

Pr 16

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N°40

124 F

3^e TRIMESTRE 1987

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : B. Hirsch

Comité de Direction : J. Salençon — M. Panet — M. Rat — C. Azam

Comité de Rédaction :

E. Absi — F. Bonnechère — C. Bordet — P. Duffaut — J. Kérisel —

P. La Rochelle — G. L'Hériteau — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1987 (numéros 38 à 41) franco : 435 F

Prix au numéro franco : 124 F

(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

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

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris

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.

© 1987

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 40
3^e TRIMESTRE 1987

sommaire

- mesures in situ de vitesse et d'atténuation des ondes P et S dans un massif granitique
in situ measurements of velocity and attenuation of P and S waves in a granitic rock mass 7
Sh. Talebi
- le projet communautaire COSA : un exemple d'intercomparaison de codes de calcul
géomécaniques pour le sel
*the community project COSA : an example of intercomparison exercise for rock mechanics
computer codes for salt* 23
B. Côme
- aspects du comportement des sols non saturés
some aspects of the behaviour of non-saturated soils 33
P. Delage
- expérimentation en vraie grandeur d'une paroi clouée
full scale experimental nailed soil retaining 45
C. Plumelle
- détermination par fracturation hydraulique de l'état de contrainte à faible profondeur dans
les roches élastiques et peu perméables
*determination by hydraulic fracturing of the state of stress at shallow depth in elastic and
low permeable rocks* 51
Ph. Charlez
- RECOSOL, un didacticiel d'apprentissage de la reconnaissance des sols
RECOSOL, a courseware for soil investigation 63
R. Azzouz, J.C. Faugeras
- informations 71



ARMAND MAYER

Armand MAYER s'est éteint le 22 décembre 1986 dans sa 93^e année, et, avec sa disparition, c'est une page de la Mécanique des Sols et de la Mécanique des Roches françaises qui est tournée.

Il était né le 16 janvier 1894 à Paris, dans une famille d'éducation très stricte où il y eut jusqu'à maintenant des Polytechniciens pendant cinq générations, dont son grand-oncle Amédée MANHEIM (X. 1848), inventeur de la règle à calcul et Professeur de Géométrie à l'Ecole de 1864 à 1901. Cette famille était installée en Lorraine avant la Révolution Française et elle était venue à Paris après la défaite de 1871 pour rester française ; elle avait connu un horrible choc dans un épisode avant-coureur de l'Affaire Dreyfus, lorsque le Capitaine Armand MAYER, officier polytechnicien trouva la mort dans un duel avec un polémiste de la « Libre Parole » qui avait contesté la place des officiers israélites dans l'Armée. C'est à ce drame qu'Armand MAYER devait son prénom et aussi le désir de reprendre la place de son oncle en entrant à Polytechnique, en dépit de ses autres dons. En effet, Armand MAYER avait une grande attirance pour la musique, c'était un remarquable pianiste, et il appartient à cette variété de Polytechniciens qui ont hésité entre les mathématiques et la musique. Nul doute que le souvenir de son oncle ait pesé sur son choix. Il entra à Polytechnique en 1913, bien entendu pour une courte scolarité, puisque la mobilisation vint saisir rapidement cette génération. Sa conduite militaire fut admirable, deux fois blessé, quatre fois cité, et il termina la guerre comme instructeur et officier de liaison de l'armée américaine.

Après l'Armistice, il reprit ses études et ce n'était pas facile après quatre ans de guerre : le premier cours d'Analyse, en 1919, commençait ainsi : « Messieurs, comme je vous le disais dans la leçon précédente... », ... qui avait eu lieu en 1914. Il sortit de l'École 6^e, dans le Corps des Mines et commença sa carrière dans les

Mines de la Sarre alors sous contrôle français, et il insista pour passer un an au fond. Là, il s'intéressa aux phénomènes liés à l'exploitation de la houille ; il constata que le charbon pouvait être extrait plus ou moins facilement tout en ayant les mêmes propriétés et apparemment la même résistance mécanique. C'était dû, non pas à la nature du charbon, mais aux contraintes subies in situ par les couches, du fait de ce qu'on a appelé depuis les « pressions de terrain ». Ce premier contact avec la plasticité des matériaux devait le conduire, ultérieurement, à la Mécanique des Roches après un long détour dans un domaine relativement plus simple, celui de la plasticité des sols, de la Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, domaine auquel il consacra l'essentiel de son activité scientifique et technique. Mais, Ingénieur des Mines à Paris, les travaux de consolidation des nombreuses carrières de la région parisienne l'ont obligé à conserver toujours le souci des travaux souterrains au rocher ou dans des formations tendres.

La tradition française en Mécanique des Sols n'est pas à décrire ; de Coulomb à Mandel, en passant par Vauban, Poncelet, Résal, Boussinesq, Ravizé, Bonneau, Caquot, des textes définitifs ont été écrits par des français et on peut dire, sans forfanterie, que le développement du Génie Civil a été l'œuvre presque exclusive de la France et de l'Angleterre jusqu'au début du XX^e siècle. Mais, il manquait en France une composante expérimentale. Certes, il y avait eu au XIX^e siècle quelques tentatives vite oubliées, et ce que l'on appelle aujourd'hui, à juste titre, pour le cisaillement des sols, *l'appareil de Casagrande*, avait déjà été réalisé et utilisé par un français, l'Ingénieur des Ponts et Chaussées COLLIN. Ce ne fut pas le moindre mérite d'Armand MAYER de comprendre plus tôt que d'autres l'importance du rôle des laboratoires dans la géotechnique, comme d'ailleurs dans toute technique moderne.

Un laboratoire c'est tout d'abord un endroit où l'on mesure un certain nombre de grandeurs ; c'est très vite un lieu vers lequel converge les nouveaux problèmes de la pratique ; c'est, enfin, un lieu de réflexion où se produit un bouillonnement intellectuel. En 1934, Armand MAYER créa dans les locaux du Bureau Sécuritas, avec l'accord de l'Administration et le concours de la Profession, le premier laboratoire français de Mécanique des Sols, dont la qualité fut rapidement égale aux meilleurs Instituts analogues étrangers avec des travaux novateurs, notamment pour l'injection des sols. Ce laboratoire était rattaché au L.B.T.P., et fut installé rue Brançon dès 1935 ; il fut créé avec le parrainage du ministère de l'Education Nationale pour la formation professionnelle. Des études y furent menées dès 1938, sur les techniques routières et pour la construction rapide des terrains d'aviation. La guerre de 1939-1945 fut l'occasion d'appliquer aux armées ces nouvelles techniques.

Armand MAYER fit la seconde guerre mondiale d'une façon qui suscite à nouveau le respect. Passé en Afrique du Nord en 1942, en accord avec le Chef du réseau « Alliance », il fut immédiatement intégré dans le corps expéditionnaire et chargé d'organiser la participation française aux travaux alliés sur les aérodromes et bases aériennes avec le rang de Colonel Inspecteur des Travaux de l'Armée de l'Air. Il dirigea ou participa à la remise en état ou à la construction de plusieurs dizaines de terrains d'aviation du théâtre des opérations en Afrique du Nord, en Corse, en Italie et en France métropolitaine, et fut décoré dans l'ordre américain de la « Legion of Merit ». Il fut nommé Commandeur de la Légion d'honneur à titre militaire.

Après sa démobilisation, il revint au Service des Mines, reprit son activité de conseiller scientifique au L.B.T.P., bientôt devenu C.E.B.T.P. Cette position lui permit de participer aux grands travaux de la reconstruction, puis de la modernisation de l'infrastructure française pendant cette période qu'on appelle parfois « Les Trente Glorieuses ». Partout, il insuffla l'esprit des nouvelles technologies et de la recherche sur les chantiers et en laboratoire ; le C.E.B.T.P. devint une pépinière de mécaniciens des sols, et trois d'entre eux devinrent, ultérieurement, Présidents du Comité Français de Mécanique des Sols.

En 1947, il fonda avec le concours de la Profession, le Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie des Lians hydrauliques, dont il assura la Présidence jusqu'en 1966. Le laboratoire du C.E.R.I.L.H. situé à Paris, rue de Cronstadt, fut créé à son initiative en 1952.

Un peu après cette époque, plusieurs accidents spectaculaires se produisirent, mettant en cause des ruptures de massifs rocheux, dont la rupture d'un des appuis du barrage de Malpasset et l'effondrement d'une carrière à Clamart. Une sensibilité de l'opinion publique à la Mécanique des Roches existait donc au moment où J. MANDEL, Professeur de Mécanique à l'Ecole Polytechnique, et moi-même, souhaitions y développer un centre de recherches. Armand MAYER participa à la naissance de ce laboratoire en 1961, en

aidant à convaincre ses camarades mineurs de la Chambre Syndicale des Mines de Fer de France, du Centre de Recherches des Charbonnages de France et des Mines Domaniales des Potasses d'Alsace, de l'intérêt de recherches coordonnées en Mécanique des Roches dans un laboratoire nouveau. Grâce à son action, ces organismes ainsi que les Cimentiers et la S.N.C.F. financèrent une étude sur le fluage, au Laboratoire de Mécanique des Solides : la première recherche en Mécanique des Roches de ce jeune laboratoire.

Dans cette période, Armand MAYER fit de nombreuses missions à l'étranger, pour l'étude ou la construction de grands ouvrages, barrages en terre, routes, chemins de fer, fondations de ponts, expertises ou visites de laboratoires, aux États-Unis, en Afrique, en Amérique du Sud, aux Indes, en Europe de l'Est, en Israël, qui lui permirent de nouer des relations avec les meilleurs spécialistes de la Géotechnique du monde et de participer aux actions internationales. En 1957, il fut nommé Vice-Président pour l'Europe de la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations et il présida le Comité d'Organisation du V^e Congrès International qui se tint à Paris en 1961, CAQUOT étant Président du Comité Français de Mécanique des Sols et Skempton Président de la Société Internationale.

Ultérieurement, Armand MAYER participa à l'élaboration des statuts de la nouvelle Société Internationale de Mécanique des Roches. Il y fut, comme dans la Société Internationale de Mécanique des Sols, un ardent défenseur de la langue française. Président, puis Président d'Honneur des Comités Français de Mécanique des Sols et de Mécanique des Roches, il a continué à assister aux réunions de ces deux sociétés presque jusqu'à sa fin, et il y était un conseiller très écouté.

Il continua son activité d'Ingénieur-Conseil jusqu'au-delà de sa 80^e année. Il avait, pour cela, les qualités physiques indispensables à l'inspection des grands chantiers en montagne ou en souterrain. Sa dernière inspection de travaux souterrains eut lieu à la mine de May-sur-Orne, avant que Géostock ne la transforme en réservoir de produits pétroliers. Il s'agit d'une mine dans un anticlinal, dont l'un des flancs est incliné à presque 45° et dont la visite n'est pas de tout repos, même pour un bon sportif dans la force de l'âge : or, il n'avait alors... que 80 ans. Il est vrai qu'il était resté très sportif. A 72 ans, à la suite d'un accident il avait été obligé d'abandonner le tennis et il s'était alors résolument mis au golf, qu'il pratiqua plusieurs fois par semaine jusqu'à 91 ans.

Auteur de trois ouvrages techniques, homme de réflexion, ce fut aussi un homme d'action. Ceux qui l'ont accompagné sur le terrain y ont profité de son enseignement : ils ont connu à la fois son courage dans la prise de décision et de responsabilité, sa chaleur et sa façon d'emporter la conviction d'un groupe par son ascendant et par sa logique. Ceux qui l'ont approché conserveront le souvenir de sa bienveillance et de son enthousiasme.

mesures in situ de vitesse et d'atténuation des ondes P et S dans un massif granitique

in situ measurements of velocity and attenuation of P and S waves in a granitic rock mass

Sh. TALEBI

Rock Physics Laboratory, Queen's University*

Résumé

Les propriétés acoustiques du massif granitique du Mayet-de-Montagne (Allier), à savoir la vitesse et l'atténuation des ondes P et S, ont été mesurées à partir de signaux engendrés par des tirs de dynamite dans différents forages du site.

Les valeurs de vitesse obtenues varient de 4,88 km/s à 5,87 km/s pour les ondes P et de 3,13 km/s à 3,27 km/s pour les ondes S. Un coefficient de Poisson de 0,27 a été obtenu. La projection équiariale des vitesses des ondes P fait ressortir une anisotropie ayant trois plans de symétrie et donc un système orthorhombique. Dans le plan horizontal, la direction de V_{max} est cohérente avec celles de la contrainte principale maximum et de la fracturation naturelle du massif. De même, la direction de V_{min} est cohérente avec celle de la contrainte principale minimum. Les valeurs minimum, intermédiaire et maximum de vitesse des ondes P retenues pour cette analyse sont de 5,25 km/s, 5,55 km/s et 5,75 km/s, soit un degré d'anisotropie de 9 %. Le champ de fracturation naturelle semble avoir le rôle prépondérant dans cette anisotropie.

L'atténuation a été mesurée par deux méthodes : le rapport spectral et le temps de montée du signal. La première donne $Q_p \approx 10$ à 40 ($1\ 000/Q_p \approx 25$ à 100) et $Q_s \approx 20$ à 35 ($1\ 000/Q_s \approx 30$ à 50) où Q_p et Q_s sont les facteurs de qualité des ondes P et S. L'application de la deuxième méthode fournit $Q_p \approx 51 \pm 4$ ($1\ 000/Q_p \approx 20 \pm 2$) et $Q_s \approx 59 \pm 13$ ($1\ 000/Q_s \approx 17 \pm 4$).

Abstract

Acoustic properties of the granitic rock mass of « le Mayet-de-Montagne » (French Massif Central), namely P and S waves velocities and attenuations were measured through signals generated by small dynamite blasts.

P wave velocity varies from 4.88 km/s to 5.87 km/s and S wave velocity varies from 3.13 km/s to 3.27 km/s. A Poisson's ratio of 0.27 was obtained. Equal-area projection of P wave velocities shows an orthorhombic anisotropy system (3 symmetry planes). In the horizontal plane, the V_{max} direction is coherent with the σ_H direction and the natural fractures direction. Likewise, the V_{min} direction is perpendicular to these two directions. The minimum, intermediate and maximum P wave velocities in this projection are 5.25 km/s, 5.55 km/s and 5.75 km/s, so the degree of anisotropy is about 9 %. The natural fracture field seems to play the main role in this anisotropy.

Attenuation has been measured by two methods : the spectral ratio method and the rise time method. The first method gives $Q_p \approx 10$ to 40 ($1\ 000/Q_p \approx 25$ to 100) and $Q_s \approx 20$ to 35 ($1\ 000/Q_s \approx 30$ to 50) where Q_p and Q_s are quality factors of P and S waves. The second method yields $Q_p \approx 51 \pm 4$ ($1\ 000/Q_p \approx 20 \pm 2$) and $Q_s \approx 59 \pm 13$ ($1\ 000/Q_s \approx 17 \pm 4$).

* Department of Geological Sciences, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada K7L3N6.

1. INTRODUCTION

Les ondes acoustiques (c'est-à-dire les ondes mécaniques dans le domaine des hautes fréquences) se propageant dans les roches sont fortement imprégnées des propriétés de celles-ci. De nombreuses études de laboratoire et in situ ont montré, à ce propos, que l'état physique d'une roche (la présence et la forme des vides, l'état de contrainte, la température, etc.) influencent sensiblement les propriétés acoustiques de celle-ci, en l'occurrence la vitesse (WALSH, 1965; BIRSH, 1960; PAULSSON et KING, 1980; WONG et al., 1983) et l'atténuation (JOHNSTON et al., 1979; JOHNSTON et TOKSÖZ, 1980 a et 1980 b) des ondes P et S. L'étude des propriétés acoustiques des roches peut donc apporter des informations sur la nature et l'état physique de celles-ci.

Par ailleurs, la connaissance de ces propriétés s'impose lors de l'étude de la source des microséismes artificiels engendrés, soit par des excavations minières, soit par la percolation de fluide dans un massif rocheux : la détermination de l'hypocentre de ces microséismes nécessite la connaissance de la vitesse des ondes P et S et la caractérisation de leurs paramètres de source nécessite la connaissance de l'atténuation des ondes P et S dans le massif (TALEBI et CORNET, 1987).

Les mesures des propriétés acoustiques des échantillons de roche effectuées au laboratoire sont difficilement transposables directement aux massifs rocheux pour plusieurs raisons ; les échantillons subissent des modifications irréversibles lors du prélèvement, les mesures de laboratoire concernent les fréquences très élevées (de l'ordre de 1 MHz) et les conditions de fissuration et de contrainte sont différentes. D'autre part, les diagraphies soniques effectuées dans les forages correspondent également à des fréquences élevées (de l'ordre de 20 kHz) et ne sont représentatives que de la proximité immédiate de la paroi des puits, des zones qui sont soumises à des modifications au cours du forage. En revanche, les mesures in situ effectuées à partir des signaux traversant le massif (sismique entre puits) semblent être les plus significatives des propriétés acoustiques de celui-ci. C'est ce genre de mesures qui fait l'objet de cet article.

Après avoir décrit le site du Mayet-de-Montagne sous différents aspects (emplacement des forages, fracturation naturelle, champ de contrainte régional), nous décrivons les procédés de mesure employés. Ensuite, nous présentons les méthodes employées et les résultats obtenus des mesures de vitesse et d'atténuation des ondes P et S sur ce site.

2. LE SITE DU MAYET-DE-MONTAGNE

Le site granitique du Mayet-de-Montagne est situé à 25 km au sud-est de Vichy dans l'Allier (Massif Central). Plus précisément il se trouve au nord de la chaîne Forézienne, dans la montagne Bourbonnaise, au nord-ouest des monts de la Madeleine (fig. 1a).

La géologie du site a été présentée dans de nombreux ouvrages et étudiée notamment par DIDIER (1964).

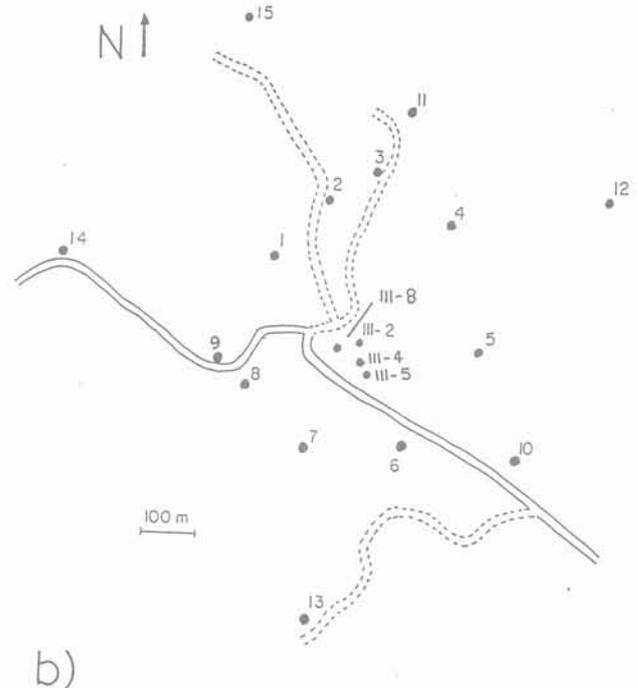
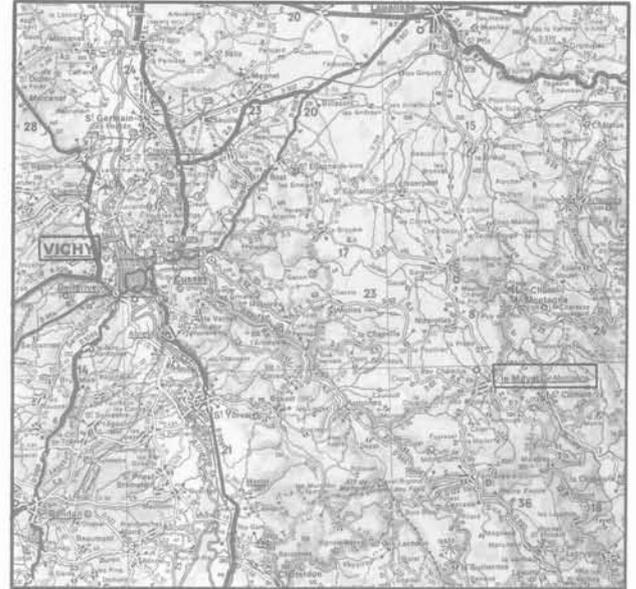


Fig. 1. — Le site du Mayet-de-Montagne ; a) Situation géographique, b) Emplacement des forages.

Fig. 1. — The site of "Le Mayet-de-Montagne"; a) Geographic situation, b) Location of boreholes.

Ce site a été choisi pour réaliser des études de faisabilité quant à l'extraction de la chaleur des roches chaudes et sèches (« Hot Dry Rock »). Un aspect fondamental de ces essais consiste à étudier les émissions acoustiques engendrées par des injections de fluide dans le massif. Ceci nécessite, au préalable d'étudier les propriétés acoustiques du massif qui affectent les ondes acoustiques au cours de leur propagation dans celui-ci.

2.1. Emplacement des forages

Un plan de l'emplacement des forages est indiqué sur la figure 1b. Ces forages peuvent être classés en deux catégories suivant leurs profondeurs. Les forages III-1 à III-8 ont des profondeurs de 50 m à 780 m et sont situés à moins de 50 m l'un de l'autre dans un champ central. Les forages 1 à 11, d'une profondeur de 23 m, et les forages 12 à 15, d'une profondeur de 50 m, sont distribués à des distances de 170 m à 550 m du champ central et autour de celui-ci. Les forages profonds (III-1 à III-8) ont permis d'effectuer des tirs de dynamite à différentes profondeurs. Dans certains cas ils ont été utilisés pour mettre en place des stations d'écoute trois composantes. En revanche, les forages peu profonds (1 à 15) ont permis l'implantation de stations d'écoute et parfois ont été le site de tirs de dynamite. La profondeur de 23 m a été fixée pour éviter les effets perturbateurs de la couche de terre superficielle compte tenu des expériences précédentes et notamment des résultats de AUDRIC (1980).

2.2. Fracturation naturelle

DROGUE et al. (1979) ont relevé quatre familles de fractures naturelles comportant des fractures à fort pendage (70° à vertical) et à faible pendage (0° à 50°), à partir de l'étude de treize affleurements. Les familles subverticales seront caractérisées par les lettres a, b, c et d :

famille a : N $20^\circ \pm 20^\circ$ E
 famille b : N $60^\circ \pm 10^\circ$ E
 famille c : N $100^\circ \pm 10^\circ$ E
 famille d : N $155^\circ \pm 5^\circ$ E

Différents types de diagraphies ont été effectués sur les forages profonds du site dans le but de détecter la présence et si possible l'azimut et le pendage, des fractures naturelles rencontrées en profondeur. La comparaison des résultats semble indiquer que les diagraphies électriques et plus particulièrement celle mise au point par MOSNIER (1985) sont les mieux adaptées à un terrain résistant comme le granite (CORNET et al., 1985). La figure 2a présente l'histogramme des directions de fracture relevées pour les fractures naturelles verticales les plus significatives recoupant le forage III-8 entre 175 m et 780 m de profondeur. Cette figure souligne la prépondérance de la famille de fractures (a) de la classification précédente.

THOMAS et al. (1985) ont appliqué des méthodes statistiques sur des populations de fractures relevées à partir d'affleurements de surface. La figure 2b présente le résultat d'un « test de Wilcoxon » qui consiste à vérifier s'il est possible de regrouper certaines directions pour former des familles de fractures. Sur cette figure,

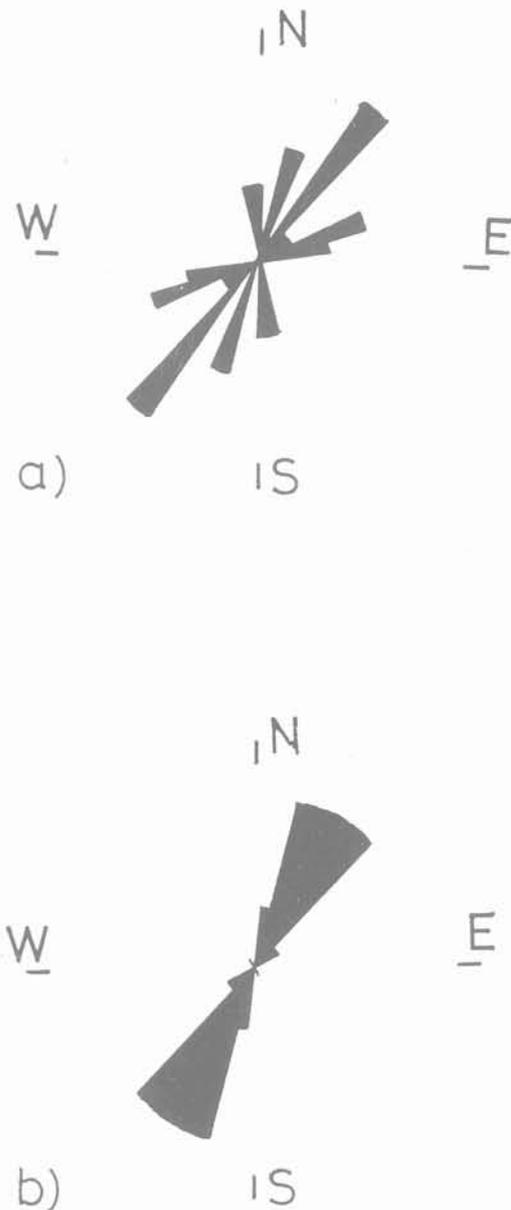


Fig. 2. — La fracturation naturelle du massif;
a) Histogramme de direction des fractures
naturelles verticales détectées entre 180 m
et 770 m de profondeur dans le forage III-8
à partir de la diagraphie électrique de Mosnier,
b) Degré de signification à partir d'un test
de Wilcoxon
(d'après les résultats de THOMAS et al., 1985).

Fig. 2. — Direction of natural fractures;
a) Histogram of vertical fractures detected
by the electric log of "Mosnier" between the depths
of 180 m and 770 m in borehole III-8,
b) "Degree of significance" from a "Wilcoxon test"
(after the results of THOMAS et al. 1985).

la valeur reportée sur chaque direction est « le degré de signification » de ce regroupement pour un intervalle de $\pm 10^\circ$ par rapport à celle-ci. On constate une concentration dans l'intervalle $N 30^\circ \pm 10^\circ E$ qui correspond également à la famille (a) identifiée par Drogue et al. Cette direction pourrait donc être considérée comme la direction principale de la fracturation naturelle dans la partie superficielle du massif.

2.3. Diagraphies Soniques

La figure 3 montre les résultats de 2 diagraphies soniques, la première effectuée dans le forage III-4 entre la surface et 250 m de profondeur et la deuxième (de type EVA, mise au point par la société S.N.E.A. (P), effectuée dans le forage III-8 entre 180 m et 770 m de profondeur. L'absence de mesures entre la surface et 180 m de profondeur dans ce dernier forage est due au tubage encore en place sur cette partie du forage au moment des mesures.

La diagraphie EVA permet d'obtenir la trace complète du signal reçu et rend possible la détermination de l'arrivée des ondes P, S et de Stoneley. Ceci permet de mettre en évidence des zones d'altération qui se manifestent par des ondes P plus lentes et surtout par des ondes S et de Stoneley fortement atténuées. Ces zones affectent le massif sur des épaisseurs de l'ordre de 10 m à 20 m dans la partie qui nous intéresse, à savoir de 20 m à 570 m de profondeur. Cependant, le granite se compose essentiellement d'une matrice saine où les vitesses sont quasiment uniformes. La vitesse des ondes P dans ces parties est de l'ordre de $5,5 \pm 0,2$ km/s pour la première diagraphie et de $5,7 \pm 0,2$ km/s pour la deuxième. Les vitesses des ondes S et de Stoneley sont respectivement de $3,3 \pm 0,1$ km/s et de $1,35 \pm 0,05$ km/s.

2.4. Champ de contrainte régionale

Le champ de contrainte régionale a été estimé à partir d'essais hydrauliques sur des fractures préexistantes dans le massif, dans un premier temps entre 50 m et 200 m de profondeur (CORNET et VALETTE, 1984) et dans un deuxième temps entre 340 m et 620 m de profondeur (CORNET, 1986). La méthode consiste à mesurer les pressions de fermeture des fractures (et donc les contraintes normales s'exerçant sur leurs plans). L'inversion de ces résultats, en faisant certaines hypothèses quant à la continuité du champ de contrainte, permet d'estimer le champ de contrainte régionale.

Le tableau 1 donne les résultats de l'application de cette méthode d'une part entre 50 m et 200 m de profondeur et d'autre part entre 350 m et 650 m de profondeur pour un ensemble de 7 mesures dans chaque cas. La contrainte principale maximale dans le massif est constituée par σ_H jusqu'à environ 460 m et par σ_v au-delà de cette profondeur.

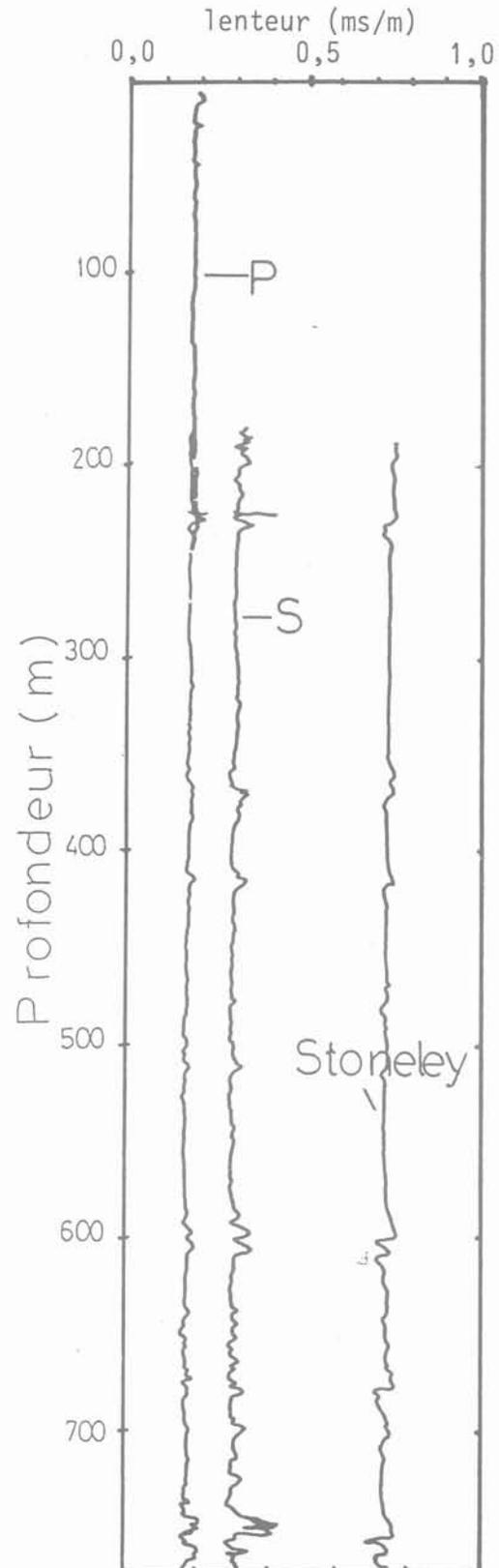


Fig. 3. — Diagraphie sonique; Lenteur (en ms/m) en fonction de la profondeur. P, S et Stoneley correspondent aux résultats des ondes P, S et de Stoneley (voir le texte pour les détails).
Fig. 3. — Sonic log: slowness (1/velocity) of P, S and Stoneley waves versus depth.

Tableau 1. — Résultats des mesures de contrainte par des essais hydrauliques ; a) entre 50 m et 200 m de profondeur (d'après CORNET, et VALETTE, 1984), b) entre 350 m et 650 m de profondeur (d'après CORNET, 1986). Z est la profondeur en mètres, σ_H et σ_h sont les contraintes principales maximale et minimale dans le plan horizontal, σ_v est la contrainte verticale et λ est la direction de σ_H avec le Nord géographique. Les valeurs de contrainte sont données en MPa. A noter une rotation de λ d'environ 30° entre les deux déterminations.

Tableau 1. — Stress determinations by hydraulic tests; a) between the depths of 50 m and 200 m (after CORNET and VALETTE, 1984), b) between the depths of 350 m and 650 m (after CORNET, 1986). (Z) is the depth in meters, σ_H and σ_h are the maximum and minimum principal stresses, σ_v is the vertical stress and λ is the angle between the direction of σ_H with the geographic North direction. The stress values are in MPa.

Z (m)	σ_H	σ_h (MPa)	σ_v	λ (°)	Z (m)	σ_H	σ_h (MPa)	σ_v	λ (°)
50	7,1	1,2	1,3	N 16° ± 5° E	350	11,3	5,2	9,2	N 166° ± 10° E
100	7,1	2,3	2,6	N 17° ± 3° E	450	12,0	7,0	11,8	N 166° ± 10° E
150	7,1	3,5	4,0	N 17° ± 3° E	550	12,7	8,8	14,5	N 166° ± 10° E
200	7,1	4,6	5,3	N 19° ± 7° E	650	13,4	10,6	17,1	N 166° ± 10° E
(a)					(b)				

3. PRINCIPE ET DISPOSITIF DE MESURE DES PROPRIÉTÉS ACOUSTIQUES PAR DES SOURCES EXPLOSIVES

3.1. Faisabilité de ces mesures

AUDRIC (1980) a étudié la possibilité de créer et d'enregistrer des signaux acoustiques par des tirs de dynamite dans les forages du site. Il a considéré successivement la source, la propagation et la réception de ces signaux. Les résultats de ces études montrent que la mesure de propriétés acoustiques dans les conditions présentes sur le site et pour des distances variant de quelques dizaines à quelques centaines de mètres pouvait être entreprise essentiellement à deux conditions : limiter la durée des signaux pour éviter les arrivées secondaires et limiter la bande passante d'étude à environ 50 Hz à 5 000 Hz pour éviter les phénomènes de résonance.

3.2. Radiation des ondes P et S engendrées par un explosif dans un puits

L'explosion d'une charge de dynamite dans un puits engendre des ondes P et S dans le milieu rocheux et des ondes de Stoneley (couramment appelées ondes de tube) se propageant au voisinage de la paroi du forage. L'amplitude des ondes de volume ainsi créées dépend de l'angle du rai par rapport à l'axe du forage.

Plusieurs auteurs se sont penchés sur ce problème, notamment HEELAN (1953), WHITE et SENGBUSH (1963), LEE et al. (1984) LEE et BALCH (1982) et FEHLER et PEARSON (1984). Ces derniers ont montré que des sources explosives dans un puits ne génèrent pas d'onde SH mais des ondes SV, et ceci suivant des rais inclinés par rapport à l'axe du forage comme le

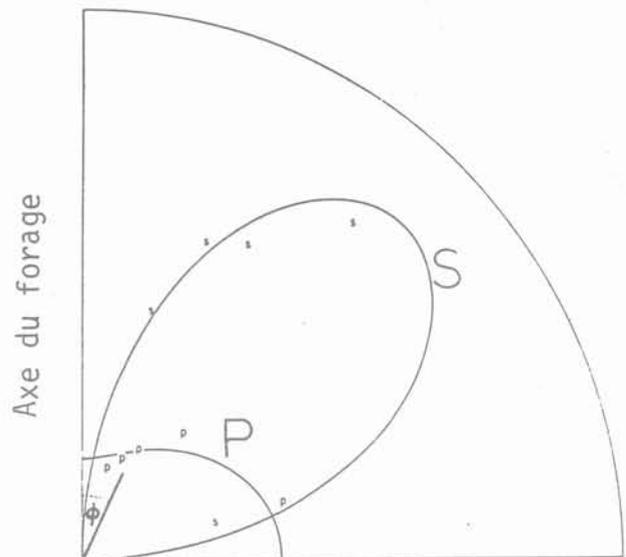


Fig. 4. — Amplitude des ondes P et S engendrées par une explosion dans un forage. Φ est l'angle d'incidence entre l'axe du forage et la direction du rai (d'après FEHLER et PEARSON, 1984).

Fig. 4. — Amplitudes of P and S waves generated by an explosion in a borehole. Φ is the incidence angle between the borehole axis and the ray direction (after FEHLER and PEARSON, 1984).

montre la figure 4. Notons sur ce diagramme que l'amplitude de l'onde S est nulle suivant l'axe du forage et suivant une direction perpendiculaire à celui-ci et qu'elle est maximale pour un angle d'incidence de 45°.

3.3. Tirs effectués

Trois séries de tirs de dynamite ont été effectuées sur le terrain en juillet 1984, novembre 1984 et septembre 1985. Chaque série de tirs a servi d'une part à étudier les propriétés acoustiques du massif et d'autre part à tester le fonctionnement du système d'acquisition de données.

L'instant du tir a été déterminé dans les deux premières séries par la rupture d'un fil sous tension électrique entourant un détonateur en surface, relié en série avec celui de l'explosif. Ce procédé s'est avéré imprécis et les temps de parcours ainsi déterminés se sont révélés erronés. Lors de la troisième série de tirs qui a servi aux mesures de vitesse, l'instant du tir a été déterminé par la rupture d'un fil sous tension entourant l'explosif lui-même.

3.4. Le système d'acquisition des signaux

Un système d'acquisition de données numérique a été spécialement conçu pour les besoins de recherches entreprises sur le site du Mayet-de-Montagne (TALEBI et CORNET, 1987). Il s'agit d'un ensemble de sismomètres, d'amplificateurs, de multiplexeur-démultiplexeur et d'un enregistreur-lecteur quatorze pistes, installé dans une station mobile d'enregistrement.

L'analyse des signaux recueillis lors des essais précédents (TALEBI et CORNET, 1985) a permis de fixer une bande passante de 10-2 000 Hz pour les sismomètres. Les géophones, de fréquence propre 10 Hz, ont une sensibilité moyenne de 44 volts/(ms). L'étalonnage de l'ensemble des géophones non montés et

des sismomètres complets a fourni des courbes de réponse linéaires dans le domaine 10-2 000 Hz. La comparaison des réponses des géophones non montés et montés montre que le montage mécanique n'a introduit aucune distorsion sur la réponse des géophones. L'étalonnage des sismomètres n'a révélé aucun déphasage du signal de sortie et aucun effet de couplage entre les différentes composantes (MARTEL et al., 1984). Ces sismomètres sont descendus au fond des forages et leur couplage au forage est assuré par ensablage, procédé souple permettant leur récupération à la fin des essais, tout en évitant les mécanismes de couplages mécaniques lourds, cause d'éventuelles résonances.

Les signaux ressentis par les sismomètres sont transmis, après amplification avec un gain de 100, 500, 1 000, 5 000 ou 10 000, à la station centrale d'acquisition de donnée où ils sont enregistrés. La cadence de numérisation est généralement de 4 808 mots par voie et par seconde.

4. MESURES DE VITESSE DES ONDES P et S

Les vitesses des ondes de volume P et S sont des paramètres utiles pour l'étude de la structure et des discontinuités d'un massif rocheux et nécessaires pour la localisation des hypocentres de microséismes. Ces vitesses dépendent de la direction de propagation des ondes, les roches étant généralement anisotropes.

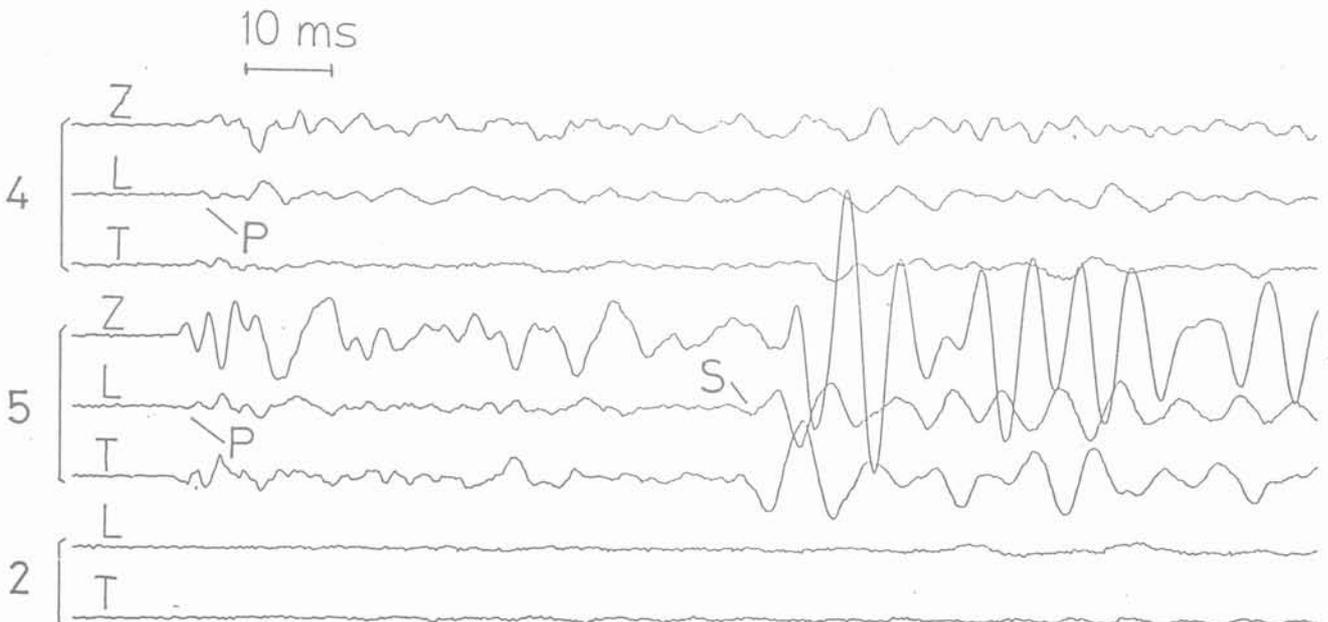


Fig. 5. — Exemples de signaux enregistrés lors du tir effectué à 480 m de profondeur dans le forage III-8. Z, L et T correspondent aux trois composantes de chaque station. P et S indiquent l'arrivée des ondes P et S.

Fig. 5. — Example of signals observed after a shot at the depth of 480 m in borehole III-8. Z, L and T are the 3 components of each station. P and S show the arrival times of P and S waves.

Des études théoriques et expérimentales (WALSH, 1965; THILL et al., 1969; STIERMAN et KOVACK, 1979; CRAMPIN et al., 1980; HUDSON, 1981) ont montré que ces vitesses sont très sensibles à l'existence de discontinuités dans un milieu et surtout à leurs formes. En outre, des études de laboratoire ont mis en évidence la dépendance de ces vitesses vis-à-vis de l'état de contrainte local (BIRCH, 1960; JOHNSTON et TOKSÖZ, 1980a, WINKLER, 1985). CRAMPIN et al. (1980) ont déduit des paramètres tels que la densité et l'orientation des fractures à partir de mesures in situ de vitesses des ondes acoustiques. PAULSSON et KING (1980) ont relié la variation de ces vitesses sous l'effet de la température à la fermeture des fissures. MCKENZIE et al. (1982) et GLADWIN (1982) ont utilisé des mesures in situ de vitesse pour caractériser le degré de fracturation et pour détecter des changements de l'état de contrainte dans des piliers de mines. WONG et al. (1983) ont trouvé que ces vitesses apportent des informations sur la qualité de la roche traversée, et la liste n'est pas exhaustive.

4.1. Résultats

Des exemples de signaux enregistrés lors de ces mesures sont présentés sur la figure 5. On y distingue sans difficulté, des arrivées assez nettes des ondes P et S. Généralement les composantes verticales (Z) des signaux recueillis ont un aspect différent des composantes horizontales (L et T) comme le montre la figure 5. Seuls deux tirs effectués à 320 m et 480 m de profondeur dans le forage III-8 ont engendré des ondes S claires sur un nombre important de stations. La présence des ondes S claires a permis de mesurer un coefficient de Poisson du granite égal à $0,27 \pm 0,005$ à partir d'un diagramme de Wadati (TALEBI, 1986).

Le tableau II donne les résultats de mesures de vitesses des ondes P pour 6 tirs effectués à différentes profondeurs, ainsi que les vitesses des ondes S pour les deux tirs profonds. Ces vitesses varient de 4,88 km/s à

5,87 km/s pour les ondes P et de 3,13 km/s à 3,27 km/s pour les ondes S. La variation plus importante de la vitesse des ondes P par rapport à celle des ondes S est due au fait qu'elle a été mesurée sur un plus grand nombre de directions dans le massif. Les lectures de temps d'arrivée ont été effectuées sur des traces des signaux dessinées sur papier pour une vitesse de déroulement du papier équivalent à 2 m/s. Les erreurs de ces mesures dues aux erreurs sur les coordonnées des stations et à celles des lectures de temps d'arrivée sont estimées à environ 1 % pour l'ensemble des déterminations (jusqu'à 2 % pour la station III-4).

Les vitesses des ondes P mesurées pour les stations 2, 3, 11 et 12 dans le tableau II sont systématiquement inférieures à celles mesurées aux autres stations, les écarts étant plus nets pour les tirs les moins profonds. Par exemple, des écarts de 10 % apparaissent entre les stations 2 et 15 pourtant dans la même direction par rapport au champ central mais à des profondeurs de 23 m et de 50 m (voir la figure 1b). De plus, les signaux ressentis sur les stations 2, 3 et 11, situées dans un angle étroit par rapport au champ central sont systématiquement très atténués, voire même disparus pour certains tirs profonds. Ces résultats seraient probablement liés à des hétérogénéités locales affectant les trajets source-récepteur pour ces stations.

L'examen du tableau II aboutit à une autre observation : les vitesses des ondes P augmentent quasi systématiquement avec la profondeur de tir, à l'exception de la station III-4 qui se trouve à 20 m de profondeur. Ceci peut être dû à une augmentation de vitesse ou à une diminution de la densité de fracturation dans le milieu avec la profondeur. Les deux hypothèses sont cohérentes avec le fait que les contraintes dans le massif augmentent avec la profondeur. En effet, les études de laboratoire ont montré que la vitesse des ondes acoustiques dans un échantillon de roche augmente sensiblement lorsque les contraintes appliquées sur l'échantillon augmente (GLADWIN, 1982; KING et PAULSSON, 1981) ce qui s'explique par la fermeture

Tableau II. — Vitesses des ondes P et S (en km/s) déterminées à partir des signaux engendrés par les tirs de dynamite. Les traits indiquent des arrivées trop faibles et les étoiles indiquent l'absence de sismomètre dans le forage au moment du tir.

Tableau II. — P and S wave velocities (in km/s) determined from the signals generated by dynamite blasts. (—) means an arrival too weak to allow a determination and (*) means the absence of sismometer in the borehole at the time of shot.

	Puits du tir	Profond. (m)	Stations														
			1	2	3	4	5	6	7	8	10	11	12	13	14	15	III-4
P	III-2	20	5,32	5,01	4,94	*	5,37	5,48	5,54	5,46	5,26	4,88	4,97	5,59	5,46	5,34	5,70
	III-2	75	5,43	5,08	5,04	*	5,44	5,54	5,58	5,52	5,37	4,92	5,08	5,60	5,51	5,38	5,64
	III-2	175	5,40	5,18	5,00	*	5,41	5,54	5,58	5,53	5,43	5,00	5,17	5,60	5,48	5,41	5,87
	III-8	320	5,61	—	—	5,65	5,69	5,77	5,76	5,59	5,60	—	*	*	*	*	5,83
	III-8	480	5,60	5,46	5,44	5,64	5,65	5,71	5,74	5,57	5,63	5,44	*	*	*	*	5,73
	III-8	572	5,68	—	—	*	5,70	5,73	5,75	5,72	5,67	—	5,46	5,72	5,60	5,58	5,60
S	III-8	320	3,14	—	—	—	3,13	3,24	3,22	—	3,14	—	*	*	*	*	3,27
	III-8	480	3,16	—	—	3,21	3,21	3,22	3,25	—	3,17	—	*	*	*	*	3,26

des fissures sous l'effet de chargement. Les résultats du tableau II montre des augmentations de 2 à 8 % de vitesse entre le tir à 20 m et celui à 572 m pour les stations peu profondes. La dispersion indique néanmoins que d'autres facteurs interviennent (hétérogénéités locales, anisotropie, etc.). On peut considérer la limite inférieure de ces augmentations comme une limite supérieure à l'effet d'un éventuel gradient de vitesse puisque cet effet serait quasiment le même pour toutes les stations peu profondes. Cette croissance de 2 % est d'ailleurs compatible avec les résultats de KING et PAULSSON (1981).

Cependant, les vitesses mesurées semblent présenter une certaine dépendance vis-à-vis de l'azimut des rais. L'étape suivant consiste donc à explorer l'existence d'une anisotropie de vitesse dans le massif.

4.2. Anisotropie

La mise en évidence de l'anisotropie de vitesse des ondes P et S dans un massif rocheux nécessite des mesures dans différentes directions. Les résultats de ce genre de mesure sont souvent perturbés par la présence d'hétérogénéités dans le massif, ce qui complique leur interprétation. Par exemple, dans l'étude de PARK et SIMMONS (1982) les valeurs de vitesse des ondes P mesurées dans différentes directions sur quatre sites n'ont pas pu être modélisées par elles avaient été affectées par la présence d'hétérogénéités locales.

Pour étudier l'anisotropie de vitesse des ondes P et S, les données du tableau II ont été représentées sur des projections équiréales (fig. 6). Toutefois, pour des raisons de cohérence, seules les données des stations 1, 4, 5, 6, 7, 8 et 10 ont été retenues : les mesures des

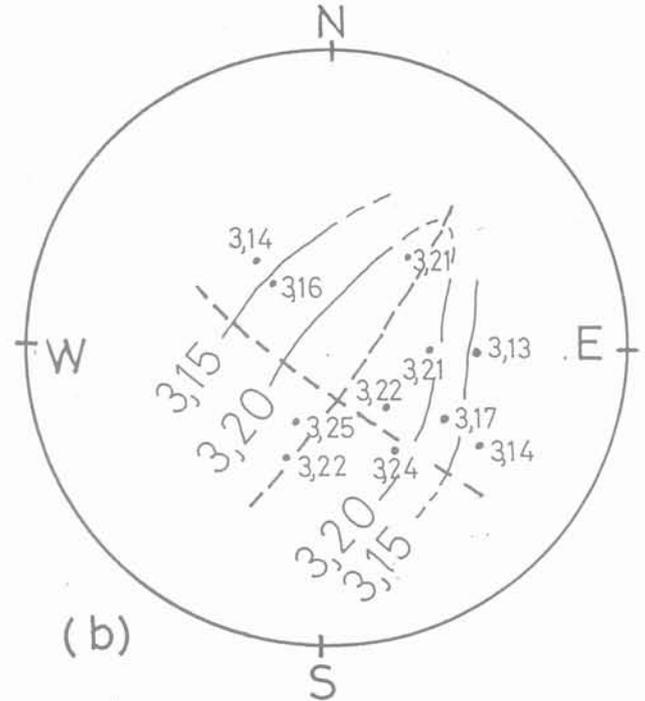
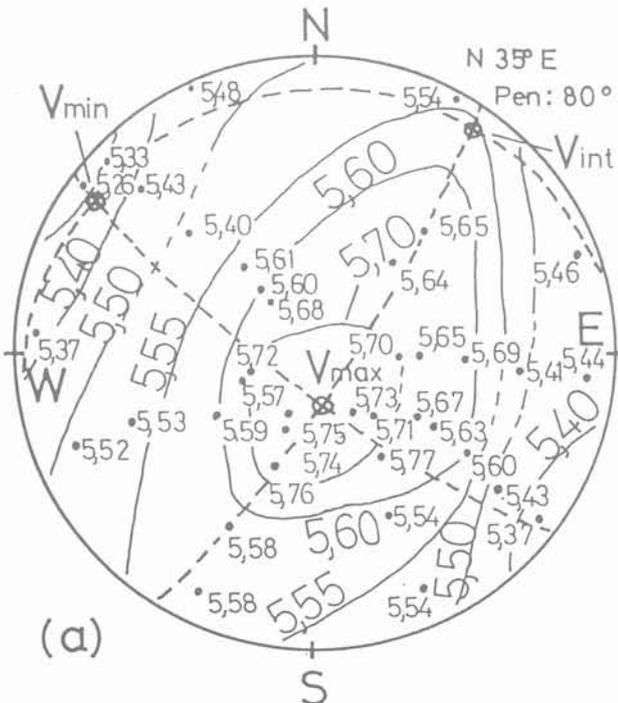


Fig. 6. — Champs de vitesse a) des ondes P b) des ondes S. Les points indiquent les projections équiréales sur l'hémisphère supérieure des directions de mesure ; les traits pleins sont les isovitesses obtenues ; les traits pointillés sont les plans de symétrie ; V_{max} , V_{int} et V_{min} indiquent les axes de vitesse maximale, intermédiaire et minimale (valeurs en km/s).

Fig. 6. — Velocity field of a) P wave, b) S wave. The points correspond to measurement directions and are shown on an equal-area projection on the upper hemisphere. The lines correspond to isovelocities and the broken lines are symmetry planes. V_{max} , V_{int} and V_{min} indicate the axes of maximum, intermediate and minimum velocities (in km/s).



stations 2, 3 et 11 ont été écartées car affectées par la présence d'hétérogénéités locales (voir la section précédente). Les mesures fournies par les stations 12, 13, 14, 15 et III-4 ont également été écartées car elles sont généralement plus élevées que celles des stations retenues pour des directions très proches. Ceci semble avoir pour cause la plus grande profondeur de ces stations.

Le champ de vitesse des ondes P (fig. 6a) présente des aspects remarquables. Les courbes d'isovitesse sont allongées dans une direction N 35° E où passe un premier plan de symétrie avec un pendage de 80°. L'examen de ce diagramme permet de considérer deux autres plans de symétrie, bien que la symétrie observée ne soit pas parfaite. La présence de ces trois plans de symétrie est cohérente avec un système de symétrie orthorhombique.

Les vitesses les plus élevées et les moins élevées sont concentrées respectivement autour d'une direction sub-verticale (V_{max}) et d'une direction sub-horizontale (V_{min}). Les valeurs des vitesses minimale, intermédiaire et maximale, données par les axes V_{min} , V_{int} et V_{max} sont de 5,25 km/s, 5,55 km/s et 5,75 km/s respectivement. Le degré d'anisotropie défini comme $(V_{max} - V_{min})/V_{max}$ est de 9 % globalement et de 5 % dans le plan horizontal. La projection de vitesse des ondes S (fig. 6b) est cohérente avec les tendances de la figure 6a, bien que le nombre de mesures soit moins important.

Ces résultats semblent donc être en accord avec le champ de contrainte régional (tableau I) et le champ de fracturation naturelle (fig. 2) : la direction N 35° E est assez proche d'une part de la direction de σ_H jusqu'à 200 m de profondeur (N 17° E) et d'autre part avec la direction principale des fractures naturelles sur le site (N 30° ± 10° E sur la figure 2b). De même, les vitesses les plus faibles se concentrent autour de la direction de la contrainte principale minimale σ_h et perpendiculairement à la direction principale des fractures naturelles.

L'anisotropie de vitesse observée sur la figure 6 provient, semble-t-il, d'un effet conjugué du champ de contrainte et du champ de fracturation. Le premier contribue à cette anisotropie par des contraintes σ_H et σ_h très différentes dans la partie superficielle (tableau I), mais l'effet du seul champ de contrainte ne peut expliquer le fait que les vitesses les plus élevées soient celles mesurées suivant les directions verticales. En revanche, l'existence de plusieurs familles de fractures naturelles verticales, affectant donc des trajets plutôt horizontaux pourraient être à l'origine de la diminution de vitesse sur ces trajets. Ainsi, l'anisotropie globale semble avoir comme principale origine le champ de fracturation naturelle dans le massif.

4.3. Modélisation

CRAMPIN et al. (1980) ont présenté un modèle qui permet d'évaluer les paramètres de fracturation d'une roche ou d'un massif rocheux à partir des mesures de vitesse des ondes P ou S dans différentes directions. Ici, on considère que les fractures sont circulaires et parallèles entre elles. La longueur d'onde employée pour ces mesures devrait être plus grande que la taille des fractures et négligeable devant le volume du milieu considéré. Selon ce modèle. La vitesse des ondes qP (quasi longitudinales : les ondes de compression pour un milieu anisotrope) dans un plan perpendiculaire à une série de fractures parallèles entre elles peut être exprimée comme suit :

Pour une roche sèche : $V_{qpD} = V_{p0} \cdot R_p^D(\epsilon, \cos \theta)$ (1)
 Pour une roche saturée: $V_{qpS} = V_{p0} \cdot R_p^S(\epsilon, \cos \theta)$ (2)

où

$$R_p^D(\epsilon, \cos \theta) = (1 - \frac{71}{21}\epsilon - \frac{8}{3}\epsilon \cos 2\theta + \frac{\epsilon}{21} \cos 4\theta)^{1/2}$$

$$R_p^S(\epsilon, \cos \theta) = (1 - \frac{8}{21}\epsilon + \frac{8}{21}\epsilon \cos 4\theta)^{1/2}$$

V_{p0} est la vitesse des ondes P dans un milieu non fracturé,

$\epsilon = Na^3/V$ est la densité de fracturation de N fractures circulaires de rayon a dans le volume V ;

θ est l'angle d'incidence de la direction considérée avec la direction des fractures naturelles.

En présence de deux directions de fracture avec un angle α entre elles, les équations (1) et (2) sont modifiées comme suit:

$$V_{qpD} = V_{p0} \cdot R_p^D(\epsilon_1, \cos \theta) \cdot R_p^D(\epsilon_2, \cos(\theta - \alpha)) \quad (3)$$

$$V_{qpS} = V_{p0} \cdot R_p^S(\epsilon_1, \cos \theta) \cdot R_p^S(\epsilon_2, \cos(\theta - \alpha)) \quad (4)$$

où ϵ_1 et ϵ_2 sont les densités de fracturation pour les deux familles de fracture.

Dans le cas d'un milieu partiellement saturé on a :

$$V_p = V_{p0} / [(1 - P)/(R_1^D \cdot R_2^D) + P/(R_1^S \cdot R_2^S)] \quad (5)$$

où P est le degré de saturation du milieu.

Les vitesses mesurées suivant différents azimuts pour les tirs superficiels (tableau II) pourraient être modélisées par l'équation (5) pour estimer les paramètres de fracturation. Nous allons comparer la variation de vitesse observée avec celles fournies pour différentes valeurs des paramètres dans le but de situer les valeurs des paramètres de fracturation. Des tentatives de modélisation en considérant une seule famille de fracture dans la direction N 30° E (fig. 2b) se sont révélées vaines. Pour tenir compte d'autres directions de fractures naturelles, deux autres directions ont été considérées : N 00° E et N 70° E (voir la figure 2a). Les variations de vitesse ont été calculées pour une équation équivalente à (5) étendue à trois familles de fractures et pour des valeurs plausibles des paramètres, à savoir $V_{p0} = 5,6$ km/s, 5,75 km/s, 5,8 km/s et 6,0 km/s ; $P = 0$ %, 25 % ; 50 % ; 75 % et 100 % ; et $\epsilon = 0,02, 0,04, 0,06, 0,08, \text{ et } 0,10$ (une densité de fracturation égale à $\epsilon/3$ pour chacune des trois familles considérées).

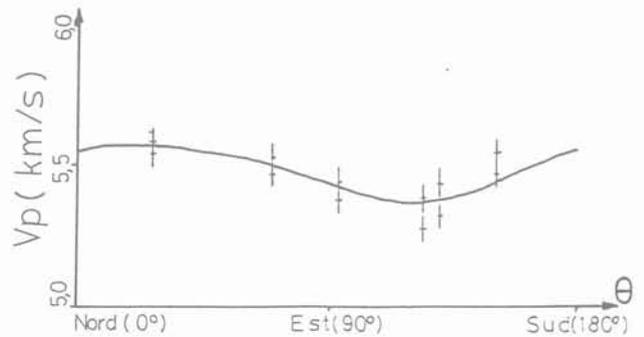


Fig. 7. — Modélisation de l'anisotropie de vitesse par le modèle de CRAMPIN et al. (1980). La courbe est calculée à partir des paramètres suivants : $\epsilon = 0,08$; $P = 75$ % et $V_{p0} = 5,75$ km/s (voir le texte pour plus de détails).

Fig. 7. — Model of P wave velocity anisotropy with the model by CRAMPIN et al. (1980). The curve corresponds to the following parameters: $\epsilon = 0,08$; $P = 75$ %; and $V_{p0} = 5,75$ km/s (see text for more details).

La figure 7 montre un exemple de variation de vitesse qui pourrait expliquer l'anisotropie observée. Bien que la méthode employée ne donne pas de solution unique, elle permet d'estimer les variations possibles des paramètres. Ainsi, on pourrait évaluer la vitesse des ondes P pour un massif non fracturé (V_{PO}) à $5,75 \pm 0,05$ km/s et la densité de fracturation du massif (ϵ) à $0,05 \pm 0,03$.

5. MESURES DE L'ATTÉNUATION DES ONDES P ET S

Un aspect fondamental de la propagation des ondes sismiques et acoustiques dans les roches est la dissipation d'énergie au cours de la propagation. Ce phénomène, connu sous le nom d'atténuation, conduit à une déformation de ces ondes suite à une transmission sélective en fréquence. L'étude de ce phénomène peut apporter des informations sur le milieu parcouru ; elle est nécessaire pour la détermination des paramètres de source de microséismes.

D'une manière générale, l'atténuation des ondes P et S dépend fortement des caractéristiques physiques des roches (la présence et la forme des vides, l'état de contrainte, la température, etc.) et ceci de façon beaucoup plus marquée que la vitesse de ces ondes. De nombreuses études expérimentales aussi bien in situ qu'au laboratoire ont montré la validité de cette affirmation. Citons pour mémoire TOKSÖZ et al. (1979), JOHNSTON et TOKSÖZ (1980a et 1980b), STACEY et GLADWIN (1981) et BLAIR et al. (1984). Le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'atténuation est le facteur de qualité (Q). Ce facteur est le plus souvent défini en termes du rapport de l'énergie maximale emmagasinée (E) sur l'énergie dissipée (ΔE) au cours d'un cycle de chargement harmonique du milieu :

$$\frac{2\pi}{Q} = \frac{\Delta E}{E} \quad (6)$$

D'autres paramètres sont utilisés pour définir l'atténuation : α , le coefficient d'atténuation ; δ , le décrément logarithmique et Q^{-1} le coefficient de dissipation. Ces coefficients sont liés au facteur de qualité Q par la relation suivante (JOHNSTON et al., 1979) :

$$Q = \frac{\pi f}{\alpha V} = \frac{\pi}{\delta} \quad (7)$$

où V est la vitesse de propagation et f la fréquence considérée.

Les mesures in situ d'atténuation sont difficiles et peu nombreuses. La difficulté majeure de ce genre de mesure est la nécessité de leur application à un massif rocheux relativement homogène sur plusieurs centaines de mètres. De plus, étant donné que différentes causes, notamment les effets instrumentaux, peuvent provoquer une déformation du signal, une grande précaution s'impose au cours de la réalisation de ces mesures et lors de l'interprétation des résultats.

McDONAL et al. (1958) ont formulé explicitement les conditions qui devraient être vérifiées lors de mesures in situ d'atténuation. Ils ont obtenu les résultats suivants lors des mesures effectuées dans un massif de schiste (Pierre Shale) au Colorado (États-Unis) : $\alpha_p = 0,12f$ ($Q_p \approx 32$) et $\alpha_s = 1,0f$ ($Q_s \approx 7$), où p et s correspondent aux ondes P et S. Depuis, d'autres auteurs ont publié des résultats intéressants, notamment COLLINS et LEE (1956), DEBREMECKER et al. (1966), TULLOS et REID (1969), HAMILTON (1972) et YAMAMIZU et al. (1983).

5.1. Résultats obtenus

Les mesures ont été réalisées sur les signaux engendrés par les tirs de dynamite, effectués dans différents forages du site. Les critères du choix des signaux ont porté essentiellement sur leur forme : les signaux comportant des arrivées multiples ou des effets secondaires durant la période étudiée ont été écartés. Deux méthodes ont été utilisées : « la méthode du rapport spectral » basée sur l'étude de spectre des signaux et « la méthode du temps de montée du signal » qui consiste à étudier la variation de ce paramètre avec la distance parcourue.

5.1.1. Méthode du rapport spectral

Cette méthode consiste à étudier les spectres des signaux enregistrés à différentes distances d'un émetteur. Elle a été utilisée aussi bien au laboratoire (TOKSÖZ et al., 1979 ; JOHNSTON et TOKSÖZ, 1980a et 1980b ; SPENCER, 1981) qu'in situ (McDONAL et al., 1958 ; YAMAMIZU et al., 1983).

L'amplitude spectrale d'une onde se propageant dans un milieu homogène à une distance x de la source peut être présentée par la relation suivante :

$$A(x, f) = A_0 \cdot G(x) \cdot e^{-\alpha x} \cdot e^{i(\omega t - kx)} \quad (8)$$

où G(x) représente l'atténuation géométrique liée à la progression du front d'onde, α est le coefficient d'atténuation et k est le nombre d'onde. Pour deux récepteurs situés à des distances X1 et X2 de la source, on peut écrire :

$$\ln \left| \frac{A(X2, f)}{A(X1, f)} \right| = \ln \left[\frac{G(X2)}{G(X1)} \right] - \frac{\pi(X2 - X1)}{QV} \cdot f \quad (9)$$

Si l'on représente la partie droite de cette équation en fonction de la fréquence, on obtient une droite dont la pente dépend linéairement du facteur de dissipation du milieu (Q^{-1}).

Pour les besoins de ces mesures, les signaux enregistrés sur les trois composantes de chaque sismomètre ont été recombinaés pour reconstituer le mouvement dans la direction du rai ou perpendiculairement à celle-ci, suivant qu'il s'agit d'ondes P ou S. Ceci a nécessité préalablement, la détermination de l'orientation des composantes horizontales de chaque sismomètre. Cette orientation a été obtenue à partir de l'étude de la polarisation des ondes P des signaux engendrés par des tirs de dynamite (TALEBI, 1986).

Les déterminations effectuées peuvent être classées en deux catégories : les trajets alignés pour lesquels le tir et les deux sismomètres sont placés pratiquement sur

une ligne droite et les trajets non alignés pour lesquels tel n'est pas le cas. Seuls, trois tirs effectués dans les forages 9, 10 et 11 en dehors du champ central, offrent des trajets alignés, principalement à cause de la distribution radiale des stations (fig. 1b). Dans le cas des trajets non alignés, on compare, pour des tirs effectués à différentes profondeurs dans les forages profonds du champ central, les signaux enregistrés par des stations lointaines à ceux enregistrés par les stations III-5 et III-4 situées dans le champ central.

Le tableau IIIa présente les résultats des mesures d'atténuation pour des ondes P et pour des trajets alignés. Les tableaux IIIb et IIIc présentent quant à eux les résultats de ces déterminations pour des ondes P et S et pour des trajets non alignés. Dans ce dernier cas les amplitudes des signaux ont été corrigées pour tenir compte du diagramme de radiation de la source (fig. 4). La durée des signaux étudiés a été limitée respectivement à 5 ms et 10 ms à partir du début d'arrivée des ondes P et S, dans le but d'éviter les effets perturbateurs liés aux arrivées secondaires. Les signaux ont été apodisés par une fonction cosinus et les spectres ont été lissés avant de calculer le rapport spectral. La pente de la meilleure droite a été déterminée par une méthode des moindres carrés.

Les spectres ont été multipliés par les distances source-récepteur pour corriger l'effet d'atténuation géométrique. La figure 8 montre un exemple des résultats obtenus. Ces spectres ont été calculés à partir de signaux

ressentis par les sismomètres 2 et 1 situés à 200 m et 333 m du forage 11 où le tir a eu lieu (fig. 1b) : il s'agit d'un trajet aligné. La plupart des spectres calculés montrent, comme ceux de la figure 8a, une concentration d'énergie autour de 100-300 Hz et ont des formes significatives jusqu'à 300-700 Hz. Ceci est confirmé par le rapport des spectres (fig. 8b) qui n'est pas significatif à des fréquences dépassant ces limites. Par conséquent et pour des raisons de cohérence, les mesures d'atténuation ont été effectuées sur une bande 100-300 Hz où le rapport spectral est significatif pour l'ensemble des mesures.

Les déterminations (tableau III) donnent des valeurs de Q_p variant essentiellement de 10 à 40 ($1\ 000/Q_p \approx 25$ à 100). Les déterminations obtenues à partir des ondes S sont limitées aux tirs effectués à 320 m et 480 m de profondeur dans le forage III-8, les seuls à avoir engendré des ondes S suffisamment fortes sur un grand nombre de stations. Les valeurs de Q_s données par le tableau IIIc se situent entre 20 et 35 essentiellement ($1\ 000/Q_s \approx 30$ à 50).

5.1.2. Méthode du temps de montée du signal

Dans la méthode proposée par GLADWIN et STACEY (1974), on considère le premier quart de cycle de l'arrivée d'une onde : le temps de montée (τ) est défini comme le rapport de l'amplitude maximum sur la pente maximum de la tangente de la partie montante

Tableau III. — Résultats des mesures d'atténuation obtenues à partir du rapport spectral des signaux ; pour les ondes P a) pour les trajets alignés et b) pour des trajets non alignés ; pour les ondes S c) pour des trajets non alignés. Dis1 et dis2 représentent respectivement les distances qui séparent le point de tir de la 1^{re} et la 2^e station.

Tableau III. — Results of attenuation measurements by the spectral ratio method; for P waves a) for aligned trajectories b) for non-aligned trajectories; for S waves c) for non-aligned trajectories. Dis1 and Dis2 represent respectively the distances between the shot point and the first station (Dis1) and the shot point and the second station (Dis2).

	Puits du tir	profondeur du tir	1 ^{re} station	2 ^e station	Dis1 (m)	Dis2 (m)	1 000/Q	Q
a)	10	16	III-5	9	303	546	43 ± 2	23 ± 3
	10	16	5	9	192	546	27 ± 5	37 ± 7
	9	20	1	3	187	406	49 ± 5	20 ± 2
	11	20	2	1	200	333	46 ± 2	22 ± 1
	11	20	3	1	110	333	89 ± 4	11 ± 1
	11	20	3	6	110	542	50 ± 3	20 ± 1
	11	20	3	III-5	110	433	49 ± 4	20 ± 2
b)	III-2	20	III-5	10	64	340	73 ± 14	14 ± 3
	III-2	75	III-5	5	62	216	81 ± 3	12 ± 1
	III-2	75	III-5	6	62	200	90 ± 7	11 ± 1
	III-2	75	III-5	10	62	345	66 ± 6	15 ± 1
	III-2	175	III-5	10	138	374	74 ± 4	14 ± 1
	III-8	480	III-4	4	231	506	25 ± 4	39 ± 7
c)	III-8	320	III-4	5	79	368	29 ± 5	34 ± 6
	III-8	320	III-4	7	79	341	57 ± 8	18 ± 3
	III-8	320	III-4	8	79	338	47 ± 8	21 ± 4
	III-8	320	III-4	4	231	506	54 ± 6	19 ± 2
	III-8	480	III-4	5	231	497	39 ± 7	26 ± 5

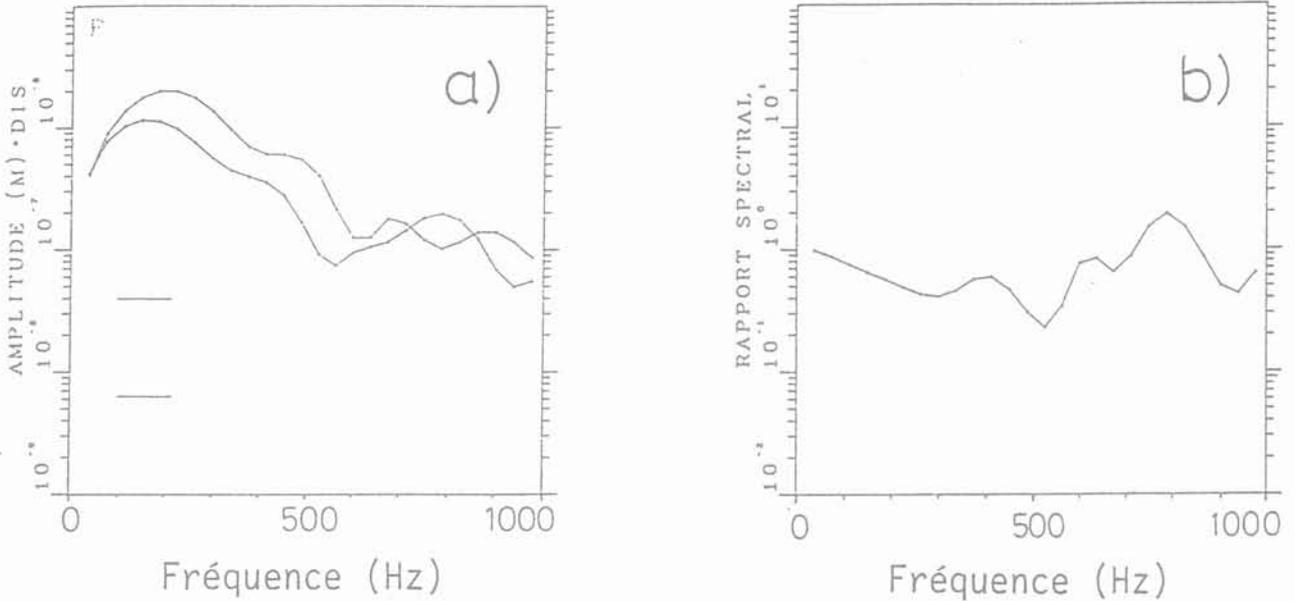


Fig. 8. — Mesure de l'atténuation des ondes P par le rapport spectral entre les signaux des sismomètres 2 et 1 à 200 m et 330 m du puits 11 où le tir a eu lieu ; a) Spectres des signaux corrigés pour la distance source-récepteur, b) Rapport des spectres. Le rapport spectral dans la fenêtre 100-300 Hz donne $1000/Q_p = 46 \pm 2$ ($Q_p = 22 \pm 1$).

Fig. 8. — P wave attenuation measurement from spectral ratio of signals at stations 2 and 1 for distances of 200 m and 330 m from borehole 11 where the shot took place: a) spectra corrected for the source-receiver distances, b) results from the spectral ratio for the window 100-300 Hz: $1,000/Q_p = 46 \pm 2$ ($Q_p = 22 \pm 1$).

du signal. Ce paramètre est lié au facteur de qualité du milieu (Q) par la relation suivante :

$$\tau = \tau_0 + C \frac{t}{Q} \quad (10)$$

où (τ_0) est le temps de montée à la source, (C) est une constante dont la valeur est de $0,53 \pm 0,04$ pour des signaux en déplacement et (t) est le temps de parcours du signal dans le milieu.

Cette méthode a trouvé une justification théorique grâce au modèle proposé par KJARTANSSON (1979). En effet, ce modèle aboutit à une expression identique à celle proposée par GLADWIN et STACEY (1974) concernant le temps de montée d'un signal. Selon ce modèle, le coefficient (C) dans l'équation (10) est une fonction du facteur (Q) qui tend vers des valeurs asymptotiques de 0,485 et 0,298 lorsqu'il s'agit des signaux en déplacement ou en vitesse. Toutefois, cette dépendance est pratiquement nulle pour des valeurs de Q supérieures à 20 et très faible autour de cette valeur.

Dans sa formulation initiale, cette méthode a été proposée pour des milieux relativement homogènes et pour un certain nombre de récepteurs alignés avec l'émetteur. L'utilisation de cette méthode dans le cas présent nécessite beaucoup de précautions ; d'une part à cause de la disposition radiale des stations par rapport au champ central (fig. 1b) et d'autre part à cause de la présence des zones altérées dans le massif. En effet, le temps de montée est très sensible à l'existence

de ces zones, les résultats de MCKENZIE et al. (1982) en sont une illustration.

L'emploi de cette méthode à partir d'un même tir donne des résultats assez dispersés. Cependant, il est possible d'obtenir des estimations plausibles à partir d'un grand nombre de données. La figure 9a montre le temps de montée pour les signaux des ondes P en fonction de leur temps de parcours pour un ensemble de 54 signaux étudiés. Pour chaque lecture, le temps de montée a été déterminé sur les trois composantes du signal, si possible, et la valeur moyenne des trois déterminations a été reportée. Les points sont classés en fonction de la profondeur du tir : de la surface jusqu'à 50 m, de 75 m à 200 m et de 320 m à 480 m de profondeur. Sur la figure 9a, les points sont assez dispersés, notamment pour les tirs superficiels, ce qui démontre la difficulté de ce genre de mesure. Cependant, il semble logique de supposer après MCKENZIE et al. (1982) que la limite inférieure de ces points est constituée par des mesures non affectées par des zones altérées du massif et qu'elle est donc représentative du massif sain. Ainsi, en utilisant une méthode par moindres carrés, on obtient la droite présentée sur la figure 9a pour les douze points délimités par les traits. En supposant $C = 0,485$ pour des signaux en déplacement (KJARTANSSON, 1979) et en utilisant l'équation (10) on obtient $\tau_0 \approx 0,30$ ms et un facteur de qualité des ondes P égal à 51 ± 4 .

La figure 9b montre le temps de montée des signaux des ondes S en fonction de leur temps de parcours. Le nombre de points est faible mais la limite inférieure des

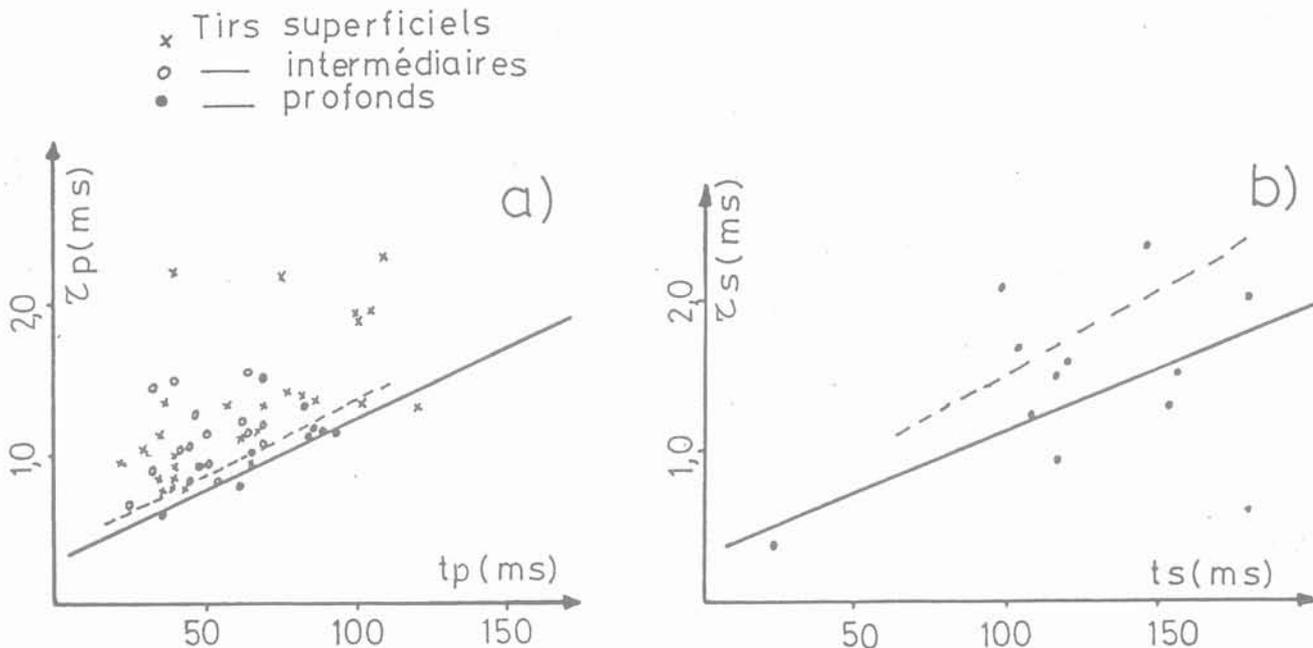


Fig. 9. — mesure de l'atténuation à partir du temps de montée des signaux en déplacement ; a) pour les ondes P, b) pour les ondes S. τ et t signifient respectivement le temps de montée et de parcours des signaux en millisecondes.

Fig. 9. — Attenuation measurement by the rise time method, a) for P waves, b) for S waves. (τ) and (t) are respectively the rise time and the travel time of signals in milliseconds.

points concerne les mêmes trajets que les points qui ont constitué cette limite dans la figure 9a. Ainsi, pour la droite déterminée sur cette figure et en utilisant l'équation (10), on obtient $\tau_0 \approx 0,32$ ms et un facteur de qualité des ondes S de 59 ± 13 . A la connaissance de l'auteur, la méthode du temps de montée n'a pas encore été utilisée dans le cas des ondes S, même si son emploi été conseillé par certains auteurs, notamment par STEWART (1984).

5.2. Comparaison des deux méthodes

La comparaison des résultats obtenus par les deux méthodes permet de dégager un certain nombre de conclusions concernant les méthodes employées et les résultats obtenus. Il est possible d'obtenir des estimations de l'atténuation des signaux par la méthode du rapport spectral et par la méthode du temps de montée à partir d'un grand nombre de données. Les résultats obtenus par les deux méthodes comportent une importante dispersion qui témoigne de la difficulté de ces mesures du fait, en particulier, de la présence des zones altérées dans le massif. Les valeurs du facteur Q obtenues par la première méthode sont inférieures à celles obtenues par la deuxième méthode. Ceci semble être dû au fait que les résultats de la première méthode sont des valeurs moyennées sur des trajets source-récepteurs, tandis que ceux de la deuxième méthode concernent le massif sain et doivent être considérés comme la limite supérieure du facteur Q dans le massif.

Du point de vue de l'application pratique des deux méthodes, la méthode du temps de montée paraît plus souple que la méthode du rapport spectral. On ne s'intéresse qu'à la première impulsion des signaux et aucune correction de l'effet de la source, ou reconstitution du mouvement n'est nécessaire, contrairement à la première méthode.

6. CONCLUSION

La vitesse et l'atténuation des ondes P et S ont été mesurées dans différentes directions pour des tirs de dynamite à différentes profondeurs. Les valeurs de vitesse obtenues varient de 4,88 km/s à 5,87 km/s pour les ondes P et de 3,13 km/s à 3,27 km/s pour les ondes S, les premières étant perturbées par des effets locaux sur certaines stations. Un coefficient de Poisson de $0,27 \pm 0,005$ a été obtenu.

La projection équiréale des vitesses des ondes P fait ressortir une anisotropie de vitesse avec trois plans de symétrie et donc un système de symétrie orthorhombique. Dans le plan horizontal, les directions des vitesses les plus élevées sont corrélées assez bien avec la direction de la contrainte principale maximum (σ_{1H}) et surtout avec la direction des fractures naturelles du massif. De même, les vitesses les plus faibles se concentrent dans des directions perpendiculaires à celles-ci. Cependant la vitesse maximale est presque verticale, ce qui paraît être cohérent avec la fracturation naturelle, mais moins

cohérent avec le champ de contrainte dans cet intervalle de profondeur. Les vitesses minimale, intermédiaire et maximale retenues pour cette analyse sont de 5,25 km/s, 5,55 km/s et 5,75 km/s, le degré d'anisotropie étant de 9 % globalement et de 5 % dans le plan horizontal. L'anisotropie de vitesse semble être due à un effet conjugué du champ de contrainte et du champ de fracturation naturelle, l'effet de ce dernier étant néanmoins prépondérant.

L'atténuation des ondes P et S a été mesurée par deux méthodes. La méthode du rapport spectral donne $Q_p \approx 10$ à 40 ($1\ 000/Q_p \approx 25$ à 100) et $Q_s \approx 20$ à 35 ($1\ 000/Q_s \approx 30$ à 50). La mesure par la méthode du temps de montée du signal donne, quant à elle, les valeurs suivantes : $Q_p \approx 51 \pm 4$ ($1\ 000/Q_p \approx 20 \pm 2$) et $Q_s \approx 59 \pm 13$ ($1\ 000/Q_s \approx 17 \pm 4$). Les résultats de cette dernière méthode correspondent à la roche saine et peuvent être considérés comme des limites inférieures de l'atténuation des ondes P et S dans le massif.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué dans le cadre du programme « Géothermie Profonde Généralisée » cofinancé par l'Agence Française pour la Maîtrise de l'Energie, l'Institut National des Sciences de l'Univers et le PIRSEM. Je tiens à remercier B. BERT et L. MARTEL pour leur participation aux essais in situ et F.H. CORNET pour des discussions utiles.

BIBLIOGRAPHIE

- AUDRIC J., 1980 ; *Étude in situ des propriétés acoustiques du granite du Mayet-de-Montagne*, Thèse de 3^e cycle, Univ. Paris VI.
- BIRCH F., 1960 ; *The velocity of compressional waves in rocks to 10 kilobars*, 1, J. Geophys. Res., 65, 1083-1102.
- BLAIR D.P., SIGGINS A.F. and WALD M.B., 1984 ; *Stress sensitivity of seismic pulse velocity and rise time in a rock-like material*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 21, 219-221.
- COLLINS F. and LEE C.C., 1956 ; *Seismic wave attenuation characteristics*, Geophysics, 21, 16-40.
- CORNET F.H., 1986 ; *Results from le Mayet-de-Montagne project*, EEC/US workshop on Hot Dry Rock, Brussels, 28-30 May, Belgium.
- CORNET F.H., BIDEAUX P., BINON M., BLUM P.A., COUTURIE J.P., JOLIVET J., MOSNIER J., MARTEL L., SALEH B., TALEBI S., 1985 ; *Étude in situ de la percolation forcée d'eau en milieu fissuré*, Institut de Physique du Globe, Résultats du programme Mayet-de-Montagne pour la période 1.10.1983 au 1.7.1985, Vol. 1.
- CORNET F.H. and VALETTE B., 1984 ; *In situ stress determination from hydraulic injection test data*, J. Geophys. Res., 89, 11527-11537.
- CRAMPIN S., MCGONIGLE R.M. and BAMFORD D., 1980 ; *Estimating crack parameters from observations of P-wave velocity anisotropy*, Geophysics, 45, 345-360.
- DEBREMAECKER J.CI., GODSON R.H. and WATKINS J.S., 1966 ; *Attenuation measurements in the field*, Geophysics, 31, 562-569.
- DIDIER J., 1964 ; *Étude pétrographique des enclaves de quelques granites du Massif Central Français* Ann. Fac. Sc., Univ. Clermont, n° 23, 298 p.
- DROGUE C., GRILLOT J.C. et RAZACK M., 1979 ; *Site du Mayet-de-Montagne : Etude de la fracturation*, rapport interne, Institut National d'Astronomie et de géophysique, Paris.
- FEHLER M. and PEARSON C., 1984 ; *Cross-hole seismic surveys : Applications for studying subsurface fracture systems at a hot dry rock geothermal site*, Geophysics, 49, 37-45.
- GLADWIN M.T., 1982 ; *Ultrasonic stress monitoring in underground mining*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 19, 221-228.
- GLADWIN M.T. and STACEY F.D., 1974 ; *Anelastic degradation of acoustic pulses in rock*, Phys. Earth Planet. Int., 8, 332-336.
- HAMILTON E.L., 1972 ; *Compressional-wave attenuation in marine sediments*, Geophysics, 37, 620-646.
- HEELAN P.A., 1953 ; *Radiation from a cylindrical source of finite length*, Geophysics, 18, 685-696.
- HUDSON J.A., 1981 ; *Wave speeds and attenuation of elastic waves in a material containing cracks*, Geophys. J.R. astr. Soc., 64, 133-50.
- JOHNSTON D.H. and TOKSÖZ M.N., 1980a ; *Ultrasonic P and S wave attenuation in dry and saturated rocks under pressure*, J. Geophys. Res., 85, 925-936.
- JOHNSTON D.H. and TOKSÖZ M.N., 1980b ; *Thermal cracking and amplitude dependent attenuation*, J. Geophys. Res., 85, 937-942.
- JOHNSTON D.H. TOKSÖZ M.N. and TIMUR A., 1979 ; *Attenuation of seismic waves in dry and saturated rocks : II. Mechanisms*, Geophysics, 44, 691-711.
- KING M.S. and PAULSSON B.N.P., 1981 ; *Acoustic velocities in heated block of granite subjected to uniaxial stress*, Geophys. Res. Lett., 8, 699-702.
- KJARTANSSONE, 1979 ; *Constant Q-wave propagation and attenuation*, J. Geophys. Res., 84, 4737-4748.
- LEE M.W. and BALCH A.H., 1982 ; *Theoretical seismic wave radiation from a fluid-filled borehole*, Geophysics, 47, 1308-1314.
- LEE M.W., BALCH A.H. and PARROTT K.R., 1984 ; *Radiation from downhole airgun source*, Geophysics, 49, 27-36.
- MARTEL L., JULIEN Ph. et CORNET F.H., 1984 ; *Sismomètre trois composantes pour l'étude de l'activité sismo-acoustique liée aux essais d'injection et de circulation d'eau au Mayet-de-Montagne*, rapport interne, Institut de Physique du Globe de Paris.

- McDONAL F.J., ANGONA F.A., MILLS R.L., SENGBUSH R.L., VAN NOSTRAND R.G. and WHITE J.E., 1958; *attenuation of shear and compressional waves in Pierre Shale*, *Geophysics*, 23, 421-439.
- McKENZIE C.R., STACEY G.P. and GLADWIN M.T., 1982; *Ultrasonic characteristics of a rock mass*, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 19, 25-30.
- MOSNIER J., 1985; *Détection électrique des fractures dans les Forages*, compte rendu du colloque « Bilan et Perspectives de la Recherche Française en Géothermie », B.R.G.M., Orléans-La Source, 12-13 juin 1985, pp. 89-92.
- PARK S. and SIMMONS G., 1982; *Crack-induced velocity anisotropy in the White mountain, New Hampshire*, *J. Geophys. Res.*, 87, 2977-2983.
- PAULSSON B.N.P. and KING M.S., 1980; *Between-hole acoustic surveying and monitoring of a granite rock mass*, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 17, 371-376.
- SPENCER J.W., 1981; *Stress relaxation at low frequencies in fluid saturated rocks : Attenuation and modulus dispersion*, *J. Geophys. Res.*, 86, 1803-1812.
- STACEY G.P. and GLADWIN M.T., 1981; *Rock mass characterization by velocity and Q measurement with ultrasonics*, *Geodynamics series*; vol. 4, American Geophysical Union, Washington D.C.
- STEWART R.C., 1984; *Q and the rise and fall of a seismic pulse*, *Geophys. J. R. Astr. Soc.*, 76, 793-805.
- STIERMAN D.J. and KOVACK R.L., 1979; *An in situ velocity study; The stone Canyon Well*, *J. Geophys. Res.*, 672-678.
- TALEBI Sh., 1986; *Source et propagation des émissions sismo-acoustiques engendrées par des injections de fluide dans un massif rocheux*, thèse de l'Université Paris VI, 178 pp.
- TALEBI Sh. et CORNET F.H., 1985; *Étude de l'activité sismo-acoustique liée à une injection de fluide dans un massif granitique*, *Rev. Française de Géotech.*, n° 33, pp. 37-47.
- TALEBI Sh. and CORNET F.H., 1987; *Étude des mécanismes à l'origine de l'activité microsismique liée à des injections d'eau dans un massif granitique*, *Rev. Française de Géotech.* n° 39, pp. 5-16.
- THILL R.E., WILLARD R.J. and BUR T.R., 1969; *Correlation of longitudinal velocity variation with rock fabric*, *J. Geophys. Res.*, 74, 4897-4909.
- THOMAS A., PINEAU A. et BLIN-LACROIX J.C., 1985; *Modèles stochastiques tridimensionnels et simulations planes ou linéaires de population de fractures en milieu rocheux; Applications-perspectives pour la géothermie*, compte rendu du colloque « Bilan et Perspectives de la Recherche Française en Géothermie », B.R.G.M., Orléans-La Source, 12-13 juin 1985, pp. 104-107.
- TOKZÖZ M.N., JOHNSTON D.H. and TIMUR A., 1979; *Attenuation of seismic waves in dry and saturated rocks : I. Laboratory measurements*, *Geophysics*, 44, 681-690.
- TULLOS F.N. and REID A.C., 1969; *Seismic attenuation of Gulf Coast sediments*, *Geophysics*, 34, 516-528.
- WALSH J.B., 1965; *The effect of cracks on the compressibility of rock*, *J. Geophys. Res.*, 70, 381-389.
- WHITE J.E. and SENGBUSH R.L., 1983; *Shear waves from explosive sources*, *Geophysics*, 28, 1101-1019.
- WINKLER K.W., 1985; *Dispersion analysis of velocity and attenuation in Berea Sandstone*, *J. Geophys. Res.*, 90, 6793-6800.
- WONG J., HURLEY P. and WEST G.F., 1963; *Crosshole seismology and seismic imaging in crystalline rocks*, *Geophys. Res. Lett.*, 10, 686-689.
- YAMAMIZU F., GOTO N., OHTA Y. and TAKAHASHI H., 1983; *Attenuation of shear waves in deep soil deposits as revealed by down-hole measurements in the 2 300 meter-borehole of the Shimokasa observatory, Japan*, *J. Phys. earth*, 31, 139-157.

le projet communautaire COSA : un exemple d'intercomparaison de codes de calcul géomécaniques pour le sel

the community project COSA :
an example of intercomparison exercise
for rock mechanics computer codes for salt

B. CÔME

Commission des Communautés Européennes*

Résumé

Dans le cadre du programme communautaire «Gestion et Stockage des Déchets Radioactifs», on a réalisé un exercice d'intercomparaison de codes de calcul géomécaniques pour le sel (COSA), associant dix équipes des pays-membres, la firme britannique *ATKINS* agissant comme secrétariat technique.

Cet exercice avait pour but :

- de tester l'efficacité et la facilité d'utilisation des codes de calcul sur ordinateur examinés ;
- d'évaluer leur précision numérique ;
- de vérifier leur aptitude à reproduire correctement la réalité physique.

L'article présente les principaux enseignements tirés de ce projet, particulièrement en ce qui concerne le troisième objectif, encore appelé « validation » des codes de calcul.

Abstract

In the framework of the Community programme on "Management and Storage of Radioactive Waste", an intercomparison exercise for rock-mechanics computer codes for salt (COSA) was carried out. It put together the efforts of 10 teams of Member States, with the British firm ATKINS acting as technical secretariat.

The aims of the exercise were as follows :

- testing efficiency and user-friendliness of the participating computer codes ;*
- evaluating the numerical accuracy of the codes ;*
- verifying their aptitude to correctly replicate real life phenomena.*

This paper describes the findings of this project, mainly concerning the third objective, the so-called « validation » of computer codes.

* Direction Générale de la Science, de la Recherche et du Développement, rue de la Loi, 200. B. 1049 Bruxelles.

I. INTRODUCTION

Parmi les études relatives à l'évacuation géologique des déchets radioactifs, le calcul des contraintes mécaniques dans le massif-hôte occupe une place importante. Cette investigation est en effet nécessaire à deux niveaux :

- d'abord, pour concevoir et construire des dépôts souterrains profonds stables pendant la phase d'exploitation, c'est-à-dire la mise en place proprement dite des déchets ;
- ensuite, pour prédire le comportement mécanique d'ensemble du massif-hôte après la fermeture du dépôt, par exemple sous l'effet du dégagement thermique de déchets de haute-activité.

Compte tenu de la complexité des géométries à envisager et du comportement rhéologique des matériaux géologiques, ce genre de calcul est réalisé par des codes sur ordinateur utilisant le plus souvent la méthode des éléments finis.

Depuis une dizaine d'années, la Commission des Communautés Européennes participe à la mise au point de tels outils de calculs, dans le cadre de son programme de R & D sur « la gestion et le stockage des déchets radioactifs » (SIMON, ed., 1985). En novembre 1984, les principales équipes européennes compétentes dans ce domaine furent invitées à participer au projet COSA (Comparison of Computer Codes for Salt), visant à mesurer les capacités des outils de calcul ainsi mis au point. Le choix du sel comme matériau candidat résultait de la vaste expérience déjà acquise à son propos dans le cadre du programme communautaire.

Une première phase du projet COSA s'est achevée en juillet 1986 (LOWE, 1986). Étant le premier de son genre à l'échelle communautaire, cet exercice volontairement limité s'était donné comme objectifs :

- de tester l'efficacité et la facilité d'emploi des codes de calcul considérés ;
- d'évaluer la précision numérique des codes étudiés ;
- de vérifier leur aptitude à reproduire correctement la réalité physique.

Plus qualitativement, on a créé par ce biais un courant d'échanges accrus entre les diverses équipes ; également, la procédure employée pour cet exercice a été testée en vue d'améliorations ultérieures éventuelles.

De tels projets ont déjà été réalisés hors de la Communauté, en particulier aux U.S.A. dans le cadre du « WIPP Benchmark » organisé par le laboratoire SANDIA (MORGAN, 1981). Dans le cadre de COSA, on a cherché à éviter toute duplication avec de tels prédécesseurs ; bien évidemment, on a tenu compte des enseignements ainsi acquis.

2. ORGANISATION DE L'EXERCICE

2.1. Participants

Dix équipes européennes ont participé au projet COSA, la firme britannique d'ingénierie ATKINS R. & D. à Epsom, agissant comme secrétaire scientifique et

coordinateur impartial pour le compte de la Commission. Ce sont :

En Belgique :

La firme FORAKY, associée au Centre d'Études de l'Énergie Nucléaire (C.E.N./S.C.K.) et au Laboratoire du Génie Civil de l'université de Louvain-la-Neuve (L.G.C.) ;

En République Fédérale d'Allemagne :

La Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (R.W.T.H.), Aix-la-Chapelle ; La Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung (G.S.F.), Braunschweig ; Le Kernforschungszentrum Karlsruhe (KfK), Karlsruhe ;

Au Danemark :

Le Département d'Ingénierie du RISØ Laboratory (RISØ), Roskilde ;

En France :

Le Laboratoire de Mécanique des Solides (L.M.S.) de l'École Polytechnique, Palaiseau ;

Le Centre de Mécanique des Roches de l'École des Mines (E.M.P.), Fontainebleau ;

Le Laboratoire d'Analyse Mécanique des Structures, Département des Études Mécaniques et Thermiques, du Commissariat à l'Énergie Atomique, Saclay (C.E.A.-D.E.M.T.)

En Italie :

L'Istituto Sperimentale Modelli e Strutture (I.S.M.E.S.), Bergamo.

Aux Pays-Bas :

L'Energieonderzoek Centrum Nederlands (E.C.N.), Petten.

2.2. Codes de calcul testés

Les codes utilisés pour l'exercice sont listés dans le tableau 1 ; ceux figurant entre parenthèses sont destinés spécifiquement aux calculs thermiques.

2.3. Types de problèmes

L'exercice a été divisé en deux « niveaux » (ou « benchmarks ») correspondant aux principaux objectifs :

Niveau 1

Problème théorique simple destiné à tester les aspects numériques des codes, tels que la stabilité et la précision des solutions obtenues.

Niveau 2

Re-calcul, par les participants, d'un essai de laboratoire représentatif de conditions d'évacuation de déchets radioactifs dans le sel. Les résultats des calculs ont donc été comparés non seulement entre eux, mais aussi avec les mesures expérimentales.

En parallèle à ces aspects techniques, des paramètres plus qualitatifs tels que l'efficacité des codes, et leur facilité d'emploi, ont été examinés. Pour ceci, les participants ont d'une part utilisé un petit « programme-étalon » commun à tous ; et d'autre part, un représen-

tant d'ATKINS a assisté aux calculs du Niveau 1 en compagnie des spécialistes concernés.

On notera que, pour des raisons internes indépendantes de l'exercice, le laboratoire RISØ (D.K.) s'était retiré du projet après l'achèvement du Niveau 1 et n'a donc pas participé au Niveau 2.

Les paragraphes qui suivent vont se concentrer sur les enseignements du « Niveau 2 » comme étant celui lié le plus intimement au délicat problème de la « validation » des outils de calcul numérique.

3. PROBLÈME ET RÉSULTATS DU « NIVEAU 2 » DU PROJET COSA

3.1. Description du cas expérimental

L'essai — dénommé R.T.A. — a été réalisé à l'Université de Delft (N.L.), département « exploitation minière ». C'est le quatrième d'une série d'essais réalisés à l'origine dans le cadre d'un contrat de recherche communautaire (ROEST, 1985).

Un cube de sel d'arête 300 mm et pourvu en son centre d'un forage axial de diamètre 66 mm est comprimé dans les trois directions par les plateaux rigides d'une presse ; ensuite, un « réchaud » électrique est introduit dans le forage et provoque une élévation de tempéra-

ture. La puissance thermique émise est connue, ainsi que les températures à des endroits choisis (via des thermocouples), et les déplacements de la paroi intérieure du forage et des plateaux de la presse. L'essai dure 13,5 heures. Le sel provient de l'horizon dit « Na₂ » de la mine de Asse (R.F.A.) et a fait l'objet, depuis des années, d'investigations fouillées quant à sa rhéologie et à ses propriétés thermiques. Ces travaux ont été réalisés surtout à la G.S.F. et au Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe à Hanovre (R.F.A.).

Les historiques de chargement et d'échauffement étant donnés, ainsi que les propriétés du sel, on a demandé de calculer :

- les températures en certains points ;
- la convergence intérieure du forage et les mouvements de certains points du sel ;
- quelques évolutions de contraintes en des points spécifiés.

Les figures 1 et 2 représentent respectivement l'arrangement de la presse et celui du bloc de sel instrumenté.

Les propriétés du sel Na₂ sont décrites (éventuellement en fonction de la température) comme suit :

- Masse volumique : 2 187 kg/m³
- Conductivité thermique : $\lambda = 5,734 - 1,838 \cdot 10^{-2} \theta + 2,86 \cdot 10^{-5} \theta^2 - 1,51 \cdot 10^{-8} \theta^3$ (λ en W/m/°C, θ en °C)
- Capacité calorifique : $C_p = 1,8705 \cdot 10^6 + 3,8772 \cdot 10^2 \theta$ (J/m³/°C)
- Module d'Young : E = 24 GPa
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,27$
- Coefficient d'expansion thermique : $4,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Les autres propriétés mécaniques, et notamment la loi de fluage, sont discutées plus loin. Quant à l'acier des plateaux, on le décrit par ses propriétés thermiques et mécaniques indépendantes de la température :

- masse volumique : 7 830 kg/m³
- Conductivité thermique : 60 W/m/°C
- Capacité calorifique : 3,758.10⁶ J/m³/°C
- Module d'Young : 210 GPa
- Coefficient de Poisson : 0,3

3.2. Calcul thermique

En préalable au calcul des contraintes et déplacement, une première partie de l'exercice consiste à déterminer le champ des températures dans le sel. Pour cela, on a assimilé le cube à un cylindre de sel « inscrit », ce qui permet de calculer le problème en symétrie de révolution ; de plus, on admet qu'il y a symétrie par rapport au plan médian perpendiculaire au forage. Les plateaux de la presse sont pris en compte respectivement comme des disques et une couronne circulaire de volume convenable. Le flux de chaleur dégagée par le réchaud est supposé appliqué sur toute la paroi du forage, comme suit :

Temps (minutes)	0	90	150	540	600	810
Flux (W/cm ²)	0	0	1,61	1,61	0	0

Entre ces dates, le flux évolue linéairement avec le temps. Le flux maximal correspond à une puissance de 1 kW consommée par le réchaud.

Tableau I. — Participants et codes utilisés.

FIRMES	CODES
FORAKY + CEN/SCK + LGC	CREEP
RWTH	MAUS (FAST-BEST)
GSF	ADINA/ANSALT (ADINAT/ANTEMP)
KfK	ADINA (ASYTE)
RISØ	ADINA
LMS	ASTREA (ASTHER)
EMP	CYSIPHE/VIPLEF (CHEF)
CEA-DEMT	INCA (DELFINE)
ISMES	GAMBLE
ECN	GOLIA/MARC/ANSYS

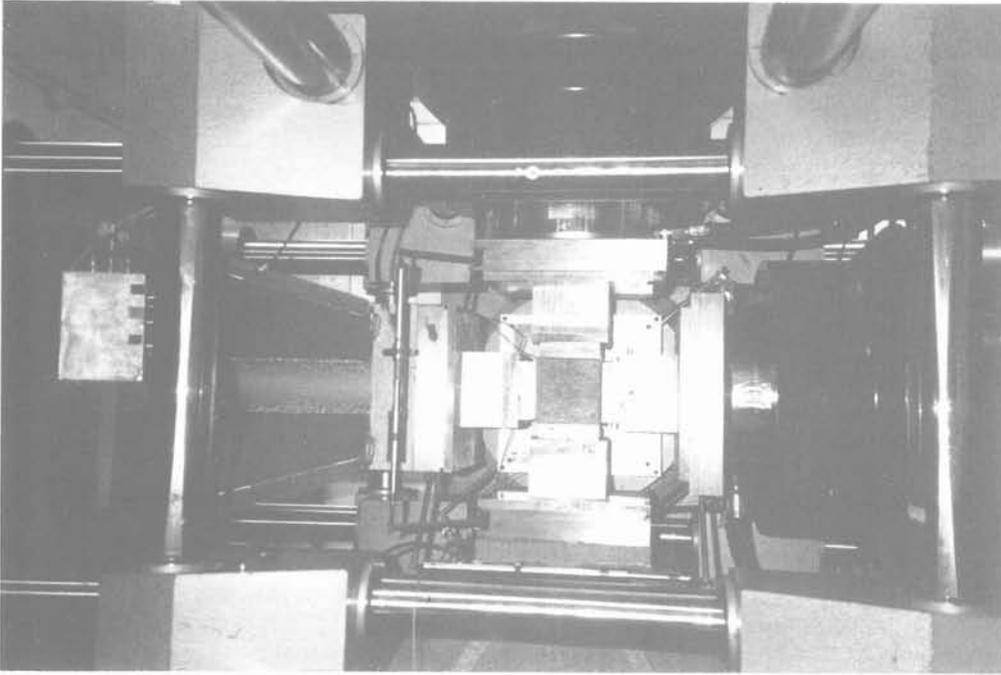


Fig. 1. — Vue de la presse triaxiale (le plateau antérieur est enlevé).
Fig. 1. — View of the triaxial press (front platen removed).

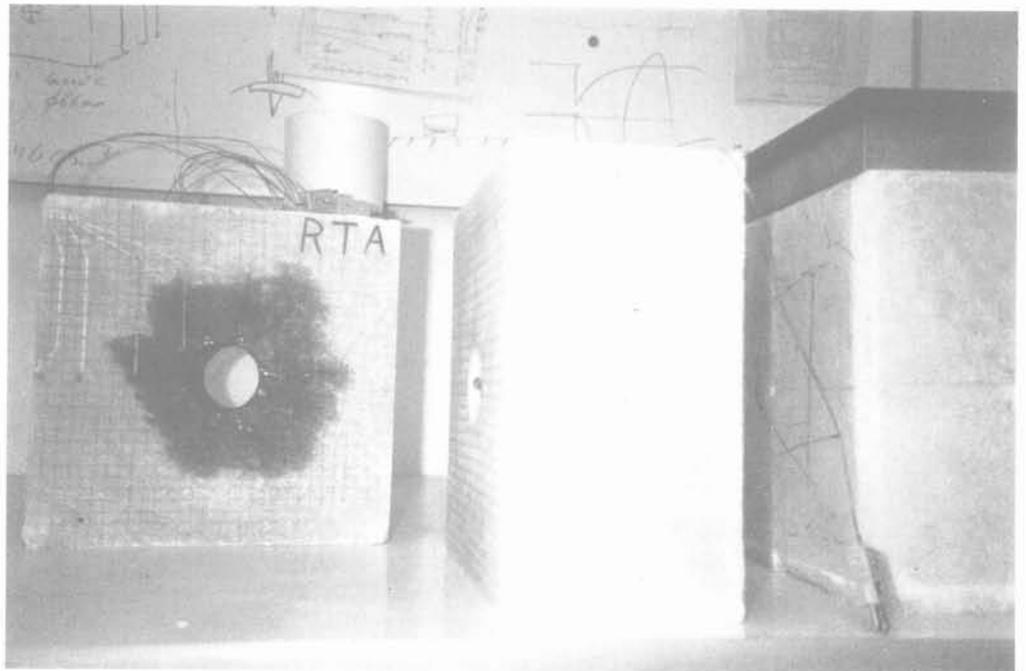


Fig. 2. — Le bloc de sel « RTA » (arête : environ 30 cm).
Fig. 2. — The "RTA" salt block (edge is about 30 cm).

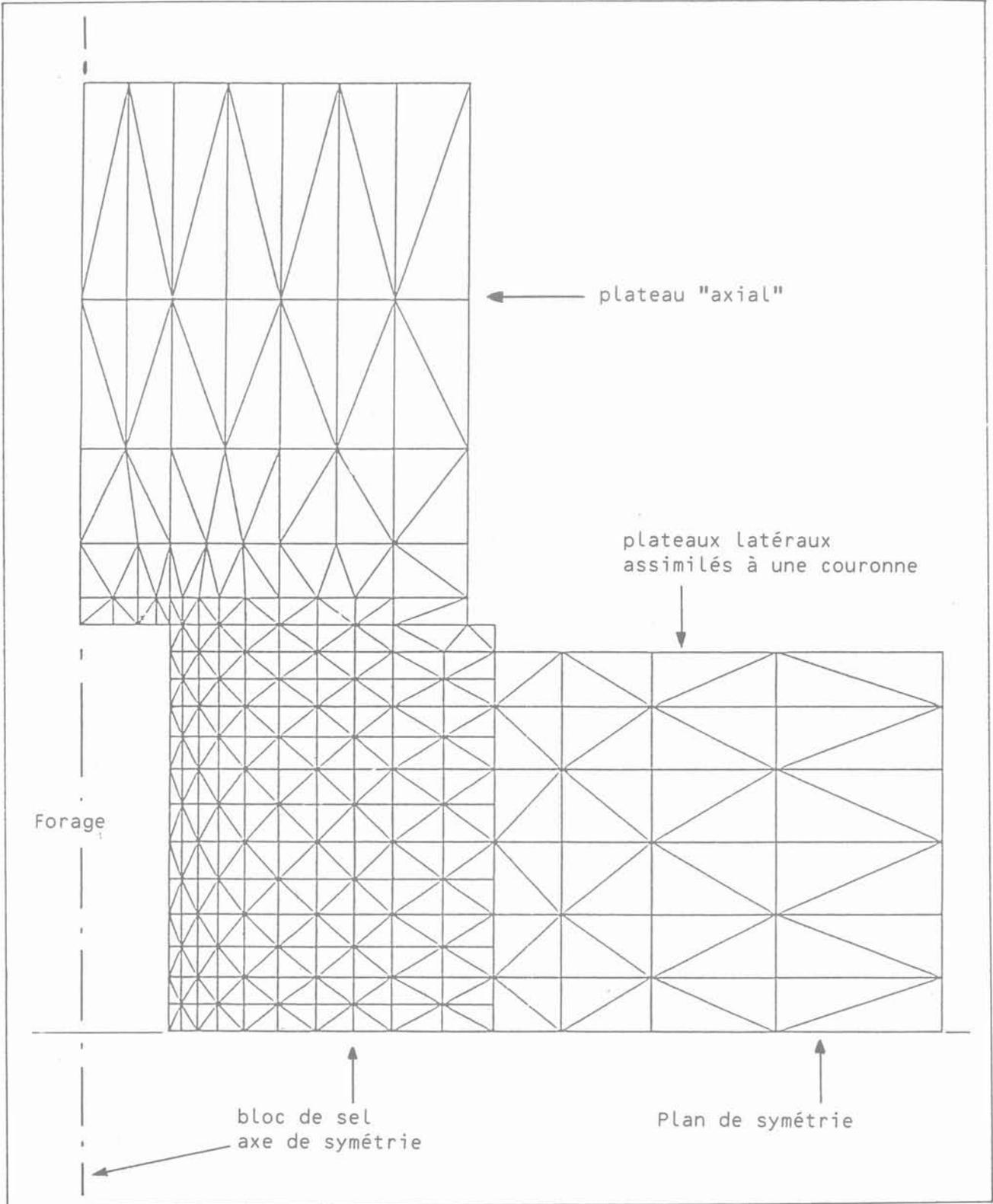


Fig. 3. — Exemple de maillage d'éléments finis utilisé pour le calcul thermique du « Niveau 2 ».
Fig. 3. — Example of finite element mesh used for the "Benchmark 2" thermal calculation.

Pour simplifier les calculs, les températures mesurées à la surface extérieure des plaques d'acier ont été prises comme conditions aux limites prescrites.

La figure 3 donne un exemple de maillage d'éléments finis utilisés pour ce calcul.

La figure 4 permet de comparer l'évolution de la température à la paroi du forage, respectivement mesurée et prédite par l'ensemble des codes. On ne peut que constater le remarquable accord entre les deux courbes, compte tenu des nombreuses simplifications nécessaires pour un calcul d'ampleur raisonnable.

3.3. Calcul mécanique (contraintes et déformations). Cas « de base ».

De façon à mettre l'ensemble des participants sur un pied d'égalité, on a d'abord arrêté en commun les caractéristiques d'un cas « de base » calculable par tous les codes, sur lequel des variations seraient possibles. Pour ce cas, on effectue le calcul d'une moitié du cube, assimilé à un cylindre, donc en symétrie de révolution. Seul le plateau d'acier exerçant le chargement axial est pris en compte; la surface latérale du bloc de sel est soumise directement à une pression imposée. Le chargement montre l'historique ci-dessous :

Temps (minutes)	0	30	60	750	780	810
Forces appliquées (kN)	250	250	2500	2500	250	250

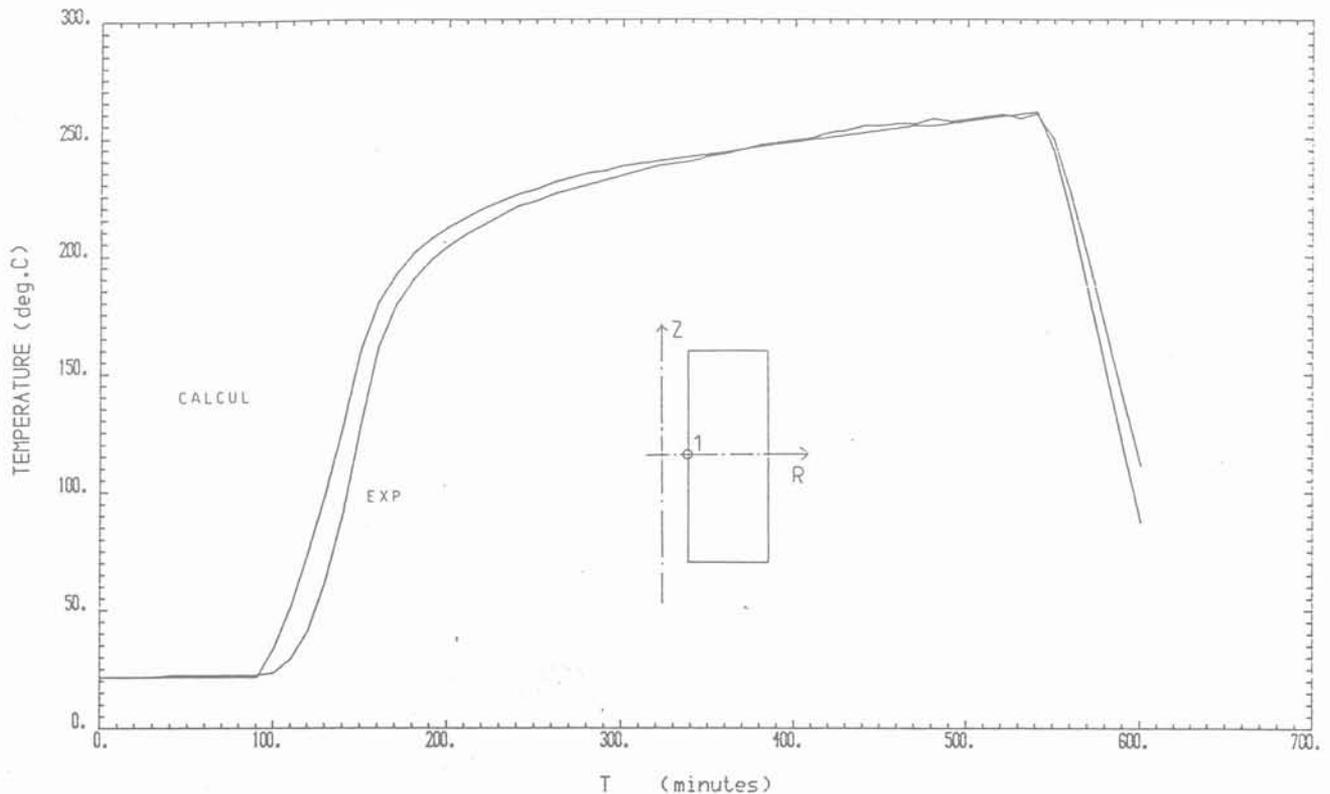


Fig. 4. — Niveau 2. Comparaison de la température mesurée et des températures calculées (tous codes confondus) sur la paroi du forage.

Fig. 4. — Benchmark 2. Comparison of measured and calculated (all codes) temperature evolution at borehole wall.

L'évolution du chargement est linéaire entre ces dates. On admet qu'il n'y a pas de frottement entre le sel et l'acier. A ce chargement externe, viennent se superposer les contraintes dues à l'échauffement.

Le problème le plus délicat concerne la rhéologie du matériau. Pour ce cas de base, la déformation plastique instantanée est négligée. D'autre part, compte tenu de la brièveté de l'essai, seul le fluage « primaire » est à considérer. Celui-ci est décrit par l'équation :

$$\dot{\epsilon}_{eq}^{cr} = m.B.exp(-m.t).\sigma_{eq}^n.exp(-Q_1/RT)$$

(le fluage secondaire étant négligeable lorsque t est petit). Une simplification ultérieure consiste à prendre $mt \simeq 0$, et à se ramener ainsi à un fluage « pseudo-permanent ». En l'absence de données plus complètes, c'est cette approche qu'on a retenue pour le cas de base.

On a adopté :

$$m = 0,35 \text{ jour}^{-1}; B = 0,21; n = 5;$$

$$Q_1 = 44,8.10^3 \text{ J}$$

Une première série de résultats de calcul fut obtenue et comparée aux enregistrements expérimentaux; la figure 5 concerne ainsi le calcul et la mesure de la convergence radiale du forage au voisinage de son plan médian. Prise séparément, chacune des courbes pouvait paraître vraisemblable compte tenu des simplifications du modèle. Un examen plus attentif permit d'établir que la majorité des divergences entre les calculs s'expliquaient par des erreurs « humaines » au moment de l'entrée des données dans les codes sur ordinateur. Une nouvelle série de calculs fut donc réali-

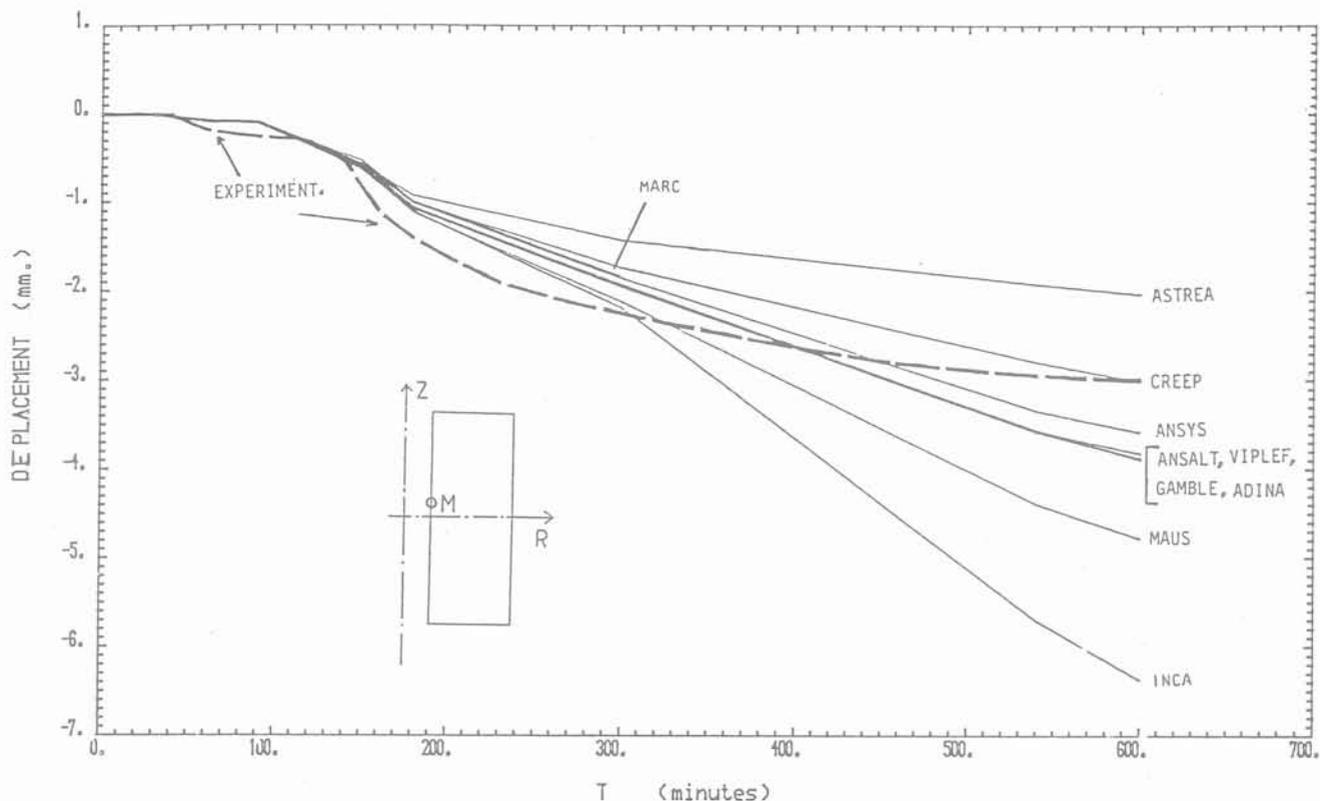


Fig. 5. — Niveau 2. Calcul mécanique. Cas de base.
Première comparaison entre convergence mesurée et convergences calculées à la paroi du forage.
Fig. 5. — Benchmark 2. Mechanical calculation. Base case.
First comparison between measured and calculated radial convergence of borehole wall.

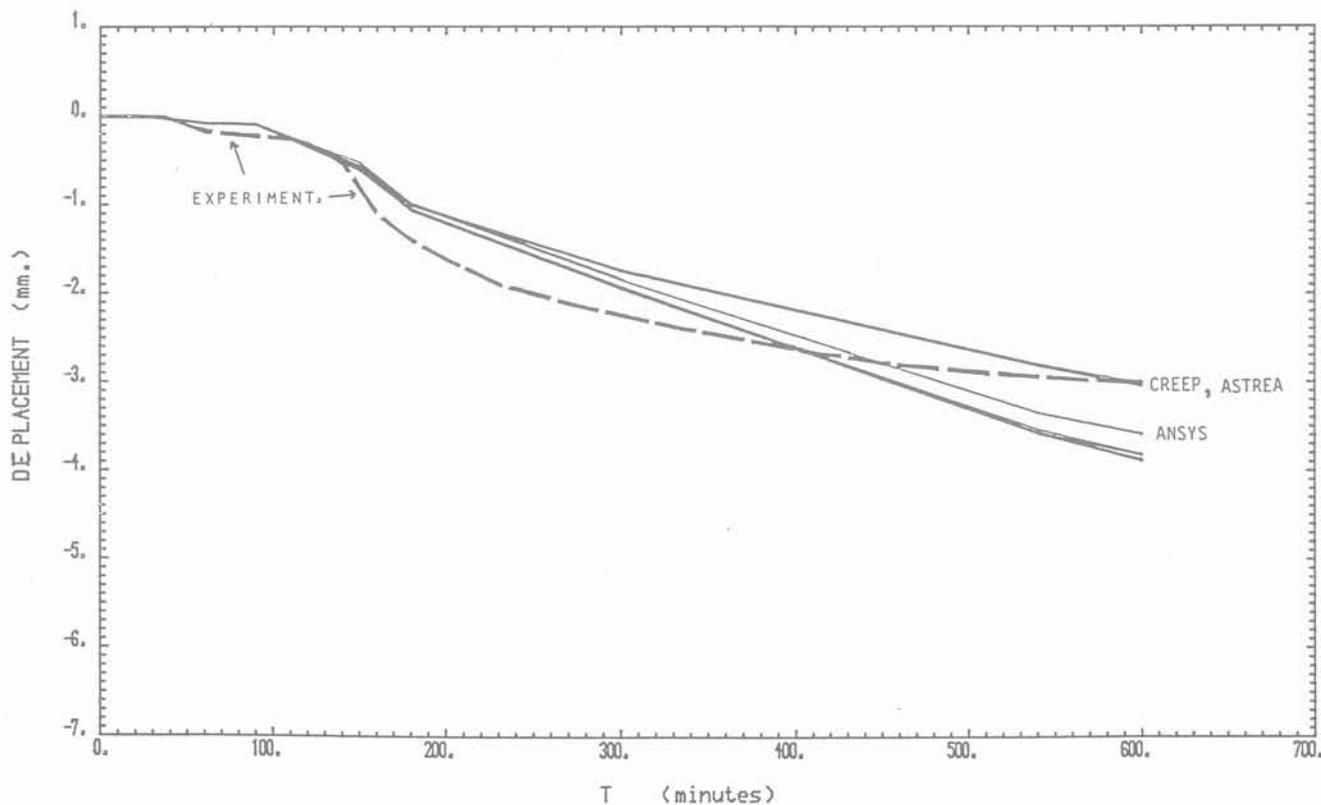


Fig. 6. — Niveau 2. Calcul mécanique. Cas de base.
Comparaison entre convergence mesurée et convergences calculées à la paroi du forage : résultats révisés.
Fig. 6. — Benchmark 2. Mechanical calculation. Base case.
Comparison between measured and calculated radial convergence of borehole wall: revised results.

sée ; on constate, sur la figure 6, le meilleur accord entre les prévisions numériques.

Il n'en reste pas moins clair que seul l'ordre de grandeur du résultat expérimental, et non pas sa « chronologie » exacte, avait pu être reproduit par les calculs, de manière néanmoins assez satisfaisante.

3.4. Calcul mécanique. Variantes

En vue d'améliorer l'accord entre les calculs et les mesures, un certain nombre de variantes ont été explorées, entre autres :

- calcul en déformations planes du milieu du forage ;
- frottement parfait entre plateaux et sel ;
- autres équations de comportement pour le sel.

A titre d'exemple, on détaille ici une variante présentée par l'École des Mines (E.M.P.), concernant la rhéologie du sel. Sur base de quelques essais complémentai-

res de fluage sur échantillons, un modèle de Lemaître (LEMAÎTRE, 1970) avec écrouissage a pu être adapté au sel de Asse sous la forme :

$$\dot{\varepsilon}_{cr} = \frac{\alpha \cdot [(\sigma/K)^\beta \cdot \exp(-A/T)]^{1/\alpha}}{(\varepsilon_{cr})^{(1-\alpha)/\alpha}}$$

avec : $\alpha = 0,463$; $\beta = 3,57$; $K = 0,166$;
 $A = 2\,540$,

valeurs obtenues expérimentalement par les tests de fluage, et T température absolue (°K).

La figure 7 permet de comparer la courbe expérimentale de la convergence radiale et les deux « prévisions » par le code VIPLEF, respectivement pour le modèle « de base » et le modèle de Lemaître. Il est clair qu'une amélioration substantielle du résultat calculé est apportée par l'emploi d'un tel modèle rhéologique avec écrouissage.

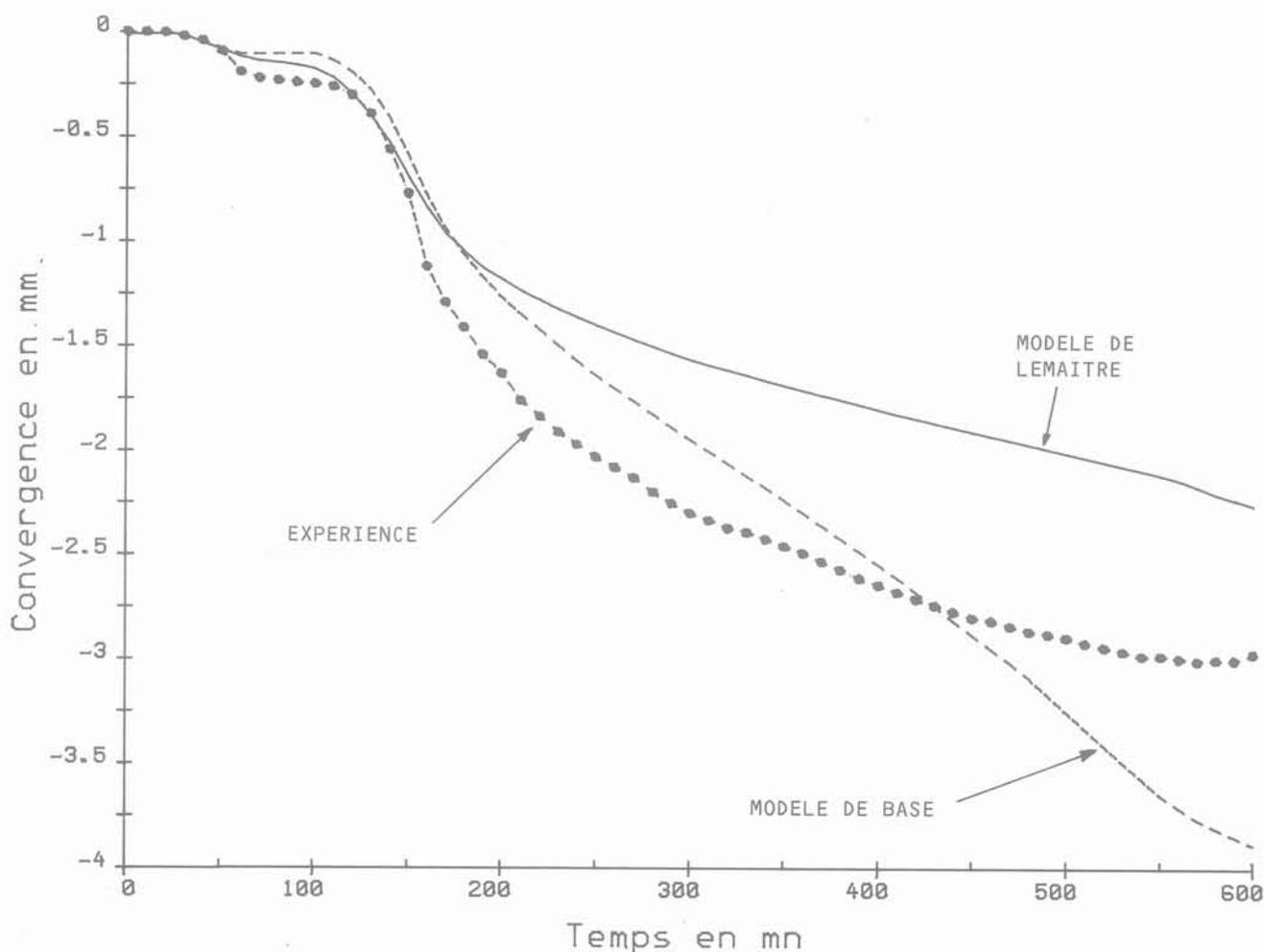


Fig. 7. — Niveau 2. Calcul mécanique. Exemple de variante. Comparaison entre la convergence mesurée et les calculs par VIPLEF utilisant (a) le modèle « de base » et (b) le modèle de LEMAÎTRE.

Fig. 7. — Benchmark 2. Mechanical calculation. Example of variant. Comparison between measured borehole convergence and calculations with VIPLEF using (a) the base case model and (b) the LEMAÎTRE model.

4. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Les deux premiers « niveaux » du projet COSA ont permis d'évaluer de façon satisfaisante les capacités actuelles des codes de calcul (et des équipes qui les exploitent) dans le domaine de la thermo-mécanique du sel, à l'échelle de la Communauté Européenne. Deux conclusions qualitatives émergent nettement du deuxième « niveau » :

- plus que les codes de calcul eux-mêmes, les modèles rhéologiques de comportement du sel doivent faire l'objet de recherches ultérieures ;
- des problèmes de structures complexes, non linéaires et en régime transitoire, devraient de préférence être analysés par plusieurs équipes travaillant de manière indépendante si l'on veut obtenir des résultats crédibles.

Le projet COSA se poursuit en 1987-1988 par un troisième niveau, avec les mêmes participants. Cette fois, il s'agit de recalculer un essai existant « in-situ », en vraie grandeur et de longue durée, dans le sel, analogue à une véritable situation d'évacuation de déchets émetteurs de chaleur. Une plus grande liberté sera accordée aux participants dans le choix de paramètres tels que les conditions de chargement, le type de modélisation géométrique ; il sera intéressant de voir en quoi les résultats des calculs en seront affectés.

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier ici tous les participants au projet COSA pour leur efficace contribution au succès de cet exercice.

BIBLIOGRAPHIE

- LEMAITRE, J. (1970), *Sur la détermination des lois de comportement des matériaux élastovisco-plastiques*. Publication ONERA n° 135, Paris.
- LOWE, M.J.S., KNOWLES, N.C. (1986), *The Community Project COSA : comparison of geo-mechanical computer codes for salt*. Rapport C.C.E. n° EUR 10760, Luxembourg.
- MORGAN, H.S., KRIEG, R.D., MATALUCCI, R.V. (1981), *Computer Analysis of Nine Structural Codes used in the Second WIPP Benchmark Problem*. SANDIA Report SAND 81-1389, Sandia Laboratories, U.S.A.
- ROEST, J.P.A., GRAMBERG, J. (1985), *Acoustic Crosshole Measurements of Cataclastic Thermo-mechanical Behaviour of Rock Salt*. Comptes rendus d'un séminaire conjoint C.C.E.-A.E.N. « Conception et instrumentation d'expériences in-situ en laboratoires souterrains ». Bruxelles, mai 1984, Balkema Publishers. (réf. C.C.E. n° EUR 9575).
- SIMON, R. (éditeur). (1985), *Radioactive Waste Management and Disposal*. Comptes rendus de la 2^e Conférence Communautaire, Luxembourg, avril 1985. Cambridge University Press (réf. C.C.E. n° EUR 10163).

aspects du comportement des sols non saturés

some aspects of the behaviour of non-saturated soils

P. DELAGE

Maître de Conférences à l'École Nationale
des Ponts et Chaussées
Chercheur au C.E.R.M.E.S. *

Résumé

A partir des travaux publiés dans le domaine, on présente les concepts de base nécessaires à la compréhension des problèmes posés par le comportement des sols non saturés, concernant le développement des pressions négatives, et les aspects hydrauliques et mécaniques. On examine la validité du concept de contrainte effective étendu au cas des sols non saturés, et les approches existantes des phénomènes de compression, consolidation et résistance au cisaillement. La complexité du problème, et la faible quantité de résultats expérimentaux existant rendent nécessaire le prolongement des recherches sur ce thème. On peut espérer ainsi arriver à mieux comprendre les troubles affectant les massifs compactés de certains ouvrages en terre soumis à des conditions météorologiques ou hydrauliques variables (remblais, barrages), et à proposer des méthodes de dimensionnement prenant en compte la non-saturation.

Abstract

Some basic concepts necessary to understand the behaviour of non-saturated soils and related to previously published studies are presented. These concern the phenomenon of suction, and hydraulic and mechanical problems. The concept of effective stress applied to non-saturated soils is examined, compression, consolidation and shearing strength problems are described. It is concluded that the problem is complex, and that the small amount of available experimental data need to be completed. It will thus be possible to provide a better understanding of some troubles which affect earth structures submitted to weather changes, and to define more adapted design methods.

Les développements de la Mécanique des Sols ont jusqu'à présent principalement concerné les sols saturés, puisque les travaux en la matière ont surtout été menés dans les pays tempérés. Cependant, la nécessité de prendre en considération le comportement des sols non saturés se fait actuellement particulièrement ressentir. Initialement, cette nécessité a été mise en évidence dans les pays à climat sec ou aride, où les phénomènes d'évaporation et de précipitations font varier de façon importante les profils de teneur en eau de la surface des massifs de sols, sur une profondeur caractéristique qu'on appelle la zone active. Suivant la nature du sol, et dans le cas de sols fins, ces variations peuvent entraîner des désordres dus à des phénomènes tels que le gonflement des argiles, ou l'effondrement des limons. Dans les climats tempérés, la mise en place de sols compactés fait également intervenir des phénomènes de non-saturation, où les problèmes d'infiltration, de remontée capillaire, et d'évaporation sont importants, et peuvent se traduire par des gonflements ou des fissurations. C'est le cas par exemple des remblais compactés.

Il est donc nécessaire de parvenir à une meilleure compréhension des phénomènes de non-saturation, dont la caractéristique principale est le développement, au sein de la structure du sol, de ménisques capillaires entraînant une valeur négative de la pression de l'eau, encore appelée succion.

SUCCION

Phénomènes physiques

Comme le montre la figure 1a, dans le cas des sols grenus, la localisation des ménisques eau-air se fait en affectant, au fur et à mesure du séchage du sol, des pores de dimensions de plus en plus faibles, se situant au contact entre grains.

La relation entre le rayon de courbure du ménisque et la différence de pression entre les phases gazeuse et aqueuse est définie par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin :

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma \cos\theta}{r} \quad (1)$$

où u_a est la pression d'air, u_w la pression d'eau, σ la tension de surface eau-air, et θ l'angle de raccordement ménisque-solide.

Par convention, on prend pour nulle la valeur de la pression atmosphérique. La pression d'eau devient donc négative, et la succion $u_a - u_w$ est d'autant plus forte que le rayon de courbure est faible.

Une autre relation issue de la thermodynamique existe entre la tension de vapeur d'eau de la phase gazeuse P au voisinage du ménisque eau-air et la succion, donnée par la loi de Kelvin :

$$u_a - u_w = \frac{RT}{gM} \ln \frac{P}{P_0} \quad (2)$$

où P_0 est la tension de vapeur de l'eau pure libre, M la masse molaire de l'eau, g l'accélération de la pesanteur, R la constante des gaz parfaits et T la température absolue.

On note que cette relation est fonction de la température, et que l'humidité relative de l'air à proximité du ménisque est inférieure à la pression de vapeur saturante, et d'autant plus faible que le rayon de courbure est faible.

Dans le cas des sols fins non saturés, l'interaction eau-solide n'est pas seulement due à la capillarité, mais également à l'adsorption de l'eau sur les particules solides. Parmi les phénomènes engendrant cette adsorption, on peut citer (MITCHELL, 1976) : la liaison hydrogène entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène ou d'hydroxyde situés sur la surface du feuillet argileux ; l'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés électriquement par les défauts de charge du feuillet ; l'eau attirée par l'attraction osmotique créée par la concentration de cations au voisinage du feuillet ; l'attraction électrique du pôle positif du dipôle que forme la molécule d'eau ; les forces d'attraction de Van der Waals.

Ainsi, alors que l'eau des sols grenus non saturés est soumise à un potentiel d'attraction capillaire, l'eau des sols fins non saturés est soumise à la somme d'un potentiel capillaire et d'adsorption, qu'on appelle globalement potentiel matriciel.

Il peut exister également, dans le cas de concentration en sels de l'eau interstitielle variables, un potentiel de nature osmotique. Il semble cependant que l'influence

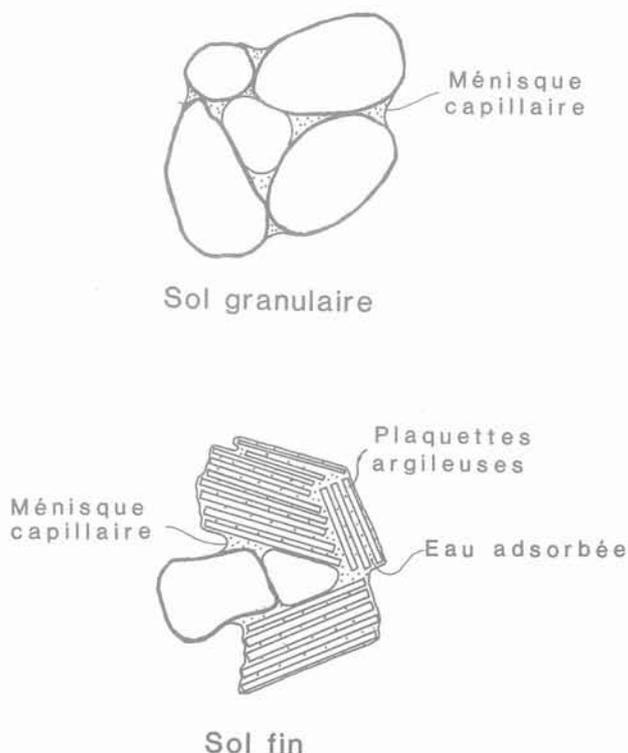


Fig. 1. — Phénomènes engendrant la succion.
Fig. 1. — Suction phenomenon.

de ce potentiel soit plus importante dans le domaine de la pédologie, et assez négligeable en géotechnique. Enfin, il convient de rappeler également l'existence classique des potentiels de pression et gravitaire.

Courbes de rétention d'eau, pF

Pour un sol donné, des variations du degré de saturation vont entraîner des variations des valeurs de succion, qui seront différentes suivant le type de sol. Il est important, pour chaque sol, de connaître ces variations de la succion en fonction de la teneur en eau, qui correspondent à la courbe de rétention d'eau, également appelée courbes de succion, ou de pF.

Détermination expérimentale

La façon la plus couramment utilisée pour la détermination expérimentale des courbes de rétention d'eau consiste à imposer une succion $u_a - u_w$ connue à un échantillon, en lui appliquant une pression d'air u_a positive, et en gardant la pression d'eau égale à la pression atmosphérique ($u_w = 0$). On utilise pour cela l'appareil de Richards, présenté sur la figure 2.

Il est possible d'appliquer les conditions de pression décrites précédemment en plaçant l'échantillon dans une cellule dont la base est une pierre poreuse spéciale (high air entry value), dont les pores sont de dimension suffisamment faibles pour ne pas être désaturés par les pressions d'air qu'on applique dans la cellule. L'expérimentation consiste alors à laisser l'échantillon sous pression jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, ce qui se produit, pour des échantillons centimétriques tels que celui de la figure 2, généralement en quatre jours. Une fois l'équilibre atteint, on pèse l'échantillon afin de pouvoir calculer, à la fin, sa teneur en eau; on remet ensuite le même échantillon sous une pression d'air, inférieure si on s'intéresse à la réhumectation, supérieure dans le cas de la dessiccation.

La figure 3 (KASSIFF et al., 1969) montre ce type de courbes dans le cas d'une argile, d'un limon et d'un sable. Les valeurs de succion sont représentées en ordonnée logarithmique, soit en kPa, soit avec la notation pF suivie d'un chiffre, qui est le logarithme décimal

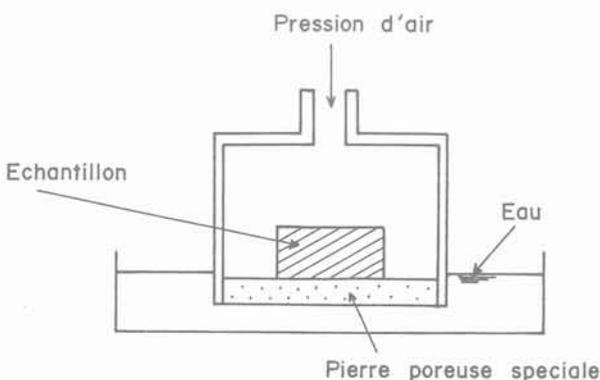


Fig. 2. — Appareil de Richards pour la détermination des courbes de rétention d'eau.

Fig. 2. — Richards apparatus for determining water retention curves.

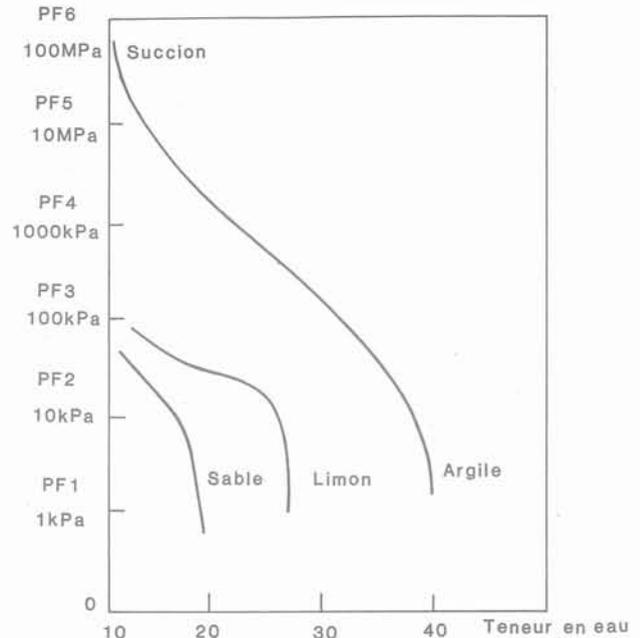


Fig. 3. — Courbes de rétention d'eau de divers types de sols (KASSIFF et al., 1979).

Fig. 3. — Water retention curves of various soils (KASSIFF et al., 1979).

de la pression exprimée en cm d'eau. La notation pF est très utilisée en pédologie, où on s'intéresse aux couches de quelques dizaines de centimètres de sol au contact de la surface et qui, même dans les pays tempérés, sont soumises à des cycles de séchage-réhumectation qui entraînent de grandes variations de la succion et qui rendent adaptée une notation de type logarithmique.

On observe sur la figure 3 que les variations de succion sont plus importantes pour une argile que pour un limon ou un sable; pour une argile, la valeur de la succion peut atteindre des valeurs fortes d'une part du fait des interactions d'adsorption décrites plus haut, et d'autre part du fait que, les particules étant de dimensions plus faibles, il pourra se développer dans les pores qu'elles délimitent des ménisques de rayons de courbure très faibles. A titre d'exemple, sachant que l'épaisseur d'une plaquette de kaolinite qui correspondrait à l'empilement de 100 feuillets élémentaires, est égale à $0,07 \mu\text{m}$, on en déduit le rayon de courbure entre deux plaquettes sera de $0,035 \mu\text{m}$ et entraînera, d'après la loi de Jurin, une valeur de succion de $4\,285 \text{ kPa}$, soit pF 3,63.

Une autre différence importante entre sols fins et sols grenus soumis aux cycles dessiccation-réhumectation est due aux variations de volume caractéristique des sols fins. Dans ce cas, la courbe de rétention d'eau concerne un matériau déformable dont la densité varie avec la teneur en eau. Le cas extrême est celui des sols gonflants, où une succion peut se développer sans qu'il y ait désaturation. L'origine du gonflement peut dans ce cas être soit d'origine minéralogique (présence de montmorillonite), soit mécanique (argile surconsolidée). Les variations de volume se produisent, au cours du séchage, jusqu'à ce que la limite de retrait soit atteinte.

Dans le cas des sols fins compactés, la densité initiale a une influence sur l'allure de la courbe, et pour un sol donné à une teneur en eau donnée, la succion sera d'autant plus faible que la densité sera forte.

Les sols grenus, du fait de leur faible compressibilité, présenteront de faibles modifications de leur squelette solide lors des cycles qui auront lieu à densité presque constante. De plus, l'ordre de grandeur des variations de succion est beaucoup plus faible, et est influencé par la granulométrie et la densité relative.

La figure 4 (CRONEY 1952) illustre dans le cas d'un sable pollué, une caractéristique fondamentale du comportement hydraulique des milieux poreux non saturés, qui est l'hystérésis de la courbe dessiccation-réhumectation. Ainsi, suivant le chemin de teneur en eau parcouru par un massif de sol soumis aux conditions climatiques, on peut, pour une même teneur en eau, aboutir à des succions différentes. Dans la mesure où la succion a une influence sur le comportement mécanique, on réalise la difficulté supplémentaire engendrée par ce phénomène.

La connaissance des courbes de rétention d'eau est de première importance pour la compréhension des phénomènes hydrauliques, et donc mécaniques qui affectent un massif de sol non saturé.

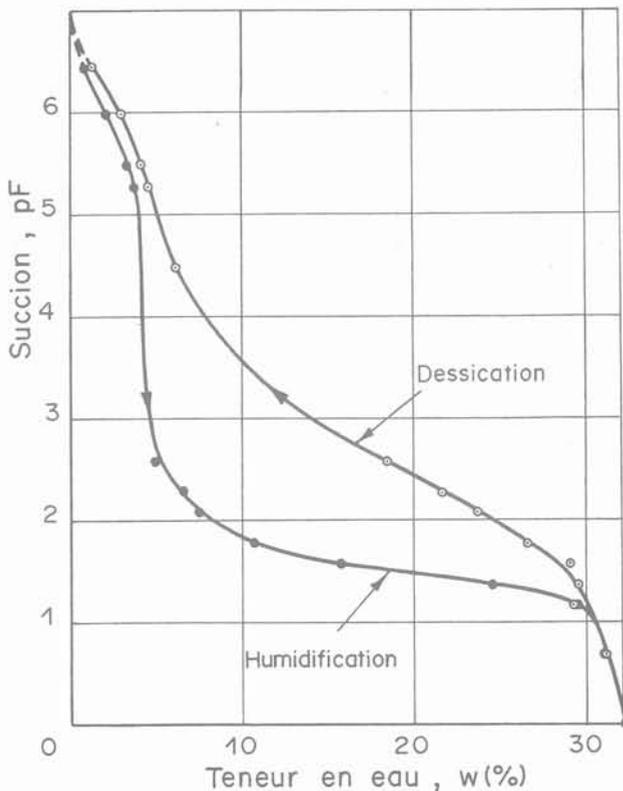


Fig. 4. — Hystérésis des courbes de rétention d'eau (CRONEY, 1952).

Fig. 4. — Hysteresis of water retention curves (CRONEY, 1952).

Mesure de la succion

On a vu que les courbes de rétention d'eau étaient obtenues non par mesure, mais par contrôle de la valeur de la succion ; la mesure de cette grandeur physique est en effet délicate, et il n'existe pas actuellement de procédure simple à mettre en œuvre et qui permette de balayer avec une précision satisfaisante toute la gamme des valeurs de succion rencontrées dans les sols.

Pour des valeurs de la succion faibles et inférieures en valeur absolue à la pression atmosphérique, on utilise la tensiométrie, qui repose sur un principe de mesure analogue à celui des pressions positives : dans un capteur électronique à membrane fine dont on mesure la déflexion par jauges de déformations, l'eau en dépression entraînera une déflexion de sens contraire à celle engendrée par les pressions positives. Dans ces conditions, l'eau naturelle, non pure et non désaérée, présente vers 70 kPa (0,7 atmosphère) le phénomène de cavitation, et la mesure ne peut plus être effectuée pour des valeurs de succions supérieures. Cette gamme de mesure est donc satisfaisante pour les sables mais insuffisante pour les sols fins.

Une autre méthode de mesure, la psychrométrie (SPANNER, 1951 ; VERBRUGGE, 1974) est basée sur la relation de Kelvin (2) entre l'humidité relative au voisinage d'un ménisque et le rayon de ce ménisque. C'est une mesure de l'humidité relative de la phase gazeuse, au moyen d'un thermocouple utilisé de la façon suivante : dans un premier temps, la jonction du thermocouple est refroidie par effet Peltier en dessous du point de rosée, et il y a condensation d'eau liquide ; on laisse ensuite l'évaporation se produire, ce qui entraîne un abaissement de la température au niveau de la jonction, et une force électromotrice due à l'effet Seebeck, dont on calibre l'évolution à partir de conditions d'humidité relatives et de succions connues. Il s'agit d'une méthode assez sophistiquée dont les applications pratiques en mécanique des sols sont encore assez rares (VERBRUGGE, 1978 ; EDIL et al., 1981).

HYDRAULIQUE DES SOLS NON SATURÉS

Il est établi que la loi de Darcy s'applique aux milieux poreux non saturés indéformables, en considérant un coefficient de perméabilité variable en fonction de la teneur en eau :

$$\underline{V} = -k(\theta) \underline{\text{grad}} H \quad (3)$$

où θ est la teneur en eau volumique.

Dans le cas d'une nappe non saturée soumise uniquement à l'action de la pesanteur, le potentiel H est la somme du potentiel gravitaire, et du potentiel matriciel défini par la courbe de rétention d'eau (figure 3). On a donc :

$$H = z + \psi(\theta) \quad (4)$$

En écrivant l'équation de continuité :

$$\operatorname{div} \underline{V} = - \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (5)$$

on obtient l'équation de Richards (1931), qui gouverne les écoulements en milieux poreux non saturés, et qui est exprimée ici sous forme unidimensionnelle :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \operatorname{div} [D(\theta) \underline{\operatorname{grad}} \theta] + \frac{\partial K(\theta)}{\partial z} \quad (6)$$

avec $D(\theta) = K(\theta) \frac{d\psi}{d\theta}$.

En résolvant cette équation sous forme bidimensionnelle, par la méthode des différences finies, VAUCLIN et al. (1976) ont modélisé le comportement d'une nappe à surface libre soumise à des drainages et recharges, et ont pu vérifier expérimentalement sur modèle réduit la validité de leurs calculs.

Mesures de perméabilité

Les mesures de perméabilité hydrauliques de sols non saturés ont principalement été développées par les agronomes. Une méthode consiste à imposer un gradient constant dans un échantillon où une valeur connue et fixe de la succion est appliquée par contre-pression d'air, et à mesurer le débit d'eau traversant l'échantillon (COREY, 1957). D'autres chercheurs ont déduit les valeurs de perméabilité des variations au cours du temps des quantités d'eau sortant de l'appareil de Richards (fig. 2) lors d'une augmentation de la pression d'air (GARDNER, 1956). Enfin a également été développée la méthode du profil instantané, qui consiste à imposer un drainage ou un remouillage à une des extrémités d'une colonne verticale de sol, en mesurant, par tensiométrie ou psychrométrie, les variations de la succion et de la teneur en eau en fonction de la hauteur et du temps. Le gradient hydraulique est déduit, en chaque point, des variations de la succion en fonction de la hauteur, et le débit est calculé d'après les variations de la teneur en eau en chaque point en fonction du temps (VACHAUD et al., 1974 ; DANIEL, 1982).

Les mesures de perméabilité à l'air se font en appliquant de part et d'autre d'une éprouvette de teneur en eau donnée, un gradient de pression d'air, et en mesurant les débits.

Un exemple de variations des perméabilités à l'eau et à l'air en fonction du degré de saturation est représenté figure 5, en perméabilités relatives.

On observe que, pour l'échantillon considéré, la perméabilité à l'eau est négligeable pour un degré de saturation compris entre 0 et 25 %, plage dans laquelle il n'y a pas de continuité du film d'eau, alors que la phase gazeuse est elle-même continue. Au-dessus de 75 % de saturation, la perméabilité à l'eau devient non négligeable par rapport à la perméabilité à l'état saturé.

Sachant que de façon générale les variations de perméabilité hydraulique dans les sols ont des plages de variations de plusieurs ordres de grandeur, il est inté-

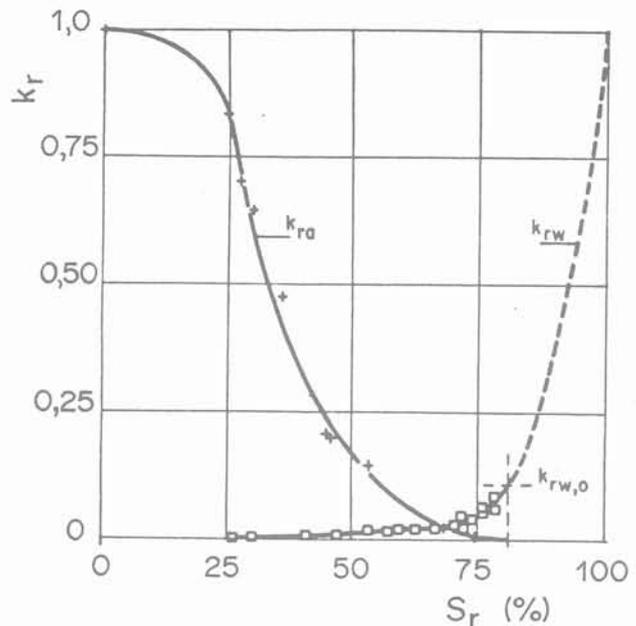


Fig. 5. — Perméabilités d'un sol non saturé (VACHAUD et al., 1974).

Fig. 5. — Permeabilities of a non-saturated soil (VACHAUD et al., 1974).

ressant d'utiliser une ordonnée logarithmique pour les perméabilités relatives, afin de préciser davantage les phénomènes pour de faibles perméabilités. On obtient ainsi des résultats tels que ceux présentés en figure 6 (DANIEL, 1982), qui montrent qu'on a couramment dans les sols fins des variations de perméabilité de 4 à 6 ordres de grandeur, avec des courbes moyennes d'allures variables.

La perméabilité à l'air (fig. 5) décroît, dans le cas considéré, principalement entre 0 et 50 % de saturation. Elle devient nulle à 77 %. Il y a donc continuité de la phase gazeuse en dessous de 77 %, et occlusion de l'air, qui est alors présent sous forme de bulles, au-dessus de 77 % ; la continuité simultanée des deux phases intervient donc entre 25 et 77 %. Cette notion d'occlusion d'air est particulièrement importante dans le cas des sols compactés. GILBERT (1959) in BARDEN (1965) a établi expérimentalement, sur l'argile silteuse de Vicksburg, que la phase gazeuse était continue à 4 % en dessous de l'optimum, et entièrement occluse à 3 % au-dessus.

Il ne faudrait pas déduire des résultats de la figure 4 qu'un sol à de faibles degrés de saturation peut, du fait de sa faible perméabilité hydraulique relative, s'opposer à un transfert d'eau. Il va de soi qu'un sol sec soumis à un front d'humidification voit sa perméabilité hydraulique relative atteindre rapidement 1.

ASPECTS MÉCANIQUES

Contrainte effective dans les sols non saturés

Le problème de la validité du concept de contrainte effective pour les sols non saturés est fondamental,

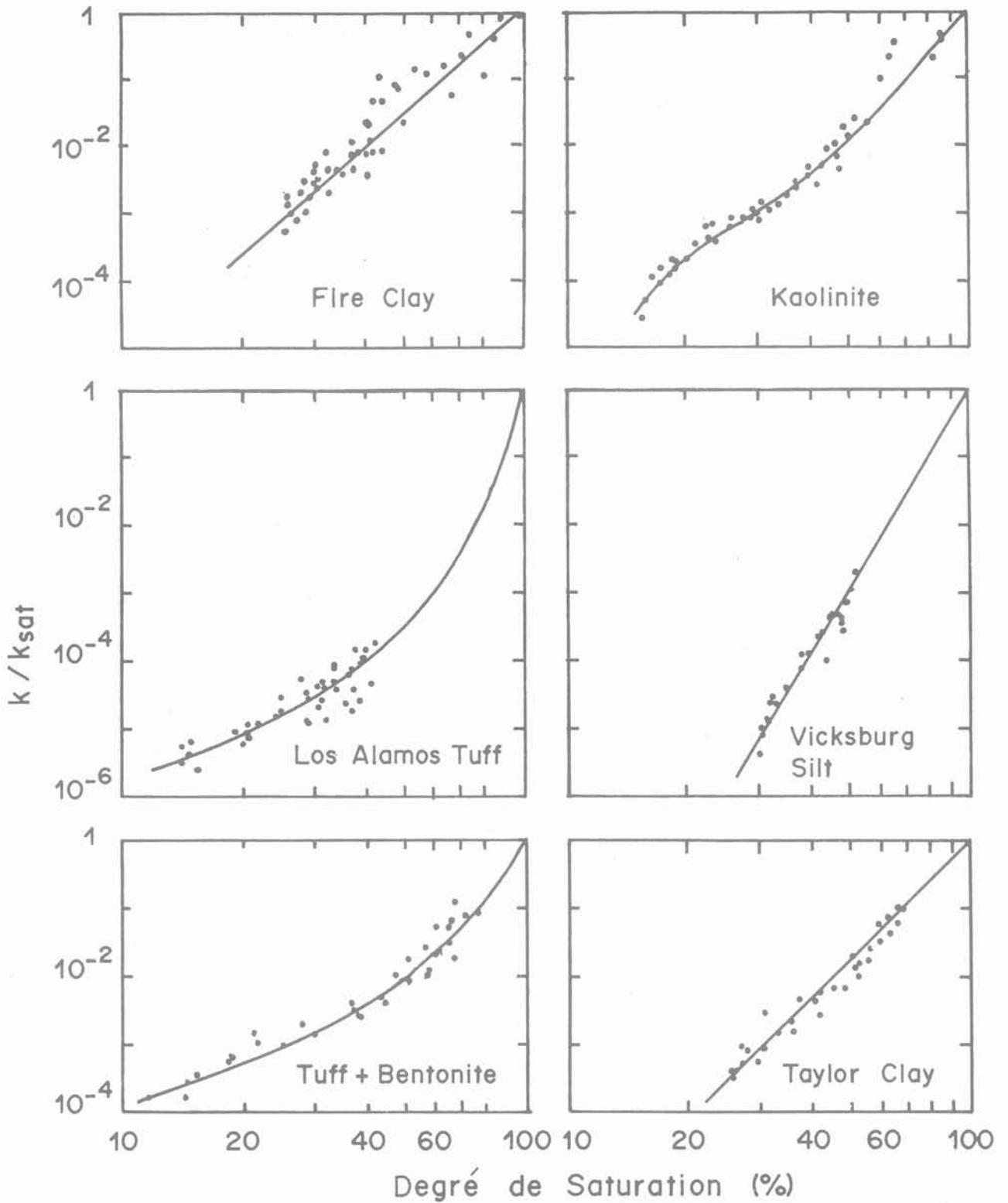


Fig. 6. — Perméabilité de divers sols non saturés (DANIEL, 1982).
 Fig. 6. — Permeabilities of various non-saturated soils (DANIEL, 1982).

puisque l'on conditionne l'utilisation des résultats déjà acquis pour les sols saturés, en particulier en ce qui concerne la modélisation du comportement du squelette du sol.

En se basant sur la définition de TERZAGHI (1936), BISHOP et BLIGHT (1963) estiment que la contrainte effective est une fonction de la contrainte totale et de la pression interstitielle qui contrôle les effets mécaniques, tels que variation de volume ou de résistance au cisaillement, dus à une modification de la contrainte appliquée à un élément de sol. Dans le cas non saturé, une telle fonction devrait également dépendre de la pression d'air u_a , et de la pression négative $u_a - u_w$.

Les difficultés rencontrées dans la généralisation du concept aux sols non saturés proviennent du fait que les pressions interstitielles, suivant qu'elles sont positives ou négatives, sont des grandeurs physiques de nature différente dont les variations n'engendrent pas, sur le squelette du sol, les mêmes sollicitations. Ainsi, une pression positive est, comme le note TERZAGHI, une contrainte « neutre » qui agit dans l'eau et dans le solide dans toutes les directions avec une intensité égale, alors qu'une pression négative ne s'applique que sur la surface mouillée du solide, qui diminue avec la désaturation, dans des directions qui dépendent de la géométrie des pores inter-granulaires ; de plus, dans le cas des sols fins, les variations de pression négative engendrent une variation de l'indice des vides et de l'arrangement des particules du sol.

Une profonde réflexion a été menée par nombre de chercheurs aux alentours des années soixante. En analysant conceptuellement les phénomènes au niveau des contacts inter-grains, et en tentant d'estimer les contraintes locales engendrées par les ménisques correspondant à une succion donnée, ils ont proposé des relations reliant les valeurs de la contrainte totale appliquée au sol, de la succion, et d'une contrainte effective hypothétique dont l'expression la plus admise, celle de BISHOP (1959) est la suivante :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w) \quad (7)$$

χ est un paramètre adimensionnel compris entre 0 et 1, nul dans le cas des sols secs, et égal à 1 dans le cas des sols saturés. De façon intuitive, la grandeur $\chi (u_a - u_w)$ positive, représenterait le supplément de contrainte intergranulaire d'attraction qu'un ménisque engendre entre deux grains.

Cette formulation hypothétique permet, une fois admise, de calculer le coefficient χ . Des expérimentations ont été menées dans ce but, en cisaillement triaxial, par BISHOP et DONALD (1961), qui ont comparé, à la rupture, les résultats d'essais non saturés à succion ($u_a - u_w$) constante, à ceux d'essais saturés, représentatifs du comportement effectif du squelette. Ils obtiennent ainsi des valeurs de χ en fonction du degré de saturation.

En suivant la même démarche pour des essais de compression à l'œdomètre, JENNINGS et BURLAND (1962) mettent en évidence des limitations à l'usage du concept de contrainte effective, en remarquant en particulier qu'il n'y a pas de relation unique entre la contrainte effective de BISHOP et l'indice des vides, quand on se trouve au-dessous d'un degré de saturation critique qui peut atteindre 90 % pour les argiles.

Ils insistent sur le fait que toutes les méthodes utilisées pour le calcul de χ sont basées sur l'acceptation a priori de la formule (7). Ces valeurs, exprimées en fonction du degré de saturation, sont représentées en figure 7. On observe que l'allure des courbes est très variable, et qu'en particulier la relation $\chi = S_r$ n'est pas vérifiée.

JENNINGS et BURLAND explicitent ces problèmes en termes de structure, en considérant que les modifications de l'arrangement des particules dues au retrait des ménisques en cours de désaturation sont très différentes de celles créées par des contraintes extérieures.

Une autre limitation à l'utilisation de χ est sa dépendance à l'égard du chemin de contrainte suivi lors d'un essai de cisaillement ou de compression. D'autre part, pour un sol donné, les valeurs de χ obtenues en cisaillement et en compression ne sont pas toujours identiques.

En réponse à JENNINGS et BURLAND (1962), BISHOP et BLIGHT (1963) réexaminent le concept et la relation (7), en convenant en particulier que des variations de $u_a - u_w$ sont presque toujours accompagnées de variations importantes de χ ; ils estiment de plus que les modifications de structure engendrées par les variations de succion ont sans doute une grande importance vis-à-vis des problèmes posés par l'utilisation du concept pour la description des variations de volume des sols non saturés, en conditions œdométriques ou isotropes. Ils suggèrent finalement une relation plus générale sous la forme :

$$\sigma' = \sigma - u_a + f(u_a - u_w) \quad (8)$$

Ils rejoignent ainsi COLEMAN (1962), en proposant de représenter les propriétés de changement de volume en considérant l'indice des vides e comme une fonction des variables indépendantes ($\sigma - u_a$) et ($u_a - u_w$) ; il s'agit alors de savoir s'il est possible de définir une surface caractéristique des variations de

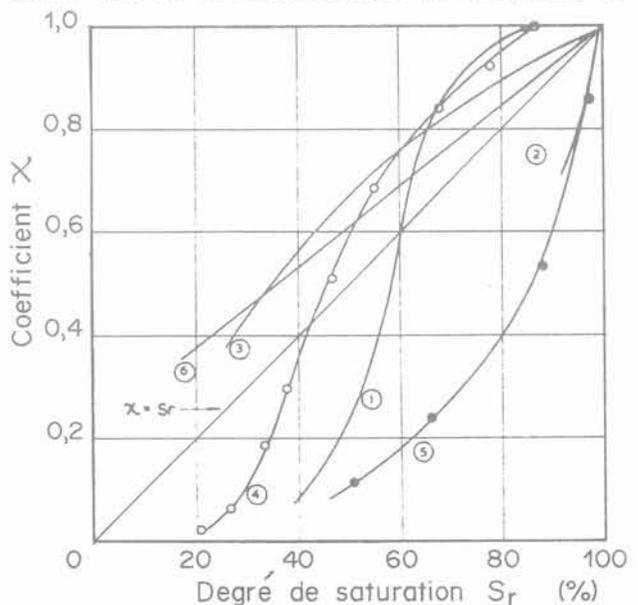


Fig. 7. — Variations de χ en fonction du degré de saturation (JENNINGS et BURLAND, 1962).
Fig. 7. — Variations of the χ coefficient as a function of the saturation degree (JENNINGS and BURLAND, 1962).

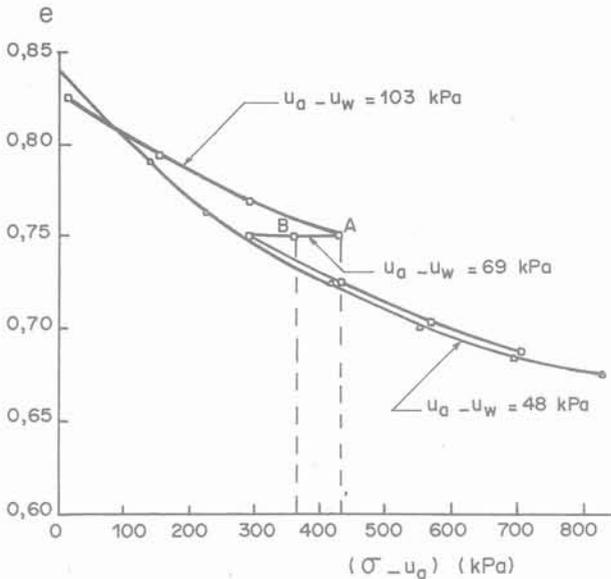


Fig. 8. — Exemple de calcul de χ (MATYAS et RADHAKRISHNA, 1968).

Fig. 8. — Calculation of χ in a particular case (MATYAS and RADHAKRISHNA, 1968).

l'indice des vides dans cet espace, moyennant certaines restrictions sur le chemin de contrainte et l'histoire de la saturation. En termes de résistance au cisaillement, ils considèrent que le concept est plus adapté, et proposent des relations χ/Sr établies expérimentalement.

Une mise en évidence particulièrement explicite des limitations à l'usage de χ a été proposée par MATYAS et RADHAKRISHNA (1968), et est présentée figure 8. On y observe, en compression isotrope, deux courbes de variation de l'indice des vides à succion constante en fonction de la contrainte appliquée $\sigma - u_a$. Un chemin (1) est continu sous une succion de 48 kPa, pour des contraintes allant de 0 à 800 kPa. Le chemin 2 correspond à une succion de 103 kPa jusqu'à un indice des vides de 0,75, où la succion passe à 69, puis 48 kPa, et les deux courbes coïncident. Entre les points A et B, le chargement de succion se fait sans variation de volume. D'après le principe de contrainte effective, on aurait :

$$de = C d\sigma' = 0 \tag{9}$$

La relation de Bishop peut s'écrire :

$$\Delta\sigma' = \Delta(\sigma_3 - u_a) + \chi \Delta(u_a - u_w) = 0 \tag{10}$$

d'où

$$\chi = - \frac{\Delta(\sigma_3 - u_a)}{\Delta(u_a - u_w)} = - \frac{427 - 359}{103 - 69} = - 2 \tag{11}$$

ce qui est contraire à la définition, où $0 < \chi < 1$.

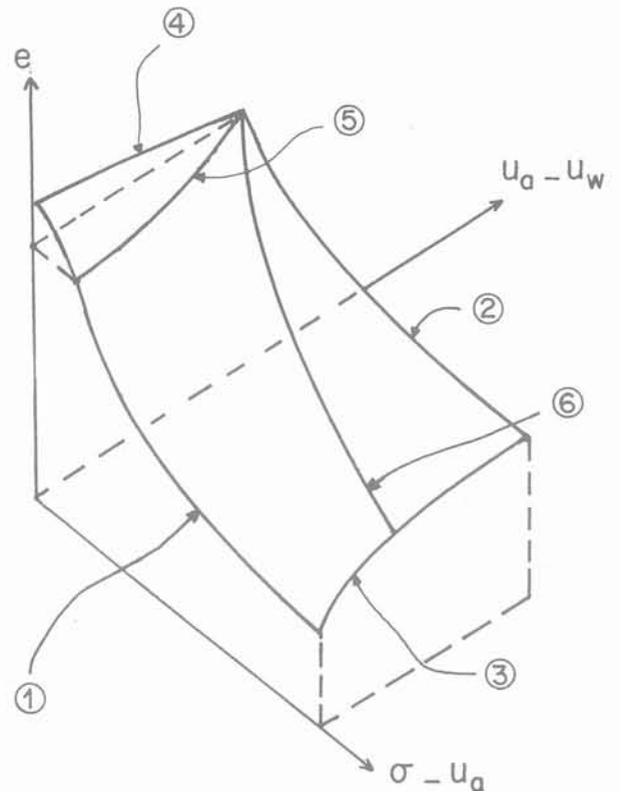
L'ensemble de ces considérations contribuent à engendrer un certain doute sur la validité du concept de contrainte effective et du coefficient χ . Il est donc nécessaire d'adopter une certaine prudence dans l'utilisation de ce concept pour se ramener à de pseudo-

caractéristiques de squelette sur lesquelles on appliquerait des modélisations de comportement, classiques en saturé.

Ce doute a conduit nombre d'auteurs à adopter rapidement, comme le suggère COLEMAN (1962), des approches en variables indépendantes (BISHOP et BLIGHT, 1963; MATYAS et RADHAKRISHNA, 1968; FREDLUND et MORGENSTERN, 1977), en particulier en ce qui concerne la compressibilité et la consolidation des sols compactés ou non saturés.

Consolidation

Un certain nombre de travaux expérimentaux ont été menés sur la compressibilité des sols compactés (JENNINGS et BURLAND, 1962; YOSHIMI et OSTERBERG, 1963; MATYAS et RADHAKRISHNA, 1968; BARDEN et al., 1969). La grande complexité du comportement du milieu triphasique a été mise en évidence, avec plus particulièrement les problèmes dus à l'hystérésis séchage-remouillage, et à ses conséquences sur la structure des sols fins. La figure 9 (MATYAS



- 1 : Consolidation du sol saturé ($u_a - u_w = 0$)
- 2 : Compression à succion constante
- 3 : Saturation sous charge constante
- 4 : Gonflement sous charge nulle
- 5 : Saturation d'un sol gonflant à volume constant
- 6 : Compression à teneur en eau constante

Fig. 9. — Utilisation de deux variables indépendantes (MATYAS et RADHAKRISHNA, 1968).

Fig. 9. — Use of two independent variables (MATYAS and RADHAKRISHNA, 1968).

et RADHAKRISHNA, 1968) est basée sur l'approche en variables indépendantes, et fournit une bonne synthèse de l'influence des variations de contraintes totales et de succion sur l'indice des vides d'un sol non saturé. L'existence d'une telle surface est conditionnée par la nécessité de chemins à variations monotones du degré de saturation. L'allure de cette surface montre, en comparant le chemin de consolidation du sol saturé 1, à celui à succion non nulle constante 2, dont la pente $e/(\sigma - u_a)$ est moins forte, que la compressibilité diminue quand la valeur de la succion augmente, c'est-à-dire quand le sol est plus sec ; le chemin 3 à contrainte constante avec diminution de la succion correspond à un remouillage sous charge constante, et la figure présente un cas d'effondrement ; le chemin 4 est caractéristique d'un remouillage sous contrainte nulle, qui se produit avec augmentation de l'indice des vides, et représente un gonflement. Le chemin 5 est obtenu par saturation à volume constant, et son intersection avec le plan $(\sigma - u_a, e)$ donne la valeur de la contrainte de gonflement dans ces conditions. Un essai de compressibilité classique de sol compacté (6) suffisamment sec se fait pour une valeur de la succion $u_a - u_w$ qui reste positive, sans expulsion d'eau, à teneur en eau constante, avec augmentation du degré de saturation et diminution de la succion. MATYAS et RADHAKRISHNA établissent également l'existence d'une surface $S_r = g(\sigma - u_a, u_a - u_w)$.

Malgré sa restriction en termes de variation de degré de saturation, on constate que cette notion de surface d'état caractérisant les variations de volume ou de degré de saturation d'un sol non saturé en fonction des variables indépendantes $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$ semble être pleine de potentialités. Il semble à présent souhaitable de déterminer ces surfaces pour divers échantillons, pour confirmer et généraliser ce concept.

Approches théoriques

Diverses approches théoriques de la consolidation des sols non saturés ont été développées. Celle de BARDEN (1965) présente l'intérêt de reposer sur une analyse très détaillée des phénomènes physiques intervenant et des lois les gouvernant, dans les différentes plages de degrés de saturation. Les lois physiques adoptées sont la loi de Darcy, pour les transferts d'eau et d'air, et la loi de Henry, pour la dissolution de l'air dans l'eau. L'équation de continuité appliquée à l'air et à l'eau donne deux équations. Sur le plan mécanique, et tenant compte des restrictions apportées par BISHOP et BLIGHT (1963) au concept de contrainte effective, BARDEN considère que la porosité n est une fonction inconnue de la contrainte, du degré de saturation S_r et d'un paramètre λ , représentatif de la structure. La complexité de cette relation le conduit à proposer des solutions simplifiées pour les diverses plages de degré de saturation qu'il considère, et qui sont les suivantes :

(a) argile très sèche ($S_r < 50\%$) : l'eau est solidement liée aux grains solides, et l'air est le seul fluide en mouvement lors de la compression ;

(b) argile du côté sec de l'optimum ($50\% < S_r < 90\%$) : la succion $u_a - u_w$ est encore assez forte pour qu'elle n'atteigne par zéro en cours de compression, il y a continuité de l'air, et l'eau n'est pas expulsée ;

(c) autour de l'optimum : il y a « probablement » une phase transitoire avec transfert simultané d'air et d'eau, apparition d'une pression d'eau positive et expulsion d'eau ; l'augmentation de S_r fait chuter la perméabilité à l'air et augmenter la perméabilité à l'eau ;

(d) du côté humide de l'optimum ($S_r > 90\%$) : l'air est occlus et ne peut pas s'écouler séparément, ce qui rend très faible la perméabilité à l'air ; une part de l'air est piégée dans le squelette, l'autre se mélange à l'eau sous forme de petites bulles, et engendre un fluide compressible ;

(e) argile très humide ($S_r > 95\%$) ; le peu d'air présent est piégé par le squelette.

Les simplifications adoptées dans chacune de ces plages de saturation reviennent cependant le plus souvent à adopter la relation de Bishop. Le système d'équations obtenu est alors résolu numériquement, et les solutions trouvées sont comparées à la solution de Terzaghi pour les sols saturés.

FREDLUND et HASAN (1979) proposent une approche en variables indépendantes $(u_a - u_w)$ et $(\sigma - u_a)$, moins proche de la physique des phénomènes que celle de BARDEN (1965), avec en particulier l'hypothèse de la continuité de la phase gazeuse qui, d'après l'étude de BARDEN, ne devrait correspondre qu'aux argiles compactées du côté sec de l'optimum ($S_r < 90\%$). La plage de degrés de saturation où cette hypothèse est valable peut d'ailleurs être identifiée par la détermination des variations de perméabilités à l'air et à l'eau. Dans le cas de la figure 5, il n'y a continuité des deux phases qu'entre 25 et 80 % de saturation. FREDLUND et HASAN (1979) font en outre l'hypothèse de la constance des coefficients de perméabilité à l'air et à l'eau pendant la consolidation, et négligent, comme BARDEN, la diffusion de l'air dans l'eau.

Ils écrivent l'équation de continuité de l'eau et de l'air, et font l'hypothèse de l'existence d'une surface caractéristique des variations de volume total $\frac{\Delta V}{V}$, et du

volume d'eau $\frac{\Delta V_w}{V}$, dans des espaces où les deux

autres variables sont $\sigma - u_a$ et $u_a - u_w$. Ils débouchent ainsi sur des équations de diffusion pour l'air et pour l'eau qu'ils résolvent numériquement en proposant, comme BARDEN, des courbes adimensionnelles qui sont comparées à la solution de Terzaghi.

LLORET et ALONSO (1980) développent également une solution en variables indépendantes, basée sur une étude bibliographique détaillée, et utilisant les résultats expérimentaux de MATYAS et RADHAKRISHNA (1968), qui définissent des surfaces caractéristiques de la porosité n et du degré de saturation S_r en fonction de $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$, pour des variations monotones du degré de saturation. Ils intègrent d'autre part les différents états de l'air, suivant qu'il est continu ou occlus, en tenant compte des variations de perméabilité à l'air et à l'eau en fonction du degré de saturation ; ils observent en particulier que cette perméabilité à l'air devient très faible dans le cas considéré, pour des valeurs de S_r supérieures à 85 %, ce qui est en bonne concordance avec les travaux de BARDEN (1965), et la figure 5.

Les équations sont obtenues à partir des équations de continuité de l'air et de l'eau, de l'application de la loi de Darcy pour ces deux fluides, des courbes expérimentales de variation de perméabilité à l'eau et à l'air en fonction du degré de saturation, et des surfaces déterminées par MATYAS et RADHAKRISHNA (1968). La méthode numérique de résolution est décrite, et le modèle proposé est ensuite appliqué à différents cas de consolidation, infiltration, gonflement, et effondrement.

Il reste cependant à confronter les approches théoriques aux résultats expérimentaux, afin de les valider pour pouvoir ensuite envisager leur application pour décrire le comportement d'ouvrages en sols compactés tels que remblais ou barrages en terre.

Résistance au cisaillement

C'est à partir d'essais de cisaillement à l'appareil triaxial que le coefficient χ de Bishop a été introduit. Ces essais (BISHOP et DONALD, 1961) ont été réalisés sur un appareillage spécial permettant l'établissement d'une succion connue et constante au moyen d'une surpression d'air, la pression de l'eau restant égale à la pression atmosphérique; pour cela, le principe de l'appareil de Richards (fig. 2) était adapté sur une cellule triaxiale qui utilisait de plus du mercure comme fluide de remplissage, pour éviter des pertes d'air au travers de la membrane entourant l'échantillon.

Les données expérimentales sur l'influence de la succion sur la résistance au cisaillement sont assez rares. VERBRUGGE (1978) a testé la méthode psychrométrique pour mesurer la succion au cours d'essais de cisaillement triaxiaux, et mis en évidence une augmentation du module et une diminution de la déformation à la rupture dus à l'augmentation de la succion. Il analyse ses résultats en termes de contraintes effectives, en déterminant les variations de χ en fonction de S_r . ESCARIO (1980) présente une boîte de cisaillement directe à succion contrôlée par surpression d'air, et ESCARIO et SAEZ (1986) présentent des résultats sur deux argiles, dont une gonflante, et un sable argileux. Ils observent sur les argiles une tendance à l'augmentation de l'angle de frottement apparent avec la succion, dans un diagramme $\tau, \sigma - u_a$. Pour le sable argileux, cet angle ne semble pas varier avec la succion.

FREDLUND et al. (1978) exploitent des résultats d'essai déjà publiés, en variables indépendantes. En faisant l'hypothèse que, dans un espace à trois dimensions, $\tau, \sigma - u_w$ et $u_a - u_w$, les points caractéristiques de la rupture sont situés sur une surface plane, ils définissent un critère de rupture qui prend la forme suivante :

$$\tau = c' + \text{tg } \varphi' (\sigma - u_a) + \text{tg } \varphi^b (u_a - u_w) \quad (12)$$

ils introduisent ainsi deux angles de frottement, correspondant à l'intersection de la surface de rupture supposée plane et des plans $(\tau, \sigma - u_a)$ et $(\tau, u_a - u_w)$.

Le caractère plan de cette surface ne semble cependant pas établi expérimentalement, et des premiers résultats de VERBRUGGE (1979) semble montrer qu'il n'y a pas unicité de l'angle φ^b défini par FREDLUND et al. (1978). La même remarque est déduite de l'observa-

tion des résultats de ESCARIO et SAEZ (1986), qui mettent en évidence une variation de l'angle de frottement apparent avec la succion, qui est contraire à l'hypothèse de surface plane de FREDLUND et al.

Une autre conséquence découle de cette hypothèse, obtenue en observant que la relation 12 peut également s'écrire sous la forme :

$$\tau = c' + \text{tg } \varphi' [(\sigma - u_a) + \frac{\text{tg } \varphi^b}{\text{tg } \varphi'} (u_a - u_w)] \quad (13)$$

en posant $\chi = \frac{\text{tg } \varphi^b}{\text{tg } \varphi'}$, on retombe sur l'expression de la contrainte effective de Bishop.

Il reste donc un travail expérimental important à effectuer pour comprendre l'influence de la succion sur la résistance au cisaillement des sols.

CONCLUSION

Ce travail présente un certain nombre de concepts nécessaires pour aborder le comportement des sols non saturés. Sur un plan hydraulique, les phénomènes affectant les milieux poreux non saturés incompressibles ont fait l'objet de nombreux travaux dans des disciplines connexes, et un certain nombre de résultats importants ont été établis. Les sols sont caractérisés par leur déformabilité, et le couplage mécanique-hydraulique pose de nombreux problèmes, dont l'ampleur est augmentée par l'hystérésis des cycles de dessiccation-réhumectation.

Le concept de contrainte effective a fait l'objet de travaux approfondis au début des années soixante, qui ont conduit la plupart des auteurs, au moins en ce qui concerne l'étude des variations de volume, à adopter des approches où la succion est considérée comme une variable indépendante. Dans des conditions de variations monotones du degré de saturation, le concept de surface d'état définissant la porosité et le degré de saturation en fonction de la contrainte appliquée et de la succion semble prometteur. Les modélisations existantes des phénomènes de consolidation des sols compactés sont très sophistiquées et il est probable que l'apport expérimental permettra des simplifications justifiées.

Dans le domaine de la résistance au cisaillement, les quelques approches proposées reposent sur de faibles bases expérimentales, et le travail à accomplir reste considérable.

Il reste que le besoin d'une meilleure connaissance du comportement des sols non saturés se fait actuellement ressentir, en particulier pour parvenir à la compréhension de troubles affectant certains ouvrages en terre tels que remblais ou barrages, conçus sans tenir compte de la non-saturation; cette meilleure connaissance devrait également permettre à l'avenir un meilleur dimensionnement de ces ouvrages.

REMERCIEMENTS

Cette étude a été menée en collaboration avec l'Université de Haifa (Israël), grâce au soutien de la DAEI (MELATT), et de la Société Scetauroute.

BIBLIOGRAPHIE

1. BARDEN L. (1965), *Consolidation of compacted and unsaturated clays*, Géotechnique, 15 (3), pp. 267-286.
2. BISHOP A.W. (1959), *Teknisk Ukeblad*, n° 39, pp. 859-863.
3. BISHOP A.W. and BLIGHT G.E. (1963), *Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils*, Géotechnique n° 3, pp. 177-197.
4. BISHOP A.W. and DONALD I.B. (1961), *The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus*, Proc. 5th I.C.S.M.F.E. 1, pp. 13-21, Paris.
5. COLEMAN J.D. (1962), *Stress strain relations for partly saturated soil*. Correspondence, Géotechnique 12, n° 4, pp. 348-350.
6. COREY E.C. (1957), *Measurement of air and water permeability in unsaturated soil*, Proceeding of the Soil Science Society of America, 21, pp. 7-11.
7. CRONEY D. (1952), *The movement and distribution of water in soils*, Géotechnique, 3 (1) pp. 1-16.
8. DANIEL D.E. (1982), *Measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soils with thermocouple psychrometers*, Soil Science Society of America Journal, 20 n° 6 pp. 1125-1129.
9. EDIL T.B., MOTAN S.E. and TOHA F.X. (1981), *Mechanical behaviour and testing methods of unsaturated soils*, Laboratory Shear Strength of Soil, A.S.T.M., S.T.P. 740, pp. 114-129.
10. ESCARIO V. (1980), *Suction controlled penetration and shear tests*. Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils II, pp. 781-797, Denver, A.S.C.E.
11. ESCARIO V. and SAEZ J. (1986), *The shear strength of partly saturated soils*, Géotechnique 36 (3), pp. 453-456.
12. FREDLUND D.G. and MORGENSTERN N.R. (1977), *Stress state variables for unsaturated soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, A.S.C.E., G.T.5, pp. 447-466.
13. FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R. and WIDGER A. (1978), *Shear strength of unsaturated soils*, Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, n° 3, 1978, pp. 313-321.
14. FREDLUND D.G. and HASAN J.V. (1979), *One dimensional consolidation theory : unsaturated soils*, Canadian Geotechnical Journal, 16, pp. 521-531.
15. GARDNER R. (1956), *Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data*, Proceedings of the Soil Science Society of America, 20, pp. 317-320.
16. JENNINGS J.E.B. and BURLAND J.B. (1962), *Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils*, Géotechnique 12, n° 2, pp. 125-144.
17. KASSIF G., LIVNEH M. et WISEMAN G. (1969), *Pavements on expansive clays*, Jerusalem Academic Press, 218 p.
18. LLORET A. and ALONSO E.E. (1980), *Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour*, Géotechnique 30, n° 4, pp. 449-477.
19. MATYAS E.L. and RADHAKRISHNA H.S. (1968), *Volume change characteristics of partially saturated soils*, Géotechnique 18, n° 4, pp. 432-448.
20. MITCHELL J.K. (1976), *Fundamentals of Soil Behaviour*, J. Wiley, New York, 422 p.
21. SPANNER D.C. (1951). *Journal of Experimental Botany*, vol. 2, n° 5. pp. 145-168.
22. TERZAGHI K. (1936), *The shearing resistance of saturated soils and the angles between the planes of shear*, Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics 1, pp. 54-56.
23. TOUMA J. and VAUCLIN M. (1986), *Experimental and numerical analysis of two-phase infiltration in a partially saturated soil*, Transport in Porous Media 1, pp. 27-55.
24. VAUCLIN M., KHANJI D., et VACHAUD G. (1976), *Étude expérimentale et numérique du drainage et de la recharge des nappes à surface libre, avec prise en compte de la zone non saturée*, Journal de Mécanique, vol. 15, n° 2, pp. 307-348.
25. VERBRUGGE J.C. (1974), *Contribution à la mesure de la succion et de la pression interstitielle dans les sols non saturés*. Thèse de doctorat, Université libre de Bruxelles, 212 p.
26. VERBRUGGE J.C. (1978), *Emploi d'une méthode psychrométrique dans des essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé*. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 15, pp. 501-509.
27. VERBRUGGE J.C. (1979), *Emploi d'une méthode psychrométrique dans des essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé : réponse*, Revue Canadienne de Géotechnique vol. 16, pp. 615-616.
28. YOSHIMI Y. and OSTERBERG J.O. (1963), *Compression of partially saturated cohesive soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, A.S.C.E. 89, S.M.4, pp. 24.

expérimentation en vraie grandeur d'une paroi clouée

projet national clouterre

full scale experimental nailed soil retaining

french programme : clouterre

C. PLUMELLE

C.E.B.T.P. *

Résumé

Dans le cadre du Projet national Clouterre, le C.E.B.T.P. a expérimenté une paroi clouée en vraie grandeur.

L'instrumentation des clous, de la paroi et du sol lui-même a permis de suivre les déplacements de la paroi et du massif cloué, les déformations des clous et leurs efforts en tête pendant les phases d'exécution.

Pour amener la paroi clouée à la rupture, le massif de sable a été saturé. La paroi a péri à la suite d'un glissement d'ensemble d'une partie du massif de sable qui a entraîné des ruptures ou des grandes déformations dans les clous.

L'excavation du massif cloué après la rupture a mis en évidence les déformées des clous et du sol.

Abstract

Within the National Project Clouterre, C.E.B.T.P. conducted a full scale experimental nailed soil retaining structure for a vertical excavation in Fontainebleau sand.

The nails, the facing and the soil was instrumented to provide the variation of maximum tensile forces with depth at different excavation stages and wall displacements for each stage of construction.

To induce failure, the structure was continuously flooded and the Fontainebleau sand saturated. The structure failed due to excessive facing displacement and large nail strains.

The excavation of the nailed soil retaining structure after its failure focused the nail strains and the soil displacements.

* Laboratoires centraux de Saint-Rémy. B.P. 37, Domaine de Saint-Paul, 78470 Saint Rémy les Chevreuse

1. PRÉSENTATION DU CONTEXTE DE L'EXPÉRIMENTATION

Parmi les techniques de renforcement des sols in situ celle concernant le clouage a connu ces dernières années un développement industriel très important; mais l'innovation technologique des entreprises sur les chantiers ayant précédé l'étude du fonctionnement des sols cloués le Projet National *CLOUTERRE* sur le renforcement des sols par clouage s'est fixé comme objectif final de proposer des Recommandations pour la construction des soutènements cloués provisoires et définitifs.

Dans le cadre de ce Projet National le Centre d'Études et de recherches du Bâtiment et des Travaux Publics (C.E.B.T.P.) a expérimenté une paroi clouée de 7 mètres de haut exécutée par une entreprise spécialisée dans cette technique. Les recherches faites en 1984, 1985 et 1986 ont été financées pour 3/4 par la Fédération Nationale des Travaux Publics et pour 1/4 par la Direction des Affaires Economiques et Internationales du ministère de l'Équipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire et des Transports.

Le but de cette expérimentation a été de réaliser un modèle à l'échelle 1 permettant d'étudier le comportement du massif cloué pendant son exécution et à la rupture.

2. SITE ET CARACTÉRISTIQUES DE LA PAROI

L'expérimentation s'est déroulée au C.E.B.T.P. à Saint-Rémy-les-Chevreuse à la Station d'Ouvrages en Terre.

2.1. Mise en œuvre du massif de sol

Avant l'exécution de la paroi un massif de sol de 7 m de haut a été constitué.

Le sable utilisé, du type sable de Fontainebleau, a été mis en place à une densité relative moyenne contrôlée au remplissage.

Simultanément un double polyane a été mis en place sur chaque face latérale du massif central pour assurer une déformation plane lors des essais.

2.2. Exécution de la paroi

La paroi clouée a les dimensions indiquées sur les figures 1 et 2. Le maillage du clouage est de 1,15 m horizontalement et 1 mètre verticalement.

La paroi a été exécutée par passes descendantes de 1 mètre. Le choix du type de clou s'est porté sur des tubes en aluminium recuit pour qu'ils puissent reprendre à la fois un effort normal et un moment de flexion tout en gardant une faible résistance à la traction. Leurs longueurs avaient été dimensionnées de telle façon qu'ils ne puissent pas être arrachés pendant l'expérimentation mais qu'ils périssent par cassures ou grandes déformations. Ils ont été scellés dans le sol au coulis de ciment sous basse pression. Chaque tube a été fixé sur le parement en béton projeté d'environ 8 cm d'épaisseur par l'intermédiaire d'une plaque d'appui boulonnée sur une tige *DYWIDAG* scellée à l'intérieur du tube.

2.3. Instrumentation du massif cloué

Pendant la constitution du massif de sol, on a placé des témoins colorés sous forme de bandes noires horizon-

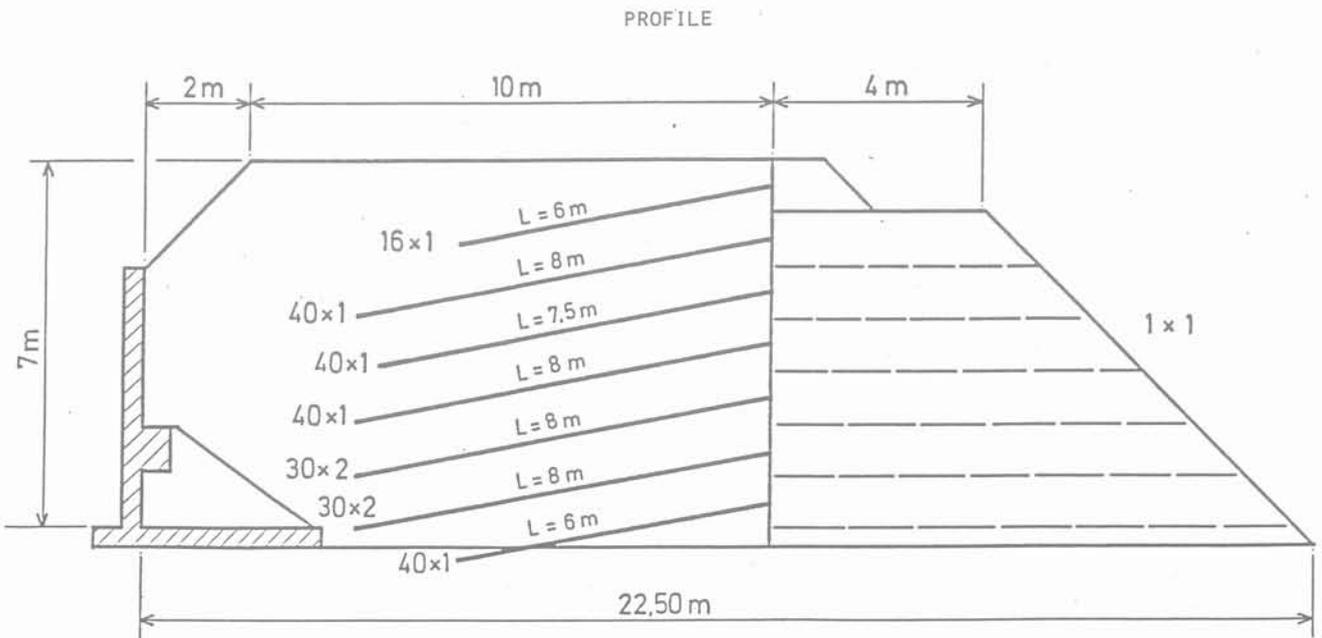


Fig. 1. — Paroi clouée expérimentale.
Fig. 1. — Experimental nailed soil retaining structure.

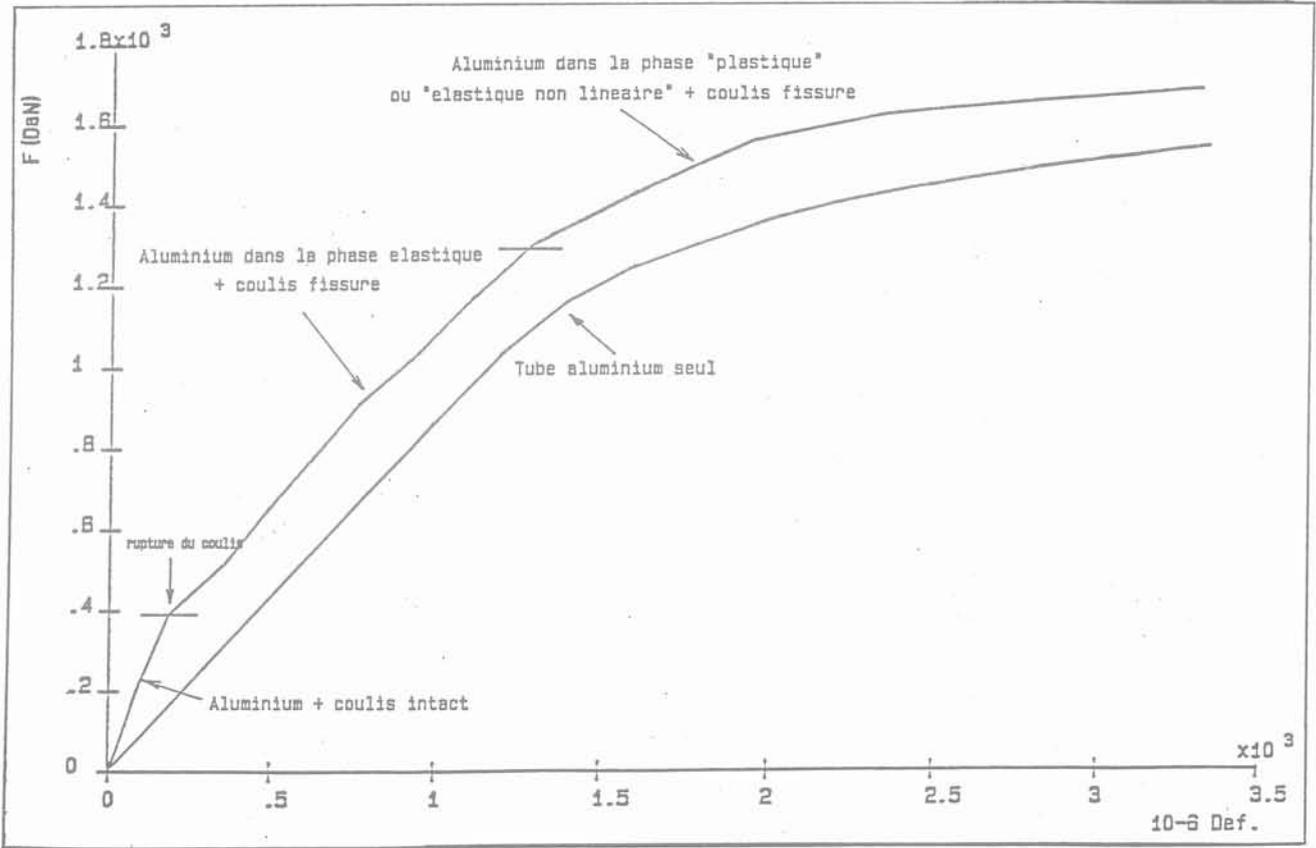


Fig. 4. — Paroi clouée expérimentale : étalonnage des clous en traction.
 Fig. 4. — Experimental nailed soil retaining: standardization of nails in extension.

tales perpendiculaires à la paroi tous les mètres au cours du remplissage.

Au cours de l'exécution de la paroi en béton projeté à chaque passe de 1 mètre, trois cibles ont été collées pour suivre les déplacements par micro-triangulation.

Les déplacements à l'intérieur du massif ont été suivis à partir de trois tubes inclinométriques placés à 2, 4 et 8 m de la paroi.

La mesure directe des efforts en tête des clous a été réalisée à l'aide de cales dynamométriques sur les clous centraux des 2^e, 3^e et 4^e lits. Chaque armature centrale a été équipée de jauges de déformation reliées à deux centrales d'acquisition pilotées par un micro-ordinateur.

3. OBSERVATIONS DE LA PAROI PENDANT L'EXÉCUTION

La figure 3 indique les déplacements horizontaux de la paroi et du sol à la fin de l'exécution. On constate une rotation de la paroi par rapport au pied avec un déplacement en tête de l'ordre de 3 ‰. Les déplacements verticaux sont du même ordre que les déplacements horizontaux.

Le passage des déformations aux efforts dans les clous scellés au coulis de ciment est délicat puisque sous un effort donné on peut distinguer jusqu'à trois zones d'efforts : la première où l'aluminium est dans la phase élastique linéaire et le coulis intact, la seconde où l'aluminium est toujours dans la phase élastique linéaire mais le coulis fissuré et la troisième où l'aluminium est dans la phase élastique non linéaire puis dans la phase plastique.

De façon à pouvoir déduire directement les efforts des déformations mesurées, un clou Ø 40 mm scellé au coulis de ciment dans les mêmes conditions que ceux du chantier a été étalonné. Il a ensuite été déterré pour être mis en traction jusqu'aux grandes déformations.

Sur la figure 4 on distingue bien les trois zones précédemment définies. Pour ce type de clou Ø 40 mm, la rupture du coulis s'est produite à 4 kN; on trouve le module de l'aluminium dans la seconde zone, entre 4 et 13 kN, soit 66 200 MPa pour cet étalonnage alors que l'essai de traction sur le tube d'aluminium a donné un module voisin de 70 000 MPa.

La distribution des efforts a été tracée à partir d'un programme de dépouillement automatique en prenant les valeurs lissées des déformations, la formule de Ramberg-Osgood $\epsilon = \frac{\sigma}{E} + 0,002 \frac{\sigma}{\sigma (0,2 \%)}$ pour

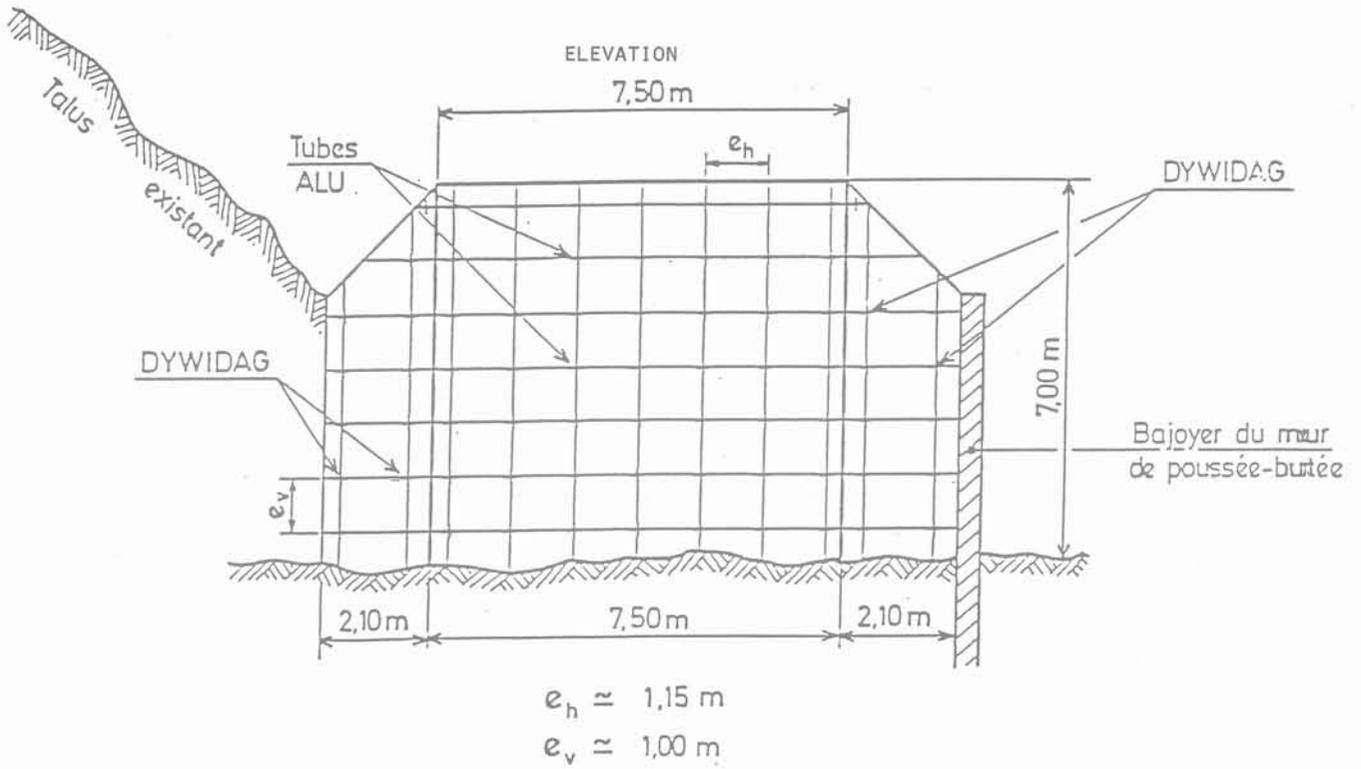


Fig. 2. — Élévation de la paroi clouée expérimentale.
 Fig. 2. — Experimental nailed soil retaining structure.

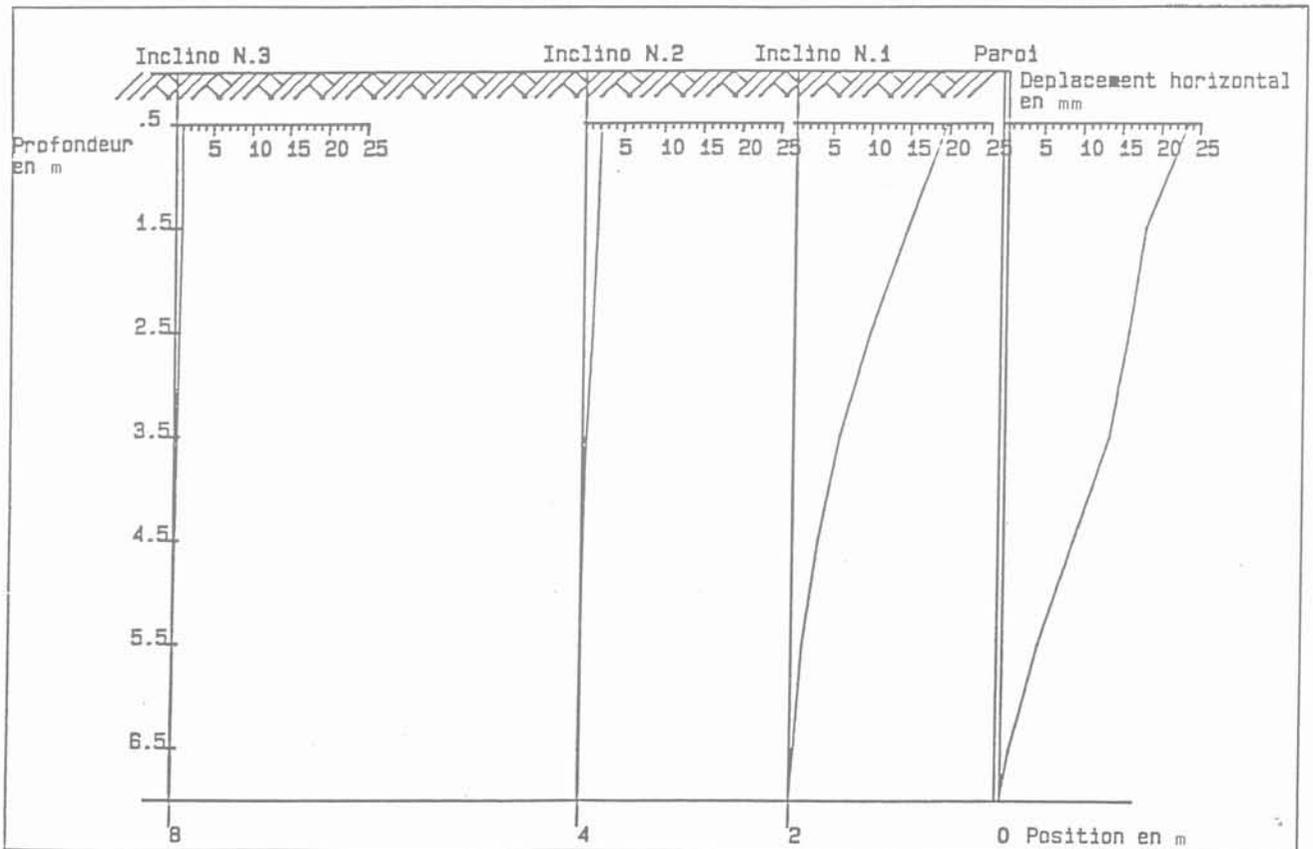


Fig. 3. — Paroi clouée expérimentale : déplacements horizontaux (après fluage).
 Fig. 3. — Experimental nailed soil retaining: horizontal displacements (after creep).

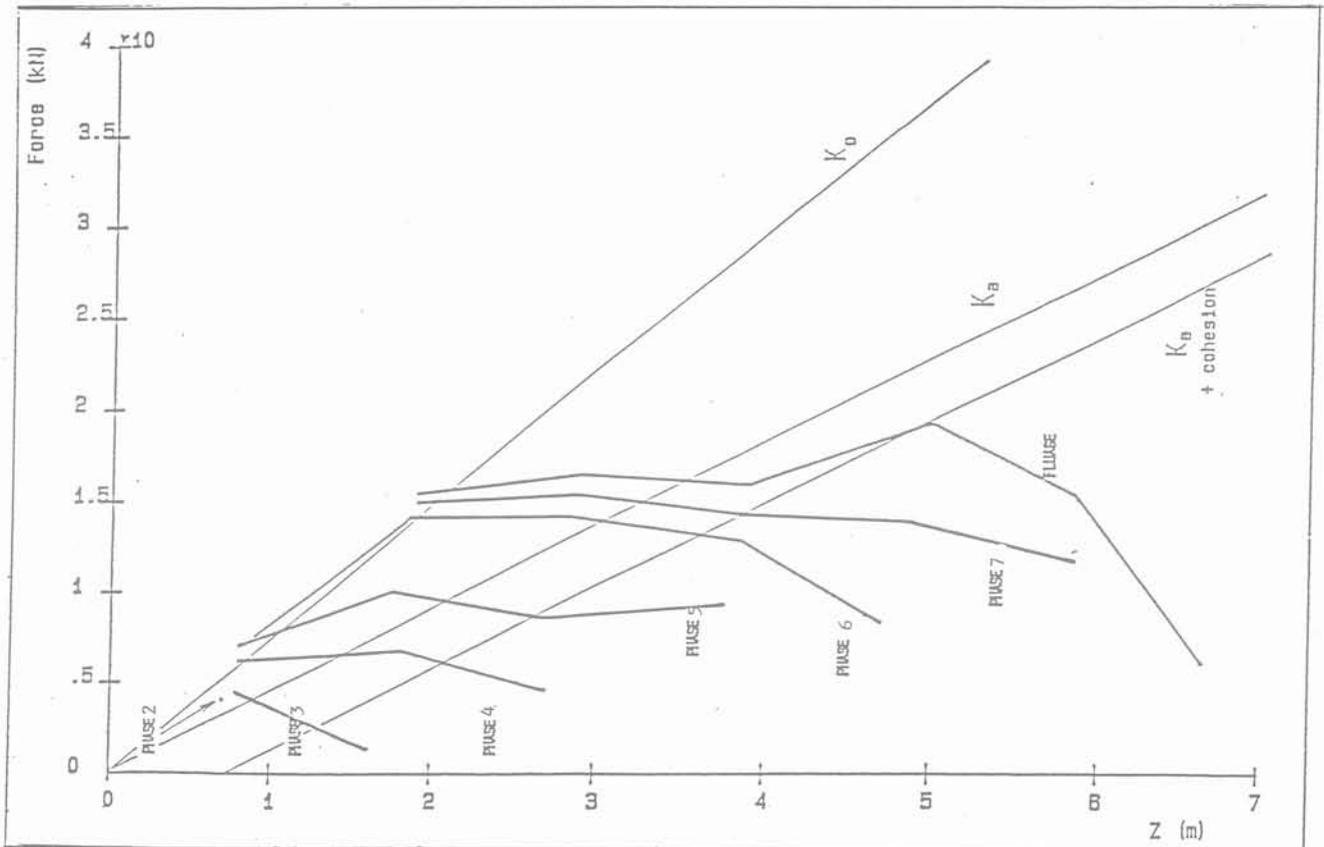


Fig. 5. — Paroi clouée expérimentale : effort maximum dans les barres en fonction de Z.
 Fig. 5. — Experimental nailed soil retaining: maximal strengths in the nails vs depth.

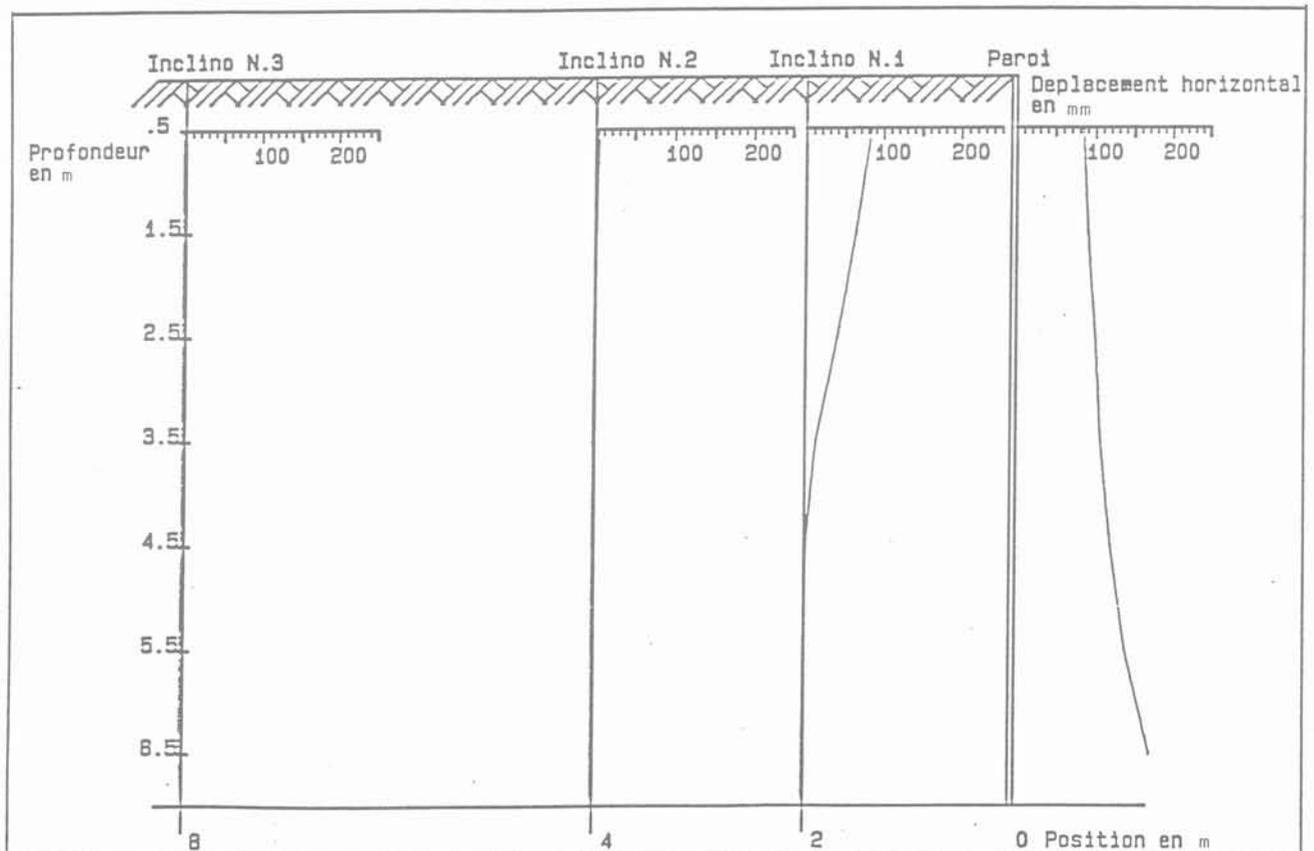


Fig. 6. — Paroi clouée expérimentale : déplacements horizontaux (après rupture).
 Fig. 6. — Experimental soil nailed soil retaining structure: horizontal displacements (after breakage failure).

l'aluminium et en prenant en compte l'étalonnage du clou \varnothing 40 mm.

la figure 5 montre la répartition des tractions maximales des clous en fonction du phasage ; on l'a comparée à la répartition de la poussée au repos et à la poussée active pour un angle de frottement interne du sable de $\varnothing = 38^\circ$.

L'enregistrement des efforts en tête de clous et des efforts maximaux de traction dans les clous a montré que la mise en charge se fait essentiellement lors des deux phases d'excavation suivant leur scellement.

4. MISE EN RUPTURE DU MASSIF CLOUÉ

Trois mois après la fin de l'exécution, le massif de sable cloué a été progressivement saturé pour augmenter son poids volumique et diminuer sa cohésion. Cette méthode présente l'avantage de ne pas perturber les champs de déplacements et de contraintes contrairement à celle qui consiste à amener des surcharges en tête de la paroi.

La mise en saturation du sable a amené la rupture de la paroi sans entraîner complètement sa ruine. La paroi s'est affaissée de 27 cm et s'est encastrée dans le sable sous-jacent, elle s'est avancée de 8 cm en tête et de 19 cm en pied.

5. OBSERVATIONS DU MASSIF CLOUÉ APRÈS RUPTURE ET EXCAVATION

La figure 6 montre à la fois le déplacement de la paroi et du massif après rupture.

La fissure en surface du massif s'est produite à 2,55 m de la paroi (fig. 7). Le schéma permet de constater



Fig. 7. — Fissures de surface après rupture du massif cloué.

Fig. 7. — Surface cracks after failure of the nailed soil retaining structure.

qu'un bloc rigide grossièrement circulaire a glissé lors de la rupture.

L'ensemble des relevés des bandes noires et des déformées des clous pendant l'excavation a permis de reconstituer la totalité de la zone de rupture du massif cloué.

En particulier, on a pu noter que les clous ont subi de grandes déformations de flexion (fig. 8) certains étant même cassés.

La rupture ne s'est pas produite suivant une surface unique mais suivant une zone de largeur variable entre la tête et le pied du massif cloué.

6. CONCLUSION

Cette expérimentation en vraie grandeur d'une paroi exécutée par une entreprise mais réalisée en contrôlant les paramètres du sol et en l'instrumentant a permis de suivre son comportement pendant les phases d'exécution et à la rupture.

On a mis en évidence que la cinématique des déplacements est différente lors de l'exécution et à la rupture, rotation par rapport au pied durant les différentes phases de travaux puis glissement pseudo-circulaire d'un bloc rigide à la rupture.

Le lieu des tractions maximales pendant l'exécution est quasi vertical en fonction de la profondeur sauf pour les deux dernières rangées de clous qui ne sont que partiellement mobilisées.

L'ensemble des résultats du rapport complet permettra de caler aussi bien les méthodes de calcul à la rupture que les méthodes de calcul en déplacement.

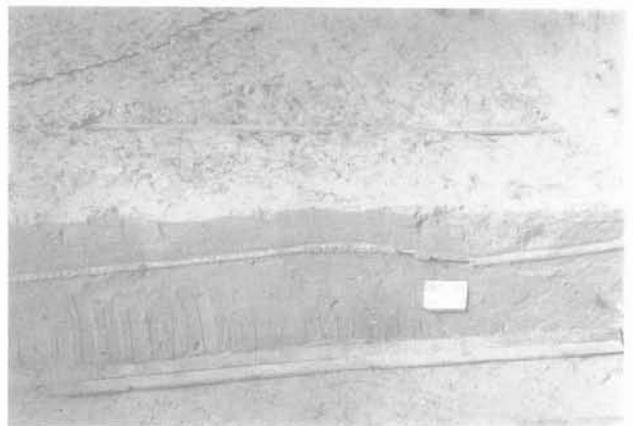


Fig. 8. — Clou déformé après rupture du massif cloué.

Fig. Distorted nail after failure of the nailed soil retaining structure.

détermination par fracturation hydraulique de l'état de contrainte à faible profondeur dans les roches élastiques et peu perméables

determination by hydraulic fracturing of the state of stress
at shallow depth in elastic and low permeable rocks

Ph. CHARLEZ*

Résumé

Cet article présente une nouvelle méthode de mesure de l'état de contrainte en surface en utilisant la fracturation hydraulique. Il est tout d'abord démontré que même en surface, il est possible d'obtenir des fractures verticales, ceci dépendant surtout du type d'obturateurs employés. Deuxièmement, partant des équations classiques de la fracturation hydraulique, on montre que seule la pression de fermeture est directement applicable en surface. De ce fait les trois inconnues que sont les deux contraintes horizontales et l'azimut de l'une d'entre elles ne peuvent être évaluées qu'à partir de fractures d'orientations différentes. Deux méthodes sont alors présentées pour y arriver : soit l'utilisation de discontinuités naturelles, soit la modification de l'état de contrainte autour du puits à l'aide de verins courbes. Des essais effectués au fond d'une exploitation à ciel ouvert prouvent la validité de la méthode.

Abstract

This paper presents a new method of determining the state of stress at shallow depth. It is first shown that even at very low depth the fractures can be vertical, depending on the type of packer used. Secondly, a recall of the classical hydraulic fracturing shows that the only valid equation at shallow depth is the "instantaneous shut-in pressure". The three unknowns (two horizontal stresses and their azimuth) can be evaluated only if several different fracture orientations are created. Two methods are presented: either using of natural discontinuities or the modification of the state of stress around the wellbore with curved jacks. Experimental tests performed at the bottom of a quarry have proved the validity of the method.

1. INTRODUCTION

Seul moyen d'investigation en profondeur (1, 2), la fracturation hydraulique n'est que rarement utilisée pour déterminer l'état de contrainte en surface. Elle est souvent supplantée par d'autres méthodes, surcarottage (3), vérin plat (4) dont la mise en œuvre est parfois compliquée et souvent coûteuse. La raison de ce choix a pour origine l'idée fausse que l'on se fait de la direction des fractures hydrauliques supposées perpendiculaires à la direction de la composante principale du tenseur contrainte. Une fracture hydraulique superficielle serait selon ce principe toujours horizontale et donc sans intérêt. Une analyse précise de l'état de contrainte autour du forage, montre qu'en réalité suivant le type d'obturateurs employés, les fractures peuvent être soit horizontales, soit verticales.

2. DISCUSSION DE LA MÉTHODE CLASSIQUE DE MESURE

La fracturation hydraulique consiste à isoler une portion de forage entre deux obturateurs étanches et à la mettre sous pression hydrostatique croissante jusqu'à ce qu'apparaisse pour une valeur particulière P_R de la pression une fracture. Celle-ci est ensuite propagée sur une certaine distance (au moins trois à quatre fois le rayon du forage) par injection de fluide puis, à l'arrêt du pompage, le forage est maintenu sous pression. La pression chute alors brutalement, puis plus lentement et enfin tend à se stabiliser (voir fig. 1). Les courbes pression temps et la détermination de l'orientation de la fracture au niveau du forage peuvent être mises à profit pour déterminer certaines composantes du tenseur contrainte. Il nous paraît intéressant de discuter les équations qui permettent d'y arriver.

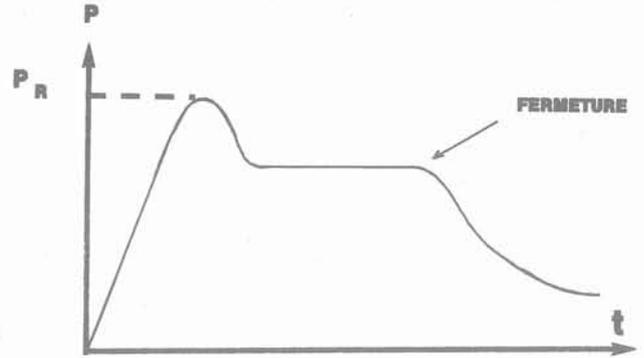


Fig. 1. — Diagramme de fracturation hydraulique.
Fig. 1. — Classical diagram of hydraulic fracturing.

2.1. État de contrainte à la paroi du forage (fig. 2)

Dans le cas de roches sèches, l'état de contrainte à la paroi du forage, résulte de la superposition des trois chargements suivants :

2.1.1. L'état de contrainte à l'infini perturbé par la présence du forage sur une distance de trois à quatre fois son rayon. Si l'on suppose que la roche est linéairement élastique et isotrope, que la composante verticale du tenseur de contrainte σ_v est principale (et par conséquent confondue avec l'axe z lui aussi supposé vertical), on peut montrer qu'en coordonnées cylindriques, l'état de contrainte à la paroi d'un forage vertical dans un milieu infini, vaut (5) :

$$\sigma_{\theta\theta} = \sigma_{zz} = \sigma_{\rho\rho} = 0 \tag{1}$$

$$\sigma_{\theta\theta} = (\sigma_H + \sigma_h) - 2(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\beta - \xi) \tag{2}$$

$$\sigma_{zz} = \nu [(\sigma_H + \sigma_h) - 2(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\beta - \xi)] + \sigma_v \tag{3}$$

$$\sigma_{\rho\theta} = \sigma_{\rho z} = \sigma_{\theta z} = 0 \tag{4}$$

σ_H et σ_h étant les contraintes horizontales principales à l'infini ($\sigma_H > \sigma_h$). β est compté positivement à partir du N, dans le sens N-E et ξ est le plus petit angle de σ_H avec le Nord compté dans le même sens.

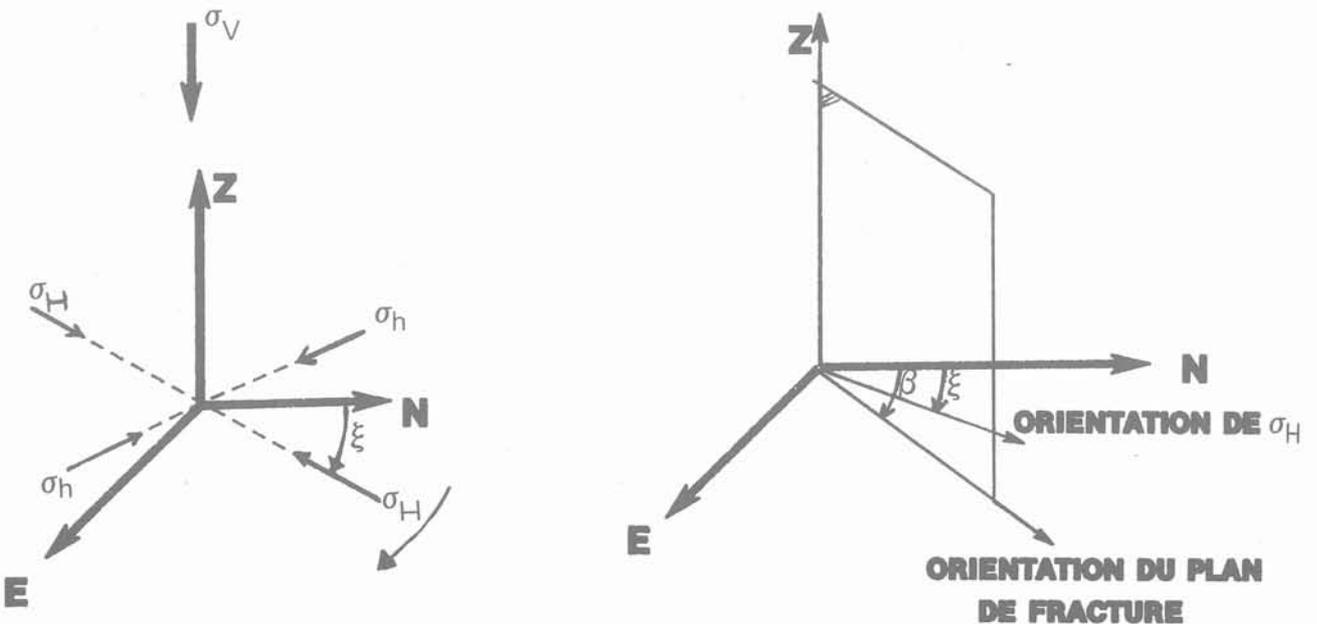


Fig. 2. — Axes de référence.
Fig. 2. — Reference axes.

2.1.2. L'état de contrainte dû à la pression hydrostatique P appliquée à la paroi du forage entre les obturateurs. Lorsque la distance entre ces obturateurs est suffisamment grande pour ne pas influencer l'état de contrainte dans la portion centrale de la région pressurisée, ce dernier vaut à la paroi (5).

$$\sigma_{pp} = P \tag{5}$$

$$\sigma_{\theta\theta} = -P \tag{6}$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_{p\theta} = \sigma_{pz} = \sigma_{\theta z} = 0 \tag{7}$$

Dans le cas de roches saturées par un fluide sous pression, un terme correcteur doit être introduit dans les expressions (5) et (6). Lorsque la roche est peu perméable, ce terme se réduit à la valeur de la pression interstitielle. Dans le cas de mesures superficielles, il peut être négligé.

2.1.3. L'état de contrainte dû aux obturateurs. Lorsqu'ils sont scellés dans le forage, on peut considérer qu'ils y imposent un cisaillement uniforme dont la résultante est égale et opposée à la force engendrée par la pression sur les obturateurs (fig. 3). Kehle (6) a étudié ce problème tridimensionnel dans des hypothèses d'élasticité linéaire par la méthode des potentiels complexes. Il a montré (fig. 3) que pour ce type d'obturateur l'état de contrainte à la paroi du forage au niveau de l'interface obturateur (cisaillement uniforme) - chambre pressurisée (contrainte normale uniforme P) est tel que $\sigma_{zz} = -P$ et $\sigma_{\theta\theta} = 0$.

Cette traction élevée parallèlement à l'axe du forage est due à la discontinuité du chargement et non à l'effort de cisaillement lui-même. C'est pourquoi, dans le cas d'obturateurs gonflables appliquant à la fois un cisaillement et une contrainte normale voisine de P, l'absence de discontinuité à l'interface chambre pressurisée-obturateur réduit la composante σ_{zz} à environ 10 % de la pression appliquée dans le forage.

Le champ de contrainte total à la rupture (soit pour la valeur P_R de la pression P), résulte de la superposition des trois composantes élémentaires soit, dans la chambre pressurisée

$$\sigma_{\theta\theta} = (\sigma_H + \sigma_h) - 2(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\beta - \xi) - P_R \tag{8}$$

et au niveau du passage chambre hydraulique-obturateur,

$$\sigma_{zz}^{(1)} = \nu [\sigma_H + \sigma_h - 2(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\beta - \xi)] + \sigma_v - P_R \tag{9}$$

dans le cas d'obturateurs scellés et

$$\sigma_{zz}^{(2)} = \nu [\sigma_H + \sigma_h - 2(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\beta - \xi)] + \sigma_v - 0,1 P_R \tag{10}$$

dans le cas d'obturateurs gonflables.

Pour savoir si la fracture créée sera horizontale ou verticale, il faut comparer les pressions $P_{R\theta}$ et P_{Rz} pour lesquelles $\sigma_{\theta\theta}$ et $\sigma_{zz}^{(1)(2)}$ atteignent la résistance à la traction du matériau R_T . La fracture sera donc verticale si :

$$P_{R\theta} < P_{Rz}^{(1)(2)} \tag{10 bis}$$

Dans le cas d'une roche isotrope (du point de vue de sa résistance à la traction R_T), une fracture verticale s'amorçant nécessairement dans la direction de σ_H ($\beta = \xi$), dans le cas d'obturateurs scellés la fracture sera verticale si :

$$\sigma_v > (1 - \nu) (3\sigma_h - \sigma_H) \tag{11}$$

Alors que dans le cas d'obturateurs gonflables :

$$\sigma_v > (0,1 - \nu) (3\sigma_h - \sigma_H) \tag{12}$$

les chances d'obtenir une fracture verticale augmentent donc avec la profondeur et avec l'intensité du déviateur. Dans le cas d'obturateurs gonflables ($\nu > 0,1$) la fracture sera toujours verticale et ce quelle que soit la profondeur.

Si le milieu est anisotrope (c'est-à-dire fracturé naturellement) avec une résistance horizontale R_H^+ et une résistance verticale R_V^+ (β) variant avec l'azimut, les relations (11) et (12) deviennent :

— Dans le cas d'obturateurs scellés :

$$\sigma_v > (1 - \nu) [(\sigma_H + \sigma_h) - 2(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\beta - \xi)] + R_V^+(\beta) - R_H^+ \tag{13}$$

— Dans le cas d'obturateurs gonflables :

$$\sigma_v > (0,1 - \nu) [(\sigma_H + \sigma_h) - 2(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\beta - \xi)] + 0,1 R_V^+(\beta) - R_H^+ \tag{14}$$

Dans ce dernier cas, seule une forte anisotropie horizontale (schistosité par exemple) peut donner lieu à une fracturation horizontale.

En conclusion, l'emploi d'obturateurs gonflables permet d'obtenir en surface une fracture verticale dans presque tous les cas.

2.2. Les équations classiques de la fracturation hydraulique

Lorsque les fractures sont verticales, les valeurs de σ_h , σ_H et ξ peuvent être déterminées à l'aide des équations décrites ci-après.

L'équation de rupture suppose que la fracture s'amorce dans la direction β où la contrainte $\sigma_{\theta\theta}$ à la périphérie du forage atteint la première la valeur locale de la résistance à la traction de la roche R_t . Dans le cas où R_t est isotrope (c'est-à-dire indépendante de β) la fracture est alignée sur σ_H . Dans le cas général, on peut écrire :

$$R_t(\beta) = (\sigma_H + \sigma_h) - 2(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\beta - \xi) - P_R \tag{15}$$

L'expérience montre (2) que cette équation est très imprécise de par la nature aléatoire de $R_t(\beta)$; la précision que l'on peut attendre de cette mesure est souvent inférieure à l'ordre de grandeur des déviateurs $\sigma_H - \sigma_h$ auxquels on peut s'attendre en surface. Cette équation est pour cette raison difficilement utilisable. Pour pallier à cette difficulté, certains auteurs (7) ont proposé d'utiliser la pression de réouverture c'est-à-dire la pression

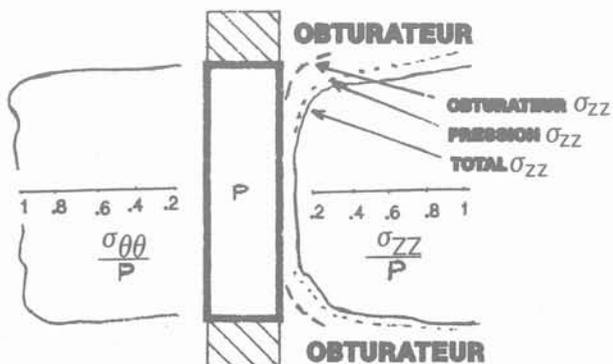


Fig. 3. — Influence des obturateurs.
Fig. 3. — Packers influence.

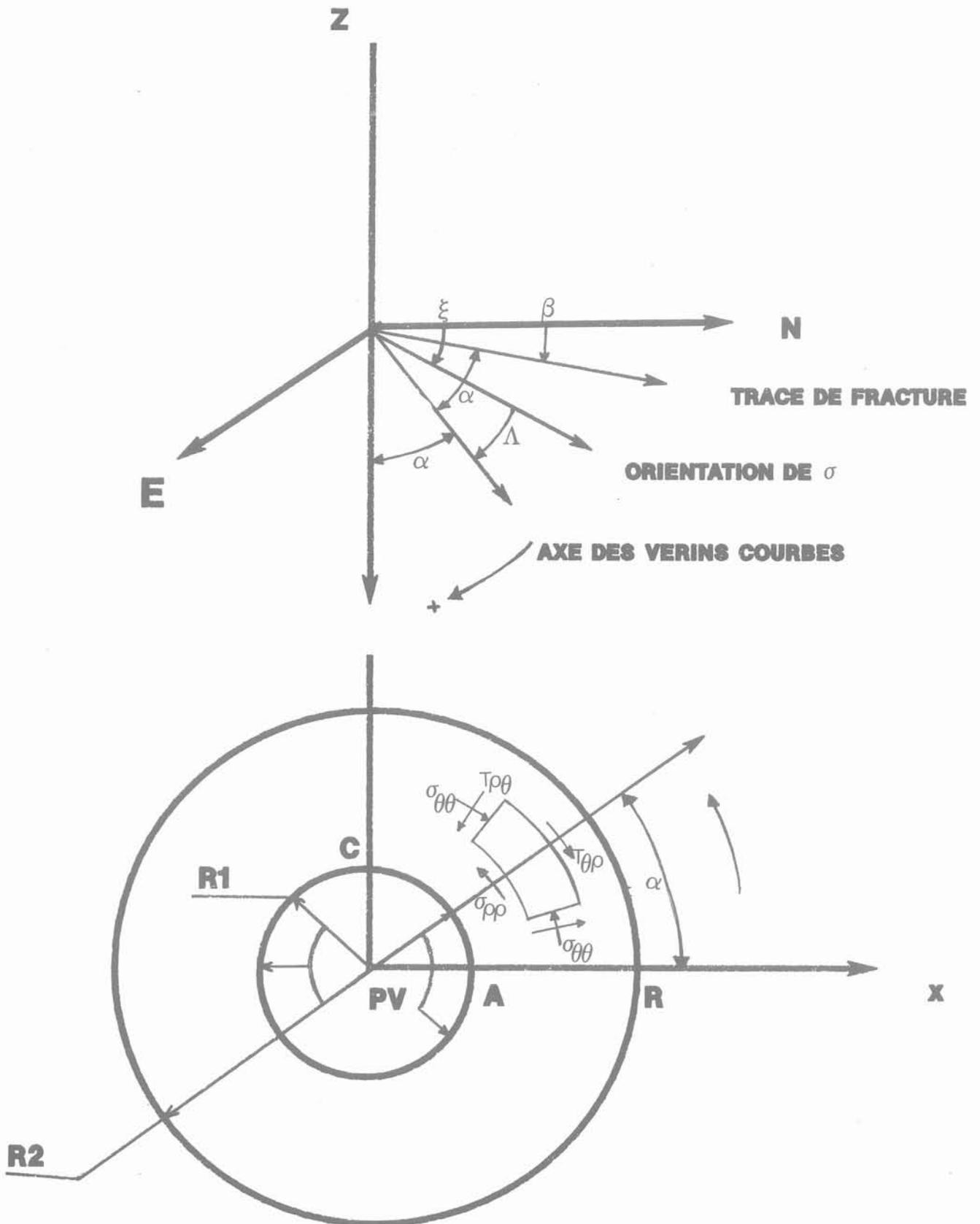


Fig. 4. — Problème des vérins courbes.
Fig. 4. — The curved jacks problem.

requis pour réouvrir une fracture hydraulique déjà développée après que la pression interstitielle fut retournée à sa valeur initiale dans tout le massif. L'équation correspondant à cette opération est identique à l'équation (15) avec $R_1(\beta) = 0$, la réouverture ne demandant aucune énergie de séparation. Cette équation est rarement utilisée pour deux raisons. D'une part elle dépend fortement de la dynamique de l'écoulement mais surtout, elle est inutilisable lorsque la fracture est déjà ouverte au niveau du forage c'est-à-dire lorsque $\sigma_{H1} < 0$ avant toute pressurisation, ce qui s'écrit :

$$\sigma_h < \sigma_H \frac{2 \cos 2(\beta - \xi) - 1}{2 \cos 2(\beta - \xi) + 1} \quad (16)$$

La troisième méthode utilise la relation entre les composantes horizontales du tenseur géostatique à la contrainte normale σ_n s'exerçant sur le plan de la fracture. C'est la seule qui puisse être utilisée sans ambiguïté. En effet, on peut montrer que la libération du cisaillement préexistant (nul si la fracture est parallèle à σ_H) n'affecte en rien σ_n , qui après fracturation reste égale à la projection du champ de contrainte τ sur la direction de la normale \vec{n} au plan de la fracture soit :

$$\sigma_n = [\tau \vec{n}] \vec{n} \quad (17)$$

En surface ($z < 3$ m) σ_v pouvant être négligé, cette formule peut être explicitée linéairement en posant :

$$\begin{aligned} X &= \sigma_H + \sigma_h \\ Y &= (\sigma_H - \sigma_h) \cos 2\xi \\ Z &= (\sigma_H - \sigma_h) \sin 2\xi \end{aligned} \quad (18)$$

sous la forme :

$$X + Y \cos 2\eta + Z \sin 2\eta = 4\sigma_n / (1 - \cos 2\phi) \quad (19)$$

où $\eta = \beta + (\frac{\pi}{2})$ et ϕ sont respectivement les orientations de cette normale par rapport au nord et la verticale. Au même titre que σ_H , σ_h et ξ , X, Y et Z varient avec la profondeur.

La mesure de σ_n peut s'effectuer de deux façons, en considérant la pression de fermeture instantanée et la pression de propagation à faible débit.

En effet, la pression requise pour propager une fracture peut être décomposée comme suit :

$$P = \sigma_n + \delta\sigma_n + P_C + P_K \quad (20)$$

où :

σ_n est la contrainte normale à la fracture,
 $\delta\sigma_n$ l'incrément supplémentaire de pression pour que la fracture s'ouvre,
 P_C la perte de charge dans la fracture,
 P_K l'effort de cohésion qu'il faut vaincre pour créer un élément de fracture supplémentaire.

Pour des fractures à propagation radiale (c'est-à-dire non confinées entre deux épontes), P_K diminue avec l'extension et devient rapidement négligeable dès que la fracture atteint des dimensions métriques. Si en plus, le débit d'injection est faible (quelques litres par minute), ce qui ne sera possible que pour des roches peu perméables, la perte de charge est elle aussi négligeable et, dans ce cas la pression de propagation est légèrement supérieure à la contrainte σ_n normale à la fracture.

σ_n peut aussi s'évaluer à l'aide de la pression de fermeture instantanée ISIP* dont nous explicitons ci-dessous

la signification. Une fois que le pompage est arrêté, la fracture est maintenue sous pression. On assiste alors à une décroissance de la pression et à la fermeture progressive de la fracture (fig. 1). Deux raisons expliquent cette décroissance de la pression : tout d'abord la propagation « post arrêt de pompage » dont résulte une augmentation rapide du volume de la fracture, donc une chute de pression pratiquement instantanée, aucun apport de fluide supplémentaire n'étant assuré. Lorsque les conditions de propagation en tête de fracture ne seront plus requises, seules les fuites par perméabilité à travers les faces de la fracture peuvent expliquer une chute de pression supplémentaire. Le changement de pente observé sur la courbe de fermeture correspond à l'arrêt de la propagation. La valeur de la pression qui y correspond est assez proche de la valeur de σ_n . C'est ce que l'on appelle l'ISIP. L'ISIP surestime toutefois σ_n puisque la fracture est à ce stade toujours ouverte. Il y a donc en réalité trois configurations différentes au cours de la fermeture : la propagation post « arrêt de pompage », la fracture qui se referme par percolation du fluide uniquement, la fracture fermée. La valeur de σ_n correspond en réalité à la transition entre les deux dernières configurations. Toutefois, cette transition n'est pas souvent observable au contraire de la première (correspondant au changement de pente mentionné plus haut). Ce dernier est d'autant plus facile à estimer que la roche est peu perméable puisque dans le cas contraire la chute de pression due aux fuites vient masquer l'arrêt de la propagation. Nous nous contenterons d'évaluer σ_n au changement de pente. Plusieurs types de constructions géométriques permettent de l'estimer (8). Ces techniques sont toutefois loin de faire toujours l'unanimité, car aucune base théorique n'est réellement établie.

Le calcul des trois inconnues σ_H , σ_h et ξ (c'est-à-dire X, Y, Z) n'est donc pas possible à partir de la méthode classique (équations de rupture, réouverture, fermeture) puisqu'en surface il a été montré que seule l'équation (19) était utilisable.

Dès lors s'il s'avérait possible de développer des fractures hydrauliques dans différentes directions indépendamment de l'état de contrainte régional, ces fractures pourraient être utilisées comme de véritables vérins plats et permettraient la mesure de la contrainte normale supportée par des plans d'orientations variées. On aboutirait alors à un système d'équations linéaires (du type 19) à trois inconnues X, Y, Z. La suite de l'article sera centrée sur la possibilité d'appliquer cette méthode de mesure de contraintes exclusivement à l'aide de la mesure de σ_n le long de fractures d'orientations différentes et donc sur les possibilités effectives de les créer à faible profondeur.

3. AMORCE ET PROPAGATION D'UNE FRACTURE HYDRAULIQUE ORIENTÉE

Par fracture orientée, nous faisons référence à des fractures hydrauliques dont l'orientation n'est pas perpendiculaire à la direction de la composante principale minimum du tenseur de contrainte.

Deux méthodes peuvent être envisagées.

* ISIP : Instantaneous Shut In Pressure.

3.1. Fracturation hydraulique orientée naturelle

Dans le cas de roches isotropes et selon la théorie classique, les fractures sont parallèles à la contrainte principale maximum horizontale. Si par contre le massif présente une anisotropie de résistance ayant pour origine une fissuration naturelle (failles, schistosité, joints de calcite), la rupture ne surviendra pas nécessairement parallèlement à σ_H mais dans une direction où la contrainte à la paroi du forage atteindra la première la résistance locale soit :

$$\sigma_{\theta\theta}(\beta) = R_t(\beta) \quad (21)$$

Dans le cas où la discontinuité n'est pas recimentée, $R_t(\beta)$ sera par ailleurs nulle.

Lorsque le plan de fracture est incliné par rapport aux directions des contraintes principales régionales horizontales, il y a relâchement de la composante de cisaillement dans ce plan. De ce fait, lors de la fermeture de la fracture les lèvres ne reviennent pas parfaitement en contact. Toutefois, ce relâchement ne modifie nullement la composante normale de la contrainte supportée par ce plan qui reste après fracturation égale à celle qui préexistait à la fracturation, comme nous l'avons déjà précisé (voir 2.2.).

3.2. Fracturation hydraulique orientée artificielle

La méthode consiste à modifier l'état de contrainte à la périphérie du trou en superposant à la pression hydrostatique P_H une pression sectorielle symétrique P_v appliquée uniformément à l'aide de vérins courbes sur deux secteurs de portance angulaire 2α . La résolution du problème des vérins courbes (fig. 4) peut être abordée par la théorie de l'élasticité (5, 9) à l'aide de la théorie des potentiels complexes soit pour un cylindre creux infiniment long soit pour un massif infini percé d'un trou (voir l'annexe).

A la paroi du forage, l'expression de la contrainte tangentielle tend vers une solution exacte, discontinue lorsqu'on passe de la zone non chargée à la zone chargée. En particulier, la contrainte tangentielle $\sigma_{\theta\theta}$ due aux seuls vérins est telle que :

$$\sigma_{\theta\theta} = - (4 P_v \alpha / \pi) + P_v \quad (22)$$

dans la zone chargée et

$$\sigma_{\theta\theta} = - (4 P_v \alpha / \pi) \quad (23)$$

dans la zone non chargée.

La contrainte totale due à la superposition des états de contrainte résultant des pressions hydrostatiques et sectorielles ainsi que du champ de contrainte géostatique vaudra à la paroi :

$$(\sigma_{\theta\theta})_1 = (\sigma_H + \sigma_h) - 2 (\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\beta - \xi) - (4 P_v \alpha / \pi) + P_v - P_H \quad (24)$$

dans la zone chargée par les vérins, et :

$$(\sigma_{\theta\theta})_1 = (\sigma_H + \sigma_h) - 2 (\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\beta - \xi) - (4 P_v \alpha / \pi) - P_H \quad (25)$$

dans la zone non chargée.

Si la direction de σ_H se trouve dans le secteur non chargé par les vérins courbes, leur effet est de diminuer la valeur de la pression hydrostatique requise pour amorcer la fracture hydraulique (de $4 P_v / \pi$) mais la direction reste inchangée (c'est-à-dire parallèle à σ_H).

Par contre si la direction de σ_H se trouve dans le secteur d'action des vérins courbes, alors la fracture peut s'amorcer parallèlement à la directrice limite du secteur chargé la plus proche de σ_H (c'est-à-dire pour un angle $\beta = \xi + \Lambda - \alpha$, Λ définissant l'orientation de l'axe des vérins par rapport à σ_H). La pression P_v dans les vérins courbes devra toutefois être suffisante pour que (les compressions sont supposées positives) :

$$P_H \text{ rupture } (\beta = \xi) > P_H \text{ rupture } (\beta = \xi + \Lambda - \alpha) \quad (26)$$

sans quoi la rupture s'opèrera parallèlement à σ_H

soit si :

$$P_v > 2 (\sigma_H - \sigma_h) [1 - \cos 2(\Lambda - \alpha)] \quad (27)$$

Dans le cas de la cellule développée à l'Institut de Physique du globe de Paris, que nous avons utilisée $\alpha = \pi/4$. La condition s'écrira :

$$P_v > \alpha (\sigma_H - \sigma_h) (1 - \sin 2\Lambda) \quad (28)$$

La pression requise pour que la fracture soit orientée autrement que suivant σ_H est donc proportionnelle au déviateur et diminue si Λ augmente. Si $\Lambda = \alpha$ le bord du vérin se trouve dans la direction de σ_H et la fracture s'amorcera dans cette direction.

Une fois amorcée, la fracture orientée doit être propagée sur une distance suffisante dans sa propre direction afin de s'affranchir de la concentration de contrainte due à la présence du forage.

Toutefois, le calcul montre qu'une amorce orientée propagée de façon quasi statique par une pression hydraulique tourne instantanément et se réaligne sur σ_H , phénomène d'autant plus marqué pour des fractures orientées à 45° par rapport aux contraintes. Toutefois, l'amorce n'est jamais quasi statique et, au départ le taux de restitution d'énergie excède largement l'énergie de surface. L'amorce est toujours suffisamment longue pour que la mesure soit possible. Les essais décrits dans la suite viendront le confirmer.

4. LA CELLULE IPG

(Institut de Physique du Globe de Paris)

La cellule IPG est une sonde de 72 mm de diamètre couplant sur un même appareil les deux systèmes de pressurisation proposés (pressions hydrostatique et sectorielle) (fig. 5).

Elle se compose essentiellement d'une partie centrale (destinée à l'injection du fluide et à l'ancrage des vérins), de deux obturateurs, gonflables et autoserrables, et de deux vérins courbes de portance 90° chacun.

Les vérins sont déformables ; ils se présentent sous la forme d'un double feuillet métallique de 1 mm d'épaisseur. Ils résultent de l'emboutissage de tubes inox dans une matrice prévue à cet effet.

L'appareil a d'abord été testé dans un tube d'acier de 1 cm d'épaisseur dont la déformation a été évaluée à l'aide de jauges résistives disposées radialement sur la face externe du tube. Les valeurs mesurées dans différents azimuts par rapport à l'axe des vérins ($0, \pi/2, \pi, \pi/2$) ont alors été comparées aux valeurs prévues par la théorie de l'élasticité.

Sur les courbes de la figure 6 apparaissent à la fois l'anisotropie symétrique du déplacement au contour ainsi

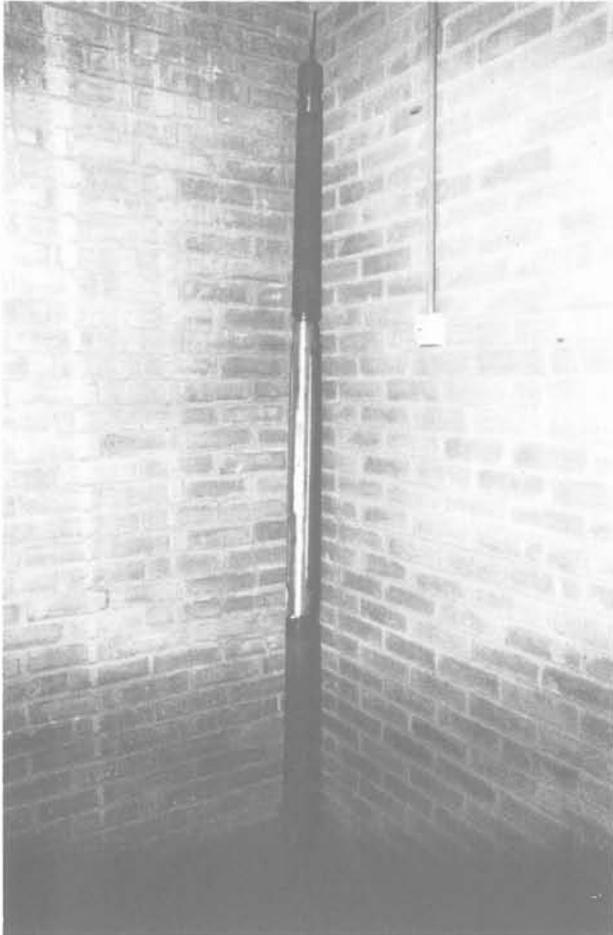


Fig. 5. — Cellule IPG.
Fig. 5. — IPG cell.

que la réponse des vérins qui jusqu'à 1 MPA environ se déforment sans déformer le tube.

La comparaison est assez satisfaisante :

θ	ϵ mesuré (10^{-6} /bar)	ϵ calculé (10^{-6} /bar)
0 ou π	- 10,81	- 9,45
$\pi/2$ ou $3\pi/2$	+ 7,59	+ 7,85

L'écart compris entre 5 et 10 % montre que les vérins ne sont pas efficaces sur toute leur portance.

5. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Une série d'essais a été réalisée au fond d'une exploitation à ciel ouvert située dans le Sud de la Belgique (Soignies). La roche, connue sous le nom local de « petit granite », est un calcaire crinoïdique très compact, très raide et fortement imperméable (porosité inférieure au millième, module d'élasticité supérieur à 50 GPa et perméabilité inférieure au microdarcy).

Trois forages voisins superficiels (A, B et C), préalablement carottés ont permis d'effectuer un certain nombre d'essais dont six ont pu être retenus (fig. 7). Un seul (essai 11) a été effectué à l'aide des vérins courbes.

La contrainte normale à la fracture a été évaluée à la fois à l'aide de la pression de fermeture instantanée et dans certains cas avec la pression de propagation à faible débit.

L'orientation η du plan de la fracture ($\eta = \beta + (\pi/2)$) ainsi que l'inclinaison ϕ de la normale du plan de la fracture par rapport à la verticale ont pu être mesurées grâce à un packer d'impression. Pour chacune des mesures de σ_n , η et ϕ , des marges d'erreur ont été appréciées. La bonne concordance entre la pression de fermeture instantanée et la pression de propagation à faible débit a notamment été prise en considération pour évaluer la précision sur σ_n .

Les profondeurs indiquées correspondent à la transition « obturateur supérieur, chambre hydraulique ». Ces profondeurs n'ont d'ailleurs qu'une importance toute relative puisque la contrainte verticale est négligée dans le modèle.

En remplaçant les valeurs ci-dessus dans l'équation (17) on obtient un système linéaire surdéterminé de six équations à trois inconnues.

Nous avons alors introduit les valeurs ci-dessus dans un programme d'inversion généralisé disponible à l'IPG. Les résultats sont les suivants :

$$\begin{aligned} \sigma_H &= 32 \pm 2 \text{ bar} \\ \sigma_h &= 6.5 \pm 1.5 \text{ bar} \\ \xi &= N 82^\circ E \pm 2.5^\circ \end{aligned}$$

Le champ de contrainte est donc fortement anisotrope ($\sigma_H = 5 \sigma_h$) et la valeur des contraintes faible. Ces valeurs justifient donc toutes les remarques développées à propos de l'utilisation des pressions de rupture et de réouverture.

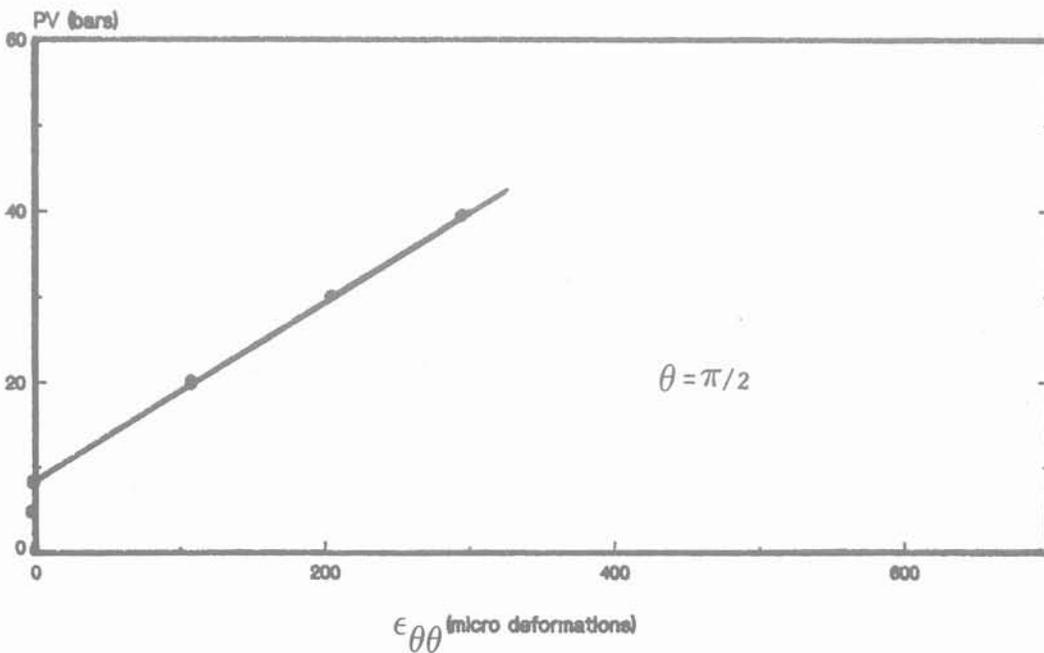
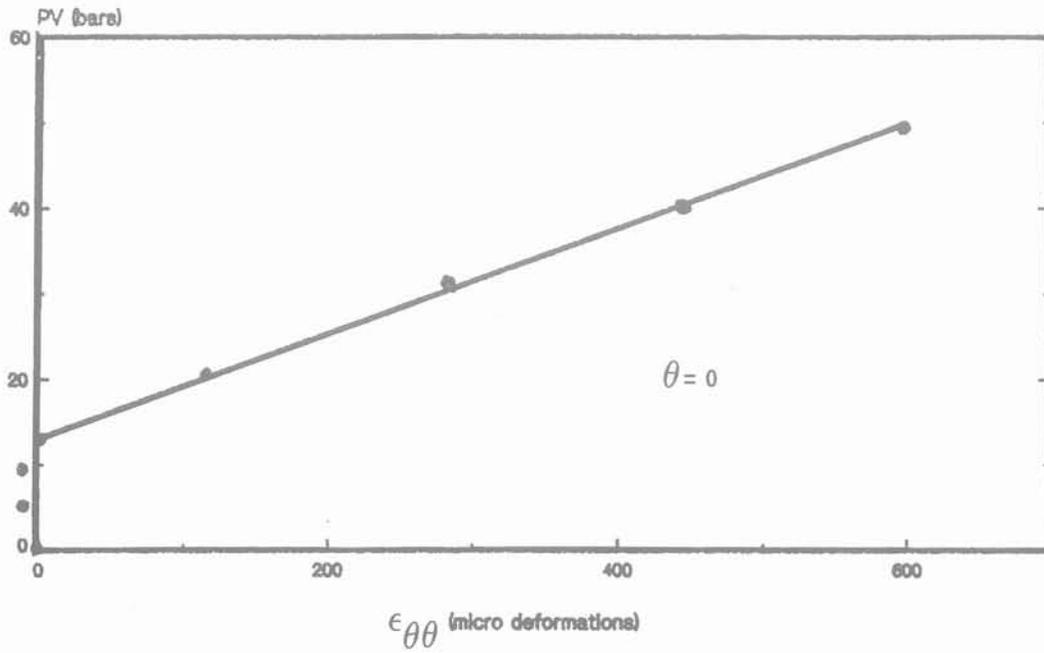
Trois orientations franchement différentes ont été observées. Une seule fracture est pseudoparallèle à σ_H (c'est-à-dire pseudoparallèle à la paroi abrupte de l'excavation (fig. 7). Quatre fractures se sont développées dans des discontinuités naturelles (essais 3, 6, 7 et 8) celles-ci étant pseudoparallèles à la faille principale traversant la carrière. Pour l'essai n° 11, le seul effectué à l'aide des vérins courbes (dont l'axe avait été placé E-W), la fracture s'est amorcée en formant un angle de 39° avec leur axe. Un surcarottage postérieur a montré que la fracture s'était propagée dans sa propre direction sur 15 cm après quoi elle s'est réalignée sur σ_H . Cette longueur est donc suffisante pour s'affranchir de la concentration de contrainte due au forage (7 cm de diamètre). Il faut toutefois limiter au minimum les volumes injectés si l'on veut que la première mesure de pression de fermeture corresponde à la contrainte supportée par le plan orienté.

Quoi qu'il en soit, on observe donc bien des fractures verticales ou pseudo-verticales et non horizontales (la fracture ayant un pendage de 12.5° correspond à l'inclinaison du joint de calcite dans lequel elle s'est amorcée).

CONCLUSIONS

On peut déduire de cette étude les conclusions suivantes :

Fig. 6. — Etalonnage des vérins courbes en laboratoire.
Fig. 6. — Calibration of curved jacks.



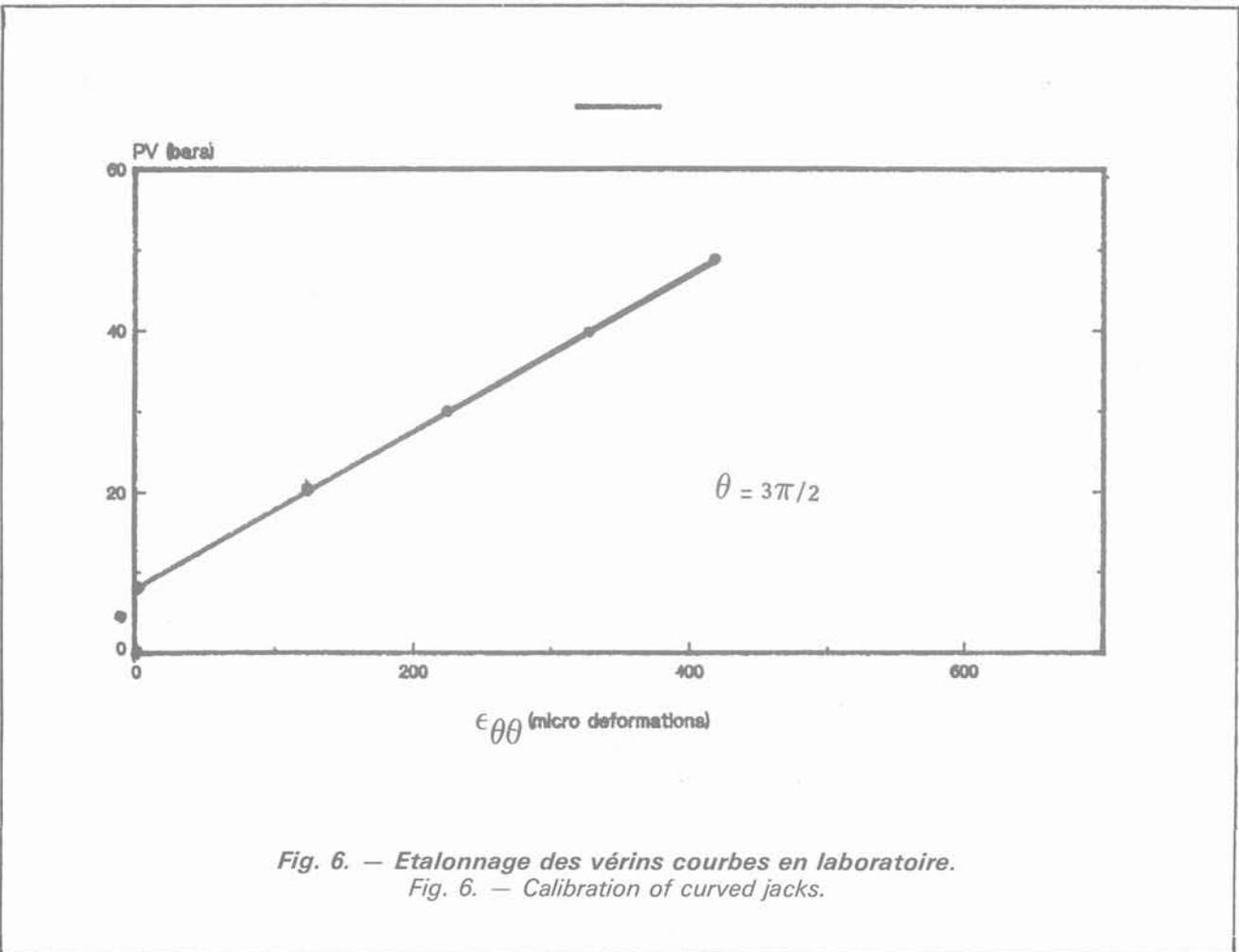
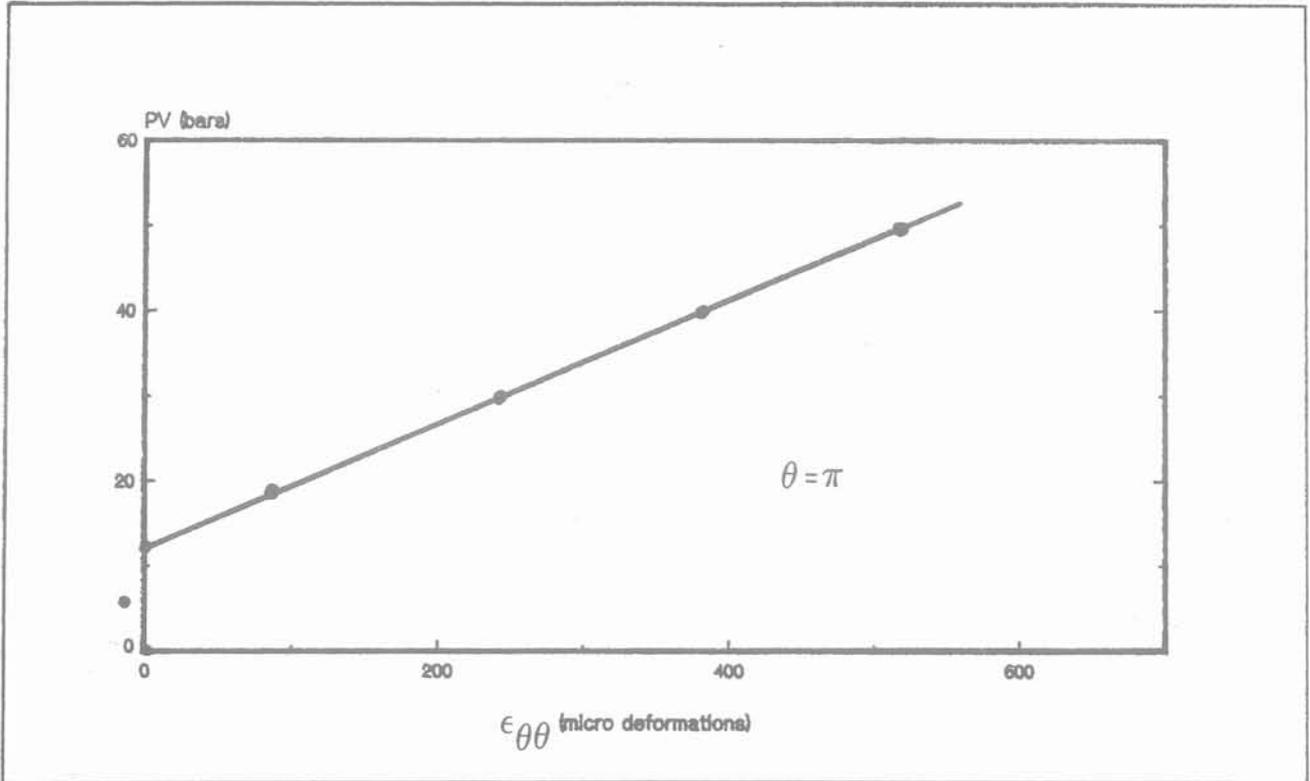


Fig. 6. — Etalonnage des vérins courbes en laboratoire.
 Fig. 6. — Calibration of curved jacks.

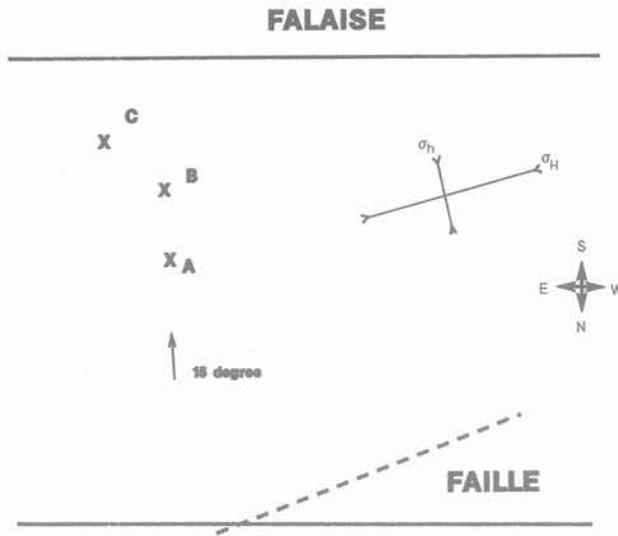


Fig. 7. — Plan de la carrière et orientation du champ de contrainte superficiel.
 Fig. 7. — Orientation of the state of stress at the bottom of the quarry.

— Du fait du type de chargement (obturateurs gonflables) et conformément à la théorie de Kehle, les fractures bien que superficielles sont verticales. Ceci justifie donc bien l'emploi d'obturateurs gonflables.

— Dans le cas traité le rapport σ_H/σ_h étant supérieur à 3, et, la valeur absolue des contraintes d'un ordre de grandeur comparable à l'incertitude sur la résistance à la traction de la roche, les équations de rupture et de réouverture ne sont pas utilisables. La mesure de la seule contrainte normale au plan de fracture (par la pression de fermeture instantanée et la pression de propagation à faible débit) nécessite de multiplier le nombre d'orientations (au moins trois) et de prolonger les fractures dans leur propre direction sur des distances suffisantes. L'emploi de vérins courbes résoud artificiellement ce problème.

— Enfin, elle confirme le rôle essentiel de l'anisotropie de résistance sur l'amorçage des fractures hydrauliques en surface. L'hypothèse classique qu'une fracture est toujours parallèle à σ_H est dans ce cas presque toujours erronée. L'azimut de σ_H doit donc être calculé non mesuré.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé à l'Institut de Physique de Globe de Paris sous la direction de F.H. CORNET. Il a été financé par la Commission des Communautés Européennes et la Compagnie Française des Pétroles.

BIBLIOGRAPHIE

1. ROEGIERS J.C. (1975). *The development and evaluation of a field method for in situ stress determination using hydraulic fracturing*. Final report Departement of Army Contract N° DACW 45-74 — C — 006.
2. HAIMSON B., FAIRHURST C. (1969). *In situ stress determination at great depth by means of hydraulic fracturing*. 11th Symposium on rock mechanics, June 1969, Berkeley, pp. 559-584.
3. BONNECHERE F.J. (1970). *Contribution à la détermination de l'état de contrainte dans les massifs rocheux*. Thèse de doctorat en sciences appliquées, Université de Liège (Belgique).
4. TINCELIN E. (1951). *Les études de pressions de terrain entreprises dans les mines de fer de Lorraine*. Conférence sur les pressions de terrain, 24-28 avril 1951.
5. JAEGER J.C. ET COOK N.W.G. (1969). *Fundamental of Rock mechanics*. Methuen and Co Ltd.
6. KEHLE R.D. (1964). *Determination of Tectonic stresses through analysis of hydraulic well fracturing*. JGR, vol. 69, n° 2, pp. 259-273, 3 fig.
7. ZOBACK M., POLLARD D. (1978). *Hydraulic fracturing propagation and the interpretation of pressure-time records for in situ stress determinations*. 19th US Symposium on rock mechanics, Stateline, Nevada.
8. McLENNAN, ROEGIERS J.C. (1982). *How instantaneous are ISIP?* SPE 11064.
9. MUSKHELISVILI N.I. (1953). *Some basic problems of the mathematical theory of Elasticity*. 3^e Revised Edition and augmented edition; traduit du russe par JRM. Radock; Nordhof-Ltd Gronigen, Holland.
10. CORNET F.H. (1981). *Etude sur la propagation des fractures hydrauliques dans les roches*. Rapport pour la C.E.E. — Référence EUR 7287, MF 80 pages.
11. CHARLEZ Ph. (1984). *Détermination de l'état de contrainte dans les roches élastiques et peu perméables*. Thèse de D.I.I.P.G. Paris.

Forage	N°	Prof. (m)	η°	$\Delta\eta$	σ_n (bar)	$\Delta\sigma_n$ (bar)	\varnothing (°)	$\Delta\varnothing$
A	3	2,7	140	5	14	± 1,5	0	5
A	4	0,90	177	2	6,5	± 1,5	0	5
C	6	0,90	152	7	11	± 3	7,5	5
C	7	1,50	145	5	11,5	± 0,5	0	5
C	8	2,70	140	5	13	± 1	12,5	5
B	11	0,90	219	2	20	± 0,5	0	5

ANNEXE

Le problème des vérins courbés en élasticité plane

Champ de contrainte dans un anneau circulaire

En tout point ρ, θ de l'anneau, le champ de contrainte aura la forme

$$\sigma_{\rho\rho} = \sum_{-\infty}^{+\infty} (2 - 2m) a_{2m} \rho^{2m} \cos 2m\theta - \sum_{-\infty}^{+\infty} a'_{2m} \rho^{2m} \cos (2m + 2)\theta$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \sum_{-\infty}^{+\infty} (2 + 2m) a_{2m} \rho^{2m} \cos 2m\theta + \sum_{-\infty}^{+\infty} a'_{2m} \rho^{2m} \cos (2m + 2)\theta$$

$$\tau_{\rho\theta} = \sum_{-\infty}^{+\infty} (2 + 2m) a_{2m} \rho^{2m} \sin 2m\theta + \sum_{-\infty}^{+\infty} a'_{2m} \rho^{2m} \sin (2m + 2)\theta$$

où :

$$a_{2m} = \frac{PV}{m\pi} \sin.2m\alpha R_2^{-2m} \lambda^2 \frac{\lambda^{2m}(1 - \lambda^{-4m+2}) - (1 + 2m)\lambda^{-2m}(1 - \lambda^2)}{(1 - 4m^2)(1 - \lambda^2)^2 - (1 - \lambda^{4m+2})(1 - \lambda^{-4m+2})}$$

$$a'_{2(m-1)} = \frac{PV}{m\pi} \sin.2m\alpha \lambda^2 \frac{(1 - 2m)(\lambda^{2m+2} - \lambda^{-2m+2}) + \lambda^{-2m}[(1 - \lambda)^{4m+2} - (1 - 4m^2)(1 - \lambda^2)]}{(1 - 4m^2)(1 - \lambda^2)^2 - (1 - \lambda^{4m+2})(1 - \lambda^{-4m+2})}$$

$$\times R_2^{2-2m} m = \pm 1, \pm 2, \pm 3$$

avec $\lambda = R_1/R_2$

Les valeurs de a_0 et a'_{-2} sont des cas particuliers telles que :

$$a_0 = \frac{PV}{\pi} \alpha \left(\frac{R_1^2}{R_1^2 - R_2^2} \right)$$

$$a'_{-2} = \frac{2}{\pi} \alpha PV \frac{R_1^2 R_2^2}{(R_1^2 - R_2^2)}$$

Cas particulier : Massif infini.

En faisant $R_2 = \infty$, on retrouve les formules proposées par JAEGER & COOK (5)

$$\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta} = \frac{4PV}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\sin.2m\alpha}{m} \left(\frac{R1}{P} \right)^{2m} \cos.2m\theta$$

$$\sigma_{\rho\rho} - \sigma_{\theta\theta} = \frac{4PV\alpha}{\pi} \left(\frac{R1}{\rho} \right)^2 + \sum_{m=1}^{\infty} \frac{4PV}{\pi} \sin.2m\alpha \left(\frac{R1}{\rho} \right)^{2m} \left(1 - \frac{R1^2}{\rho^2} \right) \cos 2m\theta$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{2PV}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \left(\frac{R1}{\rho} \right)^{2m} \left(1 - \frac{R1^2}{\rho^2} \right) \sin 2m\alpha \cos 2m\theta$$

E.N.P.C./D.F.C.A.I. - SESSIONS DE FORMATION - 2^e TRIMESTRE 1987

géotechnique, matériaux, structures

— Nouvelles techniques d'études et de construction sur les sols compressibles	13 au 15 octobre	Paris
— Techniques de soutènement en élévation	20 au 23 octobre	Paris
<i>Journées d'étude :</i>		
— Grands travaux et géologie	18 et 19 novembre	Paris
— La responsabilité du géotechnicien : pratique professionnelle aspects jurisprudentiels	15 et 16 décembre	Paris
— Le creusement mécanisé des tunnels	15 au 17 décembre	Paris
— Compactage	12 au 16 octobre	Rouen

programme du premier semestre 1988

<i>Journées d'étude :</i>		
— L'évaluation des risques naturels	1 ^{er} et 2 mars	Paris
— La pratique de l'injection et des écrans d'étanchéité	8 au 10 mars	Paris
— Stockage en souterrain	22 au 24 mars	Paris
— Stabilité des pentes	26 au 29 avril	Grenoble
— Les nouvelles règles parasismiques	1 ^{er} et 2 juin	Grenoble
— Géotechnique : les enseignements à tirer des accidents survenus aux ouvrages de génie civil	Journées d'étude Juin	Paris

Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C., 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris à Christine ROSE.
Tél. 16 (1) 42.60.34.13.

GROUND ENGINEERING

Contents Vol. 20, No. 1, January 1987

2 Talking Point: Getting physical, <i>by William H. Craig</i>	12 Specification for pile testing (Feration of Piling Specialists)
4 British Geotechnical Society News	21 Soil Nailing: Applications and Practice — part 2, <i>by D.A. Bruce and R.A. Jewell</i>
5 For the record	35 Rawco demonstrates plant for mini-piling
7 Geotechnical aspects of the Mexico earthquake — A report on the joint British Geotechnical Society/SECED meeting at the ICE, Westminster, on November 12, 1986, <i>by Sarah Springman</i>	38 Geotechnical Materials: Preventing heave of floor slab of Gatwick's new terminal building; Membrane for lining reservoirs and forming baffles
9 Geodiary	

Contents Vol. 20, No. 2, March 1987

2 Talking Point: Value for money, <i>by Ivor Ellis</i>	21 Observations of the effects of shallow tunnels on buried services, <i>by R.C. Owen</i>
5 British Geotechnical Society News	30 Ground Engineering Plant and Equipment: Liebherr Great Britain to market new range of crawler cranes in UK; Akermans to sell Banut piling rig in UK; Complex spraying of concrete for slalom course
5 For the record	31 Underground Services: Stanton design ductile iron linings for Channel Tunnel; Decon to manufacture and sell Saltau microtunnelling machines
8 Current research on foundation design and performance by the Laboratoires des Ponts et Chaussées, France — Report on a lecture by Dr. Roger Frank at a meeting of the British Geotechnical Society held at the ICE, Westminster, on October 8, 1986, <i>by G. Price</i>	
11 Geodiary	
15 Piling for Thames-side development	

Published eight times a year by GEO Publications Ltd. - PO Box 370, Brentwood, Essex - CM 14 4AQ, England
(Telephone : 0277-73456)

Price: £3.50 per copy post free (UK) - £22 per year, UK - £27 overseas (surface mail postage paid)

© 1987 - ISSN 0017-4653

recosol

un didacticiel d'apprentissage de la reconnaissance des sols

RECOSOL, a courseware for soil investigation

AZZOUZ R., FAUGERAS J.C.

Assistants au Centre Universitaire des Sciences
et Techniques, Filière Génie Civil
Université de Clermont II*

Résumé

Le didacticiel présenté dans cet article permet la simulation de reconnaissances de sol. Il offre le choix entre trois sites et neuf projets (pont, immeuble, usine...). Pour chaque site il est capable de donner environ quatre-vingts résultats correspondant aux essais les plus fréquemment utilisés dans la pratique. A partir du plan de masse de l'ouvrage et de la description géologique du site, l'utilisateur passe commande des essais qu'il souhaite, il les implante et le didacticiel lui présente les résultats correspondants sous forme de courbes ou de tableaux. Les critères pris en compte pour l'évaluation de sa campagne sont les suivants : les types d'essais, leur nombre et leur implantation, la profondeur d'investigation et le coût total de la reconnaissance.

Abstract

The courseware presented in this paper specializes in the simulation of soil investigation. It offers a choice between three sites and nine projects (bridge, building, factory...). It is capable, for each site, to produce about 80 results, corresponding to the most frequently performed tests. Starting from the general plan of the construction and the geological description of the site, the user selects the kinds of tests he wishes to be performed, implants them and obtains from the system the corresponding results in the form of curves or tables. The criteria taken into account in the evaluation of his project are the following : types, number, depth and implantation of tests and total cost of site investigation.

* U.E.R. de Recherche Scientifique et Technique, 24, avenue des Landais, B.P. 45, 63170 Aubière.

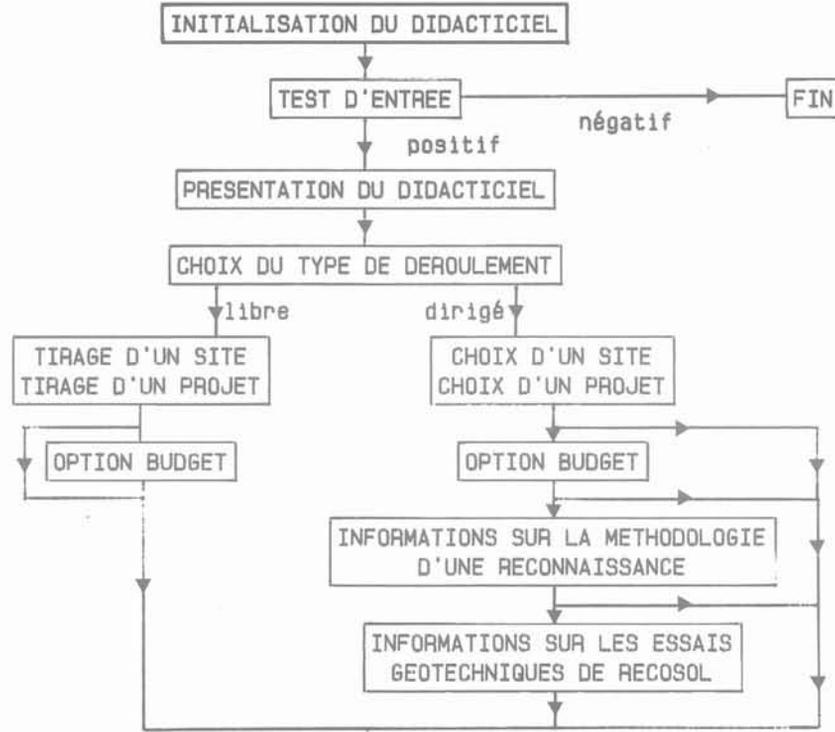
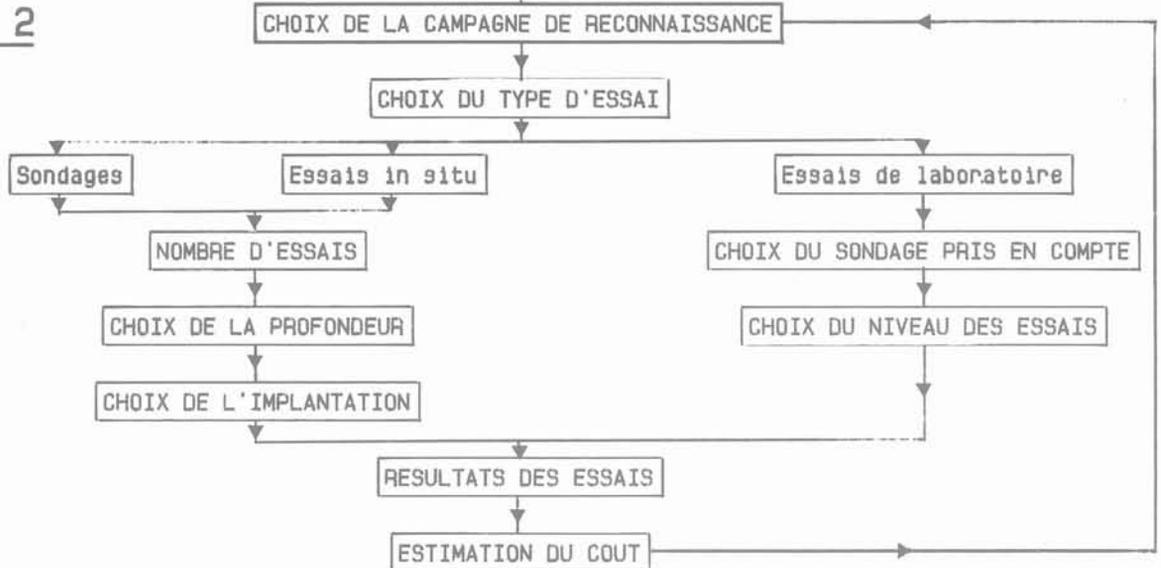
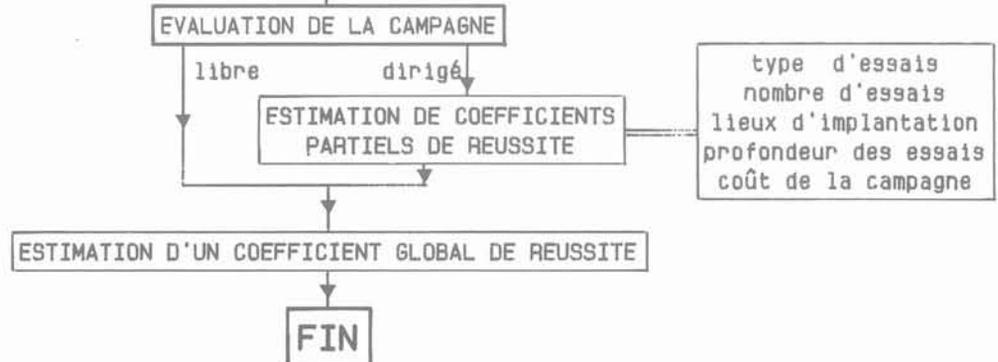
PHASE 1PHASE 2PHASE 3

Fig. 1. — Schéma général de déroulement de RECOSOL.
Fig. 1. — General diagram of RECOSOL.

1. INTRODUCTION

Dans la formation des ingénieurs et des techniciens du génie civil, l'enseignement de la mécanique des sols est particulièrement difficile dans le domaine spécifique de la reconnaissance in situ. Or l'expérience montre que l'ingénieur chargé de l'étude d'un projet ne se heurte pas à des difficultés liées à l'application des méthodes de calcul, mais à des problèmes de choix au niveau de la réalisation de la campagne. Ces problèmes ont trait par exemple à la nature (ou à la disponibilité) du matériel de sondage, à l'implantation de ceux-ci ou encore à la profondeur d'investigation.

Si l'enseignement des méthodes de calcul propres aux essais in situ ne pose pas de difficultés majeures, il faut bien admettre qu'il existe une lacune réelle en ce qui concerne la méthodologie du choix d'une campagne de reconnaissance.

Dans l'état actuel de nos connaissances, il serait illusoire (et dangereux) de croire qu'un tel enseignement puisse remplacer les années d'expériences acquises au contact de la réalité en entreprise. Néanmoins, à l'amont de l'insertion professionnelle de nos étudiants, il est du devoir des formateurs de les préparer à ce type d'analyse.

Le didacticiel présenté dans cet article permet ainsi de mettre l'utilisateur dans la position du géotechnicien chargé d'élaborer une campagne de reconnaissance. A cette fin, différents projets d'ouvrages courants du génie civil, associés à des terrains de nature géologique variée, sont proposés par le didacticiel.

Pour chaque dossier et à la vue des éléments qui lui sont fournis, l'utilisateur a la possibilité d'effectuer la commande des essais qu'il juge opportuns pour réaliser sa campagne. Il décide de la nature des essais, de leur nombre, de leur implantation et de la profondeur des sondages et a en outre, la possibilité de faire exécuter des essais de laboratoire. Ceci le conduit finalement à proposer une campagne que le didacticiel jugera en fonction des différentes contraintes propres à chaque projet. En fait, la solution proposée est finalement comparée à une campagne « optimale », ce terme ne désignant pas la campagne idéale (a priori indéfinissable) mais plutôt un ensemble de campagnes admissibles pour un type de projet sur un site donné.

La figure 1 présente l'organigramme des différentes phases de l'élaboration de la campagne de reconnaissance qui seront détaillées par la suite, en insistant sur les choix et les hypothèses géotechniques qui ont été prises.

2. PHASE 1 — PRÉSENTATION ET INITIALISATION DU DIDACTICIEL

Cette phase permet d'acquérir les différentes données nécessaires au bon déroulement du didacticiel.

Test d'entrée

Il a pour but de tester les pré-requis nécessaires pour une bonne utilisation de RECOSOL. Ces pré-requis

correspondent aux notions de base de la Mécanique des Sols, mais ne concernent pas les théories de calcul en tant que telles. Le test se présente sous la forme de douze questions simples à choix multiple.

Exemple :

Une fondation est dite superficielle si :

- a) sa largeur est faible vis-à-vis de sa longueur,
- b) son encastrement dans le sol est faible,
- c) son dimensionnement ne nécessite aucune reconnaissance de sol.

Un minimum de dix bonnes réponses est nécessaire pour accéder à la suite.

Présentation du didacticiel

Cette étape propose à l'utilisateur les informations relatives au déroulement de RECOSOL : les possibilités offertes, les différentes phases, les choix possibles.

Choix du type de déroulement

RECOSOL permet deux types de déroulement : libre ou dirigé.

• Déroulement dirigé :

— Dans la phase 1 : il permet à l'utilisateur de choisir un site et un projet en ayant connaissance des différentes informations correspondantes. De plus il donne accès à certaines informations complémentaires (mini-cours de reconnaissance de sols, fiches essais).

— Dans la phase 2 : des explications sont fournies à l'utilisateur pour toutes demandes ou réponses erronées concernant les choix qu'il fait au niveau de sa campagne.

— Dans la phase 3 : chaque critère d'évaluation est commenté (cf. phase évaluation).

• Déroulement libre :

— Dans la phase 1 : le choix du site et du projet se fait par tirage aléatoire.

Les autres informations ne sont pas accessibles.

— Dans la phase 2 : aucune explication n'est fournie.

— Dans la phase 3 : les différents critères d'évaluation ne sont pas commentés. Seul le résultat final est proposé à l'utilisateur.

Choix d'un site

Dans sa version actuelle RECOSOL propose trois sites :

• *Le site 1* est sur la commune de Riom dans le Puy de Dôme, en bordure ouest de la plaine de la Limagne. Les formations rencontrées sont dérivées de terrains oligocènes. Ce sont des matériaux fins argilo-calcaires parfois sableux, recouvrant le substratum marno-calcaire de quelques mètres.

• *Le site 2* est sur la commune de Langeac en Haute-Loire. C'est un bassin d'effondrement houiller qui présente trois principaux types de faciès :

— des roches cristallophyliennes (ou migmatites) formant les bords ou le fond de la cuvette ;

— des schistes houillers du bassin proprement dit ;

— des matériaux résultant de l'altération des roches précédentes : argiles plus ou moins plastiques renfermant des blocs de roches altérées et des limons argileux.

• *Le site 3* est sur la commune de Nantes. Il a été remblayé hydrauliquement, il y a une vingtaine d'années

sur une hauteur d'environ 4 à 5 mètres, par du sable pouvant contenir des horizons limoneux. Le sous-sol est constitué des alluvions modernes de la Loire (couches alternées de sable et de limons d'épaisseur très variable) reposant sur des sables et des graviers compacts.

Dans tous les cas il s'agit de sites réels qui ont été choisis en fonction de leur intérêt pédagogique et de leur diversité géologique mais également en fonction du nombre d'essais réels disponibles.

Choix d'un projet

Pour chaque site RECO SOL propose trois projets :

— Site 1

- Projet 1 : réalisation de silos destinés au stockage des céréales. C'est un ouvrage relativement important constitué de six silos en béton armé liés entre eux et de locaux techniques ;
- Projet 2 : réalisation d'un passage supérieur d'autoroute. L'ouvrage est constitué de deux culées, d'un appui intermédiaire au droit du terre-plein central de l'autoroute et de deux remblais d'accès ;
- Projet 3 : réalisation de deux groupes d'immeubles de R + 2 à R + 4 et d'un parking enterré sur un seul niveau ;

— Site 2

- Projet 1 : urbanisation d'une Z.A.C. s'étendant sur une superficie d'environ 8 hectares. Le type de réalisation n'est pas encore déterminé mais les résultats de la campagne devraient permettre de le préciser ;
- Projet 2 : réalisation d'un groupe scolaire comprenant trois bâtiments : un ensemble de salles de cours (R + 3), un bâtiment administratif avec restaurant (R + 1) et un gymnase ;
- Projet 3 : réalisation d'un hôtel composé de trois corps de bâtiments de R + 3 à R + 5 avec un niveau de sous-sol sous le bâtiment R + 3 ;

— Site 3

- Projet 1 : réalisation d'une école maternelle sur un seul niveau et un seul corps de bâtiment ;
- Projet 2 : réalisation d'une usine comprenant une zone de bureaux sur deux niveaux, une zone de stockage de produits lourds et une zone de production ;
- Projet 3 : réalisation d'un ensemble résidentiel constitué de petits immeubles de quatre niveaux plus un sous-sol.

Ces projets ont été choisis de telle sorte que pour chaque site ils permettent d'envisager des campagnes de reconnaissance variées. Ce sont des projets fictifs mais qui ont été inspirés par des projets réels.

Dans le cas du déroulement dirigé l'utilisateur choisit le site et le projet qu'il souhaite traiter en fonction des informations données ci-dessus ; dans le cas du déroulement libre le choix se fait par tirage aléatoire et seules les informations correspondant à ce tirage sont proposées à l'utilisateur.

Les exemples donnés dans les paragraphes suivants concernent exclusivement le site 1, et le projet 3 ; les figures proposées sont aussi proches que possible de ce qui apparaît à l'écran au cours du déroulement du didacticiel.

Option budget

Afin de mettre l'utilisateur dans des conditions proches de la réalité il lui sera proposé, quel que soit le type de déroulement, de travailler avec une contrainte économique. Dans ce cas, en fonction du site et du projet, un crédit lui est accordé ; l'utilisateur doit essayer de respecter au mieux ce crédit ce qui peut le guider et/ou le limiter dans ses choix de moyens d'investigations. Un dépassement du crédit attribué ne bloque pas le système.

Cette enveloppe budgétaire a été déterminée en fonction de la campagne « optimale » proposée par RECO SOL.

Cependant, même si l'option budget n'a pas été prise, à chaque commande l'utilisateur en connaîtra le montant. Le coût global de sa campagne sera pris en compte dans l'évaluation finale.

Informations sur la méthodologie d'une reconnaissance

RECO SOL présente la méthodologie générale d'une reconnaissance du sol : enchaînement des différentes étapes, moyens disponibles, choix des essais en fonction du problème à résoudre et de la nature des sols, profondeur de l'investigation... Cette étape optionnelle s'apparente à un cours classique sur la reconnaissance géotechnique.

Informations sur les essais disponibles de RECO SOL

Pour chaque essai disponible, RECO SOL propose, en fonction du choix de l'utilisateur, un résumé de l'essai : description de l'appareillage, principe de l'essai, présentation des résultats, domaine d'utilisation (fig. 2).

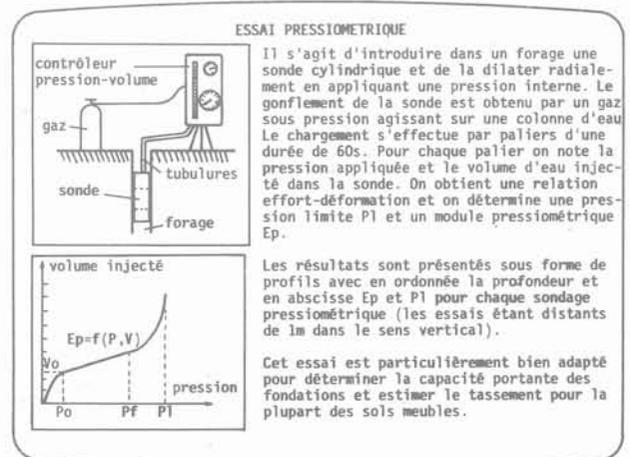


Fig. 2. — Fiche résumé — Essai pressiométrique.
Fig. 2. — Index card — Pressuremeter test.

3. PHASE 2 — CHOIX DE LA CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE

C'est la phase où l'interaction entre RECOSOL et l'utilisateur est maximale.

A partir du plan de masse du projet (fig. 3) et compte tenu des informations géologiques sur le site choisi, l'utilisateur prévoit la campagne à réaliser. Le coût de chaque type d'essai lui est présenté (amené du matériel sur chantier, mise en place par sondage, coût de l'essai : prix unitaire ou au mètre). Ces coûts moyens, observés au 1^{er} janvier 1986, peuvent être facilement réactualisés.

Le déroulement de la campagne se fait par étapes et l'utilisateur ne peut choisir qu'un seul type d'essai à chaque commande. En fonction des résultats obtenus pour ce premier type, il peut alors adapter au mieux au problème posé (nature du sol et du projet) la suite de sa campagne. C'est en fait la procédure qui devrait être adoptée dans la pratique.

Type et nombre d'essais à réaliser :

Le choix est donné entre trois catégories : sondages (1), essais mécaniques in situ (2) et essais de laboratoire (3) (tableau I). L'utilisateur fixe également le nombre d'essais qu'il désire (ce nombre est limité à vingt par commande).

Ces essais ont été retenus parce qu'ils sont les plus couramment utilisés dans la pratique. Les sondages ont été volontairement limités à trois types très différents les uns des autres bien qu'il en existe une grande variété.

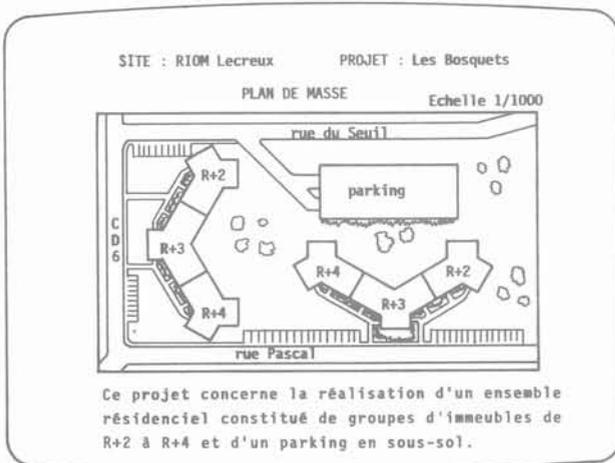


Fig. 3. — Plan de masse — Site 1, Projet 3.
Fig. 3. — General plan — Site 1, Project 3.

La reconnaissance géophysique (sismique et électrique) n'a pas été prise en compte car la nature des sites retenus ne se prête pas aisément à ce type d'essai et l'interprétation comme la visualisation des résultats posent de nombreux problèmes. Cependant dans une version future de RECOSOL l'introduction de ces méthodes pourra être envisagée.

L'utilisateur ne peut choisir la catégorie « essais de laboratoire » que si les échantillons ont été prélevés ce qui impose la réalisation de sondages préalables : sondage carotté pour les essais de cisaillement et œdométrie ou tout type de sondage pour les essais d'identification. Un test permet de s'en assurer.

Choix de la profondeur d'investigation

Il s'agit de déterminer le niveau jusqu'où seront conduits les essais (uniquement pour les catégories 1 et 2). Aucune limite n'est fixée sauf pour les sondages à la pelle mécanique où la profondeur ne peut excéder 5 m. L'utilisateur peut soit fixer une profondeur soit demander le refus.

Lieux d'implantation des différents essais

Pour chaque essai in situ ou sondage demandé, l'utilisateur doit indiquer son point d'implantation sur le plan de masse, par déplacement du curseur à l'endroit désiré.

Choix du sondage à prendre en compte pour les essais de laboratoire

L'utilisateur définit le sondage à partir duquel les essais de laboratoire seront effectués. Il a la possibilité de revoir le plan de masse avec l'implantation de tous les essais réalisés jusqu'à ce stade ceci afin de lui faciliter son choix.

Choix du niveau des essais de laboratoire

Les niveaux des essais sont fixés en fonction des différentes couches de sol. Pour faciliter ce choix, la coupe géologique peut être présentée à l'écran. RECOSOL vérifie que les profondeurs demandées sont compatibles avec la profondeur du sondage considéré. Si tel n'est pas le cas l'utilisateur doit redonner de nouvelles profondeurs.

Résultats des essais

Les résultats des essais proposés par RECOSOL ont été extrapolés à partir de campagnes réelles sur les sites retenus, à l'aide des corrélations généralement admises dans la littérature. Afin d'éviter une homothétie parfaite entre les courbes, les valeurs extrapolées ont été obtenues par tirage aléatoire dans un intervalle centré

Tableau I. — Catégories d'essais disponibles.
Tableau I. — Categories of available tests.

SONDAGES	ESSAIS MECANIKES IN SITU	ESSAI DE LABORATOIRE
Pelle mécanique Tarière mécanique Sondage carotté	Pénétromètre statique Pénétromètre dynamique Pressiomètre Scissomètre	Essai triaxial Cisaillement à la boîte Œdomètre Essais d'identification

sur la valeur donnée par la corrélation (ou dans la fourchette de la corrélation s'il y a lieu).

De plus la variabilité spatiale des propriétés des sols impose de fournir les résultats des essais en tenant compte du point d'implantation de chacun d'eux. Dans la mesure où, matériellement, il est impossible de donner en chaque point du site un résultat différent, un maillage du terrain permet de définir des zones à l'intérieur desquelles les propriétés du sol sont considérées comme constantes.

Pour les essais in situ les sites ont été découpés en seize mailles de surfaces égales ; pour les sondages ce découpage est limité à huit mailles. Si deux essais d'un même type sont implantés dans une maille donnée, les profils ou les coupes seront donc identiques mais leur numérotation sera différente. En fait le découpage est transparent pour l'utilisateur.

RECOSOL affiche à l'écran les résultats sous une forme la plus proche possible de la réalité : profils pressiométriques, pénétrométriques... (fig. 4 et 5). Il n'apparaît à l'écran que la zone correspondant à la profondeur d'investigation demandée. Il est évident que les données enregistrées sont limitées à une certaine profondeur en rapport avec le site. Dans le cas où la profondeur demandée est supérieure à cette limite, RECOSOL précise alors à l'utilisateur que les caractéristiques peuvent être considérées comme constantes au-delà de la profondeur mémorisée. De même si la profondeur demandée est supérieure au refus RECO-SOL indique la profondeur à laquelle celui-ci est atteint et présente les résultats correspondants.

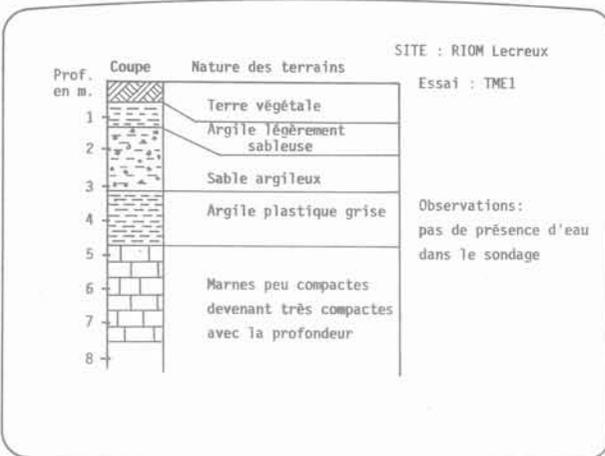


Fig. 4. — Résultats de sondage à la tarière mécanique.
Fig. 4. — Drilling results of mechanical auger.

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés sous forme de tableau, en indiquant la référence du sondage, les profondeurs correspondant à chaque essai et les caractéristiques obtenues (fig. 6). Ces caractéristiques sont considérées comme constantes à l'intérieur d'une même couche.

Estimation du coût

Le coût des essais réalisés à chaque commande est donné avec le montant global de la campagne. A ce stade, l'utilisateur a le choix entre deux possibilités :

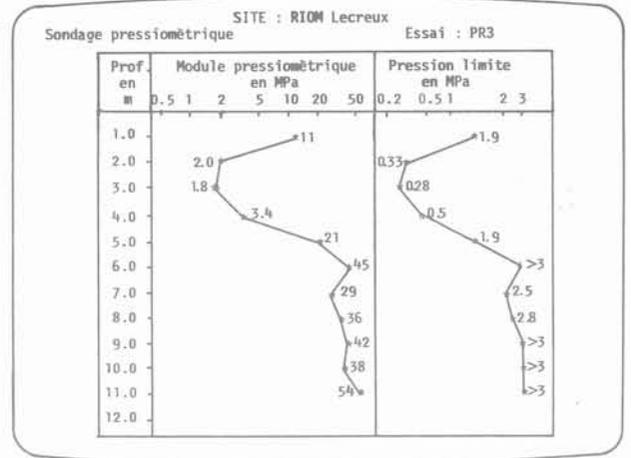


Fig. 5. — Profil pressiométrique.
Fig. 5. — Pressiometric profile.

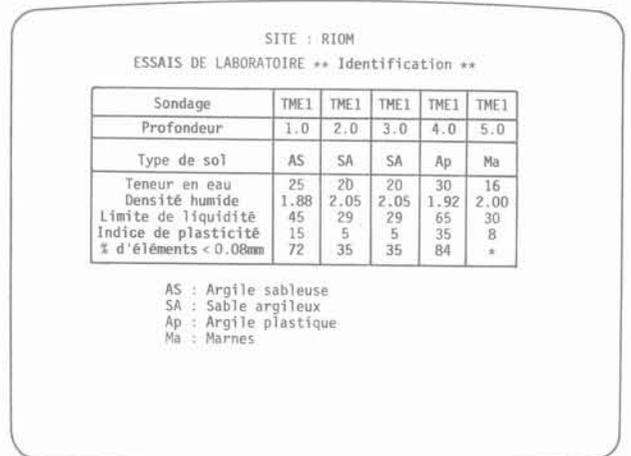


Fig. 6. — Résultats d'un essai d'identification.
Fig. 6. — Results of identification test.

- soit passer une nouvelle commande d'essais,
- soit passer à la phase 3.

4. PHASE 3 — ÉVALUATION DE LA CAMPAGNE

C'est un des points les plus importants mais aussi parmi les plus délicats à mettre en œuvre au niveau de l'analyse du problème. En effet, dans la mesure où des règles précises ne peuvent être établies, on ne peut avoir une solution unique pour le contenu d'une reconnaissance. Aucun essai n'est universel et bien souvent le choix se fait en fonction des méthodes pratiquées par l'entreprise qui réalise la campagne.

L'analyse de la campagne porte sur les cinq critères suivants :

- le nombre d'essais,
- le type d'essai,

- la profondeur de la reconnaissance,
- l'implantation des différents points d'investigation,
- le coût global.

Au préalable et en raison de certaines contraintes informatiques, il est demandé à l'utilisateur de remplir le tableau récapitulatif de sa campagne, RECOSOL propose ensuite en correspondance sa propre solution (fig. 7).

Pour chacun de ces critères RECOSOL détermine un coefficient partiel de réussite. En donnant une pondération différente à ces coefficients, en fonction de leur importance relative, RECOSOL donne alors le pourcentage global de réussite par rapport à la campagne « optimale ».

Dans le cas d'un déroulement dirigé chaque coefficient partiel donne lieu à des commentaires permettant à l'utilisateur de comprendre les erreurs qu'il a pu commettre. Sinon seul le coefficient global est commenté.

*** TABLEAU RECAPITULATIF DE LA CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE ***

		nombre		profondeur	
		(vous)	(RECOSOL)	(vous)	(RECOSOL)
SONDAGES	Pelle mécanique	3	1	8	10
	Tarière mécanique				
	Sondage carotté				
ESSAIS IN SITU	Pénétromètre statique	3	7	refus	10
	Pénétromètre dynamique				
	Pressiomètre				
	Scissomètre				
ESSAIS DE LABORATOIRE	Triaxial	4	3	Pour sondages et essais in situ, donner le nombre total d'essais réalisés et la profondeur maximale atteinte pour chaque type, indiquer "refus" si nécessaire.	
	Casagrande				
	Oedomètre				
	Identification				

LA SOLUTION PROPOSEE PAR RECOSOL N'EST PAS UNIQUE . IL EN SERA TENU COMPTE DANS L'EVALUATION DE VOTRE CAMPAGNE.

Fig. 7. — Tableau récapitulatif de la campagne.
Fig. 7. — Recapitulatory table of soil investigation.

Nombre d'essais

RECOSOL calcule le rapport entre le nombre d'essais réalisés et celui de sa propre solution. Le coefficient partiel de réussite est égal à ce rapport ou à son inverse dans le cas où il est supérieur à 1. Soit C_{nbr} ce coefficient.

Type d'essai

En fonction de la nature géologique de chaque site et pour chaque type de projet, il a été établi une liste d'essais recommandés, admis et déconseillés. RECOSOL comptabilise le nombre de types d'essais réalisés dans chaque catégorie. Le coefficient partiel de réussite est alors :

$$C_{typ} = (N_{rec} + N_{adm}/2)/(N_{rec} + N_{adm} + N_{dec})$$

avec : N_{rec} nombre de types d'essais recommandés,
 N_{adm} nombre de types d'essais admis,
 N_{dec} nombre de types d'essais déconseillés.

Profondeur de la reconnaissance

Concernant ce critère, l'analyse est identique au cas du nombre d'essais. Le coefficient partiel de réussite noté C_{prof} est donc le rapport entre la profondeur demandée et la profondeur préconisée ou son inverse dans le cas où ce rapport serait supérieur à 1. Seule la profondeur maximale demandée est prise en compte.

Implantation des différents essais

Dans la pratique les essais ou sondages sont implantés, dans la mesure du possible, sous l'emprise des ouvrages projetés ou à proximité immédiate. De plus ils doivent être bien répartis en fonction non seulement de l'emprise au sol des ouvrages mais également des charges transmises. Afin de prendre en compte cette réalité, chaque plan de masse a été découpé en une ou plusieurs zones (cas de plusieurs bâtiments par exemple) où les essais doivent être implantés de préférence.

$$C_1 = 1 - 1/z \sum_{i=1}^z |1 - (nu_i/Nu)/(nr_i/Nr)|$$

et $C_2 = Nu/Nu_i$

avec z : nombre de zones,
 Nu_i : nombre total d'essais réalisés sur le site,
 Nu : nombre d'essais réalisés à l'intérieur de toutes les zones,
 Nu_i : nombre d'essais à l'intérieur de la zone i,
 Nr : nombre total d'essais préconisés par RECOSOL,
 Nr_i : nombre d'essais préconisés par RECOSOL pour la zone i.

Le coefficient partiel est défini comme étant la moyenne des deux coefficients précédents :

$$C_{imp} = (C1 + C2)/2$$

Coût global de la campagne

Le coefficient partiel correspondant à ce critère et noté C_{co} n'est autre que le rapport entre le coût de la campagne de l'utilisateur et celui préconisé par RECOSOL.

Estimation du coefficient global de réussite

Le coefficient global de réussite est égal à :

$$C_g = (1,5.C_{typ} + C_{nbr} + C_{imp} + 1,5.C_{prof} + 0,5.C_{co})/5,5$$

Les choix du type d'essai et de la profondeur ont été volontairement privilégiés, c'est en fait une garantie pour une bonne reconnaissance.

5. CONCLUSION

Dans sa version actuelle RECOSOL permet d'appréhender la plupart des problèmes simples posés par la reconnaissance des sols de fondation des ouvrages courants de Génie Civil. Il peut être utilisé aussi bien en formation initiale qu'en formation continue pour les cadres et agents de maîtrise du bâtiment et des travaux publics, non spécialistes de Mécanique des Sols. Ce

type d'outil peut en effet les préparer à l'analyse critique des dossiers géotechniques et ainsi leur faciliter le dialogue avec l'ingénieur chargé de la reconnaissance.

Les possibilités offertes par l'E.A.O. peuvent être, dans un tel domaine, parfaitement bien exploitées. Cet outil permet en effet de simuler des situations proches de la réalité où l'utilisateur joue un rôle très actif, l'interaction avec le système est quasi permanente.

Dans cet esprit de nombreuses extensions au didacticiel présenté sont envisageables. Ainsi, le nombre de sites géologiques et de projets peut être augmenté afin d'avoir une gamme plus étendue de campagnes possibles, où d'autres types d'essais pourraient être pris en compte tels les essais géophysiques ou les essais d'eau. Un didacticiel de calcul, associé à RECOSOL permettrait de dimensionner les fondations des divers projets traités en utilisant les résultats de la campagne réalisée. D'ores et déjà cette possibilité peut être utilisée dans un cadre classique d'enseignement.

Ce didacticiel n'a pas la prétention de répondre aux problèmes très complexes d'aide à la décision. Il ne peut se situer qu'en amont d'un tel système.

Les coefficients pris en compte au niveau de l'évaluation de la campagne peuvent paraître arbitraires mais ils doivent être replacés dans leur contexte d'enseignement. Le système mis au point reste cependant proche de la réalité et toutes remarques ou suggestions ne pourraient être que favorablement accueillies afin d'améliorer cet outil.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient vivement l'Agence de l'Informatique et la société CASSIE qui, dans le cadre du concours DIANE 1985, ont permis la réalisation de ce projet.

informations

SECOND SYMPOSIUM INTERNATIONAL SUR LES COUPS DE TOIT ET LA SISMICITÉ DANS LES MINES (Rockbursts and Seismicity)

8-10 juin 1988
Minneapolis
Minnesota

Après un premier symposium à Johannesburg en septembre 1982, cette réunion placée sous la présidence de Charles FAIRHURST explorera les développements de la compréhension des phénomènes dynamiques liés à l'exploitation des mines, écaillage brutal, coups de toit, de mur, ou de front, et plus généralement de la sismicité induite par les mines. Les sujets traités incluront : — la mécanique des secousses — l'enregistrement des secousses et les réseaux d'observation — l'influence de la géologie et des méthodes d'exploitation — les dégâts dus aux coups de toit — les projets miniers en zones sujettes aux coups de toit — enfin les phénomènes précurseurs.

La réunion se tiendra immédiatement avant le 29^e Symposium de Mécanique des Roches, lui aussi organisé par l'Université du Minnesota sur le thème «**Key questions in Rock Mechanics**».

Pour toute information, et aussi pour annoncer dès maintenant l'intention de participer y compris par une communication, écrire à :

Prof. Charles FAIRHURST, Chairman, Second International Rockburst Symposium, Department of Civil and Mineral Engineering, University of Minnesota, 500 Pillsbury Drive SE Minneapolis Minnesota 55455 — 0220 EUA.

LA BANQUE DE DONNÉES CEZAUTERM

La Banque «CEZAUTERM» de terminologie en Mécanique des Sols est désormais accessible par le système Minitel, téléphone 36-15 - Code de service : GIE, nom de l'application : CEZAUTERM (CEZ). Elle comporte 15 000 termes en français et en anglais, et environ 4 000 définitions dans les deux langues.

Les développements prévus sont :

1. l'adjonction de l'allemand et du portugais dans le domaine de la Mécanique des Sols,
2. le traitement de deux nouveaux domaines : la construction métallique et le droit de la construction.

Le Professeur J. HENNING (Labo. d'Informatique - Complexe Scientifique des Cégeaux - B.P. 45 - 63170 Aubière - France) souhaite recevoir des remarques, appréciations ou critiques sur ce travail. Toutes propositions de nouveaux termes, nouvelles définitions, nouvelles langues, corrections, etc., sont bienvenues.

