LES PROPRIÉTÉS RHÉOLOGIQUES DE LA CRAIE ET LEUR INFLUENCE SUR LE PERCEMENT DE GALERIES

Communication présentée au
Comité Technique de la Société Hydrotechnique de France
le 20 mars 1970

PAR J.-L. DESSENNE * ET
P. DUFFAUT **

Introduction

La part relative désormais décroissante de l'énergie de lac dans la production française d'électricité a conduit à l'étude de stations de transfert d'énergie, par pompage en heures creuses et turbinage en pointe entre deux réservoirs indépendants des cours d'eau séparés par une différence d'altitude. Ce type d'aménagement pose d'importants problèmes de mécanique des roches, puisque le circuit hydraulique et la salle des machines sont très généralement en souterrain et c'est seulement d'études concernant la stabilité des ouvrages souterrains qu'il est question dans la suite.

Si le choix d'Electricité de France s'est fixé maintenant pour un premier aménagement, sur un site voisin de la vallée de la Meuse, à Revin (1), les premières reconnaissances détaillées ont porté en 1966 et 1967 sur un site plus proche de Paris. La vallée de la Marne à l'aval d'Epernay s'enfonce en effet de près de 200 m dans un plateau régulier et la topographie se prête bien à l'établissement des deux réservoirs. Leur distance horizontale est toutefois grande, car la pente du versant est douce, et ce trait morphologique, défavorable en soi puisqu'il allonge le circuit hydraulique, est aussi l'indice d'une roche tendre.

Cette roche, c'est la craie, la seule roche peut-être dont les qualités paraissent si peu sujettes à variation qu'on a l'habitude d'accompagner son nom de l'article défini, sans aucun qualificatif. Elle occupe une grande surface au centre des bassins sédimentaires de Paris et de Londres et règne sur une épaisseur totale qui peut dépasser 500 m.

Elle a donné son nom à l'étage supérieur de l'ère secondaire, le Crétacé.

Si cette roche est un matériau familier pour les enfants et leurs professeurs au tableau noir, familier aussi pour tous ceux qui ont étudié ou réalisé des fondations dans le Bassin Parisien, et même pour ceux qui ont creusé à fleur de peau les interminables caves champenoises, c'était un matériau nouveau et quelque peu inquiétant pour l'industrie hydroélectrique dont les ouvrages souterrains sont plus souvent dans les granites. C'est cette inquiétude qui a motivé l'étude de la craie, au laboratoire et en place.

On résume d'abord les propriétés étudiées, dont une grande partie a déjà été publiée (1), et dans une deuxième partie on aborde les problèmes de stabilité des cavités dans la craie. (Les essais de laboratoire ont été effectués d'abord à Albertville, au Centre d'essais de la région d'équipement hydraulique Alpes Nord (EDF) puis à Grenoble, au laboratoire de Mécanique des sols de l'Université).

1. — La craie

1.1 Identification.

En réalité la craie n'est pas identique à elle-même dans toute l'étendue du bassin sédimentaire de Paris et Londres, ni surtout sur toute l'épaisseur de la série crétacée. Pour le projet de tunnel sous la Manche, par exemple, on a choisi la partie inférieure de l'étage, parce qu'elle était dans cette zone la moins perméable. Il convient donc de préciser qu'il s'agit ici d'une craie sénonienne (donc plutôt au sommet de l'étage) et que les résultats ne doivent pas

* Ingénieur Géologue E.N.S.G., attaché de Recherches au C.N.R.S., Institut Dolomieu, Grenoble.

** Ingénieur Civil des Mines, Electricité de France, Direction de l'Équipement, Division Géologie Géotechnique.

(1) Où les travaux définitifs sont engagés en 1970.

(1) DESSENNE, COMES, DUFFAUT, GÉRARD. Congrès International de Mécanique des Sols, Mexico, 1969.

1/ La craie, au microscope électronique à balayage.

Les cristaux élémentaires, souvent plus petits qu'un micron (fragments de squelettes fossiles — coccolithes — parfois bien visibles au grossissement le plus fort) sont assemblés en agrégats serrés laissant entre eux des cavités importantes.

Chalk under the scanning electron microscope.

The elementary crystals form close aggregates with large spaces between them; they are frequently smaller than 1 micron and consist of fossil skeleton fragments (coccoliths) which are sometimes clearly visible under maximum magnification.

être étendus sans précaution. En particulier on notera l'absence totale de silex.

Aux affleurements (rares) ou en souterrain, la craie est une roche blanc grisâtre, légère, très tendre (l'ongle s'y enfonce). A peine humide aux affleurements et dans les caves, elle est gorgée d'eau, au-dessous de la nappe. En souterrain où les conditions d'observation sont meilleures, on constate l'absence de diaclases et de joints de stratification. Le massif de craie est donc beaucoup plus continu que tout autre massif rocheux. En dehors d'une couche superficielle, le long du versant, le tunnel de reconnaissance long de 1 km n'a rencontré qu'un petit nombre de failles marquées d'ailleurs d'une simple pellicule remaniée. Difficile à apprécier, le rejet de ces failles paraît insignifiant.

Caractéristiques physiques principales :

poids spécifique du squelette	2,7
densité apparente d'un échantillon naturel	2,0
densité apparente d'un échantillon séché	1,6
teneur en eau (poids d'eau ramené au poids sec) ..	0,25
porosité (volume de vide ramené au volume apparent)	0,40
limite de plasticité de la craie remaniée	17
limite de liquidité de la craie remaniée	26
perméabilité (en cm/s)	10 ⁻⁷

Ces chiffres apparentent la craie aux sables très fins, silts et argiles et il n'y a pourtant pas d'argile dans la craie étudiée. Au contraire elle est formée exclusivement de carbonate de calcium sous sa forme cristalline habituelle, la calcite, provenant essentiellement du squelette calcaire d'animaux microscopiques.

A la loupe ou au microscope optique, la structure de la craie n'apparaît pas, et il a fallu pour la décrire convenablement utiliser la microscopie électronique. Les paléontologues l'emploient pour déterminer les fossiles, innombrables dans certains lits privilégiés. En dehors de ces cas, la craie apparaît comme un assemblage assez lâche de plaquettes ou grains monocristallins de l'ordre du micron, séparés par des interstices plus petits. En outre, des agrégats de grains relativement serrés sont séparés par des espaces plus importants. C'est donc une structure à deux échelles de pores, tout à fait classique dans les sols meubles. (La forme des cristaux permet d'ailleurs des agrégats plus serrés qu'avec des grains sphériques) (fig. 1).

Cette porosité de 0,40 normale pour un sol, est tout à fait exceptionnelle pour une roche et seules quelques roches volcaniques l'atteignent (ou même la dépassent). (Ainsi la densité apparente de certaines laves bulleuses et de certains tufs peut elle descendre au-dessous de 1, pour une porosité qui dépasse alors 0,6). La figure 2 classe les roches d'après leur porosité, et sépare les roches fissurées, dont tous les

2/ Classement des roches en fonction de leur porosité.

Echelle logarithmique décroissante vers le bas à partir de 1.

Rock classification by porosity.

The diagram is to a logarithmic scale decreasing from 1 downwards.

3/ Rupture de la craie en compression simple.

La craie sèche donne des surfaces de rupture par extension, rupture fragile à nerfs caractéristiques, parallèles à l'effort; la craie saturée se partage suivant une surface inclinée à 60°.

Failure of chalk under unconfined compression.

Dry chalk shows extension fracture surfaces, a brittle fracture with distinctive rib markings running parallel to the applied force. Saturated chalk shows a surface of fracture at 60°.

vides ont une épaisseur négligeable, des roches poreuses où certains d'entre eux au moins ont une forme isodiamétrique. La craie, qui ne comporte pas du tout de fissures, peut donc servir de modèle pour l'étude des roches poreuses.

1.2 La craie, solide fragile.

En compression monoaxiale (fig. 4), la craie se comporte comme un solide élastique fragile. La craie sèche se déforme linéairement jusqu'à séparation brutale suivant des plans parallèles à l'effort (rupture en colonnettes). La craie saturée d'eau se déforme davantage, pour un même effort, et la courbe manifeste une certaine convexité dans sa partie supérieure. La séparation brutale se produit à peu près pour le même raccourcissement, de l'ordre de 2,5 à $3 \cdot 10^{-3}$, et cette valeur est grande par rapport à celle d'autres matériaux fragiles. Le type de rupture est différent, la séparation se fait par glissement le long d'une surface plane inclinée à 60° environ (fig. 3).

Tableau 1
Résistance monoaxiale de la craie (en bars)

TENEUR EN EAU	DIRECTION	COMPRESSION	TRACTION
Craie sèche	verticale	100 à 120	8
	horizontale	80 à 100	10
Craie saturée	verticale	50	6
	horizontale	30	9

On notera l'inversion de l'anisotropie lorsqu'on passe de la compression à la traction, qui s'explique bien si la rupture en compression est due à l'extension transversale de l'échantillon.

Les valeurs données pour la craie sèche correspondent à un séchage en étuve à température modérée. Lorsque la température de séchage croît, cette résistance augmente jusqu'à doubler et des essais seront entrepris pour le séchage sous vide. Ces premiers résultats s'ajoutent donc à ceux des études citées par M. Morlier (exposé précédent à la même réunion).

Le *module de Young* est donc nettement plus grand pour la craie sèche. Il varie beaucoup lorsque la porosité varie un peu (en sens inverse). Pour une porosité donnée, il est anisotrope, plus élevé, dans la direction perpendiculaire à la stratification. La résistance en compression simple varie dans le même sens, pour conserver toujours égale la déformation à la rupture. Le *coefficient de Poisson* est faible pour la craie sèche (mais il augmente avec la charge), plus élevé pour la craie saturée (où l'eau s'oppose au changement de volume).

La figure 5, empruntée à Don DEERE utilise pour le classement des roches deux échelles logarithmiques l'une pour les résistances à la compression, l'autre pour les modules de Young. La déformation à la rupture est donc constante sur les parallèles à la première bissectrice. Cette propriété est particulièrement utile chaque fois que des matériaux différents sont associés dans un même ouvrage.

Il est remarquable que ces modules mesurés sur échantillons à l'échelle du décimètre ont été vérifiés sur le terrain, par diverses méthodes : l'essai à la plaque a donné des valeurs par défaut sans doute, mais seulement de moitié, égales à ce qu'on obtient souvent dans les granites fracturés, soit 20 à 30 000 bars; l'utilisation des déformations autour de la plaque, l'emploi du vérin plat en saignée et du dilatomètre cylindrique en sondage ont donné au contraire des résultats compris entre 40 et 70 000, quelquefois donc plutôt supérieurs au module « de laboratoire ». Le module sismique lui aussi est encore du même ordre de grandeur. On notera que la célérité des ondes dans la craie sèche est plus faible que dans la craie

4/ Déformation de la craie en compression simple.

1 et 2 : craie saturée; 3 : craie sèche.

Deformation of chalk under unconfined compression.

1 and 2: Saturated chalk; 3: Dry chalk.

5/ Classement des matériaux d'après leur module d'élasticité et leur résistance en compression simple.

Echelles logarithmiques; les droites à 45° sont graduées en R_c/E qui représente la déformation à la rupture pour un matériau élastique fragile. C'est l'inverse du « modulus ratio » de Don Deere qui est l'auteur de ce type de représentation (cf. *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Stagg et Zienkiewicz, Londres, 1968).

Classification of materials by elastic modulus and unconfined compressive strength.

This is plotted to a double logarithmic scale. The straight lines at 45° represent the breaking strain of a brittle elastic material R_c/E , which is the reciprocal of the modulus ratio given by Don Deere, the originator of this type of representation (see *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Stagg and Zienkiewicz, London 1968).

6/ Essai triaxial non drainé sur la craie saturée.

Pression latérale $\sigma_3 = 30$ bars.

Undrained tri-axial test on saturated chalk.

Lateral pressure $\sigma_3 = 30$ bars.

7/ Echantillon déformé par essai triaxial à sec.

Craie sèche, pression latérale 300 bars, déformation axiale moyenne 0,6; les deux familles de plans de cisaillement sont bien visibles.

Deformed dry tri-axial test sample.

Dry chalk. Lateral pressure 300 bars. Mean axial deformation 0.6. The two shear plane families are clearly visible.

8/ Essai triaxial sur la craie sèche.

Pour diverses valeurs, de 100 à 900 bars, de la pression latérale. Les hachures situées sur chaque courbe au-delà du maximum correspondent à l'apparition des plans de cisaillement.

Tri-axial test on dry chalk.

Lateral pressures ranged from 100 to 900 bars. The hatching beyond the peak of each curve shows where shear planes appeared.

Tableau 2			
Module d'élasticité de la craie (en bars)			
TYPE D'ESSAI ET DE MESURE	DIRECTION	DOMAINE DE CONTRAINTE	MODULE (en bars)
Laboratoire craie sèche	?	0 - 50 bars	70 000
Laboratoire craie saturée	verticale horizontale	0 - 30 bars	60 000 40 000
Essai à la plaque	verticale (calotte) horizontale	0 - 60 bars	32 500 22 500
Dilatamètre en sondage	verticale horizontale	0 - 40 bars	40 000 50 000
Enfoncement de la paroi autour de la plaque	verticale (calotte) horizontale	?	70 000 60 000
Vérin plat	verticale	20 - 40 bars	90 000
Sismique réfraction	horizontale	0	66 000

mouillée, ce qui se constate aussi dans les sols lâches (2 200 m/s contre 2 300 m/s).

Parmi tous les sites d'essais sur le terrain réalisés par E.D.F., c'est le seul pour lequel un tel accord a été trouvé entre les diverses méthodes. En outre l'interprétation des essais a toujours été aisée, et la dispersion des résultats est restée beaucoup plus limitée qu'ailleurs. On peut attribuer tous ces avantages à la continuité du massif de craie.

9/ Variation de densité pendant les déformations triaxiales.

Pour les mêmes valeurs de la pression latérale (hachures, cf. fig. 8).

Density variation during tri-axial deformation.
Lateral pressures and hatching as for Figure 8.

Quant à la rupture, elle se produit aussi à l'échelle du tunnel, et pour la même valeur de la contrainte qu'au laboratoire. Cette affirmation résulte toutefois d'un raisonnement et non de mesures simultanées : pour diverses profondeurs inférieures à 100 m les mesures de contrainte au vérin plat ont montré que le tenseur contrainte initiale avant perforation des tunnels était très voisin d'une *pression hydrostatique* définie par la hauteur de la couverture. Dans cette hypothèse, la contrainte tangentielle à la paroi d'un tunnel est doublée par le creusement. Comme le tunnel devait s'enfoncer à plus de 125 m (couverture correspondant à peu près à la charge de rupture en compression simple) l'alerte avait été donnée au chantier, en prévision de difficultés nécessitant un soutènement. Or ces difficultés sont apparues très exactement à l'endroit prévu, sous la forme d'un *écaillage* tout à fait comparable, en moins brutal, à celui des mines profondes d'Afrique du Sud, et du tunnel du mont Blanc.

Ces caractères font de la craie une roche privilégiée, la seule peut-être dont le comportement élastique fragile est le même dans le massif et au laboratoire, grâce à l'absence totale de fissuration.

1.3 La craie, solide ductile.

La compression triaxiale non drainée de la craie saturée comporte deux phases (fig. 6) : une branche élastique jusqu'à un pic peu marqué, suivie d'une déformation indéfinie, dont la plus grande partie est permanente. C'est donc un comportement *purement plastique* caractérisé comme celui des argiles et celui des métaux mous (aluminium par exemple) par un critère de Tresca qui prend d'ailleurs une valeur intermédiaire (argile, moins de 1 bar, craie 30 bars, aluminium ~ 100 bars). Après essai l'échantillon montre seulement un changement de forme, sans fissuration ni altération appréciable. La présence de l'eau s'oppose à tout changement de volume permanent et justifie l'hystérésis des cycles éventuels.

Sur la craie sèche, le comportement dépend de la pression latérale. Au-dessous de 100 bars, il reste élastique fragile et l'échantillon se sépare en deux parties suivant un plan à 60°. A partir de 100 bars, il est possible d'augmenter la déformation considérablement, c'est le *domaine ductile*, qui a été exploré en contrainte latérale jusqu'à 1 000 bars, et en déformation jusqu'à 0,5 (1). C'est seulement aux faibles pressions latérales, 100 et 150 bars, que les courbes ($\sigma_1 - \sigma_3$, ε) présentent une branche initiale rectiligne limitée par un coude bien marqué. Au-delà elles sont convexes dès l'origine. Toutes ces courbes s'infléchissent jusqu'à un maximum, puis redescendent vers un palier (à condition de tenir compte de la variation de section qui caractérise la déformation en barillet). On notera que les maximums correspondent à des déformations de 2 à 3 dixièmes, alors que le pic de la craie saturée était proche de 2 centièmes (fig. 7 et 8).

L'observation des barillets a montré d'abord l'augmentation de densité des échantillons, ensuite l'apparition, aux environs du pic, d'une double famille de fissures planes, siège de glissements relatifs. Mais les échantillons gardaient une cohésion appréciable. On a donc tenté (avec succès) d'extraire les échantillons à chaque étape de déformation de 5 centièmes, afin d'en étudier la densité par transmission gamma (2). La figure 9 montre les résultats de ces

(1) Cette étude déborde évidemment les conditions attendues dans les ouvrages souterrains projetés et complète le travail de thèse de M. DESSENNE.

(2) Thèse de WACK et DAYRE, DESSENNE et WACK : 2^e Congrès international de mécanique des roches, Belgrade, 1970.

10/ Cercles de Mohr limites de la craie.

a) craie saturée / b) craie sèche, à la même échelle / c) craie sèche, échelles divisées par 10.

Les figures b et c montrent d'abord une enveloppe fermée, enveloppe qui correspond à la rupture du squelette, même en compression triple, puisqu'elle comporte le point $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 200$ bars. La figure c montre en outre les deux droites enveloppes des cercles de Mohr qui correspondent au maximum et à l'asymptote horizontale des courbes de la figure 8.

Limit Mohr circles for chalk.

a) Saturated chalk / b) Dry chalk, to the same scale / c) Dry chalk, scales 1/10th of above.

b) and c) show a closed envelope denoting skeleton failure (even under triple compression as there is a point for $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 200$ bars). In addition c) shows the two straight line envelopes for the Mohr circles corresponding to the peak and horizontal asymptote of the curves in Figure 8.

mesures. L'augmentation de densité atteint 30 %, ce qui correspond à une diminution de près de moitié de la porosité.

On peut traduire les seuils des différents comportements par des enveloppes de cercles de Mohr sur les graphiques (σ , τ), de la figure 10. Le *comportement élastique* est limité par une courbe fermée même à droite, puisqu'elle ne dépasse pas le cercle (100 - 250) (1). Au-delà les cercles correspondant aux maximums de la figure 8 ont pour enveloppe une droite de Coulomb. Au-dessous de cette droite, le comportement est un *écrouissage*, au-dessus on peut l'appeler *pseudo-plasticité*. En effet la déformation comporte des déplacements suivant des plans privilégiés. Si ce comporte-

(1) M. MORLIER a donné une courbe de ce type pour un bronze fritté dans un exposé au Groupe français de Rhéologie (Cahier en publication, 1970).

11/ Fluage et recouvrance sur craie saturée.

Soumise à 23 bars de compression simple ($0,7 R_c$), pendant 3 h. La courbe inférieure représente la déformation transversale (au signe près).

Saturated chalk creep and recovery.

Sample under 23 bars unconfined compression ($0,7 R_c$) for three hours. Transverse deformation is denoted by the lower curve (neglecting sign).

12/

13/

14/

12/ Déformation différée fonction de la déformation instantanée. Pour une faible déformation, le cycle se ferme, il n'y a guère de déformation permanente. Au-delà la déformation différée augmente plus rapidement et le cycle ne se ferme plus.

Delayed deformation as a function of instantaneous deformation.

In the lower deformation range the cycle is a closed one but becomes an open one at higher values as delayed deformation increases more rapidly.

13/ Essais de fluage de 3 h.

Sur craie saturée soumise à la compression simple, pour diverses fractions de la résistance R_c .

Three-hour creep tests.

On saturated chalk under unconfined compression for various fractions of the strength R_c .

14/ Equilibre d'un tunnel circulaire dans un milieu isotrope soumis à une contrainte initiale hydrostatique.

a) le cercle de Mohr de centre p et de diamètre $2p$ est intérieur à la courbe intrinsèque (à droite, les axes σ et τ étant à 90° de l'usage habituel). L'équilibre est partout élastique. La courbe inférieure donne le déplacement radial / b) le cercle de centre p tangent à la courbe intrinsèque définit la limite du comportement élastique. Le cercle de Mohr à la paroi est tangent à l'axe des τ et à la courbe intrinsèque. La distribution des contraintes dans l'anneau plastique est ici schématisée par deux segments de droites.

Equilibrium of a circular tunnel in an isotropic medium under initial hydrostatic stress.

a) The Mohr circle of centre p and diameter $2p$ lies inside the intrinsic curve (the σ and τ axes on the right are at 90° to their usual positions). Equilibrium is elastic throughout. Radial displacement is given by the lower curve / b) The circle of centre p tangent to the intrinsic curve denotes the limit of elastic behaviour. The Mohr circle at the wall is tangent to the τ axis and the intrinsic curve. The stress distribution in the plastic annulus is shown schematically by the two straight line sections.

ment est comparable à celui d'un milieu pulvérulent, il y a toutefois une cohésion appréciable de l'ordre d'une dizaine de bars que l'échelle du graphique ne permet pas d'apprécier.

Aux essais triaxiaux on peut rattacher les essais de cisaillement avec la boîte Lundborg (double cisaillement de cylindres soumis à une pression axiale dans un logement suffisamment ajusté pour que la déformation transversale se traduise par une certaine sollicitation triaxiale). Ces essais (1) permettent de préciser le comportement de la craie au voisinage de l'axe des τ .

Tableau 3 <i>Résistance au cisaillement de la craie (en bars)</i>		
CONTRAINTES NORMALES	CRAIE SÈCHE	CRAIE SATURÉE
0	20	10
10	—	20
25	—	25,5
50	—	29,5
100	66	25
150	85	26

(Ces résultats se sont montrés plus dispersés que les précédents, et aussi sujets à des variations plus importantes le long du tunnel de reconnaissance, les résultats du tableau s'appliquent au point 300).

Sur le terrain, deux types d'essai ont permis de dépasser la limite élastique : le dilatomètre en sondage a mis en évidence le développement d'une zone plastique autour du forage à partir de 30 bars environ ; l'essai à la plaque a été poussé jusqu'au poinçonnement, atteint à 125 bars.

1.4 Viscosité de la craie.

La courbure de la courbe de compression monoaxiale de la craie saturée (fig. 4) dépend de la vitesse de chargement, et cette influence du temps est à rapprocher de la faible perméabilité du matériau. Lorsqu'une charge appliquée rapidement est maintenue constante, la déformation augmente avec le temps conformément à la figure 11, et ce fluage se poursuit, pour autant que la charge soit inférieure à une valeur critique, à vitesse décroissante. De même après décharge on constate une évolution analogue.

Dès les faibles contraintes, la déformation différée de fluage se manifeste, et reste une fraction constante (fig. 12) de la déformation instantanée. Les cycles se referment. Au-dessus d'un seuil, la part de la déformation différée augmente, et les cycles ne se ferment plus. Au comportement visco-élastique se superpose un comportement plastique.

Des essais de longue durée (jusqu'à un an) ont été faits pour des charges croissantes, exprimées sous forme d'une fraction de la résistance en compression monoaxiale. La figure 13 donne le début de l'évolution, sur une durée plus courte. Jusqu'à $0,5 R_c$, la déformation se stabilise, au-

dessus elle se poursuit plus ou moins rapidement et on a obtenu un grand nombre de ruptures différées. On peut donc considérer que la résistance ultime (1) de la craie saturée n'est guère supérieure à la moitié de sa résistance instantanée.

Cette conclusion n'a pas de conséquence en matière de tunnel car la déformation permanente a pour effet de limiter automatiquement la contrainte à la paroi à une valeur admissible en reportant l'effort à l'intérieur du massif. Et en effet on n'a constaté aucune rupture différée dans les tronçons qui n'ont pas souffert des ruptures instantanées. Elle s'appliquerait au contraire à des piliers isolés.

1.5 La craie remaniée.

La pointe du marteau-piqueur, les roues des tracteurs, mais aussi le moindre choc avec un objet métallique transforme localement la craie en une sorte de pâte plastique, facile à délayer jusqu'à un comportement liquide. En effet on rappelle que la teneur en eau de la roche naturelle est pratiquement égale à la limite de liquidité de la roche remaniée.

C'est cette bouillie de craie qui a posé les problèmes de chantier les plus difficiles, non pas tellement par son adhérence aux outils, mais parce qu'elle obturait les pompes et circuits d'exhaure et surtout parce qu'elle se développait aux dépens du radier sur une épaisseur telle que toute circulation devenait rapidement impossible. Pour assurer l'exhaure, on a dû ajouter un débit d'eau claire, suffisant pour améliorer la dilution. Pour assurer la circulation il a fallu se résoudre, après l'abandon de palliatifs inefficaces, ballast, traverses de chemin de fer, etc., à bétonner complètement le radier sinon à l'avancement, du moins à l'échelle de la semaine.

Cette même bouillie a été obtenue par vibration et c'est probablement le problème le plus important pour les exploitants de machines tournantes : sous l'effet d'un petit moteur à balourd, des modèles réduits de massifs de béton, coulés à même la craie non remaniée, ont été arrachés en quelques heures, la bouillie remontrant alors le long de leurs parois latérales. Une étude plus complète serait nécessaire pour déterminer si possible des critères de dimensionnement des massifs assurant la sécurité.

2. — Applications aux ouvrages souterrains

2.1 Le tunnel circulaire élasto-plastique sans soutènement.

La continuité, l'homogénéité et l'isotropie (2) de la craie en font un matériau privilégié pour appliquer les théories classiques élémentaires de déformation et de résistance, c'est-à-dire l'élasticité linéaire puis au-dessus d'un seuil, la plasticité. Il est commode de remplacer les forces de volume dues à la pesanteur par des forces extérieures agissant sur un contour fictif loin des cavités à étudier, et cette hypothèse est acceptable dès que la profondeur d'un ouvrage souterrain est assez grande par rapport à sa hauteur pour qu'on puisse négliger la variation de couverture sur la hauteur de l'ouvrage. On se donne donc, dans un milieu

(1) Suivant la définition adoptée par M. MORLIER, résistance à une charge maintenue indéfiniment.

(2) On a noté une anisotropie modérée du module et de la résistance en compression monoaxiale, mais on la néglige ici.

(1) Présentés dès 1967 au Symposium d'Oslo par MM. COMES et DESSENNE.

non pesant, un tenseur contrainte défini d'après la couverture, et si possible d'après des mesures sur le terrain (cf. 1.2). Les résultats déjà signalés permettent de se borner à une pression hydrostatique ce qui simplifie considérablement le problème.

Par hypothèse, le problème du tunnel circulaire de rayon R est de révolution et sa solution élastique fort ancienne : sur un rayon les contraintes principales radiale et tangentielle s'écartent symétriquement de p (fig. 14 a). À la paroi $\sigma_r = 0$; $\sigma_\theta = 2p$; lorsqu'on s'éloigne, la différence $|\sigma - p|$ décroît en $1/R^2$ c'est-à-dire qu'au-delà de $3R$, la variation de contrainte est négligeable. Les déformations sont décrites par les mêmes courbes mais les déplacements exigent une intégration à l'infini : la variation de rayon est :

$$\Delta R = pR(1 + \nu)/E$$

et ce déplacement ne décroît que comme $1/R$ lorsqu'on s'éloigne. Il est donc de $\Delta R/3$ à la distance $3R$, il ne devient négligeable qu'au-delà de dix rayons. On notera que les contraintes ne dépendent pas de R , et que les déplacements sont proportionnels à R .

Si le domaine élastique est limité par la rupture fragile, celle-ci se produit sur tout le périmètre, les fragments se détachent, et l'écaillage se poursuit donc. Au contraire la déformation plastique idéale limite la contrainte au seuil de plasticité. La distribution des contraintes est alors du type dessiné sur la figure 14 b : à la paroi le cercle de Mohr est minimum et il grandit lorsqu'on pénètre à l'intérieur de l'anneau déformé plastiquement pour diminuer ensuite dans le domaine élastique. Le calcul exact suppose une courbe intrinsèque définie, aussi simple que possible et en outre une hypothèse sur la variation de volume entraînée par la déformation plastique. Ces hypothèses sont généralement une droite de Coulomb et un volume constant et elles permettent alors le calcul du rayon R_e limite des zones élastique et plastique (1). Rappelons que la théorie est muette sur la durée de cette déformation plastique.

L'application de la théorie de la plasticité conduit donc à un état d'équilibre, même dans un milieu pulvérulent non pesant. Un minimum de cohésion est nécessaire pour assurer la stabilité de la paroi, puisque en réalité le milieu est pesant. La moindre peau (2) peut remplacer cette cohésion en assurant seulement l'arc-boutement des grains superficiels.

La principale différence entre la théorie et la nature, c'est que la déformation plastique transforme le matériau. Pour les massifs rocheux fracturés par exemple, elle se traduit par un ensemble de mouvements relatifs le long de fissures préexistantes, qui font décroître la cohésion jusqu'à l'annuler; par des rotations des blocs dont les angles s'écaillent; par une augmentation considérable du volume des vides et donc de la déformabilité. Ainsi peut-on expliquer les surcharges localisées qui déforment les soutènements les plus robustes. Si on revient au problème idéal de révolution, il faut tenir compte de courbes intrinsèques de plus en plus basses et l'épaisseur de l'anneau plastique augmente considérablement.

(1) GOGUEL : Répartition des contraintes autour d'un tunnel cylindrique. Ann. P.C., mars-avril 1947; LABASSE : Les pressions de terrains dans les mines de houille. Rev. Univ. Mines, janvier-février 1959; MANDEL : Les calculs en matière de pressions de terrains. Rev. Indust. Minérale, janvier 1959; SIRIEYS : Champs de contraintes autour des tunnels circulaires en élasto-plasticité. Rock Mech. and Eng. Geol., n° 1, 1964.

(2) Au sens de VIDAL, la Terre armée, Ann. ITBTP 1965.

2.2 La théorie du soutènement.

Si une pression p égale à la contrainte hydrostatique initiale pouvait être appliquée instantanément sur le contour circulaire, l'état de contrainte du massif ne serait pas modifié. Mais la mise en œuvre d'un soutènement n'est pas instantanée et sauf s'il comporte un dispositif de pré-contrainte, il n'exercera une pression qu'au prix d'un changement de rayon R .

La figure 15 a dont le principe est emprunté à Peck (1) indique le déplacement ΔR de la paroi circulaire pour diverses valeurs de p' qu'on peut appeler pression de stabilisation. La courbe $(p', \Delta R)$ lorsque p' décroît à partir de p comporte une partie rectiligne AB le long de laquelle l'équilibre reste élastique et une partie concave vers le haut BC jusqu'au point C défini plus haut comme l'équilibre plastique sans soutènement.

Les mêmes axes $p', \Delta R$ permettent de tracer la déformation des divers types de soutènement en fonction de la pression qu'ils exercent (fig. 15 b) et on peut donc superposer les deux graphiques, à condition de tenir compte de l'évolution éventuelle de ΔR en fonction du temps et de décaler convenablement l'origine de la seconde courbe (fig. 15 c). On constate ainsi, en se plaçant d'abord dans l'hypothèse plastique idéale, sans dégradation, que les revêtements les plus rigides sont ceux qui supportent les charges les plus élevées. S'il y a dégradation, la partie BC se déplace dans le temps qui s'écoule avant la mise en service du soutènement, de BC vers B'C', voire si la dégradation est poussée très loin vers une courbe AC'' qui ne rejoint jamais l'axe horizontal puisque toute cohésion est alors détruite.

L'objectif du soutènement n'est donc pas de supporter quoi que ce soit, mais seulement d'empêcher la dégradation ou du moins de la limiter. Pour atteindre cet objectif, deux conditions doivent être satisfaites : intervenir le plus tôt possible; et conséquence directe, agir au contact du massif sur tout le périmètre. Tout délai supplémentaire aggrave en effet la dégradation, tout espace libre entre massif et soutènement permet des mouvements qui augmentent le volume dégradé.

2.3 La pratique du soutènement.

Trois méthodes classiques ont été employées dans les travaux de reconnaissance dans la craie : le soutènement traditionnel par *cintres métalliques*, a été employé sur 250 m de long, dans toute la zone où la rupture fragile par écaillage était atteinte. Les cintres étaient mis en place au front, dans une saignée creusée avant l'abattage proprement dit, avec le plus souvent une protection en calotte par enfilage à partir du cintre précédent. Malgré l'écaillage ces cintres se sont montrés peu chargés et la situation n'a pas évolué pendant plus de six mois. Ainsi la zone de rupture fragile est-elle restée très limitée en épaisseur. Maintenus en place par les cintres, les écaillages ont joué le rôle de la zone plastique, au prix sans doute au moins au début, d'un certain foisonnement. On notera que les cintres étaient en fer à cheval sans liaison dans le radier avant le bétonnage hebdomadaire.

Le *boulonnage* n'a été essayé que dans le massif élastique afin de s'assurer de la possibilité d'ancrer les boulons dans les massifs de craie. On a rejeté *a priori* les boulons à tête expansive (2) au profit des boulons collés sur toute leur

(1) Congrès international de mécanique des sols, Mexico, 1970. Rapport sur l'état actuel des connaissances (en matière de tunnels).

(2) L'arrachement des boulons à coquilles a été obtenu avec un effort de 4 t. Au contraire dans une craie non saturée, ces boulons ont tenu 14 t à la station d'essai des pylônes à Sens.

15/ Détermination de la charge sur les soutènements.

a) déformation radiale en fonction de la pression de soutènement p' . AB est le domaine élastique, BC le domaine plastique sans dégradation. La dégradation remplace BC par B'C' voire par AC" / b) déformation radiale des soutènements en fonction de l'effort radial; la forme de la courbe dépend du type de soutènement, sa pente dépend évidemment aussi de la quantité d'acier, de bois ou de béton / c) par superposition on obtient l'effort radial sur un soutènement particulier. Sauf pour la gunité, le délai de mise en place se traduit par un décalage de l'origine pour la courbe du soutènement et par une dégradation du rocher encaissant. Le croisement se déplace donc sur les courbes en tirets, et la charge peut s'élever.

Determination of support load.

a) Radial deformation vs. pressure on supports p' . AB is the elastic range. BC the plastic range without degradation. With degradation, BC is replaced by B'C' or AC" / b) Radial deformation vs. radial force. The shape of the curve depends on the type of support, and its slope on the quantity of steel, wood or concrete used / c) The radial force on given support is found by superposition. Except for gunité, the time required for support placing shows up as a shift in the support curve origin and by degradation of the confining rock. Thus, the point of intersection moves along the dashed curves, and the load may increase.

longueur, bien que ceux-ci ne permettent pas d'appliquer une précontrainte aussi bien répartie. Le collage à la résine s'est avéré satisfaisant et durable, même avec une tension de service élevée, à condition d'utiliser des plaques extérieures d'assez grande surface. Aux essais on a pu atteindre 15 et 16 t sans arrachement sur des boulons de diamètre habituel (25 mm). Ces essais ont été une première occasion de mettre en œuvre des dynamomètres photoélastiques mis au point en Angleterre par Roberts pour l'auscultation des boulons (1).

On n'a pas utilisé les boulons dans la zone écaillée, mais leur emploi systématique au tunnel du mont Blanc dans des conditions beaucoup plus difficiles a montré leur efficacité (2). L'auscultation de l'ouvrage a révélé en effet la très faible épaisseur (généralement inférieure à 50 cm) de la zone brisée. Ainsi des boulons de longueur modérée, (2 à 3 m) même à l'échelle d'un grand tunnel, peuvent assurer un soutènement définitif.

Enfin on a essayé une méthode plus moderne encore souvent diffusée sous le nom de « nouvelle méthode autrichienne », c'est le *gunitage immédiat* des parois du massif.

Dans le cas où il n'y a pas rupture fragile mais déformation plastique, la couche de gunité suffit à empêcher la dégradation, tout en restant très déformable puisqu'elle est au début mince et souple.

Un essai a été fait d'abord pour vérifier l'adhérence de la gunité au massif de craie. Quelques tentatives limitées ont suivi plus tard, dans la zone à rupture fragile, qui permettent de penser que ce procédé pourrait être efficace. Sa mise en œuvre était toutefois dangereuse et il convenait de mettre au point un matériel de projection susceptible d'être manipulé à distance.

Le mérite d'une telle méthode est d'éviter toute dégradation, et la figure 15 c montre que c'est ainsi qu'on se rapproche le plus du point d'équilibre idéal C. L'efficacité de la gunité reste toutefois liée à la continuité du massif. Dans un rocher fissuré, le mouvement relatif des fis-

sures peut rendre nécessaire l'adjonction de systèmes d'armatures, par exemple des tôles nervurées et cintrées (1).

Le même résultat est atteint par la *méthode tchécoslovaque* et permet de réfuter une légende tenace, qui provient d'un parallèle erroné entre exploitations minières et tunnels isolés : on croit trop souvent que l'efficacité d'un soutènement tient à son aptitude à encaisser les grandes déformations liées à la décompression.

C'est seulement lorsqu'une importante décompression a eu le temps de se manifester que cette thèse est valable, comme le démontre l'expérience récemment tentée par les mineurs de Campine (2). Le soutènement traditionnel des bouvaux (3) était réalisé par de lourds claveaux préfabriqués en béton (fig. 16) et un tel soutènement aurait été

(1) WOHLBIER et NATAU, Symposium d'Oslo, 1969.

(2) VAN DUYSE, Symposium d'Oslo, 1969.

(3) Mot qui désigne les tunnels de desserte d'un chantier d'exploitation non situés dans la couche exploitée.

16/ Soutènement des bouvaux de Campine.

D'après Van Duyse, a) méthode traditionnelle / b) méthode tchécoslovaque comportant une mise en œuvre mécanisée très rapide et un blocage par injection qui empêche la dégradation.

'Bouvaux de Campine' support.

After van Duyse; a) Conventional method / b) A Czechoslovak method of mechanised ultra-rapid application and grouting to secure the foundations and prevent degradation.

(1) Congrès de Lisbonne, 1966.

(2) PANET, Ann. ITBTP, 1969.

irrémédiablement détruit sans l'interposition de feuilles de contreplaqué pour lui donner une possibilité de serrage.

Les mineurs belges ont eu l'audace de faire confiance à la théorie, ils ont remplacé les lourds claveaux par de minces coquilles toujours préfabriquées en béton, mais mises en place quatre fois plus vite, et aussitôt bloquées par injection de mortier à prise rapide. La grande déformation n'était donc nécessaire que pour pouvoir rattraper sur le clavage progressif de l'anneau la distribution désordonnée des efforts développée pendant la décompression.

2.4 Le revêtement définitif.

Il est d'usage, dans les projets d'ouvrages souterrains, de séparer la période d'exécution et la période de service normal. Ainsi le projeteur justifie-t-il un *revêtement définitif* sans tenir compte des procédés d'exécution, même lorsqu'ils comportent un soutènement provisoire. D'après les raisonnements qui précèdent, il est clair au contraire que l'ouvrage étant exécuté, il n'y a plus aucune fonction porteuse à assurer — à moins de circonstances particulières parmi lesquelles on peut citer la résistance à une pression d'eau extérieure, ou l'exécution de nouveaux souterrains à proximité. Il est d'ailleurs tout à fait exceptionnel que l'on signale des désordres après la fin des travaux.

Les mesures d'auscultation entreprises après l'achèvement du tunnel du mont Blanc (Panet, *op. cit.*) ont bien montré que le rocher se supportait lui-même et ne chargeait en rien le béton.

Le problème se complique un peu pour des cavités de forme plus complexe, surtout si l'éclatement global de la section est en opposition avec l'anisotropie du tenseur contrainte, ou celle du critère de rupture. Il se complique aussi lorsque la forme de la section se modifie en cours de travaux, ce qui est particulièrement le cas des grandes salles des usines hydroélectriques souterraines.

L'usage veut en effet qu'on réalise d'abord une excavation très aplatie afin de bétonner la voûte, et de poursuivre les travaux à l'abri de ce béton. Si la composante verticale de la contrainte est prépondérante, comme c'est le cas le plus souvent, cette première cavité est beaucoup moins stable que la cavité finale. En outre le passage du stade initial au stade final s'accompagne d'une déformation qui peut briser la voûte bétonnée comme on l'a constaté en Australie à Tumut I.

C'est pour étudier précisément ce problème qu'on a

tenu à réaliser dans la craie un *modèle réduit* de l'usine, à l'échelle 1/5, à une profondeur de 90 m (afin d'éviter la rupture fragile signalée ci-dessus). Comme pour une salle véritable, l'excavation a été réalisée en plusieurs phases, d'après la figure 17, mais la voûte a été soutenue par boulonnage. La corde de la voûte a été mesurée pendant le creusement du stross et pendant les mois suivants.

Parallèlement, un calcul élastique a été mené par la méthode des éléments finis (1) (2). Ce modèle mathématique a permis de calculer non seulement les contraintes autour des phases successives mais aussi les déplacements, et par exemple la variation de longueur de la corde mesurée sur le modèle réduit. Le déplacement mesuré est resté trois fois plus faible que le déplacement tiré du calcul (environ 1 mm contre 3) alors que ce dernier ne peut être que par défaut puisque le modèle mathématique n'est pas infini. Une telle différence s'explique aisément par une accommodation plastique avec diminution de volume facilitée d'ailleurs par la faible vitesse des travaux d'excavation.

D'autres essais ont confirmé ces résultats, notamment par transmission de chocs tarés (3).

2.5 Retour sur le creusement et le soutènement.

L'abandon du projet au profit d'un site qui présentait plusieurs avantages a limité les moyens mis en œuvre dans l'essai sur modèle, et n'a pas permis l'exécution d'autres essais dont l'intérêt est apparu plus tardivement. Le recul nous montre en effet à quel point nous avons été surpris par le comportement de la craie, pourtant plus favorable, après réflexion, qu'il n'avait semblé d'abord sur le chantier. En face d'un terrain nouveau, il faut mettre au point des méthodes d'exécution nouvelles, et deux voies nouvelles peuvent être imaginées pour la craie :

La première, c'est de jouer sur le facteur temps. Même la rupture fragile n'apparaît pas immédiatement. Si la section du tunnel est assez petite, elle ne se manifeste pas du tout (un essai l'a montré, à l'extrémité du tunnel la plus

(1) Une étude photoélastique avait été envisagée, tenant compte de la voûte bétonnée.

(2) Effectué en 1967 par M. MAZENOT de la Division technique générale d'E.D.F., ce calcul est un des premiers en France appliqué à un problème souterrain. Une étude plus systématique des problèmes d'usines souterraines est actuellement en cours à la Division géologie géotechnique d'E.D.F.

(3) DAGNAUX, LAKHSMANAN et GARNIER, Congrès de Belgrade, 1970.

17/ Modèle réduit d'usine souterraine.

A gauche les phases d'exécution, à droite boulonnage de la voûte et position des bases de mesures (variations de largeur pendant et après le creusement).

Model of an underground power station.

The construction stages are shown on the left and arch bolting arrangements and measurement base positions on the right (width variation measurements during and after excavation).

18/ Saignées pour le réglage des déformations.

Assurant donc la limitation des contraintes : a) dans une pièce métallique pliée / b) autour d'une galerie circulaire (théorie) / c) autour d'une galerie polygonale (pratique conforme aux applications dans les usines souterraines de Poatina et de Takamaka).

Strain-control cuts.

Therefore stress-controlling a) in a bent metal component / b) around a circular tunnel (theoretical) / c) around a polygonal tunnel (a practical application as in underground power stations at Poatina and Takamaka).

chargée). Il doit être possible d'agrandir *lentement* une telle cavité initiale et de compter sur la diminution naturelle du volume pour écréter l'excès de compression à la paroi. Cette méthode est probablement inacceptable pour un tunnel long, à cause des délais qu'elle implique mais elle pourrait s'appliquer à des ouvrages courts, au moins dans certains cas.

La deuxième, c'est d'aider le volume à diminuer au voisinage de la paroi. Il suffit pour cela d'en enlever une partie et la méthode a été employée déjà au moins deux fois pour traiter des concentrations locales de contrainte, à Poatina en Tasmanie, puis à Takamaka, île de la Réunion, sur le conseil de M. Talobre. En pratique, on a foré seulement des forages voisins, la surcharge écrasant ensuite les cloisons. Il peut être nécessaire d'ailleurs de contrôler l'écrasement en plaçant dans les forages des tiges de bois par exemple. Dans les deux exemples cités, les forages étaient percés dans le plan de la section. Pour l'avancement d'un tunnel, on pourrait les percer avant l'abattage, et la craie est un matériau tout à fait favorable car le forage des trous est très rapide. L'emploi d'une telle méthode conduit toutefois à abandonner la symétrie de révolution et à adopter une forme polygonale pour concentrer justement les contraintes dans les zones où on a prévu de les « contrôler » (au sens anglais de ce verbe) (fig. 14). Aucun soutènement n'est plus alors nécessaire.

Une telle méthode a un caractère très général et elle est bien connue dans le pliage des métaux (crans de la fig. 18 a). Autour d'un tunnel circulaire, elle permet d'obtenir la même répartition de contraintes que l'anneau plastique idéal de la figure 14 b, mais cette fois sans zone plastique. Comme son principe est la diminution de la

déformation tangentielle à la paroi, on propose de l'appeler *soutènement par action sur les déformations* (ou sur les contraintes, ce qui revient au même). (En anglais, ce serait du strain-control). Un pendant de cette méthode s'applique au contraire à la zone décomprimée et au cas où la composante horizontale de la contrainte est insuffisante, notamment dans les cavités peu profondes, c'est le clavage au vérin plat. Comme l'exécution de saignées convenant à des vérins plats est difficile, on l'appliquera de préférence à la voûte bétonnée elle-même (exemple : le soutènement de la station Etoile du Réseau Express Régional du Métropolitain de Paris).

Conclusions

L'étude d'un matériau inhabituel aura été précieuse puisqu'elle a permis de mieux comprendre les rapports entre la théorie et la pratique des tunnels. S'il faut faire confiance à la théorie, il ne faut pas craindre de mettre en œuvre des méthodes nouvelles. En souterrain c'est toujours une méthode d'exécution défavorable qui est à l'origine des efforts constatés; autour d'une cavité isolée, le matériau naturel est en quantité pratiquement infinie et si sa résistance n'est pas complètement annulée il doit toujours être capable de suffire seul à son soutènement.

Cet exemple a montré aussi qu'en présence d'un problème inattendu comme la rupture fragile de la craie par écaillage, plusieurs années de réflexion peuvent être nécessaires avant de comprendre le phénomène et d'y trouver une parade.

Discussion

Président : M. RACT-MADOUX

M. le Président donne ensuite la parole à M. P. DUFFAUT, secrétaire du Comité de mécanique des roches et ingénieur à la Division géologie et géotechnique de l'E.D.F. qui présente la communication qu'il a établie en collaboration avec M. J.-L. DESSENNE, attaché de recherches au C.N.R.S.

M. le Président remercie M. P. DUFFAUT de son exposé qui s'enchaîne parfaitement avec celui de M. MORLIER relatif à la résistance des roches poreuses.

M. DUFFAUT n'a pas craint d'aborder sous un angle nouveau le problème du soutènement des galeries et certaines théories qui sembleront peut-être quelque peu révolutionnaires à certains constructeurs de tunnels.

Dans le comportement de la craie décrit dans la communication, dit M. HABIB, la craie apparaît comme un matériau ayant une viscoélasticité parfaitement linéaire au moins pour les petites déformations. Quelle est l'origine de cette viscoélasticité ? Peut-elle être attribuée à la saturation en eau de la roche ?

Certainement, répond M. DUFFAUT, l'eau est dans une large mesure responsable de la viscoélasticité observée.

M. RÉMÉNIÉRAS revient sur les moyens suggérés par les auteurs pour diminuer la concentration des contraintes en certains points singuliers. Il signale que dans les mines de charbon du centre de la France, les vieux mineurs utilisaient à cet effet un artifice un peu

analogue aux soutènements plastiques modernes. Il consistait à appointer la base des poteaux de piédroits du boisage classique d'une galerie à section trapézoïdale. De ce fait dans une première phase, sous la charge du terrain, ces piédroits s'enfonçaient progressivement sous des contraintes assez faibles permettant ainsi une certaine décompression de la roche autour de la galerie.

M. DUFFAUT remarque que l'adoption de soutènements métalliques dans les exploitations minières a conduit pour les mêmes raisons à utiliser des systèmes à portance réglable par coins, par frottement ou par un dispositif hydropneumatique. Mais comme l'a noté M. RÉMÉNIÉRAS le problème est ici très différent de celui d'une cavité (ou galerie) isolée dans un massif indéfini, qui intéresse l'entrepreneur de travaux publics.

Avez-vous étudié la question de la résistance de la craie en ce qui concerne le tunnel sous la Manche, demande M. MALAN.

Pas personnellement, répond M. DUFFAUT, mais, d'après la documentation qui m'a été communiquée, on se trouve là en présence d'une craie plus argileuse et sensiblement moins poreuse que celle que nous avons étudiée en Champagne. D'autre part le tunnel étant moins profond que celui que nous envisagions, le problème de la rupture fragile à la paroi ne se pose pas (bien que l'on soit proche de la limite admissible).

M. le Président remercie les auteurs de la communication et les personnes qui sont intervenues dans la discussion.

Abstract

The rheological properties of chalk and how they affect tunnelling operations

Research including laboratory and in-situ tests down to depth of 220 m on the behaviour of chalk was carried out for an underground pumping plant scheme in the Champagne region of France, but it has now been abandoned. Chalk is a soft, light, highly porous material and is saturated with water below the water table. Its particularly fine structure was described with the aid of an electron microscope.

Elastic modulus measurements produced the first evidence of remarkably close agreement between laboratory and in-situ data. Chalk shows no scale effect, which indicates a total absence of cracks. The formation is continuous even at a scale of 1 decametre. Modules and strength are affected by moderate axial anisotropy; strength of the rock is greater in a direction perpendicular to its stratification. Creep and the behaviour of chalk under tri-axial

load were also investigated, and the latter was found to result in a considerable reduction in volume. Reworking by impact or vibration converts this brittle rock into a soil near its liquidity limit.

The exceptional continuity and homogeneity of chalk and initial stresses very close to a hydrostatic distribution are good conditions for studies of the stability of underground works in elastic-plastic media. The exploration shaft showed the same rock-bursting below a depth of 120 m as in the Mont Blanc tunnel, though this 'danger signal' does not mean that the works are impracticable. It should be possible to avoid any drilling difficulties, especially by drilling vent shafts ahead of the work face to induce decompression. And, as in the Mont Blanc tunnel, the lining should not be designed to take the total load.