

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE

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

N° 31

110 F

2^e TRIMESTRE 1985

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 : L. Parez - M. Panet - M. Rat - B. Mandagaran

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction :

E. Absi - F. Bonnechère - C. Bordet - P. Duffaut - J. Goguel - J. Kérisel -

P. La Rochelle - G. L'Héritau - J. Salençon - F. Schlosser

Secrétaire : B. Mandagaran

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 - 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1985 (numéros 30 à 33) franco: 390 F

Prix au numéro franco: 110 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.

© 1985

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 31
2^e TRIMESTRE 1985

sommaire

effet d'échelle et surfaces de glissement P. Habib	5
fluage, dilatance ou compressibilité des roches autour des puits verticaux et des forages pétroliers N. Cristescu	11
difficultés rencontrées dans les chantiers urbains F. Boulet - R. Devergne	23
les micromécanismes de déformations plastiques dans les sols granulaires B. Cambou	39
inversion de données inclinométriques obtenues au cours de deux expériences de fracturation hydraulique Ph. Julien - B. Saleh - P.A. Blum - D. Despax	53
rapport annuel 1984 des activités de recherche en France en mécanique des roches texte coordonné par P. Berest	65
informations	73

effet d'échelle et surfaces de glissement

P. HABIB

Laboratoire de mécanique des solides
(Ecole Polytechnique* - E.N.S.M. Paris -
E.N.P.C. - Laboratoire Associé au C.N.R.S.)

Résumé

Le développement progressif d'une surface de glissement localisée dans les sables denses présentant du radoucissement est responsable de l'effet d'échelle que différents auteurs ont constaté pour des poinçons de moins de 15 cm de large. Il n'y a pas d'effet d'échelle pour les poinçons sur sables lâches ni sur les argiles moyennement plastiques. Il en existe probablement un pour les argiles très raides.

Des angles de frottement interne extrêmement grands peuvent être mis facilement en évidence sur des sables secs dans un équilibre de Rankine. Ils sont à rapprocher de ce que l'on observe avec les massifs d'enrochements compactés utilisés pour les barrages.

Abstract

The progressive development of a slip surface (localisation) in dense sands with softening is responsible for the scale effect observed by various authors for foundations smaller than $B = 15$ cm. There is no scale effect for foundations on loose sands or on soft clays. There is probably a scale effect for stiff clays.

Very great angles of internal friction can be obtained with Rankine's equilibrium for dry sands. This is very similar to what can be observed with compacted rockfills for dams.

* 91128 Palaiseau Cedex.

I. INTRODUCTION

Il est bien connu que les poinçonnements des petites fondations sur des sables denses donnent des forces portantes relativement plus grandes que celles qu'on observe avec les grandes fondations. Pour être plus précis, si on écrit la valeur de la pression limite q_u sous

la forme classique $q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$ le coefficient de portance N_γ est très grand pour les petits modèles (P. HABIB, 1961; E.E. DE BEER, 1965; S. AMAR et al., 1984).

On n'a rien constaté d'analogue jusqu'à présent pour les poinçonnements sur argile, et le terme de cohésion CN_c semble indépendant de la dimension de la fondation. Ce phénomène pour les sables a été appelé « effet d'échelle » sans qu'on en comprenne clairement la cause. Il en est résulté une certaine méfiance vis-à-vis des essais sur modèles réduits sur sables secs et aussi d'ailleurs vis-à-vis des formules théoriques.

Une tentative d'explication de cet effet d'échelle a été apportée en remarquant que la dilatance de la surface de glissement (c'est-à-dire en fait la dilatance de ce volume composé de quatre à cinq couches de grains qu'on appelle la surface de glissement) était la même pour un petit modèle que pour un grand. La dilatance d'une surface de glissement est évidemment fonction de la dimension des grains. La dilatance ne respecte donc pas la similitude si deux fondations homothétiques sont placées sur le même sable (fig. 1).

Dans un tel cas l'importance relative de la dilatance dans le travail de déformation correspondant au poinçonnement est plus grande pour les petits modèles que pour les grands, d'où des forces portantes plus grandes que ce que l'on pouvait prévoir (P. HABIB, 1973).

L'explication précédente paraît cependant insuffisante pour deux raisons:

d'une part, elle n'est valable que s'il n'existe qu'une seule surface de glissement; or, l'expérience montre qu'après l'apparition de la première surface, des ruptures secondaires se produisent dessinant finalement un réseau compliqué de surfaces de glissement, et cela aussi bien sous un poinçon dans une caisse de sable au laboratoire que pour un glissement de coteau dans la nature;

mais, d'autre part, l'explication de l'effet d'échelle par la dilatance d'une surface de glissement serait en défaut si le soulèvement du sol lié à la dilatance, puis le phénomène de rupture générale se produisaient l'un après l'autre. Cette objection m'avait été faite en son temps par le Professeur Jean MANDEL, au cours d'une conversation personnelle. Je vais montrer que la progression de la surface de glissement et l'augmentation de sa longueur avec l'augmentation du chargement, alliées à la notion de rupture progressive associée à la formation d'une surface de glissement dans un milieu radoucissant (P. HABIB, 1984), permettent de compléter l'interprétation précédente.

II. EFFET D'ÉCHELLE DANS LE POINÇONNEMENT DES SABLES SECS

Il est bien clair que lorsqu'une fondation est suffisamment grande pour que la surface de rupture dans le sable progresse avec l'augmentation du chargement, le travail de la dilatation est en quelque sorte étalé sur toute la durée du chargement. La rupture progressive conduit alors à étudier l'équilibre final sur une surface de glissement où la résistance au cisaillement correspond à l'angle de frottement résiduel même si l'orientation initiale et la forme de cette surface sont des fonctions de φ_{\max} (ou de la dilatance associée à φ_{\max}).

Il est d'autre part classique dans les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande, d'observer qu'un déplacement relatif de 3 à 5 mm est nécessaire pour atteindre puis dépasser le maximum de résistance et pour que le plan de glissement soit complètement développé entre les deux demi-boîtes. De même, pour un essai triaxial standard avec des éprouvettes de sable dense de 35 mm de diamètre le plan de glissement apparaît après un déplacement relatif des bases de l'échantillon du même ordre de grandeur et le glissement entre les parties d'apparence monolithique de chaque côté de la surface de glissement est encore du même ordre de grandeur.

Enfin, c'est un autre résultat classique pour le poinçonnement des fondations, de constater que la rupture est consommée lorsque l'enfoncement w atteint 5% de la largeur B de la base (fig. 2).

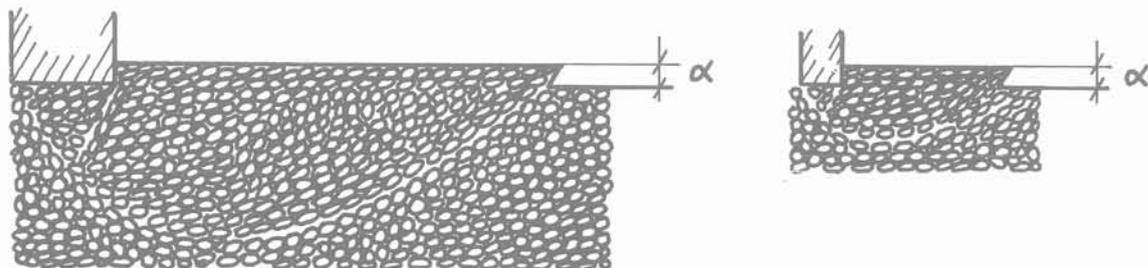


Fig. 1. — La dilatance de la surface de glissement à la même amplitude (α) pour deux fondations homothétiques placées sur le même sable.

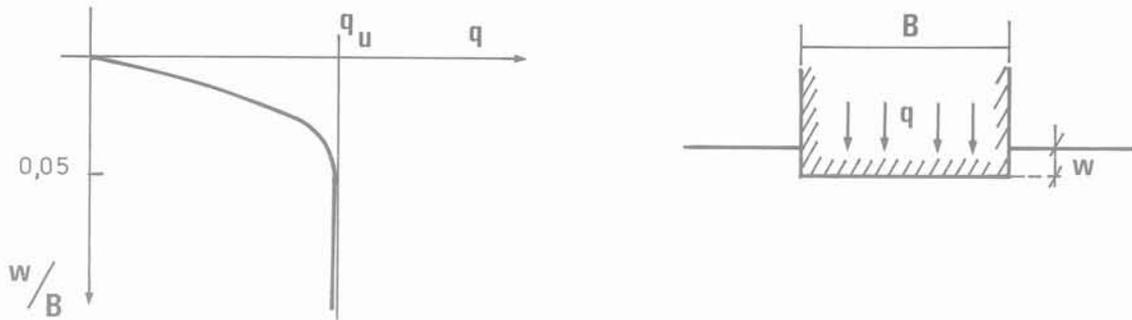


Fig. 2. — Diagramme classique du poinçonnement d'une fondation.

Le rapprochement de ces deux grandeurs:
 $3 \text{ à } 5 \text{ mm} = 5/100 B$,
 donne B de l'ordre de $6 \text{ à } 10 \text{ cm}$.

Pour des largeurs plus petites que ces valeurs, la surface de rupture se développe en même temps que la rupture générale de la fondation: le travail de dilataance et le travail de rupture générale sont simultanés et la portance est élevée. Pour des largeurs plus grandes, la surface de glissement se développe en commençant à partir du bord de la fondation dès que l'enfoncement w dépasse 3 mm et le mécanisme de rupture progressive entraîne la séparation entre le travail de la dilataance et le travail de frottement: le travail de la dilataance est concentré dans une bande située à l'avant de la surface de glissement et se déplace avec elle au fur et à mesure qu'elle avance; plus la surface de glissement est longue plus le travail de dilataance est « dilué » dans le travail de poinçonnement: la portance paraît plus faible puisque l'effet de la dilataance diminue. $B = 10 \text{ cm}$ apparaît donc comme une valeur en deçà de laquelle l'effet d'échelle est important, au-delà de laquelle il s'estompe et disparaît. La figure 3, d'après TCHENG et ISEUX, (1966), donne la valeur de N_γ en fonction de la largeur B de la fondation pour des essais sur sables denses. La largeur critique qu'on peut en déduire est de $10 \text{ à } 12 \text{ cm}$, en accord avec l'évaluation précédente. La figure 4, d'après AMAR et al., (1984), donne une largeur critique du même ordre de grandeur.

On remarquera que les coefficients N_γ des petites fondations correspondent à des angles de frottement interne très grands. Ils devraient évidemment être associés aux valeurs maximales des courbes effort-déformation des essais de caractérisation mécanique.

III. COMMENTAIRES

1. Effet d'échelle sur les argiles

L'existence d'un effet d'échelle pour des essais en modèles réduits sur des argiles ne semble pas avoir été signalée. On pourrait dire dans le cadre de la même

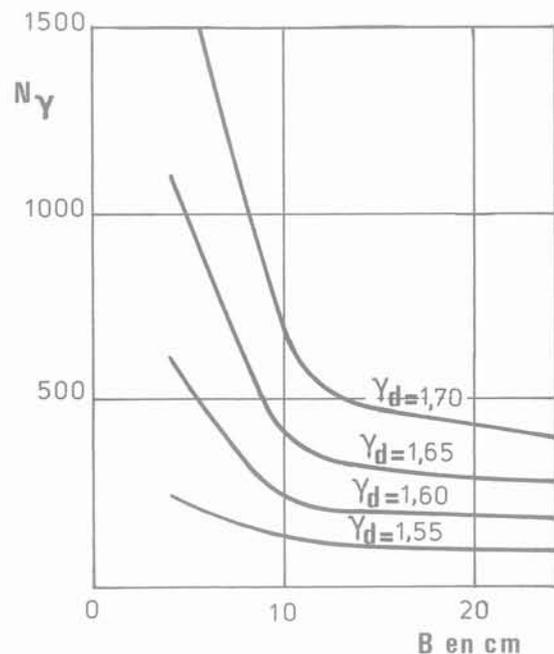


Fig. 3. — Variation de N_γ en fonction de la largeur B de la fondation (sable de Loire) (d'après Tcheng et Yseux, 1966).

interprétation que les grains d'argile sont tellement petits que la dilataance γ est pratiquement nulle et que le travail contre la pesanteur engendré par la variation du volume du sol en cours de rupture est insignifiant. Cette interprétation est insuffisante. Il faut d'abord remarquer que les essais sur modèles réduits ont pratiquement toujours été faits sur de l'argile relativement molle ou sur de la pâte à modeler, c'est-à-dire sur des matériaux qui présentent de l'écrouissage. Dans ces conditions (P. HABIB, 1984), il n'y a pas de formation de surfaces de glissement. Les surfaces de glissement n'apparaissent qu'avec des argiles raides à comportement radoucissant. Dans un tel cas, pour des fondations assez grandes, un mécanisme de rupture progressive peut se produire. L'observation courante des essais de cisaillement rectiligne ou des essais

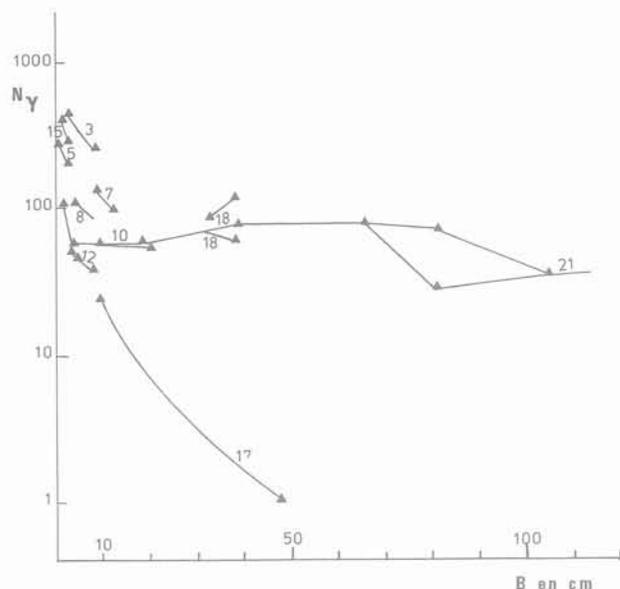


Fig. 4. — Variations de N_y en fonction de la largeur B de la fondation, obtenues par différents auteurs (d'après Amar et al., 1984).

triaxiaux sur argile montre que la surface de glissement apparaît après un déplacement relatif de l'ordre de 3 à 5 mm des parties situées de part et d'autre de la discontinuité, c'est-à-dire à peu près la même chose que pour les sables. Il en résulte à nouveau que la rupture progressive peut se produire et par conséquent qu'un effet d'échelle doit exister lorsque la largeur B est plus petite que 10 cm pour des fondations à la surface d'un massif d'argile radoucissante.

Pourtant l'effet d'échelle n'a pas été signalé pour des essais en modèles réduits sur argile en laboratoire. L'explication en est simple. Pour une argile radoucissante avec $\phi_{\text{liu}} = 0$, il faut associer deux valeurs de la cohésion C_{max} et $C_{\text{résiduelle}}$, et ces valeurs ne sont pas très différentes lorsque la consolidation de l'argile est moyenne. Or, la force portante CN_c est proportionnelle à la cohésion, ce qui fait que la diminution de portance due à la rupture progressive peut passer inaperçue alors que pour les sables un écart modeste entre ϕ_{max} et ϕ_r entraîne une grande différence entre les portances à cause de l'effet multiplicateur du frottement, différence que l'on retrouve par exemple, en comparant les expressions théoriques de $N_y(\phi_{\text{max}})$ et $N_y(\phi_r)$.

Ainsi, pour que l'effet d'échelle sur une argile soit sensible, il faut que le rapport C_{max}/C_r soit grand. Cela ne peut se produire que pour des argiles très fortement consolidées. Mais alors la préparation d'un grand bloc d'un tel matériau pour un modèle réduit un peu grand, nécessite l'application pendant un temps très long d'une force considérable. Par exemple, pour consolider sous 0,8 MPa un bloc de 30 cm d'épaisseur et de 90 cm de diamètre, juste suffisant pour étudier un poinçon circulaire de 30 cm de diamètre, il faut exercer une force de 500 kN pendant plusieurs mois. Il ne faut donc pas s'étonner si de tels essais n'ont pas été réalisés systématiquement.

2. Effet d'échelle sur les sables lâches

Avec l'interprétation précédente et puisqu'il ne se forme pas de surface de glissement isolée dans un sable lâche, les conditions de similitude sont vérifiées si les lois de comportement du sol sont les mêmes sous deux fondations homothétiques. Cette condition est a priori vérifiée si le sable est le même sous une petite et sous une grande fondation superficielle.

L'appréciation de la charge ultime est évidemment difficile lorsque le matériau est écrouissable, d'une part parce que la rupture sous une fondation superficielle n'est pas nette avec un sable lâche, mais aussi parce que dans un sable, la portance augmente avec l'enfoncement. Il n'en reste pas moins que l'interprétation proposée ici entraîne l'absence d'effet d'échelle pour les modèles réduits de fondations sur des milieux pulvérulents lâches. A ma connaissance, un tel effet n'a jamais été signalé.

3. Cas des enrochements

Si l'on considère un matériau d'enrochements comme un milieu pulvérulent, il n'y a pas de différence entre un massif de sable et un massif d'enrochements, hormis la dimension des grains.

On a vu précédemment qu'une surface de glissement se forme dans un sable dont le grain moyen est de l'ordre de 0,5 mm après un déplacement relatif de 3 à 5 mm; on peut dire aussi qu'un déplacement relatif d'une dizaine de grains est nécessaire pour provoquer le désenchevêtrement correspondant à l'apparition d'une surface de glissement. Ce critère géométrique appliqué à des enrochements de 30 cm de grain moyen montre qu'il faudrait un déplacement relatif de 3 m pour faire apparaître une surface de glissement dans un massif d'enrochements: autant dire qu'on n'en voit jamais. Tout au plus sur un talus d'enrochements trop incliné, voit-on quelques blocs isolés instables rouler jusqu'à la base mais sans que cela produise une rupture franche avec l'apparition d'une surface de glissement.

En utilisant la même règle géométrique, on peut rapprocher l'effet d'échelle et la dimension des grains: on peut dire par exemple que l'effet d'échelle sur les matériaux pulvérulents ne se produit que pour des fondations dont la largeur est inférieure à 200 grains. Pour une fondation sur un massif d'enrochements, cela signifie que la largeur critique à partir de laquelle une rupture progressive serait à craindre est de l'ordre de 60 à 100 m. Cela signifie aussi que cette dimension est un ordre de grandeur d'une taille critique pour une structure: plus petite, elle peut et doit être calculée avec ϕ_{max} , plus grande il faut être prudent. Ainsi, un talus en enrochements de 60 à 100 m de haut est certainement extrêmement résistant, beaucoup plus même qu'on ne le croit généralement; par contre, pour des hauteurs nettement plus grandes, 250 ou 300 m, il est sans doute imprudent d'extrapoler l'expérience acquise à partir de talus de 60 à 100 m de haut et de construire des talus très raides, *sauf à prendre des blocs plus gros*. Mais, quel est l'angle de talus naturel d'un massif d'enrochements ou celui d'un massif de sable?

4. Angle de talus naturel d'un sable

L'angle α à la base d'un talus naturel en équilibre limite est théoriquement égal à l'angle de frottement interne ϕ du critère de Coulomb. Pourtant, ce phénomène n'est jamais utilisé actuellement comme expérience pour déterminer l'angle de frottement interne d'un sable. Il y a pour cela de nombreuses raisons. Par exemple, la petite cohésion engendrée par un peu d'humidité dans une masse de sable peut devenir une source d'erreur considérable. Mais, même pour un sable parfaitement sec, il reste des incertitudes et on constate notamment l'existence de deux angles de repos: l'angle de talus en remblai, voisin d'une trentaine de degrés pour les sables courants et l'angle de talus en déblai, qui est un peu plus grand, probablement à cause du caractère dynamique de la mise en place d'un sable par remblai et évidemment aussi du fait qu'un sable déversé est toujours un sable lâche. On constate cependant que le tas conique formé par un sable déversé soigneusement sur un plateau mobile (fig. 5) supporte une légère inclinaison supplémentaire, de 3 à 4°, avant de glisser; si on gratte délicatement au pied de ce même talus en remblai, on peut obtenir un angle un peu plus grand pour atteindre la pente du déblai.

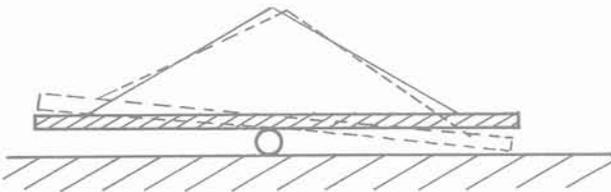


Fig. 5. — Dispositif expérimental pour l'étude de la stabilité d'un talus conique en remblai en fonction de l'inclinaison de son support.

Les angles de déblai sont évidemment beaucoup plus grands lorsqu'on creuse au pied d'un massif de sable dense; mais, on constate alors que l'effondrement ne se produit pas par un mécanisme de glissement circulaire profond mais pas des avalanches régressives superficielles: d'ailleurs, le fourmi-lion qui attend au fond de son piège en entonnoir taillé à l'angle de déblai, sait bien qu'il ne risque pas d'être emporté par un glissement de terrain profond, mais que sa proie va glisser gentiment jusqu'à lui. De même, si on incline un massif de sable dense, la rupture de la pente se produit par l'avalanche déclenchée par le premier grain de la surface qui perd l'équilibre puis roule et entraîne les grains suivants: pour enrayer ce mécanisme, il suffirait donc d'empêcher le premier grain de bouger. Pour obtenir ce résultat, nous avons réalisé l'expérience suivante. Un sable de Fontainebleau (grains moyens 0,2 mm) a été vibré dans un récipient puis le remplissage a été terminé par saupoudrage; la densité globale était $\gamma = 1,61$ (alors que la densité du sable déversé était de 1,41). Sur la surface du massif de sable, on a laissé se condenser le léger brouillard d'un aérosol d'eau, puis on a incliné le récipient contenant le sable jusqu'à la rupture. L'inclinaison de la surface du sable a atteint 51° (fig. 6). L'effondrement du sable

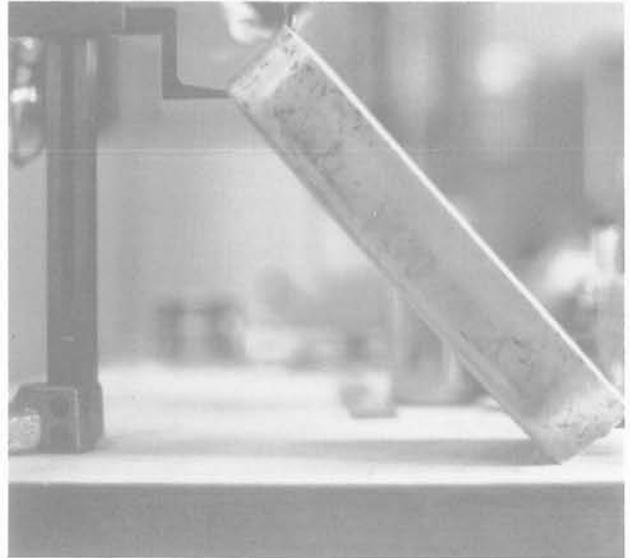


Fig. 6. — Dispositif expérimental pour l'étude de l'angle de talus naturel d'un massif de sable dont la surface a été fixée. Longueur de la cuve: 30 cm, largeur de la cuve: 20 cm. Photographie prise juste avant la rupture.

s'est produit très brutalement (fig. 7). Dans le cas du poinçon superficiel, on peut s'attendre à une rupture progressive sous une fondation large parce que le gradient de contrainte est particulièrement grand: le critère de rupture est d'abord atteint près du bord de la fondation puis la plastification se propage. Pour un

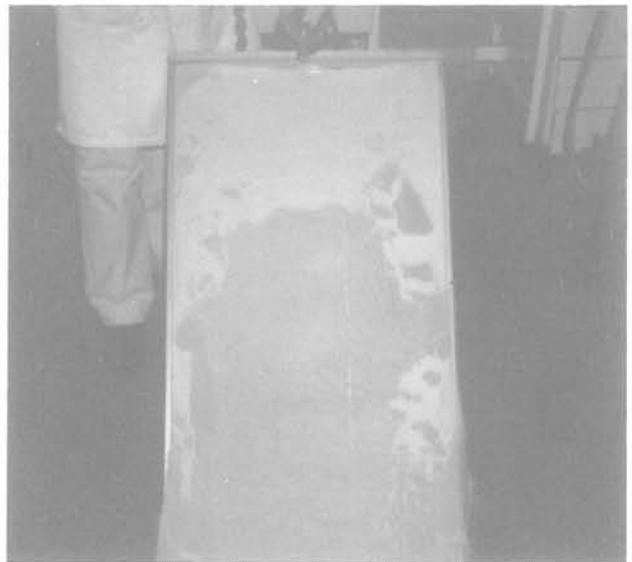


Fig. 7. — Photographie prise pendant la rupture générale du talus. Les parties sombres correspondent à la surface humidifiée, les déchirures blanches au sable sec sous-jacent. Ce glissement général immédiatement sous la «peau» est bien conforme au schéma du calcul à la rupture. Longueur de la cuve: 97 cm, largeur de la cuve: 49 cm.

massif de sable mis en place à l'horizontale puis incliné, le gradient de contrainte, parallèlement à la surface libre, est pratiquement nul ou plutôt si le sable est homogène, le critère de rupture est atteint à peu près partout en même temps dans le massif. L'effondrement est donc tout à fait soudain et il ne devrait pas y avoir d'effet d'échelle puisque le champ de rupture est homogène. On voit sur la figure 8 que le sable était parfaitement pulvérulent; de toute façon, même si on peut dire que des liaisons capillaires donnaient une certaine cohésion entre les grains de la surface, le plan immédiatement en-dessous était entièrement dans du sable sec, c'est-à-dire sans cohésion. L'angle de frottement interne d'un sable sec peut alors atteindre de très grandes valeurs supérieures à 45° — la plus grande inclinaison que nous avons mesurée a atteint 51° —, des valeurs qu'on accepte habituellement uniquement pour les enrochements.

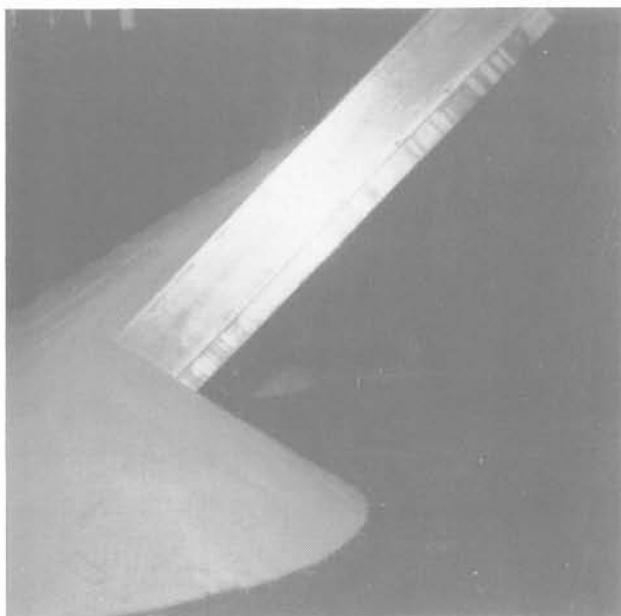


Fig. 8. — Photographie du dispositif après la rupture générale. L'angle de talus du déblai est voisin de 30° (sable de Fontainebleau).

Pourtant la mise en place d'un sable et son serrage paraissent très différents de ceux des enrochements. En particulier, le compactage d'un sable n'est pas aussi efficace que celui d'un enrochement où l'on arrive à imbriquer les grains très étroitement au point de pouvoir ensuite y tailler un talus à front très raide presque vertical. En fait, la comparaison n'est pas complète et si l'on veut respecter la similitude entre un sable et un enrochement, il faut que l'échelle des résistances des grains, c'est-à-dire l'échelle des contraintes, soit égale à l'échelle des longueurs. Ainsi, l'équivalent d'un enrochement en bon granite est un sable composé de grains d'une très mauvaise craie: il est alors tout à fait intuitif qu'un tel milieu pulvérulent

pourrait être facilement compacté jusqu'à prendre l'apparence d'un milieu cohérent et pouvoir être taillé à front raide.

CONCLUSION

Le développement progressif d'une surface de glissement dans les sables denses avec localisation de la dilatance est responsable de l'effet d'échelle que l'on constate pour les poinçons de moins de 15 cm de largeur. Le coefficient N_γ associé aux modèles les plus réduits est parfois très grand; il correspond à de grandes valeurs de l'angle de frottement interne. Il n'y a pas d'effet d'échelle pour les sables lâches ni pour les argiles raisonnablement plastiques. Il est probable qu'il existe un effet d'échelle pour des poinçonnements sur des argiles très raides même non fissurées.

Des angles de frottement interne extrêmement grands peuvent être mis facilement en évidence sur des sables secs dans le champ de contraintes très régulier correspondant à l'équilibre de Rankine; ils expliquent les très grandes valeurs de N_γ observées avec les tous petits poinçons. Le même concept géométrique appliqué aux enrochements montre que la sécurité d'un talus en enrochement, de 60 à 100 m de haut, est probablement très grande mais que l'extrapolation à de plus grands ouvrages doit être faite avec prudence.

L'auteur tient à remercier Pierre LONDE des conversations extrêmement fructueuses qu'il a eues avec lui à l'occasion de la rédaction de cet article.

BIBLIOGRAPHIE

- AMAR S.; BAGUELIN F.; CANEPA Y. (1983). — *Etude expérimentale du comportement des fondations superficielles*, Annales I.T.B.T.P., n° 427, sept. 1984, pp. 83-109.
- DE BEER E.E. (1965). — *The Scale Effect on the Phenomenon of progressive Rupture in cohesionless Soils*, C.R. 6^e Conf. Int. Mec. Sol. Montréal Canada, vol. II, pp. 13-17.
- HABIB P. (1961). — *Force portante et déformation des fondations superficielles*, Annales I.T.B.T.P., juil.-août 1961, pp. 759-772.
- HABIB P. (1973). — *Effet d'échelle sur les sables denses*, séminaire «Plasticité et Viscoplasticité 1972», Sciences et Techniques de l'Armement, Paris, 2^e fascicule, 1973, pp. 501-506.
- HABIB P. (1984). — *Les surfaces de glissement en mécanique des sols*, Revue Française de Géotechnique, n° 27, pp. 7-21.
- TCHENG Y.; ISEUX J. (1966). — *Nouvelles recherches sur le pouvoir portant des milieux pulvérulents: fondations superficielles et semi-profondes*, Annales I.T.B.T.P., n° 227, Paris, nov. 1966, pp. 1267-1282.

fluage, dilatance ou compressibilité des roches autour des puits verticaux et de forages pétroliers

N. CRISTESCU

Département de mécanique

Université de Bucarest

Résumé

En forage pétrolier ou pour un puits de mine on se pose le problème important de déterminer si la roche autour du puits devient dilatante ou si elle devient compressible après le forage. Une loi de comportement élasto/viscoplastique capable de décrire la dilatance ou la compressibilité des roches est formulée. On donne la distribution des contraintes, des déformations et des déplacements autour du puits. Le fluage de la roche, c'est-à-dire la convergence très lente des parois du puits ainsi que la relaxation des contraintes qui accompagne le fluage, sont aussi étudiées avec ce modèle. On détermine ensuite les circonstances (c'est-à-dire l'état primaire, généralement arbitraire, la profondeur et la pression interne dans le puits) qui entraînent que la roche autour du puits devient dilatante et par conséquent absorbe le liquide existant (pétrole, eau, etc.). En partant d'un modèle mathématique on discute comment on peut influencer l'état de dilatance de la roche entourant le puits. On donne des exemples numériques pour une roche dure et pour une autre beaucoup moins dure.

Abstract

In connection with the problem of oil recovery, pressure shafts etc., it is important to determine when after drilling, the rock surrounding the well becomes dilatant and when compressible. In the paper an elastic-viscoplastic constitutive equation for rocks able to describe both compressibility and/or dilatancy of the volume of the rock is formulated. The stress, strain and displacement fields around the oil well is then determined. The creep of rock, i.e. the very slow closing in time of the well and the stress relaxation during creep, are also studied with this model. It is then shown when, i.e. for what primary stresses (generally arbitrary), depth and pressure inside the well, the rock around the well becomes dilatant and therefore will absorb the existing fluids (oil, water, etc.). Starting from the mathematical model given it is then discussed how the rock dilatancy phenomenon around the oil well can possibly be avoided. Numerical examples are given for a hard rock and for a softer one.

1. INTRODUCTION

Dans le présent travail on étudie la déformation des roches autour des puits profonds. L'état de contrainte autour des puits verticaux a été étudié dans le cadre de l'élasticité linéaire par plusieurs auteurs (voir par exemple OBERT et DUVALL (1967), JUMIKIS (1979), DREYER (1973), etc.) en supposant que cet état est analogue à celui qu'on a autour d'un trou pratiqué dans une plaque élastique, c'est-à-dire qu'on a supposé un état de contrainte plane. Le champ de déplacement a été étudié en moindre mesure. Le fluage des roches autour des puits verticaux a été étudié par MASSIER et CRISTESCU (1981) en supposant la déformation plane et en utilisant diverses lois de comportement. Cependant un problème très important pour l'industrie pétrolière n'a pas été considéré: après le forage d'un puits la roche autour du puits est-elle dans un état de dilatance ou de compressibilité? Plus précisément, quand la roche autour du puits devient-elle dilatante et quand devient-elle compressible? C'est un problème d'importance évidente pour l'industrie pétrolière, pour certains types de puits verticaux et beaucoup d'autres applications. Ce problème va être considéré dans le présent travail en tenant compte de divers cas possibles de contraintes initiales (primaires) dans la roche et de diverses pressions internes dans les puits. La dilatance et la compressibilité de la roche vont être étudiées pendant la déformation par fluage. En partant du modèle mathématique, c'est-à-dire en connaissant quels sont les paramètres qui ont une influence sur ces phénomènes, on peut envisager comment il est possible d'influencer ces phénomènes. On donne des exemples numériques.

2. FORMULATION DU PROBLÈME

Considérons un orifice circulaire profond de rayon a , foré dans un milieu infini. On va utiliser les coordonnées cylindriques r, θ, z avec l'axe Oz — l'axe du puits — dirigé vers le bas. Après le forage du puits, les parois cylindriques $r = a$ du puits peuvent être libres de contraintes:

$$r = a \quad \text{quel que soit } z \quad \underline{\underline{\sigma}}^T \underline{\underline{n}} = \underline{\underline{0}} \quad (2.1)$$

ou sous une certaine contrainte $p(t)$ d'un gaz ou d'un liquide qui remplit le trou. Cette contrainte peut varier en temps et peut dépendre de la profondeur h :

$$r = a \quad \text{quel que soit } z \quad \underline{\underline{\sigma}}^T \underline{\underline{n}} = p \underline{\underline{n}} \quad (2.2)$$

Ici $\underline{\underline{\sigma}}$ est le tenseur des contraintes, l'indice supérieur T signifie «transposée», $\underline{\underline{n}}$ est la normale à la paroi du puits. La contrainte in situ avant le forage, c'est-à-dire l'état primaire de contrainte, va être notée par $\underline{\underline{\sigma}}^P$. Après le forage du puits la contrainte dans la roche, noté $\underline{\underline{\sigma}}^S$ est nommée contrainte secondaire. Enfin $\underline{\underline{\sigma}}^R = \underline{\underline{\sigma}}^S - \underline{\underline{\sigma}}^P$ est la contrainte relative. En ce qui concerne la contrainte primaire, on va d'abord supposer que toutes les composantes primaires horizontales σ_h sont égales et en général distinctes de la composante

verticale σ_v . On suppose que les deux composantes σ_h et σ_v dépendent de la profondeur h et du site (distribution particulière des contraintes dans le site considéré). Les trois cas possibles $\sigma_h > \sigma_v$, $\sigma_h = \sigma_v$ et $\sigma_h < \sigma_v$ vont être considérés. Ensuite on considère un cas plus général, lorsque σ_{h1} est la composante maximale de la contrainte horizontale, σ_{h2} la composante minimale et σ_{h1} , σ_{h2} , σ_v sont composantes principales.

Dans les formules (2.1) et (2.2) sont impliquées les composantes secondaires. En composantes relatives les mêmes conditions deviennent:

$$r = a \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_r^R = \sigma_r^S - \sigma_r^P = p - \sigma_h \\ \text{quel que soit } z \quad \sigma_{rz}^R = \sigma_{r\theta}^R = 0 \end{array} \right\} \quad (2.3)$$

$$\text{A l'infini on a:} \quad \underline{\underline{\sigma}}^R = \underline{\underline{0}} \quad (2.4)$$

Les contraintes doivent satisfaire l'équation d'équilibre

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.5)$$

On va supposer comme chez MASSIER et CRISTESCU (1981) que due à la symétrie du problème la seule composante du déplacement est radiale et que le problème dépend d'une seule coordonnée r .

Les composantes de la déformation qui sont impliquées sont:

$$\epsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r}, \quad \epsilon_\theta = \frac{u}{r}, \quad \epsilon_z = 0 \quad (2.6)$$

où u est le déplacement radial. Les composantes (2.6) sont principales. Elles doivent satisfaire la condition de compatibilité

$$\frac{\partial \epsilon_\theta^R}{\partial r} + \frac{\epsilon_\theta^R - \epsilon_r^R}{r} = 0 \quad (2.7)$$

On suppose que les déplacements et les déformations sont petits.

3. LOI DE COMPORTEMENT

Pour étudier la dilatance ou la compressibilité de la roche pendant le fluage on va utiliser la loi de comportement suivante [CRISTESCU (1984 a, b)]:

$$\dot{\underline{\underline{\epsilon}}} = \left(\frac{1}{3K} - \frac{1}{2G} \right) \dot{\sigma} \underline{\underline{1}} + \frac{1}{2G} \dot{\underline{\underline{\sigma}}} + k \left\langle 1 - \frac{W(t)}{H} \right\rangle \frac{\partial H}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (3.1)$$

où G et $K(\sigma)$ sont les paramètres élastiques. Nous supposons que K peut varier très lentement avec la contrainte mais il dépend seulement de la contrainte moyenne:

$$\sigma = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z}{3} \quad (3.2)$$

et que G est constant. Une dépendance possible des paramètres K et G par rapport à la contrainte équivalente :

$$\bar{\sigma}^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1 \quad (3.3)$$

et par rapport au troisième invariant de la contrainte $\det \underline{\sigma} = \Delta$, dans le cadre d'un modèle plus général que (3.1), n'est pas connue à présent. H ($\sigma, \bar{\sigma}, \Delta$) est un potentiel viscoplastique, et

$$H(\sigma, \bar{\sigma}, \Delta) = W^l(t) \quad (3.4)$$

est l'équation de la frontière où s'annule la vitesse viscoplastique et

$$W^l(t) = \int_0^t \underline{\sigma}(\tau) : \underline{\dot{\epsilon}}^l(\tau) d\tau \quad (3.5)$$

est le travail irréversible de la contrainte.

Dans les exemples qui suivent on va supposer que H dépend seulement de σ et $\bar{\sigma}$, la dépendance possible par rapport à Δ est encore inconnue. La notation $\langle \rangle$ a le sens $\langle Z \rangle = \frac{1}{2} (Z + |Z|)$. Finalement k ($\sigma, \bar{\sigma}, \Delta, d$) est un coefficient de «viscosité» qui peut dépendre des invariants de la contrainte et d'un «paramètre de dommage» qui sera défini plus tard.

La loi de comportement (3.1) peut décrire aussi bien la dilatance que la compressibilité de la roche car pour un état particulier de contrainte le signe de la vitesse volumétrique de déformation :

$$\dot{\epsilon}_v^l = k \left\langle 1 - \frac{W^l(t)}{H} \right\rangle \frac{\partial H}{\partial \sigma} \quad (3.6)$$

est établi par le signe de la dérivée $\frac{\partial H}{\partial \sigma}$

Si $\frac{\partial H}{\partial \sigma} > 0$ pendant le fluage une diminution de volume a lieu (compressibilité). Si par contre $\frac{\partial H}{\partial \sigma} < 0$ une dilatance se produit. Les états de contraintes qui satisfont l'équation $\frac{\partial H}{\partial \sigma} = 0$ sont par définition sur la frontière compressibilité/dilatance.

On va donner deux exemples. Le premier exemple est basé sur les données expérimentales de BRACE (1965), BRACE, PAULDING et SCHOLZ (1966) et VOLAROVICH et collab. (1974) obtenues pour du granite. Pour cette roche dure le potentiel est :

$$H(\sigma, \bar{\sigma}) = \left[\frac{a_0}{\left(\sigma - \frac{\bar{\sigma}}{3}\right) \frac{1}{\sigma_*} + a_1} + a_2 \right] \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_*}\right)^4 + \left[\frac{\left(\left(\sigma - \frac{\bar{\sigma}}{3}\right) \frac{1}{\sigma_*} + b_0\right)^2}{b_1} + b_2 \right] \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_*}\right)^4$$

$$+ \begin{cases} c_0 \sin\left(\omega \frac{\sigma}{\sigma_*} + \varphi\right) + c_1, & 0 \leq \sigma \leq \sigma_0 \\ c_0 + c_1, & \sigma_0 \leq \sigma \end{cases} \quad (3.7)$$

avec $a_0 = 3.833.10^{-4}$ GPa,

$a_1 = 9.225.10^{-3}$

$a_2 = 2.622.10^{-4}$ GPa,

$b_0 = 6.005.10^{-3}$,

$b_1 = -969.4893$ GPa⁻¹,

$b_2 = 4.508.10^{-4}$ GPa,

$c_0 = 1.16454.10^{-4}$ GPa,

$c_1 = 1.14645.10^{-4}$ GPa, $\omega = 493.14748^\circ$,

$\varphi = -79.889307^\circ$,

$\sigma_* = 1$ GPa,

$\sigma_0 = 0.3445$ GPa.

Les essais hydrostatiques ont suggéré que le paramètre K est variable et dépend de la contrainte moyenne conformément à la loi empirique :

$$K(\sigma) = \begin{cases} K_0 - K_1 \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^4 & \text{si } \sigma \leq \sigma_0 \\ K_0 & \text{si } \sigma \geq \sigma_0 \end{cases} \quad (3.8)$$

où $K_0 = 59$ GPa et $K_1 = 48$ GPa. Si cependant σ est presque constant on va supposer que les pentes

$$\frac{1}{3G} + \frac{1}{9K}, \quad -\frac{1}{6G} + \frac{1}{9K}$$

des courbes caractéristiques peuvent avoir des valeurs presque constantes, qui dépendent néanmoins de la profondeur. Des valeurs moyennes constantes qui soient raisonnables pour des profondeurs pas trop grandes sont $G = 32.3$ GPa et $K = 51.3$ GPa.

Dans l'exemple qui suit on suppose que H et k sont des fonctions qui dépendent seulement des invariants σ et $\bar{\sigma}$. Avec (3.7) et les valeurs des divers paramètres donnés, la loi de comportement est entièrement déterminée à l'exception de la valeur de k qui va être discutée plus loin. Conformément à cette loi de comportement, utilisée seulement pour des contraintes positives, dans le domaine D_c (fig. 1) la roche est compressible, mais dilatante dans le domaine D_d . Une ligne frontière sépare les deux domaines et sa forme est déterminée très précisément par l'équation :

$$\frac{\partial H}{\partial \sigma} = 0$$

Le long de la ligne hydrostatique $\bar{\sigma} = 0$, pour $\sigma \geq \sigma_0$, le comportement de la roche est linéaire élastique. Pour toutes les autres contraintes possibles (c'est-à-dire qui ne produisent pas une rupture) le comportement de la roche est viscoplastique avec une limite de plasticité nulle. La roche est viscoplastique même pendant les chargements hydrostatiques si $\sigma < \sigma_0$.

Le deuxième exemple est pour une roche moins dure. C'est un andésite (de Suior-Roumanie). Pour cette roche le potentiel viscoplastique est:

$$H(\sigma, \bar{\sigma}) = \frac{a_0}{\left(\sigma - \frac{\bar{\sigma}}{3}\right) \frac{1}{\sigma_*} + a_1} \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_*}\right)^4 + \frac{\left[\frac{1}{\sigma_*} \left(\sigma - \frac{\bar{\sigma}}{3}\right) - b_0\right]^2 \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_*} + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{K_0} - \frac{1}{K}\right) \sigma^2 + c \sigma}{+ b_1}$$

avec $a_0 = 3.2855 \cdot 10^{-3}$ GPa,

$$\begin{aligned} a_1 &= 4.5067 \cdot 10^{-4}, \\ b_0 &= 3.91003 \cdot 10^{-2}, \\ b_1 &= 3.0096 \text{ (GPa)}^{-1}, \\ K_0 &= 12 \text{ GPa}, K = 15 \text{ GPa}, \\ c &= 6.363 \cdot 10^{-5}, \\ G &= 12.5 \text{ GPa}. \end{aligned}$$

Ce modèle a été obtenu pour des pressions moyennes assez petites et en conséquence peut être utilisé pour des profondeurs qui ne dépassent pas 1 km environ. En ce qui concerne le *dommage* et la *rupture* possible de la roche, on va considérer deux cas. Si $\sigma < 0$ et si le chargement est assez brusque on va supposer que le comportement de la roche est très proche d'un comportement linéaire élastique et la rupture se produit quand la composante principale minimale de la contrainte atteint une certaine valeur limite qui soit une constante caractéristique de la roche. Si $\sigma > 0$ la rupture est possible par un processus de dommage produit par la dilatance. On introduit un paramètre de dommage par:

$$d(t) = W_{vmax}^I - W_v^I(t) \quad (3.10)$$

où

$$W_{vmax}^I(T) = \int_0^T \sigma(t) : \dot{\varepsilon}_v^I(t) dt \quad (3.11)$$

et W_{vmax}^I est la valeur maximale positive de W_v^I dans l'intervalle $t \in [0, T]$. On va supposer que le coefficient de viscosité k dépend aussi de d et que pour une certaine valeur critique d_{cr} , quand $d \rightarrow d_{cr}$ on a $k \rightarrow \infty$. C'est-à-dire qu'on suppose ici un *critérium énergétique* pour déterminer la rupture, par l'influence du paramètre de dommage sur le coefficient de viscosité.

4. L'ÉTAT SECONDAIRE INITIAL

Pour décrire d'une façon pratique le fluage de la roche qui se trouve autour du puits, deux intervalles de temps vont être considérés dans le problème. Le premier intervalle de temps $t \in [0, t_0]$ correspond au temps nécessaire pour forer le puits (ou une partie du

puits). Le deuxième intervalle $t \in [t_0, t_1]$ est l'intervalle de temps pendant lequel le puits est en exploitation. On va supposer ici que le premier intervalle de temps est beaucoup plus court que le deuxième. En conséquence la déformation que la roche subit pendant le premier intervalle peut être considérée comme « instantanée » en comparaison de la déformation qui a lieu dans le deuxième intervalle de temps. Conformément au modèle (3.1) la réponse « instantanée » est une réponse élastique et le fluage qui a lieu dans le deuxième intervalle de temps sera décrit par la loi de comportement (3.1) tout entière. Notons par l'indice supérieur R_0 les composantes relatives au moment t_0 , obtenues immédiatement après le forage et par l'indice supérieur S_0 les composantes secondaires initiales. On a [voir par exemple MASSIER et CRISTESCU (1981)]:

$$\begin{aligned} \sigma_r^{R_0} &= \sigma_r^{S_0} - \sigma_r^P = (p - \sigma_h) \frac{a^2}{r^2} \\ \sigma_\theta^{R_0} &= - (p - \sigma_h) \frac{a^2}{r^2}, \quad \sigma_z^{R_0} = 0 \\ \varepsilon_r^{R_0} &= \varepsilon_r^{S_0} - \varepsilon_r^P = \frac{p - \sigma_h}{2G} \frac{a^2}{r^2} \\ \varepsilon_\theta^{R_0} &= - \frac{p - \sigma_h}{2G} \frac{a^2}{r^2}, \quad \varepsilon_z^{R_0} = 0 \\ u^{R_0} &= - \frac{p - \sigma_h}{2G} \frac{a^2}{r}, \quad W^{R_0} = 0. \end{aligned} \quad (4.1)$$

Parce que pour les états primaires et secondaires on a pour la contrainte moyenne et la contrainte équivalente:

$$\begin{aligned} \sigma^{S_0} &= \sigma^P = \frac{2\sigma_h + \sigma_v}{3} \\ (\bar{\sigma}^P)^2 &= (\sigma_h - \sigma_v)^2 \\ (\bar{\sigma}^{S_0})^2 &= 3(p - \sigma_h)^2 \frac{a^4}{r^4} + (\sigma_v - \sigma_h)^2 \end{aligned} \quad (4.2)$$

et parce que $\bar{\sigma}^{S_0} \geq \bar{\sigma}^P$ par le forage on a produit un « chargement ». Pour donner un exemple, supposons que la distribution des contraintes primaires soit donnée par des formules du type:

$$\sigma_v = 0,027 h, \quad \sigma_h = 5.4 + 0,0216 h \quad (4.3)$$

suggérées par les travaux de HAIMSON (1978) et BROWN et HOEK (1978), où la profondeur h est donnée en mètres et les contraintes en MPa. N'importe quelle autre distribution des contraintes primaires peut être considérée d'une façon semblable. Sur la figure 1 pour le granite, les états primaires à des profondeurs diverses (0,5 km, 1 km, 5 km, 9 km et 11 km) sont marqués par des cercles. Les états secondaires correspondants sont marqués par des carrés. On constate que si la profondeur augmente, les états secondaires s'éloignent beaucoup des états primaires. Il est donc possible qu'à une certaine profondeur l'état secondaire initial soit placé dans le domaine D_d où a lieu une dilatance. On peut remarquer que à $h = 1$ km l'état primaire est situé sur la droite hydrostatique. Tous les états primaires et secondaires

montrés sur cette figure ont été calculés pour $p = 0$ à $r = a$. L'exemple numérique qui a été donné ici veut illustrer seulement l'idée que l'état secondaire peut être situé dans le domaine dilatant très loin de l'état primaire. Une estimation plus exacte du passage dans le domaine dilatant par un forage nécessite une détermination assez précise de l'état primaire de contraintes dans le site considéré. La loi (4.3) suggère seulement des valeurs moyennes et en tout cas elle ne peut être utilisée que jusqu'à 3 km de profondeur.

5. FLUAGE DES ROCHES AUTOUR DES PUIITS VERTICAUX ET DES FORAGES PÉTROLIERS

Le fluage de la roche autour du puits est décrit dans l'intervalle très long de temps $t \in [t_0, t_1]$ par la loi de comportement (3.1).

On va supposer que, in situ, les états primaires de contraintes sont des états d'équilibre, c'est-à-dire que $\dot{\epsilon} = \dot{\sigma} = 0$. Alors de (3.1) résulte $H(\sigma^P, \dot{\sigma}^P, \Delta^P) = W^{IP}$. Ici W^{IP} est un nombre qui est tout simplement la valeur de H pour l'état primaire et qui a dans le modèle un rôle conventionnel. Après le forage instantané qui a changé l'état de contrainte primaire σ^P en un état secondaire instantané $\sigma^{S_0} = \sigma^P + \sigma^{R_0}$ et qui n'a pas produit une variation de $W^I(t)$ (parce que $W^I(t)$ ne peut varier qu'en fonction du temps), suit une période très longue de temps dans laquelle a lieu le fluage. Dans ce qui suit on va présenter deux solutions. On va d'abord donner une solution simplifiée, moins rigoureuse mais très simple, qu'on peut obtenir en supposant que pendant le fluage les contraintes restent constantes et égales à σ^{S_0} . On donnera ensuite une solution générale numérique.

Si dans l'intervalle $t \in [t_0, t_1]$ les contraintes σ^{S_0} sont constantes, alors le travail irréversible varie conformément à la loi:

$$1 - \frac{W^I(t)}{H(\sigma, \dot{\sigma}, \Delta)} = \left(1 - \frac{W^{IP}}{H(\sigma, \dot{\sigma}, \Delta)}\right) \exp \left[\frac{k}{H} \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \underline{\sigma} (t_0 - t) \right] \quad (5.1)$$

qu'on obtient de (3.1). Dans (5.1) $\underline{\sigma} = \sigma^{S_0}$ est une contrainte constante. En introduisant (5.1) dans (3.1) on obtient pour la variation de la déformation en fonction du temps:

$$\underline{\epsilon}(t) = \underline{\epsilon}^{R_0} + \underline{\epsilon}^R(t) = \underline{\epsilon}^{R_0} + \left(1 - \frac{W^{IP}}{H}\right) \frac{\partial H}{\partial \sigma} \left\{ 1 - \exp \left[\frac{1}{H} \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \underline{\sigma} \left(\frac{k}{H} \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \underline{\sigma} (t_0 - t) \right) \right] \right\} \quad (5.2)$$

avec les conditions initiales à $t = t_0$

$$t = 0 : \quad \underline{\epsilon}^I = 0 \\ \underline{\epsilon} = \underline{\epsilon}^{R_0} = \left(\frac{1}{3K} - \frac{1}{2G} \right) \sigma^{R_0} \underline{1} + \frac{1}{2G} \sigma^{R_0} \underline{\sim} \quad (5.3)$$

On doit observer que généralement les déformations (5.2) ne satisfont pas l'équation de compatibilité (2.7) et que grâce à l'hypothèse de la déformation plane, la condition $\epsilon_z = 0$ impose une restriction pour la variation de σ_z :

$$\frac{1}{3} \left(\frac{1}{3K} + \frac{1}{G} \right) \dot{\sigma}_z^R = -k \left(1 - \frac{W^I}{H} \right) \frac{\partial H}{\partial \sigma_z} \quad (5.4)$$

Pour obtenir une solution générale par des moyens numériques, on doit intégrer le système d'équations (2.5), (2.7) et (5.1) avec cinq fonctions inconnues $\epsilon_r^R, \epsilon_\theta^R, \sigma_r^S, \sigma_\theta^S$ et σ_z^S et deux variables indépendants r et t . Les conditions initiales sont:

$$t = t_0, r \geq a: \\ \sigma_r^{S_0} = (p - \sigma_h) \frac{a^2}{r^2} + \sigma_h \\ \sigma_\theta^{S_0} = - (p - \sigma_h) \frac{a^2}{r^2} + \sigma_h \\ \sigma_z^{S_0} = \sigma_v, \underline{\epsilon} = \underline{\epsilon}^{R_0} \quad (5.4)$$

où les déformations $\underline{\epsilon}^{R_0}$ sont fournies par (4.1). Les conditions aux limites sont:

$$r = a, t \geq 0: \sigma_r = p \quad (5.6) \\ r \rightarrow \infty, t \geq 0: \\ \sigma_r^S = \sigma_\theta^S = \sigma_h, \sigma_z = \sigma_v \\ \epsilon_r^R = \epsilon_\theta^R = \epsilon_z^R = 0. \quad (5.7)$$

Le système (2.5), (2.7) et (3.1) est écrit en différences finies sur un réseau de droites $r = \text{const.}$ tracées à des intervalles Δr croissants avec r et des intervalles Δt croissants avec t . Par une méthode de balayage on peut raccorder les conditions aux limites (5.6) et (5.7).

Les calculs ont été faits pour l'andésite à potentiel (3.9) avec $k = 5,69 \cdot 10^{-7} \text{s}^{-1}$ et une profondeur $h = 500 \text{ m}$, l'état primaire étant donné par (4.3). On a poussé les calculs jusqu'à $t - t_0 = 166$ jours, lorsque conformément à ce modèle pour la valeur particulière de k utilisée, le fluage de la roche se stabilise autour du puits. Pour une roche donnée et pour une profondeur donnée, une valeur plus exacte de k peut être établie seulement par mesures faites in situ. C'est seulement alors que le temps de stabilisation peut être établi avec une certaine précision.

Les résultats des calculs numériques ont été comparés avec la solution simplifiée (5.2). Les conclusions sont les suivantes:

a. Les contraintes σ_r, σ_θ et σ_z varient pendant la période du fluage. La variation de σ_r est très petite et presque négligeable mais la variation de σ_θ est signi-

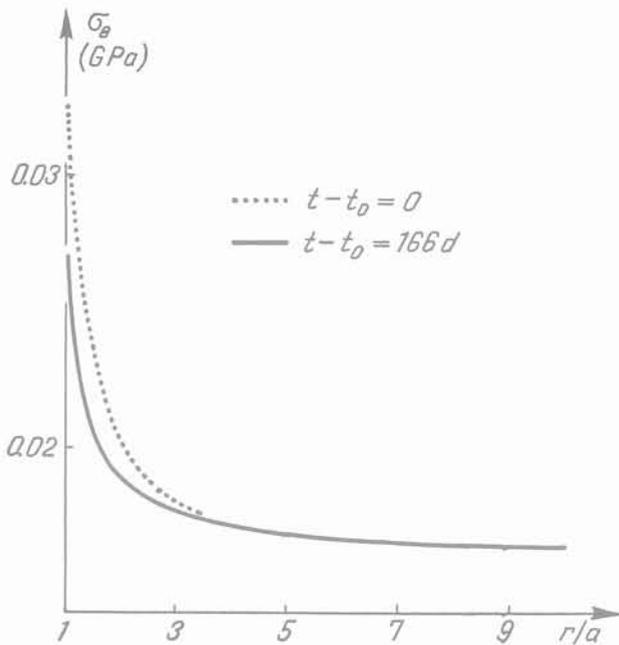


Fig. 2. — Distribution de la contrainte σ_θ en fonction de la distance après la déformation élastique initiale et à la fin de la période de fluage.

ficative. Cette variation est donnée dans la figure 2 où par ligne pointillée sont marquées les contraintes fournies par $\sigma_\theta^{S_0}$ et par ligne continue la contrainte σ_θ obtenue après 166 jours avec la méthode numérique. Notons que pendant le fluage la contrainte σ_θ subit une relaxation qui diminue sa valeur (qui était $\sigma_\theta^{S_0}$ au moment $t = t_0$) en l'approchant de la valeur primaire σ_h . La ligne continue dans cette figure montre les valeurs finales de σ_θ . Pour faire une comparaison dans la figure 3 est donnée la variation de σ_r . Les deux solutions données coïncident à $r = a$ et à grandes distances et diffèrent très peu à des distances intermédiaires. En ce qui concerne σ_z , cette composante est presque constante: une très faible croissance est

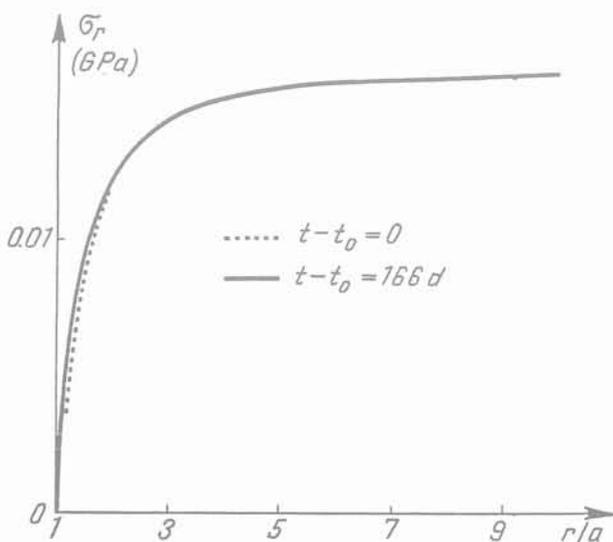


Fig. 3. — Distribution de la contrainte σ_r en fonction de la distance après la déformation élastique initiale et à la fin de la période de fluage.

obtenue au voisinage immédiat de $r = a$ (pour $r < 1.2 a$). Donc pendant le fluage les contraintes σ_r et σ_θ subissent une certaine relaxation qui les approche de la valeur primaire σ_h .

b. En ce qui concerne les déformations, elles subissent une croissance en valeur absolue, mais cette croissance est beaucoup plus petite que celle obtenue avec la solution simplifiée (5.2). Pour donner un exemple, est montrée la distribution du déplacement radial autour de l'orifice dans la figure 4. La ligne pointillée correspond au déplacement élastique initial (formule (4.1)₇); la ligne continue correspond à la solution simplifiée (5.2) et $u = r\epsilon_\theta$; la ligne interrompue correspond à la solution numérique.

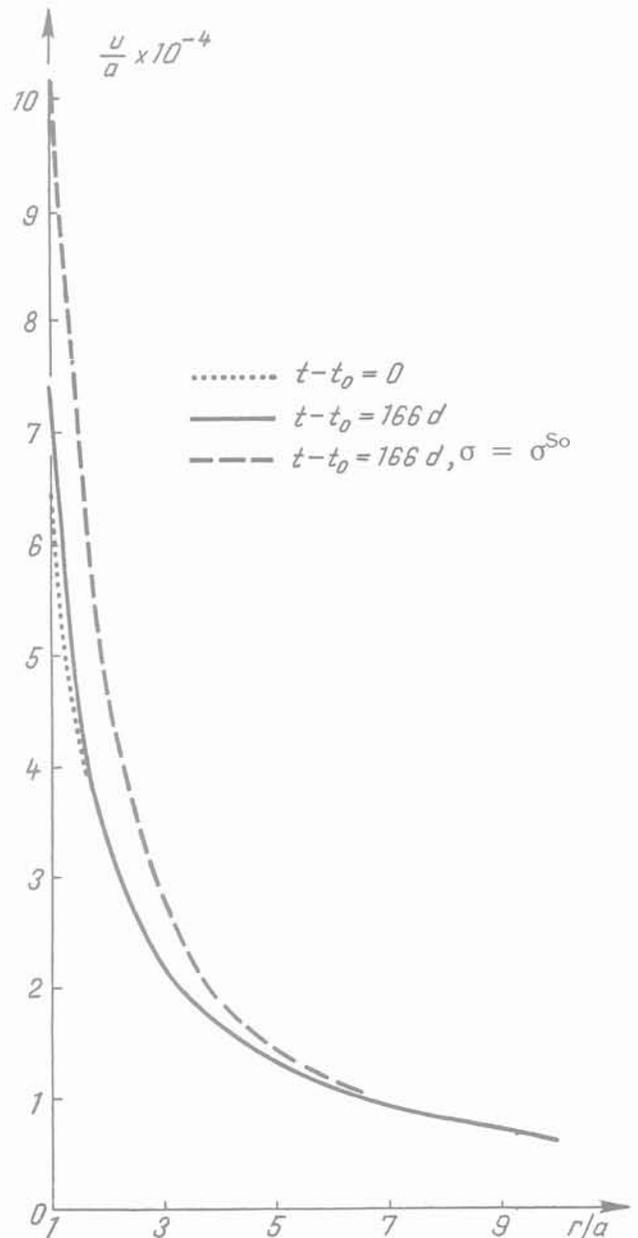


Fig. 4. — Déplacement radial en fonction de la distance: déplacement élastique initial (ligne pointillée), déplacement après fluage (ligne continue) et déplacement obtenu avec la solution simplifiée (ligne interrompue).

La conclusion est que les déplacements fournis par la solution simplifiée sont plus grands que ceux obtenus plus exactement avec la méthode numérique. Donc la solution simplifiée peut nous donner une première information qui est un majorant de la solution exacte.

6. LA DILATANCE DE LA ROCHE AUTOUR DU PUIITS

La détermination assez précise de la loi de comportement élasto-viscoplastique capable de décrire la dilatance autant que la compressibilité de la roche conjointement à la connaissance assez exacte de la distribution de l'état primaire des contraintes, peuvent avoir une grande importance pour un forage correct du puits.

Généralement quand on fait un forage à une petite profondeur dans une roche dure, la roche autour du puits se déforme, produisant une compressibilité volumique. Pendant cette compressibilité le fluide existant dans les pores va être évacué. Cependant aux profondeurs plus grandes la roche autour du puits peut devenir dilatante parce que le point représentant l'état secondaire de contraintes peut être situé dans le domaine de dilatance (fig. 1). Dans ce dernier cas la

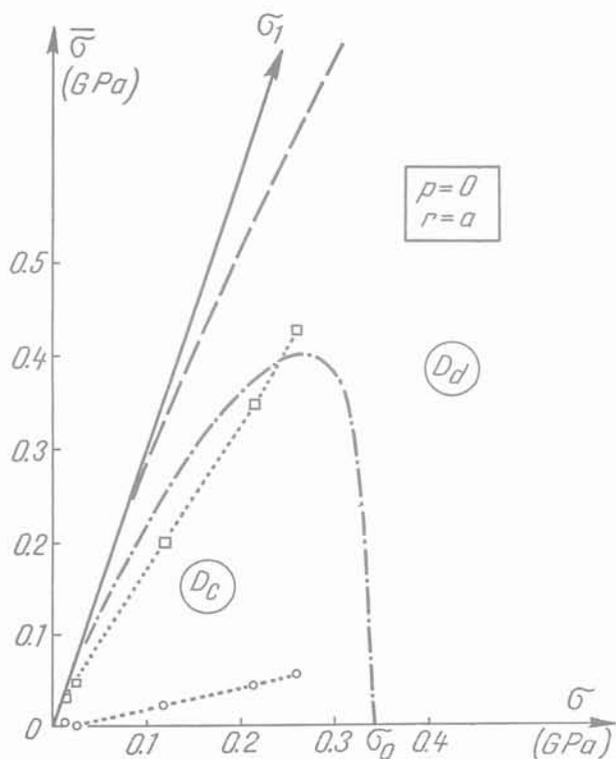


Fig. 1. — Diagramme des contraintes montrant les contraintes primaires (cercles), secondaires (carrés), le domaine de dilatance D_d , le domaine de compressibilité D_c , la frontière compressibilité/dilatance (ligne frontrière) et la surface de rupture (ligne interrompue).

roche va absorber le fluide qui existe dans le puits. La profondeur où cela peut se produire dépend des propriétés mécaniques des roches qu'on trouve le long du puits et des contraintes primaires. En utilisant le modèle mathématique donné plus haut on peut déterminer exactement cette profondeur. Sur la figure 5 la surface autour du puits qui est la frontière entre les régions où la roche est compressible (région D_c) et où elle est dilatante (région D_d) est figurée par AB.

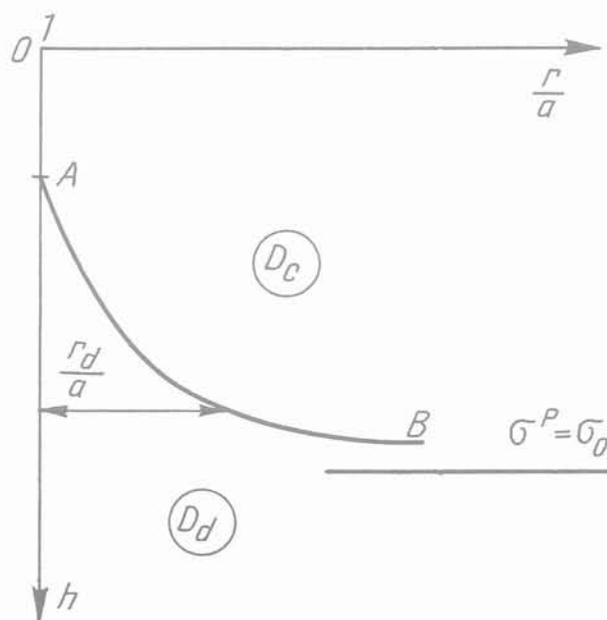


Fig. 5. — Augmentation du rayon de la frontière compressibilité/dilatance avec la profondeur.

Le point A est la profondeur minimale où la roche autour du puits devient dilatante. Quand la profondeur s'agrandit, le rayon r_d/a de la frontière compressibilité/dilatante s'agrandit. Finalement quand la profondeur est encore plus grande et σ^P est proche de la valeur σ_0 alors $r_d \rightarrow \infty$. Du point de vue pratique une déformation sensible de la roche autour du puits n'a lieu que sur une distance de quelques rayons de puits. Comme exemple numérique pour le granite le point A est situé à une profondeur très grande, d'environ 10 km et l'asymptote $\sigma^P = \sigma_0$ est située environ à 14,5 km de profondeur. Pour l'andésite à toute profondeur la roche autour du puits devient dilatante. Généralement, pour n'importe quelle autre roche et pour une autre distribution des contraintes primaires (déterminées localement) la frontière AB peut être déterminée avec précision, si la loi de comportement est connue.

On peut envisager des méthodes pour maintenir la roche autour du puits dans un état compressible même sous la frontière AB, en trouvant des procédés technologiques pour changer les valeurs de quelques paramètres qu'influencent $\bar{\sigma}^{S_0}$ et en conséquence pour maintenir l'état secondaire de contraintes dans le domaine compressible. Ces paramètres sont σ_h , σ_v tandis que l'expression de $\bar{\sigma}^{S_0}$ peut nous suggérer le procédé à suivre. En général on doit changer ces

paramètres pour réduire la valeur de $\bar{\sigma}^{S_0}$ et en conséquence celle de r_d . Si le point qui représente l'état secondaire initial est dans le domaine dilatant et loin de la frontière compressibilité/dilatance, la roche restera de toutes les façons dilatante, parce qu'en changeant les paramètres mentionnés plus haut il ne sera pas possible de changer d'une façon significative cette frontière.

On va donner maintenant un autre exemple pour une roche moins dure, l'andésite, dont le modèle est (3.1), (3.9). Dans ce cas il y a plusieurs situations possibles. Pour en donner un exemple considérons la figure 6 (voir aussi CRISTESCU (1984c, 1985). Dans cette figure, pour l'andésite, sont représentés dans un plan $\sigma, \bar{\sigma}$, les deux domaines D_c et D_d ainsi que la frontière qui les sépare. Si la distribution de contraintes primaires est toujours du type (4.3), alors si on n'a pas de pression à l'intérieur du puits ($p = 0$) l'état de contrainte sur la circonférence $r = a$ aux profondeurs $h = 100$ m, 300 m et 500 m est marqué par des petits cercles.

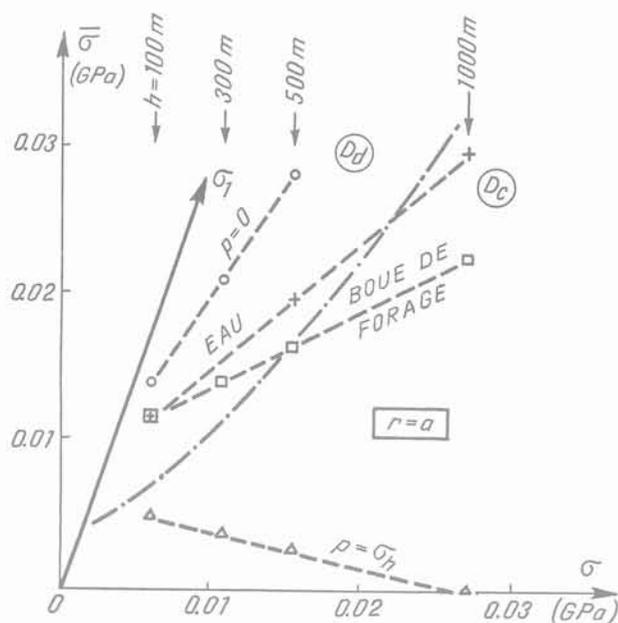


Fig. 6. — Etat des contraintes autour du puits pour : puits vides (cercles), puits rempli d'eau (croix), puits rempli de boue (carrés) et états primaires de contraintes (triangles).

En conséquence à toutes les profondeurs (en partant même de $h = 0$ m) la roche autour du puits devient dilatante. Les choses peuvent changer si sur la paroi $r = a$ on applique une certaine pression $p \neq 0$. Par exemple si le puits est rempli d'eau, alors l'état de contrainte pour $r = a$ et aux diverses profondeurs est marqué par de petites croix. Donc aux petites profondeurs la roche est aussi dilatante tandis qu'aux profondeurs plus grandes (d'environ 700 ou 800 m) la roche devient compressible autour du puits. Si le puits est rempli de boue de forage qui fournit une pression de 14 kPa par mètre de profondeur (COATES (1981) p. 3.6) alors les états de contrainte aux profondeurs 100 m, 300 m, 500 m et 1 000 m sont marqués par de

petits carrés. Dans ce cas-ci, sous 500 m la roche est compressible autour du puits. Par comparaison, les états de contrainte pour le cas limite $p = \sigma_h$ sont représentés aux mêmes profondeurs par des triangles, c'est-à-dire les contraintes primaires conformément aux formules (4.3).

Dans l'exemple donné plus haut, les domaines dilatants ou compressibles autour du puits, pour $r = a$, sont seulement les domaines initiaux. Pourtant comme on l'a montré au paragraphe antérieur, pendant le fluage a lieu une relaxation de l'état de contrainte. Cette relaxation produit une décroissance lente assez marquée de $\bar{\sigma}$ et aussi une faible décroissance de σ . En conséquence on peut trouver des régions autour du puits qui pendant le fluage commencent par être dilatantes et finissent par être compressibles. Pour en donner un exemple revenons à la solution numérique donnée plus haut pour l'andésite à la profondeur de 500 m. La décroissance de contraintes est représentée sur la figure 7. Ici dans un plan $\bar{\sigma}, \sigma$ sont représentés le domaine D_d des contraintes qui produisent la dilatance de l'andésite et le domaine D_c où la roche est compressible. La ligne frontière est la frontière compressibilité/dilatance dont l'équation est $\partial H/\partial \sigma = 0$ peut être obtenue facilement de (3.9). L'état primaire de contraintes est marqué par le point P. L'état secondaire $\bar{\sigma}^{S_0}$ est marqué par 0 pour trois distances $r = a, r = 1.2a$ et $r = 2a$. Ces trois points sont situés sur le même plan octaédrique que P. Pendant le fluage a lieu une relaxation de la contrainte, donc $\bar{\sigma}$ et

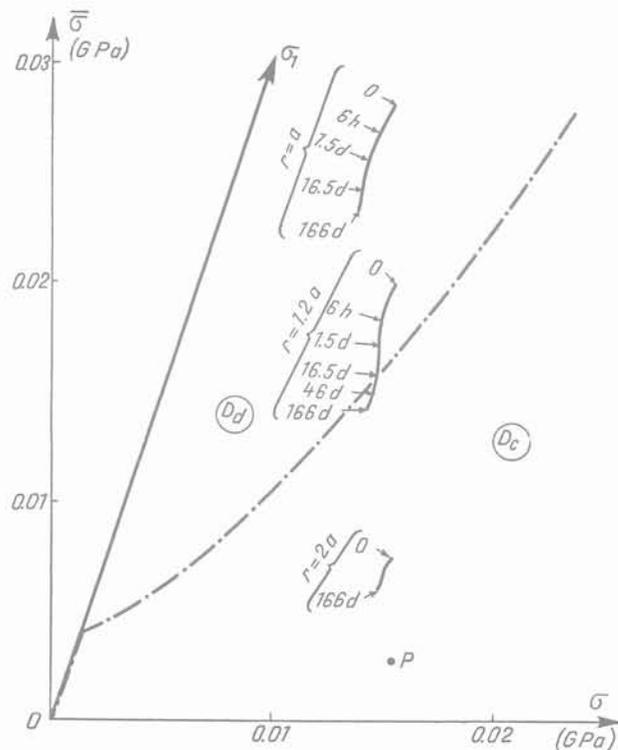


Fig. 7. — Relaxation de la contrainte pendant le fluage produisant seulement la compressibilité (à $r = 2a$) ou seulement la dilatance (à $r = a$) ou d'abord la dilatance et ensuite la compressibilité (à $r = 1.2a$).

σ diminuent. Cette décroissance est indiquée sur la figure par les trois valeurs de r . Le point final correspond à 166 jours après le commencement du fluage. A remarquer qu'à des distances très voisines du puits la roche reste dilatante pendant toute la période du fluage. A des distances relativement grandes (par exemple $r > 1.5a$) la roche est compressible pendant la période du fluage. Enfin à distance intermédiaire pendant le fluage, la roche commence par être dilatante et finit par être compressible. Cela est illustré sur la figure pour $r = 1.2a$.

Une conclusion intéressante est obtenue en ce qui concerne la déformation irréversible de volume $\varepsilon_v^I = \varepsilon_r^I + \varepsilon_\theta^I + \varepsilon_z^I$ pendant le fluage, pour diverses distances radiales r . Notons que $\varepsilon_z = 0$ et donc $\varepsilon_z^I = -\varepsilon_z^E$ avec la déformation élastique ε_z^E calculée avec la méthode numérique mentionnée plus haut. Pour en donner un exemple sur la figure 8 on montre la déformation volumique, irréversible après 2,5 jours et 166 jours, en fonction de la distance. Donc au voisinage immédiat du puits la déformation volumique irréversible décroît continuellement, pourtant aux grandes distances elle croît continuellement et finalement aux distances intermédiaires la déformation irréversible de volume commence par décroître au commencement de la période du fluage et finit par croître à la fin de cette période. Globalement une tranche $z = \text{const.}$ d'épaisseur unitaire va subir un processus de compressibilité, c'est-à-dire une portion plus grande de volume de cette tranche est dans un état de compressibilité par rapport à la portion qui est dans un état de dilatance.

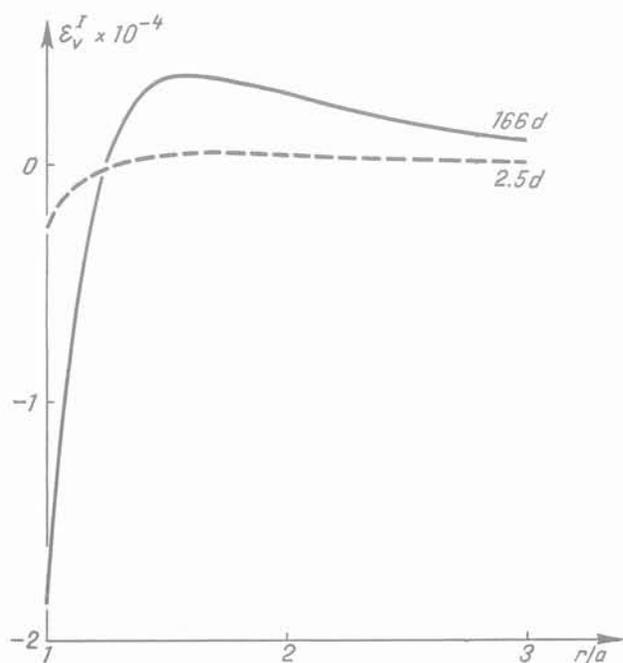


Fig. 8. — Déformation volumique irréversible à deux intervalles de temps montrant la dilatance près de l'orifice et la compressibilité à des distances plus grandes de l'orifice.

7. UN ÉTAT PRIMAIRE DE CONTRAINTE PLUS GÉNÉRAL

Dans les paragraphes antérieurs on a supposé qu'à toutes les profondeurs toutes les composantes primaires horizontales sont égales. En réalité les données expérimentales nous montrent que dans diverses directions horizontales et dépendant de la profondeur, les contraintes normales primaires peuvent prendre différentes valeurs. Par exemple LINDNER et HALPERN (1978) ont synthétisé les résultats obtenus par divers auteurs qui ont fait des mesures en Amérique du Nord; ces résultats expérimentaux montrent que, en fonction du lieu et de la profondeur, dans le plan horizontal il y a une direction où σ_h est maximale et une direction orthogonale où σ_h est minimale. Des conclusions semblables ont été obtenues par SAXENA et coll. (1979), ABOU-SAYET et coll. (1978) et d'autres auteurs.

Supposons maintenant qu'on ait une valeur maximale σ_{h1} et une valeur minimale σ_{h2} de σ_h et que σ_{h1} , σ_{h2} et σ_v soient des contraintes principales. Cette dernière supposition n'est pas toujours satisfaite parce que les directions principales des contraintes primaires ont généralement une orientation arbitraire. Bien sûr, on va supposer que les composantes primaires sont connues et généralement distinctes, avec $\sigma_{h1} > \sigma_{h2}$.

L'état de contraintes autour d'un puits vertical peut être obtenu dans ce cas par des formules similaires à celles utilisées pour les tunnels horizontaux (voir par exemple MASSIER et CRISTESCU (1984)). Considérons un plan horizontal de profondeur arbitraire. Quand pour $z = \text{const.}$ on fait $r \rightarrow \infty$ on doit avoir :

$$\sigma_{xx}^S |_\infty = \sigma_{h1}, \sigma_{yy}^S |_\infty = \sigma_{h2}, \sigma_{zz}^S |_\infty = \sigma_v \quad (7.1)$$

En coordonnées cylindriques les composantes primaires sont :

$$\begin{aligned} \sigma_{rr}^S |_\infty &= \sigma_{rr}^P = \frac{1}{2} (\sigma_{h1} + \sigma_{h2}) \\ &+ \frac{1}{2} (\sigma_{h1} - \sigma_{h2}) \cos 2\theta \\ \sigma_{\theta\theta}^S |_\infty &= \sigma_{\theta\theta}^P = \frac{1}{2} (\sigma_{h1} + \sigma_{h2}) \\ &- \frac{1}{2} (\sigma_{h1} - \sigma_{h2}) \cos 2\theta \\ \sigma_{r\theta}^S |_\infty &= \sigma_{r\theta}^P = -\frac{1}{2} (\sigma_{h1} - \sigma_{h2}) \sin 2\theta \\ \sigma_{zz}^S |_\infty &= \sigma_{zz}^P = \sigma_v \end{aligned} \quad (7.2)$$

Les composantes relatives peuvent être obtenues de :

$$\begin{aligned} \sigma_{rr}^R &= p \frac{a^2}{r^2} - \frac{\sigma_{h1} + \sigma_{h2}}{2} \frac{a^2}{r^2} \\ &- \frac{\sigma_{h1} - \sigma_{h2}}{2} \left(\frac{4a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\ \sigma_{\theta\theta}^R &= -p \frac{a^2}{r^2} + \frac{\sigma_{h1} + \sigma_{h2}}{2} \frac{a^2}{r^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{r\theta}^R &= -\frac{\sigma_{h1} - \sigma_{h2}}{2} \left(\frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \\ \sigma_{zz}^R &= -2\nu (\sigma_{h1} - \sigma_{h2}) \frac{a^2}{r^2} \cos 2\theta \end{aligned} \quad (7.3)$$

et les composantes des contraintes secondaires :

$$\begin{aligned} \sigma_{rr}^S &= p \frac{a^2}{r^2} + \frac{\sigma_{h1} + \sigma_{h2}}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{\sigma_{h1} - \sigma_{h2}}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\ \sigma_{\theta\theta}^S &= -p \frac{a^2}{r^2} + \frac{\sigma_{h1} + \sigma_{h2}}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{\sigma_{h1} - \sigma_{h2}}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\ \sigma_{r\theta}^S &= \frac{\sigma_{h1} - \sigma_{h2}}{2} \left(-1 - \frac{2a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \\ \sigma_{zz}^S &= \sigma_v - \nu (\sigma_{h1} - \sigma_{h2}) \frac{2a^2}{r^2} \cos 2\theta \end{aligned} \quad (7.4)$$

De ces dernières formules on obtient les contraintes dans la roche immédiatement après le forage. On rappelle que pour ce cas la contrainte moyenne et la contrainte équivalente sont :

$$\sigma = \frac{\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta} + \sigma_{zz}}{3}$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}^2 &= \sigma_{rr}^2 + \sigma_{\theta\theta}^2 + \sigma_{zz}^2 - \sigma_{rr} \sigma_{\theta\theta} - \sigma_{\theta\theta} \sigma_{zz} - \sigma_{zz} \sigma_{rr} \\ &+ 3\sigma_{r\theta}^2 \end{aligned} \quad (7.5)$$

et pour les contraintes primaires on obtient :

$$\sigma^P = \frac{\sigma_{h1} + \sigma_{h2} + \sigma_v}{3}$$

$$(\bar{\sigma}^P)^2 = \left(\frac{\sigma_{h1} + \sigma_{h2}}{2} - \sigma_v \right)^2 + 3 \left(\frac{\sigma_{h1} - \sigma_{h2}}{2} \right)^2 \quad (7.6)$$

qui sont indépendantes de l'angle θ .

Pour donner un exemple numérique, considérons de nouveau la loi de comportement pour le granite donnée plus haut. L'état primaire de contrainte comme suggéré par les données de LINDNER et HALPERN (1978) utilisées ici pour le seul but de donner un exemple numérique illustratif, est supposé de la forme suivante :

$$\sigma_v = 0.027 h, \quad \sigma_{h2} = 5.4 + 0.012 h, \quad \sigma_{h1} = n\sigma_{h2} \quad (7.7)$$

avec h en mètres et les contraintes en MPa. Pour le coefficient n on a utilisé les valeurs suivantes : $n = 1$, $n = 2$, $n = 4$ et $n = 6$. Sur la figure 9 sont montrés

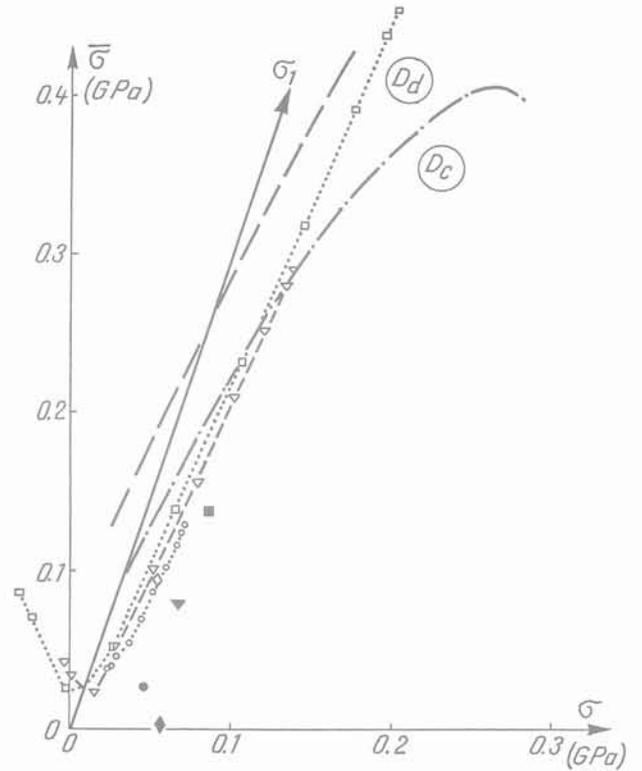


Fig. 9. — Etats des contraintes autour du puits (figures vides) et états primaires (figures pleines).

les résultats pour la profondeur $h = 2$ km. Les cercles vides représentent les contraintes pour $r = a$ et $\theta = 0^\circ; 10^\circ; \dots; 90^\circ$ obtenues avec $n = 2$. L'état primaire de contraintes correspondant a été représenté par un cercle plein. D'une façon similaire les triangles correspondent à $n = 4$ et les carrés à $n = 6$. Sur toutes ces courbes, les points de l'extrême gauche correspondent à $\theta = 0^\circ$ et ceux de l'extrême droite à $\theta = 90^\circ$.

Considérons maintenant ce que se passe quand n croît en partant de $n = 1$. On observe d'abord que si l'état primaire est hydrostatique $\sigma_v = \sigma_{h1} = \sigma_{h2}$ cet état de contrainte est représenté par un losange plein sur l'axe $O\sigma$. L'état secondaire correspondant est aussi représenté par un losange vide : c'est un point unique indépendant de θ . Ce point a la même contrainte moyenne que celle de l'état primaire correspondant. Dans l'exemple numérique donné ici on a pris $\sigma_{h1} = \sigma_{h2} = \sigma_v$ et la dernière composante a été obtenue de (7.7)₁. En conséquence dans ce cas particulier l'état secondaire ne touche pas la frontière compressibilité/dilatance et partant la roche reste dans un état compressible.

Lorsque la valeur de n croît graduellement, la première fois que la dilatance apparaît le long du contour $r = a$ pour une certaine valeur de n , c'est au point $\theta = 90^\circ$. Si n continue à croître, cette région dilatante s'accroît symétriquement par rapport au point $\theta = 90^\circ$. Pour des valeurs encore plus grandes de n ou pour des profondeurs plus grandes, l'état secondaire peut même toucher la frontière de rupture (approximativement marquée par une ligne grasse interrompue). Il y a

deux cas possibles. Après le forage, autour de $r = a$ et pour des valeurs de θ voisines de $\theta = 0^\circ$, la roche est dans un état élastique, c'est-à-dire que par forage on produit une décharge. L'état de contrainte secondaire $\sigma_{\theta 0}^{S_0}$ est de traction, c'est-à-dire $\sigma < 0$. La composante $\sigma_{\theta 0}^{S_0}$ peut dépasser en valeur absolue la limite de résistance de la roche en traction pure. Il en résulte que dans une région voisine de $\theta = 0^\circ$ une rupture est possible en traction. C'est une rupture rapide.

D'autre part dans une région voisine de $\theta = 90^\circ$ la roche est dilatante et se déforme par fluage ayant tendance à fermer le trou. Pendant ce fluage un dommage de la roche par dilatance se produit lentement en fonction du temps. Une mesure de ce dommage peut être le paramètre d introduit par (3.10). Quand, pendant le fluage, ce paramètre atteint une valeur critique typique pour la roche considérée, un processus lent de rupture progressive apparaît à $r = a$, $\theta = 90^\circ$ et s'élargit en fonction du temps des deux côtés de $\sigma = 90^\circ$ et pour $r > a$.

Donc si les deux composantes σ_{h1} et σ_{h2} sont très différentes en amplitude, autour du trou de forage on peut avoir une rupture rapide par traction, aussi bien qu'une rupture lente à la suite d'un processus de dilatance par fluage. Le processus décrit plus haut est semblable à une rupture possible par dilatance autour d'un tunnel horizontal décrite par CRISTESCU (1984c, Ch. 12).

8. CONCLUSIONS

De tout ce qu'a été dit auparavant on peut arriver à quelques conclusions importantes pour les applications.

Une description mathématique du fluage de la roche autour d'un forage pétrolier ou d'un puits peut être faite si les propriétés de la roche sont étudiées au laboratoire et si une loi de comportement de type élasto/viscoplastique est formulée.

Les domaines autour du puits où la roche devient dilatante ou compressible peuvent être trouvés avec précision si l'état primaire de contrainte est connu. Deux cas sont discutés. Si toutes les contraintes primaires longitudinales sont égales, la dilatance n'apparaît tout autour de la circonférence $r = a$ du puits qu'aux très grandes profondeurs seulement si la roche est dure, et peut apparaître à toutes profondeurs si la roche n'est pas très dure. Dans tous les cas, si la profondeur augmente, le domaine de dilatance autour du puits s'agrandit. Notons aussi que due à la relaxation des contraintes pendant le fluage, la déformation volumique à quelques distances autour de l'orifice est évolutive: au commencement de la déformation par fluage a lieu une dilatance du volume et à la fin de ce processus la roche finit par être compressible.

Mais en général les composantes primaires horizontales ne sont pas égales: il y a une composante horizontale maximale σ_{h1} et une minimale σ_{h2} . Dans ce cas la situation est beaucoup plus compliquée. Même aux

petites profondeurs il y aura des régions autour du puits où la roche devient dilatante et d'autres où elle est compressible; il est possible aussi d'avoir des régions où la roche est dans un état élastique.

En ce qui concerne la rupture des roches autour des puits, on peut la décrire aussi à l'aide de la loi de comportement si un critère de rupture, ou bien de dommage, est établi. Deux cas sont possibles.

— Si toutes les composantes horizontales des contraintes sont égales, alors une rupture annoncée par une déformation par dilatance très marquée est seulement possible aux grandes profondeurs (grandes valeurs de $\bar{\sigma}$).

— Si les composantes primaires horizontales ne sont pas égales, alors la rupture est possible même aux petites profondeurs par deux mécanismes:

- par traction;
- à la suite d'un processus de déformation par fluage produisant la dilatance.

Le premier mécanisme est rapide, l'autre est un processus progressif, qui peut arriver après des intervalles de temps assez longs. En tout cas le lieu sur la paroi du puits et le moment où la rupture peut se produire, peuvent être calculés et prédits en utilisant un modèle mathématique.

La grandeur de la différence $\sigma_{h1} - \sigma_{h2}$ joue un rôle essentiel en ce qui concerne l'apparition des domaines dilatants et de rupture. En conséquence tout calcul théorique doit être précédé d'une détermination expérimentale de σ_{h1} et σ_{h2} dans le lieu particulier en question.

Enfin on ne doit pas oublier que la boue de forage, la température etc. peuvent aussi influencer les phénomènes discutés plus haut.

Remerciements. L'auteur tient à remercier M. P. HABIB pour des remarques utiles et Mme C. CRISTESCU pour son aide dans les calculs numériques.

BIBLIOGRAPHIE

- ABOU-SAYED, A.S., BRECHTEL, C.E., CLIFTON, R.J., (1978). — *In situ stress determination by hydrofracturing. A fracture mechanics approach.* J. Geophys. Res., 83, N° B6, pp. 2851-2862.
- BRACE, W.F., (1965). — *Some new measurements of linear compressibility of rocks,* J. Geophys. Res., 70 (2), pp. 391-398.
- BRACE, W.F., PAULDING, B.W.Jr., SCHOLZ, C., (1966). — *Dilatancy in the fracture of crystalline rocks,* J. Geophys. Res., 71, pp. 3939-3953.
- BROWN, E.T., HOECK, E., (1978). — *Trends in relationships between measured in situ stresses and depth,* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., 15, pp. 211-215.
- CRISTESCU, N., (1984a). — *Rock plasticity,* Sawcuk/Bianchi, eds., *Plasticity Today: Modelling, Methods and Applications,* Elsevier Applied Sci. Publ., pp. 643-655.

- CRISTESCU, N., (1984b). — *Elastic-viscoplastic constitutive equations for rock-like materials* (in press).
- CRISTESCU, N., (1984c). — *Rock mechanics*, University of Bucharest, (in Romanian), 500 p.
- CRISTESCU, N., (1985). — *Irreversible dilatancy or compressibility of viscoplastic rock-like materials and some applications*, *Int. J. of Plasticity*, 1, 1, (in press).
- DREYER, W., (1973). — *The science of rock mechanics*, part 1, Trans Tech Publ.
- HAIMSON, B.C., (1978). — *The hydrofracturing stress measuring method and recent field results*, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 15.
- JUMIKIS, A.R., (1979). — *Rock mechanics*, Trans Tech Publications.
- LINDNER, E.N., HALPERN, J.A., (1978). — *In situ stress in North America. A Compilation*, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 15, pp. 183-203.
- MASSIER, D., CRISTESCU, N., (1981). — *In situ creep of rocks*, *Rev. Roum. Sci. Techn., Ser. Mec. Appl.*, 26, 5, pp. 687-702.
- MASSIER, D., CRISTESCU, N., (1984). — *Creep of rocks around horizontal tunnels*, (in press).
- OBERT, L., DUVALL, W.I., (1967). — *Rock mechanics and the design of structures in rock*, John Wiley and Sons.
- SAXENA, P.C., MOKHASHI, S.L., RAME GOWDA, B.M., (1979). — *Rock stress measurements at Nagjhari tunnels, Kalioani hydro-electric project, India*, C.R. 4^e Congrès de la SIMR, Montreux, septembre 1979, vol. 2, pp. 589-594.
- VOLAROVITCH, M.P., BAIUK, E.I., LEVYKIN, A.I., TOMASHEVSKAYA, I.S., (1974). — *Physico-mechanical properties of rocks and minerals at high pressures and temperatures* (in Russian), Nauka, Moscow.

difficultés rencontrées dans les chantiers urbains

difficulties encountered in urban works

1. Soutènements et fondations en présence de carrières

2. Création de sous-sols sous un bâtiment existant

1. Retaining walls and foundations in presence of cavities
2. Making of supplementary basements under an existing building

F. BOULET

Ingénieur d'Etude
Entreprise BOTTE*

R. DEVERGNE

Entreprise BOTTE*

Résumé

Les auteurs exposent les difficultés qu'ils ont rencontrées sur les chantiers principalement parisiens et les méthodes qu'ils ont adoptées pour résoudre ces difficultés. Ces méthodes varient selon les chantiers et plusieurs d'entre elles sont développées.

Les principales difficultés ont été les suivantes :

- présence de carrière souterraine connue ou inconnue,
- reprise en sous-œuvre de mitoyens,
- création de sous-sols supplémentaires soit dans un existant, soit en cours de travaux.

Abstract

The authors present the difficulties encountered on mainly parisian works and the methods used to resolve these difficulties. These methods are varying according to the works, and several of them are developed.

The main difficulties have been the following ones :

- presence of known or unknown underground cavities,*
- underpinning of neighbour constructions,*
- making of supplementary basements either inside an existing building or during works.*

* 62, rue des Meuniers, 92220 Bagneux.

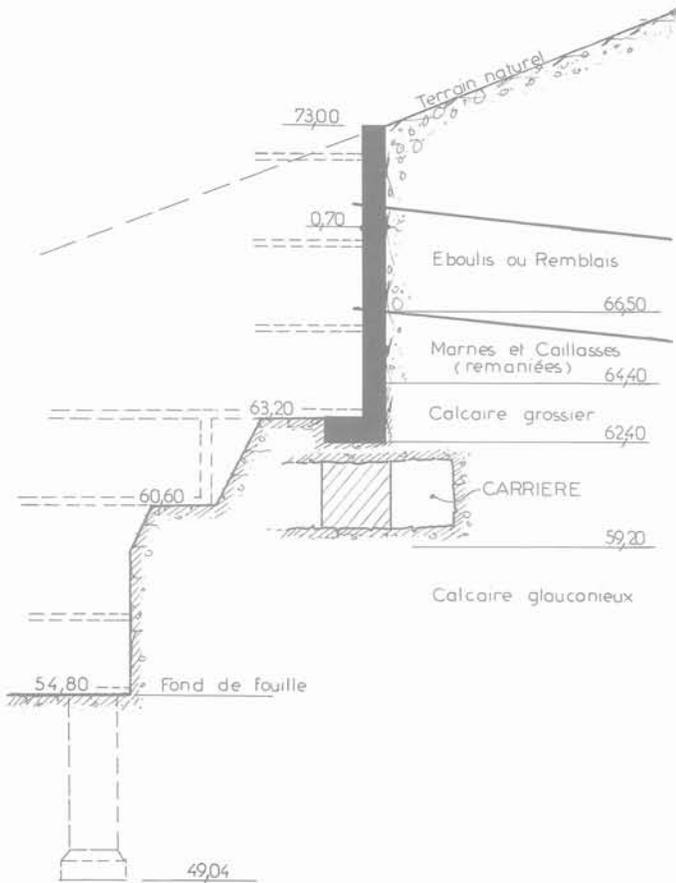


Fig. 3. — Sèvres - 170, Grande Rue. Bâtiment B, coupe 5.

tains forages ont traversé des failles et des zones de terrain décomprimées, vraisemblablement dues à la présence de carrières souterraines. Plusieurs remèdes ont été apportés :

- injection de la zone de scellement en plusieurs phases ;
- allongement des forages pour dépasser les zones décomprimées ;
- multiplication des tirants quand les efforts repris apparaissaient insuffisants au moment de la mise en tension.

La figure 4 montre une phase avancée du chantier, on y voit également un soutènement complémentaire, à gauche de l'immeuble, fait de contreforts en maçonnerie et fondé sur puits.

D'après les sondages, on était sûr de rencontrer le bon sol, à savoir le calcaire, pour asseoir toutes les fondations. Mais en cours de travaux, il y a eu des surprises sous le pignon amont et sous une partie de l'arc. En effet, les fouilles de puits blindés ont rencontré une poche de carrière inconnue, siège d'un vide important, de l'ordre de 150 m³.

Les sondages, du fait de leur implantation, gênée par les difficultés d'accès, n'avaient pu déceler cette anomalie. Pour pallier cette difficulté nous avons été alors amenés à construire des piliers en maçonnerie et des

puits en béton dans les remblais et les vides de la cavité, pour servir de fondation au voile de l'arc et du pignon du bâtiment. Les vides résiduels ont été comblés.

Que peut-on conclure? Au départ, une étude insuffisante avait sous-estimé les difficultés techniques et fixé un budget en deçà de la réalité. Avant d'ouvrir le chantier, il fallut donc trouver une solution élégante, valable techniquement et pouvant être acceptable pour l'économie de l'opération.

Malgré les investigations préliminaires et les précautions, des imprévus sont toujours possibles, telle la découverte d'une poche de carrière inconnue.

2. NANTERRE — LA DÉFENSE — BOULEVARD PESARO

La construction d'un immeuble de bureaux dans le quartier de la préfecture de Nanterre prévoyait trois sous-sols et dix étages sur rez-de-chaussée, dans la zone d'aménagement d'une ville nouvelle. Le terrain était supposé vierge, donc a priori sans problème. Et pourtant...

D'après les sondages de reconnaissance de sol, le terrain était situé au-dessus d'une ancienne carrière souterraine du Calcaire Grossier exploitée sur une grande hauteur. Les investigations étaient imprécises, mais nous avions la chance d'avoir en archives des sondages d'un bâtiment projeté au même endroit puis abandonné. La proximité de la gare du R.E.R. «Nanterre préfecture» obligeait à prendre des précautions pour le terrassement. De plus, la présence d'immeubles en construction (MB 5 et MB 6) sur les autres faces du terrain apportait certaines sujétions supplémentaires.

La coupe géologique schématique se présentait comme indiqué sur la figure 5.

Il est à noter que la nappe se caractérisait par la présence d'une légère charge en raison de niveaux très argileux à la partie supérieure.

2.1. Les pieux : le bâtiment a été fondé sur des pieux ancrés dans les sables de Cuise avec un taux de travail de 4 MPa. En effet, la couche de calcaire restant au sol de l'ancienne exploitation était insuffisante tant en qualité qu'en puissance. Les pieux ont été armés sur toute hauteur. Les armatures ont, en outre, été vérifiées à la flexion. En effet, étant donné la configuration du site, il n'y avait pas équilibre des poussées dues aux terres et des efforts horizontaux devaient être repris en tête des pieux.

Compte tenu de l'importance des charges, la gamme de diamètres retenue a été de 0,80 m à 1,20 m. Leur fiche a été de 24 m depuis le fond de fouille (44,70) NGF. Les pieux périphériques nécessaires au soutènement ont été forés depuis une plateforme intermédiaire située à (53,00) NGF ce qui portait la longueur de foration à 32 m.

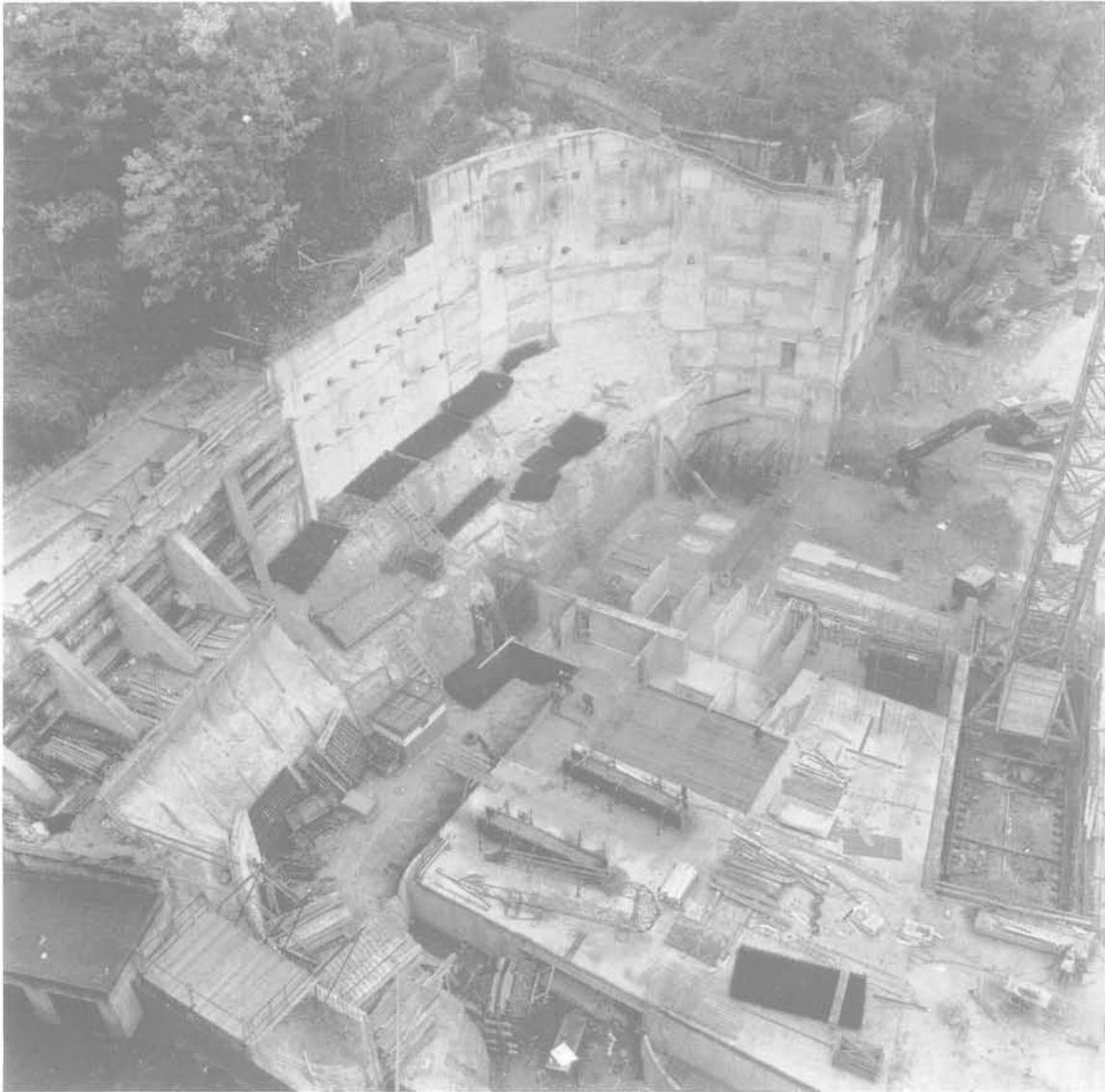


Fig. 4. — Sèvres: Grande Rue.
Vue générale du chantier.

Comme les couches de terrain à traverser étaient très différentes, et parce que l'ancrage se faisait dans les sables en présence d'eau, il a été nécessaire d'employer la technique du forage sous boue.

La traversée ponctuelle de bancs calcaires durs a nécessité l'emploi du carottier, le trépan étant proscrit dans ce type de travaux, afin de limiter les ébranlements en particulier au niveau du ciel de carrière.

2.2 Fontis: vers le bâtiment voisin MB 5, la sujétion de la carrière souterraine s'est aggravée par la présence d'un fontis dû vraisemblablement à un effondrement localisé du ciel de carrière. Ce fontis a fait l'objet d'un traitement par injection.

Pour cela des forages destructifs tubés ont été exécutés depuis la plateforme intermédiaire, à partir desquels, un remplissage hydraulique par gravité a été effectué

avec un coulis sablon-ciment faiblement dosé, complété par un traitement plus richement dosé, sous pression.

2.3. Soutènements et terrassements: la façade nord de la construction projetée était parallèle au boulevard Pesaro, sous lequel circule le R.E.R. et où se trouve la station «Nanterre préfecture». (fig. 6 et 7).

Le terrassement général a donc dû être mené en deux phases successives:

— a. de (59,00) à (53,00) NGF, on a exécuté un talus avec une pente de 1/1 taillée dans les remblais et protégée par un gunitage.

— b. de (53,00) au FF (44,70), le terrassement général n'a pu être mené qu'à l'abri d'un soutènement préalable à savoir une paroi berlinoise. Des profilés métalliques verticaux ont été alors scellés dans les pieux du voile périphérique depuis la plateforme

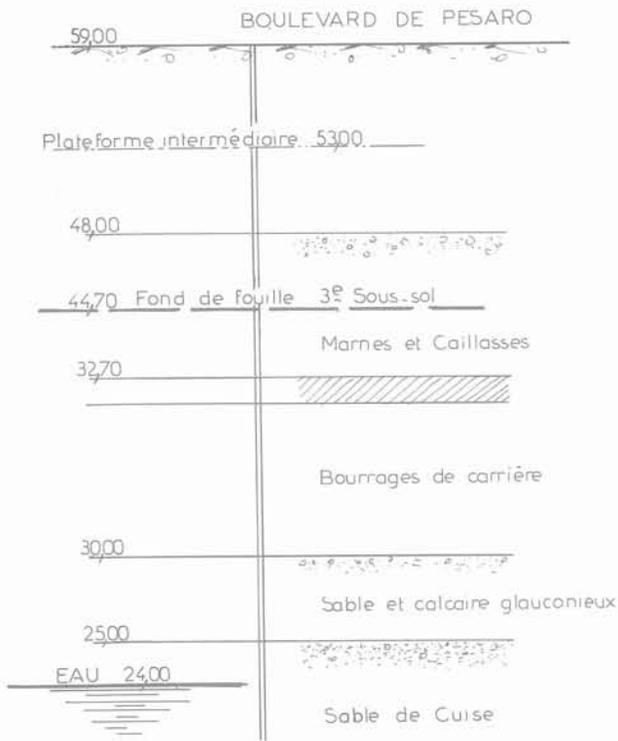


Fig. 5. — Nanterre. Bâtiment MB7, coupe géologique.

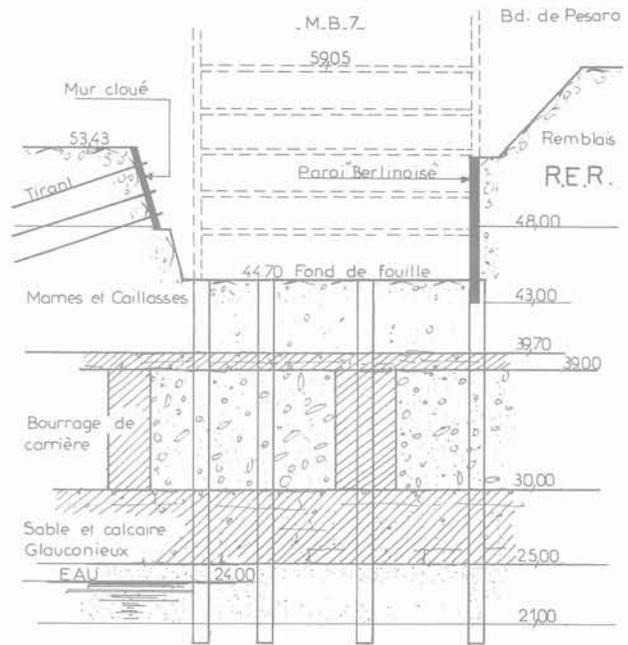


Fig. 7. — Nanterre. Bâtiment MB7, coupe transversale.

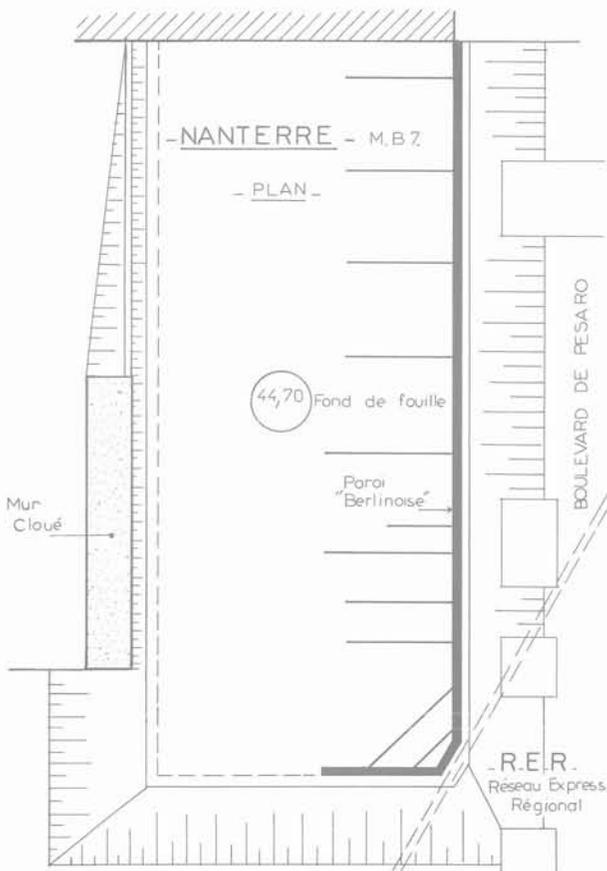


Fig. 6. — Nanterre. MB7.

(53,00) NGF. Leur entre-axe était de 3,20 m. Le voile en béton armé exécuté entre profilés servait à la fois de soutènement provisoire pour permettre les terrassements et de soutènement définitif pour le bâtiment. Après mise en place des armatures, ce voile a été exécuté en béton projeté. La stabilité définitive de ce voile est assurée par les planchers et les refends.

Mais sa stabilité provisoire a posé quelques problèmes. Elle avait été prévue initialement en partie par des tirants d'ancrage scellés dans les Marnes et Caillasses sous-jacentes et en partie par des batteries de butons métalliques. Le projet ainsi bâti par le Bureau d'Etudes a été présenté tardivement à la R.A.T.P. (Régie Autonome des Transports Parisiens) qui a opposé un refus absolu à la présence de tirants d'ancrage provisoires à proximité de ses ouvrages.

Le système fut donc modifié et il fut mis sur toute la longueur de la façade (51,30 m) des batteries de butons métalliques (fig. 8). Afin d'éviter de décompresser les terres et de provoquer tout mouvement dû à leur poussée, ces batteries ont été mises en place dans des tranchées blindées perpendiculaires à la paroi berlinoise. Ces batteries étaient fondées sur des semelles ancrées dans les Marnes et Caillasses du fond de fouille.

Afin de limiter la densité des ouvrages, les poussées dues aux terres ont été transmises par les profilés verticaux de la paroi berlinoise aux batteries de butons, au moyen de lisses horizontales métalliques maintenues par des corbeaux, soit métalliques, soit exécutés en béton armé.



Fig. 8. — Nanterre-La Défense.
Paroi berlinoise en cours d'exécution.

L'évaluation des poussées dues aux terres a été faite à partir des hypothèses suivantes :

Remblai $\phi = 25^\circ$ $C = 0$
Marnes et Caillasses $\phi = 30^\circ$ $C = 50$ kPa

Le soutènement exécuté sur 8,30 m de hauteur encaissait, en outre, le poids d'un talus de 6 m de haut. La poussée totale était de l'ordre de 300 kN par mètre de paroi.

Le terrassement général a été poursuivi au fur et à mesure de l'exécution du voile en béton projeté, par passes horizontales de 2 m à 2,50 m de hauteur, et au fur et à mesure de la mise en place des batteries d'étais assurant la stabilité provisoire.

Côté ouest, le terrassement ne présentait aucune difficulté; le bâtiment voisin était en effet nanti de plusieurs sous-sols déjà construits.

Côté est, les emprises de chantier ont permis l'exécution de talus.

Côté sud, la présence d'une rampe d'accès aux bâtiments voisins MB 5 et MB 6 a limité sévèrement les possibilités de talutage. Il fallut soit protéger les talus par un gunitage, soit sur 18 m environ, épinglez cette peau en béton armé projeté au moyen de tirants

passifs. Dans des forages de 8 à 10 m suivant une maille de $3,00 \times 1,60$ m, des barres en acier de type GEWI ont été scellées. Le remblai sous la rampe se comportait alors un peu comme un massif de terre armée.

L'ensemble de tous ces travaux a été réalisé entre septembre 1981 et mars 1982.

3. PARIS RUE GALILÉE RUE VERNET

Pour une reconstruction dans un site urbanisé depuis longtemps, il était prévu de créer en particulier quatre sous-sols. Le projet nécessitait la démolition d'anciens hôtels particuliers situés sur le terrain. Mais la Commission des sites ayant exigé la conservation des façades sur rues, elles furent étayées préalablement à la démolition.

La coupe géologique se présentait de façon favorable (fig. 9). La façade sur la rue Galilée fut reprise en sous-œuvre par un voile en béton armé exécuté classiquement dans des puits blindés successifs alternés. Il en a été de même des mitoyens (fig. 10). Malgré la qualité du sol, les poussées dues aux terres ajoutées à celles engendrées par le poids des bâtiments situés en

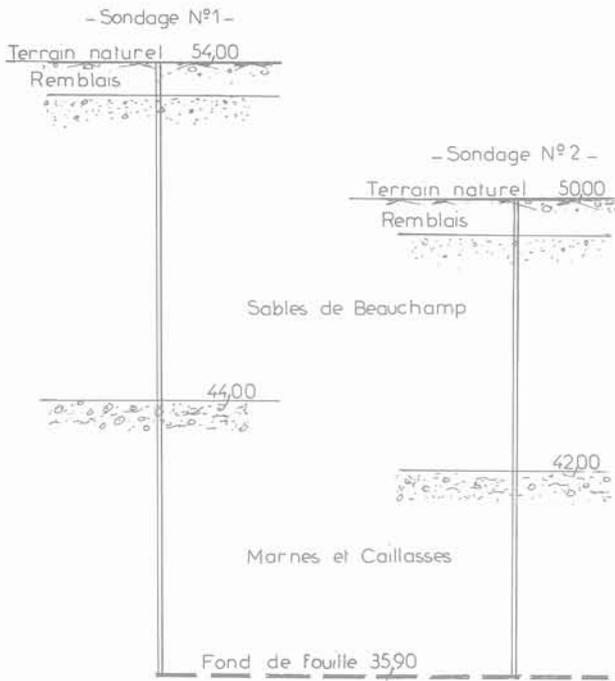


Fig. 9. — Paris 8^e. Rues Galilée-Vernet. Coupes géologiques.

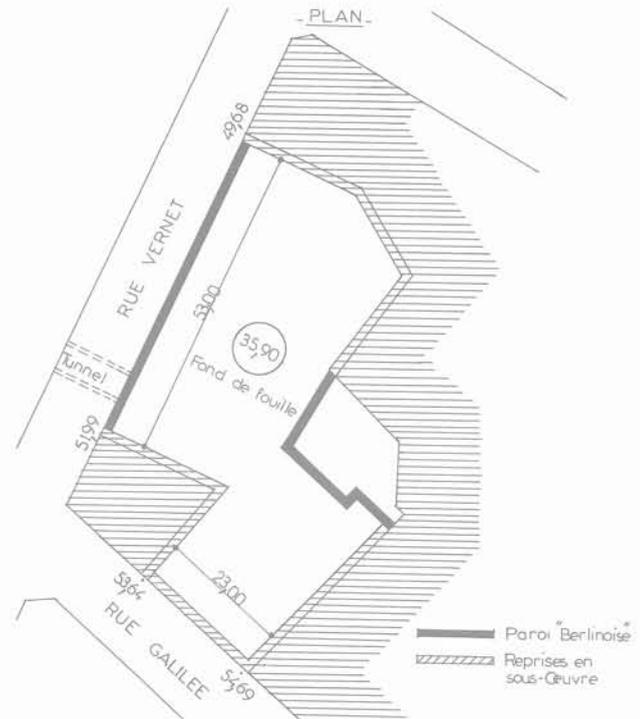


Fig. 10. — Paris 8^e. Rues Galilée-Vernet.

mitoyenneté, étaient importantes. La mise en œuvre d'étais s'étant révélée problématique, la stabilité provisoire fut assurée par des tirants d'ancrage implantés sur deux ou trois nappes suivant les cas. Le terrassement général fut mené par tranches horizontales successives au fur et à mesure de la mise en œuvre des tirants.

Pour la façade sur la rue Vernet (longueur 53 m), on a cherché une solution permettant à la fois un gain de temps et une économie. La façade préalablement étayée n'a pas été reprise en sous-œuvre comme celle de la rue Galilée. Il fut décidé d'exécuter une paroi berlinoise à son pied. La perte de surface disponible en sous-sol n'offrait pas un gros inconvénient.

Tout le service du chantier, devenu inaccessible à cause des façades conservées, se faisait par une baie de 9,00 m d'ouverture créée rue Vernet (fig. 11). L'achèvement du terrassement a nécessité la réalisation d'une plate-forme en béton armé provisoire construite en porte-à-faux au niveau trottoir, supportant une pelle de 500 kN.

Sur la figure 12, on voit la reprise en sous-œuvre de bâtiments anciens vétustes et une paroi berlinoise soutenant un terre-plein conservé.

Le chantier se déroulait dans de bonnes conditions, lorsque, le maître d'œuvre nous a demandé de créer un cinquième sous-sol dans la zone où le fond de fouille prévu pour le quatrième sous-sol était déjà atteint par le terrassement général.

Compte tenu de l'état d'avancement des travaux, il fut décidé de réaliser ce cinquième sous-sol en retrait des mitoyens. Le pied des voiles exécutés fut maintenu par un nouveau lit de tirants d'ancrage reliés entre eux par une poutraison métallique provisoire.

Le client manifesta alors le désir de créer une galerie souterraine de liaison sous la rue Vernet sur 12 m au niveau des 2^e et 3^e sous-sols. Or, les services de la Police et de la Voirie interdisaient tous travaux pouvant interrompre la circulation des voitures. Le recouvrement au-dessus de la galerie était composé de remblai et sables de Beauchamp sur les Marnes et Caillasses. Il a été proposé et accepté d'ouvrir la chaussée pendant le minimum de temps, c'est-à-dire, pendant un week-end de 48 heures et cela en deux tranches successives pour laisser le passage permanent des véhicules. Des profilés métalliques verticaux de 13 m ont été scellés dans des forages, puis la dalle de couverture appuyée sur ces profilés a été coulée. Ensuite à l'abri de cette dalle et depuis l'intérieur du chantier on a exécuté la fouille blindée, le radier, les piédroits, le plancher intermédiaire.

En conclusion, on peut signaler que dès l'avant-projet, le Bureau d'Etudes, devant la complexité des problèmes divers posés par la création de ces sous-sols dans un site relativement exigu, a fait appel à notre collaboration. Une préparation minutieuse du chantier a permis de respecter un plan de phases rigoureux.

4. CLERMONT-FERRAND EXTENSION DE LA PRÉFECTURE

Dans le cadre d'une modernisation de ses locaux et de ses services administratifs, la Préfecture de Clermont-Ferrand avait décidé de construire un nouveau bâtiment de un rez-de-chaussée et six étages sur quatre niveaux de sous-sols.



Fig. 11. — Rue Galilée - Paris (16^e). Façade rue Vernet avec paroi berlinoise.

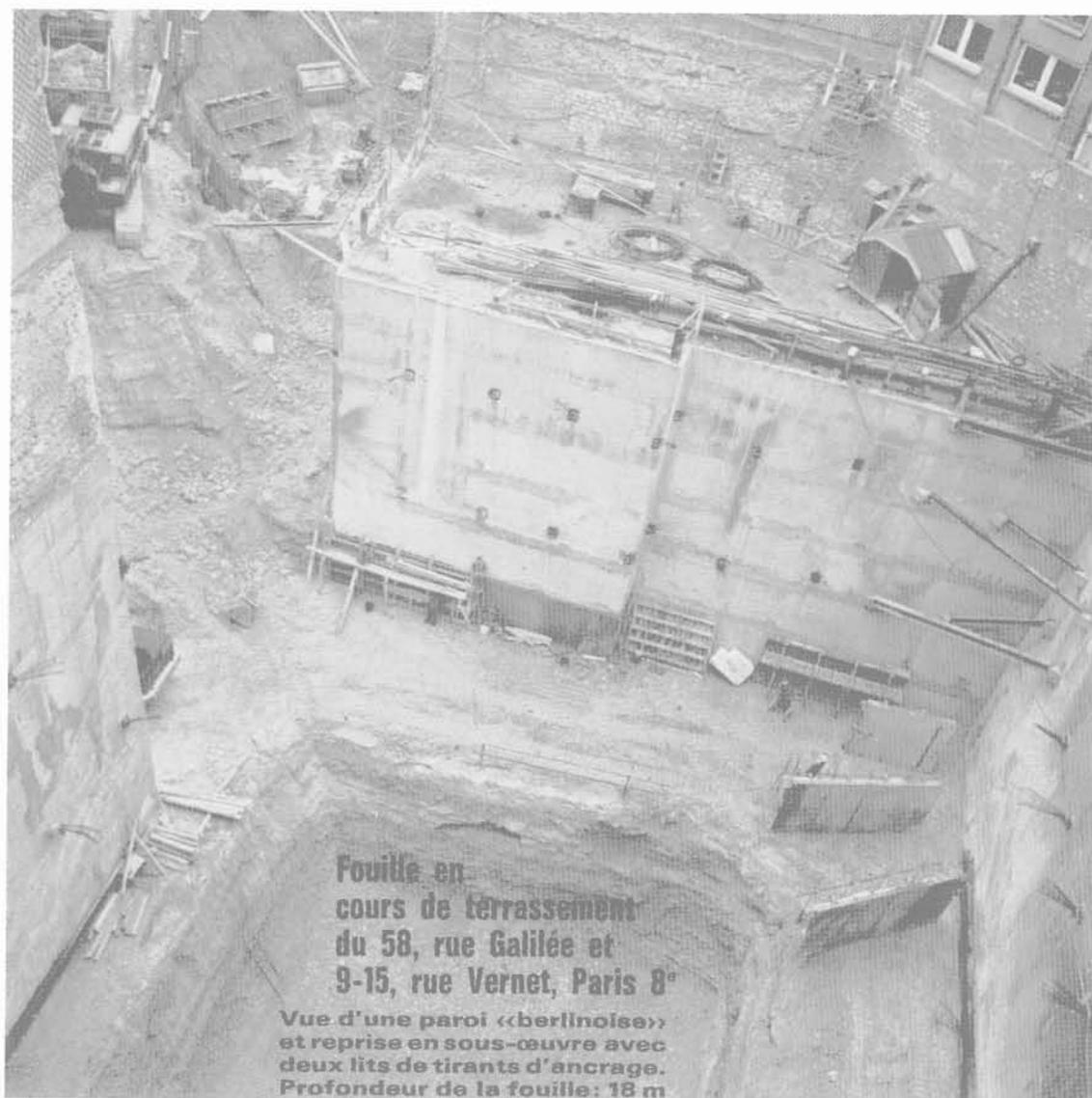


Fig. 12. — Rue Galilée - Paris (16^e). Vue générale depuis la rue Galilée.

Nous allons décrire les travaux nécessaires aux soutènements périphériques, aux terrassements ainsi qu'aux fondations spéciales.

Le terrain sur lequel devait s'édifier l'extension de la Préfecture se situe dans le centre ville sur l'emplacement de l'ancienne rue d'Assas et d'anciennes constructions diverses datant des siècles passés.

Le terrain naturel accusait une assez forte pente. Dans le sens longitudinal la dénivellation était de 6,00 m sur 70 m. Outre le déplacement des réseaux, la proximité des voies adjacentes imposait la construction des murs périphériques préalablement à toute excavation. Ce vieux quartier de la ville de Clermont-Ferrand comportait la présence de deux à trois niveaux superposés de caves creusées dans le Tuf, à différentes époques, pour les besoins domestiques des habitants. Ces cavités, peu ou pas maçonnées, avaient été recoupées parfois entièrement par le mur périphérique des sous-sols projetés et créaient un environnement dangereux. Enfin comme pour compliquer notre prise de posses-

sion du chantier le terrain avait été ouvert sur toute sa longueur par une immense tranchée archéologique.

La situation géologique est indiquée sur les figures 13 et 14. Les sondages de reconnaissance du sol ont révélé que les couches de terrain accusaient un pendage sensiblement parallèle au terrain naturel. Des remblais superficiels d'épaisseur importante, de l'ordre de 5 mètres, ont été rencontrés au-dessus de la formation des Marnes de Limagne. Toutefois, ces marnes étaient très altérées et gorgées d'eau jusqu'au fond de fouille dans la partie amont du terrain. Elles étaient remplacées par des alluvions dans la partie aval. Le fond de fouille uniforme du projet recoupait donc deux types de sols ce qui a conduit à adopter un double système de fondation: semelles reposant sur les Marnes, côté amont, et pieux forés à travers les alluvions baignées par la nappe phréatique et ancrés dans les Marnes sous-jacentes, côté aval. Les sondages ont également montré que les Marnes étaient le siège de failles parallèles au cratère volcanique du Fond de Jaude, situé à proximité. Les caractéristiques médiocres

des sols rencontrés ont conduit le géotechnicien à retenir des hypothèses pessimistes pour les calculs de poussée des terres :

Remblai, Limon, Argile (voile Nord)	$\phi = 20^\circ$ ou 25°	$C = 0$
Marne	$\phi = 12^\circ$	$C = 70 \text{ kPa}$

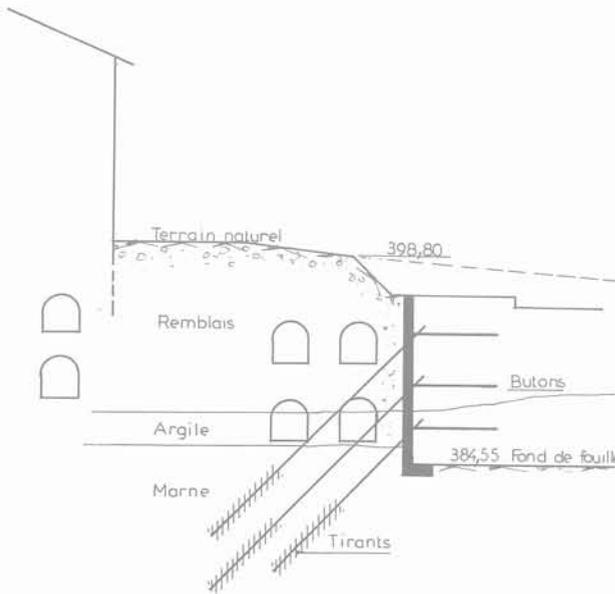


Fig. 13. — Clermont-Ferrand.
Avenue Georges-Clemenceau, coupe amont.

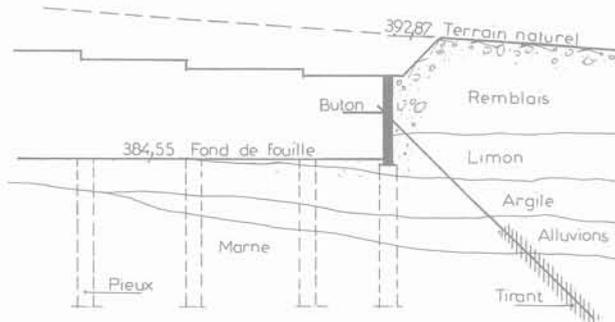


Fig. 14. — Clermont-Ferrand.
Avenue Georges-Clemenceau, coupe aval.

L'emprise du chantier étant plus vaste que le périmètre des sous-sols projetés, il a été d'abord procédé à un décapage général donnant naissance à un ensemble de plates-formes horizontales se succédant en escalier, compte tenu de la forte pente générale du terrain naturel. Les anciennes fondations rencontrées étaient démolies au fur et à mesure au brise-roche. Parallèlement à ces premiers terrassements, il a été procédé au comblement des vides souterrains dus à la présence des anciennes caves. Une campagne de forages destructifs a permis le remplissage par gravité au moyen

d'un coulis composé de ciment, sable et eau. Une centrale de fabrication, composée d'un malaxeur de 2 m^3 et de mélangeurs de reprise était installée en amont du chantier et des pompes envoyaient le coulis vers les forages de remplissage. Ce comblement préalable des vides était indispensable afin de pallier les conséquences d'une rupture éventuelle d'une voûte de cave voisine et afin de permettre la mise en œuvre des tirants d'ancrage provisoires de la paroi périphérique.

Compte tenu de l'exiguïté du chantier, de la profondeur de l'excavation qui atteint 15 mètres à son point extrême, et de l'ensemble des obstacles soulignés précédemment, on a décidé d'exécuter les murs périphériques des sous-sols projetés au moyen d'une paroi berlinoise. Cette méthode consiste essentiellement à forer des trous de diamètre 0,65 à 1,00 mètre, dans lesquels sont scellés en contrebas du fond de fouille des profilés métalliques du type HEB 320 à HEB 280 de 10 à 17 mètres de longueur. Les forages ont été réalisés par deux machines WILLIAMS type LDH 100 à partir des plates-formes exécutées au préalable. Le béton de la paroi, d'une surface totale de $1 800 \text{ m}^2$, sur une hauteur variable de 7 à 12 mètres, a été exécuté en béton projeté par voie sèche, à l'aide de deux gunitieuses du type Meynadier et d'une centrale à air comprimé de 32 000 litres/minute. La paroi en béton armé qui s'appuie sur les profilés métalliques a été exécutée par bandes horizontales de haut en bas, au fur et à mesure du terrassement général et de la mise en œuvre des tirants d'ancrage provisoires. La mauvaise tenue des remblais et les poussées importantes dues aux Marnes détrempées par des venues d'eau ont nécessité un blindage en bois soigneusement exécuté en coulage par des puisatiers-mineurs, au fur et à mesure de l'avancement des terrassements. La présence d'eau dans le sol a d'ailleurs créé un problème aigu sur ce chantier. Les drains sub-horizontaux prévus au niveau de chaque plancher ont débité en permanence. La mise en place du béton a dû de plus être souvent accompagnée de mini-drains d'étanchement.

En phase définitive, la paroi périphérique doit s'appuyer sur les planchers. Mais, en phase provisoire les profilés de la paroi étaient maintenus par des tirants d'ancrage provisoires. Ces tirants précontraints, du type STUP, d'une force maximale de 1 100 kN étaient scellés dans les Marnes de Limagne. Dans les angles, des butons métalliques assuraient la stabilité de la paroi. Le scellement des tirants a présenté des difficultés. Dans la partie amont du chantier, la forte teneur en argile des Marnes a contraint à mobiliser un massif plus important pour le scellement. Dans la partie aval du chantier, les matériaux de substitution contenus dans les failles volcaniques ont dû être traités au ciment avant le scellement des tirants (fig. 15).

Le terrassement général (fouille de 20 000 mètres cubes environ) a été conduit, à l'aide d'un bull chargeur de 2 m^3 , par passes successives et au fur et à mesure de l'exécution de la paroi berlinoise et de la mise en œuvre des tirants d'ancrage. La difficulté principale a été de maintenir carrossables les aires de circulation des camions, étant donné les conditions climatiques hivernales. En effet, 35 jours de gel et de neige ont perturbé la marche du chantier.



Fig. 15. — Clermont-Ferrand. Vue partielle du chantier.

Comme il est indiqué plus haut, les résultats des sondages ont conduit à adopter deux systèmes de fondation: semelles reposant sur les Marnes, côté amont et pieux forés à travers les alluvions et ancrés dans les Marnes sous-jacentes, côté aval. La paroi berlinoise repose donc sur des semelles côté amont, mais en aval les forages pour scellement des profilés de la paroi berlinoise servent de pieux de fondation de la paroi. Dans cette zone aval, les points d'appui centraux ont été fondés sur des pieux de diamètre 1,40 m travaillant à 5 MPa; ces derniers pieux ont été forés également avec une machine Williams LDH 100 à partir du fond de fouille définitif des sous-sols livré par le terrassement. L'accès au fond de fouille se faisait par une rampe extérieure exécutée en tranchée blindée devant servir de voie d'accès aux sous-sols réalisés.

Malgré les difficultés importantes dues à la période hivernale (gels jusqu'à -12° , chutes de neige jusqu'à 32 cm d'épaisseur), les travaux décrits ci-dessus ont été réalisés en treize semaines.

En conclusion il faut noter que les hypothèses de calcul des soutènements étaient mal définies et trop pessimistes pour un projet économique. Au niveau de la conception, les intervenants étaient nombreux et il

est né un désaccord sur la méthode de calcul du soutènement. Compte tenu de la nature hétérogène des couches de terrain et la présence d'anciennes caves sur plusieurs niveaux, des essais préliminaires ont été faits sur les tirants d'ancrage et se sont révélés satisfaisants. Bref, la mise au point du projet a été laborieuse, mais une fois mis en route, le chantier s'est bien déroulé.

5. RUE PAUL BAUDRY ET RUE DE PONTIEU — PARIS 8^e

Il s'agissait de transformer un ensemble formé de plusieurs immeubles et anciens hôtels particuliers entourant une cour et un jardin et de créer trois sous-sols de parkings s'étendant sous cette cour intérieure et sous une partie des immeubles l'encadrant.

La rénovation des constructions existantes était importante, puisqu'on n'en conservait que le squelette: façades et refends.

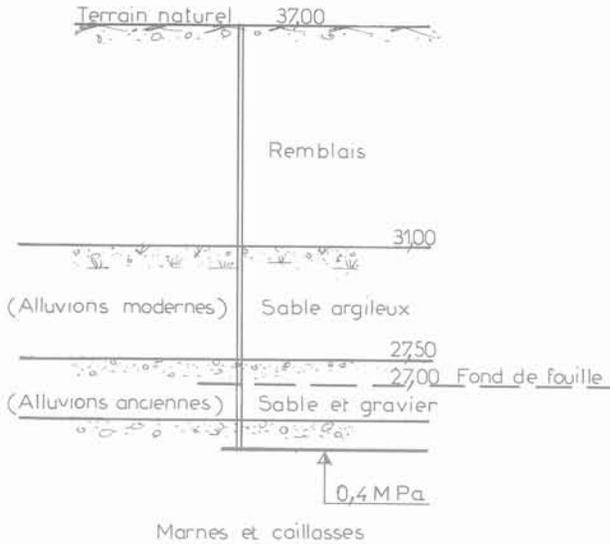


Fig. 16. — Paris 8^e. Rue Paul-Baudry, coupe géologique.

La coupe géologique est indiquée sur la figure 16. La figure 17 montre l'état existant et l'ampleur du projet sur un terrain de 70 × 80 m environ. Nous avons effectué les travaux de reprises en sous-œuvre, soutènements et terrassements préalables à cette rénovation, sous la direction du Bureau d'Etudes DHEILLY. La réalisation de l'excavation a nécessité plusieurs techniques :

Suivant la ligne AB, il a été exécuté un voile en tranchée blindée.

Suivant les lignes B, C, D, les façades des constructions existantes ont été reprises en sous-œuvre.

La stabilité provisoire était assurée par des butons métalliques dans les angles et des tirants d'ancrage provisoires.

Le problème le plus délicat était de permettre l'excavation des trois sous-sols sous une partie des constructions conservées et de créer de nouveaux points d'appui devant à la fois :

- respecter la trame des circulations du parking projeté ;
- porter les planchers des sous-sols nouveaux ;
- reprendre les charges des bâtiments existants.

Les nécessités architecturales empêchaient parfois de placer les nouveaux points d'appui directement sous les charges existantes les plus importantes. Pour résoudre ce problème on pouvait :

- étayer au moyen de chevalements importants ;
- réaliser des poteaux dans des puits blindés ;
- créer par parties des longrines en béton armé en sous-œuvre des façades et des refends, avec toutes les sujétions d'armatures en acier doux pliées puis redéployées pour assurer les recouvrements.

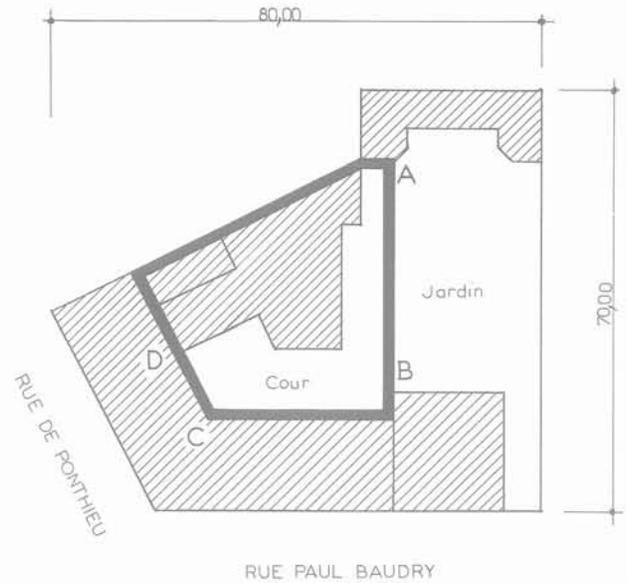


Fig. 17. — Paris 8^e. Rue Paul-Baudry. Plan.

Constatant l'envahissement certain du chantier par une forêt d'étais, une autre solution a été retenue. Après étrésolement systématique des baies des constructions conservées, on a tout d'abord réalisé des poutres moisantes (fig. 18). Il s'agit de poutres en béton armé enserrant de part et d'autre les maçonneries des sous-bassements existants.

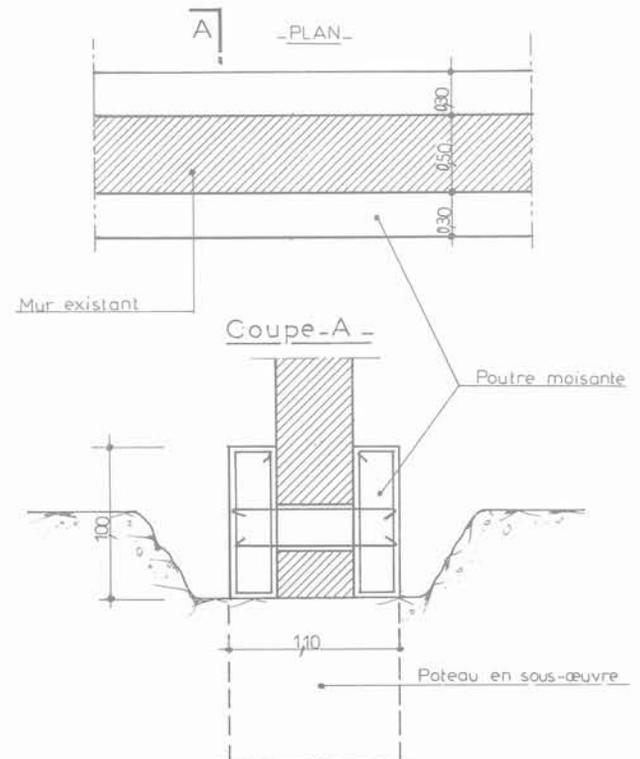


Fig. 18. — Paris 8^e. Rue Paul-Baudry. Détails poutre moisante.



Fig. 19. — Rue Paul-Baudry - Paris (8^e). Achèvement de l'excavation générale.

Ces poutres moisantes permettaient d'éviter des étaitements dispendieux et des longrines difficiles à réaliser en sous-œuvre. Elles étaient calculées pour transmettre les charges aux futurs poteaux. Ces derniers ont été exécutés dans de grands puits blindés, suivant le rythme imposé par l'architecture des sous-sols à créer. Les poteaux étaient fondés sur des semelles ancrées au niveau du fond de fouille dans les Marnes et Caillasses.

Une fois l'ensemble des existants repris sur de nouvelles fondations, on a procédé à l'excavation générale (fig. 19 et 20).

La reprise en sous-œuvre, les soutènements et les terrassements ont été terminés en six mois.

6. CONSTRUCTION D'UN ÉQUIPEMENT SPORTIF ET SOCIO-ÉDUCATIF A IVRY-SUR-SEINE

En 1978, la Mairie d'Ivry-sur-Seine avait projeté la construction d'un équipement sportif et socio-éducatif. D'après les cartes, le terrain était situé au-dessus d'une ancienne carrière du calcaire grossier, sur au moins un

ou deux étages; mais on n'avait aucune indication précise sur les limites des anciennes exploitations.

En 1979, trois sondages carottés ont été exécutés et ont recoupé les bourrages de carrière à des niveaux différents entre 15 et 19,00 m de profondeur. Deux sondages avaient rencontré l'étage supérieur, le troisième l'étage moyen (fig. 21). Notre rapport de sol proposait plusieurs solutions:

1. Des fondations superficielles sur les alluvions anciennes rencontrées près de la surface. Mais cela exigeait une consolidation souterraine préalable par piliers en maçonnerie. Il était alors nécessaire de prévoir un puits de sondage et des galeries de recherche dans les bourrages pour vérifier l'état de la carrière et savoir si elle était consolidable. Une autre méthode était également proposée: la consolidation souterraine par injections. Nous y reviendrons.

2. Des pieux ancrés dans le calcaire sous le plancher de l'exploitation la plus basse. Ces fondations profondes devaient être précédées par un comblement des vides résiduels.

En 1980, l'Inspection Générale des Carrières avait préconisé des fondations profondes traversant tous les



Fig. 20. — Rue Paul-Baudry - Paris (8^e). Vue des immeubles repris en sous-œuvre.

étages de carrière ainsi que le remblaiement complémentaire de tous les vides sous l'ensemble de la propriété.

En 1982, nous avons exécuté un puits de reconnaissance de 20,00 m de profondeur avec des galeries de recherche. Les ciels de carrière (photo galerie souterraine: fig. 22) étaient en bon état; on pouvait donc consolider.

En 1983, il est apparu qu'une fondation profonde par pieux ne s'imposait pas techniquement et était prohibitive économiquement. Finalement, le Service des Carrières a accepté, après examen des sondages, une solution de consolidation souterraine par piliers en maçonnerie ou par injections.

Fin 1983, la décision était prise de réaliser une consolidation souterraine par injections, procédé rapide d'exécution et plus économique qu'une consolidation souterraine par piliers en maçonnerie (à peu près moitié moins cher dans le cas particulier de ce chantier). La méthode de travail a été la suivante. Profitant de l'existence d'un puits de sondage et de galeries de visite, il a été d'abord procédé au murage de ces galeries en limite de propriété; ensuite pour combler les vides, on a exécuté des forages destructifs

depuis le terrain naturel et suivant une maille de $5,00 \times 5,00$ m. Ces perforations étaient assorties de la mesure des paramètres de forage. Le coulis était dosé à 80 kg de ciment pour une tonne de cendres volantes; les quantités mises en œuvre étaient de 15 à 30 m^3 par forage. Le traitement des bourrages et des anomalies du recouvrement éventuellement rencontrées a constitué la deuxième phase importante de l'opération pour laquelle une deuxième série de forages a été exécutée suivant une maille de $3,50 \times 3,50$ m. Ils ont été tubés et équipés de tubes à manchettes pour injecter sous pression un coulis dosé à 250 kg de ciment et 750 kg de cendres volantes par mètre cube, soit 5 à 6 m^3 par forage (fig. 23).

Le chantier a été achevé par quatre sondages de contrôle carottés à des endroits déterminés par le maître d'œuvre. Ces sondages ont montré qu'il n'était plus rencontré de vide, que les bourrages de carrière étaient largement imprégnés de coulis de ciment et qu'une fondation superficielle était acceptable.

On a pu noter, en conclusion, que le volume total mis en œuvre lors du comblement a un peu dépassé la prévision. Cela s'explique par le fait que dans une zone non explorée avant l'ouverture du chantier, on a rencontré des vides plus importants que prévus. Par

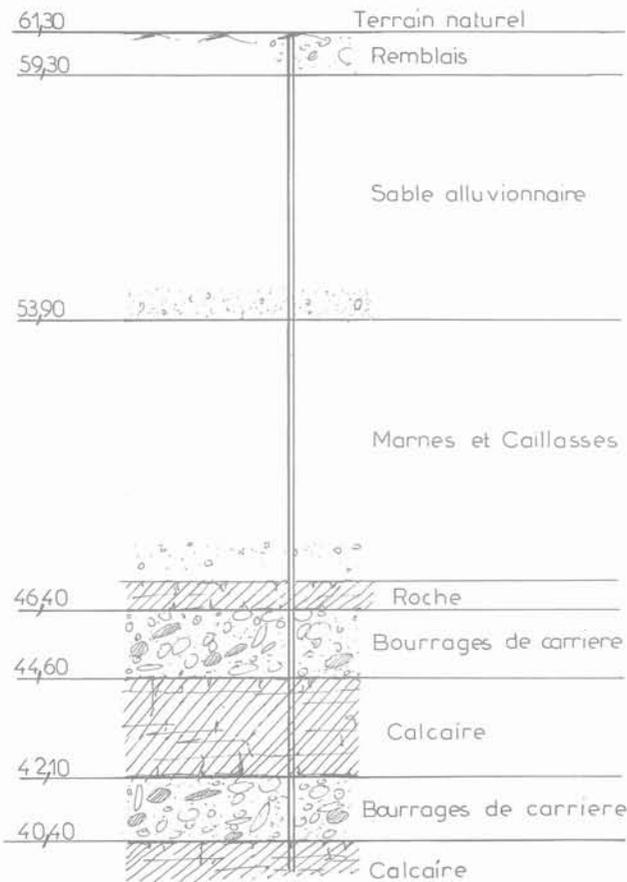


Fig. 21. — Ivry-sur-Seine. Coupe géologique.



Fig. 23. — Ivry-sur-Seine. Installation d'injection.

contre, le volume réel mis en œuvre lors de la phase de traitement a été équivalent à la prévision. On a constaté que seul un maillage serré de traitement a permis une exécution efficace. Un maillage plus lâche aurait nécessité de fortes pressions qui auraient risqué de désorganiser les bourrages.

Les techniques mises en œuvre ont permis finalement de sauver un projet qui avait été remis en cause plusieurs fois, pour des raisons économiques.



Fig. 22. — Ivry-sur-Seine. Galerie souterraine.

7. AMIENS AVENUE FRANKLIN ROOSEVELT

Le projet initial prévoyait une construction comportant un rez-de-chaussée fondé sur terre-plein au niveau du terrain naturel. Aucun sondage n'avait été exécuté bien que l'existence d'anciennes exploitations souterraines de craie dans tout le quartier ait été connue. Aucun document ne faisait apparaître de carrière au droit du terrain intéressé. Le client ne voulant pas engager de frais, les sondages devaient être exécutés par l'entreprise chargée du gros-œuvre. Après trois sondages à la tarière dont l'un a rencontré un vide de 5,00 m de profondeur, il a été décidé en accord avec le maître d'œuvre et le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M.) d'exécuter une campagne de reconnaissance systématique: dix-huit sondages à la tarière et deux puits à la pelle mécanique permettaient alors de déceler de nombreux vides entre 3,50 m et 11 m de profondeur (fig. 24) et de l'ordre de 40 à 100 m³. Tous ces vides (galeries et salles) confirmaient l'existence d'une ancienne exploitation souterraine plus ou moins remblayée.

Mais la mission du B.R.G.M. avait été mal définie. Son rapport n'était qu'un relevé cartographique et ne concluait pas sur un mode de fondations. C'est à ce



Fig. 24. — Amiens. Plan des vides rencontrés.

moment seulement que notre entreprise a été consultée pour donner son avis. Le budget du maître d'ouvrage était très limité a priori. Nous avons proposé un comblement systématique des vides au moyen d'une injection gravitaire à partir de forages destructifs associés à une rigidification de la structure en béton armé. Des forages ont été exécutés suivant une maille de $2,0 \times 2,0$ m et de 7,00 m de profondeur environ. Le coulis injecté par gravité était dosé à 80 kg de ciment pour 1 m^3 de cendres volantes. Certains sondages avaient même fait apparaître des vides aux abords de la construction projetée au droit d'un parc de stationnement situé en surface. Cela nous a conduit à insister pour réaliser sous ces abords quelques forages complémentaires suivant une maille plus large de $3,0 \times 3,0$ m. Le volume initial de coulis prévu pour l'ensemble de l'opération avait été estimé à 360 m^3 . Il fut en réalité mis en œuvre près de $1\,000 \text{ m}^3$, ce qui a montré l'importance des vides existants et l'ampleur du problème sous-estimé au départ par certains responsables de la construction.

Après ces travaux préparatoires, on a décidé de fonder superficiellement la construction projetée, mais en prenant certaines précautions pour rigidifier le bâtiment :

- suppression des points d'appui isolés ;
- structure porteuse avec poutre-voiles ou semelles filantes traitées en longrines fortement armées et soumises à une condition de fontis de 3 m ;
- chaînages verticaux et horizontaux ;
- dallage au sol remplacé par un plancher soumis également à la condition de fontis de 3,00 m.

En conclusion, il est évident que la solution technique la plus sûre aurait été une fondation sur pieux assortie d'un comblement préalable des vides souterrains. Mais cette méthode avait été refoulée dès le début par le client et le maître d'œuvre, à cause de son prix.

CONCLUSION

Nous avons essayé de présenter, un peu rapidement peut-être, quelques chantiers difficiles qui ont fait appel à plusieurs techniques assez différentes.

Deux observations peuvent être faites :

— D'abord dans la mesure où un chantier a été bien préparé, où la collaboration maître d'œuvre, Bureau d'Etudes et Entreprises a permis de faire le tour des problèmes avant le démarrage des travaux, le chantier a toutes les chances de se dérouler à la satisfaction de tous et de respecter les délais. Cette affirmation est évidente. Mais ne faut-il pas la répéter. En effet, même un chantier bien étudié n'est pas exempt de surprises (poche de carrière inconnue, zone de terrain aux caractéristiques différentes que les sondages n'ont pas recoupée,...). A fortiori, un projet pour lequel la campagne de sondage a été insuffisante, pour lequel les fondations ont été mal définies au départ ou bien où les problèmes de soutènement ont été sous-estimés, risque de provoquer beaucoup de pertes de temps et d'argent pour les intervenants.

— La deuxième observation que l'on peut faire est la suivante : nous avons constaté plus d'une fois, et cela plus souvent en province qu'à Paris, que la nature des investigations préliminaires est insuffisante, ou bien que le mode d'investigation ne convient pas au site. La conception de l'ouvrage est alors mauvaise, qu'il s'agisse de fondations ou de soutènements. Il s'ensuit des conséquences fâcheuses tant sur le plan technique que sur le plan économique. Cela pose des questions sur la compétence des intervenants.

Enfin une dernière remarque qui découle de l'observation précédente : il est dommageable pour la profession que certains travaux soient réalisés n'importe comment, par n'importe qui. Bien souvent dans les appels d'offres, les lots ne sont pas scindés. Les maîtres d'ouvrage et les maîtres d'œuvre ont alors l'illusion de n'avoir qu'un seul responsable. L'entreprise de gros-œuvre doit alors résoudre des problèmes de fondations et de soutènements qui lui échappent. Elle appelle plusieurs sous-traitants en créant entre eux une concurrence farouche au détriment de la sécurité. Au contraire, dans les cas difficiles tels que ceux que nous venons de décrire, il est nécessaire que les lots soient séparés et que le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre fassent directement appel à des entreprises spécialisées très compétentes qui font passer la qualité de la technique avant tout. Un seul intervenant est préférable pour avoir une bonne méthodologie et pour respecter le phasage des travaux. Quand un immeuble est projeté sur plusieurs niveaux de sous-sols, l'expérience montre qu'il est souhaitable, pour l'économie du projet, qu'une seule entreprise spécialisée livre à l'entreprise de gros-œuvre une « fouille clefs en mains ». Une fouille avec soutènement difficile doit être menée avec diligence, pour obtenir la qualité et l'efficacité.

Quelquefois des projets sont abandonnés malheureusement parce qu'on a oublié de consulter des entreprises spécialisées capables de maîtriser les techniques qui s'imposent.

les micromécanismes de déformations plastiques dans un sol granulaire

B. CAMBOU

Professeur, Ecole Centrale de Lyon*

Résumé :

L'analyse de la distribution orientée des forces de contact dans un milieu granulaire simple a permis d'identifier et de préciser deux mécanismes d'écrouissage, l'un lié à l'évolution des valeurs moyennes des forces de contact, l'autre à l'évolution de la largeur des distributions de ces forces. Ces résultats sont replacés dans le cadre d'une analyse élastoplastique. Nous montrons que le modèle ainsi défini permet de traduire l'essentiel des comportements observés expérimentalement dans les sols granulaires.

Abstract :

The analysis of the orientational distributions of contact forces in a granular material is allowed to identify and define two hardening mechanisms, the first one is related with the evolution of the mean contact forces and the second is related with the evolution of the wideness of the distributions of these forces. These results are considered in the frame of an elastoplastic approach. Then it is shown that the proposed model allow to describe a good lot of experimentally observed behaviors of granular materials.

* Laboratoire de Mécanique des Solides, 36, route de Dardilly,
BP 17, 69130 Ecully.

1. INTRODUCTION

A ce jour la modélisation du comportement des matériaux granulaires n'est pas satisfaisante en particulier dans le cas de sollicitations complexes.

L'une des raisons de ce relatif échec tient à ce que, pour ce type de matériau, l'analyse des micromécanismes de déformations irréversibles est toujours restée extrêmement sommaire, contrairement à ce qui a été fait par exemple pour les métaux. Pour ces matériaux, l'approche élasto-plastique, nourrie par une analyse des micro-phénomènes, proposée par les métallurgistes, s'est avérée très satisfaisante.

Le but de cet article est donc de proposer une analyse statique d'un milieu granulaire simple afin d'éclairer certains mécanismes de déformations irréversibles ainsi que les variables fondamentales commandant ces mécanismes [9].

Nous nous bornerons à analyser un milieu granulaire bidimensionnel formé de cylindres égaux dans un assemblage quelconque non régulier.

2. L'APPROCHE MICROSCOPIQUE

Le micromécanisme fondamental de déformation irréversible dans un milieu granulaire est le glissement entre grains.

La condition de glissement au contact (fig. 1) s'écrit : $|T^k| = \mu N^k$ (1)

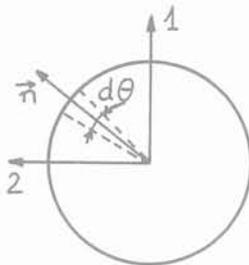


Fig. 1.

μ étant le coefficient de frottement du matériau constituant les particules.

La relation (1) qui régit l'existence des déformations irréversibles dans le milieu ne fait intervenir que les forces de contact, l'analyse statique paraît donc a priori la plus adaptée pour décrire ces déformations.

La variable statique à grande échelle (macro) est le tenseur des contraintes noté $\sigma_{\alpha\beta}$. Les variables statiques à l'échelle des grains (micro) sont les forces de contact, dont les composantes sont notées F_{α}^k .

L'orientation des points de contact caractérise la géométrie de l'assemblage de la structure granulaire, c'est donc un paramètre essentiel.

L'ensemble des F_{α}^k est décomposé en sous-ensembles définis pour une orientation donnée (\vec{n}) qui seront notés $F_{\alpha}^k(\vec{n})$. Soit $P(\vec{n})$ la probabilité d'existence d'un contact d'orientation compris entre les limites $\theta \pm d\theta/2$ (fig. 2).

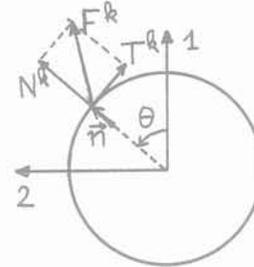


Fig. 2.

N étant le nombre de contact par unité de volume, dans un volume V le nombre de ces contacts est égal à :

$$NVP(\vec{n}) d\theta \tag{1}$$

Le volume V analysé est supposé suffisamment grand pour que ce nombre soit grand.

Les sous-ensembles $F_{\alpha}^k(\vec{n})$ sont formés d'un nombre important d'éléments discrets qui peuvent être décrits par une distribution (fig. 3).

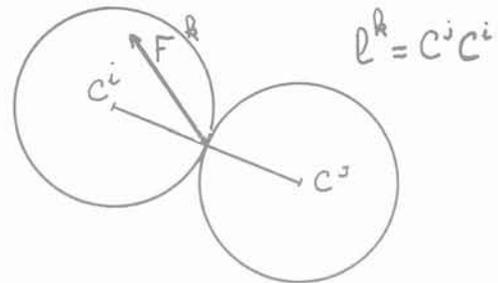


Fig. 3. — Distribution des variables F_{α}^k .

Ces distributions sont définies de façon approchée par leurs moments statistiques.

La précision de la description augmente avec le nombre de moments pris en compte.

Nous allons analyser tout d'abord une description très simplifiée limitée au premier moment statistique (la valeur moyenne) puis nous proposerons une description à partir des deux premiers moments (moyenne et écart type).

3. DESCRIPTION STATISTIQUE AU PREMIER ORDRE (MÉCANISME D'ÉCROUISSAGE N° 1)

Les variables microstatiques sont décrites par la valeur moyenne notée $F_{\alpha}^k(\vec{n})$ des sous-ensemble $F_{\alpha}^k(\vec{n})$.

3.1. Relations entre les variables micro et macrostatiques.

La relation permettant de calculer la variable macrostatique ($\sigma_{\alpha\beta}$) à partir des variables microstatiques (F_{α}^k) a été établie par Weber [15]:

$$\sigma_{\alpha\beta} = \frac{1}{V} F_{\alpha}^k l_{\beta}^k \quad (2)$$

V est le volume analysé et la sommation sur k est étendue à tous les contacts dans le volume V (fig. 4).

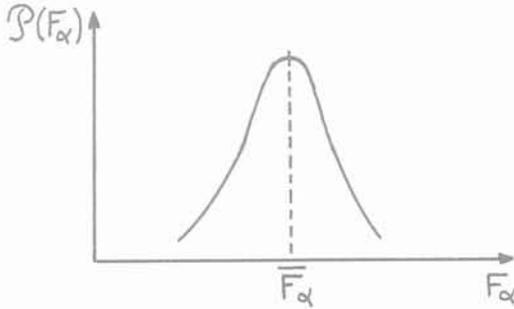


Fig. 4.

Pour un matériau formé de cylindres de diamètre D la relation (2) s'écrit [2, 6]

$$\sigma_{\alpha\beta} = ND \int_0^{\pi} P(\vec{n}) \overline{F_{\alpha}(\vec{n})} n_{\beta} d\theta \quad (3)$$

Cette relation fait apparaître le produit $P(\vec{n}) \overline{F_{\alpha}(\vec{n})}$ dont il paraît difficile de dissocier les deux termes. C'est donc ce produit que nous avons choisi comme variable microstatique. On remarquera que ce produit associe une variable statique $\overline{F_{\alpha}(\vec{n})}$ et une variable caractérisant la géométrie de la structure $P(\vec{n})$.

Nous cherchons à définir la variable microstatique ($P(\vec{n}) \overline{F_{\alpha}(\vec{n})}$) à partir de la variable macrostatique ($\sigma_{\alpha\beta}$).

La relation (3) exprimée dans le repère principal de $\sigma_{\alpha\beta}$ nous conduit à proposer l'expression de $P(\vec{n}) \overline{F_{\Delta}(\vec{n})}$ sous la forme [4]:

$$P(\vec{n}) \overline{F_{\Delta}(\vec{n})} = ND \sigma_{\Delta} f_{\Delta}(\vec{n}) \quad (5)$$

L'emploi de l'indice grec majuscule Δ signifie que cette relation n'est valable que dans le repère principal de $\sigma_{\alpha\beta}$, et sans sommation sur l'indice Δ .

La relation (5) exprime que $P(\vec{n}) \overline{F_{\Delta}(\vec{n})}$ est le produit d'un terme σ_{Δ} qui caractérise la sollicitation et d'un terme $Ndf_{\Delta}(\vec{n})$ qui caractérise l'état interne de la structure granulaire.

Si l'on reporte (5) dans (3), on constate que $f_{\alpha}(\vec{n})$ doit satisfaire aux conditions suivantes:

$$\int_0^{\pi} f_{\Delta} n_{\Gamma} d\theta = \delta_{\Delta\Gamma} \quad (6)$$

On notera que $f_{\alpha}(\vec{n})$ est une fonction vectorielle que l'on pourra exprimer aisément dans un repère quelconque à partir de $f_{\Delta}(\vec{n})$.

Pour une sollicitation isotrope appliquée à une structure isotrope, la symétrie du milieu impose que: $f_{\alpha}^{(o)}(\vec{n}) = An_{\alpha}$

compte tenu de (6) on aura donc:

$$f_{\alpha}^{(o)}(\vec{n}) = \frac{2}{\pi} n_{\alpha}$$

L'état caractérisé par $f_{\alpha}^{(o)}(\vec{n})$ sera défini comme «l'état vierge».

3.2. Discrétisation de l'état interne

La relation (5) définit la fonction $f_{\alpha}(\vec{n})$ qui caractérise l'état interne du milieu.

Nous cherchons à exprimer cette fonction à partir d'un nombre fini de paramètres. Pour cela, nous introduisons un développement de $f_{\alpha}(\vec{n})$ en fonction de \vec{n} [1, 5]:

$$f_{\alpha}(\vec{n}) = \psi_{\alpha\beta} n_{\beta} + \psi_{\alpha\beta\gamma\delta} n_{\beta} n_{\gamma} n_{\delta}$$

Nous avons montré [6] que pour un matériau bidimensionnel ce développement s'écrit

$$\frac{\pi}{2} f_1(\vec{n}) = n_1 + \lambda_{11} (n_1^2 - 3 n_2^2) n_1 + \lambda_{12}$$

$$(n_2^2 - 3 n_1^2) n_2$$

$$\frac{\pi}{2} f_2(\vec{n}) = n_2 + \lambda_{21} (n_1^2 - 3 n_2^2) n_1 + \lambda_{22}$$

$$(n_2^2 - 3 n_1^2) n_2$$

Les quatre variables $\lambda_{\alpha\beta}$ caractérisent l'état interne du milieu. Pour un milieu isotrope soumis à une sollicitation à directions principales fixes $\lambda_{12} = \lambda_{21} = 0$. Dans ce cas, l'état du milieu ne dépend que de 2 variables internes λ_{11} et λ_{22} .

Dans la suite de cette étude, nous nous limiterons à ce type de sollicitations.

3.3. Signification physique des variables d'état

Pour une sollicitation donnée, les variables d'état $\lambda_{\alpha\beta}$ caractérisent la distribution du vecteur $P(\vec{n}) \overline{F_{\alpha}(\vec{n})}$, en particulier on notera sur la figure 5 que l'orientation γ de ce vecteur par rapport à \vec{n} est très sensible à la valeur des $\lambda_{\alpha\beta}$.

Considérons la décomposition suivante des contraintes principales σ_{Δ} :

$$\sigma_{\Delta} = \sigma_{\Delta}^{(n)} + \sigma_{\Delta}^{(t)}$$

$\sigma_{\Delta}^{(n)}$ est la part de σ_{Δ} due uniquement aux composantes normales des forces de contact.

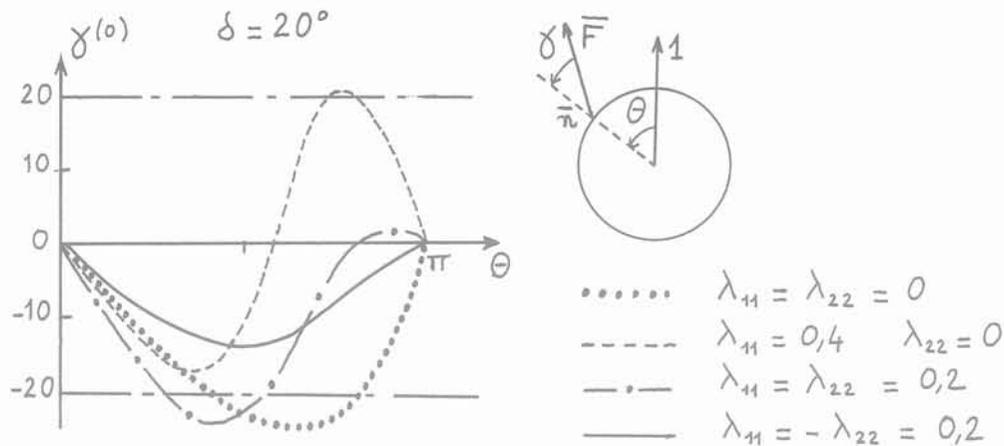


Fig. 5. — Distribution des orientations γ des valeurs moyennes des forces de contact.

$\sigma_{\Delta}^{(t)}$ est la part de σ_{Δ} due uniquement aux composantes tangentielles des forces de contact.

Pour une sollicitation sans rotation du repère principal ($\lambda_{12} = \lambda_{21} = 0$), (5) et (3) permettent de définir $\sigma_{\Delta}^{(N)}$ en fonction de σ_{Δ}

$$\sigma_I^{(N)} = \sigma_I \left(\frac{3}{4} + \frac{\lambda_{11}}{4} \right) + \sigma_{II} \left(\frac{1}{4} - \frac{\lambda_{22}}{4} \right)$$

$$\text{Soit } s = \frac{|\sigma_I - \sigma_{II}|}{\sigma_I + \sigma_{II}} = \left| \frac{\sigma_I^{(N)} - \sigma_{II}^{(N)}}{\sigma_I + \sigma_{II}} \right| + \frac{|\sigma_I^{(t)} - \sigma_{II}^{(t)}|}{\sigma_I + \sigma_{II}} = |s^{(n)} + s^{(t)}| \tag{7}$$

s caractérise l'angle de frottement interne mobilisé, (7) peut s'écrire aussi sous la forme:

$$s^{(n)} = \left| \frac{1}{2} s + \frac{\lambda_m}{2} s + \frac{\lambda_d}{2} \right| \tag{8}$$

avec $\lambda_m = (\lambda_{11} + \lambda_{22})/2$ et $\lambda_d = (\lambda_{11} - \lambda_{22})/2$

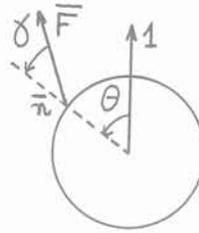
Les relations (7) et (8) montrent que l'évolution des variables d'état $\lambda_{\alpha\beta}$ traduit l'adaptation de la structure de façon à ce que le déviateur soit supporté pour une plus grande part par les composantes normales des forces de contact qui sont au niveau de chaque contact les éléments stabilisants.

On notera dans (8) que $\delta s^{(n)}/\delta \lambda_m = s/2$ dépend du signe de s et que $\delta s^{(n)}/\delta \lambda_d = \frac{1}{2}$ ne dépend pas du signe de s .

λ_m caractérise un mécanisme isotrope d'évolution de l'état et λ_d un mécanisme anisotrope.

$$\text{En effet pour } \lambda_d > 0, \lambda_m = 0 \quad s^{(n)} > \left| \frac{1}{2} s \right|$$

$$\text{si } s > 0 \text{ et } s^{(n)} < \left| \frac{1}{2} s \right| \text{ si } s < 0$$



- $\lambda_{11} = \lambda_{22} = 0$
- $\lambda_{11} = 0,4 \quad \lambda_{22} = 0$
- . - . $\lambda_{11} = \lambda_{22} = 0,2$
- $\lambda_{11} = -\lambda_{22} = 0,2$

On notera de plus que $\delta s^{(n)}/\delta \lambda_m < \delta s^{(n)}/\delta \lambda_d$ pour toute valeur de s .

Donc λ_d correspond au mécanisme d'évolution optimum quel que soit s .

On peut donc considérer que, en première approximation, l'évolution de l'état est commandée par la seule variable d'état $\lambda_d = \lambda_{11} - \lambda_{22}$ (Pour une sollicitation irrotationnelle).

Un programme de simulation numérique [1] nous a permis de montrer que λ_d est compris entre $- 0,35$ et $+ 0,35$.

On notera que l'égalité $s^{(n)} = s$ correspond au cas où le déviateur est supporté uniquement par des forces normales. Par exemple pour un état défini par $\lambda_d = 0,3$ on peut calculer un angle de frottement interne mobilisable égal à $17,5^\circ$ sans frottement intergranulaire ($\mu = 0$).

Ces résultats sont en accord avec les travaux de THORNTON [14] qui en utilisant le programme numérique de Cundall [7] a montré que dans un milieu granulaire, ce sont essentiellement les forces normales qui supportent le déviateur (fig. 6).

Donc dans un milieu granulaire l'angle de frottement mobilisable est lié d'une part au frottement intergranulaire mais aussi et surtout à l'évolution de l'état du milieu (λ_d) permettant aux composantes normales de supporter une part importante du déviateur.

3.4. Critère de glissement

La relation (1) traduit la condition de frottement au contact k .

Par sommation sur tous les contacts définis pour une même orientation θ , les valeurs moyennes des forces de contact doivent satisfaire à une condition semblable

$$|\overline{T(\theta)}| \leq \overline{N(\theta)} \mu \text{ ou encore } |\overline{P(\vec{n})T(\vec{n})}| \leq \overline{P(\vec{n})N(\vec{n})} \mu \tag{9}$$

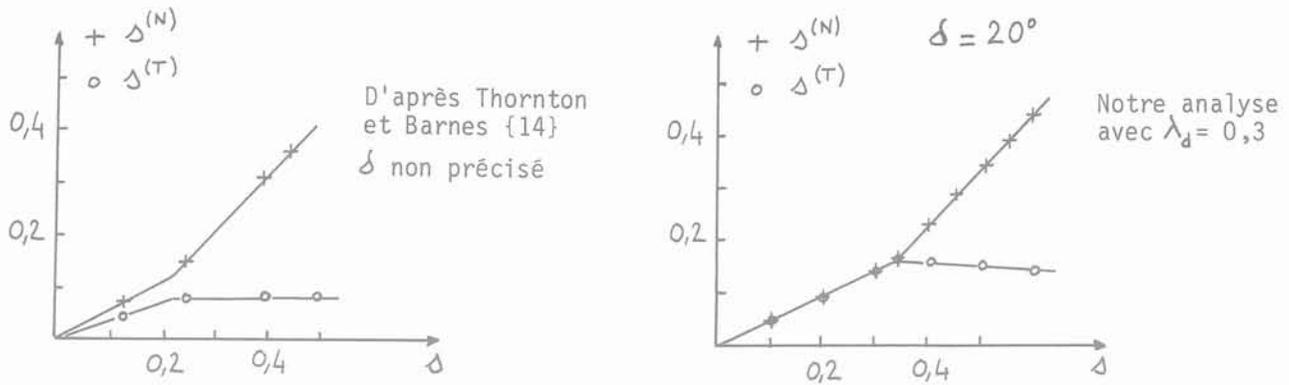


Fig. 6. — Contribution des composantes normales et tangentielles des forces de contact à l'angle de frottement mobilisé s .

On notera que si (9) est une condition nécessaire pour que l'on soit dans un état possible, elle n'est pas a priori suffisante mais c'est la seule que nous pouvons écrire car nous ne disposons que d'informations sur les valeurs moyennes.

Pour aller plus loin, il faudrait raffiner la description statistique (voir § 4).

Pour expliciter le critère (9), nous nous plaçons dans le repère principal des contraintes.

$P(\vec{n})\vec{N}$ et $P(\vec{n})\vec{T}$ peuvent être calculées à partir de $P(\vec{n})F_{\Delta}(\vec{n})$ qui elles-mêmes peuvent être exprimées (5) à partir des fonctions $f_{\Delta}(\vec{n})$.

La relation (9) s'écrit alors :

$$\begin{aligned} & \text{Sup}_{\theta} \left\{ \frac{(n_1 - n_2 \mu)n_2 \bar{f}_2}{(n_1 \mu + n_2)n_1 \bar{f}_1} \right\} \\ & \leq \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \\ & \leq \text{Inf}_{\theta} \left\{ \frac{(n_1 + n_2 \mu)n_2 \bar{f}_2}{(n_2 - n_1 \mu)n_1 \bar{f}_1} \right\} \end{aligned} \quad (10)$$

avec: $\bar{f}_1 = \pi f_1 / 2n_1$ $\bar{f}_2 = \pi f_2 / 2n_2$

Le terme \bar{f}_2/\bar{f}_1 dépend de l'état du milieu et caractérise l'effet de mémoire dans le matériau.

Dans l'état isotrope de référence, on a $f_1 = f_2 = 1$, les inégalités (10) caractérisent alors un critère de type «Mohr-Coulomb» d'angle de frottement interne égal à δ ($\text{tg } \delta = \mu$).

$$\text{tg}^2(\pi/4 - \delta/2) \leq \sigma_1/\sigma_2 \leq \text{tg}^2(\pi/4 + \delta/2)$$

Les orientations critiques sont :

$$\begin{cases} \theta = \pi/4 + \delta/2 & \text{pour } \sigma_1 > \sigma_2 \\ \theta = \pi/4 - \delta/2 & \text{pour } \sigma_1 < \sigma_2 \end{cases} \quad (11)$$

Il est difficile d'écrire le critère en fonction des variables internes. Cependant on peut en donner une expression

approchée pour $\lambda_m = 0$, en supposant que les orientations critiques varient peu avec λ_d :

$$\begin{aligned} & \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\delta}{2}\right) \frac{1 + \lambda_d(1 + 2 \sin \delta)}{1 + \lambda_d(-1 + 2 \sin \delta)} \leq \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \\ & \leq \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\delta}{2}\right) \frac{1 + \lambda_d(1 - 2 \sin \delta)}{1 - \lambda_d(1 + 2 \sin \delta)} \end{aligned} \quad (12)$$

L'écriture de ce critère montre de nouveau que l'angle de frottement mobilisable dans un milieu granulaire est lié au frottement intergranulaire ($\text{tg}^2(\pi/4 \pm \delta/2)$) et à l'état du milieu (restructuration caractérisée par λ_d)

Le critère (12) peut aussi s'écrire sous la forme :

$$\begin{aligned} \sigma_1 > \sigma_2 & \quad \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \leq \frac{\sin \delta + \lambda_d \cos 2 \delta}{1 - \lambda_d \sin \delta} \\ \sigma_1 < \sigma_2 & \quad \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \leq \frac{\sin \delta - \lambda_d \cos 2 \delta}{1 + \lambda_d \sin \delta} \end{aligned} \quad (13)$$

Le critère (12, 13) permet de définir dans un plan p, q (fig. 7) les courbes limitant le domaine « sans glissement ». Ce sont des droites issues de l'origine et paramétrées par la variable d'état λ_d .

Si nous nous plaçons dans le cadre d'une analyse élastoplastique, ces droites sont les représentations des fonctions de charge attachées au mécanisme d'écrouissage paramétré par λ_d , ce mécanisme d'écrouissage est de type « cinématique » (fig. 8).

3.5. Règle d'écoulement

Pour définir la règle d'écoulement associée à ces fonctions de charge, nous écrivons que le travail plastique est égal au travail des forces de glissement :

$$\sigma_{\alpha\beta} d \epsilon_{\alpha\beta}^p = \sum_{k=1}^N \vec{T}^k d \vec{g}^k = \int_0^{\pi} \overline{T(\vec{n})} d \vec{g}(\vec{n}) d \theta \quad (14)$$

$\vec{d}g^k$: glissement relatif au contact k ($\vec{T}^k d \vec{g}^k > 0$)

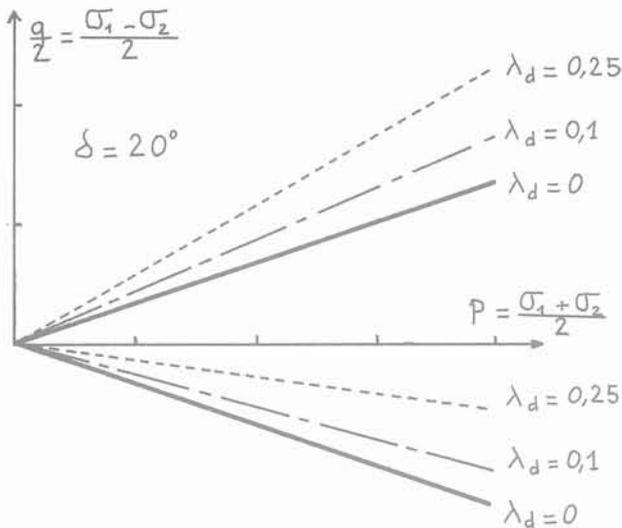


Fig. 7. — Surfaces de charge associées au mécanisme d'érouissage n° 1.

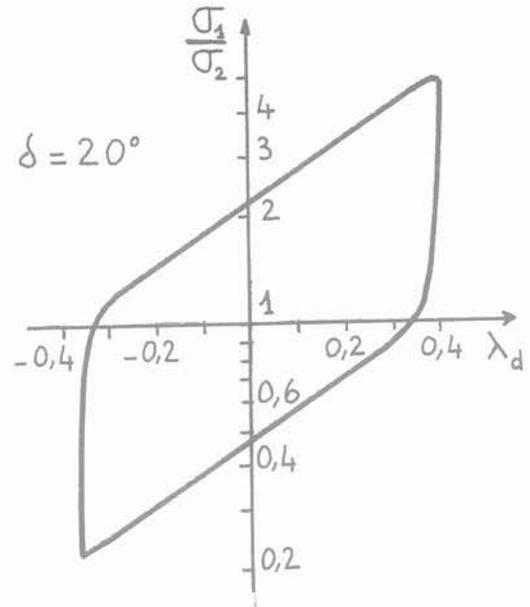


Fig. 8. — Critère de glissement paramétré par λ_d (mécanisme d'érouissage n° 1).

Soit :

$$d\bar{g}(\vec{n}) = \frac{\overline{T(\vec{n}) dg(\vec{n})}}{T(\vec{n})} \quad (15)$$

On remarquera que $d\bar{g}(\vec{n})$ est du signe de $T(\vec{n})$. La relation (14) s'écrit dans le repère principal :

$$\sigma_I d\epsilon_I + \sigma_{II} d\epsilon_{II} = \frac{1}{D} \int_0^\pi [-\sigma_I f_I(\vec{n}) n_2 + \sigma_{II} f_{II}(\vec{n}) n_1] d\bar{g}(\vec{n}) d\theta$$

En identifiant en σ_I et σ_{II} on obtient :

$$d\epsilon_I = \frac{-1}{D} \int_0^\pi f_I(\vec{n}) n_2 d\bar{g}(\vec{n}) d\theta$$

$$d\epsilon_{II} = \frac{1}{D} \int_0^\pi f_{II}(\vec{n}) n_1 d\bar{g}(\vec{n}) d\theta$$

Ou encore en explicitant f_I et f_{II} :

$$d\epsilon_I = -\frac{2}{\pi D} \int_0^\pi [1 + \lambda_d (2 \cos 2\theta - 1)]$$

$$n_1 n_2 d\bar{g}(\vec{n}) d\theta$$

Pour toute valeur de θ :

$n_1 n_2 d\bar{g}(\vec{n})$ est du signe de $n_1 n_2 \overline{T(\vec{n})}$ qui est lui-même du signe de $(\sigma_2 - \sigma_1)$

Donc :

$$G = (2/\pi D) \int_0^\pi n_1 n_2 d\bar{g}(\vec{n}) d\theta \text{ est du signe de } (\sigma_2 - \sigma_1)$$

$$(2/\pi D) \int_0^\pi 2 \cos 2\theta n_1 n_2 d\bar{g}(\vec{n}) d\theta = \alpha G$$

On peut montrer que $-2 < \alpha < +2$, dépend de la distribution des glissements dans la structure ($d\bar{g}(\vec{n})$).

La règle d'écoulement s'écrit alors :

$$d\epsilon_I = -G [1 + \lambda_d (-1 + \alpha)]$$

$$d\epsilon_{II} = G [1 + \lambda_d (1 + \alpha)] \quad (16)$$

Le potentiel plastique associé à (16) s'écrit :

$$\frac{\sigma_I}{\sigma_2} = \frac{1 + \lambda_d (1 + \alpha)}{1 + \lambda_d (-1 + \alpha)} \quad (17)$$

On notera que la variation de volume défini par $-(d\epsilon_I + d\epsilon_{II})$ ne dépend pas de α , pour une sollicitation monotone, elle est toujours positive ou nulle :

$$-(d\epsilon_I + d\epsilon_{II}) = -2G\lambda_d \quad (18)$$

Si l'on fait l'hypothèse que la majorité des glissements se produit pour les orientations critiques (11) du critère (12) on peut alors exprimer α :

pour $\sigma_I > \sigma_2$: $\alpha = -2 \sin \delta$
 pour $\sigma_I < \sigma_2$: $\alpha = 2 \sin \delta$

Dans ce cas la règle d'écoulement (16) et le potentiel plastique (17) sont parfaitement définis.

Dans cette hypothèse, la règle d'écoulement (16) et le critère (12) permettent d'écrire pour une sollicitation monotone en compression :

$$\frac{\sigma_I}{\sigma_{II}} = -\text{tg}^2 \left(\frac{\Pi}{4} + \frac{\delta}{2} \right) \frac{d\epsilon_{II}}{d\epsilon_I}$$

De même en extension :

$$\frac{\sigma_I}{\sigma_{II}} = - \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\delta}{2} \right) \frac{d\varepsilon_{II}}{d\varepsilon_I}$$

Ces relations sont identiques aux relations contraintes-dilatances qui ont été proposées par ROWE [11].

On notera que ces relations ont été obtenues moyennant une hypothèse simplificatrice sur le critère et sur la règle d'écoulement.

4. DESCRIPTION STATISTIQUE AU 2^e ORDRE (MÉCANISME D'ÉCROUISSAGE N° 2)

Les distributions des variables aléatoires analysées dans le précédent chapitre ($P(\vec{n}) F_\alpha^k$) ont été décrites uniquement par leurs valeurs moyennes $P(\vec{n}) \bar{F}_\alpha(\vec{n})$.

Nous nous proposons d'analyser ici la description à l'ordre supérieur en prenant, de plus, en compte les écarts types de ces distributions qui seront notés $P(\vec{n}) s_\alpha$. En outre, nous supposons que ces distributions sont symétriques et limitées par les valeurs $P(\vec{n}) [\bar{F}_\alpha \pm 2 s_\alpha]$ (Fig. 9).

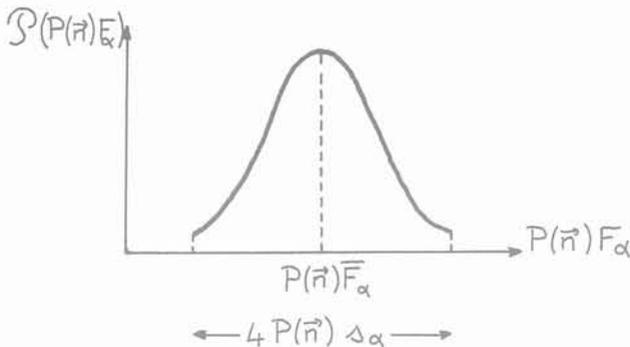


Fig. 9. — Distribution des variables $P(\vec{n}) F_\alpha$.

4.1. Analyse et discrétisation de l'écart type

La relation (5) du paragraphe précédent exprime que la valeur moyenne des F_α^k est proportionnelle à la contrainte appliquée σ_α .

Si l'on étend cette hypothèse à chacune des valeurs F_α^k , le produit $P(\vec{n}) s_\alpha(\vec{n})$ peut s'écrire sous la forme :

$$P(\vec{n}) s_\alpha(\vec{n}) = \frac{1}{ND} \sigma_\alpha v_\alpha(\vec{n}) \quad (19)$$

$v_\alpha(\vec{n})$ caractérise l'état du milieu, cette fonction joue un rôle analogue à la fonction f_α utilisée pour la description au 1^{er} ordre (5), elle est indépendante de σ_α .

De même que pour la fonction f_α nous proposons de discréditer la fonction $v_\alpha(\vec{n})$ sous la forme :

$$v_\alpha(\vec{n}) = V_\alpha - V_{\alpha\beta} n_\beta - V_{\alpha\beta\gamma} n_\beta n_\gamma$$

$$v_\alpha(-\vec{n}) = v_\alpha(\vec{n}) \text{ donc } V_{\alpha\beta} = 0$$

Pour une sollicitation à directions principales fixes le milieu conserve les symétries par rapport aux axes principaux 1 et 2 donc :

$$v_\alpha(\theta) = v_\alpha(-\theta) \text{ et } v_\alpha(\theta) = v_\alpha(\pi - \theta)$$

$$\text{Donc } V_{112} = V_{212} = 0.$$

Si l'on pose pour simplifier l'écriture :

$$V_{\alpha 1} = V_{\alpha 11} \text{ et } V_{\alpha 2} = V_{\alpha 22},$$

V_α s'écrit alors :

$$v_\alpha(\vec{n}) = V_\alpha - V_{\alpha\beta} n_\beta^2 \quad (20)$$

Pour une sollicitation isotrope ($\sigma_\alpha = \sigma$), l'écart type des composantes normales (s_N) et des composantes tangentielles (s_T) des forces de contact s'écrit :

$$s_N^2 = n_1^2 s_1^2 + n_2^2 s_2^2$$

$$s_T^2 = n_2^2 s_1^2 + n_1^2 s_2^2$$

Du fait de la symétrie du milieu s_N et s_T doivent être indépendants de \vec{n} ce qui conduit aux conditions suivantes :

$$V_1 = V_2 = V_0 \quad \text{et } V_{\alpha\beta} = 0$$

Donc à l'état vierge : $v(\vec{n}) = V_0$.

4.2. Sollicitations déviatoires

On peut montrer [1] que pour que le développement (20) soit unique, il faut fixer V_α . Nous posons $V_\alpha = V_0$, V_α s'écrit alors :

$$v_\alpha(\vec{n}) = V_0 - v_{\alpha\beta} n_\beta^2 \quad (21)$$

4.2.1. Critère de glissement

Si l'on prend en compte la largeur des distributions limitées à $2 s_\alpha$, le critère s'écrit :

$$\operatorname{Sup}_\theta \left\{ \frac{(n_1 - n_2 \mu) (n_2 \bar{I}_2 + 2 v_2)}{(n_2 + n_1 \mu) (n_1 \bar{I}_1 - 2 v_1)} \right\} \leq \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$$

$$\leq \operatorname{Inf}_\theta \left\{ \frac{(n_1 + n_2 \mu) (n_2 \bar{I}_2 - 2 v_2)}{(n_2 - n_1 \mu) (n_1 \bar{I}_1 + 2 v_1)} \right\} \quad (22)$$

qui peut aussi s'écrire de façon approchée :

$$\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\delta}{2} \right) \frac{\bar{I}_2 \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\delta}{2} \right) + 2 v_2}{\bar{I}_1 \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\delta}{2} \right) - 2 v_1}$$

$$\leq \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \leq \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\delta}{2} \right) \frac{\bar{f}_2 \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\delta}{2} \right) - 2v_2}{\bar{f}_1 \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\delta}{2} \right) + 2v_1} \quad (23)$$

Lorsqu'un milieu granulaire vierge est soumis à une sollicitation isotrope, on observe des déformations irréversibles, donc le critère (23) est satisfait pour :

$$\sigma_1 = \sigma_2, \bar{f}_1 = \bar{f}_2 = 1 \text{ et } v_1 = v_2 = V_o.$$

Cette condition permet de déterminer V_o .

$$2 V_o = \sqrt{2} \sin (\delta/2)$$

Dans l'hypothèse où le mécanisme d'écroûissage caractérisé par f_α n'est pas activé, le critère (23) est donc paramétré par les quatre paramètres définissant v_α : $V_{\alpha\beta}$.

Pour $\sigma_1 > \sigma_2$ $|\partial v_1/\partial V_{12}| > |\partial v_1/\partial V_{11}|$

et $|\partial v_2/\partial V_{22}| > |\partial v_2/\partial V_{21}|$

On supposera donc que $V_{11} = V_{21} = 0$ et que l'état du milieu est décrit par V_{12} et V_{22} . On peut montrer de plus que seul le paramètre $(V_{12} + V_{22})/2$ est significatif alors que $(V_{12} - V_{22})/2$ n'a qu'une faible influence sur l'évolution du critère (22).

On posera donc $V_{12} = V_{22} = V_2$ seul paramètre à évoluer pour $\sigma_1 > \sigma_2$.

Pour $\sigma_1 < \sigma_2$ le seul paramètre significatif de l'évolution du milieu est $V_{11} = V_{21} = V_1$.

Donc ce mécanisme d'écroûissage est paramétré par les deux variables V_α telles que :

$$v_1(\vec{n}) = v_2(\vec{n}) = v(\vec{n}) = V_o - V_\alpha n_\alpha^2 \quad (24)$$

Les fonctions de charges associées à ce mécanisme d'écroûissage sont des droites issues de l'origine (fig. 10).

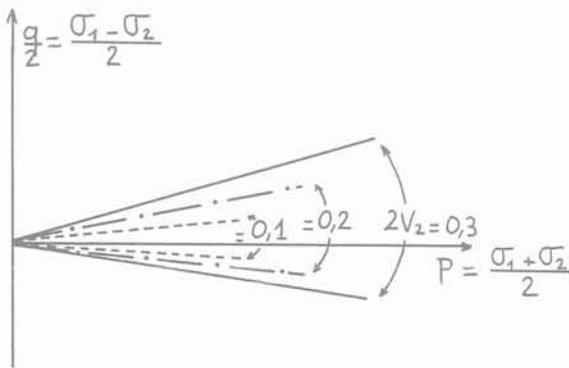


Fig. 10. — Fonctions de charge associées au mécanisme d'écroûissage n° 2.

On peut voir sur la figure 11 que le mécanisme d'écroûissage paramétré par V_α est de type : (isotrope + cinématique).

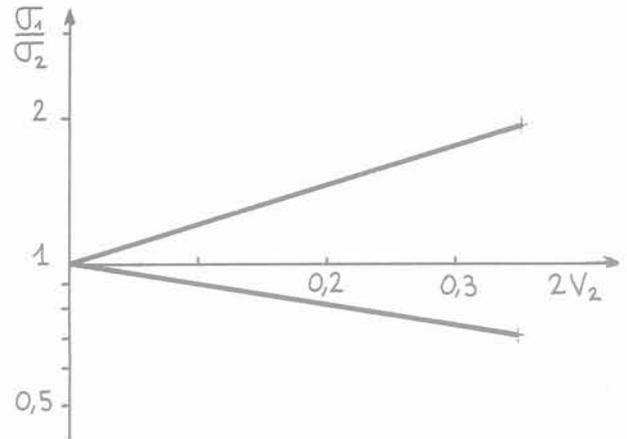


Fig. 11. — Critère de glissement paramétré par V_2 pour une sollicitation monotone croissante ($\sigma_1 > \sigma_2$) — Mécanisme d'écroûissage n° 2.

4.2.2. Règle d'écoulement

Il est possible de définir la règle d'écoulement associée à ces fonctions de charge de la même façon que nous l'avons fait en 3.5., mais en posant :

$$d\vec{g}(\vec{n}) = \frac{T(\vec{n}) d\vec{g}(\vec{n})}{T(\vec{n}) \pm 2 s_T(\vec{n})}$$

(+ si $T(\vec{n}) > 0$ - si $T(\vec{n}) < 0$)

On obtient ainsi :

$$d\epsilon_I = \frac{-1}{D} \int_0^\pi (f_I(\vec{n}) \pm 2v) n_2 d\vec{g}(\vec{n}) d\theta$$

$$d\epsilon_{II} = \frac{1}{D} \int_0^\pi (f_{II}(\vec{n}) \pm 2v) n_1 d\vec{g}(\vec{n}) d\theta \quad (25)$$

Dans cette formule ainsi que dans les formules suivantes, le signe inférieur concerne $\sigma_1 > \sigma_2$; le signe supérieur concerne $\sigma_1 < \sigma_2$.

Dans le cas où le premier mécanisme n'est pas actif : $n_{II} f_I = n_I f_{II}$ et donc :

$$- (d\epsilon_I + d\epsilon_{II}) = \pm \frac{2v}{D}$$

$$\left[\int_0^\pi n_1 d\vec{g}(\vec{n}) d\theta + \int_0^\pi n_2 d\vec{g}(\vec{n}) d\theta \right]$$

Pour une sollicitation sans rotation des directions principales $d\vec{g}(\theta)$ est symétrique par rapport aux deux axes principaux de sollicitation, donc :

$$\int_0^\pi n_2 d\vec{g}(\vec{n}) d\theta = 0$$

donc : $- (d\epsilon_I + d\epsilon_{II}) = \pm \frac{2v}{D} \int_0^\pi n_1 d\vec{g}(\vec{n}) d\theta$ (26)

$\int_0^\pi n_1 d\vec{g}(\vec{n}) d\theta$ est du signe de $(\sigma_2 - \sigma_1)$ donc pour $v \neq 0$ la variation de volume: $-(d\epsilon_1 + d\epsilon_{II})$ sera nécessairement négative (pour $\sigma_1 > \sigma_2$ et pour $\sigma_1 < \sigma_2$).

Donc l'évolution du second mécanisme d'écroutissage paramétré par V_α se traduit nécessairement par une diminution de volume.

Si on fait l'hypothèse que la majorité des glissements se produit pour les orientations critiques (11) on obtient de même que pour le mécanisme précédent:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = - \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} \pm \frac{\delta}{2} \right) \frac{d\epsilon_{II}}{d\epsilon_1}$$

(+ pour $\sigma_1 > \sigma_2$ - pour $\sigma_1 < \sigma_2$)

Donc ces relations semblables aux relations contraintes-dilatance de ROWE sont valables en première approximation aussi bien pour le deuxième mécanisme d'écroutissage que pour le premier.

4.3. Sollicitation à déviateur constant

L'analyse présentée ici fait apparaître des critères de glissement défini par le rapport σ_1/σ_2 . Dans cette hypothèse, toute sollicitation telle que $\sigma_1/\sigma_2 = \text{cte}$ ne provoquera pas de déformations irréversibles.

Ceci n'est vrai qu'en première approximation, en particulier une sollicitation isotrope croissante ($\sigma_1/\sigma_2 = 1$) se traduit par de petites déformations irréversibles.

Si l'on veut traduire ce phénomène, il faut modifier la relation (19) qui traduit l'hypothèse de proportionnalité des F_α^k à σ_α . En effet, du fait des déformations au contact, le nombre de contacts (et donc $P(\vec{n})$) évolue légèrement avec la sollicitation. Ces déformations n'étant pas proportionnelles à σ_α , la relation (19) n'est certainement acceptable qu'en première approximation.

Nous proposons donc de substituer à la relation (19) la nouvelle relation:

$$P(\vec{n}) s_\alpha(\vec{n}) = \frac{2}{ND} \sigma_\alpha v \frac{\sigma_\alpha^a}{p_o^a} = \frac{2}{ND} v \frac{\sigma_\alpha^{(1+a)}}{p_o^a} \tag{27}$$

L'exposant a est un nombre > 0 à déterminer, p_o égal à la pression atmosphérique permet d'assurer l'homogénéité de la formule (27).

L'analyse présentée en 4.2. et 4.3. peut être développée avec cette nouvelle hypothèse.

En particulier la nouvelle valeur de V_o associée à une sollicitation isotrope (σ) peut être définie:

$$2V_o = \sqrt{2} \frac{p_o^a}{\sigma^a} \sin \frac{\delta}{2}$$

On voit que lors d'une sollicitation isotrope croissante, V_o doit diminuer ce qui se traduira par une évolution de l'état du milieu donc des déformations irréversibles, ce qui correspond bien à la réalité expérimentale.

Les surfaces de charges associées au deuxième mécanisme ne sont plus des droites issues de l'origine mais présentent une légère courbure (qui dépend de la valeur de l'exposant a) (fig. 12).

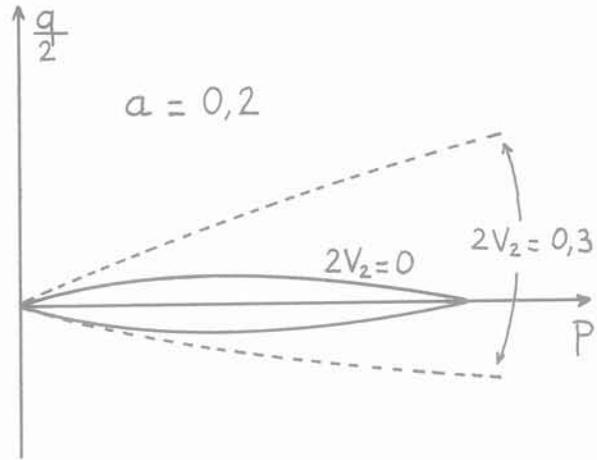


Fig. 12. — Fonctions de charge associées au mécanisme d'écroutissage n° 2.

5. MODÈLE PROPOSÉ DANS UNE APPROCHE ÉLASTOPLASTIQUE — CONFRONTATION AVEC L'EXPÉRIENCE

5.1 Modèle proposé

L'analyse microstructurale présentée précédemment conduit, dans le cadre d'une analyse élastoplastique, à un modèle à deux mécanismes d'écroutissage (fig. 13):

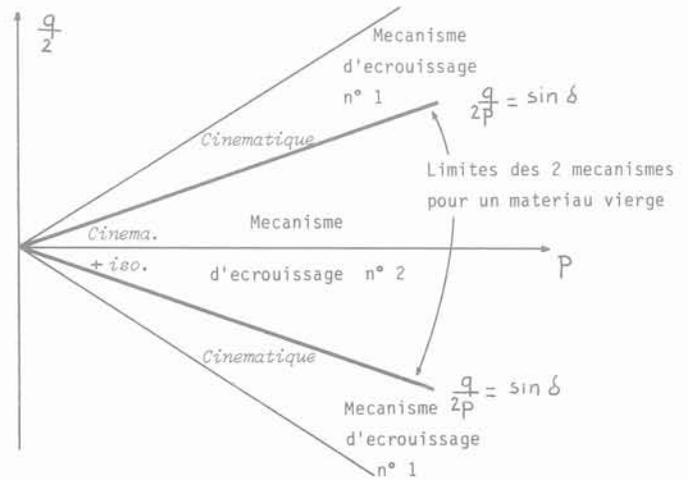


Fig. 13. — Domaines d'activation des mécanismes d'écroutissage 1 et 2 pour un matériau vierge.

— Le mécanisme noté n° 1, présenté au § 3 traduit l'évolution des valeurs moyennes orientées des forces de contact.

Pour un milieu bidimensionnel et pour des sollicitations irrotationnelles, ce mécanisme est paramétré par un scalaire (λ_d).

Ce mécanisme est de type cinématique. Pour une première sollicitation monotone, ce mécanisme est nécessairement activé pour $\sigma_1/\sigma_2 \leq \tan^2(\pi/4 - \delta/2)$ ou pour $\sigma_1/\sigma_2 \geq \tan^2(\pi/4 + \delta/2)$.

La fonction de charge et le potentiel plastique associés à ce mécanisme sont représentés dans un plan p,q par des droites issues de l'origine (fig. 7).

Pour une sollicitation monotone, lorsque ce mécanisme est activé, la variation de volume est positive (dilatance). Pour des sollicitations complexes (cycliques) la variation de volume peut être positive ou négative selon le cas.

— Le mécanisme noté n° 2 et présenté au § 4 traduit l'évolution de la largeur des distributions orientées des forces de contact.

Pour un milieu bidimensionnel et pour des sollicitations irrotationnelles, ce mécanisme est paramétré par deux scalaires (V_α).

Ce mécanisme est de type (isotrope + cinématique). Pour une première sollicitation monotone, ce mécanisme est activé dès le début de la sollicitation.

Ce mécanisme ne peut être activé seul que pour :

$$\tan^2(\pi/4 - \delta/2) < \sigma_1/\sigma_2 < \tan^2(\pi/4 + \delta/2)$$

La fonction de charge et le potentiel plastique associés à ce mécanisme sont représentés dans un plan p,q par des lignes légèrement incurvées issues de l'origine (fig. 12).

Lorsque ce mécanisme est activé seul, la variation de volume est négative (contractance).

Lorsque l'un ou l'autre de ces deux mécanismes sont activés les déformations irréversibles satisfont en première approximation, à la relation contrainte-dilatance de ROWE.

Pour une première sollicitation monotone la figure 13 montre les domaines d'activation des différents mécanismes.

Après sollicitation, les limites de ces domaines évoluent, il y a création d'un domaine «élastique» (fig. 14).

On peut penser que dans la réalité, le passage de l'activation de l'un des mécanismes d'écroutissement à l'autre se fera progressivement au voisinage des limites précédemment définies.

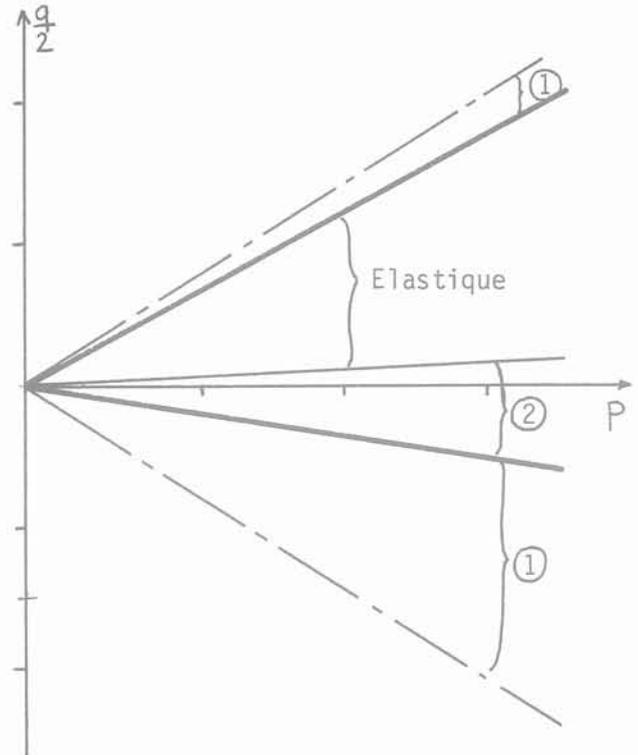


Fig. 14. — Domaine d'activation des mécanismes d'écroutissement 1 et 2 pour un matériau déjà écrouti en compression ($\sigma_1 > \sigma_2$).

5.2 Confrontation avec la réalité expérimentale

• Sollicitation isotrope

L'hypothèse (27) traduit l'existence de déformations irréversibles sous sollicitation isotrope, qui vont être commandées par l'évolution de V.

$$\frac{dV_0}{d\sigma} = - \frac{a}{\sqrt{2}} p_0^a \sin \delta \frac{1}{\sigma^{(a+1)}}$$

La relation (28) est compatible avec la forme de la courbe expérimentale (fig. 15).

Moyennant certaines hypothèses supplémentaires l'exposant a pourrait être identifié à partir de la courbe expérimentale : $\sigma = f(\Delta V^p/V_0)$.

• Première sollicitation déviatoire monotone

L'expérience montre l'existence d'un domaine où le matériau est contractant et d'un domaine où le matériau est dilatant. HABIB et LUONG [8,10] ont montré que ces deux domaines sont limités dans le plan p,q par une droite dite droite caractéristique qui ne dépend pas de la densité du matériau (fig. 16).

Ces résultats expérimentaux sont en accord avec notre analyse. Le domaine subcaractéristique est le domaine

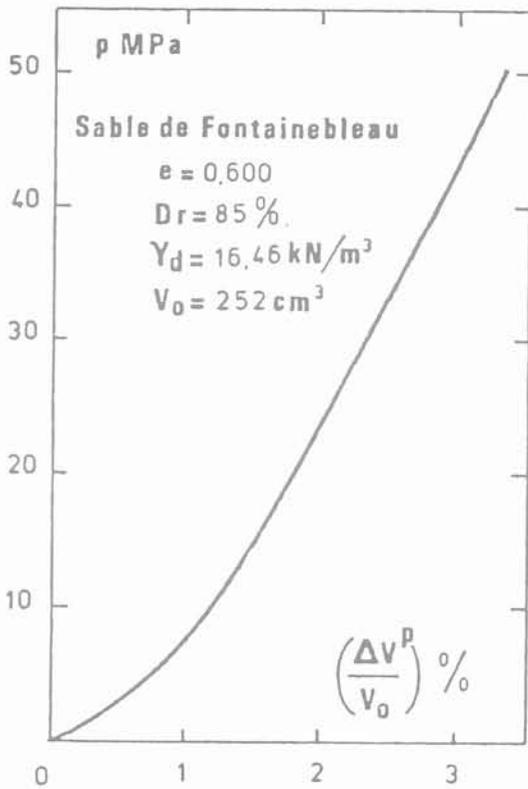


Fig. 15. — Déformation volumique irréversible sous contrainte isotrope. (d'après Luong [10]).

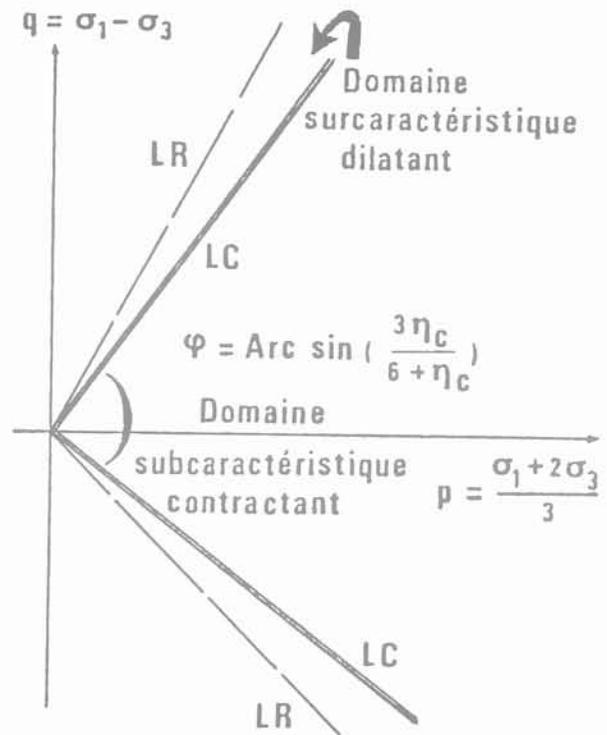


Fig. 16. — Critère caractéristique. (d'après Luong [10]).

d'activation du mécanisme d'écroutissage n° 2 (contractance), le domaine surcaractéristique est le domaine d'activation du mécanisme d'écroutissage n° 1 (dilatance). La limite entre les deux domaines est indépendante de la densité du milieu (fig. 13).

Il est possible de déterminer expérimentalement les fonctions de charge. Les représentations de ces fonctions de charge sont des lignes légèrement incurvées issues de l'origine (fig. 17).

Ces résultats expérimentaux sont en accord avec notre modèle (fig. 7, 12).

Les expériences de compression-extension représentées sur la figure 18 permettent de définir le type d'écroutissage. Pour une faible valeur du déviateur, le mécanisme d'écroutissage semble être de type (isotrope + cinématique), et pour un déviateur plus élevé, de type cinématique, ce qui est parfaitement compatible avec le modèle proposé.

• Sollicitations cycliques

Lors de sollicitations cycliques de compression-extension de grande amplitude, les variations de volume montrent une tendance générale au compactage, même pour des échantillons denses [13] (fig. 19). Ce phénomène est correctement traduit par le modèle proposé. Lors de la 1^{re} sollicitation en compression, les mécanismes 1 et 2 sont activés, λ_d évolue ($\lambda_d > 0$),

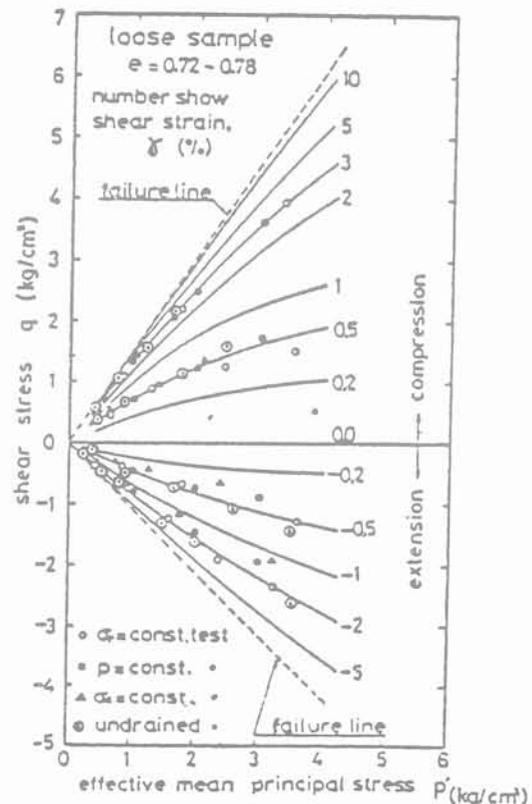


Fig. 17. — Recherche d'une surface de charge par cisaillement drainé. (d'après Tatsuoka et Ishihara [12]).

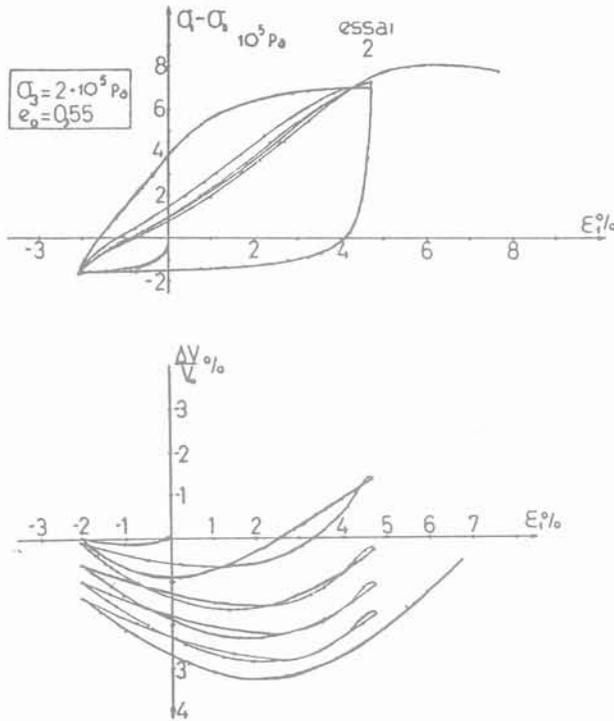


Fig. 18. — Essais triaxiaux de compression-extension. Sable - $\gamma_d = 15,4 \text{ kN/m}^3$
 $\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$.

quand la sollicitation est inversée le mécanisme 2 est activé (contractance), puis le mécanisme 1 (en extension), la variation de volume associée est alors égale à :

$$- (d\epsilon_1 + d\epsilon_{II}) = - 2G\lambda_d$$

G est du signe de $\sigma_2 - \sigma_1$ (donc > 0).

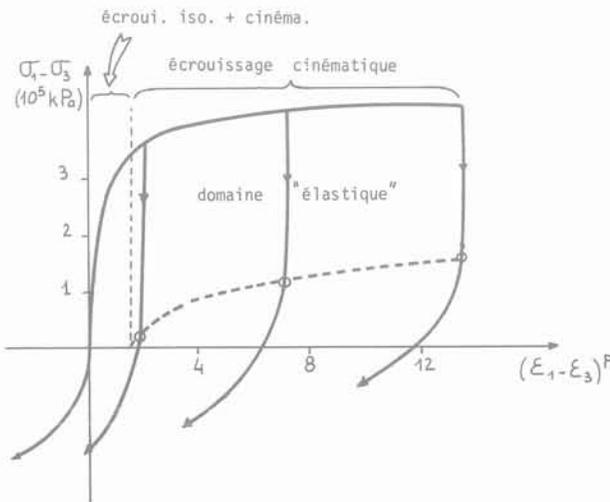


Fig. 19. — Cycles de grande amplitude entre deux valeurs de déformation axiale (Sable dense). (d'après Thanopoulos [13]).

λ_d est > 0 au début de l'activation du mécanisme n° 1, donc la variation de volume est alors négative. Si la sollicitation en extension se poursuit, λ_d évolue et devient négatif (légère augmentation de volume). Après une nouvelle inversion du sens de sollicitation, il se produit de nouveau une contractance suivi d'une légère dilatance en fin de cycle et le processus se reproduit ainsi pour chaque cycle (fig. 19).

6. CONCLUSION

L'approche microstructurale présentée ici a permis de définir les mécanismes d'écroutissage d'un modèle élastoplastique à partir de la réalité physique fondamentale.

Le modèle proposé semble traduire l'essentiel des comportements observés expérimentalement.

L'analyse présentée a été limitée aux cas de sollicitations irrotationnelles. L'analyse de sollicitations avec rotation des directions principales ne présente aucune difficulté théorique mais augmente le nombre de paramètres d'écroutissage, elle fera l'objet d'un prochain développement.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] CAMBOU B. (1982). — « *Orientalional distributions of contact forces as memory parameters in a granular material* ». C.R. du colloque IUTAM « Deformation and failure of granular Material ». Delft.
- [2] CAMBOU B. (1984). — « *Mécanique des matériaux granulaires, l'approche microstructurale* ». Cours de l'Ecole d'Hiver des Géomatériaux. C.N.R.S. I.M.G. — Aussois.
- [3] CAMBOU B. (1984). — « *Microscopic aspects of hardening in granular material* ». C.R. du Congrès International CHISA — Prague.
- [4] CAMBOU B.; SIDOROFF F. (1983). — « *Failure criteria for granular material based on statical Microstructural variables* ». C.R. colloque C.N.R.S. Villard-de-Lans — Juin 1983.
- [5] CAMBOU B.; SIDOROFF F. (1984). — « *Distributions orientées dans un milieu granulaire et leurs représentations* ». C.R. Journées de Mécanique Aléatoire appliquée à la construction. Paris.
- [6] CAMBOU B.; SIDOROFF F. (1985). — « *Description de l'état d'un matériau granulaire par variables internes statiques à partir d'une approche discrète* ». Journal de Mécanique Théorique et Appliquée (à paraître).
- [7] CUNDALL P.A.; STRACK O.D.L. (1979). — « *A discrete numerical model for granular assemblies* ». Géotechnique n° 29 — pp. 47/65.
- [8] HABIB P.; LUONG M.P (1978). — « *Sols pulvérulents sous chargements cycliques* ». Séminaire Matériaux et Structures sous chargement cyclique, 28-29 sept. 1978, Ecole Polytechnique, Palaiseau.

- [9] LORET B. (1984). — «*Application de la théorie des multimécanismes à l'étude du comportement des sols*». Cours de l'Ecole d'Hiver des Géomatériaux — C.N.R.S. I.M.G. — Aussois.
- [10] LUONG M.P. (1980). — «*Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents*». Revue Française de Géotechnique, n° 10, pp. 39/53.
- [11] ROWE P.W. (1969). — «*The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear*». Géotechnique 19 — Vol. 1 — pp. 75/86.
- [12] TATSUOKA F.; ISHIHARA K. (1974). — «*Yielding of sand in triaxial compression*». Soils and Foundations, 14, 2, pp. 63/76.
- [13] THANOPOULOS I. (1981). — «*Contribution à l'étude du comportement cyclique des milieux pulvérulents*». Thèse D.I. Grenoble.
- [14] THORNTON C.; BARNES (1984). — «*The relationship between stress and microstructure in particulate media*». C.R. du Congrès International CHISA — Prague.
- [15] WEBER J. (1966). — «*Recherche concernant les contraintes intergranulaires dans les milieux pulvérulents*». Bull. Liaison P. et C. n° 20 — pp. 3.1/3.20.

**inversion de données inclinométriques
obtenues au cours de deux expériences
de fracturation hydraulique**

**inversion of tiltmeter data obtained
during two hydraulic fracturing experiments**

Ph. JULIEN*

Ingénieur géologue et géophysicien
étudiant en doctorat de géophysique interne
Institut de Physique du Globe, Laboratoire de Sismologie.

B. SALEH*

Ingénieur des travaux géographiques, étudiant en doctorat de géophysique appliquée
Institut de Physique du Globe, Laboratoire de Sismologie

P.A. BLUM*

Physicien adjoint à l'Institut de Physique du Globe
Laboratoire de Sismologie

D. DESPAX**

Ingénieur chez Total (Compagnie Française des Pétroles)

Résumé

Deux expériences de fracturation hydraulique horizontale ont été effectuées à Tranqueville (Lorraine) grâce à des injections d'eau sous forts débits. Les déformations du sol induites ont été mesurées par des inclinomètres en silice très sensibles et présentant une très faible dérive instrumentale. Le modèle de fracture choisi est une zone de rupture circulaire horizontale. Une inversion probabiliste des inclinaisons a permis de vérifier la profondeur de propagation de la cassure et de déterminer les dimensions et la migration de la fracture créée. Lors de la deuxième manipulation, l'évolution du rayon de la rupture a été suivie grâce au traitement des mesures de trente-deux inclinomètres.

Abstract

Two hydraulic fracturing experiments at high pumping rates were carried out at Tranqueville (Lorraine, France). Ground surface deformations resulting from the injections were measured using very sensitive silica based tiltmeters with a very low instrumental drift. A horizontal penny shaped crack model was used to interpret the results. Based on a probabilistic inversion of tiltmeter data it was possible to calculate the depth of the rupture as well as determine the extent of the hydraulically induced fracture. In the second experiment it was possible to follow the evolution of the crack front by inverting the measurements recorded on thirty-two tiltmeters.

* Institut de Physique du Globe, Laboratoire de Sismologie
Tour 24 - 4^e étage, Université Pierre et Marie Curie, 4, place
Jussieu, 75230 PARIS cedex 05.

** Compagnie Française des Pétroles, Département Production,
Tour Chenonceau, 204, rond-point du pont de Sèvres, 92516
Boulogne Billancourt cedex.

INTRODUCTION

Lors d'une expérience de fracturation hydraulique, il est souvent difficile de définir les zones d'écoulement du fluide injecté. Afin de mieux déterminer les caractéristiques géométriques de la fracture induite (dimensions, position...), de telles opérations sont surveillées par des mesures inclinométriques (EVANS, 1981) ou plus fréquemment par une écoute sismo-acoustique (RALEIGH et coll., 1972; ALBRIGHT et coll., 1980; PEARSON, 1981; CORNET et coll., 1983). Une méthode probabiliste d'inversion est utilisée ici pour interpréter les variations d'inclinaisons du sol mesurées au cours d'injections à forts débits. Les résultats sont cohérents avec la théorie et les données. La présentation du calcul sera précédée de la description des différentes expériences.

1. DESCRIPTION DES EXPÉRIENCES ET ACQUISITION DES DONNÉES

Deux injections furent réalisées en novembre 1981 et septembre 1982 à Tranqueville (Lorraine, France) par une association regroupant l'Institut Français des Pétroles (I.F.P.), Gaz de France (G.D.F.), le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M.) et la Compagnie Française des Pétroles (TOTAL), cette dernière étant opératrice. On a foré deux sondages verticaux TRA1 (puits tubé) et TRA2 (forage en découvert), distants de 60 m. L'injection d'eau dans le premier puits est destinée à le relier au second par une fracture hydraulique horizontale. Cette liaison devrait par la suite permettre la combustion in situ de schistes bitumineux. Lors de la première manipulation, 100 m³ d'eau furent injectés dans TRA1 pour induire une cassure de la roche à la profondeur de 224,5 m. Les déformations superficielles ont été mesurées par un réseau d'inclinomètres en silice (fig. 1). Les courbes

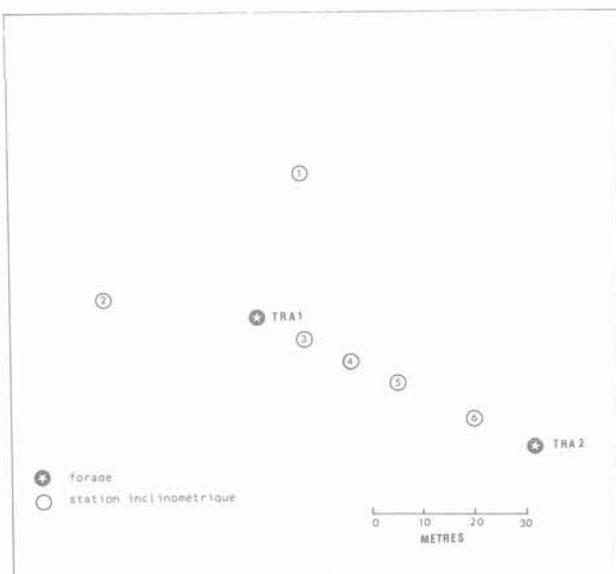


Fig. 1. — Réseau d'inclinomètres (Tranqueville, novembre 1981).

finales obtenues, après suppression de la dérive, présentent une variation maximale d'inclinaison de 3 μ rad (fig. 2). Cette expérience n'ayant pas permis la jonction avec le puits TRA2, il a été décidé de réaliser à la même profondeur une nouvelle injection de 1 000 m³ d'eau qui serait surveillée par un réseau plus conséquent d'inclinomètres, ces derniers s'étant révélés parfaitement adaptés aux mesures considérées.

1.1. Présentation du modèle et détermination du nouveau réseau de capteurs

SNEDDON (1946) et SUN (1969) ont calculé le déplacement vertical du sol lors de l'ouverture à une profondeur h d'une fracture circulaire, horizontale, pressurisée uniformément, de section elliptique, de volume V et de rayon a (modèle de fracture en forme de pièce de monnaie ou « penny shaped crack model »).

A la distance r du puits d'injection, le soulèvement (SUN, 1969) est:

$$W(r) = \frac{8(1 - \nu^2)(P - \gamma h)a}{\pi E} \left[\sqrt{k} \sin \frac{\theta}{2} - \frac{h}{a\sqrt{k}} \cos \frac{\theta}{2} \right] \quad (0)$$

où:

- ν est le coefficient de Poisson,
- E est le module de Young,
- P est la pression dans la fracture hydraulique,
- γ est la masse spécifique moyenne de la roche (humide),
- h est la profondeur de la fracture hydraulique (par rapport à la surface du sol),

$$k = \left[X^2 + \left(\frac{2h}{a} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}},$$

$$X = \frac{r^2}{a^2} + \frac{h^2}{a^2} - 1,$$

$$\text{et } \text{tg} \theta = \frac{2h}{Xa} \text{ avec } \theta \in [0, \pi]$$

soit:

$$\theta = \text{arctg} \frac{2h}{Xa}$$

Compte tenu de $V = \frac{2\pi a^2 e}{3}$ donnant le volume de la fracture, de $e = \frac{4(P - \gamma h)(1 - \nu)a}{\pi \mu}$ (EVANS,

et de la formule classique $\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)}$ reliant le module de rigidité μ au module de Young, on transforme aisément la formule (0) en:

$$W(r) = \frac{3V}{2\pi a^2} \left[\sqrt{k} \sin \frac{\theta}{2} - \frac{h}{a\sqrt{k}} \cos \frac{\theta}{2} \right] \quad (1)$$

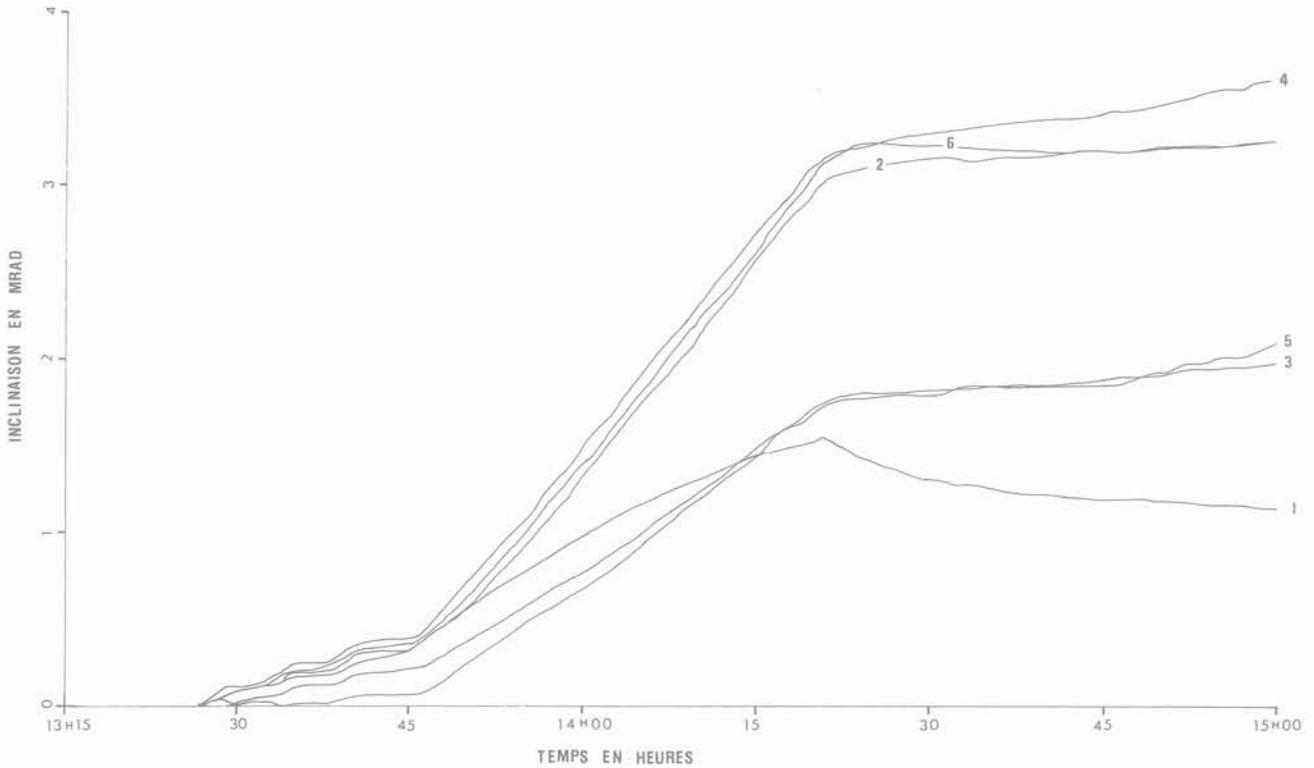


Fig. 2. — Courbes inclinométriques obtenues à Tranqueville (novembre 1981). Les valeurs positives des inclinaisons représentent ici une pente du sol descendante à partir du puits d'injection.

où n'apparaît aucune des constantes élastiques du milieu.

A la distance r , le sol s'est donc incliné de :

$$I(r) = \frac{dW(r)}{dr} \left(1 + \frac{dU(r)}{dr} \right)^{-1} \approx \frac{dW(r)}{dr}$$

car la valeur relative du mouvement horizontal d'un point est négligeable devant 1. Une fracture centrée sur l'axe du puits induit donc en surface une inclinaison radiale (par rapport au forage d'injection) ayant pour amplitude :

$$I(r) = \frac{3Vr}{2\pi a^4 (\sqrt{k})^3} \left[X \left(\sin \frac{\theta}{2} + \frac{h}{ka} \cos \frac{\theta}{2} \right) - \frac{2h}{a} \left(\cos \frac{\theta}{2} + \frac{h}{ka} \sin \frac{\theta}{2} \right) \right] \quad (2)$$

Cette formule est correcte s'il n'y a pas de perte de charge dans la fissure et si les terrains supérieurs sont homogènes.

Afin de définir l'emplacement du nouveau réseau de surveillance, et en l'absence d'autres renseignements, on a supposé que la profondeur de propagation de la fracture était proche de celle d'amorçage de la rupture (hypothèse vérifiée par la suite). C'est pourquoi les déformées d'une surface initialement horizontale et les

courbes inclinométriques correspondantes ont été calculées pour une profondeur de 200 m avec des valeurs croissantes du rayon et les volumes d'eau nécessaires pour l'obtention des valeurs précédentes (fig. 3). On en déduit alors la courbe (fig. 4) reliant le volume de fluide injecté, à la distance séparant le puits du maximum d'inclinaison observé. Pour des quantités de liquide comprises entre 100 et 1 000 m³, la position de ce maximum se situe à une distance du puits d'injection variant entre 100 et 200 m. Les capteurs ont donc été approximativement placés sur trois cercles centrés sur le forage TRA1, de rayons respectifs 100, 150 et 200 m et comportant quatre plots bétonnés pour les deux cercles extrêmes et huit plots pour le cercle intermédiaire (fig. 5).

1.2. Description des inclinomètres et calcul de leur sensibilité

Les instruments utilisés (BLUM et coll., 1971) sont constitués par un pendule de Zollner bifilaire dont la masse porte un miroir (fig. 6). Cette partie mobile est soutenue par un bâti à trois pieds et protégée par une cloche, munie d'une fenêtre optique et vidée au préalable par une pompe à deux étages. L'originalité et l'avantage de ce capteur viennent du fait que toutes les parties intervenant dans la stabilité de l'appareil sont en silice et sont soudées entre elles. Il en résulte

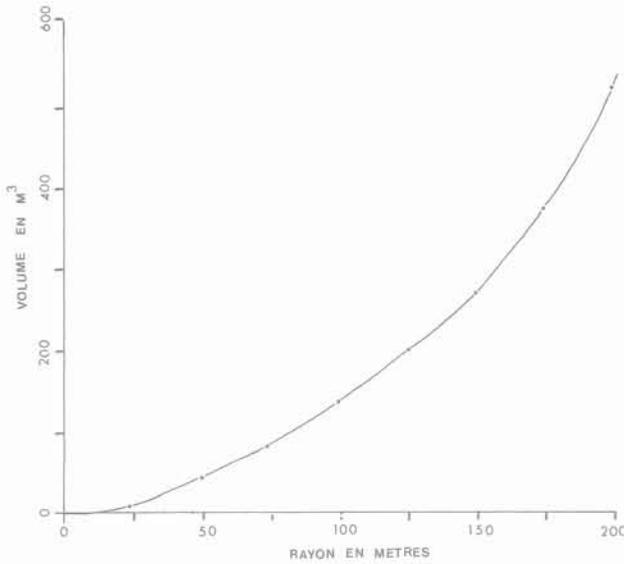


Fig. 3. — Courbe approximative reliant rayons et volumes pour une fracture hydraulique circulaire. Cette figure a été empiriquement tracée à partir de données et formules présentées par Evans (1981).

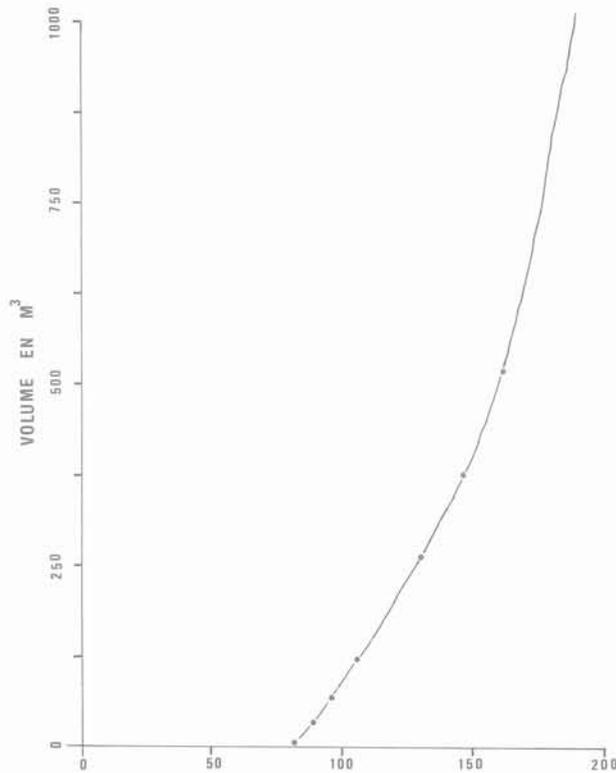


Fig. 4. — Courbe reliant le volume d'eau injecté à la distance séparant le puits du maximum d'inclinaison observé.

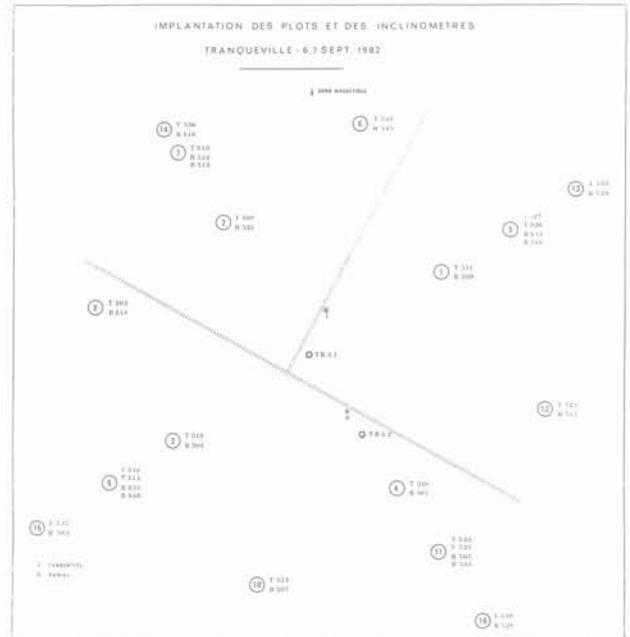


Fig. 5. — Réseau d'inclinomètres (Tranqueville, septembre 1982).

aussi bien un coefficient thermique qu'une dérive par fluage exceptionnellement faibles.

L'angle ξ de rotation de la masse est relié à l'angle ϵ de l'inclinaison du sol par la relation :

$$\xi = \frac{g T^2}{4 l \pi^2} \epsilon$$

où T est la période du mouvement pendulaire, l la longueur réduite du pendule et g la constante de l'attraction terrestre.

Le mouvement de la masse est amplifié par un système optique : une lanterne envoie sur le miroir un rayon lumineux qui vient former l'image d'un diaphragme rectangulaire sur une cellule double photo-résistante. Le déplacement d du spot lumineux sur la cellule est défini par :

$$d = 2 K L T^2 \epsilon \tag{3}$$

où K est la constante de l'appareil et L la distance séparant le miroir de la cellule.

Le calcul de la sensibilité des capteurs a été effectué de manière à pouvoir enregistrer la plus grande inclinaison. (Le spot doit rester dans le champ de la cellule en fin d'expérience). La valeur maximale prédite est obtenue grâce aux courbes inclinométriques résultant de la programmation de la formule (2). Elle est prévue pour les volumes les plus élevés et au niveau des inclinomètres les plus éloignés et doit être proche de 20 μ rad. En reportant les valeurs d = 5 mm, K = 19 et L = 110 mm dans la formule (3), le réglage de la période du mouvement de la masse est alors fixé à 8 secondes environ. Physiquement, cette période mesure la proximité de l'axe de rotation du pendule et de la verticale du lieu considéré.

1.3. Déroulement de l'essai et présentation des données

Quarante inclinomètres ont été placés sur les seize plots: douze plots supportent deux inclinomètres chacun: un inclinomètre mesurant les variations d'inclinaison du sol dans la direction du puits d'injection (inclinomètre radial noté R) et un inclinomètre opérant dans la direction perpendiculaire (inclinomètre tangentiel noté T) (fig. 5). Quatre plots situés à 150 m environ du puits comprennent quatre capteurs (deux radiaux et deux tangentiels) afin de vérifier la cohérence des enregistrements. Dans la pratique, trente-deux inclinomètres fonctionnèrent convenablement. L'acquisition des données a été réalisée sur enregistreurs analogiques par la société TELEMAT.

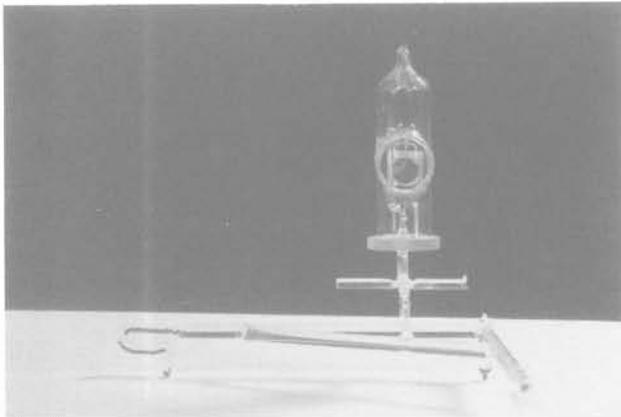


Fig. 6. — Inclinomètre bifilaire en silice construit par P.A. Blum.

L'injection commença le 6 septembre 1982 à 14 h 40. Après une injection de 8 m^3 d'eau engendrant une variation moyenne de $0,4 \mu\text{rad}$ sur les inclinomètres les plus proches, le pompage fut volontairement arrêté deux fois. Vers 17 h, 100 m^3 étaient déjà injectés et un débit de pompage de $100 \text{ m}^3/\text{heure}$ était maintenu par la suite. La communication avec TRA2 fut établie pour un volume de 400 m^3 . L'injection s'arrêta à 24 h après un pompage de 800 m^3 mais les mesures de déformations du sol continuèrent encore pendant plusieurs heures.

Les plots étaient posés sur la roche mais latéralement en contact avec la terre. Il semble que ce contact ait entraîné une certaine instabilité des blocs de béton. Malgré la protection thermique des plots et des instruments, et de bonnes conditions climatiques (temps stable et nuageux), la plupart des inclinomètres présentèrent une dérive instrumentale de faible amplitude, probablement due à l'instabilité des plots. Cette dérive est évaluée pour chaque capteur aux deux arrêts de pompage et à l'issue de l'injection. Dans l'impossibilité de pouvoir précisément la quantifier, elle a été supposée constante (ou linéaire) durant les essais. Les résultats de l'inversion témoignent a posteriori du bien-fondé de cette hypothèse.

Après numérisation des enregistrements de 14 h 00 le 6 septembre à 2 h 30 le 7 septembre (pas d'échantillonnage égal à deux minutes), la valeur de la dérive

est soustraite aux données brutes de manière à obtenir pour chaque inclinomètre les différentes courbes corrigées (fig. 7).

L'amplitude des inclinaisons tangentielles est faible devant celle des inclinaisons radiales: ceci indique l'absence de grandes irrégularités dans les contours de la rupture et un bon centrage de la fracture autour du puits d'injection. Les schémas vectoriels synthétiques (fig. 8) représentent l'évolution des inclinaisons au cours de l'expérience.

2. INTERPRÉTATION DES DONNÉES: INVERSION DES INCLINAISONS

Les courbes inclinométriques tracées d'après la formule (2) ont servi de référence au cours des essais et ont permis, par comparaison avec les mesures de terrain, de suivre l'évolution globale de la fracture durant l'expérience. Toutefois, cette approche repose sur une hypothèse peu justifiée. En effet, la courbe de la figure 3, juste dans le cas où elle a été établie, ne devient que très approximative dans de nouvelles conditions. Seule une inversion correcte des données peut alors fournir des résultats satisfaisants. Il faut cependant que la méthode utilisée soit bien adaptée à la résolution de problèmes non linéaires mais surtout instables. Intuitivement, on conçoit bien qu'une fracture profonde de faible diamètre engendre une déformation du sol presque identique à celle induite par une fracture superficielle de même volume mais de rayon plus important. En d'autres termes, une faible variation des inclinaisons peut être à l'origine d'un changement radical des paramètres cherchés.

Il sera successivement présenté l'algorithme de la méthode et les résultats des deux expériences de fracturation hydraulique.

2.1. Principe de la méthode

Tout système physique est déterminé par un nombre de variables se subdivisant en paramètres représentatifs du problème (profondeur, rayon, volume, position du centre... de la fracture) et en données mesurées. TARANTOLA et VALETTE (1982) considèrent le problème inverse comme une combinaison d'informations. La connaissance a priori du système est constituée par une information a priori sur les données (connaissance des mesures d'inclinaisons et des erreurs qui leur sont liées) et sur les paramètres (connaissance de la profondeur d'amorçage de la rupture, du volume de la fracture — si l'on fait l'hypothèse qu'il n'y a pas de percolation matricielle dans les schistes —, ...). On dispose aussi d'une information théorique sur la réalité physique: il s'agit du modèle choisi reliant entre elles toutes les variables du problème (formule (2)). La conjonction de toutes ces connaissances permet d'obtenir une vision a posteriori du système qui est la solution du problème inverse. La question ayant été résolue dans le cas général, on ne montrera ici que l'algorithme de calcul dans le cadre strict du modèle choisi (inversion de N inclinaisons radiales lors de la création d'une fracture circulaire centrée sur le puits d'injection). La présentation qui suit ne détermine que

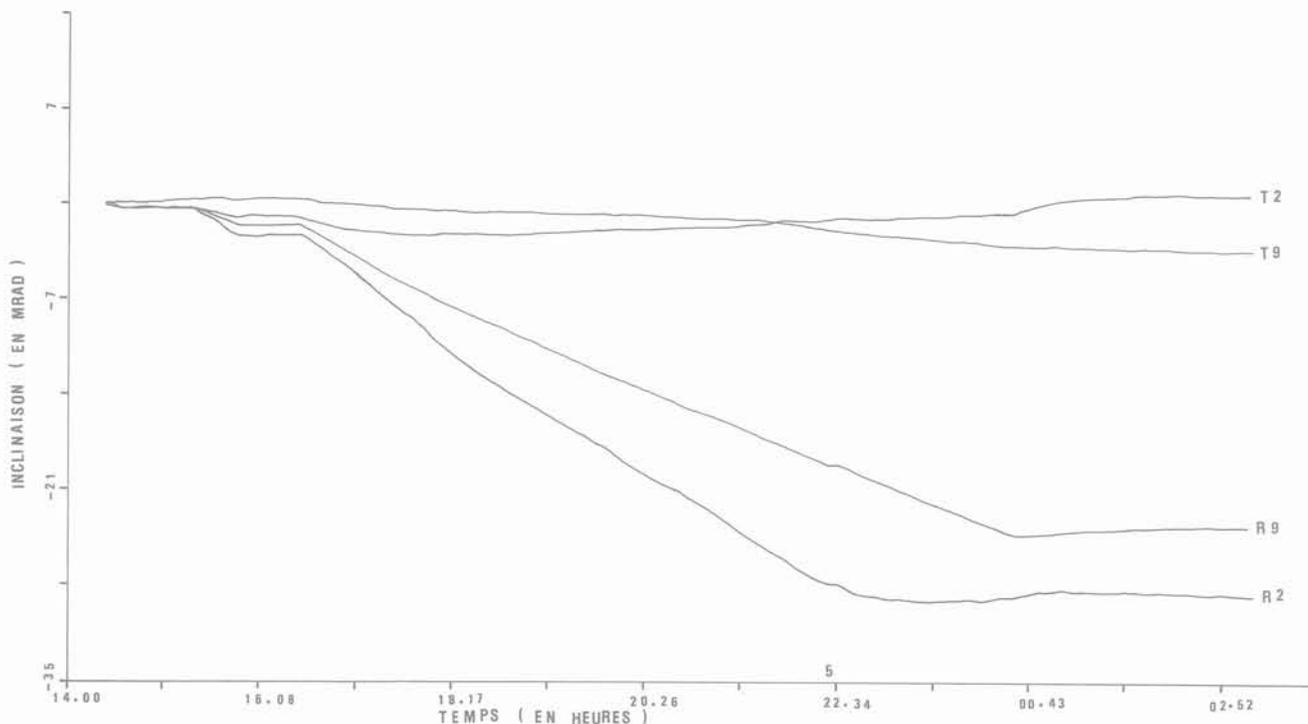


Fig. 7. — Exemples de courbes inclinométriques (Tranqueville, septembre 1982). Les deux arrêts de pompage en début d'injection sont bien visibles. Les valeurs négatives des inclinaisons représentent ici une pente du sol descendante à partir du puits d'injection.

deux paramètres, notés par exemple A et B, mais se généralise aisément dans les autres cas.

On choisit un intervalle de variation $[A_1, A_n]$ où on est sûr de trouver la valeur de A cherchée et dans lequel A varie avec un pas constant entre A_1 et A_n . De même, $B \in [B_1, B_m]$. Pour tout couple (A_i, B_j) où $A_i \in [A_1, A_n]$ et $B_j \in [B_1, B_m]$, on calcule par la formule (2) l'inclinaison théorique I_k en chaque site de mesure et on définit une densité de probabilité par :

$$F(A_i, B_j) = \exp - \sum_{k=1}^N \frac{|S_{k_{mes}} - I_k(A_i, B_j)|}{\sigma_k} \quad (4)$$

où k est un indice indiquant le numéro de l'inclinomètre ($k \in [1, N]$), $S_{k_{mes}}$ est l'inclinaison mesurée par l'instrument n°k et σ_k l'erreur affectée à la mesure $S_{k_{mes}}$. La visualisation discrète de la relation (4) est facile sur une grille à deux dimensions représentant l'espace des paramètres A et B et aux nœuds de laquelle apparaissent les différentes valeurs de la fonction F. On définit ainsi un nuage de valeurs non nulles délimitant bien le domaine où se trouve le couple (A,B) recherché. Comme la plupart du temps, on a :

$$\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m F(A_i, B_j) \neq 1$$

il est en fait plus exact de parler de densité de mesure pour F bien que par abus on emploie souvent le terme de « probabilité ». Cette densité — que l'on peut du reste normaliser à son gré — est alors exploitée en traçant les courbes de densité de mesure marginale relatives à chaque paramètre (fig. 9). Les valeurs désirées sont alors calculées par des estimateurs centraux (moyenne dans notre cas). Le degré de confiance que l'on peut accorder à ces résultats est précisé par des estimateurs de dispersion (écart-type σ ici). On peut enfin étudier les relations éventuelles des deux paramètres en déterminant leur coefficient de corrélation linéaire.

Cette formulation reste valable avec un problème sous-déterminé ou surdéterminé. Elle semble donc parfaitement indiquée lorsque le nombre de capteurs de déformation disposés en surface est limité. D'autres méthodes d'inversion (moindres carrés par exemple) peuvent facilement conduire à un résultat erroné dans le cas de problèmes aussi instables du fait de leur convergence vers une solution unique locale (mais pas toujours absolue). L'approche probabiliste en revanche a l'avantage de présenter pour chaque paramètre une courbe de densité de mesure marginale permettant de discuter le résultat obtenu.

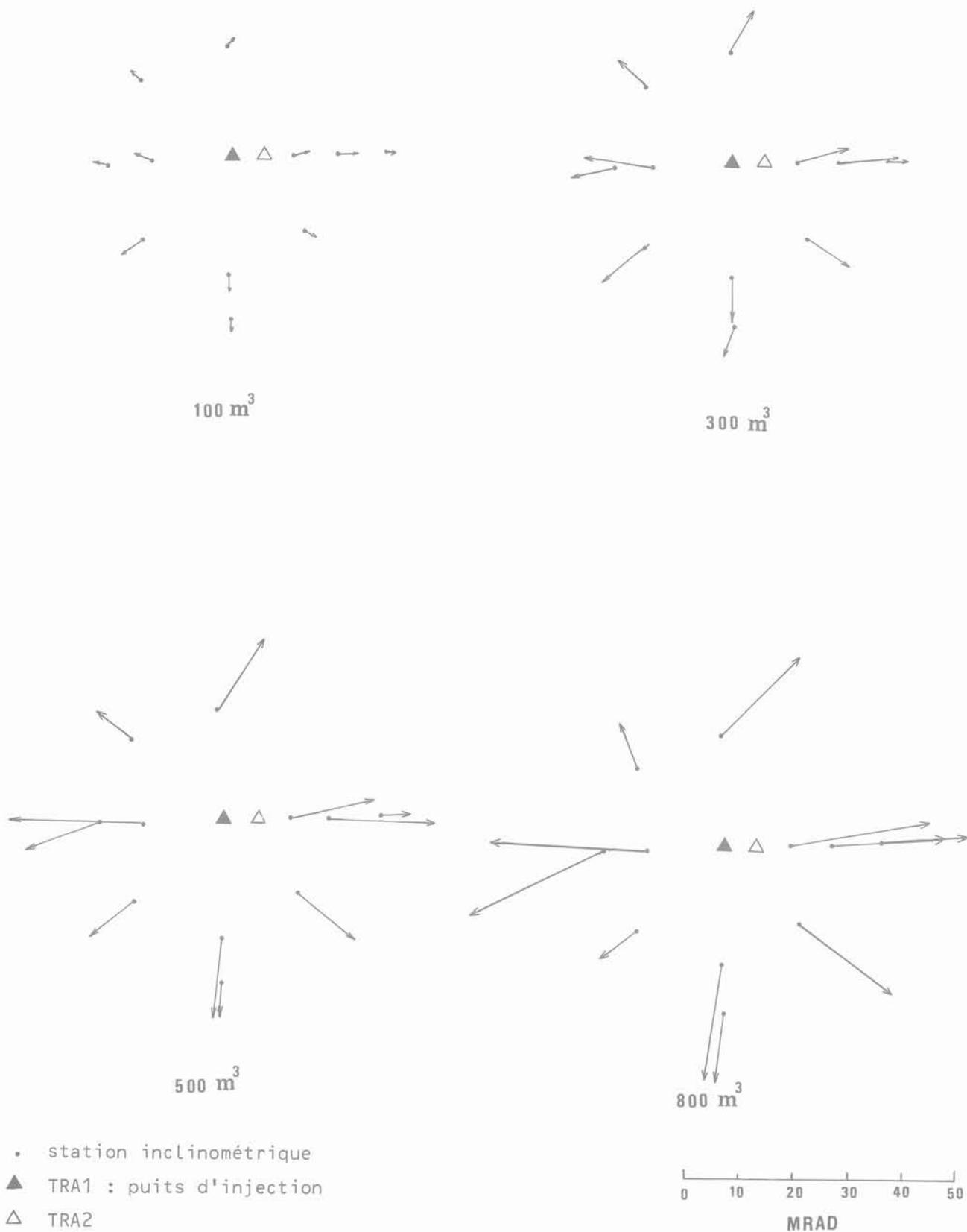


Fig. 8. — Schémas vectoriels synthétiques montrant l'évolution des inclinaisons (Tranqueville, septembre 1982).

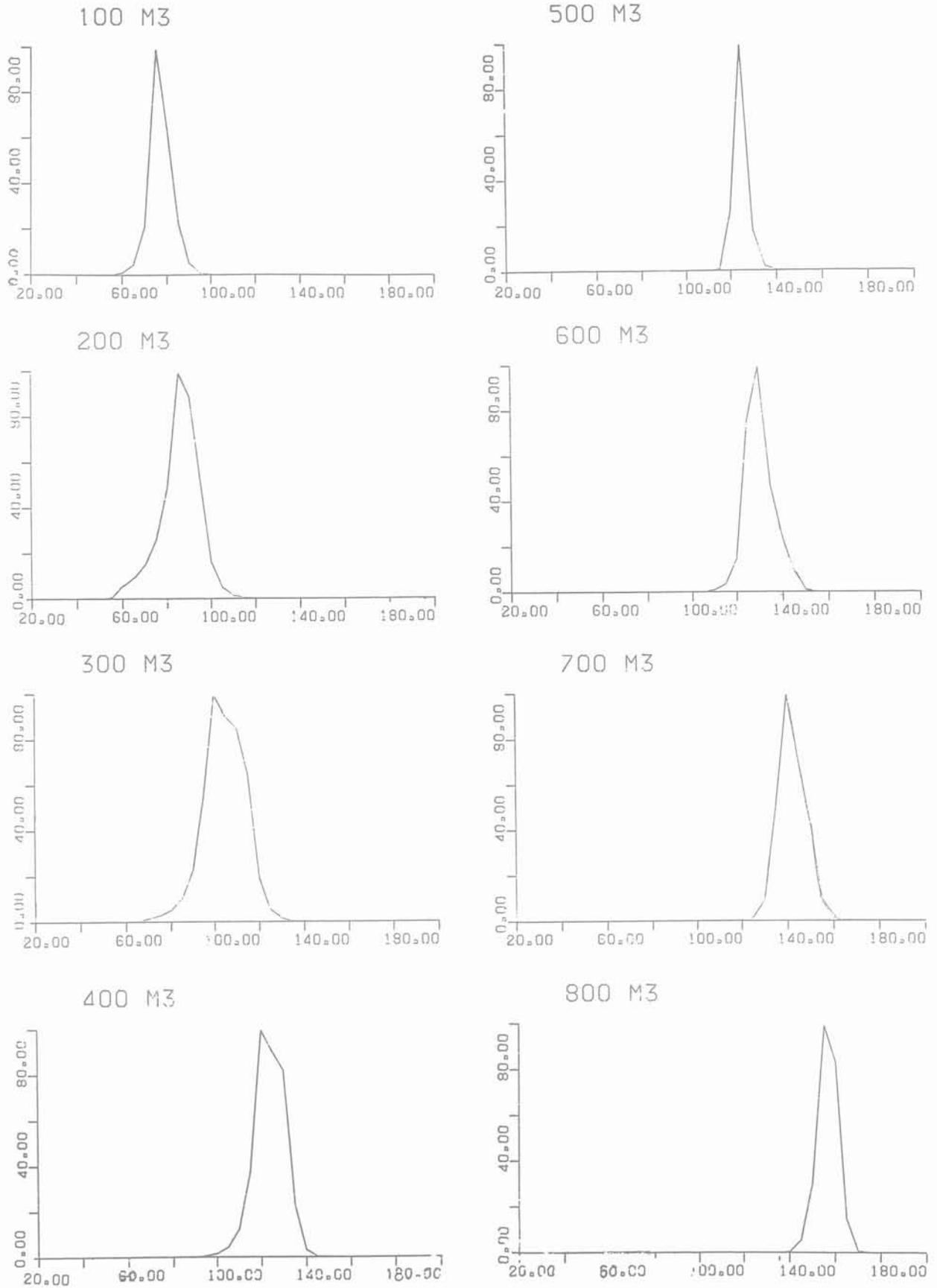


Fig. 9. — Courbes des densités de mesure marginales relatives au rayon.

2.2. Interprétation des données de la première expérience (novembre 1981)

Les six inclinaisons radiales obtenues à l'issue de l'injection ont été d'abord inversées pour déterminer le rayon et la profondeur de la fracture. Le nuage des valeurs non nulles de la densité de mesure s'étire dans la grille des paramètres de la zone des fractures profondes à faibles rayons jusqu'au domaine des fractures superficielles à grandes extensions. Ceci vérifie a posteriori l'instabilité de notre problème. Cependant la bonne qualité des mesures permet de définir dans la grille des paramètres le couple de valeurs ayant parmi toutes les possibilités envisagées la plus forte densité de mesure: $h = 230$ m et $R = 40$ m. Le calcul des estimateurs centraux donne respectivement h moy. = 229 m (avec $\sigma_h = 14$ m) et R moy. = 46 m (avec $\sigma_R = 23$ m). Il est immédiat que la profondeur de propagation de la rupture est très proche de celle d'amorçage de la fissure (224,50 m). Compte tenu des erreurs de mesure et de manière à mieux contraindre la détermination du rayon, on pourra donc supposer sans crainte par la suite que la fracture se propage à sa profondeur d'amorçage.

En outre, l'enregistrement de l'inclinomètre n° 1 (pas de stabilisation à l'arrêt du pompage) laisse présager une migration de la rupture et par conséquent un excentrement de celle-ci par rapport à TRA1. C'est pourquoi le programme a été modifié afin de calculer le rayon de la fracture et la position finale de son centre C. Ce dernier est défini par ses coordonnées horizontales X_c et Y_c dans un repère orthogonal direct centré sur TRA1 et dont l'axe des abscisses est la ligne des deux puits. Dans ce repère, l'inclinomètre du site n° i de coordonnées $(X_i(i), Y_i(i))$ se trouve à une distance $r' = ((X_i(i) - X_c)^2 + (Y_i(i) - Y_c)^2)^{1/2}$ du centre C. La valeur de l'inclinaison engendrée au point n° i par la fracture est alors $I(r')$ (formule (2)). On dispose dès lors d'une inclinaison mesurée I_{mes} dans la direction du puits et d'une inclinaison $\bar{I}(r')$ calculée angulaire, on compare ces vecteurs en soustrayant la valeur de l'inclinaison mesurée à l'amplitude de la projection $PIR(r') = \cos(\bar{I}(r'), \bar{I}_{mes})$. $I(r')$ de $\bar{I}(r')$ sur \bar{I}_{mes} . Moyennant cette modification du problème direct, l'algorithme d'inversion reste le même. Comme on cherche trois paramètres, les densités de mesure sont représentées sur une grille à deux dimensions (X_c et Y_c) pour le centre et par sa courbe marginale pour le rayon. On obtient les résultats suivants:

- X_c = abscisse moyenne du centre C = -2 m
avec $\sigma_{X_c} = 5$ m
- Y_c = ordonnée moyenne du centre C = 12 m
avec $\sigma_{Y_c} = 4$ m
- R = rayon moyen final de la fracture = 47 m
avec $\sigma_R = 18$ m

On observe clairement une migration de la fracture vers l'inclinomètre n° 1: la décroissance initiale de l'inclinaison à l'arrêt de l'injection indique donc bien une fuite de liquide à ce niveau. Le centre de la fracture est connu avec une bonne précision.

Le rayon de 47 m confirme le premier résultat obtenu et n'est pas en contradiction avec l'expérience. On sait en effet que la rupture n'a pas atteint TRA2 qui se trouve à 60 m de TRA1. Toutefois, l'écart-type σ_R est grand. Cette imprécision peut être due au nombre limité de mesures (six capteurs seulement), à la disposition particulière des inclinomètres (quatre instruments sur le même axe) et à l'inexactitude du modèle (fracture horizontale circulaire) face à la réalité probablement plus complexe. C'est en particulier pour mieux cerner la forme amiboïde de la fracture que des inclinomètres tangentiels sont installés lors de l'injection suivante.

2.3. Interprétation des données de la deuxième expérience (septembre 1982)

On rappelle que quarante inclinomètres (vingt radiaux et vingt tangentiels) ont été disposés sur le site (fig. 5) pour mesurer les déformations du sol dues à une injection de 800 m³ en 9 h 20 min à une profondeur de 224,5 m. La prise en compte des mesures inclinométriques tangentiels nous amène à encore modifier notre formulation du problème direct. On doit comparer en chaque site inclinométrique l'inclinaison théorique $\bar{I}(r')$ (radiale par rapport à C) non seulement à l'inclinaison mesurée \bar{I}_{mes} (radiale par rapport au puits) mais aussi à l'inclinaison tangentielle enregistrée I_{mes} . Cette dernière peut être orientée dans un sens ou dans l'autre. Après avoir arbitrairement choisi une convention de signe et défini un être mathématique qui assure la projection PIT(r') de $\bar{I}(r')$ sur \bar{I}_{mes} en respectant cette convention, on calcule pour chaque triplet de paramètres (X_c, Y_c, R) la densité de mesure:

$$F(X_c, Y_c, R) = \exp - \left[\sum_{k=1}^N \frac{|PIR_k(X_c, Y_c, R) - I_{r_{mes}}|}{\sigma_{r_k}} + \sum_{k=1}^N \frac{|PIT_k(X_c, Y_c, R) - I_{t_{mes}}|}{\sigma_{t_k}} \right] \quad (5)$$

où k est un indice indiquant le numéro des plots supportant les inclinomètres et où σ_{r_k} et σ_{t_k} représentent les erreurs que l'on peut affecter aux mesures respectivement radiale et tangentielle effectuées sur le plot n° k.

On obtient les résultats suivants:

- La fracture est restée centrée sur le puits d'injection pendant toute l'expérience.
- Pour des volumes croissants de liquide injecté, les courbes de densité de mesure marginale relatives au rayon ont été tracées (fig. 9). On en tire les estimations moyennes correspondantes (tableau 1) d'où l'on déduit la courbe traduisant l'évolution du rayon de la fracture, en fonction du volume pompé, au cours de l'injection (fig. 10).

On constate que pour une injection de 100 m³, le rayon de la fracture est plus grand que celui obtenu lors de la première expérience. Ceci est normal puisque dans le deuxième cas, la roche avait déjà été cassée. Cependant, certains points restent obscurs et en particulier l'allure en deux parties de la fig. 10. La jonction des puits TRA1 et TRA2 ne peut être à l'origine d'une telle rupture de pente, la liaison établie

entre les deux forages ne permettant qu'un minuscule débit. Peut-on alors expliquer cette anomalie par la propagation d'une deuxième fracture quand le volume injecté dépasse 400 m³?

Tableau 1

Volume injecté (en m ³)	Rayon estimé (en m)	Ecart-type de l'estimation (en m)
100	77	5
200	86	9
300	104	9
400	124	7
500	125	3
600	130	6
700	142	6
800	157	4

Il est en outre surprenant de constater que pour un volume de 400 m³, le rayon de la fracture est proche de 120 m alors que c'est à ce moment de l'injection qu'un capteur de pression placé dans le puits TRA2 (situé à 60 m de TRA1), indique l'établissement de la jonction entre les deux forages. On pense en fait que la rupture s'est effectivement très vite propagée jusqu'à un rayon de 60 à 70 m mais qu'un pincement de la fracture au niveau du puits TRA2 n'a rendu la circulation d'eau possible entre les deux sondages que pour des volumes injectés plus importants (400 m³) alors que le rayon moyen de la fracture était déjà bien supérieur à 60 m. On met là en évidence la limite du modèle de la fracture circulaire horizontale.

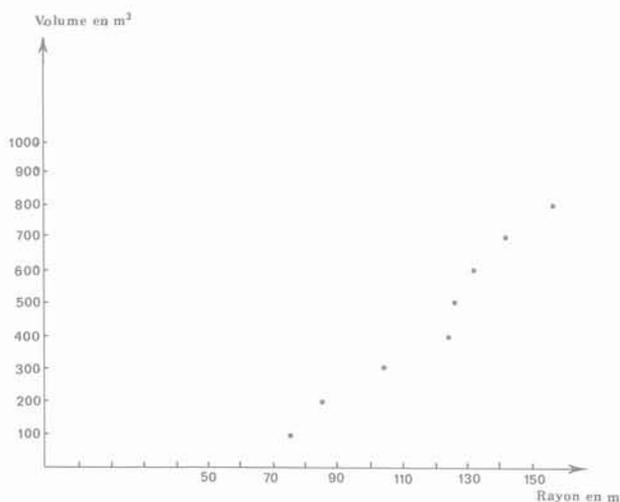


Fig. 10. — Evolution calculée du rayon de la fracture au cours de l'injection.

Connaissant le rayon a et le volume V de la fracture, son épaisseur centrale peut facilement être déterminée par la formule:

$$e = \frac{3V}{2\pi a^2}$$

Pour $V = 800 \text{ m}^3$ et $a = 150 \text{ m}$, on obtient $e = 17 \text{ mm}$.

Une vérification simple de notre inversion peut être réalisée en recalculant la formule (2) pour les diverses valeurs du rayon trouvées (et les volumes correspondants). La différence entre ces inclinaisons recalculées et les mesures effectuées in situ est très faible. Pour un volume injecté de 500 m³ par exemple, cet écart est de l'ordre de 1 à 2 μrad pour les inclinomètres situés à 100 et 150 m de TRA1. Ceci confirme a posteriori la validité de l'inversion. Cependant on note que pour des volumes supérieurs, cet écart augmente.

CONCLUSION

Les qualités des mesures inclinométriques d'une part et de la méthode d'inversion utilisée d'autre part, nous ont permis de vérifier la profondeur de propagation d'une fracture hydraulique et de constater la migration latérale de son centre lors d'une première injection. Les mesures d'inclinaisons du sol ont ensuite permis de suivre l'évolution d'une telle rupture horizontale au cours de son extension lors d'une deuxième expérience. Toutefois ces résultats sont limités par le modèle choisi et pourraient probablement être affinés en considérant un modèle plus élaboré. Le choix effectué ici, dont l'avantage essentiel est la simplicité, n'envisage pas par exemple de pendage éventuel de la cassure ou d'autres formes de fracture qu'une rupture circulaire. Et pourtant, les inclinaisons tangentielles mesurées après l'injection, d'un fort volume (fig. 8, $V = 800 \text{ m}^3$) ne sont plus négligeables devant les mesures radiales. Ceci traduit des contours irréguliers de la fracture. Mais n'est-il pas, en vertu du principe de Saint-Venant, difficile de décrire ces irrégularités à partir de mesures effectuées en surface?

Remerciements

Nous exprimons notre profonde gratitude à F.H. CORNET qui a bien voulu relire le manuscrit de cette note et à A. TARANTOLA pour ses conseils.

BIBLIOGRAPHIE

- ALBRIGHT H.; PEARSON F. — «Location of hydraulic fractures using microseismic techniques». 55th annual conference of Soc. of Petroleum Engineers of AIME (SPE 9509). Dallas (Texas). September 1980.
- BLUM P.A.; GAULON R. — «Détection et traitement des ondes sismiques de très basses fréquences». Annales de Géophysique, tome 27, I.P.G.P., Univ. Paris VI - Editions du C.N.R.S., 1971.
- CORNET F.H.; HOSANSKI J.M., BERNAUDAT F.; LEDOUX E. — «Shallow depth experimentation on the concept of energy extraction from hot dry rocks». First Japan-United States joint seminar on hydraulic fracturing and geothermal energy: Tokyo: co-sponsored by Nat. Scient. Fond (U.S.A.) and Japan Soc. for the Promotion of Science. Martinus Nijhoff publishers, the Hague.

- EVANS K. — «*Analysis of ground deformations and description of hydraulic fractures formed during treatment of the Colombia Gas transmission company well 20148-T (Wakefield) in Lorrain county, Ohio, 1980*». Report by M.D. WOOD, inc. for Sandia Scientific Laboratories, contract number: 13-2371. February 27, 1981.
- EVANS K. — «*Some examples and implications of observed elastic deformations associated with growth of hydraulic fractures in the Earth*», or «*The growth of shallow hydraulic fractures as viewed through the surface deformation field*». National Academy Press Workshop on hydraulic fracturing stress measurements, Monterey, December 2-5, 1981.
- PEARSON C. — «*The relationship between microseismicity and high pore pressures during hydraulic stimulation experiments in low permeability granitic rocks*». Journal of geophysical Research, vol. 86, n° B9, p. 7855-7864, september 10, 1981.
- RALEIGH C.B.; HEALY J.H.; BREDEHOEFT J.D. — «*Faulting and crustal stress at Rangely, Colorado*». In *flow and fracture of rocks*. Geophysical Monogr. series p. 275, Am. geophys. Union, Washington D.C., 1972.
- SNEDDON I.N. — «*The distribution of stress in the neighbourhood of a crack in an elastic solid*». Proc. Roy. Soc. London, Ser. A 187, p. 229-260, 1946.
- SUN R.J. — «*Theoretical size of hydraulically induced horizontal fractures and corresponding surface uplift in an idealized medium*». J.G.R., vol. 74, n° 25, p. 5995-6011, 1969.
- TARANTOLA A.; VALETTE B. — «*Inverse Problems — Quest for Information*». I.P.G.P., Journal of Geophysics, 1982.

rapport annuel 1984
des activités de recherches en France
en Mécanique des Roches
(COMITÉ FRANÇAIS DE MÉCANIQUE DES ROCHES)

Texte coordonné par **P. BEREST**
Directeur de Recherche
Laboratoire de Mécanique des Solides
Ecole Polytechnique*

Résumé

Les recherches effectuées en France dans le domaine de la Mécanique des Roches sont présentées ainsi que les centres de recherches où elles sont menées.

Abstract

The main research carried out in France in the field of Rock Mechanics is indicated as well as the Research Centers where they are done.

Avertissement :

Le présent rapport d'activité a été établi à partir d'une enquête réalisée par le Comité Français de Mécanique des Roches auprès de l'ensemble de ses membres. Des réponses individuelles ou collectives ont été reçues des organismes suivants :

- Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M.)
- Centre d'Etude Technique de l'Equipement, Clermont-Ferrand (C.E.T.E., C.F.)
- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (L.C.P.C.)
- Ecole Nationale Supérieure des Techniques Industrielles et des Mines d'Alès (E.N.S.T.I.M., Alès)
- Laboratoire de Mécanique des Terrains et C.E.R.C.H.A.R. (Ecole des Mines de Nancy) C.E.R.C.H.A.R., Nancy
- Société Nationale Elf Aquitaine Production (S.N.E.A.P.)
- Institut de Physique du Globe (I.P.G.)
- Laboratoire de Mécanique des Solides, Ecole Polytechnique (L.M.S.-X)
- Laboratoire de Génie Civil, Université de Montpellier II (L.G.C., Montpellier)
- Centre d'Etude de Mécanique des Roches, Ecole des Mines de Paris (C.E.M.R., Mines Paris)

* 91128 Palaiseau.

1. GÉNÉRALITÉS

L'activité de la Mécanique des Roches française paraît, bien normalement, refléter les tendances des domaines d'activité industriels auxquels elle concourt.

Ainsi, l'activité minière (incluant les carrières souterraines) ressent les effets d'une récession à l'échelle mondiale. Néanmoins, l'E.N.S.T.I.M. d'Alès (stabilité, abattage) profite d'un relatif dynamisme minier régional; le C.E.R.C.H.A.R. (stabilité, soutènement, phénomènes dynamiques) s'appuie sur les besoins, qui demeurent importants, de l'industrie charbonnière nationale; pour le C.E.M.R.-Mines de Paris (stabilité, abattage, affaissements) l'activité minière demeure le thème d'études principales, en raison de solides traditions; malgré un contexte morose, le B.R.G.M. (stabilité, exhaure) voit augmenter ses interventions, en particulier à l'étranger. Il est néanmoins révélateur que la stabilité des ouvrages abandonnés suscite une part non négligeable de l'activité (C.E.R.C.H.A.R. et B.R.G.M.).

Cette tendance défavorable est encore plus nette dans d'autres secteurs traditionnels d'intervention de la Mécanique des Roches: les tunnels ne sont cités que par l'Ecole Polytechnique (problèmes de gonflement) et le C.E.M.R.-Mines de Paris (soutènement par cintre). Les barrages ne sont cités dans aucune réponse. Les stockages souterrains d'hydrocarbures sont un peu mieux traités (Ecole Polytechnique, C.E.M.R.-Mines de Paris, plus accessoirement S.N.E.A.P.) mais dans ce domaine également l'activité paraît réduite par rapport au niveau atteint pendant la décennie 1970-1980.

Les problèmes liés à l'exploration et à la production pétrolières sont, par contre, fortement représentés par S.N.E.A.P., avec une importante activité à l'étranger. Cette tendance est renforcée par l'utilisation des techniques pétrolières traditionnelles (dont la fracturation hydraulique) dans le développement d'utilisations nouvelles des ressources du sous-sol (géothermie sèche, gazéification in situ du charbon et des schistes bitumineux). Le dynamisme de ces nouvelles activités est souligné par l'intervention de nombreux organismes (I.P.G., B.R.G.M., Ecole Polytechnique, L.G.C. Montpellier...).

Elles ouvrent la possibilité de développements des recherches dans le domaine du couplage entre les écoulements de fluide, le comportement mécanique de la matrice rocheuse et les phénomènes thermiques. Ces thèmes sont également fortement présents dans le problème de l'enfouissement des déchets nucléaires, cité par le B.R.G.M., l'Ecole Polytechnique, le C.E.M.R.-Mines de Paris; ce problème paraît en voie d'occuper, comme dans de nombreux autres pays, une place très importante dans la Mécanique des Roches française.

Les études liées à la sécurité civile, déjà évoquées à propos des ouvrages miniers abandonnés, confirment leur importance avec les nombreux travaux liés à la sismicité et aux glissements de terrain (B.R.G.M.); au volcanisme et à la sismogénèse (I.P.G.).

Ainsi, aux fortunes diverses des activités plus traditionnelles s'oppose un développement assez dynamique associé à des techniques nouvelles: les activités de Génie Civil, d'extraction de minerai et d'exploitation conventionnelle des ressources énergétiques (à l'exception du domaine pétrolier) marquent fortement le pas alors que les recherches liées aux formes nouvelles de production d'énergie, à l'enfouissement des déchets et à la sécurité vis-à-vis des risques naturels connaissent un réel essor. Ces tendances paraissent, grosso modo, analogues à celles observées dans les autres pays.

Soixante-dix-neuf publications (thèses, articles, rapports) ont été citées dans les réponses à l'enquête; cinquante-neuf d'entre elles sont rédigées en langue française, vingt en langue anglaise.

2. PROPRIÉTÉS DES ROCHES ET TECHNIQUES DE MESURE EN LABORATOIRE

Le sel gemme a fait l'objet d'études de laboratoires par plusieurs équipes. Le C.E.M.R. (E.N.S.M.P.) dans l'optique du stockage souterrain d'hydrocarbures, a examiné le comportement rhéologique du sel à température inférieure à 80 °C. L'accent est porté sur le fluage sous contrainte triaxiale et l'essai D.R.B.I., mis au point au C.E.M.R. depuis plusieurs années. Le L.M.S. (Ecole Polytechnique) a effectué des essais de fluage de plusieurs mois sur du sel porté à différentes températures, jusqu'à 200 °C, pour les problèmes d'enfouissement de déchets nucléaires.

Dans le même laboratoire, le charbon a fait l'objet de nombreux essais en température, dans la perspective de la gazéification souterraine. Les essais triaxiaux à température élevée soulèvent un problème, compte tenu de la combustion spontanée du charbon. Cette difficulté a été partiellement levée par des essais de poinçonnement d'éprouvettes placées dans du plomb fondu. Le charbon et le grès ont fait l'objet d'essais au L.C.P.C., sous diverses sollicitations, pendant lesquels sont enregistrés et analysés le signal acoustique, qui peut être mis en rapport avec l'initiation et la propagation de fissures. On a montré que ce signal permet de distinguer les diverses phases d'évolution de la fissuration; on s'efforce d'utiliser ces résultats à l'interprétation de mesures acoustiques in situ.

L'I.P.G. a étudié les variations d'aimantation induites par les variations de l'état de contrainte appliqué à une roche. Une relation linéaire entre état de contrainte et susceptibilité magnétique a été mise en évidence sur une andésite et un basalte. Une étude numérique des effets d'un relâchement de contrainte, associée à un séisme sur l'aimantation induite du fait du piézomagnétisme, a été menée.

L'étude du comportement après la rupture des roches minières, sous faible confinement, a été poursuivie au C.E.M.R. (E.N.S.M.P.) en perfectionnant l'appareillage utilisé. Sur le même sujet, l'E.N.S.T.I.M. (Alès) a proposé un modèle théorique simple, fondé sur la théorie de l'endommagement, permettant de mettre en

évidence des comportements type en compression monoaxiale.

Le granite a suscité des études motivées par le problème d'enfouissement des déchets nucléaires. Le C.E.M.R. (E.N.S.M.P.) a proposé, à partir d'études expérimentales du comportement thermomécanique de granites fissurés, une modélisation numérique du comportement d'un massif granitique. Le B.R.G.M. a étudié l'influence de la rugosité des épontes sur le comportement des fractures. Le L.M.S. (Ecole Polytechnique) a mis en évidence l'influence d'un chargement thermique sur l'état de fissuration.

3. MOYENS DE CALCUL

Le comportement des terrains élastoplastiques avec radoucissement a fait l'objet de codes de calcul, appliqués aux problèmes miniers, au C.E.M.R. (E.N.S.M.P.) et au C.E.R.C.H.A.R. Utilisé pour simuler le comportement des exploitations par chambres et piliers, ce comportement permet de mettre en évidence des instabilités globales (E.N.S.T.I.M., Alès). Les problèmes viscoplastiques ont donné lieu au développement du code V.I.P.L.E.F., au C.E.M.R. (E.N.S.M.P.) et à la création du code A.S.T.R.E.A., au L.M.S., Ecole Polytechnique. Ce dernier code accorde une grande importance aux phénomènes thermiques et a été conçu en vue du problème de l'enfouissement des déchets nucléaires dans le sel gemme. Un modèle couplé hydrothermomécanique des écoulements transitoires dans le milieu continu équivalent à une milieu fracturé à deux dimensions a été mis au point par le B.R.G.M. qui a également utilisé la géostatistique pour l'analyse de la densité de fracturation des massifs.

Le L.M.S. (Ecole Polytechnique) a proposé une solution viscoplastique explicite du problème de l'interaction entre terrains et soutènements dans une galerie circulaire qui généralise la méthode de convergence-confinement.

4. GÉOLOGIE, HYDROGÉOLOGIE, TECHNIQUES D'INVESTIGATION IN SITU, AUSCULTATION

4. Géologie

La plupart des travaux réalisés dans ce domaine l'ont été au B.R.G.M. et pour certains d'entre eux à l'Ecole des Mines de Paris (Centre d'Information Géologique) et concernent la description, la quantification, l'analyse et la prévision de la fracturation naturelle affectant les massifs rocheux.

Beaucoup de ces travaux ont été effectués dans le cadre de programmes de recherche liés au problème du stockage dans le sous-sol des déchets radioactifs de haute activité et intéressent à ce titre plus particulièrement le granite, matériau dont l'étude a été faite par le

Royaume-Uni et la France dans le cadre de la Communauté Européenne.

C'est ainsi que des quantités très considérables de données sur la «petite fracturation» (celle que l'on peut observer à l'échelle d'un affleurement ou d'un front de taille) ont été recueillies dans la mine d'uranium de Fanay-Augères, exploitée par la Cogema et située dans le granite de Saint-Sylvestre, en Haute-Vienne. Ces données, qui concernent tous les paramètres permettant de caractériser la fracturation (directions et pendages, dimensions, distance entre fractures, ouverture, morphologie, nature géologique de la discontinuité, remplissage, relations avec les autres discontinuités, etc.) ont servi et continuent de servir de support à de nombreuses études: structurales (reconstitution de l'histoire tectonique du massif, prévision de la fracturation en profondeur, évaluation des directions actuelles des contraintes in situ), hydrogéologiques (cf. paragraphe suivant) et statistiques.

Dans ce dernier domaine, des résultats prometteurs ont été obtenus avec l'application à la prévision de la densité de fracturation du massif des techniques issues de la géostatistique.

En dehors de ce thème «fracturation», il convient de mentionner une approche très fine de l'influence des variations de faciès de calcaires très tendres (calcaires stampiens de l'Entre-Deux-Mers, en Gironde) sur leur comportement mécanique et leur altérabilité dans les anciennes carrières souterraines de pierre de taille, désormais abandonnées et menaçant ruine.

4.2. Hydrogéologie

L'essentiel des travaux réalisés dans ce domaine, à l'Ecole des Mines de Paris (Centre d'Informatique Géologique) et au B.R.G.M., concerne la caractérisation et la simulation des écoulements dans les milieux rocheux fracturés. Une voie particulièrement prometteuse s'est ouverte avec le début d'application à ces milieux du modèle de percolation introduit en 1957 par les mathématiciens britanniques BROABENT et HAMMERSLEY et développé en France par E. GUYON.

A noter par ailleurs la mise au point, à deux dimensions, de modèles de calcul «hydrothermomécaniques» en milieu fracturé, aussi bien dans l'hypothèse du «milieu continu équivalent» que dans celle où les fractures sont traitées en tant que telles.

Les circulations de fluide dans le sous-sol font évidemment l'objet de recherches permanentes de la part de l'industrie pétrolière et, parmi celles-ci, il faut mentionner en particulier les travaux menés par la S.N.E.A.P. sur l'appréciation de l'anisotropie de perméabilité d'un milieu fissuré, liée en particulier à l'anisotropie des contraintes in situ, et leurs applications à l'optimisation de la position de drains inclinés ou horizontaux.

4.3. Techniques d'investigation in situ

Les travaux réalisés et les résultats obtenus dans ce domaine sont nombreux et variés.

Bien qu'il ne s'agisse pas à proprement parler d'investigation in situ, on peut mentionner, pour commencer, une première approche visant à utiliser la télé-détection, et plus particulièrement les images qui seront fournies par le futur satellite d'observation terrestre *Spot* pour l'identification et le suivi de zones instables.

La mesure de contraintes in situ par fracturation hydraulique en sondage a fait l'objet de nombreux travaux, de la part de l'I.P.G. de Paris et du B.R.G.M. Des valeurs de contraintes ont ainsi pu être mesurées sur quatre sites, dans le Haut-Rhin, l'Allier et la Haute-Vienne, jusqu'à des profondeurs de l'ordre de 1 000 m. Il a été vérifié, à l'occasion de ces essais, que l'ouverture de fractures dans différentes directions permettait une détermination du tenseur des contraintes plus complète que celle qu'autorise la fracturation hydraulique classique. Cette « orientation » des fractures peut se faire soit en modifiant la distribution des contraintes au voisinage du trou à l'aide de vérins, soit en tirant parti de la fracturation naturelle.

La connaissance de cette dernière est, dans tous les cas, fondamentale. Aux différents dispositifs déjà existants pour le relevé des orientations de fractures recoupant un sondage, est venu s'ajouter un nouvel appareil de prise d'empreinte mis au point par le Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Clermont-Ferrand.

La mesure des contraintes n'est évidemment pas la seule application de la fracturation hydraulique, qui peut être utilisée pour accroître la perméabilité d'un massif, la plupart du temps par stimulation de fractures pré-existantes. Les essais réalisés par l'I.P.G. de Paris dans le granite du Mayet-de-Montagne (Allier) ont montré que l'anisotropie et l'hétérogénéité de résistance du massif rocheux pouvaient jouer un rôle aussi important que l'état de contrainte naturel sur la direction des fractures créées ou stimulées par fracturation hydraulique, et ceci d'autant plus que le fluide est moins visqueux et que la vitesse d'écoulement est faible lors de l'amorce de celui-ci. Dans bien des cas, la détermination de la direction des fractures créées ou stimulées revêt une grande importance.

Au premier rang des techniques envisagées pour assurer cette détermination, figurent l'observation et l'interprétation de l'émission acoustique engendrée par les déformations du massif associées aux variations de pression interstitielle.

Cette technique a fait l'objet d'études de la part de la S.N.E.A.P. (en liaison avec l'I.F.P. et l'A.R.T.E.P.) et de l'I.P.G. de Paris. Pour ce dernier, les applications visées ne se situaient pas exclusivement dans le contexte de la fracturation hydraulique (applications au domaine pétrolier et à celui des « roches massives haute température » ou de la gazéification in situ du charbon), mais également dans celui de la prévision des éruptions volcaniques et de l'étude des déformations liées à l'activité sismique.

En matière de mesure des contraintes in situ, il faut mentionner, pour terminer, les recherches entreprises par l'I.P.G. de Paris sur la relation entre variations de

la susceptibilité magnétique d'une roche et variations de contrainte. Cette propriété a permis de reconstituer l'état de contrainte en profondeur à partir de mesures réalisées sur des échantillons prélevés en sondage à différentes cotes.

La contribution de l'industrie pétrolière ne se limite pas à l'émission acoustique, mentionnée ci-avant, et à laquelle on peut rattacher l'évaluation de l'état d'un puits par analyse des formes complètes des trains d'ondes transmis par la roche que permet de déterminer la sonde EVA, mise au point par la S.N.E.A.P.

Cette société s'est en effet intéressée, en outre, à une meilleure détermination des caractéristiques pétrophysiques des roches réservoirs, consolidées ou non, en vue d'une évaluation plus précise des récupérations primaires, et à une obtention et une interprétation plus valables d'enregistrements de paramètres (pression de fond) en liaison, pour ce dernier point, avec l'A.R.T.E.P. et avec la commission ad hoc de la S.I.M.R. dont l'animateur pour l'Europe est F.-H. CORNET.

En matière d'investigation in situ, il faut mentionner, pour terminer, une approche originale, développée par le Laboratoire de Mécanique des Solides (Ecole Polytechnique) du problème de l'évaluation du volume d'une cavité souterraine (en particulier dans le cas où celle-ci a été créée par dissolution du sel). La méthode utilisée repose sur une analyse des oscillations dans le forage d'accès à la cavité.

4.4. Auscultation

Une part importante des travaux réalisés en matière d'auscultation concerne le domaine minier, dans lequel le C.E.R.C.H.A.R. poursuit une tâche permanente d'amélioration des soutènements en voie ou en taille, reposant entre autres sur l'acquisition et l'analyse de nombreuses mesures in situ (convergence, expansion dans les terrains, déformations des éléments de soutènement, tous ces paramètres étant enregistrés in situ sur cassettes).

La prévision des phénomènes dynamiques, ruptures soudaines et violentes du massif en cours d'exploitation, comme il s'en produit aux Houillères de Provence, a fait l'objet de la mise au point d'un dispositif combinant l'utilisation de trous tests et celle de l'écoute sismo-acoustique.

En matière d'émission acoustique, le passage de l'échelle des essais de laboratoire à celle du terrain a continué de faire l'objet, au L.C.P.C., de recherches qui ont permis de corréler l'activité acoustique avec le diagramme effort-déformation.

Avant de clore le paragraphe consacré à l'auscultation dans le domaine minier, il convient de mentionner l'équipement en extensomètres et plots de mesure de convergence d'un quartier de la mine d'or de Salsigne (Aude) destiné à être exploité par sous-niveaux abat-tus. Cette opération vise à permettre par comparaison des résultats fournis par les moyens de calcul classiquement mis en œuvre avec le comportement réel des chantiers.

Dans le domaine des travaux souterrains, depuis 1983, le B.R.G.M., auquel s'est associé le L.M.S., a participé aux travaux de recherche réalisés par le Centre d'Etudes Nucléaires de Belgique dans le laboratoire souterrain de Mol. L'objectif de ces travaux est d'étudier in situ, et en vraie grandeur, le comportement d'une argile profonde.

Dans le cadre de son activité en sismologie et volcanologie, l'I.P.G. de Paris a été amené à adapter des systèmes très précis de mesure des déformations et des inclinaisons du sol et du sous-sol en vue de leur installation dans des zones sismiques (Arette, Pyrénées-Atlantiques) et volcaniques (Guadeloupe, Martinique, Réunion, Etna), mais également sur des sites où ont été réalisées des opérations de fracturation hydraulique. Les appareils utilisés se sont montrés capables d'enregistrer la propagation de fractures horizontales à quelques centaines de mètres de profondeur.

5. EXCAVATIONS SOUTERRAINES

Les mines, comme indiqué dans l'introduction, ont motivé une part importante des recherches du C.E.M.R. (E.N.S.M.P.), du C.E.R.C.H.A.R., du B.R.G.M., de l'E.N.S.T.I.M. (Alès).

Un important effort de réflexion sur la modélisation a accompagné la collecte de données relatives à des mesures au fond au C.E.R.C.H.A.R. (voir paragraphe: Techniques de renforcement). Les phénomènes dynamiques (ruptures soudaines et violentes du massif en cours d'exploitation) qui font courir des risques graves au personnel, et portent un préjudice économique considérable, exigent une compréhension affinée de leurs mécanismes. L'influence de la profondeur et de la tectonique a été envisagée, à travers la mesure des contraintes in situ (vérin plat et surcarottage). La prévision s'oriente vers la surveillance par trous test et écoute sismo-acoustique (Houillères de Provence) ou analyse du disquage dans des sondages de reconnaissance (Houillères de Provence).

Le B.R.G.M., à travers des projets miniers en France et à l'étranger, a pu confirmer son expérience en matière d'analyse de stabilité et d'exhaure minière.

Le C.E.M.R. (E.N.S.M.P.) a porté un effort particulier sur les méthodes d'exploitation, par foudroyage, et la mesure des affaissements de surface (en Lorraine). Les phénomènes d'angle d'influence ont pu être précisés; une méthode de prévision des coups de charge a été proposée.

L'E.N.S.T.I.M. (Alès) a étudié la stabilité de divers types de travaux miniers.

— *Les carrières souterraines* à faible profondeur, le plus souvent abandonnées, ont également fait l'objet d'études importantes du B.R.G.M. (altérabilité des calcaires du Bordelais, confortement des piliers abandonnés). Le C.E.R.C.H.A.R. a plus particulièrement approfondi le cas des exploitations où la roche est en état de post-rupture; l'analyse des mécanismes et des

causes des ruptures a contribué à la mise au point d'un diagnostic de stabilité.

— *Les stockages souterrains d'hydrocarbures*, et plus particulièrement les cavités en gaz naturel réalisées dans le sel par Gaz de France, sont étudiés par le C.E.M.R. (E.N.S.M.P.) qui a affiné le logiciel V.I.P.L.E.F., et par le L.M.S. (Ecole Polytechnique) qui propose de porter l'attention sur la dissymétrie de l'écoulement plastique dû aux forces de gravité. Le L.M.S. (Ecole Polytechnique) a proposé une analyse d'accidents variés ayant affecté les stockages souterrains.

— *La gazéification en place du charbon* a donné lieu, à l'initiative du G.E.G.S. (qui regroupe G.D.F., C.E.R.C.H.A.R., I.F.P. et B.R.G.M.), à la réalisation d'une liaison par fracturation hydraulique à la base d'un doublet de forage à 1 000 mètres de profondeur (Haute Deule). Le B.R.G.M. et l'I.P.G. ont été associés au premier essai européen de gazéification en place de schistes bitumineux mené par la C.F.P., à Tranqueville (Vosges).

— *La géothermie* a fourni à divers organismes matière à des recherches originales. Le projet «Géothermie Profonde», qui associe l'I.N.A.G., l'A.F.M.E. et le B.R.G.M., envisage l'étude en vraie grandeur de la possibilité d'exploiter la chaleur des roches profondes peu perméables.

L'I.P.G., associé à ce programme, a obtenu des résultats importants en matière de fracturation hydraulique. On admettait communément qu'une fracture hydraulique se développe perpendiculairement à la direction de la contrainte principale mineure. Des essais dans le granite de Mayet-de-Montagne, ont permis de montrer que l'anisotropie et l'hétérogénéité de résistance du massif jouent un rôle d'importance au moins comparable à celui de l'état de contraintes sur la géométrie des fractures développées. Par ailleurs, la mesure des contraintes en place au moyen de la fracture hydraulique a fait l'objet de nouveaux développements: l'utilisation de plans de faiblesse préexistants, ou la modification de l'état de contraintes au fond par des vérins hydrauliques, fournissent un ensemble de données plus riches et plus précises que la fracturation hydraulique classique (voir aussi le paragraphe: «Reconnaissances in situ»). Le L.G.C. (Montpellier) a également mené sur ce thème des études, dont on trouvera l'écho dans d'autres paragraphes. Le B.R.G.M. a été informé du projet anglais de Cornouailles.

— *L'enfouissement des déchets nucléaires* suscite un nombre croissant d'études. Sur le thème du granite, pour lequel les études ont commencé depuis plusieurs années déjà, le B.R.G.M. a développé, à la demande du C.E.A. (I.P.S.N.), d'importantes recherches sur l'analyse de la fracturation naturelle des massifs; le C.E.M.R. (E.N.S.M.P.) a développé un logiciel adapté au calcul de l'évolution thermomécanique d'un massif fracturé. Ces points sont développés par ailleurs.

— *L'argile* a donné lieu à une participation du B.R.G.M. aux travaux du laboratoire souterrain de Mol, en Belgique. Le B.R.G.M. et le L.M.S. (Ecole Poly-

technique) ont mené conjointement une campagne d'essais mécaniques sur des argiles françaises. Le développement d'un logiciel adapté au B.R.G.M. est évoqué par ailleurs.

— De même, l'apparition récente du thème «*sel gemme*» a conduit le L.M.S. (Ecole Polytechnique), à la demande de l'A.N.D.R.A., à créer les moyens d'essais mécaniques (fluage de longue durée) adaptés et à développer un logiciel de calcul élastothermoviscoplasticité, évoqué dans d'autres rubriques.

6. OUVRAGES DE SURFACE

Les travaux de recherche développés en 1983 dans le domaine des ouvrages de surface s'articulent autour de trois axes principaux :

- La modélisation des massifs rocheux superficiels ;
- La prise en compte des risques géologiques (éboulements rocheux, risques sismiques) ;
- Le développement des méthodes d'auscultation et de surveillance.

6.1. Modélisation des massifs rocheux superficiels

Le rôle essentiel joué par les discontinuités dans les propriétés et le comportement des massifs rocheux superficiels conduit naturellement à développer les recherches dans ce domaine pour l'étude des ouvrages de surface (barrages, fondations, falaises et versants rocheux).

L'amélioration des méthodes de traitement des données structurales des massifs rocheux par une meilleure prise en compte des paramètres descriptifs, des plans de discontinuité (localisation, nature, orientation, espacement, extension, remplissage,...) a fait l'objet d'un travail de mise au point important dans plusieurs laboratoires (B.R.G.M., L.P.C.). Des programmes de traitement informatique des données structurales permettant également l'analyse et la visualisation de ces données ainsi que l'édition et le dessin automatique ont été développés. Les possibilités du traitement informatique ont permis de développer une approche géostatistique de la densité de fracturation et une application intéressante à l'analyse d'un site granitique (B.R.G.M.).

La représentation tridimensionnelle de la structure et de la géométrie des massifs superficiels au moyen de blocs-diagrammes permettant la visualisation dans l'espace d'un modèle du massif comportant la topographie, la structure, le tracé de l'ouvrage projeté a été développée par le L.C.P.C.

Les programmes informatiques mis au point permettent un traitement interactif des données géométriques et structurales sur une console de visualisation et l'édition de dessin automatique.

L'étude du comportement à la rupture et post-rupture des discontinuités dans les massifs rocheux constitue un axe de recherche important. Sur le plan expérimental, l'étude du comportement au cisaillement des discontinuités dans les roches et l'analyse de l'influence de la géométrie des épontes a été développée sur des roches ou des matériaux artificiels (L.P.C., B.R.G.M.). L'analyse du développement du processus de cisaillement dans les plans de discontinuité dans les roches a été plus particulièrement étudié par le L.P.C. dans le cadre de recherches sur les mécanismes de développement de la rupture dans les massifs superficiels.

Dans le domaine de la modélisation, un travail de recherche a été développé sur les modèles numériques d'analyse du comportement à la rupture et post-rupture des discontinuités dans les roches, permettant de traduire les phénomènes de dilatance et de broyage qui se développent pendant le cisaillement (L.P.C.).

6.2. Prise en compte des risques géologiques

Les recherches développées dans plusieurs laboratoires dans le domaine du microzonage sismique ont conduit à entreprendre des études sur l'influence des données géologiques, géotechniques et topographiques sur la réponse dynamique des sites exposés aux sollicitations sismiques (B.R.G.M., L.P.C.) et sur les conséquences possibles quant à la stabilité des sols de fondation. Ces travaux ont été réalisés en coordination avec l'Association Française de Génie Parasismique.

Dans le domaine des risques liés aux éboulements rocheux, des recherches ont été développées sur l'analyse des mécanismes de propagation des éboulements. Ce thème a fait l'objet de recherches sur la modélisation des phénomènes de propagation (L.P.C., B.R.G.M.). Des modèles numériques bidimensionnels ou tridimensionnels ont été développés, et permettent d'analyser, en fonction des données topographiques, des paramètres géomécaniques, des caractéristiques de l'éboulement et des caractères spécifiques du site (obstacles naturels ou artificiels), les conditions de propagation des masses ébouleées (trajectoires, extension, énergie).

L'étude des ouvrages de protection a fait l'objet de recherches dans le domaine des systèmes déformables à dissipation d'énergie (L.P.C.).

6.3. Auscultation et surveillance

L'analyse des déplacements et des déformations à l'auscultation et à la surveillance des ouvrages de surface a fait l'objet de recherches de la part de plusieurs laboratoires. Des méthodes de photogrammétrie aérienne de précision ont été appliquées conjointement à des mesures géodésiques, à l'étude des déformations du volcan du Piton de la Fournaise à La Réunion (I.P.G., I.G.N.). A plus petite échelle, la mise en œuvre de réseaux de mesure de métrologie dimensionnelle de précision permettant une auscultation fine des déformations d'un massif rocheux à l'échelle de l'hectare a été développée (L.P.C.). Dans le domaine des mesures de haute précision, les

mesures extensométriques et clinométriques ont fait l'objet d'applications nouvelles à l'étude des déformations de massifs superficiels (I.P.G.).

L'auscultation et la surveillance des zones rocheuses, instables, en site de montagne ont conduit à développer des systèmes de télémessure et de télésurveillance spécifiques adaptés aux conditions d'accès difficiles et aux contraintes climatiques sévères (L.P.C.). Plusieurs sites importants ont été instrumentés dans les Alpes. Parallèlement, des études ont été entreprises sur les mécanismes de déformation qui affectent certaines zones instables suivies depuis plusieurs années en vue de mettre en évidence des modèles de comportement et des critères d'évolution (L.P.C.).

7. COMMINATION

Dans ce domaine, on doit d'abord rappeler les travaux sur la forabilité en fonction des paramètres de forage (poids, rotation, boue, forme de l'outil, etc.), menés par S.N.E.A.P., en particulier au Laboratoire de Bousens où sont simulées les conditions très sévères des gisements.

Le C.E.M.R. (E.N.S.M.P.), en liaison avec le C.E.R.C.H.A.R., a étudié l'action des pics; un code de calcul prenant en compte le radoucissement a permis des simulations qui clarifient la notion d'effort de refoulement et permettent de prévoir les conséquences de l'usure des pics. L'étude expérimentale a été faite à échelle réduite, sur banc d'essais rotatif et linéaire.

Le L.G.C. (Montpellier) a développé des expériences de fracturation thermique pour le problème de la géothermie à grande profondeur en portant l'attention sur les roches anisotropes, éventuellement pré-fissurées, sollicitées par des chargements hydrauliques, dans le but de dégager des critères de rupture globaux.

L'E.N.S.T.I.M. (Alès) a participé à une étude sur les mécanismes de l'abattage à l'explosif; la cinématographie rapide permet de mettre en évidence les lois générales du mouvement durant l'abattage et la projection des fragments. Un modèle informatique de recombinaison du tas de fragments abattus a été proposé.

8. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES MASSIFS ROCHEUX

Le soutènement en voies, par cintres coulissants et le rôle du garnissage font l'objet d'une étude en cours au C.E.R.C.H.A.R., qui comporte une modélisation et des mesures in situ de convergence, de déformation des éléments de soutènement et d'expansion dans les terrains.

Des essais d'écrasement de cintres en vraie grandeur, menés par le C.E.M.R. (E.N.S.M.P.), en liaison avec la S.N.C.F., mettent en évidence l'importance du garnissage et des assemblages. Ils doivent conduire à des règles de dimensionnement utilisant une modélisation numérique.

L'étude du soutènement en taille est menée au C.E.R.C.H.A.R. pour les conditions variées de terrains rencontrées dans les charbonnages (pendages très inclinés, couches très épaisses,...). Les mesures des efforts et des déplacements, dans le soutènement marchant et dans les terrains, ont suscité un important travail de dépouillement statistique correspondant aux données recueillies depuis une vingtaine d'années dans les houillères françaises.

Le confortement artificiel des piliers abandonnés des carrières souterraines du Bordelais a fait l'objet d'études du B.R.G.M. Le problème de la stabilité des pentes a conduit le même organisme à développer des essais de drainage de puits à drains rayonnants (falaises de Biarritz).

9. SUJETS CONNEXES A LA MÉCANIQUE DES ROCHES

Thermodynamique des milieux polyphasiques ou complexes

Ce thème est développé au L.G.C. (Montpellier) dans les domaines des sols et des milieux rocheux.

• *Domaine des milieux poreux et des sols*

La modélisation donne lieu à de nombreux développements pour diverses applications en relation avec les grands axes de recherche finalisée comme le stockage d'énergie dans le sol; des perspectives très encourageantes apparaissent pour le séchage, ainsi que pour des applications interdisciplinaires avec l'agronomie.

L'orientation de cette modélisation vers la compréhension de phénomènes plus fins, à l'aide de techniques d'homogénéisation et de macroscopisation est en très bonne voie.

• *Domaine des milieux rocheux homogènes, poreux ou fissurés*

La généralisation des études thermodynamiques entreprises pour les sols est commencée actuellement pour des roches à la fois poreuses et fissurées. Ces études ont été entreprises à la suite d'une demande du secteur industriel, pour évaluer les échanges de masse et d'énergie en géothermie à moyenne profondeur.

Génie pétrolier

Un programme très important d'études est mené par S.N.E.A.P. pour les problèmes de gisement, de forage et de production. Plus particulièrement, on cherche à améliorer la définition mécanique du milieu dans les simulations de production, qui a été probablement très négligée jusqu'ici en comparaison de la modélisation de l'écoulement. L'analyse des phénomènes de rupture en forage a fait l'objet d'une typologie permettant l'identification des mécanismes fondamentaux impliqués.

INFORMATIONS

ABRÉGÉ DE PÉDOLOGIE

par Philippe DUCHAUFOUR
Collection Abrégés de Sciences

Prix TTC: 105 F
Broché, 224 pages, 72 figures, 5 tableaux
Format: 13,5 × 21

masson Editeur

Depuis quelques années, la *pédologie* a pris un grand développement et ses applications se sont multipliées: cette conception nouvelle de la Science du Sol envisage le sol sous son aspect dynamique: le sol se forme et il évolue sous l'influence des facteurs du milieu, dont les principaux sont le climat, le substratum géologique et la végétation; récemment, le facteur *Temps* a pris une importance considérable, certains sols évoluant rapidement (quelques milliers d'années), d'autres au contraire très lentement (un million d'années ou plus).

Le sol apparaît donc comme le point de rencontre du monde vivant et du monde minéral, reflétant ainsi intégralement l'environnement.

Ceci explique que l'étude du sol ne puisse être indifférente à des scientifiques ou des praticiens, de préoccupations très diverses: elle intéresse aussi bien les biologistes que les spécialistes en « sciences de la Terre »; par ses applications pratiques elle est aussi indispensable aux agronomes qu'aux écologistes et aux sylviculteurs.

C'est à ce public très large et très diversifié que s'adresse cet ouvrage: sans entrer dans l'étude détaillée des données scientifiques, ni des techniques très élaborées utilisées par le chercheur en matière de science du sol, son objectif est de présenter une *synthèse complète et cohérente*, rédigée en termes simples et concis, donc accessible à tous; elle vise à mettre en relief les données fondamentales de la Science du Sol en insistant sur ses *aspects pratiques*, en particulier sur les relations existant entre le sol et la plante, qu'il s'agisse de végétation naturelle ou de plante cultivée.

L'auteur a voulu réaliser un équilibre, entre les deux aspects de la Science du Sol, qui sont souvent opposés dans certains ouvrages: l'aspect « statique » concernant l'étude des constituants et des propriétés du sol, qui débouche directement sur les applications et permet de définir la *fertilité*; l'aspect « dynamique » étudiant les phases et les processus de l'évolution du sol qui servent de base aux *classifications* dites génétiques.

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
DFCAI – Département Génie Civil et Transports

SESSIONS DE FORMATION CONTINUE, NOVEMBRE 1985
GEOTECHNIQUE, MATERIAUX, STRUCTURES

Terrassement en site urbain
Paris mardi 5 au jeudi 7 novembre 1985

mardi 5 novembre

- 9 h 30 Présentation générale
10 h 00 Chantier du nouveau Ministère des Finances à Bercy : un exemple synthétique
M. VIARD, Directeur d'agence, Entreprise Razel Frères
11 h 30 Rappel de géotechnique
M. SCHAEFFNER, LCPC
14 h 00 Etude préalable et mise au point du projet de terrassement
M. CARRESE, Chef d'arrondissement opérationnel, DDE du Val-de-Marne
15 h 00 Les techniques d'extraction, les soutènements
M. AUBLANC, Entreprise Razel Frères
17 h 00 Les matériels de terrassement
MM. BERTUZZI et GUIFFANT, Poclair

mercredi 6 novembre

- 9 h 00 Les tranchées des réseaux (EDF, PTT, Chauffage Urbain...)
M. DELHOUME, Compagnie Parisienne de Chauffage Urbain
10 h 00 Les chantiers d'assainissement
M. BERREBI, Chef de l'arrondissement opérationnel, DDE de la Seine-Saint-Denis

- 11 h 00 Les grands terrassements linéaires : l'exemple du métro de Lyon
14 h 00 Visite du chantier de terrassement de l'Opéra de la Bastille

jeudi 7 novembre

- 9 h 00 La construction des parcs de stationnement en sous-sol
M. DUFOUR, GTM
10 h 00 L'aménagement des parcs et jardins
M. GUERIN, Ingénieur Général, Ville de Paris
11 h 00 Confortement des carrières souterraines
Mme HOCQUARD, Adjoint à l'Inspecteur Général des Carrières, Ville de Paris
14 h 00 Les problèmes juridiques liés au chantier de terrassement (désordre aux riverains, fouilles archéologiques...)
15 h 00 Organisation du chantier, coordination des travaux et insertion dans le site
M. GOUNON
16 h 30 Synthèse de la session

Responsables
M. Jacques GOUNON, Ingénieur en Chef, Ville de Paris
M. Francis TASSEL, Directeur régional, Entreprise Razel Frères

Frais pédagogiques : 4 060 F HT + TVA 18,6 %
Repas de midi : 270 F

Construction en zone sismique : les nouvelles règles parasismiques
Paris mardi 19 au vendredi 22 novembre 1985

mardi 19 novembre

- 9 h 00 Présentation de la session
M. LOCCI
9 h 30 Nature, définition et évaluation de l'aléa sismique
M. GODEFROY, BRGM
14 h 00 Philosophie générale des nouvelles règles parasismiques
M. SOULOUMIAC, Socotec
15 h 45 Reconnaissance du site et choix des spectres
M. SOULOUMIAC

mercredi 20 novembre

- 9 h 00 Les principes de l'analyse modale ; exemple de visualisation des modes de vibration d'une structure
M. BISCH, Séchaud et Metz
M. LOCCI
14 h 00 Le comportement élastoplastique des structures en béton
M. JALIL, Socotec
15 h 45 Le comportement élastoplastique des structures en acier
M. BROZZETTI, CTICM

jeudi 21 novembre

- 9 h 00 Le comportement dynamique des sols : liquéfaction
M. PECKER, Géodynamique et Structures
14 h 00 Les principes généraux de conception parasismique
M. DAVIDOVICI, Socotec
15 h 45 Etude de cas : le choix des mouvements sismiques à l'étranger
M. PECKER

vendredi 22 novembre

- 9 h 00 Etudes de cas : aspects sols et fondations
M. CORTE, LCPC
M. SOULOUMIAC
14 h 00 Etudes de cas : aspects structures
M. FUENTES, SGE-C
16 h 30 Discussion générale

Responsable
M. Jean-Marc LOCCI, Bureau Veritas

Frais pédagogiques : 5 250 F HT + TVA 18,6 %
Repas de midi : 360 F

Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées

GENIE PARASISMIQUE

sous la direction de
VICTOR DAVIDOVICI

1 volume relié 21 x 29,7, 996 pages

Cet ouvrage est le premier traité complet de génie parasismique en langue française.

Réalisée avec le concours de plus de cent spécialistes et experts du domaine, cette œuvre collective constitue une véritable synthèse des connaissances actuelles.

L'ouvrage aborde successivement les causes des séismes, leur nature physique et l'influence des facteurs locaux. Il traite de manière approfondie le comportement des sols sous chargement dynamique ainsi que les problèmes d'interaction sol-structures.

Une large présentation est consacrée aux méthodes modernes de calcul dynamique des structures et des équipements et au comportement des ouvrages aux séismes.

Le risque sismique est également abordé dans ses aspects décisionnels et juridiques ainsi que dans le cadre de la planification.

De nombreux tableaux, abaques, illustrations facilitent la compréhension de l'ouvrage et son utilisation pour l'étude de constructions en zones sismiques.

sommaire

Le projet de construction parasismique

- I Sismologie générale et sismogénèse
- II Etude des mouvements en champ proche
- III Evaluation de l'aléa sismique
- IV Prise en compte de l'action sismique sur les sols
- V Calcul dynamique
- VI Interaction sol-structure

- VII Prise en compte de l'action sismique sur les structures
- VIII Prise en compte de l'action sismique sur des ouvrages spécifiques
- IX Prise en compte de l'action sismique sur les équipements industriels
- X Prise en compte effective du risque sismique

bon de commande

à recopier et retourner aux :
Presses de l'Ecole Nationale
des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris

Nom / Organisme :

Adresse :

Prix : unitaire 1 200 F TTC franco

Titre : Génie parasismique	Prix unitaire	Quantité	Montant total
Montant de la commande			
Frais d'envoi par avion : 10 % du montant de la commande			
Montant total de la commande			

Joindre le règlement par chèque à l'ordre de « Anciens ENPC – Formation Permanente »
(une facture justificative vous sera envoyée).

Dynamique des sols (vient de paraître)

par A. Pecker

Prix : 220 F

La prise en compte du risque sismique dans la conception d'un nombre grandissant d'ouvrages importants a contribué au développement rapide d'une science récente : le Génie Parasismique. Sous ce vocable se trouvent regroupées les disciplines diverses que sont la sismologie, la dynamique des sols, la dynamique des structures et des équipements, l'instrumentation sismique...

Ce livre présente l'état actuel de la pratique en dynamique des sols, tout en introduisant les développements les plus récents concernant la modélisation du comportement du sol, la liquéfaction et l'interaction sol-structure.

Il s'adresse tant aux étudiants qu'aux ingénieurs confrontés à des problèmes de dynamique des sols.

Exercices de mécanique des sols

sous la direction de F. Schlosser

Prix : 130 F

La mécanique des sols fait appel à de nombreux concepts dont l'apprentissage nécessite d'effectuer des exercices d'application des connaissances acquises.

Ce recueil d'exercices sélectionnés complète le cours «Éléments de mécanique des sols» et permet d'appliquer à des cas précis les notions fondamentales de mécanique des sols et de calcul des ouvrages.

Remblais et fondations sur sols compressibles

sous la direction de J.P. Magnan

Prix : 240 F

Les méthodes d'étude des projets de remblais et de fondations sur sols compressibles sont assez différentes de celles que l'on utilise pour les autres types de sols et nécessitent des techniques de reconnaissance et des méthodes de calcul adaptées.

Les différents chapitres de cet ouvrage, rédigés par des ingénieurs des Laboratoires des Ponts et Chaussées spécialisés de longue date dans les études de sols compressibles, présentent l'ensemble des connaissances nécessaires à l'élaboration des projets de remblais sur sols mous et à l'étude des problèmes spécifiques aux fondations construites dans les zones où l'on trouve ces types de sols.

Renforcement en place des sols et des roches

Comptes-rendus du Colloque International organisé par l'ENPC et la Louisiana State University (USA)
(Paris, 9-11 octobre 1984)

Prix : 410 F

Le contact d'une superstructure rigide et d'un sol de qualité médiocre a toujours été un problème majeur en matière de construction.

L'objet de ce colloque international était l'étude du renforcement en place des sols et des roches par des inclusions résistantes.

Cet ouvrage contient les textes des communications présentées : 28 en français et 30 en anglais.

Éléments de mécanique des sols

par F. Schlosser

Prix : 140 F

Ce cours volontairement réduit a pour but de présenter les notions essentielles de la mécanique des sols sous une forme simple, ne nécessitant que très peu de connaissances préalables, en résistance des matériaux notamment. Il doit cependant permettre d'aborder de façon pratique la plupart des problèmes de mécanique des sols, notamment pour les ingénieurs qui seront amenés de par leurs fonctions, à utiliser ou à interpréter un rapport de sols.

Étude géotechnique et reconnaissance des sols

Projet de DTU

Préface de L. Parez,

Président du Comité Français de Mécanique des Sols

N°22 de la Revue Française de Géotechnique

Prix : 110 F

Ce document donne aux Maîtres d'ouvrage, aux Maîtres d'œuvre et aux Concepteurs l'opportunité de mieux apprécier la diversité des moyens actuellement mis à leur disposition

pour parvenir à une meilleure définition des projets de fondation.

Il décrit de façon précise les différentes méthodes de sondages et de prélèvements de sols effectués lors de la reconnaissance géotechnique ainsi que des essais géophysiques menés pendant l'étude préalable.

Cet ouvrage rassemble pour la première fois la description des «essais de sols» dont les modes opératoires existent de façon éparse.

Foundation engineering

Soil properties –

Foundation design and construction

sous la direction de G. Pilot

Prix : 365 F

This book is a review in English of the French modern practice in soil studies; it deals with building foundation design and construction.

More specifically, it takes into account the know-how acquired and the research and development results obtained during the past few years.

Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols

par J.P. Magnan

Prix : 210 F

Depuis une quinzaine d'années on assiste à l'essor d'une nouvelle branche de la mécanique des sols qui s'est fixé pour objectif de traiter quantitativement la variabilité naturelle des sols et toutes les incertitudes affectant le dimensionnement des ouvrages afin de déterminer la «précision» ou la «fiabilité» des études géotechniques et des projets.

Cette discipline nouvelle utilise différentes techniques statistiques et probabilistes généralement peu connues des spécialistes des sols mais dont l'usage suppose une connaissance détaillée des principes de la mécanique des sols et des méthodes de calcul des ouvrages.

Destiné aux étudiants, praticiens et chercheurs spécialisés en mécanique des sols, cet ouvrage introduit progressivement l'appareil théorique nécessaire aux études, en illustrant par des exemples ses possibilités autant que ses limites.

Gel des sols et des chaussées

sous la direction de M. Frémond et P.J. Williams

Prix : 140 F

Les dégâts causés au réseau routier lors d'hivers particulièrement rigoureux sont considérables.

Cet ouvrage présente les résultats des recherches entreprises sur la compréhension et la maîtrise du gel des sols. Il fait le point sur la recherche appliquée et montre des actions nouvelles en fonction des nécessités du développement économique des régions froides.

Le renforcement des sols :

terre armée et autres techniques

Comptes-rendus du Colloque International organisé par l'ENPC et le LCPC (Paris, 20-22 mars 1979)

3 volumes

Prix : 650 F

Ce colloque avait pour but l'échange d'informations techniques et scientifiques relatives au renforcement des sols par des inclusions résistant soit à la traction (terre armée), soit à d'autres types de sollicitations (flexion, compression, effort tranchant).

Cet ouvrage contient en français ou en anglais : les textes des communications présentées; les textes des discussions.

L'emploi des textiles en géotechnique

Comptes-rendus du Colloque International organisé par l'ENPC et le LCPC (Paris, 20-22 avril 1977)

3 volumes

Prix : 570 F

Ce colloque avait pour but l'échange d'informations techniques et scientifiques relatives à l'emploi des textiles dans les ouvrages de génie civil où ils peuvent être associés avec des sols.

Cet ouvrage contient en français, en anglais ou en allemand : les textes des communications présentées; les textes des discussions.

Règlement à adresser à l'ordre de «Anciens ENPC – Formation Permanente».

Presses de l'ENPC 28 rue des Saints-Pères 75007 Paris

Le catalogue présentant les sommaires détaillés des ouvrages des Presses de l'ENPC vous sera envoyé sur simple demande.

ENTREPRISE BOTTE

Département Géotechnique

Une équipe spécialisée d'ingénieurs et de techniciens met son expérience à votre service pour résoudre vos problèmes de reconnaissances de sols et d'études de fondations.

Nos moyens d'intervention et nos activités principales :

- Sondages carottés
- Forages destructifs, diagraphies
- Pénétrromètres statiques
- Pénétrromètres dynamiques Sermès
- Pressiomètres
- Forages et essais d'eau
- Etudes hydrogéologiques
- Laboratoire de Mécanique des Sols
- Rapports géotechniques
- Missions d'ingénieurs - Conseils

Des prestations de qualité, le souci de l'efficacité. Consultez l'Entreprise BOTTE.

Siège social : 3, rue Thibaud, 75014 PARIS

Bureaux et Ateliers : 62, rue des Meuniers, 92220 BAGNEUX. Tél. : (1) 664-31-50

Agence Nord : 96 bis, rue de Paris, 59200 TOURCOING. Tél. : (20) 24-77-12



Compagnie générale de travaux d'hydraulique

**4, rue Gambetta - 59350 SAINT-ANDRÉ
Tél. (20) 51.51.50**

Forages d'eau, captages
Sondages hydrogéologiques
Rabattements de nappes par forages
et par well-points
Sondages géotechniques
Essais pénétrométriques
Essais pressiométriques
Traitement des sols
Remplissage de carrières
Fondations spéciales :
*Pieux battus moulés - Pieux forés tubés - Pieux
vibrofoncés - Pieux forés de grand diamètre jus-
qu'à 40 m de profondeur - Pieux tarière creuse -
Pieux vissés moulés - Parois berlinoises - Injection
- Parois moulées dans le sol - Tirants d'ancrage -
Micro-pieux Type I et Type II*