problème

La chambre d'étalonnage est un outil de simulation physique utilisé en mécanique des sols pour recréer, au

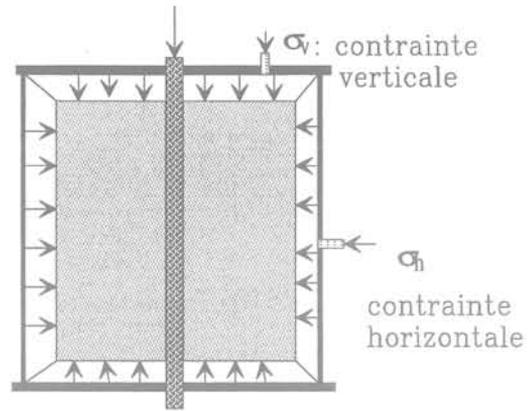


FIG. 3 Schéma de la chambre d'étalonnage.
Scheme of the calibration chamber.

sein d'un échantillon de sol, un niveau de contrainte représentatif d'une situation réelle donnée, et plus particulièrement pour reproduire en laboratoire l'effet de la profondeur par application de conditions aux limites sous forme de fortes pressions verticales et horizontales (le plus souvent verticales seulement).

Pour l'étude du frottement latéral des pieux en milieu pulvérulent, Eissautier [9] a utilisé une chambre d'étalonnage prototype de faibles dimensions (0,5 m de hauteur et 0,3 m de diamètre (Fig. 3)). Les parties supérieure et inférieure de la cuve sont percées de façon à pouvoir laisser passer un pieu cylindrique de 3,5 cm de

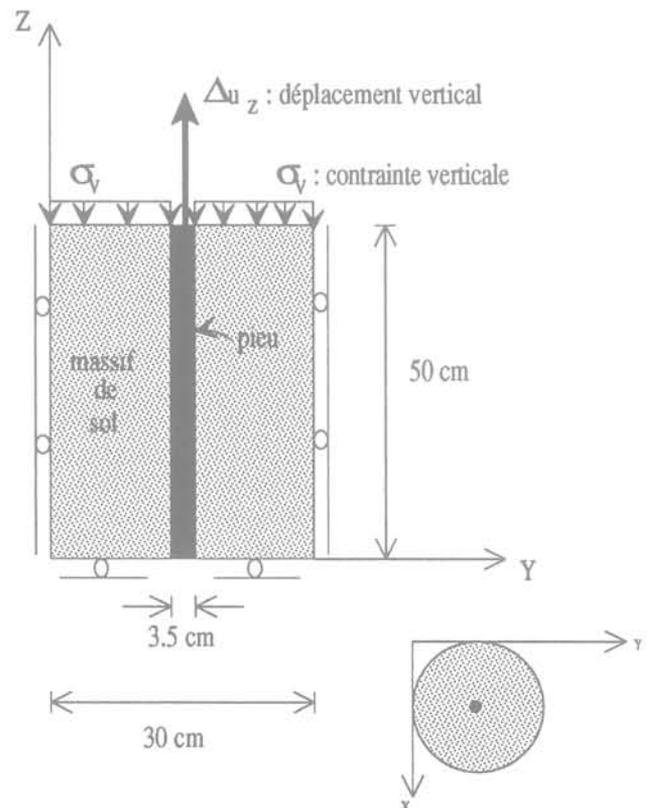


FIG. 4 Géométrie et conditions aux limites de la chambre d'étalonnage.
Geometry and boundary conditions for the calibration chamber problem.

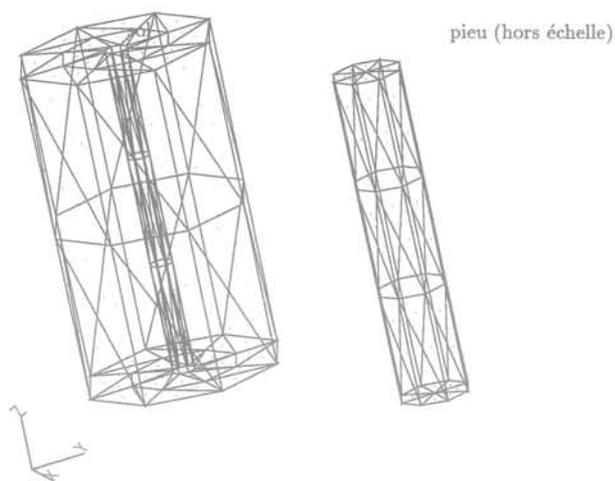


FIG. 5 Maillage de la chambre d'étalonnage.
Mesh for the calibration chamber problem.

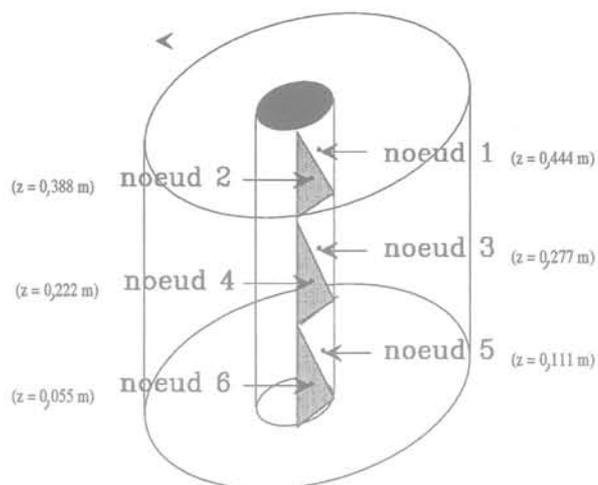


FIG. 6 Éléments à l'interface pieu-massif de sol.
Nodes at the soil-pile interface.

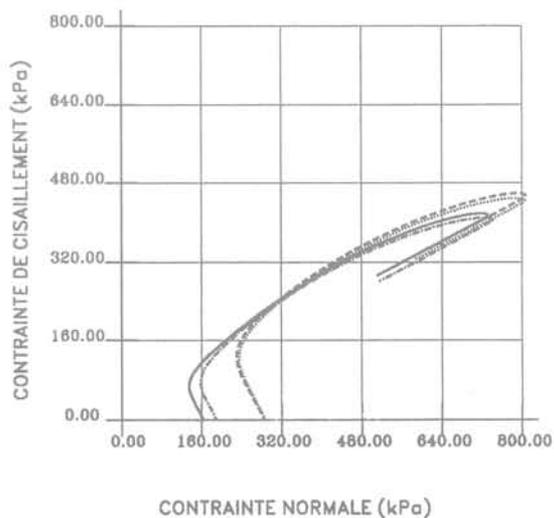
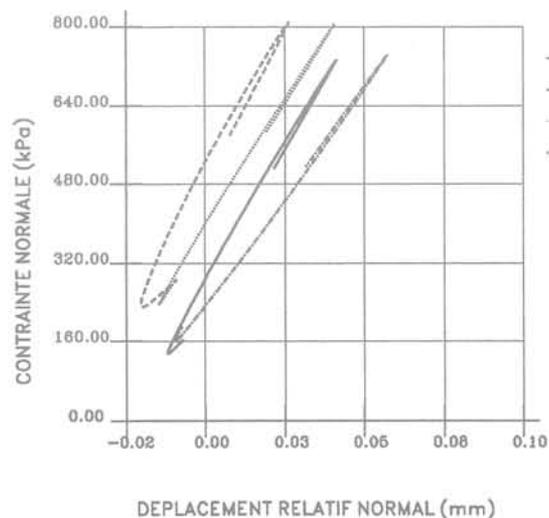
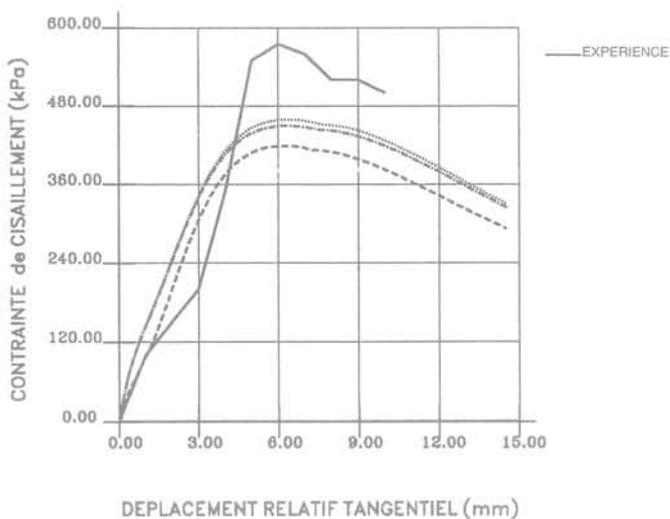
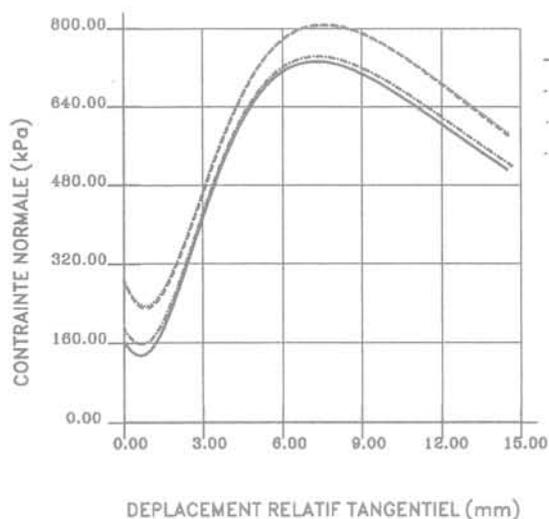


FIG. 7 Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage, chemins locaux aux nœuds 1, 2, 3, 4 et 6: $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $D_r = 0,9$.
Numerical modelisation of a tension test in calibration chamber. Local paths at nodes 1, 3, 4 and 6. Case 1: $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $I_D = 0,9$.

diamètre. Ce pieu traversant la cuve de part en part, l'influence de la pointe est éliminée. Une contrainte verticale (σ_v) simulant l'effet de la profondeur est appliquée par l'intermédiaire de membranes souples sur les faces supérieure et inférieure de la cuve. La paroi latérale est également équipée de membranes, et permet d'appliquer des conditions aux limites « extrêmes » (pression latérale constante ou non-variation de volume).

Le sable utilisé est le sable d'Hostun « moyen » ($d_{50} = 0,70$ mm), le même sable que celui utilisé par Hoteit [12] pour sa campagne d'essais de cisaillement direct ayant servi à déterminer les paramètres de la loi d'interface présentée au chapitre précédent.

Les figures 4 et 5 montrent respectivement les conditions aux limites et le maillage utilisé. La frontière de la chambre d'étalonnage a été discrétisée à l'aide de 144 éléments triangulaires plans et la surface du pieu

par 64 éléments, dont 48 appartenant à l'interface (Fig. 6). Le système non linéaire sous-structuré à résoudre comporte alors 432 inconnues correspondant aux degrés de liberté de l'interface. Pour chaque nœud les inconnues sont les composantes du vecteur contrainte, du vecteur déplacement et du vecteur déplacement relatif entre le massif de sol et le pieu, soit neuf degrés de liberté par nœud à l'interface pour un problème en 3D.

Nous présentons les simulations numériques correspondant à trois essais d'arrachement réalisés par Eissautier [9]. Pour le pieu en acier nous avons pris un module de cisaillement équivalent de $8 \cdot 10^7$ kPa et un coefficient de Poisson de 0,33, car le pieu était tubulaire. Pour les propriétés physiques du massif de sol, nous avons estimé les modules de cisaillement à partir des essais pressiométriques de Renoud-Lias [18].

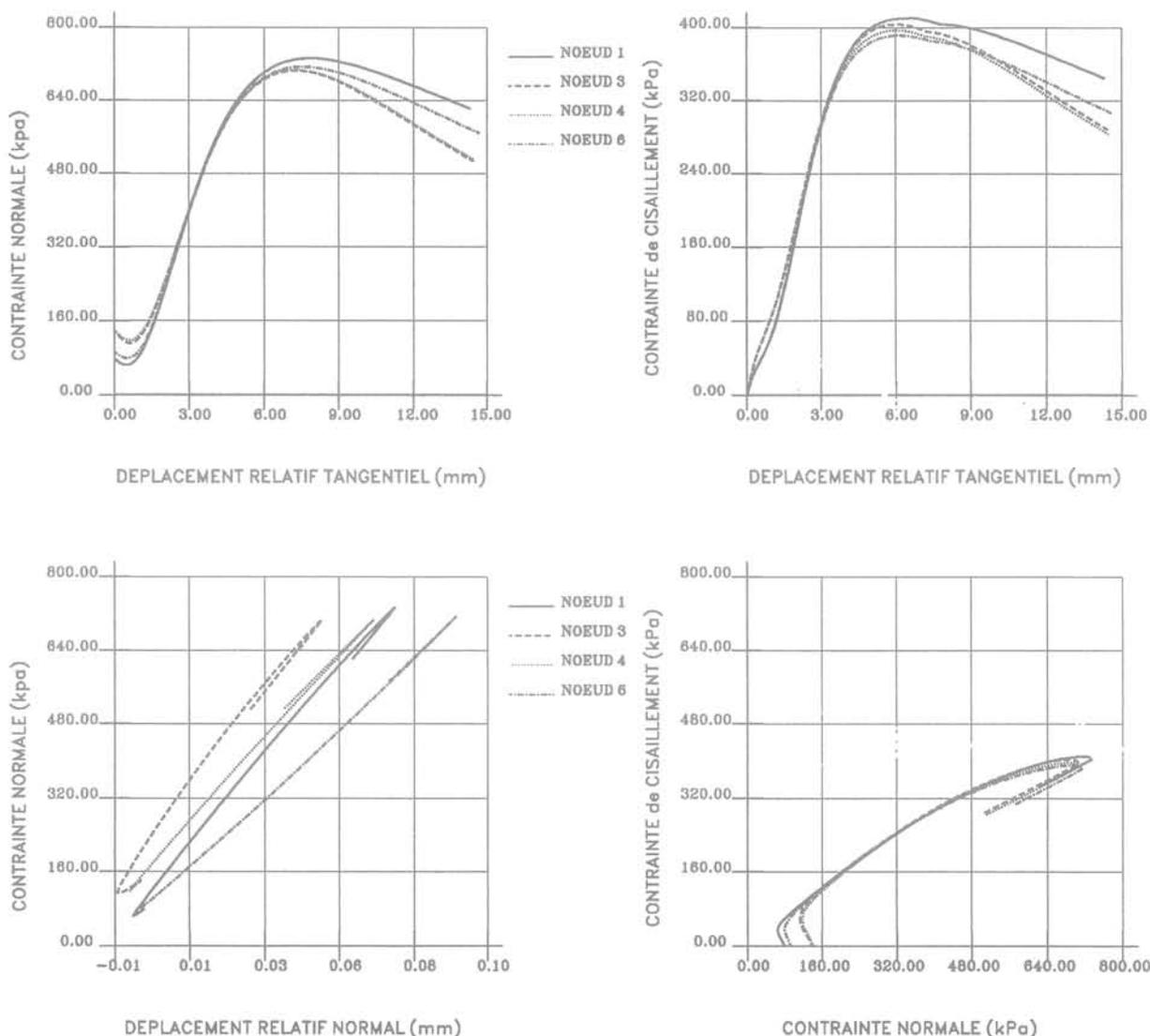


FIG. 8 Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage, chemins locaux aux nœuds 1, 3, 4 et 6 : $\sigma_v = 284$ kPa, $D_r = 0,9$. Numerical modelisation of a tension test in calibration chamber. Local paths at nodes 1, 3, 4 and 6. Case 2: $\sigma_v = 284$ kPa, $I_p = 0,9$.

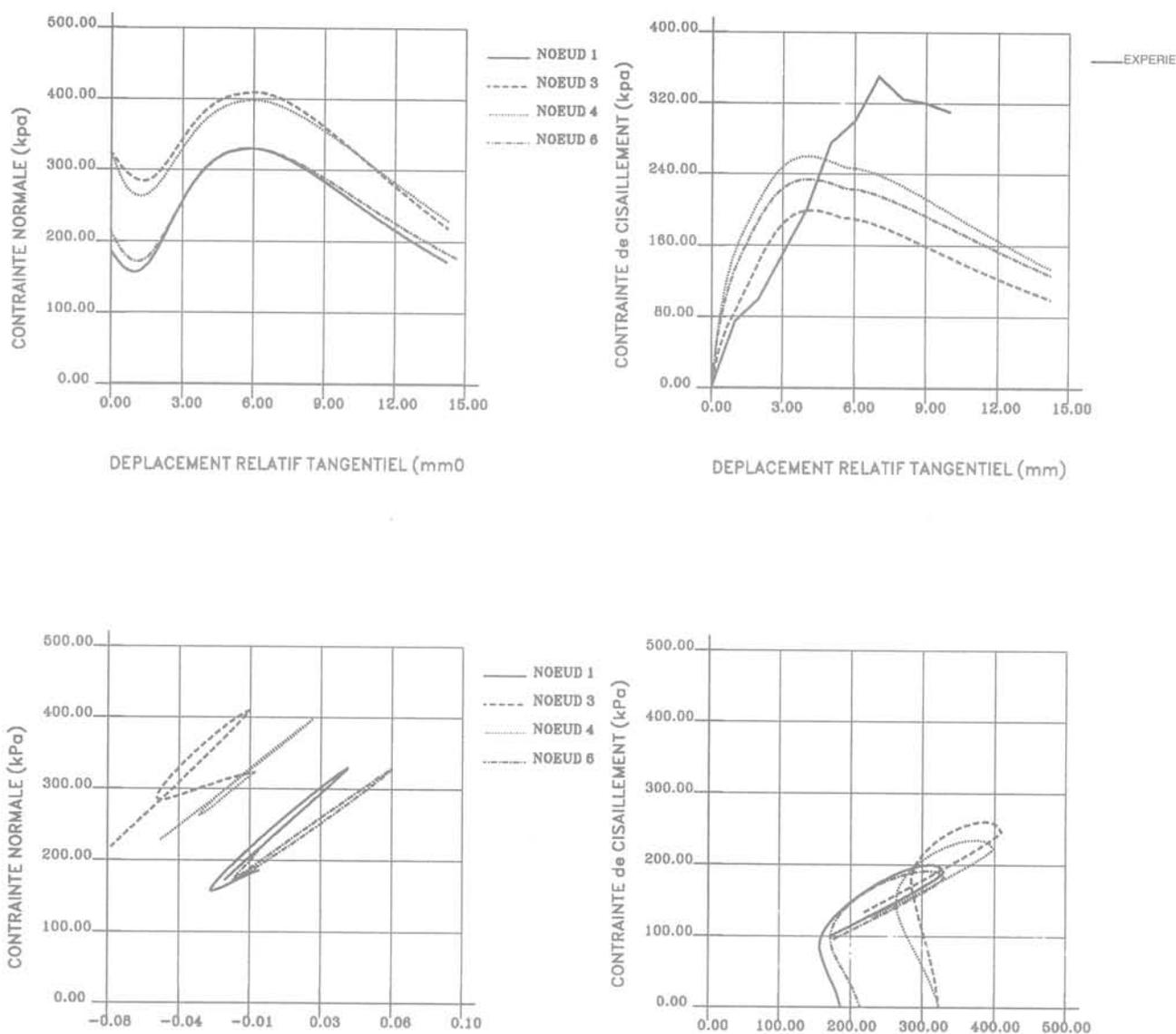


FIG. 9 Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage, chemins locaux aux nœuds 1, 3, 4 et 6 : $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $D_r = 0,3$.
 Numerical modelisation of a tension test in calibration chamber. Local paths at nodes 1, 3, 4 and 6. Case 3 : $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $I_D = 0,3$.

Il est bien connu que le module de cisaillement du sol est fonction du niveau de contrainte (σ_v) et de la densité relative (D_r). Les valeurs utilisées pour nos simulations sont les suivantes :

- cas 1 :** $G_{sol} = 56.10^3 \text{ kPa}$ pour $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$ et $D_r = 0,9$
- cas 2 :** $G_{sol} = 42.10^3 \text{ kPa}$ pour $\sigma_v = 284 \text{ kPa}$ et $D_r = 0,9$
- cas 1 :** $G_{sol} = 12.10^3 \text{ kPa}$ pour $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$ et $D_r = 0,3$

Pour les trois cas, nous avons adopté un coefficient de Poisson de 0,33 pour le massif de sol. Les rigidités locales auxiliaires de l'interface sont les suivantes :

propriétés élastiques auxiliaires :

- $k_n = 6.10^7 \text{ kPa/m}$ (normale)
- $k_t = 5.10^6 \text{ kPa/m}$ (tangentielle)
- $k_s = 5.10^6 \text{ kPa/m}$ (tangentielle)

Le calcul est effectué en deux étapes :

1. Initialisation œdométrique de l'état de contrainte à l'interface de manière à assurer un contact sans frottement ($\tau = 0$ à l'interface). La contrainte normale (σ_n) est initialisée en prenant $K_0 = 0,5$ comme coefficient de poussée du sol, avec $\sigma_n = K_0 \sigma_{zz}$ avec $\sigma_{zz} = \sigma_v$, σ_v étant la contrainte verticale simulant l'effet de profondeur.

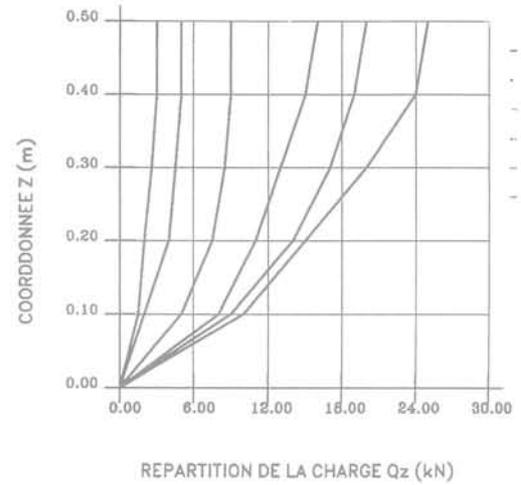
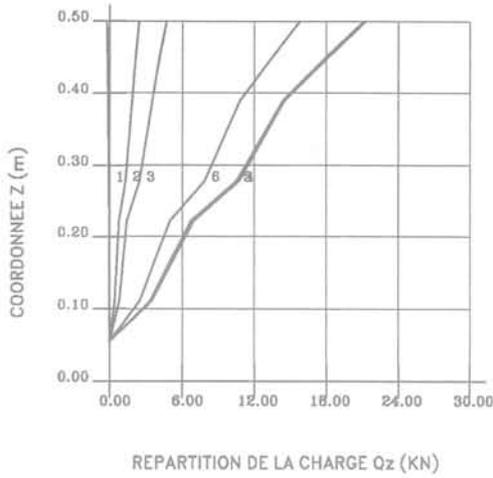
L'initialisation des contraintes de cisaillement à zéro correspond au cas idéal d'un pieu parfaitement moulé *in situ*. La vitesse de convergence pour atteindre cet état de contraintes dépend du choix des rigidités locales tangentielle k_t et k_s . On pourrait obtenir un contact parfait sans frottement si l'on prenait $k_t = 0$, $k_s = 0$ et une valeur très élevée pour la rigidité locale normale k_n .

a) Distribution de la charge le long du pieu

$$\sigma_v = 600 \text{ kPa}, D_r = 0.9$$

Simulation

Expérience



b) Evolution de charge en tête du pieu

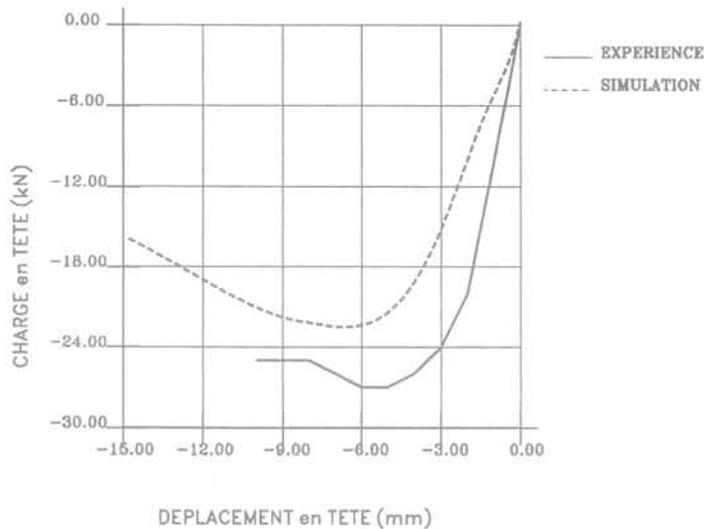


FIG. 10 Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage : $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $D_r = 0,9$.
Comparison between the computed and the measured (a) load transfer curves and (b) load versus prescribed displacement. Case 1 : $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $I_D = 0,9$.

2. Chargement du pieu par une sollicitation imposée en déplacements. Pour chaque étape de chargement, on impose un déplacement vertical Δu_z de 0,1 mm en tête du pieu (voir Fig. 4). Nous avons mené le calcul jusqu'à 15 mm, ce qui représente donc 150 étapes de chargement.

Au niveau local, l'intégration de la loi d'interface utilise une procédure d'incrémentations avec un pas constant de 0,05 mm. La vitesse de convergence dépend aussi du choix des rigidités locales auxiliaires. Un compromis reste à faire entre le choix d'une rigidité élevée donnant une convergence sûre mais lente et une rigidité faible pouvant conduire à une divergence.

Analyse des chemins locaux

Nous nous intéressons aux chemins locaux suivis par l'interface entre le pieu et le massif de sol. C'est à ce niveau que nous pouvons apprécier le comportement non linéaire d'interface tel que nous le modélisons avec la loi proposée précédemment. Les résultats pour chacune des trois simulations effectuées sont présentés sur les figures 7 à 9. Sur chacune de ces figures, quatre graphiques ont été portés. Le premier concerne l'évolution de la contrainte normale avec le déplacement relatif tangentiel entre le pieu et le massif de sol, et permet d'observer la cinématique classique du comportement d'interface : contractance initiale, puis dilatance et finalement une deuxième phase de contractance due à la rupture des grains. Le deuxième graphique compare l'évolution calculée de la contrainte de cisaillement durant le chargement avec celle mesurée (en moyenne) par Essautier [9] à partir de ses essais. Le troisième graphique présente la variation presque linéaire et réversible de la contrainte normale avec le déplacement relatif normal, la pente correspondant à la rigidité latérale imposée à l'interface. Cette rigidité décroît avec le niveau de contrainte (σ_v) et avec la densité relative (D_r) du matériau constituant le massif de sol. Enfin, le dernier graphique montre la trajectoire suivie dans l'espace de contraintes.

Analyse des résultats globaux

Pour un niveau global, nous nous intéressons à la mobilisation du frottement latéral pendant le chargement et aussi à l'évolution de la charge en tête en fonction de son déplacement. Pour chacune des simulations effectuées, les résultats numériques sont comparés à ceux de l'expérience sur les figures 10 à 12. Une concordance plus que qualitative est observée tant globalement que localement, en termes de modules et de valeurs limites de frottement mobilisé. Il est également fort intéressant de remarquer que les chemins de contraintes calculés sont très comparables à ceux qui ont été mesurés par divers auteurs (Puech [17], Wernick [22]) d'une part, et calculés en éléments finis pour le même exemple par Rouainia [19] d'autre part.

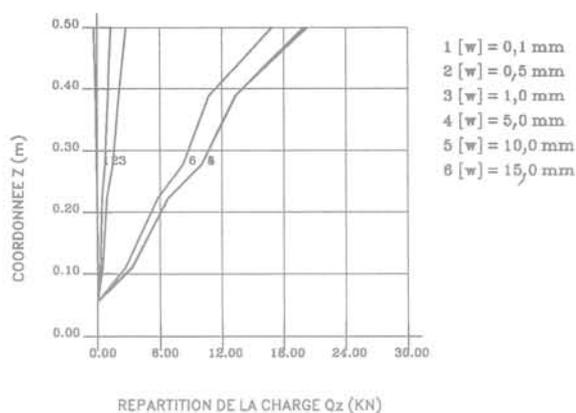
Étude de l'influence du maillage sur les résultats numériques

Pour l'étude de l'influence du maillage sur nos simulations numériques d'essais d'arrachement en chambre d'étalonnage, nous considérons le cas pour lequel la contrainte σ_v simulant l'effet de la profondeur est égale à 600 kPa, avec une densité relative $D_r = 0,9$.

Les trois maillages utilisés sont présentés à la figure 13; les caractéristiques de chacun de ces maillages,

a) Distribution de la charge le long du pieu

$$\sigma_v = 284 \text{ kPa}, D_r = 0.9$$



b) Evolution de la charge en tête du pieu

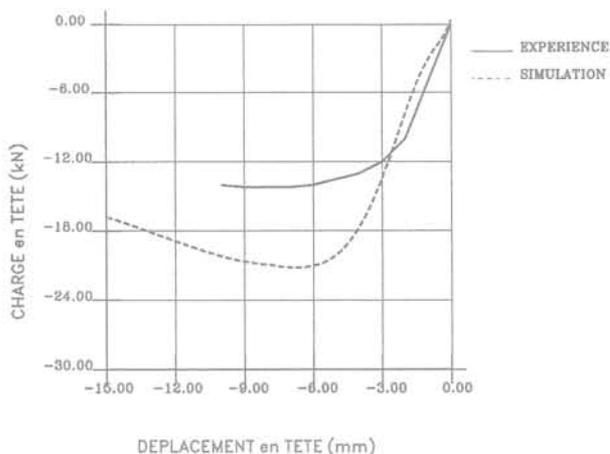


FIG. 11 Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage : $\sigma_v = 284 \text{ kPa}$, $D_r = 0.9$.
Comparison between the computed and the measured (a) load transfer curves and (b) load versus prescribed displacement. Case 2: $\sigma_v = 284 \text{ kPa}$, $D_r = 0.9$.

ainsi que les temps CPU nécessaires aux simulations correspondantes, sont les suivants :

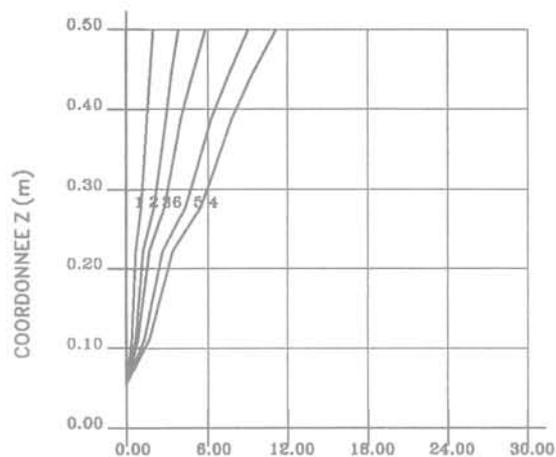
Maillage	1	2	3
Nombre d'éléments pour le massif de sol	144	216	180
Nombre d'éléments pour le pieu	64	64	120
Nombre d'éléments à l'interface	48	48	96
Temps CPU (s) sur une station de travail DEC5000/200	983	1640	2 265

a) Distribution de la charge le long du pieu

$$\sigma_v = 600 \text{ kPa}, D_r = 0.3$$

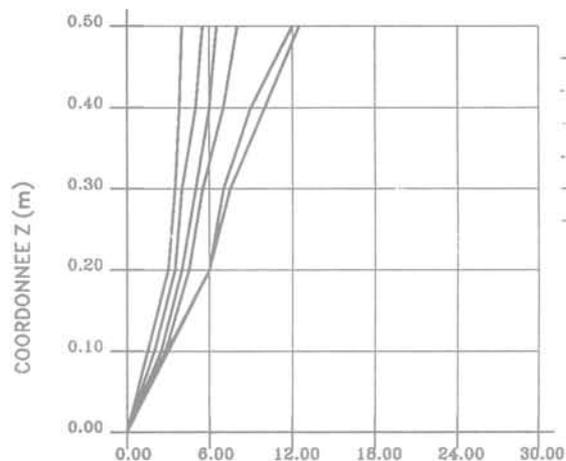
Simulation

Expérience



- 1 [w] = 0,1 mm
- 2 [w] = 0,5 mm
- 3 [w] = 1,0 mm
- 4 [w] = 5,0 mm
- 5 [w] = 10,0 mm
- 6 [w] = 15,0 mm

REPARTITION DE LA CHARGE Qz (KN)



REPARTITION DE LA CHARGE Qz (kN)

b) Simulation d'essai d'arrachement en chambre d'étalonnage

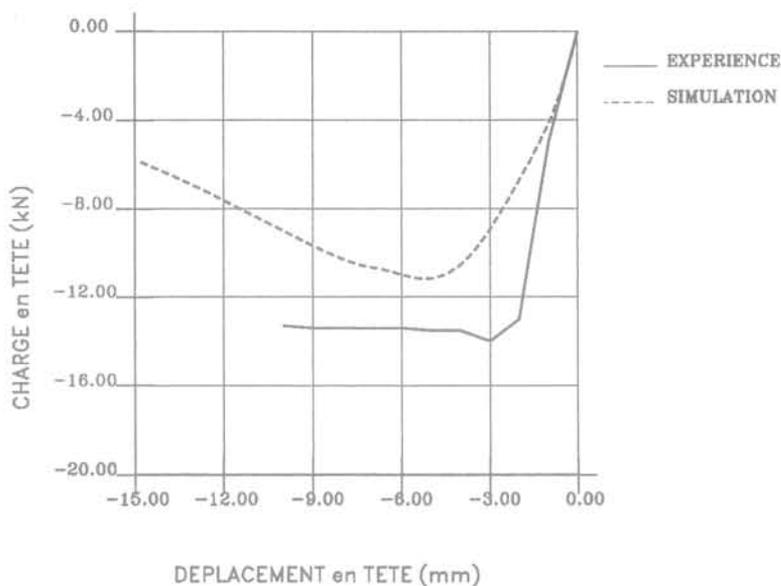


FIG. 12 Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage: $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $D_r = 0,3$. Comparison between the computed and the measured (a) load transfer curves and (b) load versus prescribed displacement. Case 3: $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $I_D = 0.3$.

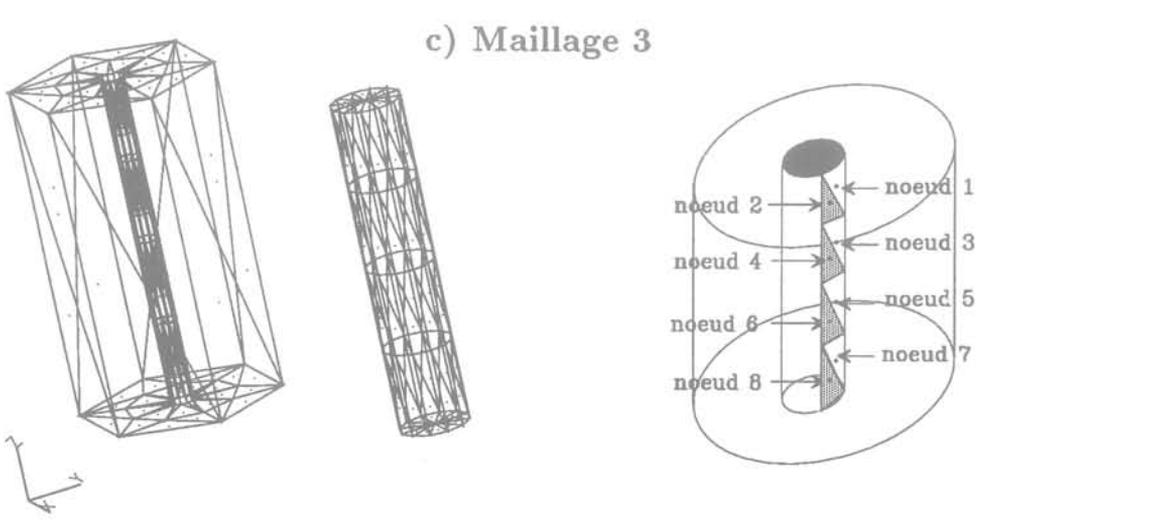
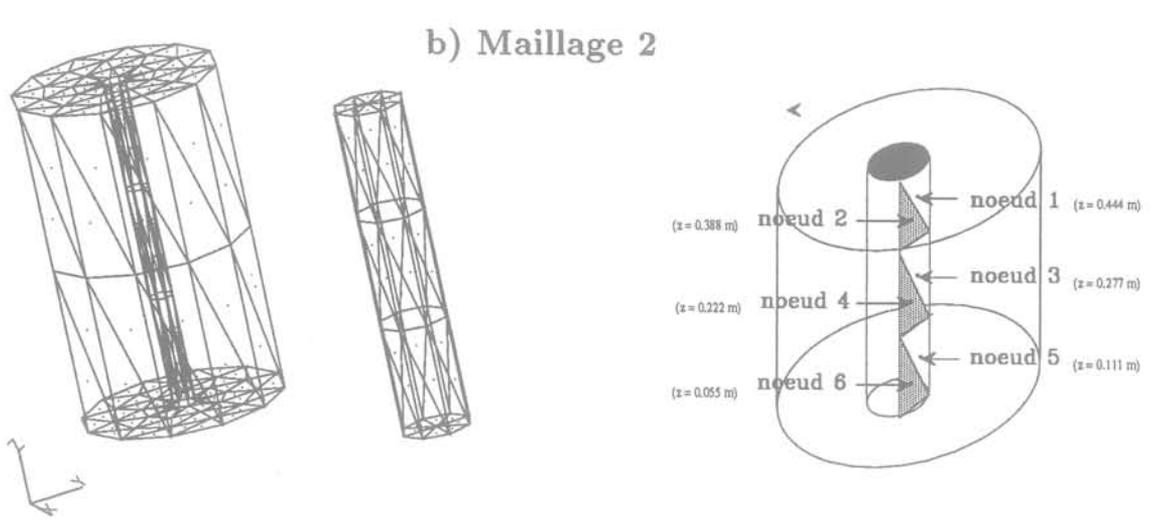
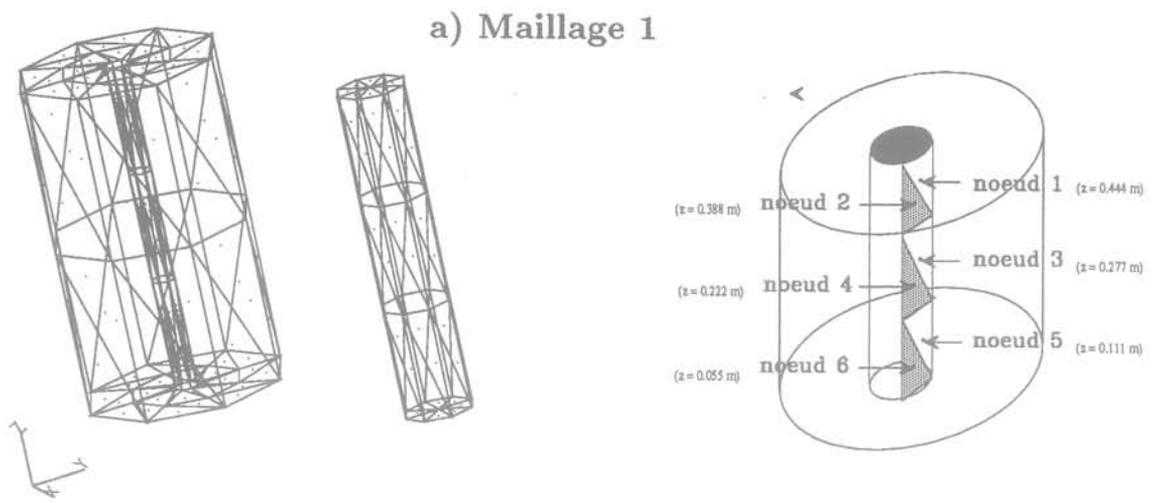


FIG. 13 Maillages testés pour la simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage, avec $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $D_r = 0,9$.
 Mesh considered for the calibration chamber problem. Case 1: $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $I_D = 0.9$.

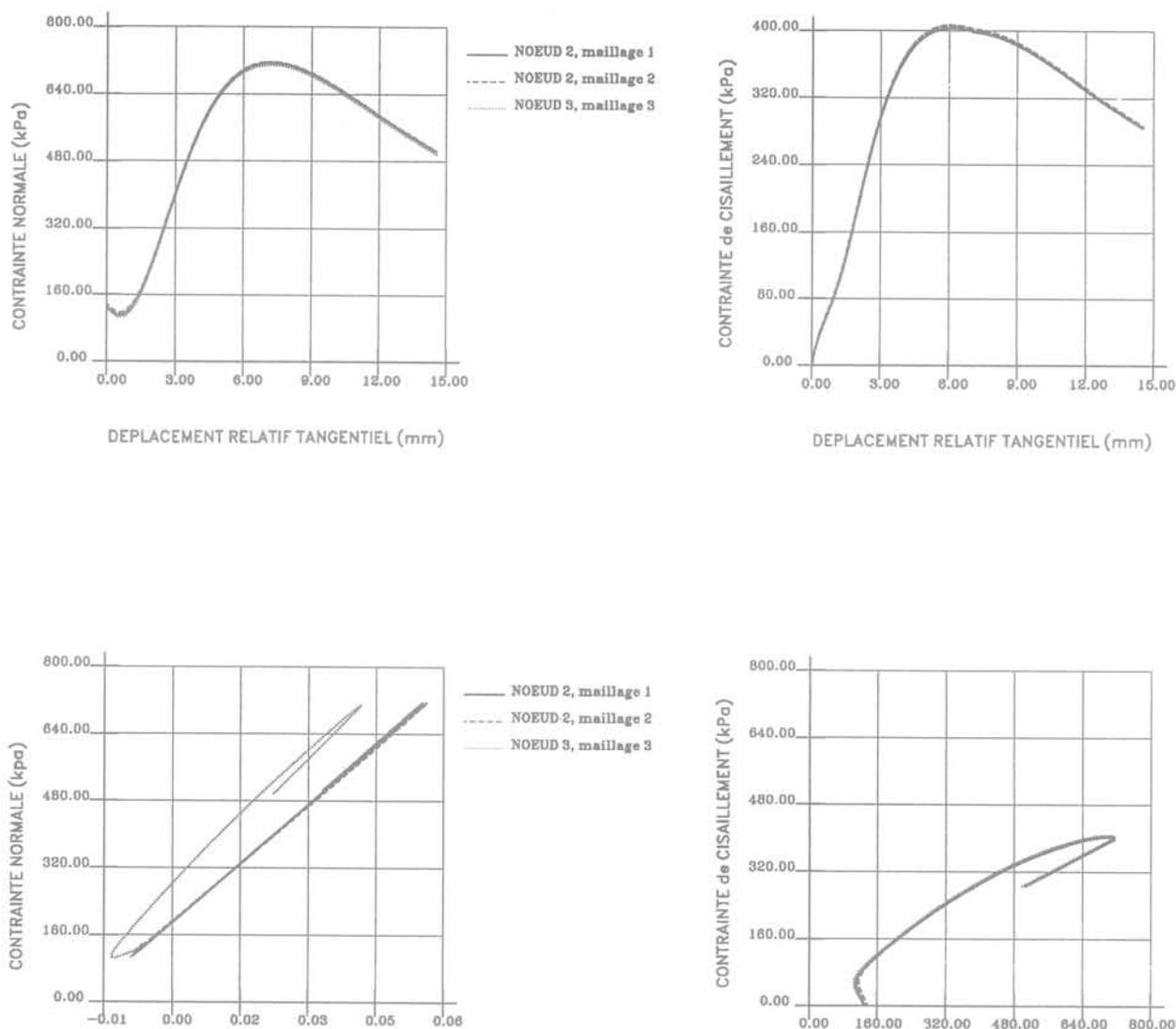


FIG. 14 Influence du maillage dans la simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage : comparaison au niveau des chemins locaux ($\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $D_r = 0,3$).
Influence of the mesh in the local paths computed ($\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $I_D = 0,3$).

La comparaison des résultats relatifs aux chemins locaux (Fig. 14), à la mobilisation du frottement latéral (Fig. 15) et à l'évolution de la charge en tête du pieu pendant le chargement (Fig. 16) montrent une assez bonne indépendance des résultats numériques par rapport à la discrétisation spatiale utilisée. Il est clair notamment qu'un raffinement au-delà du maillage 1 serait inutile.

4.5

Étude de l'influence des dimensions de la chambre d'étalonnage

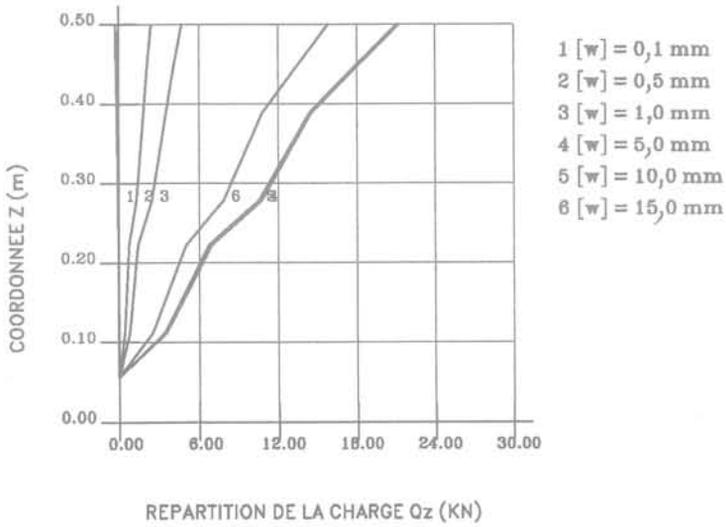
L'influence de la taille de la chambre d'étalonnage sur le frottement latéral est mal connue et sa quantifi-

cation est coûteuse. A cet effet, nous avons mené une étude paramétrique dont le but est de déterminer numériquement l'effet du diamètre de la chambre d'étalonnage sur le frottement latéral.

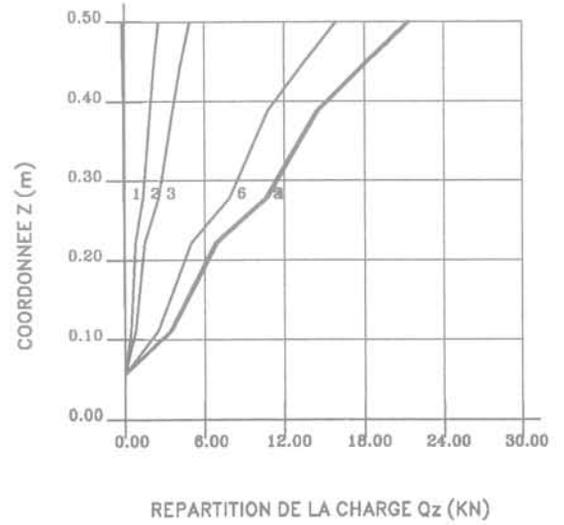
Les paramètres mécaniques ainsi que les conditions aux limites sont ceux du calcul correspondant à un sable dense ($D_r = 0,9$) et $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$.

La figure 17 permet de comparer les résultats numériques obtenus pour différents diamètres (d) de la chambre d'étalonnage. Il apparaît que la dilatance est d'autant plus importante (de même que le cisaillement mobilisé) que les parois de la chambre sont proches du fût du pieu. La même constatation est faite pour l'évolution de la charge en tête en fonction du déplacement (Fig. 18). Rouainia [19] obtient les mêmes conclusions en utilisant la méthode des éléments finis et le même modèle de comportement (loi d'interface).

a) Maillage 1



b) Maillage 2



c) Maillage 3

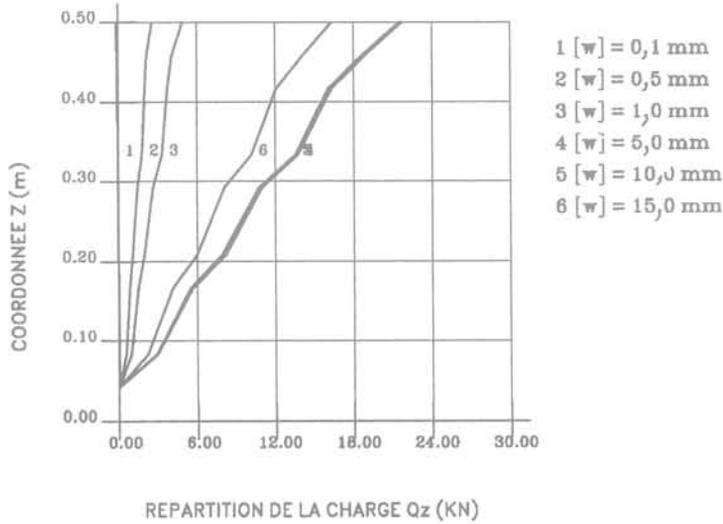


FIG. 15 Influence du maillage dans la simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage : comparaison de la mobilisation du frottement latéral ($\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $D_r = 0,3$).
Influence of the mesh on the transfer curves computed. ($\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $D_r = 0,3$).

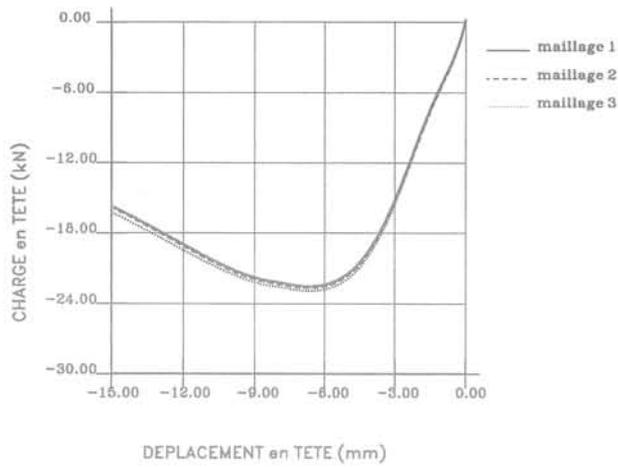


FIG. 16

Influence du maillage dans la simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage : comparaison de l'évolution de la charge en tête durant le chargement ($\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $D_r = 0,3$).
Influence of the mesh on the load versus prescribed displacement ($\sigma_v = 600 \text{ kPa}$, $D_r = 0.3$).

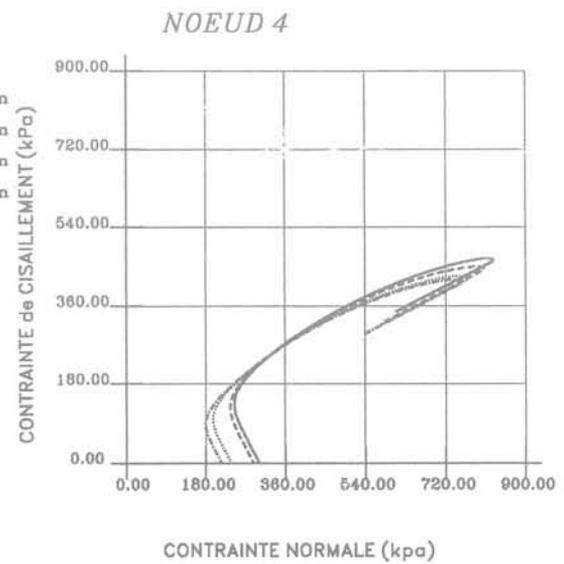
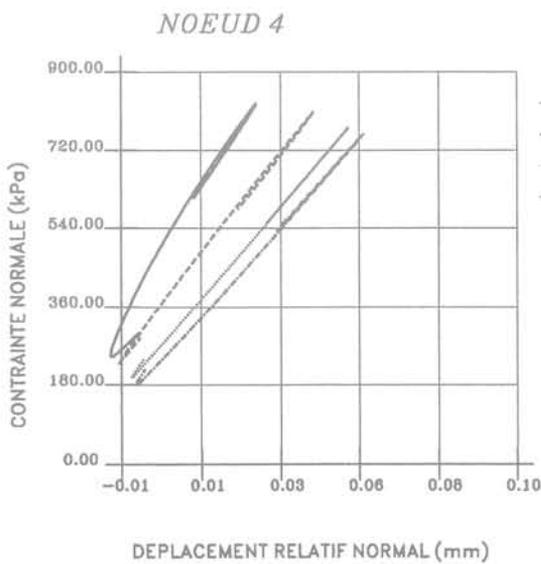
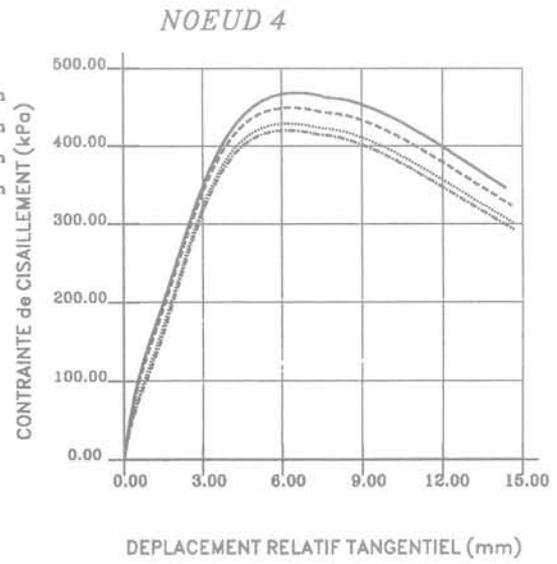
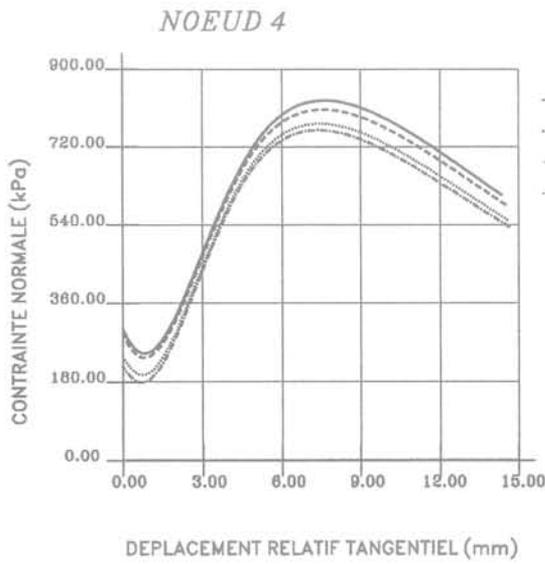


FIG. 17 Chemins locaux au nœud d'interface 4, $D_r = 0,9$, $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$: influence de la taille de la chambre d'étalonnage.
Local paths at node 4. Case 1: $I_p = 0,9$, $\sigma_v = 600 \text{ kPa}$. Influence of the size of the calibration chamber.

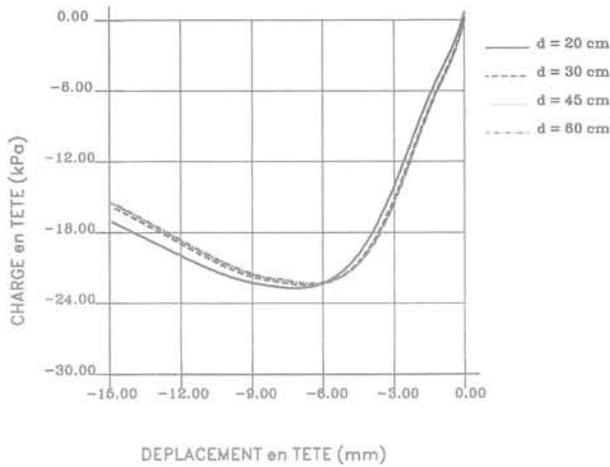


FIG. 18 Évolution de la charge en tête du pieu $D_r = 0,9$, $\sigma_v = 600$ kPa : influence de la taille de la chambre d'étalonnage. Load versus prescribed displacement. Case 1 : $I_D = 0,9$, $\sigma_v = 600$ kPa.

L'ensemble des comparaisons menées permet ainsi de constater que les dimensions choisies pour la chambre d'étalonnage ($d = 30$ cm pour un pieu modèle de diamètre égal à 3,5 cm) ne sont pas très pénalisantes. Par ailleurs, le niveau d'hétérogénéité des contraintes de cisaillement mobilisées ne diffère pas de plus de 10 % entre le haut et le bas de la cuve, ce qui est très satisfaisant pour la poursuite de tels essais.

Conclusion

Les exemples numériques étudiés montrent l'efficacité des algorithmes proposés pour traiter les problèmes aux limites impliquant le contact avec frottement par la méthode des équations intégrales aux frontières.

Moyennant une certaine simplification de la physique, cette méthode offre de grandes possibilités pour l'étude de problèmes de contact en général, et en interaction sol-structure en particulier. Notre problème de contact suppose la concentration de non-linéarités à l'interface de manière à pouvoir considérer les deux solides en contact comme élastiques. En géomécanique cela est possible pour des problèmes où les phénomènes de frottement sont dominants, comme c'est le cas pour le calcul de la capacité portante des pieux très longs sous chargement axial.

La validation de notre approche de l'interaction sol-structure a été réalisée par la simulation numérique d'essais d'arrachement de pieux modèles en laboratoire. Ces simulations constituent une première étape de la modélisation numérique du renforcement des ouvrages en terre par clouage.

Les simulations réalisées ont mis en évidence l'applicabilité à des cas réels du modèle incrémental d'interface avec de très bons résultats. Les résultats des calculs montrent également que les chemins locaux le long de pieux semblent être gouvernés par la rigidité normale au pieu, fonction du module de cisaillement (ou module pressiométrique) du massif de sol et du rayon du pieu. Ce point semble confirmer l'approche proposée par Boulon et Foray [4].

Bibliographie

- [1] Andersson T. – Boundary Elements in two Dimensional Contact and Friction. Ph.D Thesis, Linköping University, Sweden, 1982.
- [2] Boulon M. – Contribution à la mécanique des interfaces sols-structures. Application au frottement latéral des pieux. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches. Université Joseph-Fourier de Grenoble, 1988.
- [3] Boulon M. – Basic features of soil-structure interface behaviour. *Computers and Geotechnics*, 7, 1989, pp. 115-131.
- [4] Boulon M., Foray P. – Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand. IInd International Conference on Numerical and Offshore piling, Nantes, 21-22 mai 1986.
- [5] Boulon M., Garnica P. – Constitutive interpolation and soil-structure directionally dependent interface law. Proc. of the second ENUMGE, Santander, Spain, September 1990, pp. 45-46.
- [6] Boulon M., Plytas C. – Soil-structure directionally dependent interface constitutive equation. Application to the prediction of shaft friction along piles. IInd International Conference on Numerical Models in Geomechanics. Ghent, Belgium, March, 1986, pp. 43-54.
- [7] Brebbia C. – The Boundary element Method for engineers. Pentech Press, 1984.
- [8] Danson D. – Linear isotropic elasticity with body forces. Progress in Boundary Element Method (edited by C. Brebbia). Pentech Press, 1983.
- [9] Essautier M. – Frottement latéral des pieux en milieu pulvérulent. Thèse à l'INPG, Grenoble, 1986.
- [10] Foray P. – Approche expérimentale du comportement des fondations profondes. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, INPG, Grenoble, 1991.
- [11] Garnica P. – Simulation numérique du frottement entre solides par équations intégrales aux frontières et modèle d'interface non linéaire, Application aux pieux. Thèse de Doctorat, Université Joseph-Fourier, Grenoble, 1993.
- [12] Hoteit N. – Étude du cisaillement d'interface à rigidité normale imposée et applications. Thèse de Doctorat, Université Joseph-Fourier, Grenoble, 1989.
- [13] Kwak B.M., Lee S.S. – A complementary problem formulation for two dimensional frictional contact problems. *Computers and Structures*, vol. 28, 4, 1988, pp.469-480.
- [14] Marchina P. – Modélisation de l'interaction sol-structure par la méthode des équations intégrales aux frontières et loi d'interface. Thèse de Doctorat, Université de Grenoble, 1989.
- [15] Paris F., Garrido J.A. – On the use discontinuous element in two dimensional contact problems. Proc. of the 7th Int. Conf. on Boundary Elements, Villa Olmo, Italie. Brebbia Maier Eds., Springer-Verlag, 1985.
- [16] Plytas C. – Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sols granulaires-structures. Thèse de Doctorat, USMG, Grenoble, octobre 1985.
- [17] Puech A., Foray P., Boulon M., Desrues J. – Calcul des pieux à l'arrachement à partir d'un modèle numérique en contraintes effectives. VII ECSMFE, Brighton, 1979.
- [18] Renoud-Lias B. – Étude du pressiomètre en milieu pulvérulent. Thèse de Doctorat, Université de Grenoble, 1978.
- [19] Rouainia M. – Modélisation de l'interaction sol-structure par éléments finis de haute précision et loi d'interface incrémentale non linéaire, Application aux pieux. Thèse de Doctorat, USMG, Grenoble, octobre 1985.
- [20] Selvadurai A.P.S. – Boundary element modelling of interface phenomena. Topics in Boundary Element Research (edited by C. Brebbia), Volume 4, Applications in Geomechanics, Springer-Verlag, 1987.
- [21] Trompette Ph. – Mécanique des structures. Paris, Masson, 1992.
- [22] Wernick E. – Skin friction of cylindrical anchors in non-cohesive soils. Symposium on soil reinforcing and stabilising techniques, Sidney, Australia, 1978.

Calcul numérique des tunnels boulonnés par une méthode d'homogénéisation

D. BERNAUD

*G3S-LMS,
École Polytechnique,
Palaiseau*

P. DE BUHAN

S. MAGHOUS

*Laboratoire de Mécanique
des Solides
(URA 317 CNRS),
ENPC-CERCSO,
Noisy-Le-Grand*

Résumé

Adoptant le point de vue macroscopique, on décrit dans cet article une simulation numérique de la convergence d'un tunnel renforcé par boulonnage radial et/ou en front de taille. Les relations de comportement anisotrope du matériau homogénéisé, préalablement écrites, sont introduites dans un code numérique par éléments finis adapté pour la modélisation des phases d'excavation. En particulier, on y implante les formules de projection sur le domaine d'élasticité, nécessaires pour la résolution de l'algorithme itératif en plasticité.

Une étude de cas est ensuite entreprise pour simuler les étapes d'excavation/renforcement d'un tunnel et calculer sa convergence au fur et à mesure que le front avance. En sus des deux modes de boulonnage, la prise en compte d'un soutènement en paroi est examinée, mettant en évidence l'interaction entre les différentes composantes de l'ouvrage : massif-boulons-soutènement. Des indications importantes sur les paramètres pertinents du renforcement ont pu être dégagées de cette étude, fournissant des éléments pour le choix d'un schéma de renforcement optimal.

De par sa souplesse et son efficacité, cette méthode constitue un outil de calcul adapté au dimensionnement d'ouvrages géotechniques renforcés par des inclusions régulièrement réparties.

Numerical design of bolt reinforced tunnels by a homogenization method

Abstract

This paper is devoted to the numerical simulation of the convergence of a tunnel reinforced by both radial and horizontal bolts. Adopting an anisotropic elastic-plastic constitutive law for the bolted rockmass regarded as a homogenized material, the numerical implementation of such a model in a finite element computer code specifically devised for calculating the advancement of tunnels, is described.

A parametric study is undertaken by means of this numerical tool, varying some relevant parameters such as the bolt density, the length of bolts or the delay of placement of radial bolts behind the facing. The combination of such a reinforcement technique with a classical lining support system is also investigated by this numerical method, thus providing some general guidelines for the optimal design of reinforcement pattern in order to significantly reduce the convergence at both the tunnel wall and tunnel facing.

It appears that such a numerical approach, developed here in the case of reinforced tunnels, is liable to become a quite suitable tool for dealing with various kinds of geotechnical structures where regularly distributed inclusions are involved.

Introduction

La stabilisation des ouvrages souterrains, tels que les tunnels creusés dans des massifs rocheux, demeure une préoccupation majeure de l'ingénieur géotechnicien. En effet, en plus de l'exigence d'un gabarit imposé et d'une durée de vie élevée, celui-ci doit concilier les aspects liés à la technique et la sécurité à ceux concernant l'économie du projet. Le choix et le dimensionnement d'un mode de soutènement adéquat s'avère une étape essentielle du projet.

Dans ce dernier registre, et suite au développement des techniques de renforcement en mécanique des sols, l'utilisation d'inclusions métalliques (boulons) comme système de renforcement dans le domaine des tunnels est devenue de plus en plus courante. Si techniquement et technologiquement ce système est assez bien maîtrisé, sa modélisation du point de vue mécanique et, plus particulièrement, la modélisation de l'interaction massif/inclusion demeure mal connue.

La nature fortement hétérogène du milieu renforcé par boulonnage constitue la source principale des difficultés rencontrées lors d'une modélisation numérique par éléments finis directe. En effet, la taille des élé-

ments (mailles) dans la zone concernée par le boulonnage devant être beaucoup plus petite que la longueur caractéristique du renforcement (distance entre deux boulons successifs), ceci conduit à des problèmes de dimension déraisonnable, même pour de puissants calculateurs.

L'objectif de cette contribution est de présenter une alternative pour s'affranchir de cette difficulté, ayant pour cadre celui de la méthode d'homogénéisation des milieux périodiques. En effet, lorsque la densité du boulonnage est suffisamment grande, cette approche heuristique permet de substituer au milieu boulonné hétérogène initial, un milieu homogène équivalent à l'échelle macroscopique. Ainsi, les boulons n'ont plus donc à être considérés séparément.

Cette approche, déjà mise en œuvre et éprouvée dans le cas des sols renforcés (voir par exemple de Buhan *et al.* (1989) ou de Buhan et Salençon (1990)), s'est révélée très satisfaisante pour décrire à l'échelle macroscopique les capacités de résistance de telles structures. Son principe général a été appliqué pour la première fois pour l'étude d'une cavité renforcée par boulons, en conditions conjuguées d'axisymétrie et de déformation plane, par Wullschläger et Natau (1983, 1987). Plus récemment, Greuell (1993) et Greuell *et al.* (1994) ont proposé une solution analytique pour le

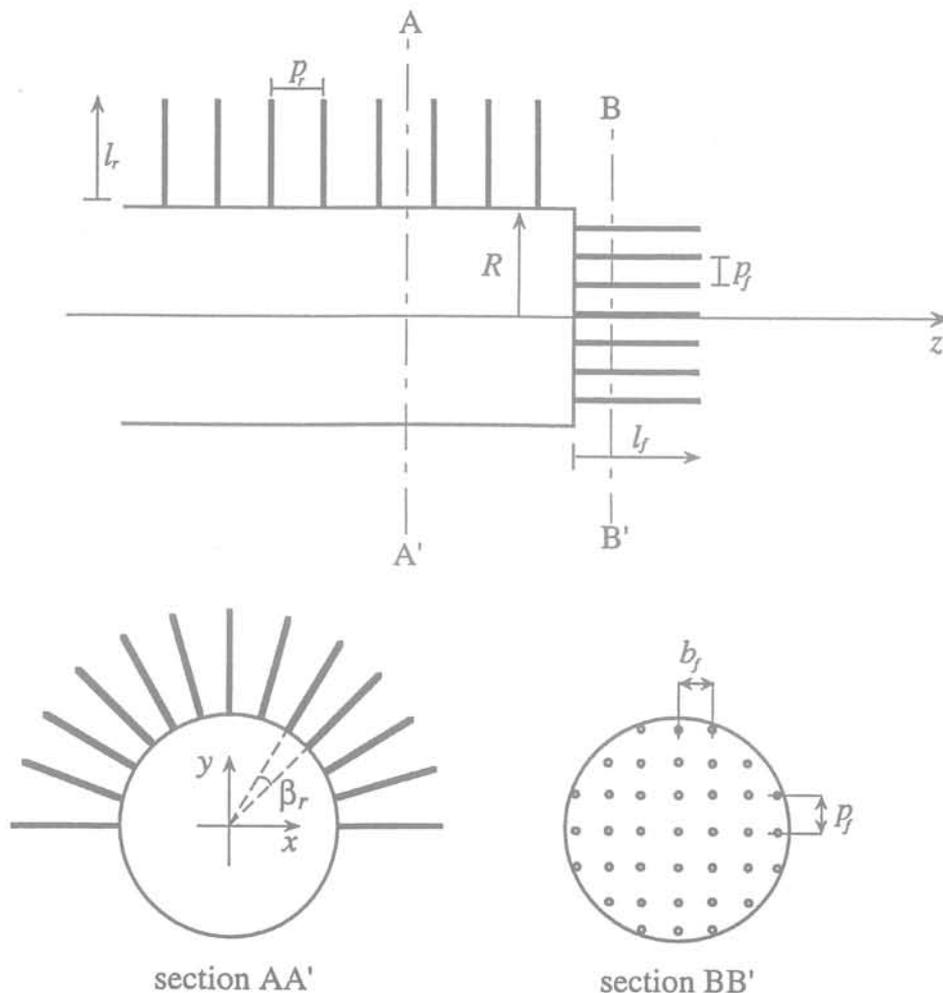


FIG.1 Caractéristiques géométriques du problème.
Geometrical characteristics of the problem.

même problème avec une loi élastoplastique anisotrope pour modéliser le comportement du massif boulonné en tant que milieu homogénéisé.

Nous proposons une extension de ce dernier travail, permettant de tenir compte de géométries et conditions de chargements plus complexes. Cette extension repose sur la modélisation du tunnel renforcé et la mise en œuvre numérique par éléments finis, une loi de comportement pour ce milieu homogénéisé ayant été auparavant formulée.

2

Le tunnel boulonné comme un milieu homogénéisé

Le tunnel considéré, de section circulaire et rayon R , est excavé dans un milieu homogène et isotrope. Il est renforcé par des boulons, disposés au fur et à mesure que le front de taille avance, et supposés adhérer parfaitement au massif. Le boulonnage est soit radial, soit frontal (boulons disposés en front de taille). Ces deux modes de boulonnage peuvent exister individuellement ou conjointement (association des deux modes). Les caractéristiques géométriques du problème sont définies sur la figure 1 :

– *Boulons radiaux* : ils sont placés perpendiculairement à l'axe zz' du tunnel avec un espacement horizontal p_r (espacement suivant l'axe précédent) et un espacement angulaire β_r (dans la section transversale). Leur longueur, mesurée parallèlement à la direction radiale \underline{e}_r , est notée l_r .

– *Boulons frontaux* : disposés au front parallèlement à l'axe du tunnel zz' , leur longueur est notée l_f . Ils sont régulièrement répartis dans la section constituant le front, de telle sorte que leurs points d'émergence dans cette section forment par exemple un réseau de mailles rectangulaires $p_f \times b_f$.

Afin d'alléger le texte, on notera dans toute la suite par (ZR) la zone du massif concernée par le boulonnage radial, et par (ZF) celle concernée par le boulonnage frontal.

Supposons maintenant que le renforcement, aussi bien radial que frontal, soit suffisamment dense, c'est-à-dire que les quantités β_r/π , p_r/R , p_f/R et b_f/R soient très petites devant l'unité. Alors, le massif renforcé peut être considéré à l'échelle macroscopique (échelle de l'ouvrage) comme un milieu localement orthotrope autour de l'axe radial \underline{e}_r pour (ZR), et homogène orthotrope autour de l'axe du tunnel \underline{e}_z pour (ZF). Cette procédure d'homogénéisation simplifie considérablement le problème initial, puisque les constituants du massif renforcé n'ont plus à être considérés séparément, ce qui évite les difficultés de discrétisations très fines rencontrées lors d'une approche par éléments finis directe, rendues nécessaires pour tenir compte de la forte hétérogénéité de la zone renforcée.

Les volumes élémentaires représentatifs, prismatique pour (ZR) et parallélépipédique pour (ZF) (Fig. 2), permettent de définir les paramètres pertinents du renforcement :

• La proportion volumique du renforcement η , définie comme le rapport entre l'aire de la section transversale du boulons S_r ou S_f et celle de la section correspondante du volume représentatif :

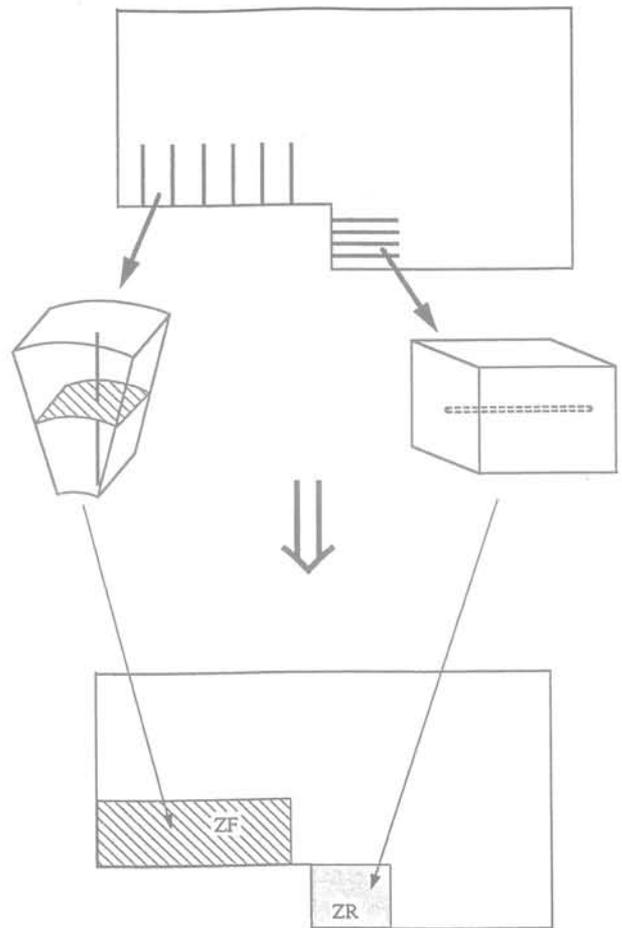


FIG. 2 Volumes représentatifs et problème homogénéisé.
Representative elementary volumes and homogenized problem.

$$\eta = \begin{cases} \eta_r(r) = \frac{S_r}{p_r b_r r} & \text{pour (ZR)} & (a) \\ \eta_f = \frac{S_f}{p_f b_f} & \text{pour (ZF)} & (b) \end{cases} \quad (1)$$

Ce paramètre adimensionnel est constant pour (ZF), alors qu'il décroît en fonction de la distance r à l'axe du tunnel pour (ZR) (écartement entre les boulons radiaux croissant au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la paroi du tunnel).

• La densité de renforcement δ , définie par le nombre de boulons par unité de surface de la paroi du tunnel ($r = R$) pour (ZR), et par unité de surface du front de taille pour (ZF) :

$$\delta = \begin{cases} \delta_r = \frac{1}{p_r \beta_r R} & \text{pour (ZR)} & (a) \\ \delta_f = \frac{1}{p_f b_f} & \text{pour (ZF)} & (b) \end{cases} \quad (2)$$

δ s'exprime bien entendu en boulons/m².

La formulation de la loi de comportement du matériau homogénéisé à partir de celle de chacune des composantes du composite initial est conduite selon la procédure illustrée par la figure suivante :

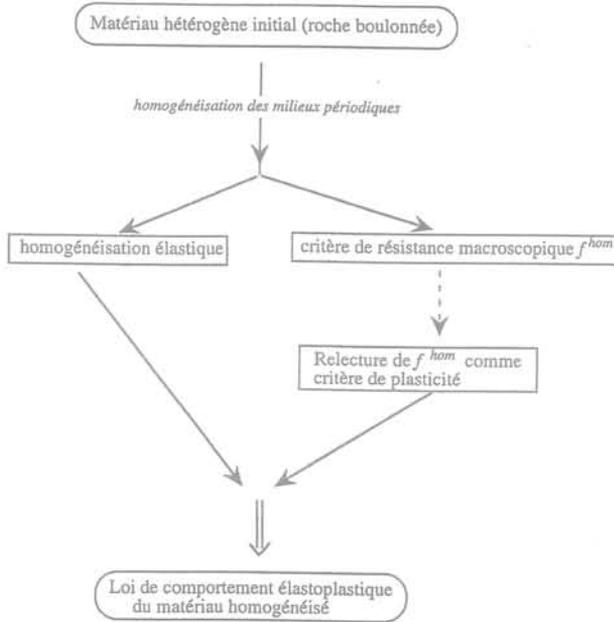


FIG. 3 Démarche suivie pour la formulation du comportement homogénéisé. Procedure to formulate the constitutive law of the homogenized material.

3

Élasticité du milieu homogénéisé

La détermination du tenseur d'élasticité de ce milieu constitue la première étape vers la construction d'une loi de comportement du massif boulonné.

Les constituants de celui-ci sont supposés à propriétés élastiques linéaires et isotropes, caractérisées par :

- E_m et ν_m (module d'Young et coefficient de Poisson) pour le massif. On notera A_m le tenseur d'élasticité correspondant ;

- E_r , ν_r et E_f , ν_f les modules d'Young et coefficients de Poisson respectifs du matériau de renforcement constituant les boulons dans (ZR) et dans (ZF).

Dans le cas où simultanément, la proposition volumique de renforcement est très faible ($\eta \ll 1$) et la rigidité des boulons est beaucoup plus grande que celle du massif ($E_r \gg E_m$ et $E_f \gg E_m$), on peut montrer (Greuell (1993)) que le matériau renforcé se comporte à l'échelle macroscopique, comme un milieu élastique isotrope transverse autour de l'axe \underline{e}_r pour (ZR) et autour de \underline{e}_z pour (ZF). La relation entre les tenseurs « macroscopiques » de contrainte $\underline{\Sigma}$ et de déformation $\underline{\underline{\epsilon}}$ s'exprimant par :

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \underline{\underline{A}}_m : \underline{\underline{\epsilon}} + K \epsilon_{ii} \underline{\underline{\epsilon}}_i \otimes \underline{\underline{\epsilon}}_i \quad (3)$$

où l'indice i et le coefficient K désignent :

- $i = r$ et $K = \eta_r(r) E_r$ pour tout point de (ZR).

- $i = z$ et $K = \eta_f E_f$ pour tout point de (ZF).

Directement proportionnel à la proportion volumique de renforcement η , le paramètre de renforcement K est donc constant dans (ZF) et décroît comme $1/r$ dans (ZR).

Le second membre de la relation (3) est la somme de deux termes : le premier correspond à l'élasticité du massif non renforcé, tandis que le second traduit l'effet renforçant des boulons, qui n'interviennent donc que selon la direction i . Cette relation peut être réécrite en introduisant le tenseur d'élasticité du matériau homogénéisé de la manière suivante :

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \underline{\underline{A}}^{hom} : \underline{\underline{\epsilon}} \quad \text{avec} \quad \underline{\underline{A}}^{hom} = \underline{\underline{A}}_m + K \underline{\underline{\epsilon}}_i \otimes \underline{\underline{\epsilon}}_i \otimes \underline{\underline{\epsilon}}_i \otimes \underline{\underline{\epsilon}}_i \quad (4)$$

Ce résultat est en accord avec ceux obtenus par Sawicki (1978) ou par Gerrard (1982-a, 1982-b). Le précédent tenseur peut être caractérisé par les paramètres suivants :

- Le module d'Young longitudinal (selon la direction de renforcement \underline{e}_i)

$$E_i^{hom} = E_m + K \quad (5)$$

- Le module d'Young transversal (à la direction de renforcement)

$$E_t^{hom} = E_m \frac{E_m + K}{E_m + (1 - \nu_m^2) K} \quad (6)$$

- Les modules de cisaillement

$$\mu_i^{hom} = \mu_t^{hom} = \mu_m \quad (7)$$

4

Loi élastoplastique du massif boulonné

Comme indiqué sur le schéma de principe de la figure 3, la construction d'une telle loi se fait en deux étapes : détermination du critère de résistance de ce composite à partir de celui de ses composantes (roche, boulons), adoption de ce critère comme critère de plasticité parfaite avec loi d'écoulement associée.

4.1

Critère de résistance macroscopique

La détermination de ce critère ressortit à la théorie de l'homogénéisation en calcul à la rupture, dont l'application aux matériaux composites à structure périodique peut être trouvée dans de Buhan (1986), de

Buhan et Salençon (1990) ou de Buhan et Taliervo (1991). En étendant les résultats obtenus par ces derniers auteurs, le critère de résistance f^{hom} de la zone boulonnée peut être exprimé par :

$$f^{hom}(\underline{\underline{\Sigma}}) \leq 0 \Leftrightarrow \begin{cases} \underline{\underline{\Sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}_m + \sigma \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i \\ \text{avec} \\ f_m(\underline{\underline{\sigma}}_m) \leq 0 \text{ et } \sigma \in I \end{cases} \quad (8)$$

où f_m désigne le critère de résistance de la roche non renforcée, et :

. l'indice i vaut r et z respectivement dans (ZR) et (ZF).

. I est l'intervalle :

$$I = [-k\eta\sigma_0, \eta\sigma_0] \quad (9)$$

σ_0 est la limite en traction simple du matériau constitutif des boulons, et k un nombre adimensionnel compris entre 0 et 1, réduisant la résistance en compression pour tenir compte du phénomène de flambement. Bien entendu, σ_0 et k peuvent être éventuellement différents selon que l'on considère des boulons utilisés pour le renforcement radial ou frontal. Noter que la quantité $\eta\sigma_0$ apparaît comme la résistance en traction des boulons par unité de surface transversale au point considéré.

Le domaine G^{hom} correspondant au critère f^{hom} s'interprète géométriquement, dans l'espace des contraintes macroscopiques, comme l'enveloppe convexe des deux domaines obtenus par translation du domaine G_m (correspondant au critère f_m) parallèlement à l'axe Σ_{ii} , des quantités algébriques $-k\eta\sigma_0$ et $\eta\sigma_0$ (Fig. 4). L'effet de renforcement du massif par les boulons se traduit par ces deux translations.

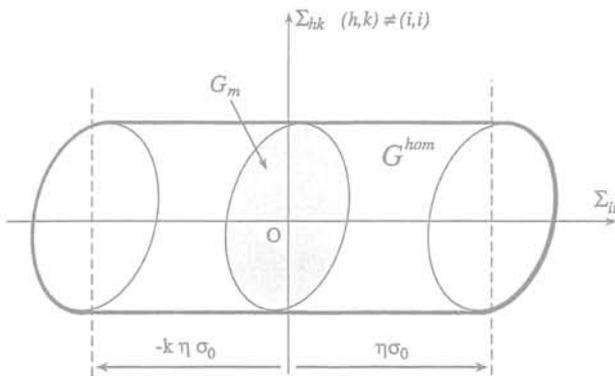


FIG.4 Interprétation géométrique du domaine G^{hom} .
Geometrical interpretation of the macroscopic strength domain.

4.2

Loi de comportement élastoplastique de la roche boulonnée

Le principe de la construction d'une telle loi découle du raisonnement heuristique qui consiste à faire une relecture du critère de résistance macroscopique f^{hom}

en l'adoptant comme critère de plasticité pour le matériau homogénéisé. Le comportement de ce dernier est alors modélisé par une loi élastique parfaitement plastique associée, le domaine G^{hom} constituant alors le domaine d'élasticité.

Cette loi se traduit dans le cadre des petites perturbations par :

$$\underline{\underline{\dot{\epsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^e + \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^p \quad (10)$$

où $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}$ est le taux des déformations totales, $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^e$ la part élastique qui est reliée à $\underline{\underline{\Sigma}}$ par :

$$\underline{\underline{\dot{\Sigma}}} = \underline{\underline{\Lambda}}^{hom} : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^e \quad (11)$$

et $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^p$ la partie plastique, qui dérive de la loi de normalité par :

$$\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^p = \underline{\underline{w}} \frac{\partial f^{hom}}{\partial \underline{\underline{\Sigma}}}(\underline{\underline{\Sigma}}), \quad \underline{\underline{w}} \geq 0 \quad (12)$$

où $\underline{\underline{w}} \geq 0$ est le multiplicateur plastique.

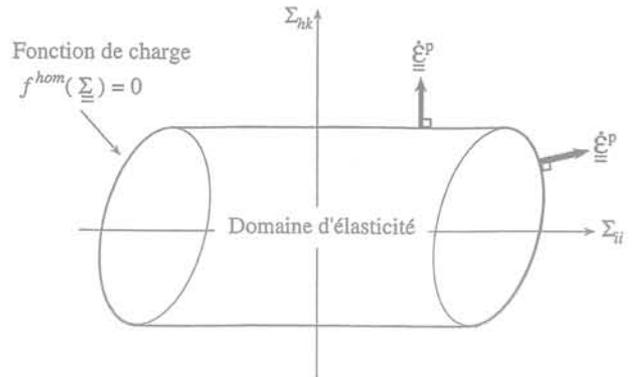


FIG.5 Domaine d'élasticité du matériau homogénéisé et règle d'écoulement.
Elasticity domain for the homogenized material and associated flow rule.

5

Formulation explicite des relations de comportement

La fonction de charge du matériau homogénéisé définie par (8) peut être réécrite par :

$$f^{hom}(\underline{\underline{\Sigma}}) = \min_{\sigma \in I} f_m(\underline{\underline{\Sigma}} - \sigma \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i) \quad (13)$$

Rappelons que l'intervalle I est défini par (9).

On montre (voir Bernaud *et al.*, 1995) que :

$$f^{hom}(\underline{\underline{\Sigma}}) = f_m(\underline{\underline{\Sigma}} - \sigma^* \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i) \quad (14)$$

où

$$\sigma^* = \begin{cases} -k\eta\sigma_0 & \text{si } x_0 \leq -k\eta\sigma_0 \\ x_0 & \text{si } x_0 \in I \\ \eta\sigma_0 & \text{si } x_0 \geq \eta\sigma_0 \end{cases} \quad (15)$$

x_0 étant l'unique solution (convexité de f_m) sur \mathbb{R} de l'équation en x :

$$\frac{\partial f_m}{\partial \sigma_{ii}} (\underline{\underline{\Sigma}} - x \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i) = 0 \quad (16)$$

σ^* est donc la projection de x_0 sur l'intervalle I . Noter que $\sigma^* = \sigma^*(\underline{\underline{\Sigma}})$, puisque $x_0 = x_0(\underline{\underline{\Sigma}})$.

Afin de compléter la caractérisation de la loi de comportement, et plus particulièrement la formulation de la loi d'écoulement plastique (12), il convient

d'expliciter l'expression de $\frac{\partial f_m^{hom}}{\partial \underline{\underline{\Sigma}}}(\underline{\underline{\Sigma}})$.

Celle-ci a été établie dans Bernaud *et al.* (1995) :

$$\frac{\partial f_m^{hom}}{\partial \underline{\underline{\Sigma}}}(\underline{\underline{\Sigma}}) = \frac{\partial f_m}{\partial \underline{\underline{\Sigma}}}(\underline{\underline{\Sigma}} - \sigma^* \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i) \quad (17)$$

Ces relations vont maintenant être illustrées dans le cas où le matériau constitutif de la roche non boulonnée obéit à un critère de Drucker-Prager. C'est-à-dire que f_m s'écrit :

$$f_m(\underline{\underline{\sigma}}) = \sqrt{\frac{3}{2} \|\underline{\underline{s}}\|^2} + \alpha_m (\text{tr} \underline{\underline{\sigma}} - \sigma_m) - \sigma_m \leq 0 \quad (18)$$

où $\underline{\underline{s}} = \text{dev}(\underline{\underline{\sigma}})$ est la partie déviatorique de $\underline{\underline{\sigma}}$, σ_m désigne la limite élastique du matériau en traction simple. α_m est un paramètre compris entre 0 (critère de von Mises) et 1, qui traduit la dépendance du critère vis-à-vis de la contrainte hydrostatique. $\|\underline{\underline{s}}\| = (\underline{\underline{s}} : \underline{\underline{s}})^{1/2}$.

En notant $\underline{\underline{S}} = \text{dev}(\underline{\underline{\Sigma}})$, la résolution de l'équation (16) conduit à :

$$x_0 = \frac{3}{2} (S_{ii} + \chi) \quad (19)$$

avec

$$\chi = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\alpha_m}{\sqrt{1 - \alpha_m^2}} \left\| \underline{\underline{S}} - \frac{1}{2} S_{ii} (3 \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i - \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r - \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta - \underline{e}_z \otimes \underline{e}_z) \right\| \quad (20)$$

La valeur de σ^* est déduite de celle de x_0 par les relations (15), si bien que l'expression de $f_m^{hom}(\underline{\underline{\Sigma}})$ est complètement déterminée par (14).

D'autre part, et en vertu de (17) :

$$\frac{\partial f_m^{hom}}{\partial \underline{\underline{\Sigma}}}(\underline{\underline{\Sigma}}) = \alpha_m \underline{1} + \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\underline{\underline{S}} - \underline{\underline{S}}^*}{\|\underline{\underline{S}} - \underline{\underline{S}}^*\|} \quad (21)$$

Mise en œuvre numérique

Les relations de comportement présentées ci-dessus ont été introduites dans le code de calcul par éléments finis GEOMEQ91 (Bernaud, 1991). Les formules de projection sur le convexe d'élasticité ont été établies dans Bernaud *et al.* (1995) à partir de la formule (21) et incorporées dans ce code. De telles formules sont en effet requises pour l'utilisation de l'algorithme itératif de plasticité (Nguyen Qoc Son, 1977).

Remarquons que le calcul des matrices de rigidité élémentaires correspondant à (ZR) nécessite un traitement spécifique. En effet, outre le caractère anisotrope des paramètres d'élasticité, ceux-ci dépendent du point considéré (variations en $1/r$).

6

Simulation numérique du tunnel boulonné

6.1

Position du problème

Le tunnel considéré, de section circulaire (rayon R), est supposé creusé à grande profondeur $H \gg R$ dans une roche homogène et isotrope. Avant l'excavation du tunnel, le champ de contrainte géostatique régnant dans le massif à cette profondeur est supposé isotrope et homogène $\underline{\underline{\sigma}}_0 = -P_0 \underline{1}$. En effet, l'effet de la pesanteur peut être négligé dans une zone proche du tunnel ($\gamma R \ll P_0$, où γ désigne le poids volumique du massif) (Fig. 6).

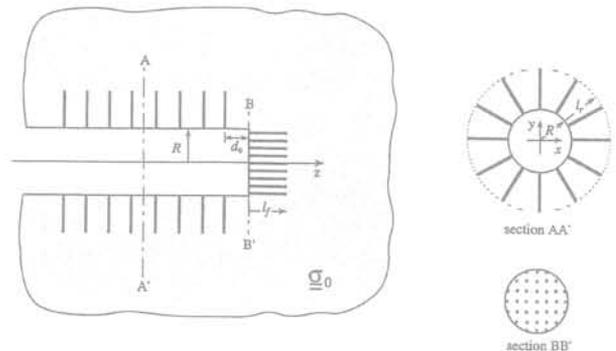


FIG.6 Tunnel boulonné creusé à grande profondeur dans un milieu isotrope.

Bolt supported tunnel excavated at great depth in an isotropic rockmass.

Les deux schémas de boulonnage, considérés séparément ou en association, sont étudiés : boulons radiaux (caractéristiques l_r, δ_r, S_r) et boulons frontaux (caractéristiques l_f, δ_f, S_f). Les boulons radiaux sont disposés autour de la paroi du tunnel suivant toutes les directions radiales (section AA') à partir d'une distance d_0 du front de taille. Les boulons frontaux sont placés tout autour du centre de symétrie O ($r = 0$) du disque symbolisant le front de taille. Leurs intersections avec ce disque forment un nuage de points régulièrement répartis (section BB').

Suivant la procédure d'homogénéisation décrite en section 2, et sous les hypothèses d'ordre géométrique mentionnées ci-dessus, les zones renforcées sont donc modélisées par :

- un anneau cylindrique d'axe Oz, de rayon intérieur R et extérieur $R + l_r$;

- un cylindre, d'axe Oz, s'appuyant sur le front de taille, de longueur l_f et de rayon R,

constitués de matériaux homogénéisés, localement orthotropes autour des directions \underline{e}_r et \underline{e}_z respectivement.

Il s'ensuit que le problème tridimensionnel du creusement de ce tunnel, peut être traité comme un problème axisymétrique dans les axes (r, z).

L'objectif de cette étude est de déterminer les champs de contrainte et de déplacement induits par le processus d'excavation, et plus particulièrement de quantifier le rôle de renforcement par boulonnage dans la réduction de la convergence du tunnel.

La simulation numérique des étapes de creusement/avancement du tunnel est modélisée par la méthode « d'activation/désactivation » (Hanafy and Emery, 1980) implantée dans le code GEOMECH91. On pourra se référer à Bernaud *et al.* (1995) pour les détails concernant l'adaptation de cette technique et sa mise en œuvre numérique dans le cas du renforcement par boulonnage. Bien entendu, cette technique permet de prendre en compte l'association boulonnage/soutènement en paroi du tunnel, tel qu'une couche de béton projeté qui accompagne usuellement le boulonnage radial.

Remarque : Tous les calculs qui seront présentés par la suite ont été effectués en considérant la longueur l_f des boulons frontaux constante tout au long du processus d'excavation. En réalité, ceux-ci étant constitués d'un matériau fibre de verre, sont « cassés » (sur une longueur égale au pas de creusement) et « excavés » avec la roche au fur et à mesure que le tunnel avance. En toute rigueur, à un instant donné, ces boulons n'ont donc pas tous la même longueur.

6.2

Validation du code numérique

En vue de valider l'outil numérique, une série de calculs a été effectuée et les résultats comparés à ceux donnés par Greuell (1993). Ils correspondent au cas d'un tunnel étudié en déformation plane avec conditions de symétrie de révolution (*i.e.* le déplacement est de la forme $\underline{u}(r,\theta,z) = u(r)\underline{e}_r$), ce qui correspond à un problème « 1D ». Le matériau constitutif de la roche non renforcée étant supposé obéir à un critère de Tresca (milieu purement cohérent), et seul le boulonnage radial est considéré.

Il ressort de cette comparaison (voir Bernaud *et al.*, 1995) une parfaite concordance entre les résultats numériques et analytiques aussi bien en ce qui concerne :

- les courbes (P_f, U_f) , où P_f désigne la pression appliquée en paroi du tunnel, et U_f sa convergence loin du front ($= -u(r=R)/R$),

- qu'en ce qui concerne l'influence d'un délai de pose des boulons (radiaux) sur l'équilibre final du tunnel. Celle-ci étant prise en compte *via* le taux de déconfinement λ_0 (voir Panet et Guellec, 1974).

Remarque : Toujours dans ce même cadre, des calculs numériques 3D axisymétriques ont été effectués dans le cas théorique $\lambda_0 = 0$ (*i.e.* tunnel excavé dans un massif déjà boulonné !). Les valeurs de la convergence finale loin du front obtenues diffèrent de moins de 1 % de celles données analytiquement par Greuell (1993).

7

Calculs numériques 3D axisymétriques

7.1

Données relatives aux calculs

Nous nous intéressons maintenant à la modélisation en conditions d'axisymétrie des phases de creusement du tunnel et pose du renforcement. Rappelons que les principaux paramètres régissant ce phasage sont :

- la distance de pose des boulons radiaux d_0 ;
- le pas d'excavation. Celui-ci est supposé constant dans la modélisation numérique égal à $R/3$ (à l'exception du premier creusement, où il est pris égal à R).

Tous les calculs présentés par la suite ont été réalisés en utilisant le maillage par éléments finis de la figure 7 (1 298 quadrilatères à 9 nœuds). Il faut souligner que celui-ci est strictement analogue à ceux utilisés en absence de renforcement. Ce qui justifie encore l'emploi d'une démarche d'homogénéisation pour le massif renforcé par boulonnage.

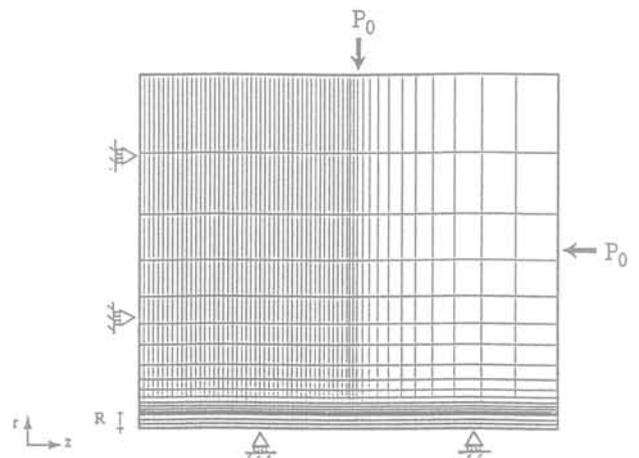


FIG.7 Maillage par éléments finis utilisé. Finite element mesh used.

Afin d'apprécier l'influence de certains paramètres sur l'équilibre final de l'ouvrage, une étude paramétrique (non exhaustive) est entreprise dont les résultats sont présentés ci-après.

Les caractéristiques mécaniques considérées pour la roche non renforcée sont fixées à :

$$\begin{cases} c_m = 1,2 \text{ MPa}, \varphi_m = 4^\circ \\ E_m = 500 \text{ MPa}, \nu_m = 0,45 \end{cases} \quad (\text{Drucker - Prager})$$

Ces caractéristiques correspondent à une roche tendre du type *argile de Boom* (galerie expérimentale creusée à une profondeur de 200 m à Mol, Belgique – voir à cet effet Bernaud et Rousset, 1993).

La pression initiale de confinement est prise égale à $P_0 = 4$ MPa.

Bien que les résultats puissent être exprimés en fonction de paramètres adimensionnels x/R (où x désigne toute grandeur de l'ouvrage homogène à une longueur), le rayon du tunnel est pris égal à $R = 3$ m.

En ce qui concerne les données relatives aux boulons :

• *boulons radiaux (acier) :*

- diamètre $D = 20$ mm
- limite en traction simple $\sigma_0 = 650$ MPa
- facteur de réduction en compression $k = 0$
- $E_r = 2 \times 10^5$ MPa

• *boulons frontaux (fibre de verre) :*

- diamètre intérieur $D_i = 10$ mm
- diamètre extérieur $D_e = 40$ mm
- limite en traction simple $\sigma_0 = 300$ MPa
- facteur de réduction en compression $k = 0$
- $E_f = 2 \times 10^4$ MPa

Remarque : Compte tenu des caractéristiques spécifiques adoptées ici pour la roche et les boulons, les conclusions relatives à l'influence des paramètres de renforcement, qui seront formulées à la suite de l'étude numérique doivent être considérées avec prudence. Elles ne sont pas *a priori* généralisables à des roches et boulons de caractéristiques mécaniques différentes de celles considérées ici. Toutefois, on peut raisonnablement considérer qu'elles en traduisent bien les tendances.

7.2

Influence de la longueur des boulons

Lorsqu'on ne considère que les boulons radiaux, il a été constaté analytiquement (Greuell, 1993) et numériquement (Bernaud *et al.*, 1995), toutes choses étant égales par ailleurs, qu'au-delà d'une longueur égale au diamètre du tunnel $l_r > 2R$, l'influence de la longueur des boulons radiaux sur l'ampleur de la convergence du tunnel cessait d'être significative.

Examinons maintenant l'influence de la longueur l_r des boulons frontaux, lorsqu'ils constituent le seul mode de renforcement (pas de boulonnage radial). Un premier calcul a été effectué avec une densité $\delta_f = 1b/m^2$ et des longueurs l_r égale à R ou $2R$. Sur la figure 8 on représente la convergence radiale finale $U_r = -u_r(r = R, z)/R$ en fonction de la distance au front de taille. On constate qu'hormis au voisinage du front de taille, la présence des boulons frontaux n'induit aucune réduction de la convergence en paroi par rapport au cas non renforcé. Loin du front de taille, cette convergence demeure toujours égale à 2,44 %.

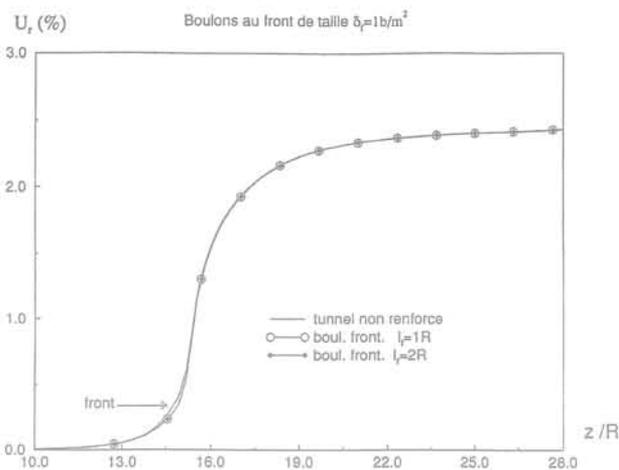


FIG. 8 Convergence le long de l'axe du tunnel, pour deux valeurs de l_r .
Convergence profile along the tunnel axis for two values of l_r .

On définit la *convergence axiale* par le rapport $U_z = -u_z(r, z = z_{\text{front}})/R$, où $u_z(r, z = z_{\text{front}})$ est le déplacement selon e_z (axe du tunnel) dans le plan du front de taille. Lorsque l'on considère les variations de U_z en fonction de r , il apparaît clairement sur la figure 9 que la présence des boulons frontaux réduit sensiblement cette convergence. Pour fixer les idées, examinons sa valeur maximale (obtenue en $r = 0$, centre de symétrie du front). Elle vaut :

- 1,63 % dans le cas non renforcé ;
 - 1,31 % en présence des boulons frontaux avec $\delta_f = 1b/m^2$ et $l_r = R$ ou $2R$;
- soit une réduction d'environ 20 %.

Le premier enseignement déduit de ces résultats est qu'ils semblent indiquer qu'au-delà d'une longueur $l_r = R$, la convergence axiale (et bien entendu radiale) n'est plus affectée. Ce résultat est confirmé par des calculs effectués (non présentés ici) en prenant $l_r = 3R$ et $5R$.

Le second enseignement est qu'il confirme bien le rôle stabilisateur du front de taille d'un renforcement

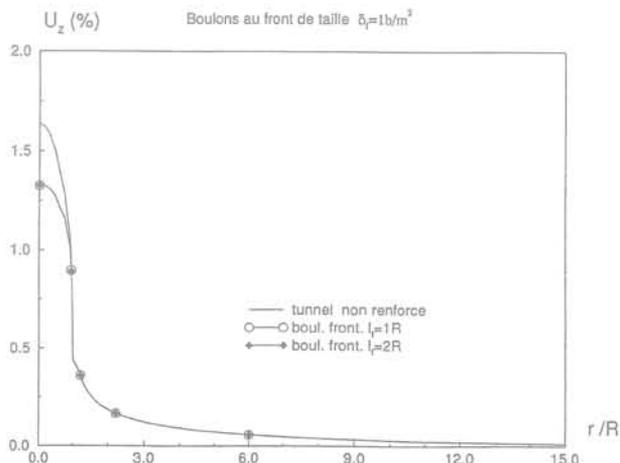


FIG. 9 Convergence axiale en fonction de r .
Axial convergence along the r -axis.

par boulons frontaux, en « empêchant » la venue du front (réduction de U_z), ce qui est fort appréciable en phase de construction.

Le dernier enseignement est qu'utilisé seul, sans l'adjonction d'aucun autre type de renforcement, ce mode de renforcement est inefficace quand il s'agit de réduire la convergence radiale du tunnel loin du front.

Au terme de cette section, il faut retenir (sous réserve de la remarque faite en fin de la section 7.1) que les longueurs efficaces sont de l'ordre de R pour les boulons frontaux et de $2R$ pour les boulons radiaux. Des calculs effectués en associant les deux modes de boulonnage, pour appréhender un éventuel effet de « couplage », semblent indiquer que ces valeurs ne sont pas modifiées.

7.3

Influence de la densité de boulonnage

Comme précédemment, nous n'examinerons que l'influence de la densité des boulons frontaux, quand ceux-ci sont utilisés seuls. En effet, lorsqu'il s'agit de boulons radiaux seuls, on pourra se référer à Bernaud *et al.* (1995) où l'influence assez importante de la densité sur la convergence radiale a été étudiée et quantifiée.

Bien entendu, dans le cas examiné de boulonnage frontal seul, cette influence se mesure uniquement sur la convergence axiale. On représente sur la figure 10 cette convergence pour différentes valeurs de la densité δ_f , la longueur l_f étant fixée à R . Comme prévu, ce paramètre affecte significativement la valeur de la convergence axiale. En $r = 0$, valant 1,63 % dans le cas non renforcé, elle passe à :

- 1,47 % pour $\delta_f = 0,5b/m^2$, soit une réduction d'environ 9,5 % ;
- 1,31 % pour $\delta_f = 1b/m^2$, soit une réduction d'environ 20 % ;
- 1,14 % pour $\delta_f = 2b/m^2$, soit une réduction d'environ 30 %.

Combinant les résultats de 7.2 et 7.3, on constate que dans l'optique du choix d'un schéma de renforcement final, il est plus efficace d'intervenir sur le paramètre densité de boulonnage δ que sur la longueur l .

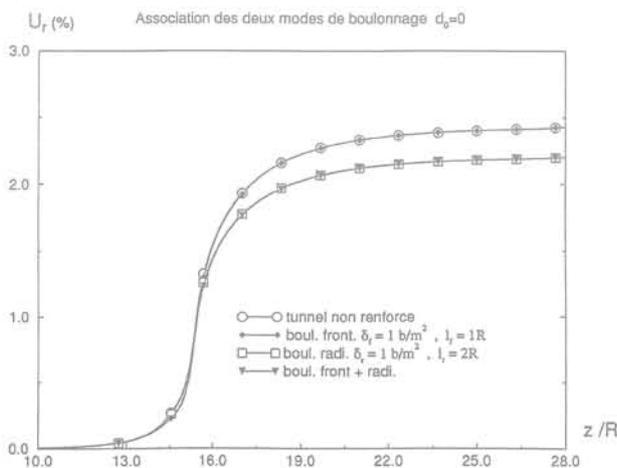


FIG.11-a Convergence radiale pour l'association des deux modes de boulonnage : $d_0 = 0$. Radial convergence when associating radial and facing bolts : $d_0 = 0$.

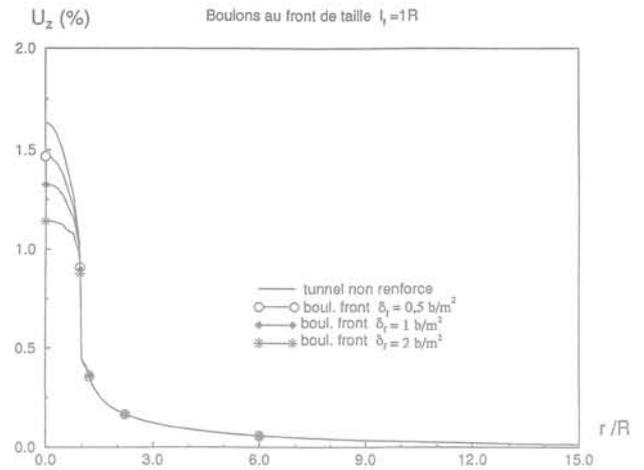


FIG.10 Influence de la densité de boulonnage frontal sur la convergence axiale. Influence of the facing bolt density on the axial convergence.

7.4

Association des deux modes de boulonnage

L'association des boulonnages radial et frontal permet d'intervenir de façon efficace sur l'équilibre final de l'ouvrage, en réduisant simultanément sa convergence radiale et axiale. Nous avons choisi de fixer les paramètres longueur et densité des boulons à :

- $l_r = 2R$ et $\delta_r = 1b/m^2$
- $l_f = R$ et $\delta_f = 1b/m^2$

Le seul paramètre que l'on fasse varier ici est la valeur de d_0 , distance de pose au front des boulons radiaux. On se restreint aux deux situations $d_0 = 0$ et $d_0 = 2R/3$.

• Cas $d_0 = 0$

Concernant la convergence finale du tunnel et comme signalé auparavant, on constate sur la figure 11-a que les courbes relatives au cas non renforcé et

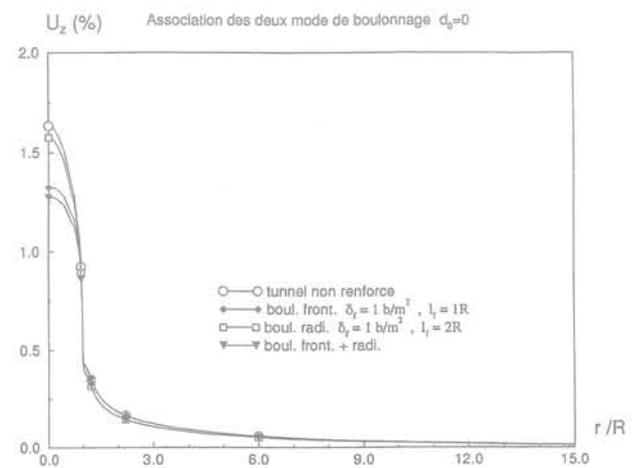


FIG.11-b Convergence axiale pour l'association des deux modes de boulonnage : $d_0 = 0$. Axial convergence when associating radial and facing bolts : $d_0 = 0$.

au cas de boulons frontaux sont confondues (sauf au voisinage du front de taille). Il en est de même pour celles relatives au cas boulons radiaux seuls et au cas boulons radiaux + frontaux.

La valeur de cette convergence loin du front passe de 2,44 % à 2,20 %, soit une réduction d'environ 10 %. Bien entendu, cette réduction s'amplifie avec la densité δ_r . A titre d'exemple, cette réduction passe à 20 % lorsque $\delta_r = 2b/m^2$.

La réduction de la convergence axiale est illustrée sur la figure 11-b, et les valeurs de cette convergence en $r = 0$ sont :

- 1,31 % pour le renforcement frontal seul ;
- 1,57 % pour le renforcement radial seul ;
- 1,27 % pour l'association des deux modes de renforcement ;

et comme prévu, l'essentiel de la réduction de cette convergence est dû aux seuls boulons frontaux.

- Cas $d_0 = 2R/3$

Dans ce cas, la réduction de la convergence radiale est évidemment moindre (par rapport au cas $d_0 = 0$) : elle n'est plus que d'environ 8,5 %. Il faut noter que la faible influence de d_0 dans le cas étudié, est strictement liée à la nature des caractéristiques mécaniques de la roche considérée. Des calculs effectués avec d'autres caractéristiques (voir à ce sujet Bernaud *et al.*, 1995) montrent une influence plus marquée de la distance de pose sur la convergence radiale.

Par contre, si d_0 n'a pratiquement aucune influence sur la convergence axiale, ceci s'explique aisément par le fait que c'est le renforcement frontal (et non radial sur lequel on agit en changeant d_0) qui est responsable de la réduction de cette convergence.

8

Prise en compte d'un soutènement en paroi

En sus des deux modes de boulonnage, nous considérons maintenant le cas où un soutènement élastique est posé sur le pourtour de la paroi du tunnel.

On notera d_s la distance de pose du soutènement au front (Fig. 13), et K_s sa rigidité globale (facteur de pro-

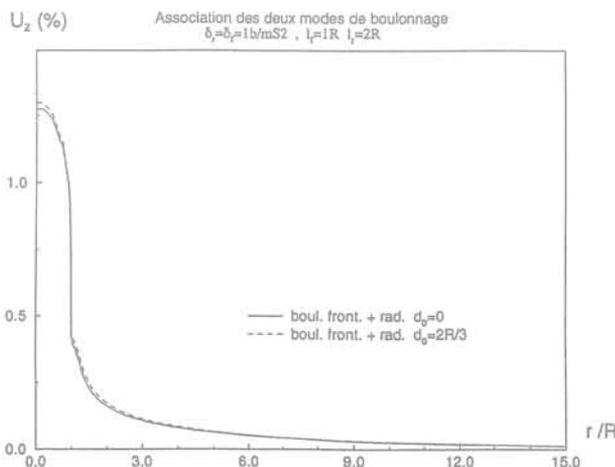
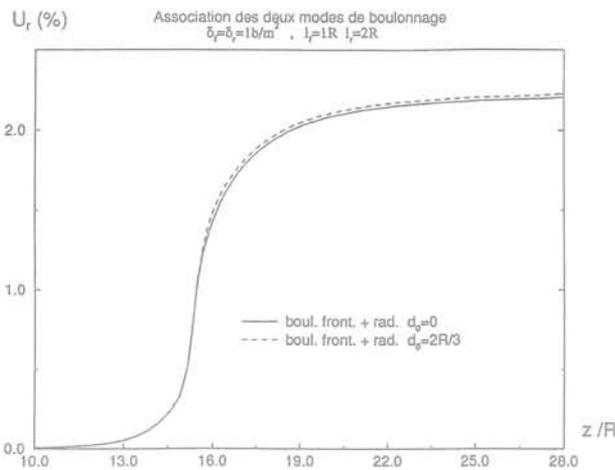


FIG.12 Convergences radiale (a) et axiale (b) pour l'association des deux modes de boulonnage : $d_0 = 2R/3$. Radial (a) and axial (b) convergence when associating radial and facing bolts : $d_0 = 2R/3$.

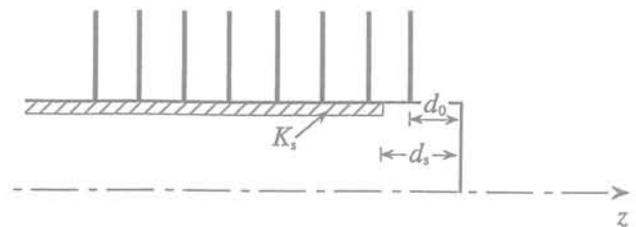


FIG.13 Le cas d'un soutènement en paroi. Lining around the tunnel wall.

portionnalité entre la pression exercée sur le soutènement et le déplacement radial, rapporté à R , de celui-ci). Nous examinerons les deux cas correspondant à un soutènement de raideur moyenne $K_s = 360$ MPa, et forte $K_s = 3\,600$ MPa.

Le contact soutènement/massif est supposé à adhérence parfaite.

8.1

Influence du renforcement frontal sur l'équilibre d'un tunnel soutenu en paroi

Afin d'appréhender le couplage entre les deux modes de renforcement, nous considérons le cas d'un tunnel pour lequel les boulons frontaux sont associés à un soutènement en paroi. Sauf mention contraire, on prendra $\delta_r = 1b/m^2$ et $l_f = R$.

Les figures 14-a et 14-b montrent les résultats correspondant au cas d'un soutènement de raideur

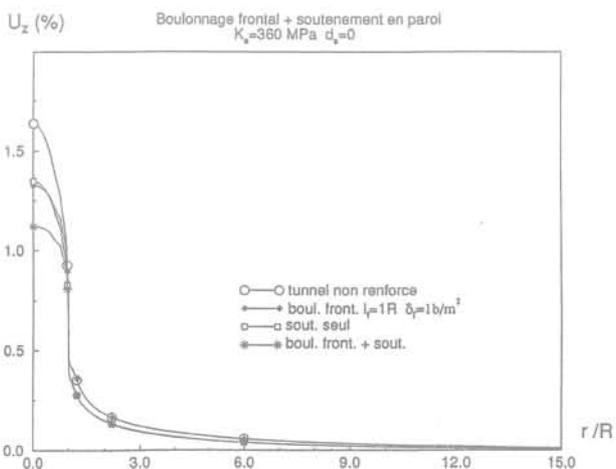
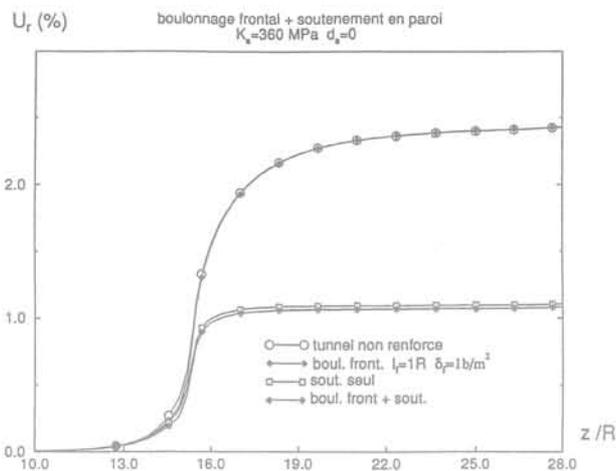


FIG.14 Influence du boulonnage frontal sur les convergences du tunnel soutenu.
Influence of the facing bolts on the convergence of a tunnel with lining.

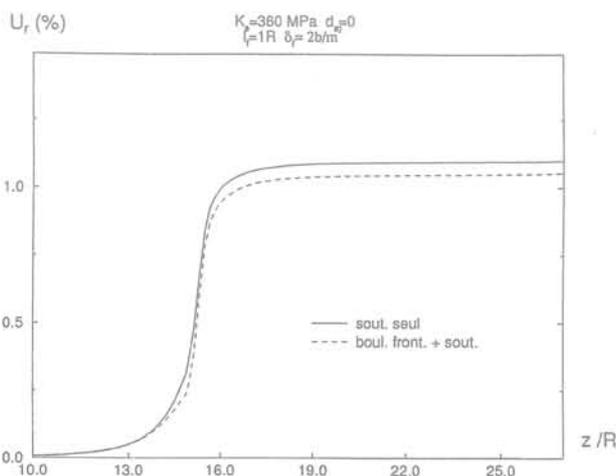


FIG.15 Influence de la densité δ_f sur l'interaction soutènement-boulons au front.
Influence of the density δ_f on the interaction between lining and facing bolts.

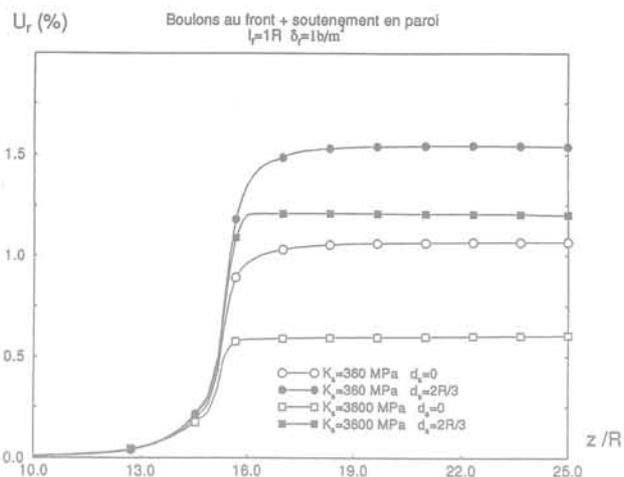


FIG.16 Influence de K_s et d_s .
Influence of K_s and d_s .

moyenne ($K_s = 360$ MPa) disposé à $d_s = 0$. Ces deux figures semblent indiquer que la présence des boulons au front influe sur les convergences radiale et axiale. En effet, la réduction de celles-ci respectivement loin du front et en $r = 0$ sont de :

- 54 % et 18 % pour le soutènement en paroi seul;
- 57 % et 31 % pour l'association soutènement-boulons au front.

Ce résultat suggère que lors de l'application d'une méthode de type convergence-confinement ($P_i = f(U_i)$), la valeur de u_0 (convergence acquise au moment de la pose du soutènement) dépend aussi des caractéristiques du boulonnage au front.

L'écart au niveau de la convergence radiale (quoique faible) peut s'expliquer de la manière suivante : on a vu auparavant que la présence des boulons frontaux seuls n'affectait celle-ci qu'en la réduisant au voisinage du front. L'ouvrage, lors de la pose du soutènement, « se souvient » de cette réduction en la « reportant » au fur et à mesure que le front avance et on la récupère en fin de creusement.

Cette influence au niveau de la convergence radiale est d'autant plus importante que la densité du boulonnage frontale est grande. A titre d'exemple, nous représentons sur la figure 15 les résultats obtenus avec une densité $\delta_f = 2b/m^2$.

L'influence de la distance de pose, ainsi que de la rigidité du soutènement, est illustrée sur la figure 16 où l_f est pris égal à R .

8.2

Association des boulonnages radial/frontal et d'un soutènement en paroi

Pour clore l'étude paramétrique entreprise, nous présentons les résultats d'un calcul complet où tous les modes de renforcement sont associés : boulonnage radial et frontal, et soutènement en paroi. Ce dernier,

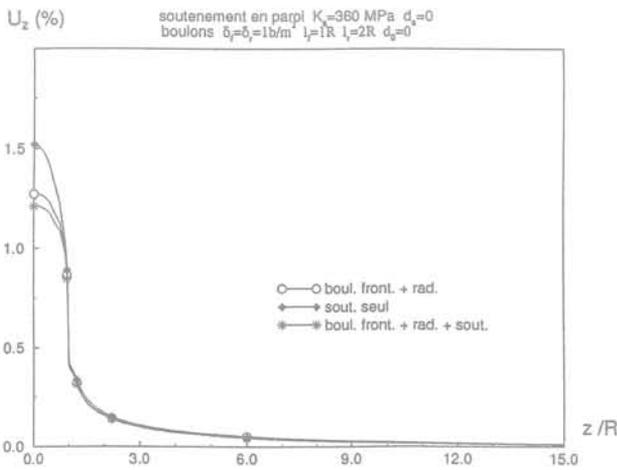
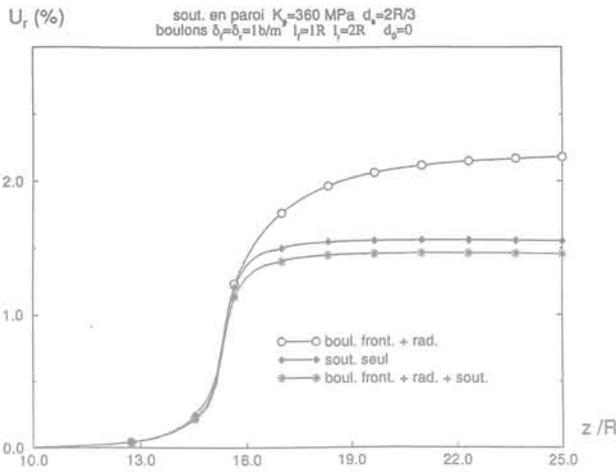


FIG.17 Association des deux modes de boulonnage au soutènement.
Radial and facing bolts associated with lining.

de rigidité moyenne $K_s = 360$ MPa, est placé à $d_s = 0$ du front. On prendra $\delta_r = \delta_f = 1b/m^2$, $l_r = R$ et $l_f = 2R$. La distance de pose des boulons radiaux est $d_0 = 2R/3$.

Au-delà des résultats eux-mêmes (Fig. 17-a et 17-b), cet exemple illustre bien la souplesse, et la capacité de la modélisation et de la méthode numérique associée à « gérer » des comportements de natures différentes (roche, matériau homogénéisé, soutènement), ainsi qu'un phasage assez complexe (avancement du front, $d_0 \neq d_s$).

Pour en revenir aux résultats, les valeurs de la convergence radiale loin du front et de la convergence axiale en $r = 0$ pour les différentes configurations de renforcement sont les suivantes :

- (1) 2,2 % et 1,27 % pour le cas boulons radiaux + frontaux;
- (2) 1,55 % et 1,52 % pour le cas soutènement seul;
- (3) 1,45 % et 1,21 % pour l'association boulons/soutènement.

Ces valeurs illustrent bien l'interaction entre les différents renforcements. En effet, le classement des

convergences radiales par ordre décroissant correspond à la suite (1), (2), (3), alors que pour les convergences axiales il correspond à la suite (2), (1), (3).

Conclusion

A partir de l'idée heuristique que le massif boulonné peut être considéré comme macroscopiquement (à l'échelle de l'ouvrage) homogène anisotrope, une approche numérique utilisant la technique d'homogénéisation des milieux périodiques a été développée. L'apport essentiel de la démarche est d'éviter les difficultés de discrétisation, sources de problèmes numériques importants, qu'une approche directe par éléments finis implique. L'élaboration de cette méthode a nécessité l'implantation des relations de comportement du matériau homogénéisé dans un code numérique adapté à la modélisation des phases de creusement d'un tunnel et au calcul de sa convergence au fur et à mesure que le front avance.

Bien que l'analyse ait été limitée aux conditions d'axisymétrie, des indications importantes ont pu être dégagées quant aux paramètres pertinents gouvernant le problème, fournissant des éléments précieux pour le choix d'un schéma de renforcement optimal. En particulier, l'étude présentée a mis en évidence le caractère fort couplé entre le massif, les boulons et le soutènement en paroi. Ces composantes interagissent via les paramètres caractérisant chacune d'elles. On conçoit bien alors, que ce type de problème ne peut être abordé de manière satisfaisante qu'à travers une méthode numérique susceptible de tenir compte de ce caractère, qui passe par une modélisation correcte du phasage de l'ouvrage. Il faut noter qu'à ce stade, l'étude doit être étendue à d'autres jeux de données (plus particulièrement celles relatives à la roche), et la validation de l'approche reste à confirmer par comparaison avec des résultats expérimentaux.

Les développements envisageables à court ou moyen terme sont :

- l'application de la méthode à des situations de géométrie et chargement plus complexes ne satisfaisant pas les conditions d'axisymétrie : champ de contrainte initial anisotrope, section de tunnel non circulaire, dissymétrie du boulonnage radial, etc. Le principe de la démarche demeurant le même, une première étape visant à étendre son champ d'application a déjà été entreprise. Il s'agit de la mise en œuvre en condition de déformation plane, ce qui permet de s'affranchir de certaines hypothèses sur la géométrie et le chargement évoquées ci-dessus;

- la mise en œuvre de la méthode sur des ouvrages géotechniques dépassant le cadre des tunnels boulonnés, et concernant par exemple le cas général d'ouvrages en sols renforcés. En effet, la méthode décrite dans cet article semble tout à fait adaptée à l'évaluation des champs de contraintes et déplacements de telles structures sous l'action de leur chargement : talus cloués ou en terre armée avec ou sans modélisation des phases d'excavation, fondations sur sol renforcé par une densité suffisante de micropieux, etc.

- Bernaudo D., de Buhan P., Maghous S. – Numerical simulation of the convergence of a bolt-supported tunnel through a homogenization method. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 19, 1995, 267-288.
- Bernaudo D. – Tunnels profonds dans les milieux viscoplastiques : approches expérimentale et numérique. Thèse École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1991.
- Bernaudo D., Rousset G. – L'essai de soutènement à convergence contrôlée : résultats et modélisation. Proc. Int. Symp. Geotech. Eng. Hard Soils-Soft Rocks, Athens, 1993, 2, 1381-1391.
- De Buhan P. – Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages en sols renforcés, Thèse d'État, Paris VI, 1986.
- De Buhan P., Mangiavacchi R., Nova R., Pelligrini G., Salençon J. – Yield design of reinforced earth walls by a homogenization method. *Geotechnique*, 39, 1989, 189-201.
- De Buhan P., Salençon J. – Yield strength of reinforced soils as anisotropic media. *Yielding damage and failure of anisotropic solids*, Éd. J.P. Boehler, 1990, 791-803.
- De Buhan P., Taliencio A. – A homogenization approach to the yield strength of composite materials. *European J. of Mech., A/Solids*, 10, 1991, 129-154.
- Gerrard C.M. – Equivalent elastic moduli of a rockmass consisting of orthorhombic layers. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 19, 1982, 9-14.
- Gerrard C.M. – Reinforced soil : an orthorhombic material. *Int. J. Geotechnical Eng. Div. ASCE*, 108, 1982, 1460-1474.
- Greuell E. – Étude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres, par une méthode d'homogénéisation. Thèse École polytechnique, Palaiseau, France.
- Greuell E., de Buhan P., Panet M., Salençon J. – Behaviour of tunnels reinforced by untensioned bolts. 13th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., New Delhi, 1994.
- Hanafy E.A., Emery J.J. – Advancing face simulation of tunnel excavation and lining placement. In : Proc. 13th Canadian Rock Mechanics : Underground Rock Engineering, Toronto, 1980.
- Nguyen Q.S. – On the elastic plastic initial-boundary value problem and its numerical integration. *Int. J. Num. Meth. Eng.*, 11, 1977, 817-832.
- Panet M., Guellec P. – Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille. Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mech., Denver, 1974, 2B.
- Sawicki A. – On application of effective moduli theory to layered soil, *Hydrot. Trans*, 39, 1978, 3-13.
- Wullschläger D., Natau O. – Studies of the composite system of rockmass and non-prestressed grouted rockbolts. Proc. Int. Symp. Rock Bolting, Abisko, 1983.
- Wullschläger D., Natau O. – The bolted rockmass as an anisotropic continuum. Material behaviour and design suggestion for rock cavities. Proc. 6th Int. Cong. Rock Mech., Montreal, 1987, 1321-1324.

Une nouvelle méthode pour l'évaluation globale des géomatériaux

B. TARDIEU

Président Directeur Général,
Coyne et Bellier
9, allée des Barbanniers
92632 Gennevilliers Cedex

F. COUR

Président, GEODIA

J. HUGONIN

Ingénieur Géologue,
Coyne et Bellier

Résumé

Une nouvelle méthode a été développée par Coyne et Bellier et GEODIA, avec l'aide de l'ANVAR, pour les structures de génie civil où l'influence de la fondation rocheuse est grande : tunnels, grands talus d'excavations, barrages, ...

Elle a pour objectif d'aider l'ingénieur, dès le stade préliminaire des études, à comprendre le rocher sur lequel il veut construire, ou dans lequel il veut excaver, ou auquel il s'intéresse pour toute autre raison pratique ; l'aider à détecter les éventuelles faiblesses ou anomalies, à caractériser ce site par rapport à d'autres sites connus ; enfin dans certains cas, lui fournir des ordres de grandeur de certains paramètres physiques.

La méthode s'appuie sur l'analyse fine des signaux acoustiques transmis par le rocher. Elle met en œuvre pour ce faire :

- un équipement léger d'acquisition des enregistrements de terrain,
- un ensemble de procédures normalisées de traitement des données et d'interprétation primaire,
- une importante base de données expérimentales, accumulée depuis plus de trente ans dans toutes sortes de contextes géotechniques.

La méthode est utilisable, sous diverses formes pratiques, chaque fois qu'il faut évaluer la qualité d'un site rocheux. Elle s'applique également à d'autres géomatériaux (béton de masse, béton compacté) pour lesquels la base expérimentale est en cours de constitution.

A new method for a global appraisal of geomaterials

Abstract

A new method for a preliminary diagnosis of rock foundation conditions of various large civil engineering works (tunnels, excavations, dams...) has been developed by Coyne et Bellier and Geodia with the assistance of the ANVAR Agency.

It is mainly devoted to support the project engineer who has to « appraise » the rock foundation at the early beginning of the preliminary study stage. It contributes to the detection of potential weaknesses or abnormal findings, the characterization of the site foundation with regard to that of several reference sites. In addition, it provides values of some physical parameters that characterize the foundation.

The method is based on the detailed analysis of acoustic signals that are transmitted through the rockmass. It consists of :

- a light field seismic recorder,
- standard operation rules for field data processing and preliminary interpretation of the results,
- a wide experimental data base deriving from thirty years of application on many various geotechnical contexts.

The method can be used as soon as rock mass quality is to be assessed. Similarly, it can be applied for evaluation of other materials, such as : mass concrete and compacted concrete for which the experimental data base is still under development.

Faire connaissance avec le site d'un futur ouvrage

L'ingénieur en charge d'un projet nouveau doit très rapidement apprécier les capacités du site sur lequel il entend construire, s'il veut éviter de se fourvoyer dans des solutions qui pourraient apparaître ultérieurement inadéquates. L'image qu'il se fait de ce site est d'abord globale, et s'affine progressivement au fur et à mesure que s'accumulent des indices de différentes natures : morphologie, observation de la roche et des discontinuités diverses en affleurements, en galeries ou en sondages ; puis résultats chiffrés des reconnaissances et essais.

Outre l'observation, le premier « dialogue » avec un massif rocheux se fait à travers le marteau du géologue, puis avec des profils de sismique réfraction : deux approches « sonores », et cependant très différentes. La sismique fournit presque exclusivement la vitesse de transmission qui est associée de manière imprécise à la déformabilité. Le marteau répond plutôt par un timbre, c'est-à-dire par la forme des ondes en retour du choc ; leurs relations avec les qualités du massif sont encore plus floues. Et cependant on sait, par une pratique très ancienne, que ces deux modes de réponse sonore du massif rocheux sont en relation avec ses propriétés mécaniques.

La démarche naturelle de l'ingénieur consiste à comparer, consciemment ou non, l'ensemble des informations acquises avec ce qu'il a vu ou « entendu » ailleurs, sur d'autres sites, ou bien sur d'autres ouvrages en projet ou en exploitation. Il se réfère alors à des exemples satisfaisants, où tout va bien, mais aussi et surtout à des cas connus où la géotechnique s'est révélée source d'ennuis. L'incertitude est bien entendu maximale au démarrage des projets, lorsque les reconnaissances sont partielles voire inexistantes et que les données chiffrées font encore défaut.

Dès l'origine, la « petite sismique » (B. Schneider, 1967, 1970, 1990 ; *et al.*, 1992), dont la nouvelle méthode hérite, a cherché à reproduire cette démarche de rapprochement des observations, en la formalisant et en s'appuyant sur les mesures sonores. Son ambition – limitée – est de fournir une évaluation globale et générale mais précoce des qualités d'un site, et non pas d'établir une cartographie de telle ou telle propriété (comme le font d'autres méthodes). L'objectif étant d'orienter rapidement le choix du parti, et d'optimiser les reconnaissances lourdes ultérieures.

Il n'est pas possible d'établir, de manière déterministe, la relation entre la réponse sonore et les propriétés mécaniques du massif parcouru. Seules sont connues des tendances générales entre, par exemple, la vitesse de propagation du son et la déformabilité du massif. En revanche, cette ignorance peut être progressivement comblée, si l'on prend soin de rapprocher systématiquement les mesures sonores effectuées sur toutes sortes de sites, avec les qualités des massifs rocheux appréciées ou mesurées par d'autres moyens.

La démarche, qui est celle adoptée dès le début des années 60, est beaucoup plus naturaliste, ou heuristique, que déterministe. Elle exige, pour être justifiée, la constitution d'un grand nombre d'expérimentations dans les différents contextes qui couvrent le domaine de pertinence recherché. Ceci explique le relatif degré

de confidentialité dans lequel la méthode est restée confinée pendant une trentaine d'années. Ajoutons qu'au début la mise en application s'est trouvée également freinée par les faibles performances de l'appareillage électronique de terrain. Cependant, au fil des années une importante base d'expérience s'est accumulée : à la fin des années 80, plus de 50 sites avaient fait l'objet de campagnes de « petite sismique », dans le cadre de projets de barrages, tunnels, mines, etc.

Le développement de la méthode

La richesse de cette base expérimentale méritait d'être mieux exploitée, par une modernisation du matériel de mesure ; par ailleurs, seule une large diffusion de la méthode permettrait d'accroître rapidement la base expérimentale et d'augmenter la valeur de la méthode. Ceci impliquait une solide rationalisation des procédures, à toutes les étapes de la mesure et de l'interprétation.

C'est ce que les promoteurs de la méthode ont décidé d'entreprendre. L'opération, qui est maintenant terminée pour l'essentiel, a comporté les étapes suivantes :

- redéfinition du contenu et des procédures de mesures de terrain,
- définition du matériel de terrain, conception et construction de prototypes, expérimentation,
- standardisation des procédures de calcul et d'interprétation primaire,
- contrôle et homogénéisation de la base expérimentale (notamment par réalisation de nouvelles mesures sur des sites connus),
- élaboration des règles d'exploitation de la base de données, à partir d'analyses statistiques,
- développement des logiciels adéquats pour l'analyse du signal, l'interprétation primaire, et le système expert SCARABEX.



FIG.1 Le matériel de terrain.
Devant l'enregistreur, on distingue (de gauche à droite) le scléromètre, l'accéléromètre fixé sur une masse, les conditionneurs de signaux et le géophone.
The field measuring equipment.
In front : the recorder ; from left to right : sclerometer, accelerometer fixed on sledgehammer, signals conditioners, geophone.

Le résultat se présente aujourd'hui sous la forme d'un ensemble complet d'appareils, d'accessoires, de notices qui précisent le détail des procédures à appliquer pour toute nouvelle campagne, et de logiciels d'aide à l'interprétation qui peuvent être mis en œuvre sur tout micro-ordinateur au standard du marché. Le tout est assez léger pour être emporté par l'opérateur en bagages à main, et peut être utilisé après une formation rapide (Fig. 1).

3

Les mesures sur le terrain

La mise en œuvre sur le terrain doit suivre une méthodologie qui permet une exploitation ultérieure optimale en garantissant l'homogénéité des mesures avec celles des autres campagnes.

Une campagne s'articule autour d'un certain nombre de *profils* qui sont développés le long d'affleurements rocheux, à l'air libre ou en galeries. La longueur d'un profil est de 30 mètres en moyenne (Fig. 2).

Un minimum de 6 profils est nécessaire pour réduire l'aléa météorologique, dû principalement aux variations géotechniques locales.

Un plus grand nombre de profils permet d'identifier, jusqu'à l'interprétation finale, des groupes de profils réalisés dans des conditions homogènes : compartiments géologiques différents, surface/profondeur d'un massif, etc.

Sur chaque profil, des signaux sismiques sont émis successivement en des *points* espacés de 3 à 5 mètres, par le choc calibré d'une masse standard (qu'on peut trouver partout). Ils sont reçus en un point fixe à l'extrémité du profil, par un géophone (30 Hz), puis conditionnés, numérisés et enregistrés avec l'appareillage spécial. La durée du signal enregistré, la bande passante, l'addition éventuelle de coups successifs, sont définis avec précision. Le dispositif permet la visualisation immédiate du signal reçu, afin de pouvoir éliminer les enregistrements aberrants ou perturbés.

A ces mesures purement sismiques, s'ajoute la mesure de la réaction de la roche au scléromètre de Schmidt ; les indications de cet appareil représentent la qualité de la matrice, sans tenir compte des discontinuités, puisque cet essai intéresse un tout petit volume.

L'ensemble des manipulations est effectué par un seul opérateur, assisté d'un manœuvre. L'expérience montre que dans des conditions normales d'accessibi-

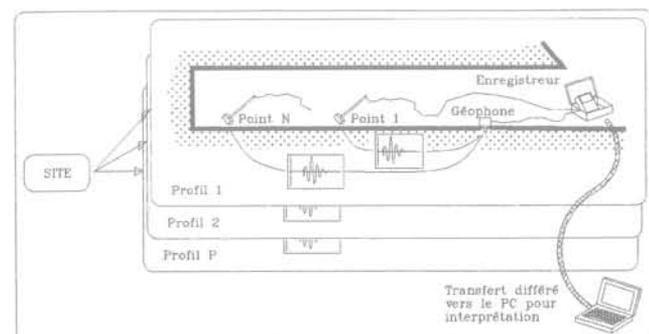


FIG.2 Organisation des mesures de terrain. Field measurements organization.

lité il est possible de réaliser en une journée les mesures correspondant à 3 ou 4 profils.

4

Interprétation des mesures

Au cours de cette phase, les mesures de terrain sont caractérisées de manière résumée par quelques grandeurs numériques, d'abord à l'échelle du point, puis du profil, puis globalement du site entier (Fig. 3). Ceci est réalisé pratiquement de manière interactive, au moyen d'un ensemble de logiciels dédiés qui fonctionnent sur un micro-ordinateur PC.

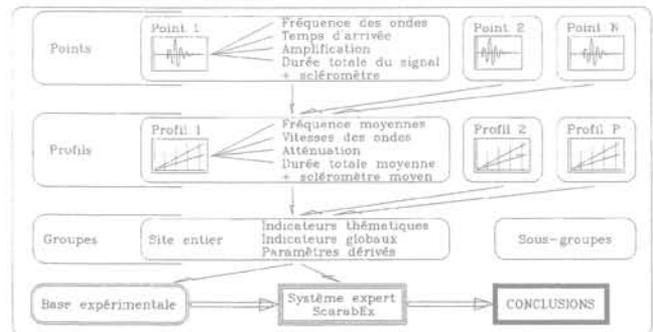


FIG.3 Organisation de l'interprétation. Procedures for results interpretation.

La première opération consiste à transférer les mesures de terrain (sous forme de fichiers de données) depuis l'équipement de terrain vers le micro-ordinateur. L'exploitation est ensuite réalisée en 3 étapes :

4.1

Interprétation des signaux élémentaires

Le signal, enregistré et numérisé pour chaque point, comporte deux ondes bien identifiées (Fig. 4) :

– la première, souvent faible et fugace, correspond probablement à la transmission d'une onde de compression,

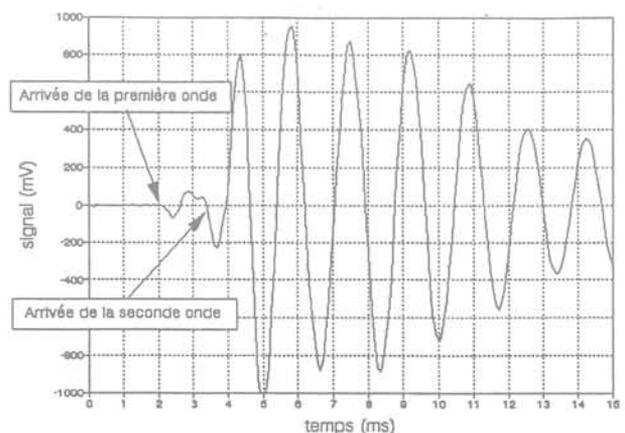


FIG.4 Analyse du signal transmis par le massif. Plotting of the seismic signal that is conveyed through the rockmass.

– la seconde, plus tardive mais plus forte et plus persistante, domine la fin du signal et caractérise probablement l'onde de cisaillement.

On identifie parfois d'autres composantes, dont la connaissance est pour l'instant insuffisante pour qu'elles puissent être incorporées au processus d'interprétation.

Le signal est décrit de manière résumée par la fréquence, le délai d'arrivée et l'amplification de la première et de la deuxième onde, ainsi que par la durée totale du signal. Le processus d'extraction est effectué sous contrôle permanent de l'opérateur à l'écran, au moyen d'un logiciel spécial.

Par ailleurs, à chaque signal reste associée la valeur sclérométrique au point d'émission correspondant.

4.2

Globalisation sur un profil complet

En rapprochant entre eux les résultats obtenus en chaque point d'un même profil, celui-ci est caractérisé à son tour par plusieurs nombres :

- vitesse de la première et de la deuxième onde, module dynamique Ed et coefficient de Poisson correspondants,
- amplification (gain, G15) et fréquences de la première et de la deuxième ondes (Fp, Fs ; valeurs ajustées à 15 m),
- durée totale du signal (valeur ajustée à 15 m),
- indice sclérométrique S (valeur moyenne).

Les variabilités sont également quantifiées (mais non exploitées).

Par commodité, les paramètres principaux sont nommés de telle sorte que la valeur 1 corresponde à une roche moyenne, assez proche du béton de masse ; ils fournissent les *indicateurs thématiques*, ainsi nommés car ils sont porteurs d'une signification physique :

(S) Valeur scléromètre
(Unité Schmidt)

$K_s = \frac{\text{---}}{40}$ caractérise la matrice rocheuse

(Ed) Module dynamique
(Mpa)

$K_e = \frac{\text{---}}{44\ 000}$ réponse élastique vraie (dynamique)

(Fs) Fréquence 2^e arrivée (Hz)
fréquence deuxième onde, représentative du cisaillement, de la plasticité, des déformations lentes (module statique)

$K_f = \frac{750}{\text{---}}$
 $K_a = \frac{45}{\text{---}}$ gain à 15 m, représente la perte d'énergie dans les discontinuités du massif, la fissuration du rocher

On détermine ensuite les *indicateurs globaux* pour le profil :

- le paramètre Scarabée PS : c'est la moyenne des 4 indicateurs thématiques précédents ; d'une façon générale sa valeur est d'autant plus élevée que la qualité du massif autour du profil est bonne. Le domaine usuel se situe entre 0,5 et 1,5 ;
- le coefficient de variation CvPS des 4 indicateurs thématiques ; c'est un indicateur d'anomalie du massif, tra-

duisant que les caractérisations ne sont pas homogènes ; les valeurs usuelles se rangent entre 0,05 et 0,50.

Ces calculs sont effectués automatiquement.

4.3

Globalisation au site entier

La moyenne et la variabilité des indicateurs thématiques sont calculées pour l'ensemble du site, ainsi que pour les indicateurs globaux, dont la stabilité est vérifiée.

Si des variations notables apparaissent, et si le nombre de profils réalisés est suffisant, il est possible d'évaluer les indicateurs pour des groupes de profils, le regroupement étant effectué *a priori* à partir de données objectives autres du site (position des profils dans l'espace, dans des compartiments géologiques différents), ou bien *a posteriori* sur des bases purement statistiques en cherchant à minimiser les variations au sein de chaque groupe.

Ces calculs sont effectués automatiquement.

5

Exploitation de la base expérimentale

La signification des indicateurs résulte des valeurs qu'ils prennent sur les différents sites ayant fait l'objet d'une expérimentation dans le passé.

La base de mesures expérimentales couvre actuellement plus de 60 sites, 3 000 points de mesure, 11 000 mètres répartis sur 560 profils.

L'exploitation de la base est facilitée par l'emploi du logiciel **ScarabEx**, système expert dédié dans lequel ont été introduites les règles issues de l'expérience, dont les conclusions sont gouvernées par les valeurs des indicateurs. Ce système couvre actuellement cinq contextes d'application : les fondations de barrages poids et voûtes, les ouvrages souterrains, les qualités générales d'un massif rocheux, et enfin le contexte « massif en béton », introduit récemment.

Outre cette première approche, il est aussi possible de rechercher plus directement les similitudes avec l'un ou l'autre des sites déjà expérimentés.

6

Corrélations particulières

L'application répétée à des contextes particuliers a permis de mettre au point des corrélations entre certains indicateurs et des propriétés particulières des massifs rocheux. Les évaluations les plus utilisées en pratique sont :

- le module statique réversible global du massif, tel que déterminé au moyen de la plaque de charge (Fig. 5),
- le soutènement nécessaire lors de l'excavation de tunnels jusqu'à 6 m de diamètre.

D'autres corrélations, moins nettes à l'heure actuelle, pourraient donner lieu dans l'avenir à une exploitation enrichie des résultats de la méthode.

Conclusion

La méthode proposée fournit un **moyen rapide d'appréciation globale d'un massif rocheux**. Elle n'a pas l'ambition de remplacer une véritable campagne de reconnaissance géotechnique, mais elle la précède utilement, ne serait-ce que pour en préciser l'orientation.

La mise en œuvre peut intervenir très tôt dans le déroulement du projet, même lorsque l'accessibilité du site aux moyens lourds n'est pas assurée. L'usage des explosifs n'étant pas requis, aucune autorisation administrative n'est nécessaire. Cette méthode permet à l'équipe de projet de détecter sans délai certains pièges, et lui évite ainsi de s'orienter vers un choix de parti inadapté.

Les limites de la méthode découlent de sa résolution modeste (il n'est pas question de faire une cartographie précise des propriétés du site) et aussi de celles du domaine expérimental couvert dans le passé : l'une des conclusions possibles du logiciel expert est « sans précédent connu » ; mais ce simple message constitue en lui-même un avertissement précieux.

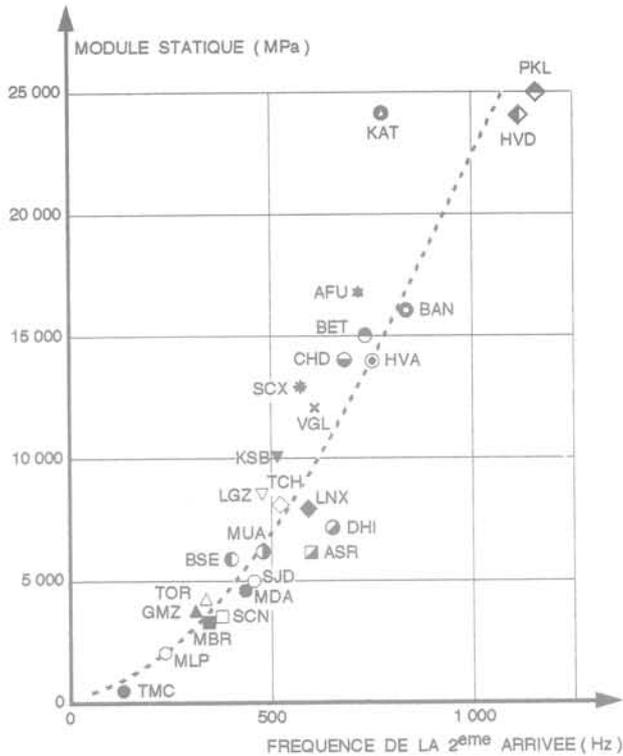


FIG.5 Détermination approchée du module statique.
Experimental correlation between elastic moduli and frequencies.

Bibliographie

- Schneider B. – Contribution à l'étude des massifs de fondation de barrages, Faculté des Sciences de Grenoble, Mémoire n° 7, 1967.
- Schneider B. – Reconnaissance des massifs rocheux par la méthode appelée petite sismique, *Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, n° 20, 1970.
- Bienawski Z.T. – The "Petite Sismique" technique - a review of current developments, procs. 2nd Conference on acoustic emission / microseismic activities in geologic structures and materials, Pennsylvania State University, USA, 1978.
- Carrère A., Rivet J., Schneider B. – La Petite Sismique, *Géologues*, n° 92, 1992.
- Schneider B. – Détermination du module statique et autres caractéristiques géotechniques des fondations rocheuses de barrages par la petite sismique, *Mem. Soc. Géol. France*, N.S. n° 157, ard, 1990.
- Bouvard A., Hugonin J., Schneider B. – Scarabée : méthode de reconnaissance des massifs rocheux, application aux ouvrages souterrains, *Revue de l'AFETES*, mars 1994.

Le glissement du Friolin, en Savoie : mesures par imagerie numérique

F. GIRAULT

BRGM, BP 6009,
Orléans Cedex

B. GOGUEL

Coyne et Bellier,
9 allée des Barbanniers,
92632 Gennevilliers Cedex

J.-P. ASTE

JPA Consultants,
505, avenue du 8 mai 1945,
69300 Caluire

Résumé

Les techniques de traitement d'images utilisées en télédétection rendent possible une approche nouvelle de l'étude des versants instables.

Leur application au versant Est du Friolin, siège d'un mouvement majeur en 1982, a permis de confirmer objectivement l'interprétation des désordres observés : glissement de type rotationnel, par lequel une dizaine de millions de m³ de rocher sont descendus quasiment en bloc, d'une cinquantaine de mètres d'altitude.

L'analyse photogrammétrique de deux couples de photographies aériennes scannérisées caractérise le glissement et les changements survenus dans la forme du versant. Le repérage de points images (pixels) homologues sur les scènes d'avant et après glissement révèle une déformation significative du volume glissé : écrasement dans le sens de la pente, insoupçonné autrement.

The mount Friolin slide in Savoy : Digitized imagery measurement

Abstract

The image processing techniques used in remote sensing provide a new approach for studying unstable slopes.

Their application to the eastern slope of Mt Friolin, where major movement occurred in 1982, has provided objective confirmation of the interpretation of the disorders observed, *i.e.* rotational slide in which ten millions cubic meters of rock in practically a single piece have slid some fifty meters vertically.

Photogrammetrical analysis of the two pairs of digitized aerial photographs characterizes the slide and the changes which have taken place in the shape of the slope. Identification of similar pixels on « before » and « after » pictures reveals a significant deformation in the volume that has slid, *i.e.* with « concertina » condensation in the direction of the slope, something which would not otherwise have been imagined.

Caractéristiques du site et historique

L'instabilité qui affecte la face est de la Pointe de Friolin, au-dessus de la vallée de Peisey-Nancroix, dans le massif de Bellocôte, en Vanoise, est un phénomène naturel majeur dont une analyse a déjà été publiée dans ces colonnes (B. Goguel, 1989). Pour la commodité de l'exposé, nous reprendrons ici la même toponymie pour désigner les différentes parties de cette face.

Rappelons brièvement que le Friolin, constitué de gneiss et de schistes, comporte un plateau sommital extrêmement fissuré, vers 2 700 m d'altitude. Il présente sur son versant oriental, sur une largeur de près de 600 m, une succession d'éperons rocheux et de couloirs plus ou moins bien individualisés avec une pente moyenne avoisinant 45° sur plus de 300 m de dénivelée (Fig. 1). Cet ensemble repose en discordance, vers 2 400 m, sur des gypses et cargneules du Trias dont les pentes s'adoucent progressivement jusqu'au Grand Plan (alt. 2 150).

La dissolution progressive du soubassement de gypse déstabilise les escarpements supérieurs du Friolin. Un risque d'éboulement majeur fut signalé là dans les années soixante par le Professeur Jean Goguel. Il installa divers repères de surveillance sur le plateau sommital et institua une surveillance photographique, spécialement renforcée à partir de la « crise » de 1982, où d'abondantes chutes de blocs se produisirent dans le versant.

La comparaison de nombreuses photos prises au fil des années par Jean et Bernard Goguel a permis d'établir que la crise de 1982 correspondait à un gigantesque glissement, par lequel tout l'escarpement rocheux est descendu en bloc sur plus de 50 m de dénivelée. Fait remarquable, la masse rocheuse ainsi déplacée paraissait intacte, exempte de déformations significatives sur plus d'une quinzaine d'hectares, hormis quelques desquamations locales.

L'analyse des photos révélait aussi d'importantes déformations dans les terrains du Trias, à la base de l'escarpement rocheux. Étaient ainsi mis en évidence, plus particulièrement (voir Figure 3), un bourrelet au débouché du « Couloir Sud » (« le bourrelet actif ») et un arrachement dans la partie centrale du pied de la face (« l'arrachement inférieur »).

La surveillance visuelle et photographique n'a décelé aucune reprise des événements, après ceux des années 1982 à 1985 révélés en 1988. Il importait cependant de tirer tout le parti possible des couvertures aériennes disponibles à l'IGN, pour appréhender la cinématique des mouvements en vue d'éclairer l'appréciation des risques rémanents.

Nouveaux outils d'analyse et principe de la démarche

Les photographies aériennes de type IGN sont habituellement exploitées pour le suivi et l'analyse de l'évolution de sites affectés par des mouvements de terrain, en raison de la « mémoire » que représentent ces clichés, des examens comparatifs qu'ils autorisent, et de la perception du relief – donc de la morphologie – qu'ils permettent en vision stéréoscopique. L'information perçue est cependant essentiellement qualitative, l'aspect quantitatif ne pouvant être abordé que par une analyse photogrammétrique mettant en jeu des moyens beaucoup plus élaborés et donc plus onéreux.

Or, depuis le début des années 90, les techniques de traitement d'image se sont largement développées, notamment dans le domaine de la photogrammétrie, de sorte que l'on peut obtenir maintenant des **modèles numériques de terrain (MNT)** et des **orthoimages** à maille très fine, de l'ordre du mètre.

Une orthoimage est une image redressée, corrigée de toutes les déformations dues à la prise de vue et au relief, qu'elle présente en plan comme une carte. Elle est établie à partir d'un couple de photographies en noir et blanc ou en couleurs, dont elle restitue toutes les nuances. Chaque point image est caractérisé par ses coordonnées et sa couleur.

La société ISTAR – *Imagerie Stéréo Appliquée au Relief* – propose ces produits géoréférencés, dérivés de l'analyse automatique par autocorrélation de couples stéréographiques numérisés de photographies aériennes. Initialement, la méthode avait été développée pour l'exploitation d'images SPOT ; elle a été, par la suite, étendue à la photographie aérienne.

L'analyse présentée ici est basée sur la comparaison des états de surface et des morphologies du versant est du Friolin, décrits par des fichiers numériques issus du traitement des clichés IGN de 1970 et de 1986 (échelle 1/30 000). La qualité des clichés, et le fait que cette étude ait constitué la première exploitation de ce type de données, expliquent que les MNT et les orthoimages aient été restitués aux pas respectifs de 4 m x 4 m et de 2 m x 2 m, avec une incertitude de 3 m sur le calage altimétrique absolu.

Les autres cas traités depuis montrent que l'on peut obtenir, selon la qualité et l'échelle des clichés utilisés, et selon qu'il y a eu ou non une stéréopréparation, des MNT plus fins (2 m x 2 m avec une incertitude de 3 m sur le calage altimétrique, pour des clichés à l'échelle du 1/8 000 par exemple).



FIG.1 Le versant est du Friolin : vue prise en 1989 de 5 km au NE (depuis alt. 2 500 m env.).
The east face of Mount Friolin, taken in 1989 from 5 km distance North-East (at elev. 2 500 m approx.).

3

L'exploitation numérique des clichés aériens : étude de l'évolution du versant

L'image des différences entre deux MNT montre à la fois qualitativement et quantitativement l'évolution morphologique du versant considéré. Cette image, dans laquelle chaque pixel a une valeur correspondant à la variation altimétrique – positive ou négative – de la surface de terrain qu'il représente, constitue une carte de la composante verticale du champ des déformations superficielles du site (Aste et Girault, 1992 ; Girault, 1992). Elle révèle ainsi, dans sa continuité spatiale, l'extension de la zone de désordres, les zones déprimées ou soulevées qui sont l'expression de surface de phénomènes profonds que les moyens traditionnels ne permettent pas de mettre en évidence.

L'imagerie électronique en couleurs aide à percevoir les changements intervenus sur le site considéré. Au Friolin, cette image indique que, sur toute la largeur du versant, la partie haute est déprimée, alors que la partie basse a gonflé. Elle révèle, sous « l'arrachement supérieur », un abaissement de 50 m de toute la bordure du plateau sommital, ainsi que l'évolution du « Grand Couloir NE » et du « bourrelet actif » au débouché du « Couloir Sud ». Il apparaît aussi que « l'arra-

chement inférieur » ne correspond pas à un effondrement, comme le suggérait une première hypothèse, mais à un bombement.

4

Volume des déformations superficielles

L'extraction de données quantitatives permet d'estimer avec une bonne précision la surface et l'amplitude verticale, donc le volume des déformations superficielles. Les calculs donnent, pour la partie strictement rocheuse du versant, une dépression de 2,5 millions de m^3 (hm^3), et un gonflement à la base de l'escarpement de $0,9 hm^3$. Plus bas, le gonflement des terrains du Trias atteint presque $2,3 hm^3$. Ces chiffres seront discutés un peu plus loin.

Mais, si ces données suffisent à prouver l'importance du phénomène, c'est surtout l'étude du comportement de points remarquables de cette face qui apporte des enseignements sur la cinématique et les mécanismes du mouvement.

Étude de profils topographiques comparatifs

L'un des grands intérêts des MNT est qu'ils se prêtent facilement à l'extraction de nombreux profils topographiques. Sur le Friolin, quatorze profils comparatifs ont été examinés. Il est possible d'identifier, sur la plupart d'entre eux, l'arrachement de la zone sommitale et les bourrelets au pied du versant. On peut esquisser une surface cylindrique de rupture ; elle sortirait au pied entre 2 200 m et 2 300 m d'altitude. C'est là que le versant présente des particularités morphologiques comme le « bourrelet actif » et « l'arrachement inférieur ». Le volume mis en jeu dans le glissement, large de 450 m, serait alors compris entre 10 et 15 hm³.

Des analyses photogrammétriques complémentaires, affinées, mettent en évidence un trait particulier du gonflement du versant, à la base de l'escarpement rocheux. On observe là, dans la partie méridionale, vers la cote 2 450, l'expulsion d'une écaïlle, ou coin rocheux, d'une cinquantaine de mètres de hauteur et de 200 m de largeur. La figure 5 schématise l'interprétation suggérée, appuyée par ailleurs sur des observations directes de terrain. On peut ainsi considérer que sur une emprise de près de 38 ha, les creux et les bourrelets ont des volumes à peu près équivalents (respectivement 2,5 hm³ contre 2,3), l'écaïlle et le basculement de l'escarpement rocheux contribuant à environ 0,9 hm³ de gonflement supplémentaire.

Globalement, le bilan des mouvements du sol fait apparaître un gonflement de $3,2 - 2,5 = 0,7$ hm³, c'est-à-dire de l'ordre de 6 % du volume glissé. Vu de près, le massif rocheux présente une structure « en piles d'assiettes » tellement aérée par de nombreuses fractures que la notion de dilataance s'y conçoit aisément...

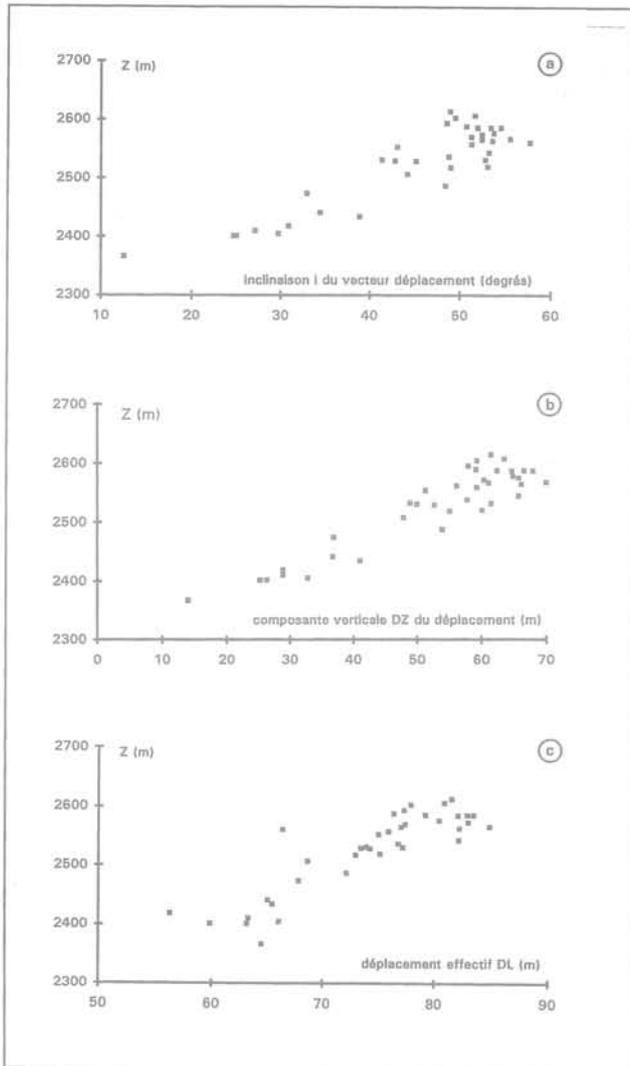


FIG. 4 Relations déplacement/altitude, pour 37 points : Relations déplacement versus elevation for 37 points :



- a - inclinaison (inclination) i
- b - composante verticale (vertical component) DZ
- c - longueur (length) DL

Il serait tentant d'envisager un cylindre de rupture de rayon variable, passant progressivement de l'ordre de 800 m en haut du versant à une valeur moitié moindre dans le bas : ce serait le « glissement spirale ». Mais le glissement circulaire compressif rend aussi bien compte des observations.

Il aurait été souhaitable de trouver des points supplémentaires, en particulier dans la partie sud du versant, à la base de l'escarpement et dans les terrains du Trias du pied. Mais la qualité des images ne l'a pas permis. Des travaux photogrammétriques complémentaires devraient pouvoir contribuer à surmonter cette difficulté.

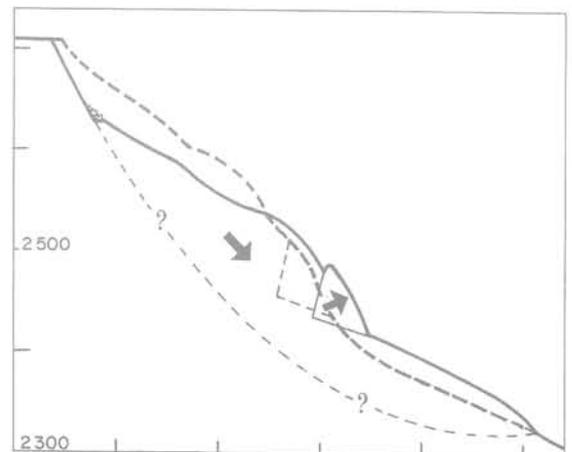


FIG. 5 Coupe interprétative (sur zone sud = rep. 5 fig. 2). Interpretative cross section (south zone = landmark 5 on fig. 2).

Conclusions

L'exploitation par voie numérique de photographies aériennes a permis de prouver la justesse et la validité des observations précédemment publiées, à savoir que le versant est du Friolin s'est affaissé, en 1982-1985, de plus de cinquante mètres.

La méthode utilisée fournit :

- une carte de la zone accidentée mettant en évidence l'évolution morphologique du versant,

- les caractéristiques de ce glissement de très grande ampleur, dont le volume est estimé **entre 10 et 15 millions de m³** ; avec, en particulier, la description du déplacement de points remarquables, c'est un atout essentiel pour la mise en évidence et la compréhension des mécanismes de l'évolution du versant. Contrairement aux apparences, celui du Friolin n'est pas vraiment monolithique : au cours d'un mouvement de **glissement rotationnel de grande ampleur**, vers le NNE, il a subi un raccourcissement de 5 à 10 % dans le sens de la pente.

Cet exemple, étudié grâce à des documents d'archives, illustre l'apport essentiel de la photographie – même au format 24 x 36 – et de l'imagerie numérique pour l'analyse et la caractérisation de l'évolution de mouvements de terrain de grande ampleur. Sans atteindre un degré de précision très élevé puisqu'elle est limitée par la taille du pixel et l'incertitude sur le calage en z des MNT, la méthode proposée s'inscrit en complément des méthodes traditionnelles d'auscultation des versants instables.

L'exploitation de clichés stéréophotogrammétriques à grande échelle, pris du sol ou d'hélicoptère, devrait permettre d'améliorer et de généraliser ce type d'approche à l'auscultation de mouvements de moins grande ampleur.

Au Friolin, il n'y a aujourd'hui encore aucun dispositif de surveillance institué. L'importance de l'événement de 1982-1985 et l'état de fracturation du plateau sommital et du versant sont pourtant très impressionnants. Ils devraient inciter à la plus grande prudence : sans parler d'une reprise du glissement qui pourrait être catastrophique, des chutes de blocs sont à envisager qui pourraient aller au-delà des limites des éboulements actuels. Une surveillance de ce grand versant accidenté, quasiment impraticable, pourrait allier un suivi topométrique – avec mise en œuvre au cours de visites périodiques du système GPS de positionnement par satellites – et des analyses photogrammétriques fines.

Remerciements

Cet article est la publication scientifique n° 92021 du BRGM ; il a été réalisé dans le cadre d'un projet financé sur crédits de recherche du BRGM, avec la participation gracieuse de Coyne et Bellier.

This is the BRGM contribution n° 92021 ; this work was financially supported by a BRGM research project, with Coyne & Bellier collaboration.

Bibliographie

Aste J.P., Girault F. – *GIS, SPOT, DEM and morphology of major land movements*. 6th Int. Conf. on Landslides, Christchurch, New Zeland, 1992.

Girault F. – *Auscultation de versants instables par imagerie numérique* ; thèse d'ingénieur CNAM, Paris, 193 p, 1992.

Girault F. – *The use of numerical imagery and photogrammetric methods for the monitoring of unstable slopes*, Proc. of a conf. held on 8/9 march 1994 at the

Royal Society, London, UK entitled « Natural Hazards and Remote Sensing », ed. by G. Wadge, pp. 51-53.

Girault F., Fleury B. – *Photogrammetry and digital imagery : application to measuring and defining deformations in unstable slopes*, Proc. 1st Int. Airborne Remote Sensing Conf. and Exhibition (Strasbourg, France), 1994, vol. III, pp.198-204.

Goguel B. (1989) – Le glissement du Friolin, en Savoie : un mouvement majeur

révélé par les photographies. *Revue Française de Géotechnique* n° 48, 1989, p.55-64.

Goguel B. – Le glissement du Friolin : un mouvement exceptionnel sans dislocation de la masse rocheuse. 7th ICRM, Aachen 1991, thème 3.

Habib P. – Discussion : mouvements de terrains en Tarentaise, *Revue Française de Géotechnique*, n° 53, 1990, p. 71-74.

