

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE



AVEC LA PARTICIPATION DES COMITES FRANÇAIS DE
MECANIQUE DES SOLS
MECANIQUE DES ROCHES
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

N°12

65 F

AOUT 1980



ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES
DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 12
AOUT 1980

sommaire

résumés	3
application de la mécanique des roches aux tunnels : cas des tunnels du Gran Sasso et du Fréjus (1ère partie) P. Lunardi	5
tentative d'interprétation des mesures faites aux tunnels du Fréjus et du Gran Sasso (2ème partie) P. Berest - P. Habib - Nguyen Minh Duc	44
tunnel du Fréjus : les mesures géotechniques effectuées sur le chantier français et leur application pour la détermination et l'adaptation du soutènement provisoire J.-R. Beau - J. Cabanius - G. Courtecuisse - D. Fourmaintraux - P. Gesta - M. Levy - C. Néraud - M. Panet - J. Péra - E. Tincelin - G. Vouille	57

Revue Française de Géotechnique

4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80

Directeur de la Publication : E. Absi

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - E. Absi

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de rédaction : J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Héritier - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Abonnement annuel : France : 220 FF — étranger : 250 FF

Prix du numéro : 65 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés.
Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.

Un nouveau tirage du numéro 1 de la Revue Française de Géotechnique vient d'être effectué.

Il est à la disposition des personnes désirant compléter leur collection et qui n'avaient pu être satisfaite à la suite de l'épuisement de ce premier numéro.

Pour obtenir ce numéro, veuillez nous retourner le bon de commande ci-joint.

Je souhaite recevoir ___exemplaire(s) du n° 1 de la Revue Française de Géotechnique

Prix : **65 F** l'unité (port compris)

I wish to order ___ copie(s) of the "Revue Française de Géotechnique" number 1

Unit price : **65 FF** (postage included)

Bulletin à retourner à/to be returned to :

Monsieur GERBALDI

Directeur de la Formation Continue

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

28 rue des Saints-Pères

F 75007 PARIS (FRANCE)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

Nom/Name _____

Prénom/Christian name _____

Organisme/Company _____

Adresse/Address _____

Bulletin d'abonnement/Subscription order form

Abonnement annuel — 4 numéros/Annual subscription — 4 issues

France 220 F

Etranger/foreign countries 250 F

- ☐ Je déclare m'abonner à la **Revue Française de Géotechnique** et vous adresse ci-joint le règlement (chèque bancaire libellé à l'ordre de «Anciens ENPC — Formation Permanente»)

I subscribe to the **Revue Française de Géotechnique** and hereby enclose the payment (check to the order of «Anciens ENPC — Formation Permanente»)

Bulletin de commande/Order form

- ☐ Je souhaite recevoir _____ exemplaires du n°3 Spécial «**Ancrages dans les sols**»
Prix : 100 F plus frais d'expédition (10 F pour la France, 15 F pour l'étranger)

I order _____ copies of n°3 Special «**Ground anchors**»

Price : 100 FF plus postage (10 FF for France, 15 FF for foreign countries)

application de la mécanique des roches aux tunnels : cas des tunnels du Gran Sasso et du Fréjus par P. Lunardi

Il s'agit de deux tunnels autoroutiers assez semblables creusés dans des massifs rocheux différents. Après une description des sites et des travaux effectués aux tunnels du Gran Sasso et du Fréjus (chantier côté Italie), on présente les essais de mécanique des roches effectués in-situ et en laboratoire (déformabilité, résistance, contraintes naturelles, vitesse de propagation des ondes sonores...), ainsi que le choix et le fonctionnement des soutènements provisoires et définitifs.

tentative d'interprétation des mesures faites aux tunnels du Fréjus et du Gran Sasso par P. Berest - P. Habib - Nguyen Minh Duc

Les mesures faites dans les tunnels du Fréjus et du Gran Sasso permettent d'interpréter les déformations et les convergences observées au cours de l'avancement des chantiers.

On a utilisé les théories élastoplastique parfaite et élastoplastique avec radoucissement. Bien que les deux souterrains soient tout à fait comparables par leur dimension et par la hauteur du recouvrement, le comportement de ces deux ouvrages ne peut être expliqué que par l'une ou par l'autre de ces deux théories.

tunnel du Fréjus : les mesures géotechniques effectuées sur le chantier français et leur application pour la détermination et l'adaptation du soutènement provisoire par J.-R. Beau - J. Cabanius - G. Courtecuisse - D. Fourmaintraux - P. Gesta - M. Levy - C. Néraud - M. Panet - J. Péra - E. Tincelin - G. Vouille

Le tunnel routier du Fréjus, long d'un peu plus de 13 km, relie la France à l'Italie de Modane à Bardonnèche en traversant sur la majeure partie de son tracé la nappe des schistes lustrés.

A l'occasion du creusement de ce tunnel dans sa partie française, une importante campagne de mesures géotechniques a été réalisée sur les schistes lustrés et on en trouvera ici la synthèse.

L'aspect le plus original de cette campagne est la prépondérance des mesures in situ et leur utilisation pour la conduite du chantier.

L'implantation systématique à intervalles réguliers (tous les 30 m environ) de sections de mesure de convergence complétée par quelques sections de mesure d'expansion et des observations endoscopiques a permis de connaître précisément à tout moment la nature et l'ampleur des mouvements du terrain au voisinage de l'excavation.

L'évolution logarithmique des convergences en fonction du temps a été mise en évidence, elle a permis de prévoir quantitativement l'évolution de chaque section dès les premières mesures et, si nécessaire, de modifier en conséquence les caractéristiques du soutènement provisoire : on indique les règles utilisées à cette fin qui ont donné satisfaction.

**Frejus tunnel :
geotechnical measurements
carried out on the French part
and their use for choice and adaptation
of temporary support**
by J.-R. Beau - J. Cabanius - G. Courtecuisse -
D. Fourmaintraux - P. Gesta - M. Levy -
C. Néraud - M. Panet - J. Péra - E. Tincelin -
G. Vouille

The "tunnel routier du Fréjus" joins France to Italy from Modane to Bardonnèche, its length is slightly more than 13 km and in its major part it has been driven through layers of schists.

As the French part of the tunnel was excavated, an important number of geotechnical tests and measurements were carried out on the schists : the results of these tests are synthetized in this paper.

The most interesting aspect of these tests is their being realized in situ and used for guiding the works.

The systematical installation (every 30 m) of convergence measurement studs and a few expansion measurements and endoscopic observations allowed to know at every moment the nature and amplitude of the rock mass movements surrounding the excavation.

The logarithmic evolution of the convergence with the time could be pointed out ; it allowed to foresee quantitatively the evolution of the measurements as soon as the first ones were achieved and to modify, if necessary, the features of the temporary support : the rules used successfully for this purpose are given.

**application of rock mechanics
in excavation of tunnels :
case of the Gran Sasso and Frejus tunnels**
by P. Lunardi

Both tunnels are highway tunnels of similar shape, driven in two different rocks. After a description of the geology and the excavation procedures in Gran Sasso and Frejus tunnels (on the Italian side), we present the different field and laboratory tests which have been carried out (deformability, resistance, stress measurements, sonic waves measurements...), as well as the choice and the mechanic response of the primary and final ground support system.

**an attempt for interpretation of measurements
done in the Frejus and Gran Sasso tunnels**
by P. Berest - P. Habib - Nguyen Minh Duc

Measurements performed on the Frejus and Gran Sasso tunnels allow for an interpretation of strains and convergencies observed during the excavation progress.

Two alternative theories have been used : perfect elastoplasticity, and elastoplasticity with strain softening behaviour. Though both underground openings are similar in shape and depth, their mechanical behaviour is different as it can only be explained by one or the other theory.

application de la mécanique des roches aux tunnels autoroutiers exemple des tunnels du Fréjus (côté Italie) et du Gran Sasso

Première Partie

par

P. Lunardi

Maître de Conférences

Université de Florence

Responsable géotechnique pendant l'exécution des deux tunnels.

Introduction

On présentera ici les expériences acquises au cours des travaux de creusement de deux grands tunnels : celui du Fréjus (côté italien), galerie unique d'environ 13 km presque entièrement creusée dans des formations métamorphiques, et celui du « Gran Sasso » constitué par deux galeries de 10,170 km, actuellement presque terminées et réalisées dans des formations sédimentaires.

Deux tunnels, deux histoires qui seront exposées séparément dans le but de broser un tableau synthétique et complet de ce qui a été fait comme études et comme recherches expérimentales sur le massif rocheux et son comportement au cours du creusement.

On sait que la Mécanique des Roches peut aider l'auteur du projet d'une galerie pour une réalisation correcte, surtout au moment du choix des méthodes de creusement et pour les adapter au genre de formations traversées, ainsi qu'au moment de la définition du genre et de l'importance du soutènement provisoire, de l'épaisseur des revêtements définitifs et des délais dans lesquels il convient d'intervenir pour ces opérations.

Cette contribution au projet peut être obtenue en définissant les caractéristiques géomécaniques et géostrucuturales des formations rocheuses intéressées par le creusement, ainsi que les contraintes initiales et leur orientation. En exceptant les cas, plutôt rares, où l'on peut disposer, pendant la phase du projet, d'une galerie d'essai le long de l'axe du futur tunnel pour effectuer les études géologiques et géotechniques nécessaires, le projet est normalement mis au point et pratiquement élaboré à nouveau au cours des travaux en fonction de l'avancement et des différents phénomènes qui suivent l'adaptation des roches aux

nouveaux états d'équilibre induits par l'ouverture des cavités.

C'est à ce point que la Mécanique des Roches peut intervenir avec un programme de recherches plus ou moins complet, qui peut compromettre, ou non, la réalisation correcte des travaux. Malheureusement l'espace et le temps accordés aujourd'hui à ce genre de recherches est encore trop modeste et, dans la plupart des cas, ce qu'on peut réaliser constitue le résultat de petites batailles faites à titre personnel avec les exécutants des travaux, avec les maîtres d'œuvre, et avec le directeur même des travaux.

Ceci explique pourquoi les résultats de ces recherches ne sont pas toujours aussi satisfaisants qu'ils le devraient et pourquoi, parfois, on est obligé de se rabattre sur des solutions et des interventions qui ne sont pas toujours orthodoxes et à hasarder des conclusions qui ne sont pas assez étayées par l'expérience.

Beaucoup d'éléments ont été recueillis et élaborés pendant la phase d'exécution des deux tunnels; on va tenter d'en faire une synthèse et l'on présentera :

- les résultats des observations et des études géostrucuturales, hydrogéologiques, géomécaniques sur la roche et sur le massif rocheux;
- les interventions de consolidation de la cavité, les différents modes, les quantités et le moment de leur mise en œuvre;
- le comportement des galeries pendant le creusement, après la consolidation, en ce qui concerne les contrôles superficiels et profonds;
- l'adaptation de l'ensemble rocheux aux nouvelles valeurs des contraintes induites par le creusement.

Fréjus - Côté italien

1 Caractéristiques de l'ouvrage

Le tunnel routier du Fréjus relie la vallée de l'Arc, en France, à la vallée de Rochemolles, en Italie, en passant sous la ligne italo-française de partage des eaux en correspondance du Mont Fréjus (3019 m) (fig. 1).

L'axe de la galerie, pour les 6400 m du côté italien, après avoir décrit un ample tournant dans les premiers 400 m à partir de l'entrée, se maintient en ligne droite, si l'on excepte un tournant à grand rayon près du p.m. 4000, jusqu'à la frontière avec la France. Les recouvrements vont de 0 à 700 m pendant les premiers 1500 m de la galerie pour rester ensuite pratiquement constants jusqu'au p.m. 4000 où ils recommencent à augmenter jusqu'à un maximum de 1700 m au p.m. 6250.

Les principales données concernant l'ouvrage sont :

- Section moyenne de creusement de la galerie : 90 m².
- Dimension de la cavité : 9 × 12 m.
- Abattage de la roche par explosif.
- Avancement au moyen de volées variables de 1,00 m à 4,50 m.
- Avancement moyen quotidien : 7,50 m.

- Soutènement provisoire effectué au front de taille par boulonnage systématique et béton projeté.
- Revêtement définitif en béton exécuté sur toute la section à environ 400 m du front de taille.

2 Géologie du tunnel

Le tunnel autoroutier, du côté italien, traverse exclusivement la formation des calcschistes (schistes lustrés) constituée d'une succession monotone de paraschistes calcaires intercalés avec d'autres qui sont argileux ou arénacés avec des composants minéralogiques représentés à 80 ou 90 % par la calcite et le quartz, par la muscovite et la chlorite.

Dans les calcschistes sont englobés des corps lentiformes sporadiques de roches vertes, métamorphisées aussi, et, en second lieu, d'autres corps sialiques.

D'après l'hypothèse des recouvrements charriés des Alpes, formulée dès les premières années du vingtième siècle par E. Argand et toujours acceptée comme conception de principe, malgré les variations substantielles subies, les premiers sédiments de la formation des « Schistes Lustrés » commencèrent à se déposer à l'intérieur du géosynclinal des Alpes (zone piémontaise) pendant le trias supérieur, et ont été accompa-

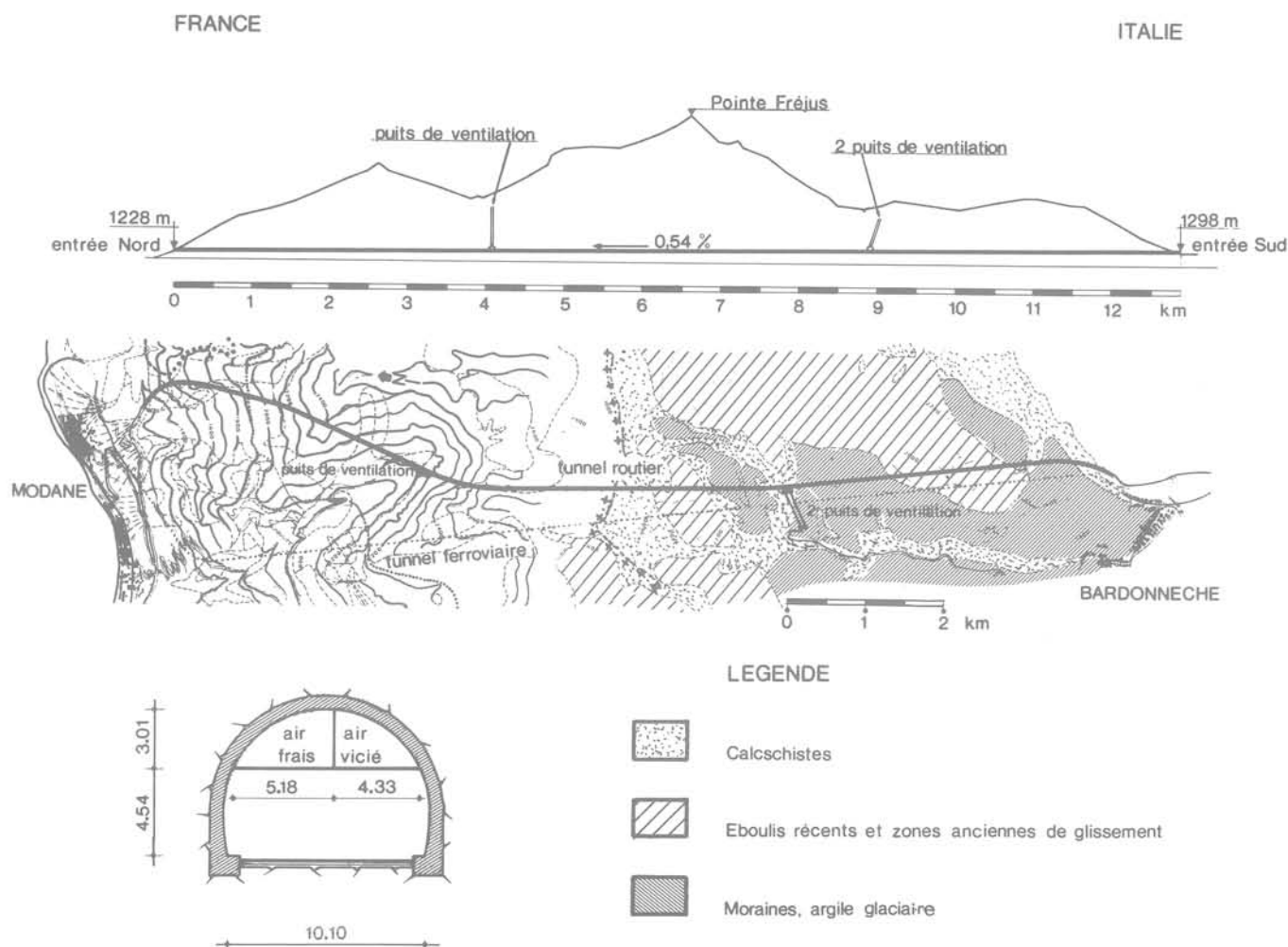


Fig. 1

La connaissance de ces données a permis de faire un choix précis du système de creusement et du type le plus approprié de système de consolidation de la cavité. Pour ce dernier, on a choisi le boulonnage systématique pendant l'avancement. D'autre part, on a

— les caractéristiques géomécaniques du calcschiste avec des indications structurales.

— la nécessité, pendant l'exécution du tunnel ferroviaire, de passer, pour des questions de stabilité, d'une section polycyclique plutôt rabaisée à une section ogivale;

— la possibilité de déformations différées. En effet, les essais effectués par Bernede, Habib (1968) dans le revêtement du tunnel ferroviaire qui a été creusé lentement par élargissements successifs et revêtu en maçonnerie non reliée sous pression à la roche, signalait l'existence de phénomènes de déformations dans les calcschistes qui, au cours d'une centaine d'années ont engendré sur le revêtement des pressions radiales de l'ordre de 0,2 MPa;

— l'hydrologie qui signalait la présence d'une quantité d'eau modeste et assez bien localisée;

— la lithologie, qui indiquait la présence de calcschistes tout au long du tracé;

naient :
future galerie autoturrière. Ces informations concernaient :
1 000 m de long, tous deux parallèles à l'axe de la creusement d'une petite galerie d'essai d'environ tunnel ferroviaire qui est tout proche, soit du d'indications obtenues soit au cours du creusement du travaux, d'une intéressante série de données et l'exécution ont pu se servir, avant même le début des En effet, les auteurs du projet ainsi que ceux qui tunnel autoturrier du Fréjus représente une exception. hydrologique du massif que l'on doit traverser, le projet, sur la situation géostrucurale, géotechnique et des connaissances dont on dispose au moment du En se rappelant ce qui a été dit précédemment au sujet

3 Etude géologique et géomécanique pour le comportement de la cavité

phases orogéniques.
des surgissements intervenus pendant les différentes jusqu'à 2 500 m par l'effet des plissements et environ 1 000 m apparaît sur place comme augmentée L'épaisseur de la formation des calcschistes, évaluée à à l'actuel arrangement tectonique.
grande période de plissement, la zone intérieure a été Dans le Pliocène-Quaternaire, pendant la seconde et d'arrière-glisserment.

Le glissement de la nappe piémontaise remonte à l'Oligocène inférieur, pendant la phase paroxysmique de plissement de toute la zone interne, et a été accompagné par des phénomènes de métamorphisme

Avec le début des mouvements des Alpes (Crétacé supérieur) la « zone piémontaise » a subi, d'après P. Vialon, des plissements Est-Ouest accompagnés par du métamorphisme. Le soulèvement général de la zone extérieure et de la zone piémontaise pendant tout l'Éocène a déclenché vers la moitié de cette période les phénomènes de glissement vers l'avant-pays (Est-Ouest).

Le relevé systématique des discontinuités les plus importantes (failles) a confirmé (fig. 2) une correspondance assez satisfaisante entre les prévisions établies d'après l'étude des principales discontinuités mises en évidence par l'observation des photographies aériennes et la rencontre effective en souterrain de ces mêmes discontinuités. De cette façon on a pu prévoir à temps la nécessité de déplacer vers la France la

des formes d'instabilité comme celle de la figure 4.
boulonnage le plus rationnel possible, en évitant ainsi stabilité de la cavité et pour réaliser le schéma de ment de plusieurs discontinuités peut avoir sur la en particulier pour prévoir l'influence que l'enchevêtre- 4 systèmes principaux de joints conjugués équilibrée. Ce genre de représentation a été utilisée (K1, K2, K3, K4) qui ont été reportés en projection études préliminaires et pendant le creusement, surfaces de discontinuité, on a observé pendant les Quant à l'orientation, l'importance et la fréquence des hydrothermale.

plus récentes, par des dépôts de calcite d'origine recimentées par des filons de calcite et de quartz et, les ques. La plupart de ces discontinuités ont été listaux avec de nombreuses discontinuités tectoniques. La plupart de ces discontinuités ont été une immersion à peu près uniforme vers le N.O., une est marquée par une épaisse schistosité planaire, avec Du point de vue structural, la formation de calcschistes ment du massif rocheux.

— L'examen structural (fig. 2) a concerné le classement et la détermination des différents systèmes de discontinuités, (schistosité, failles, joints), qui de façon différente, d'après les diverses orientations, ont influencé la stabilité des creusements et le comporte-

d'un comportement à grande échelle.
parler d'homogénéité que dans le cas d'un aspect et petite échelle, extrêmement hétérogène. On ne peut désordonnée, donnant ainsi à la formation un aspect, à avec une extrême fréquence et d'une manière différentes, s'alternent dans la masse métamorphique naturellement des caractéristiques mécaniques très Ces trois types lithologiques, auxquels correspondent

précédents).

3) Calcschiste en listaux (Schistosité évidente, calcite, caractérisés par des plis à rayon court et très fréquents. Plus grand pourcentage d'inclusions de calcite et quartz par rapport aux lithotypes précédents).

2) Calcschiste phylladique (Schistosité marquée avec beaucoup de mica et de graphite). Failles très fréquentes. Peu d'inclusions de calcite).

1) Calcschiste carboné (Schistosité peu évidente, Compact avec des couches de l'ordre du décimètre (jusqu'à 1 m). Peu d'inclusions de calcite ou de quartz en fractures recimentées).

— L'examen lithologique a permis d'identifier trois types fondamentaux, (fig. 3) :

L'étude géologique générale a conduit aux résultats suivants :

sur la figure 2.
mètres de la galerie et après chaque tir, sont résumés que, conduite systématiquement dès les premiers Les résultats de l'étude géostrucurale et géomécanique, des structures du revêtement définitif.

obtenir des éléments utiles au projet et à la vérification faire pendant l'avancement du creusement, de façon à pu organiser une série de contrôles et de mesures à

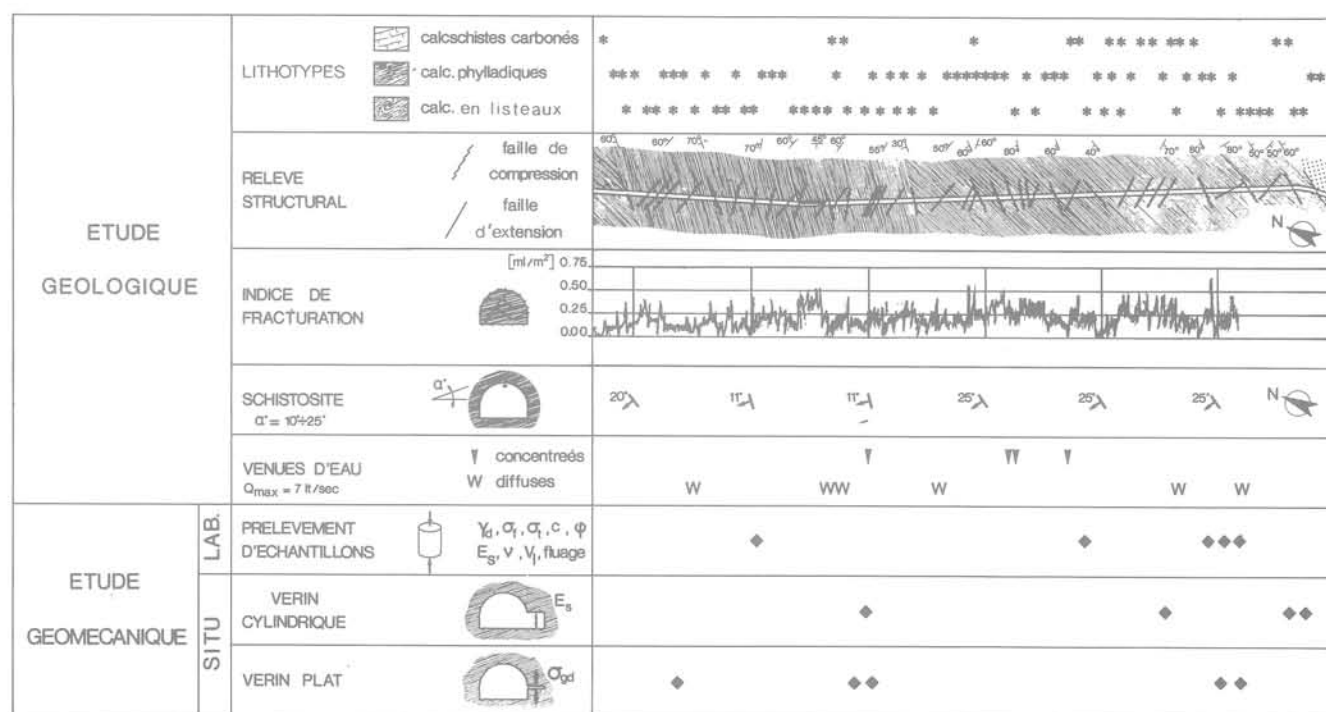
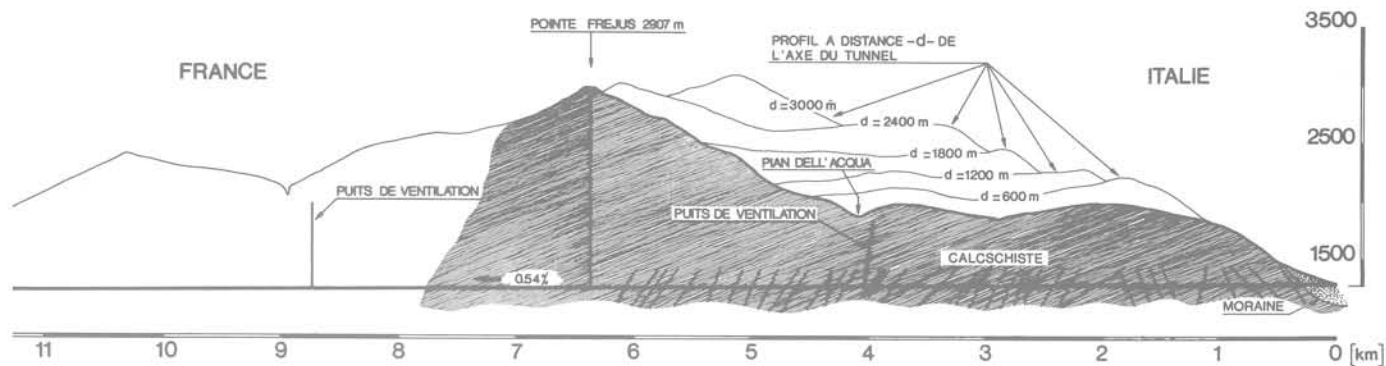


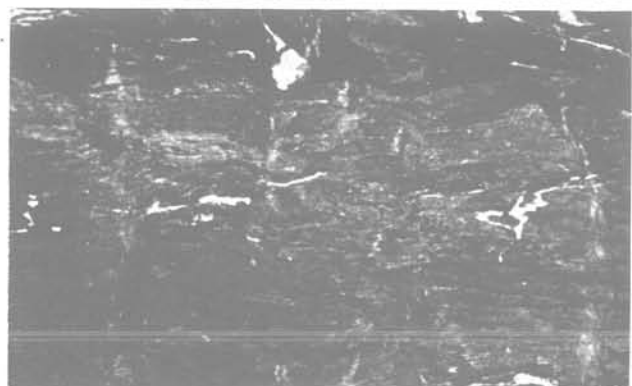
Fig. 2



Fig. 3a Calcschistes carbonés

Fig. 3b Calcschistes phylladiques

Fig. 3c Calcschistes en listeaux



a

b c





Fig. 4

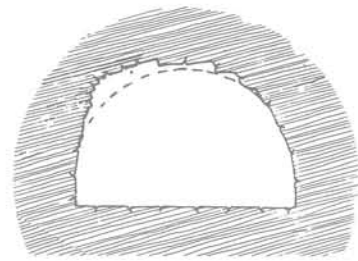
centrale de ventilation qui, d'après le projet, aurait dû se trouver dans une zone particulièrement difficile à cause de la présence de systèmes importants de failles.

Les systèmes principaux, avec une fréquence de l'ordre d'une centaine de mètres, constitués de failles généralement très étendues et ouvertes, donc intéressées par des circulations d'eau, se présentent associées à des bandes cataclastiques. Lorsque leur disposition est plus ou moins défavorable par rapport à l'axe du tunnel et en relation avec d'autres systèmes plus petits de fractures, les systèmes principaux ont donné lieu à des situations locales graves d'instabilité, ce qui a entraîné des sur-épaisseurs considérables du revêtement.

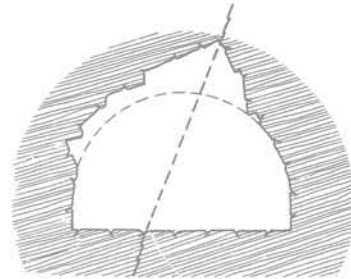
Les systèmes plus petits, constitués par des fractures généralement fermées et peu étendues avec une périodicité de l'ordre d'une dizaine de mètres, représentent des solutions de continuité plus ou moins latentes dont l'importance est accrue par les tirs. Le relevé de l'index de fracturation moyen sur les fronts de taille, fournit, par rapport à la valeur maximale enregistrée dans la galerie, des valeurs moyennes et grandes dans les premiers 3200 m et des valeurs sensiblement inférieures pour le reste, si l'on excepte des zones singulières où, d'ailleurs, l'important index de fracturation peut être mis en relation avec les interventions de stabilisation de la cavité au moyen de cintres et de béton projeté.

La schistosité principale est de type planaxial. Elle est caractérisée par une orientation des micas et par la disposition en plans des substances carbonneuses. Le long des plans de schistosité on observe souvent des signes de glissement avec des miroirs de faille. Le massif rocheux se divise donc très facilement le long de ces plans, et pour cette raison, très souvent, avec une disposition sub-horizontale (fig. 5), on a des décollements faciles avec des hors-profils en calotte, tandis que les piédroits restent stables.

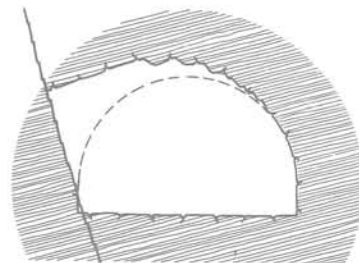
Dans ces conditions, les dimensions de l'excavation ont une importance déterminante pour la stabilité : ainsi, au Fréjus, alors qu'une bonne stabilité avait été observée dans la galerie d'exploration, on a rencontré de gros problèmes d'instabilité locale dans la calotte du tunnel autoroutier qui ont imposé le boulonnage systématique du creusement (fig. 6 et 7).



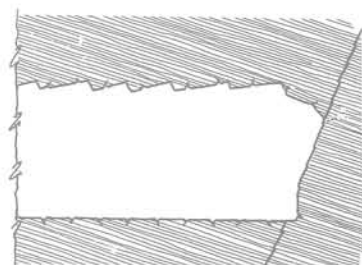
1



2



3



4

Fig. 5 Influence de la schistosité et des failles sur la stabilité locale du creusement dans le tunnel du Fréjus



Fig. 6



Fig. 7

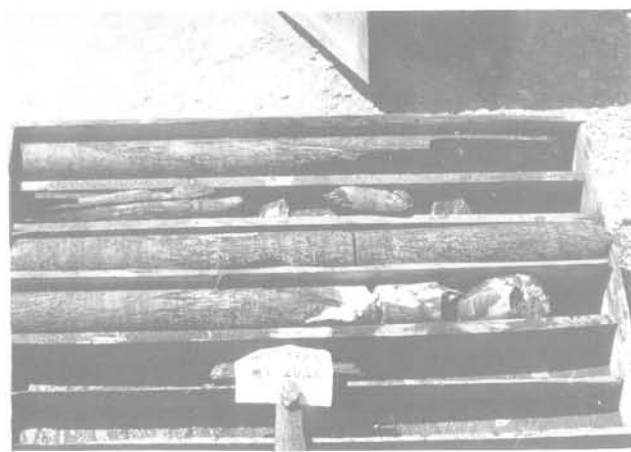


Fig. 8

La schistosité a influencé d'une façon importante le comportement de la cavité comme on le verra à propos des convergences et, en définitive, est responsable de l'anisotropie des déformations du profil du creusement.

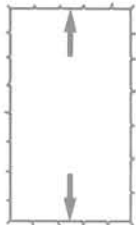
Des venues d'eau ont été observées pendant le creusement sous forme diffuse et exceptionnellement sous forme concentrée (fig. 2). A la fin des travaux, le débit maximum enregistré a été de l'ordre de 7 l/s. Localement, en correspondance avec des joints de schistosité en présence de graphite, ou de petites failles remplies de matériau tectonisé, une circulation d'eau réduite favorisait les détachements et l'instabilité locale le long du contour de la cavité.

L'étude géomécanique de la matrice et du massif rocheux a été conduite en même temps en laboratoire et « *in situ* ». L'anisotropie typique et prononcée des calcschistes a conduit à les traiter, au point de vue géomécanique et pour la programmation des essais de laboratoire, comme une roche douée d'isotropie transversale individualisant les 2 directions d'anisotropie dans un sens respectivement parallèle et perpendiculaire à la schistosité (fig. 8). On a donc eu soin d'obtenir, autant que possible, des éprouvettes orientées de façon à pouvoir être soumises à des essais effectués dans des directions parallèle ou perpendiculaire à la schistosité. La roche possède une anisotropie prononcée associée à un comportement fragile en compression simple.

En outre, l'on remarque (fig. 9) que :

- la schistosité a fortement influencé les grandeurs σ_t et V_L et, dans une moindre mesure σ_r et E_s ;
- d'importantes différences ont été enregistrées entre les résultats des essais de déformabilité sur des échantillons en laboratoire et les résultats obtenus sur le massif rocheux pendant les essais à la paroi ou dans des niches (fig. 10);
- les phénomènes de fluage sont absents dans le cas d'essais sur matrice;
- la vitesse des ondes élastiques mesurée « *in situ* » est nettement différente (fig. 9) de celle obtenue en laboratoire;
- les valeurs de la résistance ultime du massif σ_{gd} , mesurées avec des essais de vérin plat sur la paroi, représentent un petit pourcentage de la résistance σ_t de la matrice (fig. 11 et 12).

En définitive on s'aperçoit que la schistosité, qui accompagne les différents systèmes de discontinuité répartis et enchevêtrés d'une façon variable dans le massif rocheux, altère dans la plupart des cas les caractéristiques mécaniques de ce dernier, rendant ainsi peu utilisable pour la définition du projet les valeurs des paramètres obtenues par les essais de laboratoire.

TUNNEL DU FREJUS				
ESSAIS DE LABORATOIRE		σ_f [MPa]	108	86
		σ_t [MPa]	124	25
		E_s [MPa]	52000	55000
		ν	0.21	0.18
		* C [MPa]		pour T_{max} 0.28 pour T_{ult} 0.00
		* ϕ		pour T_{max} 45° pour T_{ult} 35°
		FLUAGE	1) POUR EPROUVETTES CHARGEES UN PEU AU-DESSUS DE LA LIMITE ELASTIQUE ON A CONSTATE UN FLUAGE AU DEBUT PUIS UNE STABILISATION DES DEFORMATIONS AU BOUT DU 3ème JOUR ENVIRON 2) POUR EPROUVETTES CHARGEES NETTEMENT AU-DELA DE LA LIMITE ELASTIQUE ON A CONSTATE UNE RUPTURE DE L'ECHANTILLON AU BOUT DE 30 MINUTES A l'heure	
		V_L [m/s]	3400	5900
		γ_d [KN/m³]	0.27	
ESSAIS EN SITU		E_s [MPa]	VERIN CYLINDRIQUE	5800
			VERIN PLAT	14700
		σ_{gd} [MPa]	20	
		V_L [m/s] moyen	de P.M. 1100 a P.M. 2800	2000
			de P.M. 2800 a P.M. 6300	2500
		E_{dyn} [MPa]	pour $V_L = 2000$ m/s	10000
			pour $V_L = 2500$ m/s	15500

* MESURES LE LONG DES JOINTS DE SCHISTOSITE EN PRESENCE DE GRAPHITE

Fig. 9

4 Comportement des galeries pendant le creusement, interventions, contrôles, observation.

L'adaptation de la roche au nouvel état d'équilibre qui fait suite à l'ouverture d'une cavité s'est manifestée dans la série des calcschistes sous des formes différentes selon les situations géostrucuturales et les états des contraintes liées à l'évolution des charges lithostatiques.

L'observation et les contrôles systématiques effectués

tout au long du parcours du tunnel, du côté italien, ont permis de suivre la réponse du massif rocheux aux nouveaux équilibres et d'obtenir une série de données qui dans leur ensemble (fig. 13) offrent un tableau plutôt convaincant du comportement du tunnel routier après le creusement.

En ce qui concerne les **interventions de consolidation** adoptées et mises en œuvre immédiatement au front de taille, le choix a été limité aux deux types traditionnels : les cintres avec béton projeté et le boulonnage systématique intégré avec quelques centimètres de béton projeté.

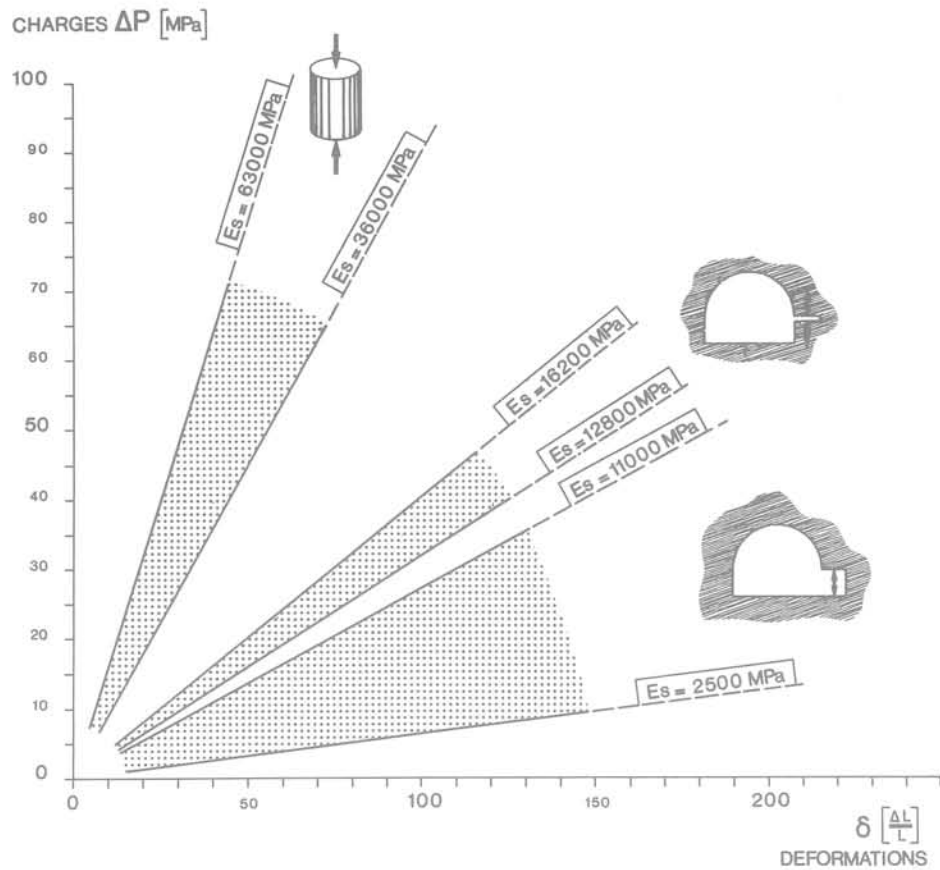


Fig. 10 Résultats des essais de déformabilité

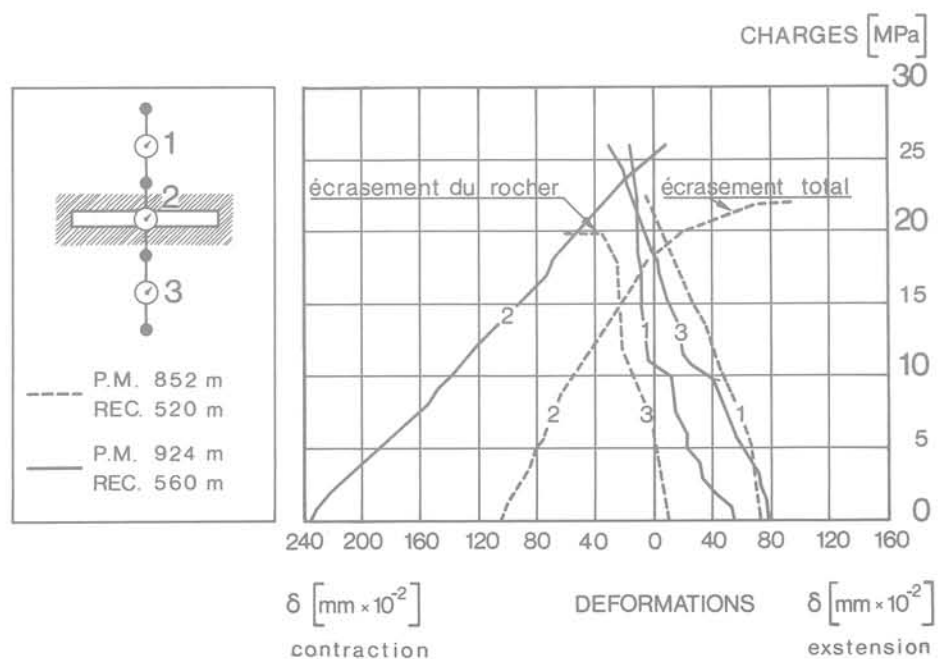


Fig. 11 Mesure de contrainte à la paroi par vérin plat

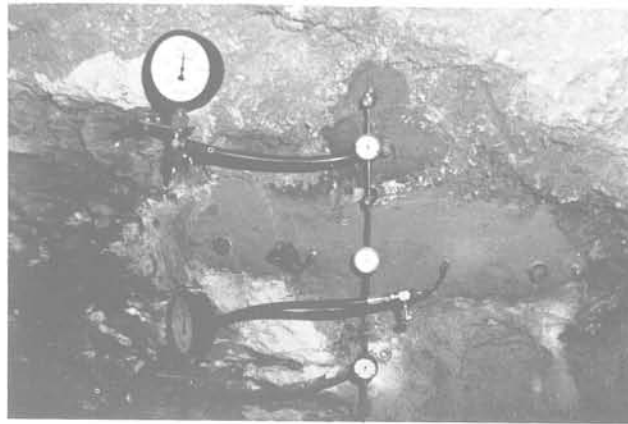
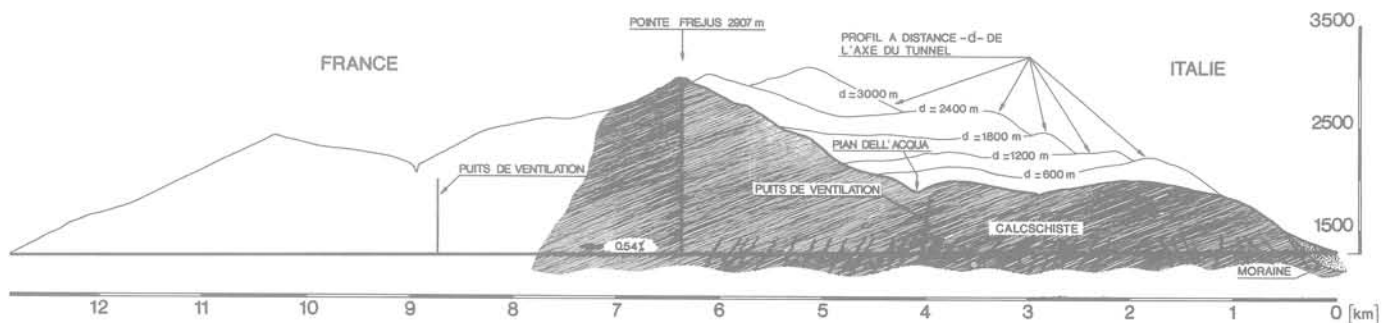


Fig. 12



CONSOLIDATION DE LA CAVITE			BOULONS PONCTUELS #24 tête à 6 ailes	
CONVERGENCE			BOULONS PONCTUELS #24 tête à 6 ailes	
ANISOTROPIE			BOULONS PONCTUELS #24 tête à 6 ailes	
ZONE DECOMPRIEE				
SISMIQUE			BOULONS PONCTUELS #24 tête à 6 ailes	
TEMPERATURE DE LA ROCHE				
CONTRAINTES A LA PAROI			BOULONS PONCTUELS #24 tête à 6 ailes	
ADAPTATION DU MASSIF AUTOUR DE LA CAVITE				

Fig. 13

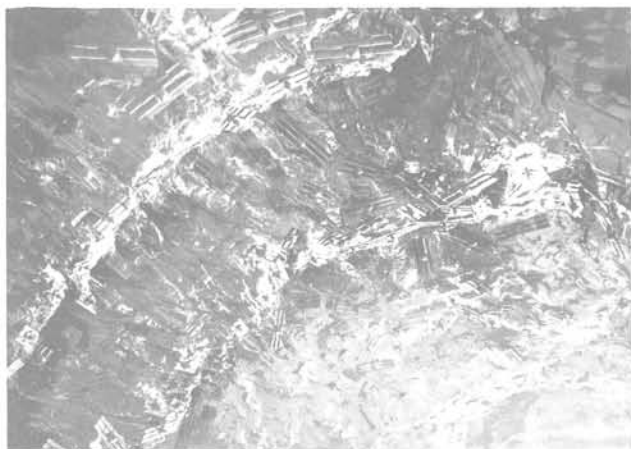


Fig. 14

Les cintres ont été mis en œuvre systématiquement dans les moraines (180 m) de l'entrée du tunnel et localement le long du tracé en correspondance avec d'importantes failles, ou avec des faisceaux de matériau tectonisé, ou avec des zones où les infiltrations avaient altéré et dégradé le rocher au contour, c'est-à-dire en définitive dans les zones caractérisées par un fort index de fracturation. Dans son ensemble, ce genre d'intervention a été fait sur 10 % de la longueur du tunnel. Le boulonnage systématique a été adopté, par contre, dans les 90 % restant. Il a été réalisé avec des boulons ($\varnothing$ 24 mm) à ancrage ponctuel au moyen de tête expansible à six ailes et des tiges de 3,50 à 5,00 m de longueur disposées sur le périmètre de la cavité, avec une densité variable fonction des différentes situations de stabilité. Sur la figure 13 on peut observer comment le boulonnage a été mis progressivement au point pendant l'avancement des travaux, en fonction de l'évolution des phénomènes de décompression de la cavité liés au recouvrement, agissant sur l'entraxe des boulons, sur la longueur des tiges et sur la qualité de l'acier (fig. 14).

Entre les p. m. 200 et 4300 la densité du boulonnage a été progressivement augmentée de 10 à 20 boulons par mètre linéaire (fig. 13). On a aussi augmenté la longueur des tiges. Après le p. m. 4300 sont apparus des phénomènes de rupture brusque et soudaine des têtes de boulons, provoqués par le déplacement des plaques d'ancrage (fig. 15) à la suite de l'expansion excessive de la roche au contour de la cavité. On a eu recours, dans ce cas, à une double mesure (fig. 13) : l'adoption d'aciers moins durs avec augmentation de l'allongement relatif pratique de 3 % à 7 % et l'adoption de tiges plus longues, jusqu'à 5 m, afin d'avoir à disposition une plus grande déformabilité dans le domaine élastique.

Le choix d'un tel système de consolidation de la cavité, adopté tout d'abord en fonction de la structure schisteuse du calcschiste et en vue de phénomènes importants de décompression, même différés (tunnel ferroviaire), s'est révélé, dans ce cas particulièrement heureux pour une série de raisons, comme :

- la grande possibilité d'adaptation de ce genre d'intervention aux différentes conditions d'équilibre de la cavité;

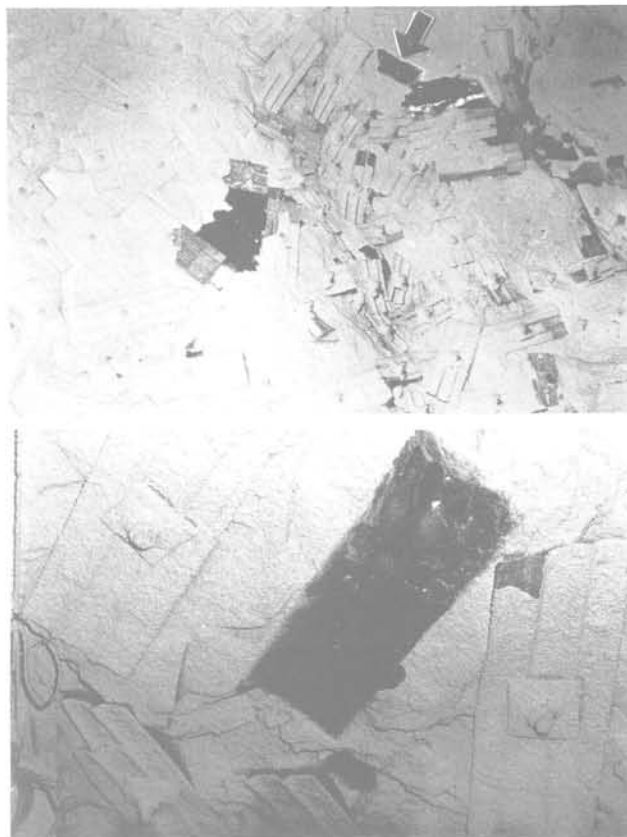


Fig. 15



Fig. 16

- la capacité de régler les phénomènes de déformation en créant des pressions maximales de confinement extrêmement modestes, de l'ordre de 0,3 à 0,4 MPa, même dans les cas où les pieds des boulons n'étaient certainement pas bloqués dans un massif rocheux resté dans le domaine élastique;
- la possibilité d'être introduit dans les travaux du front de taille sans donner lieu à des temps morts.

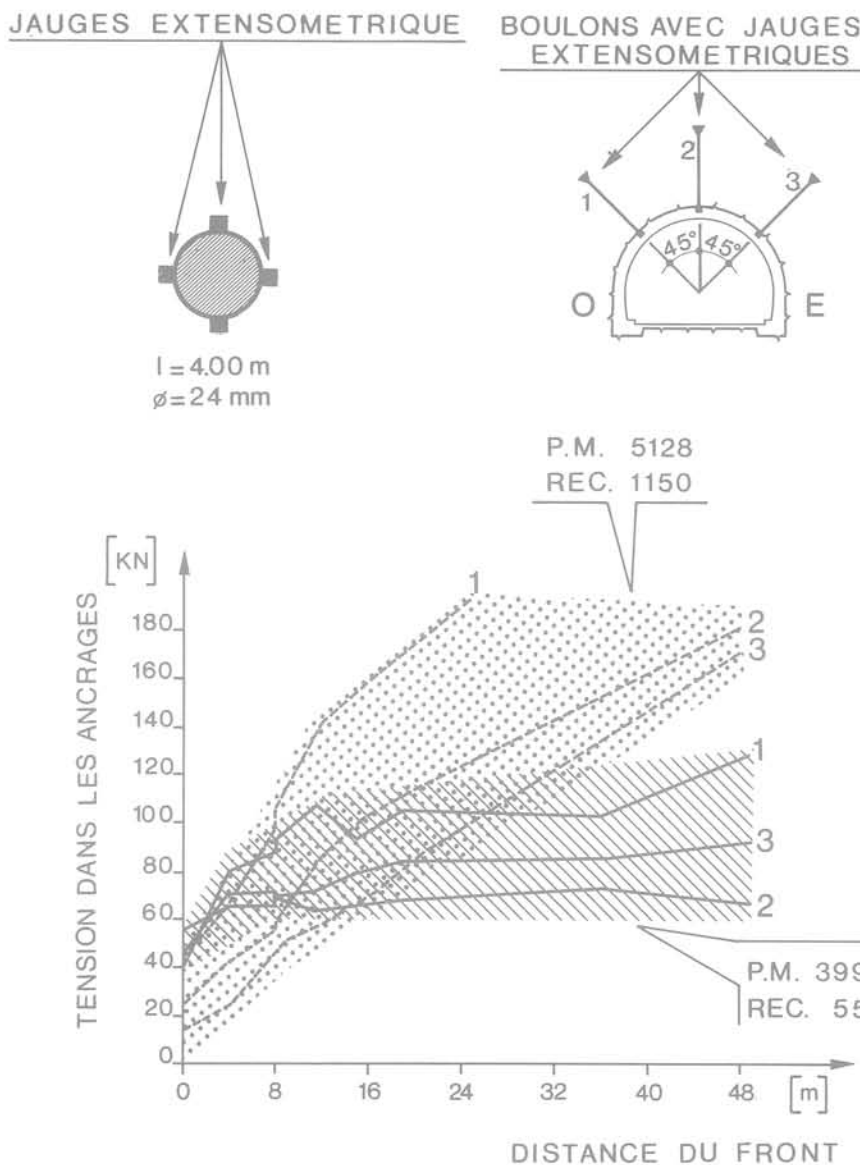


Fig. 17 Variation dans le temps de la tension dans les boulons d'ancrage

La mise au point progressive des schémas de boulonnage a été obtenue aussi, grâce à une série de contrôles effectués « *in situ* » au moyen d'extensomètres électriques collés sur les tiges des boulons déjà placés (fig. 16).

Les résultats des mesures qui avaient pour but de relever la variation dans le temps de la tension des boulons, (fig. 17), ont mis en évidence que même pour des petites valeurs du serrage initial, en liaison avec d'importants phénomènes de déformation, les boulons se mettent en charge rapidement jusqu'aux valeurs de service.

En comparant les contraintes sur les boulons dans deux stations qui correspondent à des recouvrements différents, l'entrée en charge est notamment plus rapide dans le cas du recouvrement le plus grand et, en domaine élastique, les valeurs maximales de résistance sont rapidement atteintes. Enfin des diminutions brusques des contraintes se produisent lors des tirs et sont observables jusqu'à une distance maximale de la station de mesure de deux diamètres à partir du front de taille.

La cavité après consolidation était systématiquement et constamment contrôlée par des mesures de **convergence** effectuées sur six bases d'après le schéma de la figure 18.

Les stations de mesure mises en œuvre (trente environ) ont fourni une série de résultats qui permettent de tirer un certain nombre de conclusions :

- a) A partir des convergences de la figure 13, il est évident qu'elles sont en général influencées par le recouvrement croissant, mais elles paraissent localement influencées par la présence d'accidents tectoniques avec des calcschistes laminés et dégradés. Les convergences sont de quelques centimètres, pour un recouvrement inférieur à 600 m et vont jusqu'à 25 cm pour un recouvrement compris entre 600 et 1700 m.

Les valeurs reportées sur la courbe sont les maximales après 60 jours pour les bases A et D. les convergences les plus fortes ont été enregistrées entre les p.m. 4500 + 5800 et elles ne sont pas en correspondance avec le plus grand recouvrement,

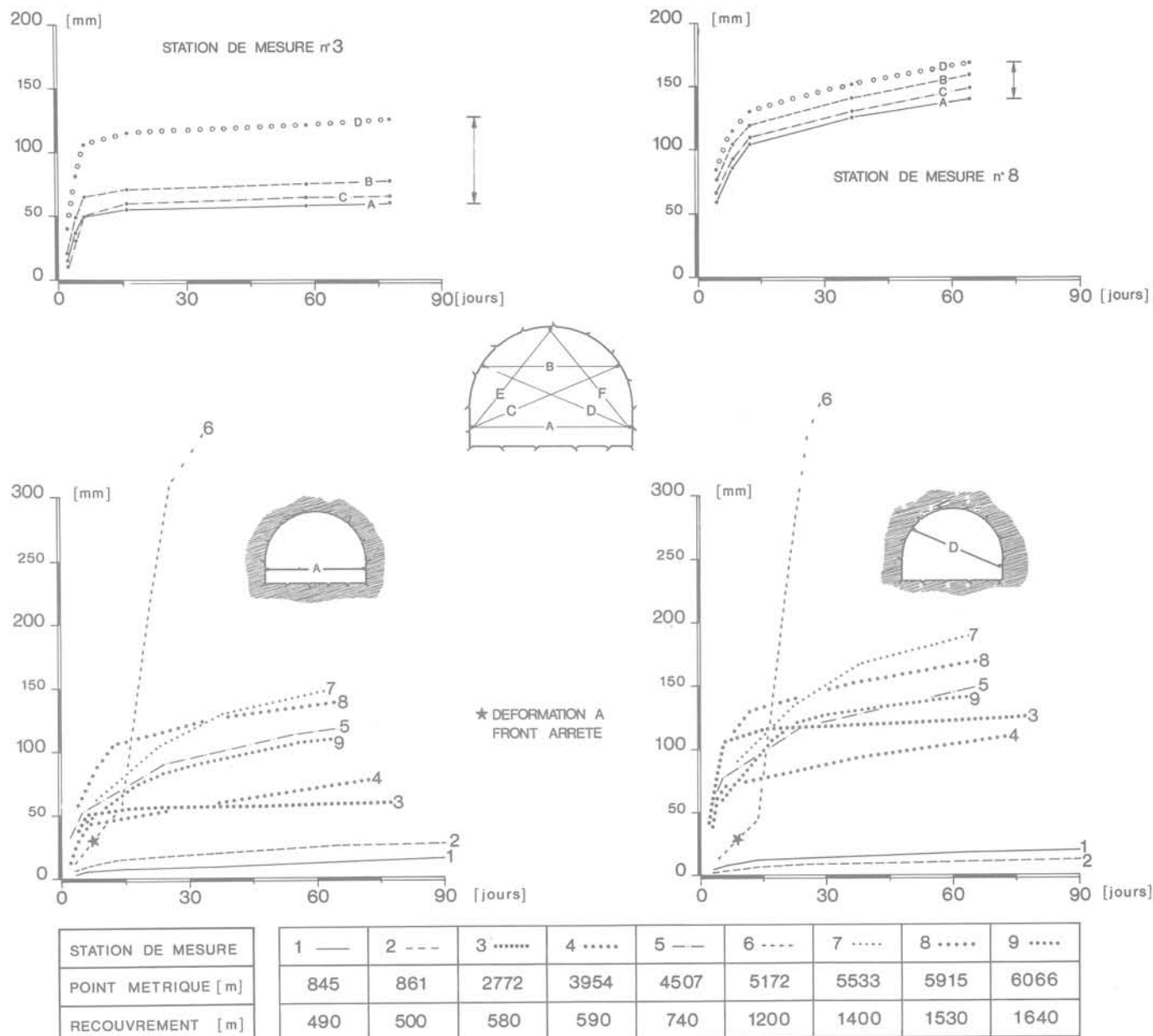


Fig. 18 Convergence

ni la conséquence de l'aggravation des conditions lithologiques, structurales et géomécaniques du calcschiste. Ceci a pu être vérifié au moyen de mesures sismiques sur la paroi et à partir de l'index de fracturation de la roche.

- b) En ce qui concerne une même station de mesure, les convergences ont été en général influencées par la schistosité presque toujours tangente au rein gauche du tunnel tout le long du parcours. C'est pourquoi, bien que les convergences aient été mesurées sur 6 bases, on a reporté sur le diagramme les résultats des bases les plus significatives : la base A entre les piédroits et la base D qui, étant subnormale à la direction de la schistosité, a subi presque toujours les déformations les plus élevées.

Pour mieux mettre en évidence le comportement anisotrope qui caractérise la déformation de la cavité, le rapport $\frac{D}{A}$ a été évalué par rapport à la

longueur des bases et a été exprimé sur un diagramme en fonction des recouvrements. On remarque alors que l'anisotropie est beaucoup plus prononcée là où la convergence est plus petite et vice versa.

- c) On rencontre encore ce phénomène en analysant les courbes des convergences relatives à des stations à recouvrements différents (fig. 18). On peut remarquer qu'au fur et à mesure que croît le recouvrement, et par conséquent que les déformations augmentent, il y a une tendance à l'isotropie. A ce propos il est intéressant de noter que les convergences mesurées sur la cavité déjà revêtue en béton sont tout à fait isotropes même lorsque les stations de mesures de la paroi rocheuse avaient montré une forte anisotropie.
- d) Si l'on observe les courbes de convergence relatives, par exemple aux bases D et A, on remarque immédiatement une allure anormale au p. m. 5172 où il y a une station comme toutes les

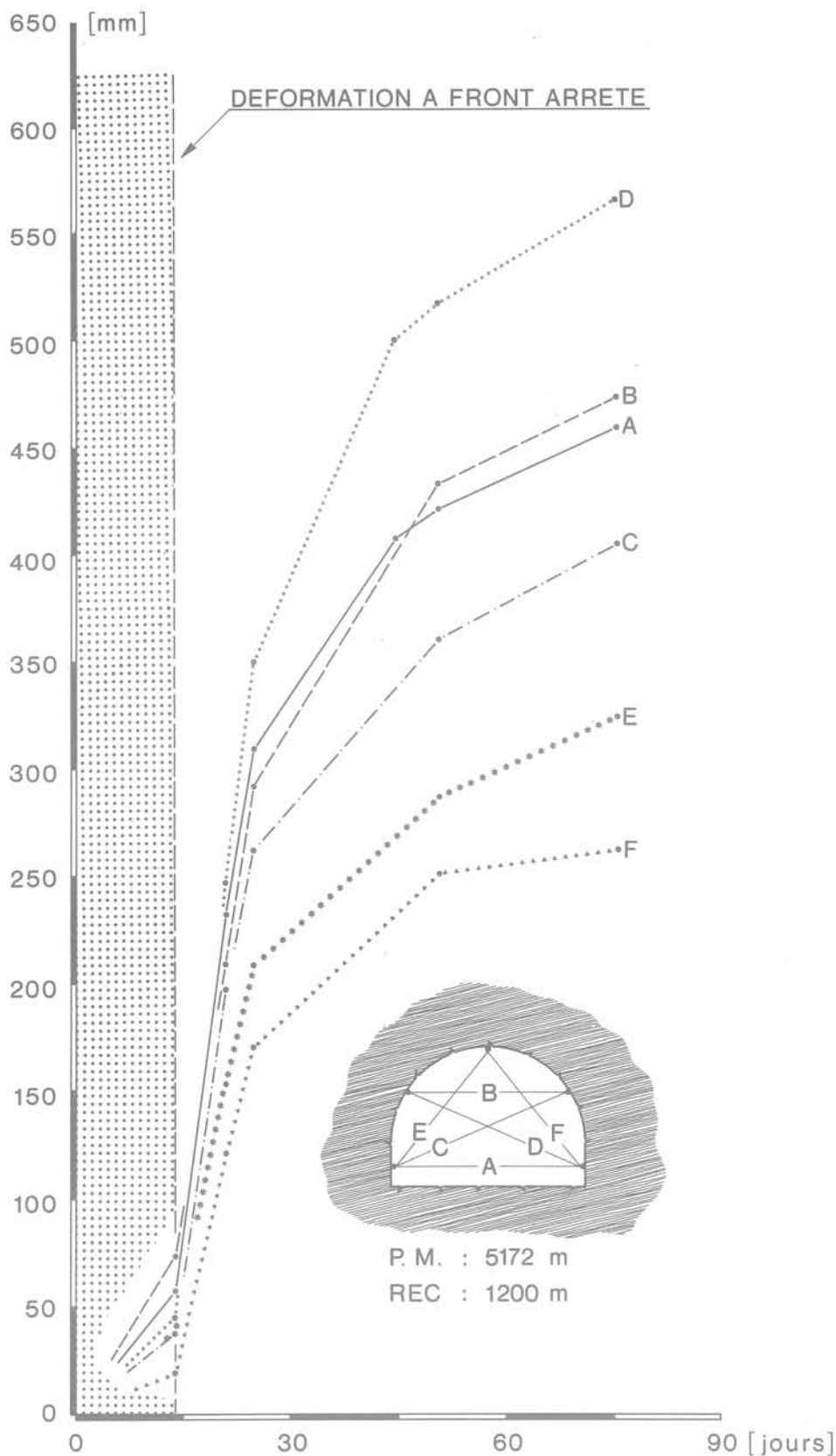


Fig. 19 Convergence

autres, sans accidents géologiques particuliers, ni eau, ni recouvrement singulier. Ces courbes décrivent la déformation de la cavité en un point où, le 7 août 1977, les travaux ont été arrêtés à cause des vacances d'été pour être repris 15 jours après.

La station mise en œuvre à 2 m du front (fig. 19) a

présenté pendant les 15 jours d'arrêt, une déformation maximale d'environ 10 cm. A la reprise du travail la convergence a repris très brusquement jusqu'à 60 cm après 3 mois de mesures environ. Pendant l'interruption des travaux, la cavité avait été consolidée jusqu'à un mètre du front avec à peu près 30 boulons par mètre linéaire, mais aucune

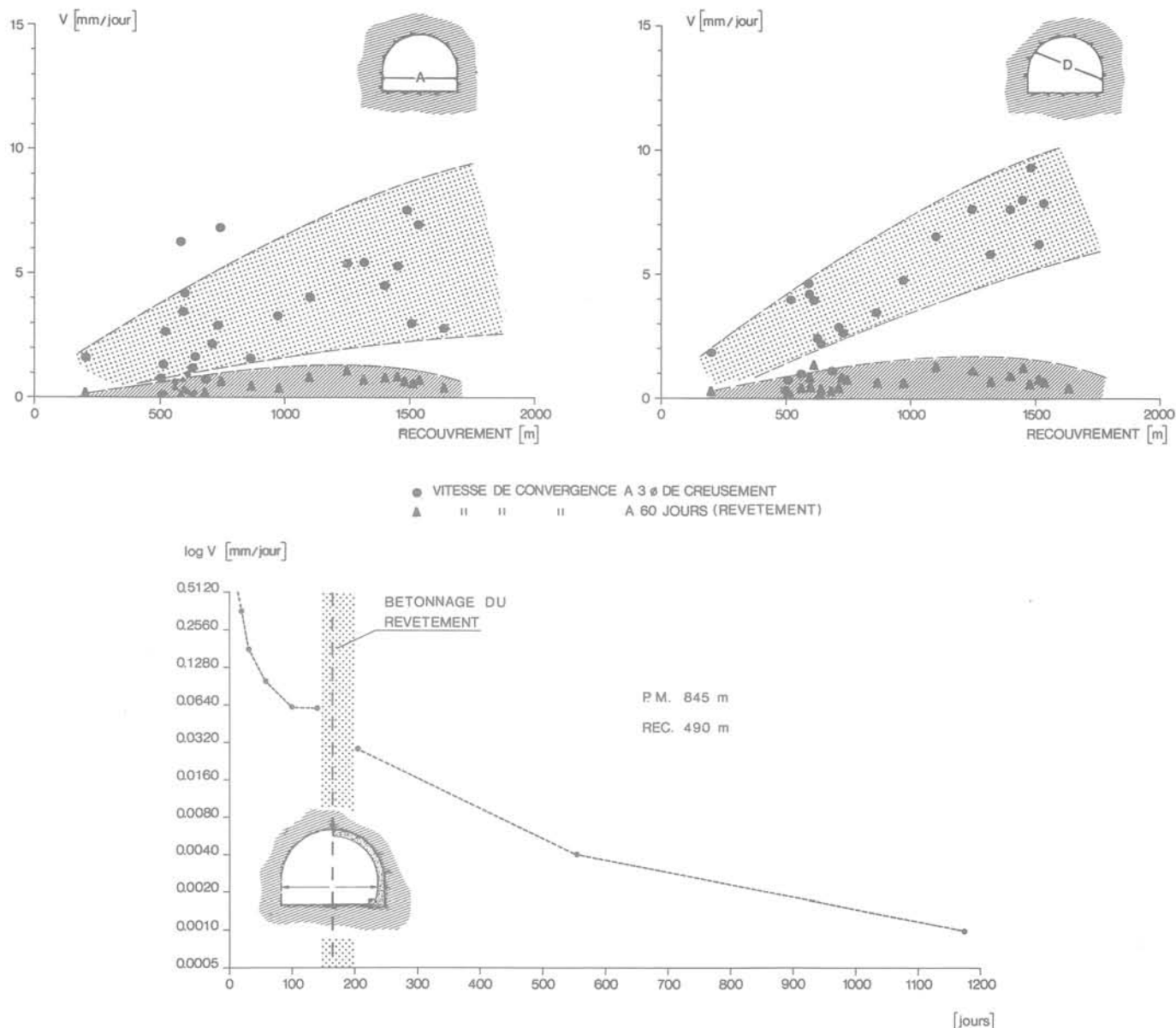


Fig. 20 Vitesse de convergence

intervention n'avait été effectuée sur le front même. Une fois les travaux de creusement repris, la consolidation de la cavité a continué avec la même intensité et la même cadence, c'est-à-dire avec des abattements de 4 m. On peut déduire de cette observation que le massif rocheux est sujet à des phénomènes de décompression par suite de rupture du genre élastoplastique au contour de la cavité qui tendent à se diffuser radialement vers l'intérieur du massif, avec une progression qui dépend de l'importance des interventions de soutènement et des temps entre lesquels elles ont été réalisées. Le massif rocheux doit être attaqué avec une cadence d'avancement donnée et, en cas d'arrêt, il a besoin d'être bloqué avec des interventions appropriées sur toutes les surfaces libres : dans le cas en question sur le front de taille même.

Si cela n'est pas effectué, les phénomènes de rupture se diffusent en profondeur et déclenchent de telles convergences qu'il est impossible de les contrôler : c'est ce qui s'est produit au p.m. 5172.

Ceci paraît confirmer qu'une cadence d'avancement sans arrêts prolongés et une consolidation appropriée du massif au contour de la cavité, réalisée immédiatement au front, peuvent d'une part garantir la stabilité de la cavité et d'autre part rendre moins onéreuses les interventions de stabilisation.

- e) Une dernière observation concerne la vitesse de convergence en fonction des recouvrements et les valeurs des vitesses à partir desquelles on a stabilisé la cavité avec le revêtement définitif.

A partir des courbes reportées sur la figure 20, on peut remarquer ce qui suit :

- les vitesses de convergence mesurées à la distance de 3 diamètres à partir du front de taille tendent à augmenter sensiblement avec les recouvrements et, d'autre part, les vitesses enregistrées après 60 jours, c'est-à-dire au moment du bétonnage du revêtement dans la section de mesure, ne sont pas trop influencées par des charges lithostatiques croissantes;

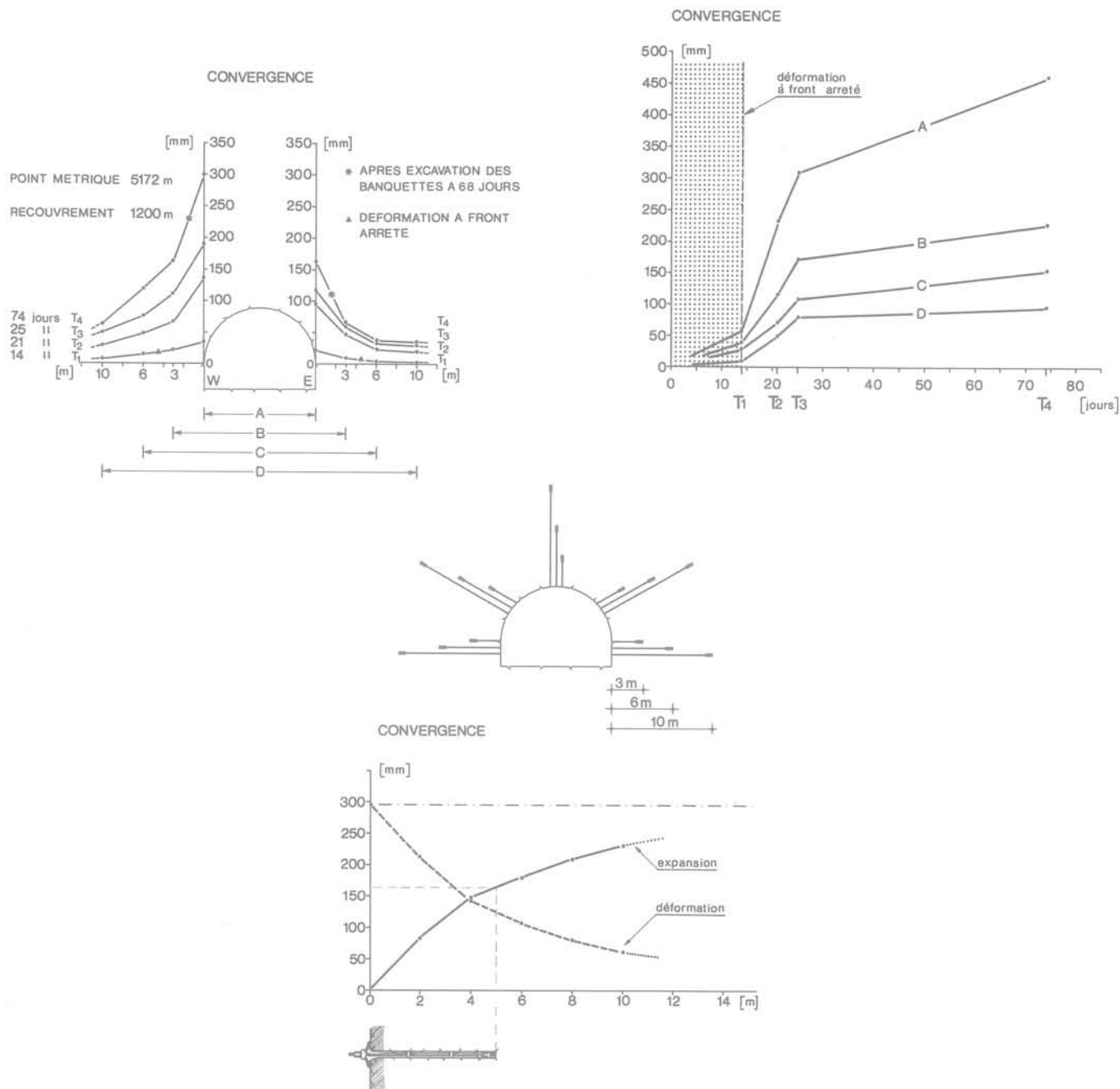


Fig. 21 Mesure de la zone décomprimée

— le revêtement réduit sensiblement les vitesses de convergence sans toutefois les annuler.

En même temps que les mesures de convergence, l'auscultation du massif a été effectuée pour définir l'étendue de la zone plastifiée et fracturée (fig. 13). On a utilisé des extensomètres à barres, de longueur différente, disposés radialement et on a mesuré aussi la vitesse de propagation des ondes élastiques. Les résultats des auscultations par barres (fig. 21) ont été particulièrement significatifs pour la station du p. m. 5 172 avec un recouvrement de 1 200 m et mettent en évidence que la décompression autour de la cavité peut s'étendre radialement sur quelques diamètres et que même à dix mètres environ du parement on peut encore enregistrer des déformations de l'ordre de 10 cm. Ils confirment aussi le comportement anisotrope de la cavité. Enfin, malgré une consolidation

exécutée avec 1,5 boulon par m^2 , les déformations au contour ne tendent pas à s'atténuer sensiblement dans le temps et réapparaissent même deux mois après le creusement, lors de l'approfondissement du radier pour le bétonnage des banquettes.

Dans les deux diagrammes de la figure 21 ont été reportés d'un côté les allures des convergences en fonction du temps à partir des bases de mesure A. B. C. D., et de l'autre la courbe d'expansion de la bande plastifiée en fonction de la longueur des boulons utilisés pour consolider le massif dans la zone de la station extensométrique.

L'auscultation du massif par mesure de la vitesse de propagation des ondes longitudinales a été effectuée systématiquement sur 90 % du tracé de la galerie. Elle a été faite sur des bases de longueur comprises entre 5 et 20 m respectivement. On peut voir sur la figure 13

TUNNEL DU FREJUS		TUNNEL FERROVIAIRE			GALERIE D'ESSAI			TUNNEL AUTOROUTIER				
 MESURE DE LA CONTRAINTES A LA PAROI		MESURE EFFECTUEE DANS LE REVETEMENT			MESURE EFFECTUEE DANS LA PAROI DE ROCHE							
		VERIN 65x25			VERIN 64x32			VERIN 70x70				
		P.M. [m]										
H [m]		7700	8020	9580	315	693	983	852	924	4010	4060	5626
Y-H [MPa]		1550	1400	900	140	420	570	520	560	720	740	1450
σ_T [MPa]		41.80	37.80	24.30	3.78	11.30	15.40	14.00	15.10	19.40	20.00	39.10
σ_T [MPa]		—	—	—	—	—	—	21.0	10.5	4.5	7.5	2.0
σ_{Tm} [MPa]		—	—	—	—	—	—	18.5	25.5	1.7	2.5	4.5
		—	—	—	—	—	—	5.5	18.5	—	—	3.3
		1.8	2.7	1.6	3.6	11.4	11.4	15.0	18.1	3.1	5.0	3.2

Fig. 22

que les valeurs V20 des vitesses mesurées sur les bases de 20 m sont presque toujours plus élevées que celles V5 des bases de 5 m excepté dans la partie où la décompression de la cavité est assez importante pour faire apparaître des valeurs V5 et V20 pratiquement égales (zone de rupture des boulons). Dans le tronçon compris entre les p.m. 500 et 1 000 m elles montrent, au contraire, des valeurs très différentes, ce qui indique de faibles phénomènes de détente et par conséquent un comportement pseudoélastique du massif.

Les valeurs moyennes de vitesse sont :

Vm = 3 000 m/s	Point métrique : 200 + 1 000
Vm = 2 100 m/s	Point métrique : 1 000 + 2 800
Vm = 2 500 m/s	Point métrique : 2 800 + 6 500

On peut remarquer que V5 et V20 se sont maintenues presque toujours entre 2 000 et 3 000 m/s. Ce résultat semble indiquer qu'en définitive, les caractéristiques du massif rocheux, tout au long du tracé, à l'exception des premiers 1 000 m, sont assez uniformes et que l'évolution des convergences doit être ainsi considérée comme indépendante de ces caractéristiques. La mesure des **températures de la roche** le long du tracé, (fig. 13), confirme la valeur du gradient géothermique prévue sur la base des données disponibles grâce au tunnel ferroviaire et à la petite galerie d'essai.

Pour la **mesure des contraintes** dans le massif rocheux, on a utilisé la technique du vérin plat (P. HABIB), en écartant dès le début la méthode de libération totale des contraintes à cause de la nature de la roche (texture schisteuse très épaisse) sur laquelle devaient être faits les essais et des phénomènes de décompression qui se seraient produits lors du forage de l'avant-trou. La technique du vérin plat permet de mesurer, dans des conditions pseudoélastiques de la

paroi d'essai, la contrainte tangentielle et de déterminer le facteur de concentration des contraintes en partant de certaines hypothèses sur la contrainte initiale d'après la théorie de l'élasticité.

Si la concentration des contraintes produites par le creusement déclenche des ruptures au contour de la cavité, la contrainte tangentielle mesurée représente un pourcentage de la contrainte théorique à la paroi et décroît d'une façon inversement proportionnelle aux phénomènes de décompression et de plastification (fig. 22). D'autre part, les observations faites au cours du creusement ont montré que pour des recouvrements de 0 à 600 m on avait des ruptures presque nulles au contour de la cavité et un front stable, mais que pour des recouvrements de 600 à 1 700 m on avait des ruptures diffuses près du contour avec des instabilités locales au front.

On peut donc raisonnablement affirmer que si le comportement du massif rocheux est surtout du genre pseudo-élastique pendant les premiers mille mètres de galerie, dans les 5 400 m restants il est du genre élastoplastique avec radoucissement.

Compte tenu de la nature schisteuse des formations, de leur faible serrage par rapport au côté français, on peut avancer l'hypothèse que des contraintes tectoniques résiduelles n'existent pas. Les manifestations de décompression très fortes qui se sont produites entre les p.m. 4 500 et 5 500, et que l'on pouvait penser devoir se produire pour des recouvrements plus forts, pourraient s'expliquer par une canalisation des contraintes et, plutôt que de dépendre de la morphologie, pourraient dépendre du jeu des grands systèmes de discontinuité qui séparent la masse métamorphique intéressée par le tunnel et des reports d'efforts par effets de voûte, créant ainsi des concentrations locales de contraintes, d'où l'hétérogénéité de comportement du massif sur de courtes distances (Panet).

Le tunnel du « Gran Sasso »

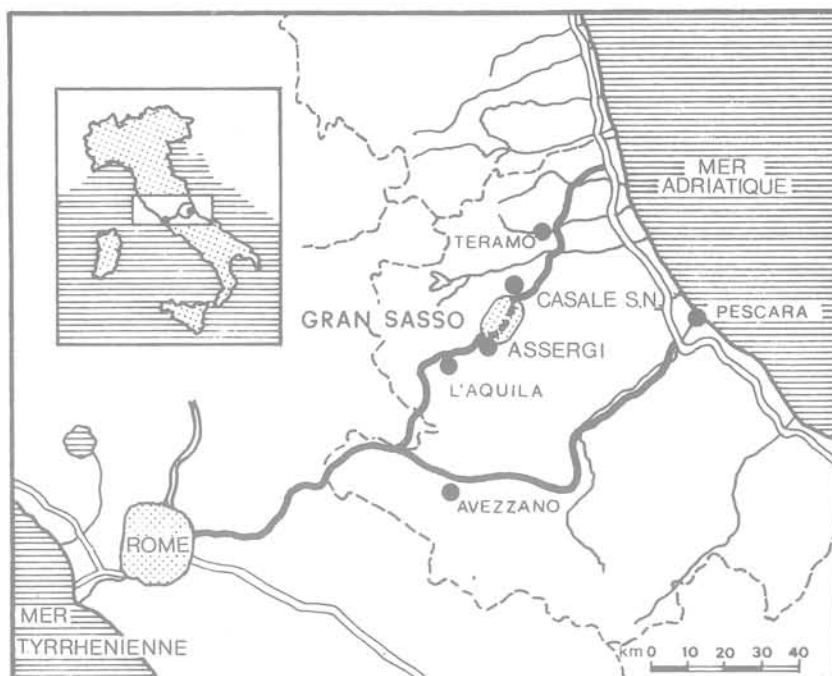


Fig. 23

1 Caractéristiques de l'ouvrage

Le tunnel du Gran Sasso, dans l'Italie centrale, avec ses 10,170 km relie le système autoroutier du côté Tyrrhénien à celui du côté adriatique (fig. 23), en passant sous la chaîne du Gran Sasso au moyen de deux galeries d'entre-axes variable entre 45 et 90 m fonction du recouvrement.

Le tracé en plan des deux galeries, à peu près orientées SO-NE, présente deux lignes droites pratiquement parallèles de 4 666 m de longueur pour le tube droit et 6 438 m de longueur pour le tube gauche, raccordées aux extrémités par des tournants qui conduisent aux entrées respectives vers la localité « d'Assergi » du côté de Rome et vers la localité de « Casale S. Nicola » du côté de Teramo. L'altimétrie du tunnel présente un sommet à peu près à la moitié du tracé avec des pentes, dirigées vers les sorties, de 0,2 % du côté de Rome et de 1,6 à 2 % du côté de Teramo. Les recouvrements, qui vont de quelques mètres jusqu'à un maximum de 1 300 m au droit du sommet du Monte Aquila, augmentent graduellement dans les trois premiers km à partir des entrées pour se stabiliser autour d'une valeur moyenne de 1 000 m dans la partie centrale.

Les sections-type adoptées sont les suivantes (fig. 24) :

- 1) une section sans arc renversé, utilisée dans les formations de calcaires dolomitiques, avec des surfaces de creusement variables entre 80 et 90 m² et avec une dimension maximale de 8,5 × 12 m;
- 2) une section avec un arc renversé, réalisée dans la série marno-arenacée avec une surface de creusement utile variable entre 100 et 120 m² et avec une dimension maximale de 11,5 × 12,5 m.

Les deux sections-type ont, dans le radier, des collecteurs pour l'écoulement des eaux drainées par les galeries, capables d'un débit pouvant atteindre jusqu'à quelques m³/s. Sur le côté de Casale S. Nicola, le projet a prévu la construction d'un tunnel à section réduite (23 à 30 m²) qui passe à 12 m environ sous le niveau de l'autoroute le long de la ligne médiane comprise entre les deux galeries; la fonction de cet ouvrage a été de servir de galerie d'essai pour les deux galeries principales et d'être utilisé pour la ventilation et l'écoulement des eaux à travers la série marneuse.

L'abattage du rocher pendant l'avancement à partir des deux entrées est réalisé au moyen d'explosif. Le soutènement immédiat de la cavité a été réalisé avec des cintres métalliques avec un entre-axes variable de 0,8 à 2,5 m et avec du béton projeté de 20 à 40 cm d'épaisseur.

Le revêtement définitif, construit en pleine section, est effectué à une distance d'environ 300 m du front. Le tunnel, entièrement réalisé par la Société Cogefar, a entraîné des difficultés hors pair. Il a été commencé en 1968 et l'abattage des derniers mètres est prévu pour le début de 1980.

2 Géologie du tunnel

Le plateau calcaire du Latium et des Abruzzes, dont fait partie le massif du Gran Sasso, est constitué par une puissante série sédimentaire qui s'est formée dans une zone fortement subsidente pendant une période assez longue qui va du Trias au Miocène (fig. 25).

La succession lithologique comprend, à partir de la base, des dolomies et des calcaires dolomitiques du Jurassique, des calcaires siliceux stratifiés ou bien des

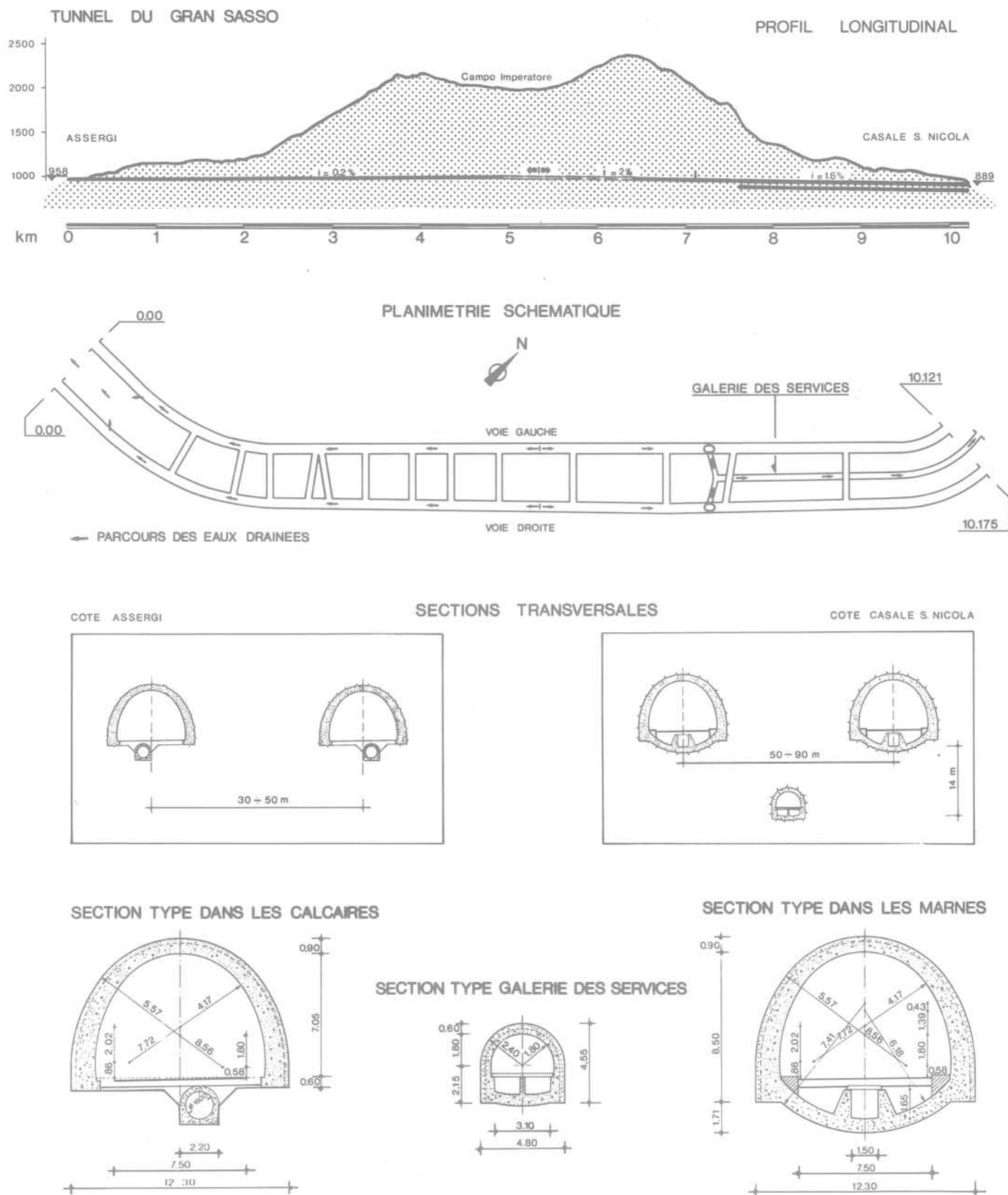


Fig. 24



GRAN' SASSO

GRAN' SASSO

massifs détritiques du Crétacé, des calcaires marneux du Miocène et enfin un manteau épais du flysch arenacé qui s'est sédimenté dans des bassins fermés plus ou moins étroits.

Dans son ensemble, l'évolution de toute la série sédimentaire des Abruzzes est du genre miogéosynclinal avec une phase tardive de sédimentation de flysch. A partir de la fin du Miocène, à cause d'une plus grande subsidence des régions adriatiques, il s'est produit, au niveau des anhydrites plastiques du Trias, un détachement du substrat de certains blocs calcaires-dolomitiques qui faisaient partie du plateau primitif et qui ont glissé dans la direction de l'Adriatique. Ceci a déterminé la formation de grandes structures amplesment surplissées en direction NE au-dessus des séries marno-calcaires qui étaient devant elles et qui s'en sont trouvées plissées et intensément tectonisées.

Conformément à ce schéma structural, on peut reconnaître dans le Gran Sasso, (qui constitue le massif montagneux le plus externe), un bloc calcaire dolomitique, formé dans son ensemble par un grand monoclin, qui est surplissé au-dessus d'un bloc calcaire dolomitique changeant en marnoux, partiellement renversé. Dans le monoclin on trouve surtout une tectonique de détente, qui tend à le rabaisser progressivement en grands blocs vers les zones préalablement mises à nu. Les failles directes les plus importantes qui la caractérisent et dont le rejet dépasse parfois mille mètres, sont mylonitisées d'une manière très évidente et constituent des cloisons imperméables qui maintiennent une piécométrie élevée à l'intérieur de chaque secteur. Dans le bloc calcaire, partiellement en série renversée et sur lequel est surplissé le précédent, le comportement des masses rocheuses a été fortement différentié à cause de la poussée du surplissement :

- 1) dans les marnes plus ou moins calcaires du Miocène supérieur, rencontrées dans la galerie sur une longueur d'environ 3 000 m, l'effet de compression a produit une auréole étendue de tectonisation et de lamination à partir de la zone de contact avec les formations plus raides, qui s'atténue progressivement sur des distances de l'ordre de quelques centaines de mètres. En outre d'importants phénomènes de tectonisation, avec la formation de véritables maroschistes, ont eu lieu même sous des recouvrements modestes, en fonction de l'extrusion d'écaillles tectoniques secondaires, rencontrées près des entrées;
- 2) dans les calcaires stratifiés du Paléocène et du Miocène moyen-inférieur, dont la puissance au niveau des galeries autoroutières est variable par suite du chevauchement d'écaillles de vingt à quelques centaines de mètres entre les p.m. 3 000 et 3 300 du côté de Teramo, la tectonisation est visible avec la formation de très petites écaillles de plissements de rayon plus ample.
- 3) dans les calcaires plus raides du Crétacé, l'effet du surplissement a produit une série de grosses écaillles tectoniques de grandeur différente, qui se sont superposées et qui se sont pénétrées le long de faisceaux de failles et de fractures verticales en direction NS, généralement aquifères. En plus, le surplissement a intéressé complètement la masse des calcaires stratifiés avec un réseau de micro-fractures fermées du genre stylolithique.

Sous le profil hydrologique, la situation tectonique et structurale qui vient d'être décrite permet une intense

3 Etude géologique et géomécanique pour le comportement des cavités

Au début des travaux, en 1968, les connaissances géologiques étaient très réduites et limitées aux données découvrant des observations de surface et des relevés aérophotogramétriques, tandis que les connaissances géotechniques étaient pratiquement inexistantes.

Par la suite, avec l'excavation des entrées sur les deux côtés, à cause de l'importance de l'ouvrage et des nombreuses difficultés rencontrées au cours de l'avancement, on a effectué une série de relevés systématiquement détaillés, concernant la lithologie, la stratigraphie, la sédimentologie, la tectonique, l'hydrologie, la géotechnique, etc., qui se sont prolongés pendant toute la durée des travaux et qui sont en cours encore actuellement à une centaine de mètres de la conclusion.

Les résultats de ces relevés obtenus grâce à trois sondages verticaux profonds (jusqu'à 1 400 m) exécutés en partant de l'extérieur, de sondages de prospection longue (jusqu'à 300 m), exécutés à l'avancement au-delà du front ainsi que ceux des mesures expérimentales *in situ* et en laboratoire, sont synthétisés sur la figure 26 et rassemblés dans une série de diagrammes et de tableaux que l'on examinera plus loin.

Alors que l'étude et les relevés de géologie générale et géostrucurale ont été étendus à tous les tunnels, l'étude a été limitée à certaines zones.

Les étapes principales de la construction du tunnel peuvent être résumées comme suit :

- traversée de la formation calcaire dolomitique avec le problème de l'avancement à travers des roches aquifères sous des pressions hydrostatiques variant jusqu'à 6 MPa, en présence de sols plus ou moins constants, et par conséquent avec la nécessité de maîtriser les gradients hydrauliques autour des excavations;
- traversée de la formation marno-calcaire, avec le problème de soutènement autour des excavations par des interventions de consolidation, et avec le problème des décompressions liées à des états de surcontrainte de la masse rocheuse.

Les exécutants du projet, qui étaient obligés, tous les jours, de résoudre ces problèmes, devaient donc nécessairement ouvrir des campagnes d'étude adéquat, pour être guidés dans le choix et dans la réalisation des interventions. Du même coup, ces études ont été développées et concentrées exclusivement là où les instabilités pouvaient compromettre sérieusement la possibilité d'exécuter le tunnel, et en particulier dans la traversée de la formation marnieuse au-dessous de recouvrements considérables (p.m. 0 à 3 000 du côté de Teramo), dans le franchissement de brusques fronts de pression hydrostatique, en présence, ou non, de matériaux incohérents (faille de

[illegible][illegible]

Dans son ensemble, le versant septentrional du « Gran Sasso » est constitué par une structure à pli-faille couchée dont le flanc renversé (zone C) est, par la suite, coulé partiellement sur le flanc droit (zone B).

Cette évolution géostructurale a déterminé quelques bandes tectonisées, particulièrement développées :

- 1) dans les marnes entre les zones A et B, comprises entre l'anticlinal calcaire et l'échelle tectonique. Ici les marnes paraissent complètement subdivisées en de petites écailles brillantes pour une puissance d'une centaine de mètres environ, ayant perdu toute trace de la stratification originale;
- 2) à la limite entre les zones B et C, dans la zone supposée de « charnières ». Ici les couches ont une disposition variable et chaotique sur un tronçon de 20 à 30 mètres. En effet, les couches de la zone C sont renversées, et à pente modérée (40°), alors que les couches de la zone B sont beaucoup plus inclinées (75°) à proximité de la zone de faille, là où existe le phénomène de surgissement de la zone C sur la zone B;
- 3) près de la zone de contact avec le calcaire marneux Tortonien, au p.m. 3060, là où en plus d'une augmentation de la qualité et de la grandeur des plis on peut observer une variation évidente de la disposition à cause de l'axe des plis placé en direction E-O, parallèle à l'axe de contact avec le bloc calcaire de surgissement.

● **Lithologie** : la définition des types lithologiques constituant la formation marneuse a été basée, au-delà de l'aspect visuel de la roche, sur les analyses morphométriques, minéralogiques et de texture d'échantillons représentatifs. Ces déterminations ont permis d'établir trois « familles lithologiques » principales : les calcaires marneux, les grès et les marnes. Mais dans la masse rocheuse on rencontre la gamme entière des **lithotypes** marneux intermédiaires.

- a) **Calcaires marneux** : ce lithotype comprend des termes ayant une teneur en CaCO_3 comprise entre 70 % et 90 %.

- b) **Marnes** : cette roche est homogène et compacte, avec une coloration d'ensemble gris-noirâtre, et en général elle présente une texture orientée. Un faciès tout à fait particulier des marnes est représenté par les marnes « laminées ». Cette dénomination se réfère à des lithotypes qui peuvent être rapportés — originairement — à des marnes ou des siltites stratifiées, qui, par suite des contraintes tectoniques considérables, ont été réduites à des petites écailles centimétriques juxtaposées, dans lesquelles toute trace des structures sédimentaires primitives a disparu. La composition minéralogique de la marne et de la marne laminée est indiquée dans le tableau de la figure 27.

- c) **Grès** : les grès sont des lithotypes compacts gris-clair, à texture orientée avec un parallélisme des veines minérales opaques, des phyllosilicates et des granules lithiques. La fraction détritique (70 % environ) est constituée, en général, par des granules sableux de 1/4 à 1/8 de mm environ, et, dans quelques couches, par des éléments lithiques de plus de 1 mm de diamètre.

Souvent, les faciès arénacés mettent en évidence, dans la partie inférieure des blocs, une sédimentation graduée avec des empreintes de base typiques; alors que vers le sommet, ils vont graduellement aux siltites et aux marnes.

● **Profils structuraux** : les roches dans les tunnels peuvent être schématiquement réduites à 6 catégories géostructurales élémentaires (fig. 28).

- 1) **Calcaires marneux** : en bancs réguliers, d'une puissance jusqu'à 2 à 3 m avec une interstratification de rares niveaux de plusieurs décimètres de marnes laminées. Dans ce lithofaciès les joints de stratifications présentent des surfaces polies, et parfaitement lisses. Quelques diaclases, souvent avec une recimentation de calcite, présentent des striures évidentes, avec une périodicité de 2 à 3 m environ : elles entrecoupent des bancs calcaires perpendiculairement à leur stratification, en isolant des blocs de dimensions considérables (supérieurs à 1 m³).

MINERAUX	MARNE	MARNE LAMINEE
quartz	20 %	15 ÷ 20 %
feldspath	5 ÷ 10 %	5 %
mica	5 ÷ 10 %	20 ÷ 25 %
montmorillonite	5 %	10 ÷ 15 %
kaolin	5 %	20 ÷ 30 %
oxydes de fer	5 %	—
illite	5 %	—
calcite – dolomite	30 ÷ 45 %	20 ÷ 25 %

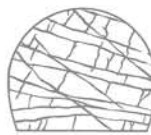
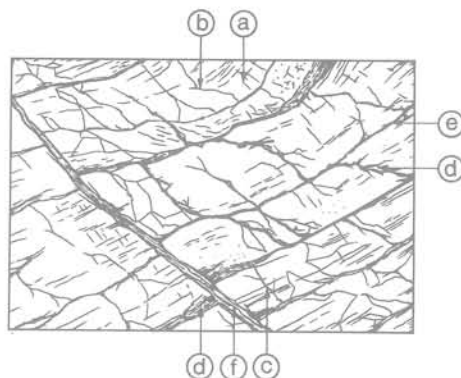
Fig. 27

POUR LA MATRICE

- (a) microcassures avec recimentation calcaïque et texture isorientée
- (b) cassures locales à surface lustrée
- (c) cassures avec intercalations millimétriques de matériau laminé

POUR LE MASSIF ROCHEUX

- (d) cassures larges avec intercalations lenticulaires de plusieurs centimètres ou avec surfaces lustrées
- (e) joints de strate
- (f) failles avec bandes tectonisées



1

calcaire marneux



2

marne



3

grès



4

marne à bancs minces



5

marne à couches minces irrégulières



6

marne laminée

Fig. 28

- 2) **Marnes** : en bancs de 2 à 3 m de puissance, avec des discontinuités structurales, pratiquement similaires à celles de la catégorie précédente. Les joints de stratification présentent non seulement des surfaces polies, mais aussi des bandes laminées considérables.
- 3) **Grès** : en gros bancs (de 1 à 4 m), avec intercalation de couches de plusieurs décimètres de marnes, ou de marnes très laminées.
- 4) **Marnes** : en bancs peu puissants (inférieurs à 1 m), avec interstratification de marnes argileuses et de niveaux argileux, avec des joints de stratification translucides passant à des marnes laminées. De grandes surfaces de glissement, polies et concaves au travers des bancs, surtout en direction NNE, et avec les joints de stratification, isolent normalement des blocs de quelques dm^3 .
- 5) **Marnes** : en couches irrégulières peu puissantes, incorporées dans une matrice considérable de marne laminée. Des discontinuités très nombreuses d'éléments rigides, éloignées entre elles, en général de quelques décimètres, isolent une série de petits blocs plus ou moins interdépendants, de moins de 1 dm^3 de volume, pratiquement plongés dans une masse constituée par des petites écailles et par de la marne laminée.
- 6) **Marnes laminées** : elles constituent la limite extrême de la décomposition des marnes. Ce lithofaciès consiste en des écailles très petites, ayant jusqu'à 10 mm d'épaisseur, parfois à l'état plastique, juxtaposées et serrées, avec des surfaces polies et onctueuses. La masse rocheuse est formée, ici, par des frisements et de petites lentilles résiduelles de marne silteuse.

• *La classification des joints* : elle était considérée comme importante uniquement pour les catégories 1 à 4. Deux types principaux de discontinuités structurales ont été reconnues d'après leur origine, leur fréquence et leur dimension : les discontinuités de la matrice et les discontinuités de la masse rocheuse tout entière; l'origine du premier type est liée aux phénomènes diagénétiques du sédiment; celle du second aux phénomènes tectoniques et à la sédimentation (fig. 28).

Pour la matrice :

- a) des microfractures avec recimentation de calcite à texture orientée;
- b) des fractures locales à surfaces polies;
- c) des fractures à bandes centimétriques de matériau laminé;

Pour la masse rocheuse :

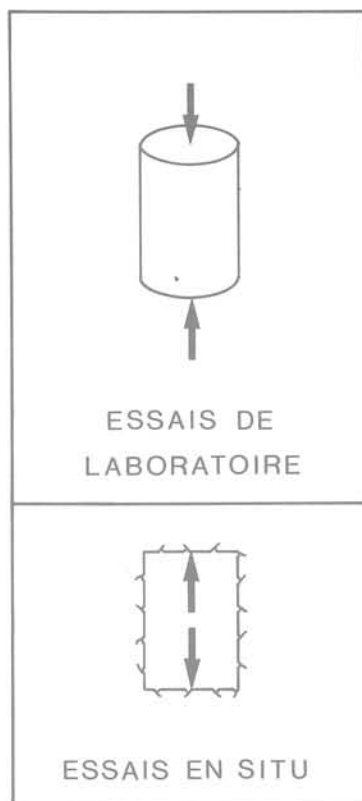
- d) de grandes cassures à bandes lentiformes de plusieurs décimètres d'épaisseur ou bien à surfaces polies;
- e) des joints de couche;
- f) des failles avec des bandes tectonisées considérables.

L'orientation principale de la fracturation dans les bancs rigides (N-S) est pratiquement orthogonale à celle de la stratification (E-O). Dans les couches de marne argileuse il y a une schistosité importante subparallèle aux joints de couche.

Le développement et l'uniformité de la distribution des discontinuités des types b-d confèrent à la masse une structure typique de blocs juxtaposés : le volume des

TUNNEL DU GRAN SASSO

G	CM	MG	M	ML
0,7	1,7	—	2,8	9,4
0,25	0,26	—	0,25÷0,26	0,22÷0,23
—	75	—	35÷65	25÷40
85	72,5	—	37,5	—
9	5,6	—	2,4	—
—	—	—	0	0
—	—	—	38	33
19000	—	—	10000	—
—	—	6280	3780	2500
—	—	10	8	4,5
—	—	8,2	5,4	2,7
—	5500	4500	—	3000
—	89000	57000	—	23000



W %
γ_d [KN/m ³]
CaCO ₃ %
σ_f [MPa]
σ_t [MPa]
C [MPa]*
ϕ *
E_s [MPa]
E_s [MPa]
σ_{gd} [MPa]
σ_T [MPa]
V_L [m/s]
E_{dyn} [MPa]

* Mesures le long des joints de lamination

G = GRES

MG = MARNE A BANCS DE GRES

CM = CALCAIRE MARNEUX

M = MARNE

ML = MARNE LAMINEE

Fig. 29

blocs est de 0,5 à 1 m³. Les caractéristiques structurales de type « a » pour la matrice, et de type « e » pour la masse, déterminent une anisotropie générale de la roche. En outre, les alternances fréquentes et répétées de couches de marne, de marne laminée, de grès, confèrent à tout l'ensemble un caractère hétérogène. Ces deux caractéristiques particulières, anisotropie et hétérogénéité, justifient la classification de cette formation parmi celles à « structure complexe ».

L'étude hydro-géologique effectuée par les trois sondages verticaux profonds déjà mentionnés (« Fontari », « Vaduccio », « M. Aquila ») et par les relevés systématiques des sondages de prospection en partant des tunnels, au-delà des fronts d'avancement, a donné les résultats indiqués sur la figure 26 pour les débits, les pressions et les perméabilités.

L'étude géomécanique a été effectuée au laboratoire et *in situ* (fig. 29). En laboratoire les essais ont surtout été concentrés sur la zone des formations marneuses et calcaires et ils ont donné — pour plusieurs lithotypes — les résultats indiqués sur la figure 29.

La porosité était directement proportionnelle à la variation de CaCO₃ : dans les lithotypes laminés sa valeur est assez élevée d'après les essais sur des blocs, et parfois plus proche de ce que l'on obtient pour des sols que pour des roches.

Pour chaque lithotype la résistance à la compression simple de petites éprouvettes orientées parallèlement à la stratification a été inférieure de 10 % environ. Quelques échantillons de marne ont mis en évidence une résistance plus élevée, de 25 % environ, due à l'orientation des minéraux lamellaires.

Les histogrammes de la résistance à la compression et à la traction (fig. 30), des principaux lithofaciès ont mis en évidence une influence prépondérante du pourcentage de CaCO₃ et de la granulométrie de la fraction détritique, alors que la texture de la roche paraît moins déterminante.

Au contraire, pour des échantillons rocheux de grandes dimensions (L = 50 cm), la présence des discontinuités b-c-d-e a été la cause d'une réduction radicale des caractéristiques mécaniques; la résis-

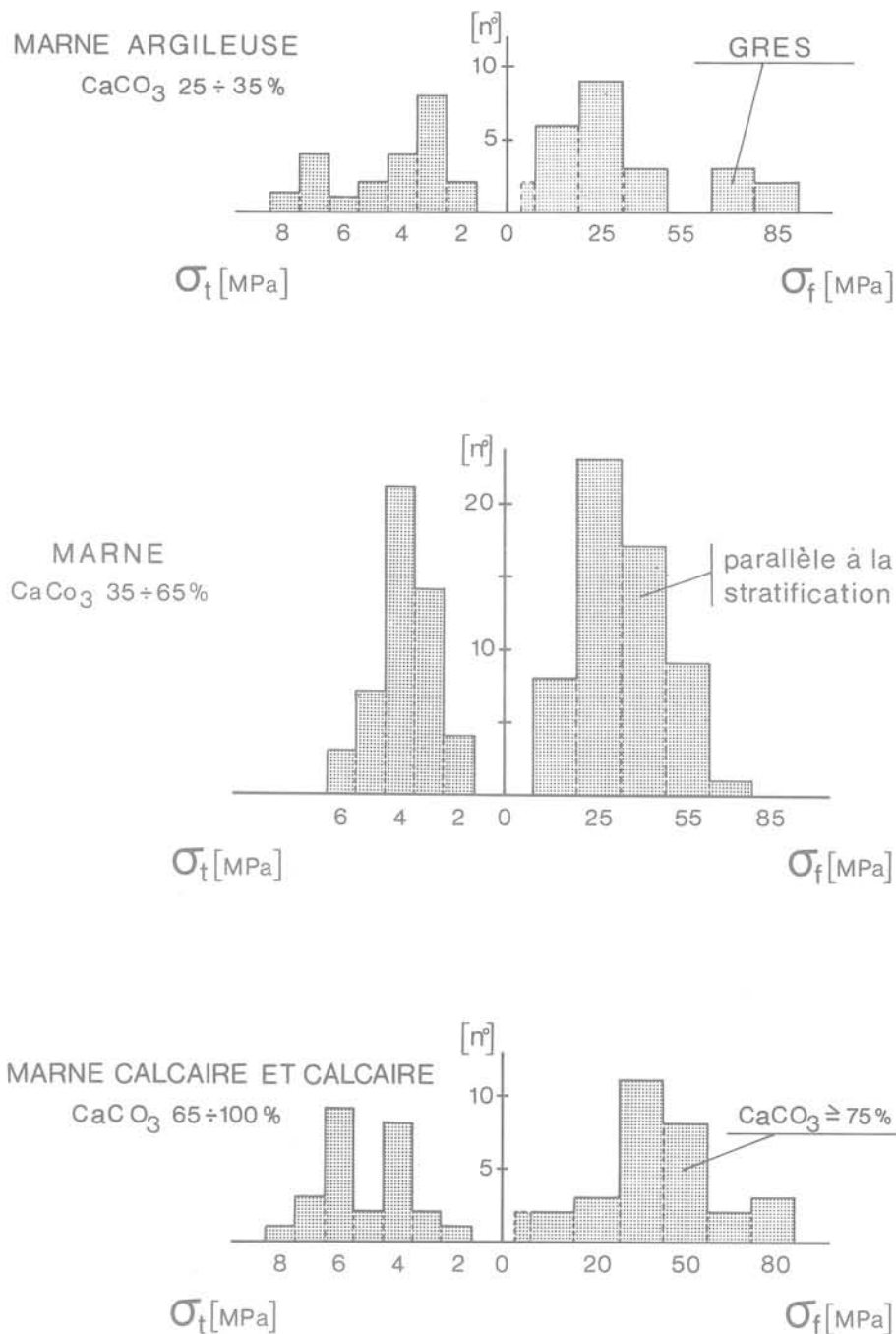


Fig. 30 Formation marno-calcaire : résultats des essais de compression monoaxiale et brésilienne

tance monoaxiale des blocs a été 10 fois inférieure à celle de la matrice pour la marne. Cet élément est indicatif du comportement de la paroi non revêtue du tunnel creusé. On a enregistré des différences considérables entre les résultats des essais de déformation sur de petits échantillons et sur de grands blocs.

Des essais triaxiaux n'ont été effectués que sur des échantillons de matrice de la marne. Sur la figure 31 on a indiqué la courbe intrinsèque et le comportement en cisaillement en laboratoire des joints dans de gros blocs de marne dure et laminée. Ces essais de cisaillement en laboratoire constituaient la seule possibilité valable pour ce type de formations complexes.

In situ on a mesuré les caractéristiques de déformabilité de la masse rocheuse et sa résistance résiduelle au bord de l'excavation au moyen de nombreux essais au vérin cylindrique et au vérin plat sur une longueur de 3 km de tunnel. Les essais au moyen de vérin cylindrique ont été réalisés dans des niches creusées dans les parois du tunnel. Des pressions appliquées graduellement, jusqu'à 20 MPa, ont mis en évidence des déformations très élevées. L'hétérogénéité structurale de la roche a été la cause du développement différent de la courbe du comportement, de convexe à concave (fig. 32).

Sur la figure 33 on a indiqué la comparaison entre les résultats des essais de déformabilité obtenus par différents types d'essais.

BLOC MARNEUX
HETEROGENE
dimensions : L = 50 cm

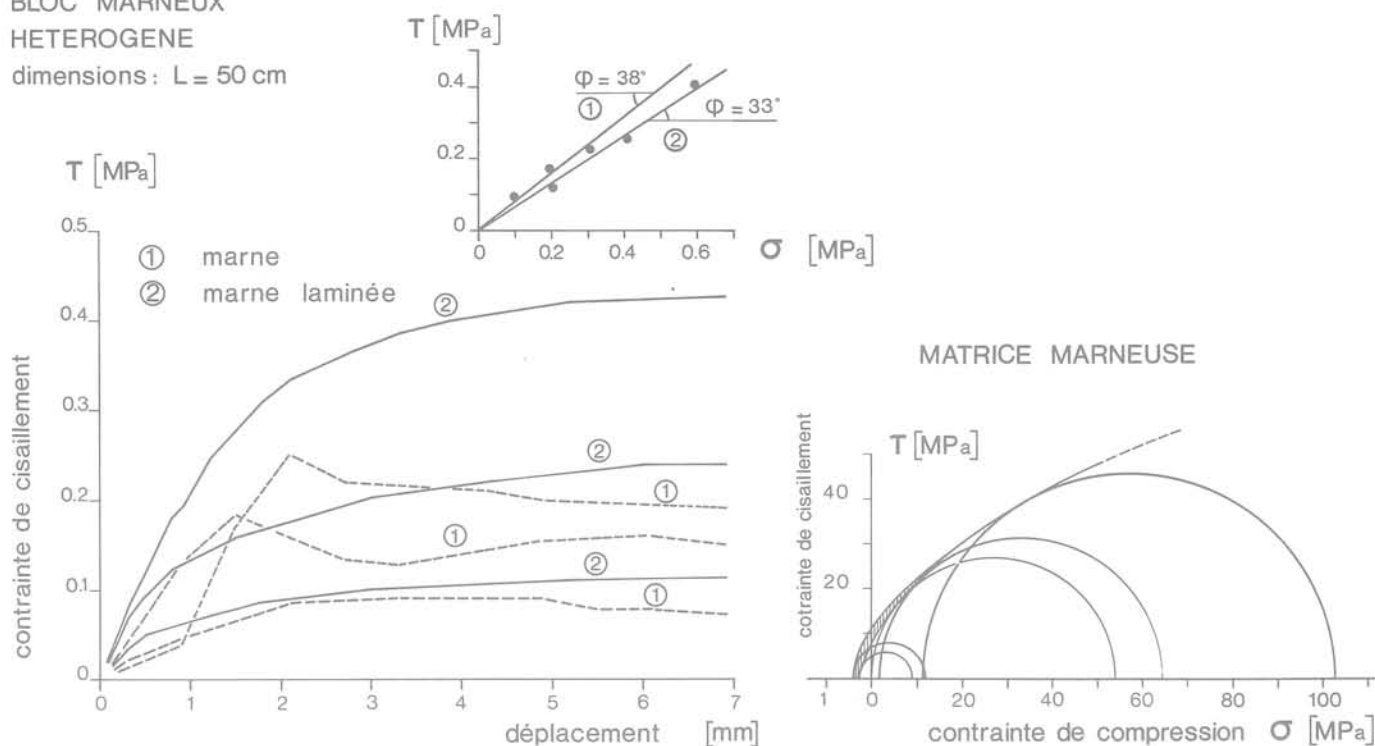


Fig. 31 Essai de cisaillement en laboratoire

Sur la base de la classification de Schneider (fig. 34), le massif rocheux présente un comportement non élastique, avec une situation de joints très serrés.

On a exécuté aussi des contrôles géomécaniques dans d'autres zones du tunnel, en particulier là où il était nécessaire de vérifier les caractéristiques de résistance et de déformabilité de la roche soumise à des gradients hydrostatiques considérables.

4 Comportement des galeries au creusement : interventions, contrôles, observations

Le creusement des deux tunnels a été effectué à pleine section à partir des deux entrées. Après chaque tir, l'avancement a été suivi par la consolidation immédiate de la cavité au moyen de cintres de section et d'entre-axes variables selon les exigences, noyés dans un revêtement préliminaire en béton projeté, dont l'épaisseur va de quelques centimètres jusqu'à 40 cm (fig. 35).

Ce genre d'intervention s'est révélé approprié aux différentes situations d'instabilité qui ont été observées le long du tracé des tunnels qui n'a subi de « collapsus » qu'en des points singuliers :

- dans la formation calcaire-dolomitique au p.m. 4 240 de la voie gauche, du côté de Rome, lors de l'éclatement d'un parement de la galerie dans une zone soumise à des recouvrements de 1 200 m;
- dans la formation marno-calcaire entre les p.m. 2 600 + 3 000 du côté de Teramo où, par effet des fortes décompressions subies par le massif chargé au-delà de sa résistance limite, un renforcement du revêtement préliminaire a été nécessaire lorsque celui-ci était complètement disloqué.

Ce renforcement a été effectué avec une autre série de cintres et par du béton projeté. Dans les tronçons de galerie plus délicats, ce genre de consolidation était constamment sous surveillance grâce à des cellules hydrauliques placées entre la roche et le revêtement, et il était renforcé et protégé de l'action des gradients hydrauliques par des injections de produits chimiques et de ciment dans les terrains sans cohésion (faille de « Valle Freda ») ou par l'exécution d'auréoles de trous de drainage dans les roches solides mais fortement fissurées et aquifères (fig. 36, 37 et 38).

Cette dernière technique, adoptée avec succès pour régulariser les gradients autour des fronts de taille, a permis de résoudre des situations particulièrement critiques comme celle de la traversée d'un front de pression de 6 MPa avec un débit maximal de 2 000 ℓ/s au droit de la faille transversale 8 et d'autres de moindre importance pour la faille de « Fontari ». Dans la traversée des calcaires-dolomitiques les interventions liées au comportement lors de l'excavation des galeries ont été limitées au drainage forcé (fig. 39) et à un traitement d'injections (fig. 40) dans quelques tronçons bien définis. Dans les marnes plus ou moins calcaires, le comportement des galeries a posé un certain nombre de problèmes qui, par plusieurs aspects, sont semblables à ceux du tunnel de Fréjus. Toutefois, contrairement à ce dernier, la consolidation des cavités n'a pas pu être réalisée au moyen de boulonnage systématique associé à du béton projeté du fait de l'extrême variabilité de la roche (si l'on excepte la zone des calcaires-marneux), de la présence d'importants bancs de marne et de l'alternance fréquente de bancs de matériau raide et de bandes laminées, toujours d'une certaine puissance, qui empêcheraient la tenue des têtes d'ancrage des boulons.

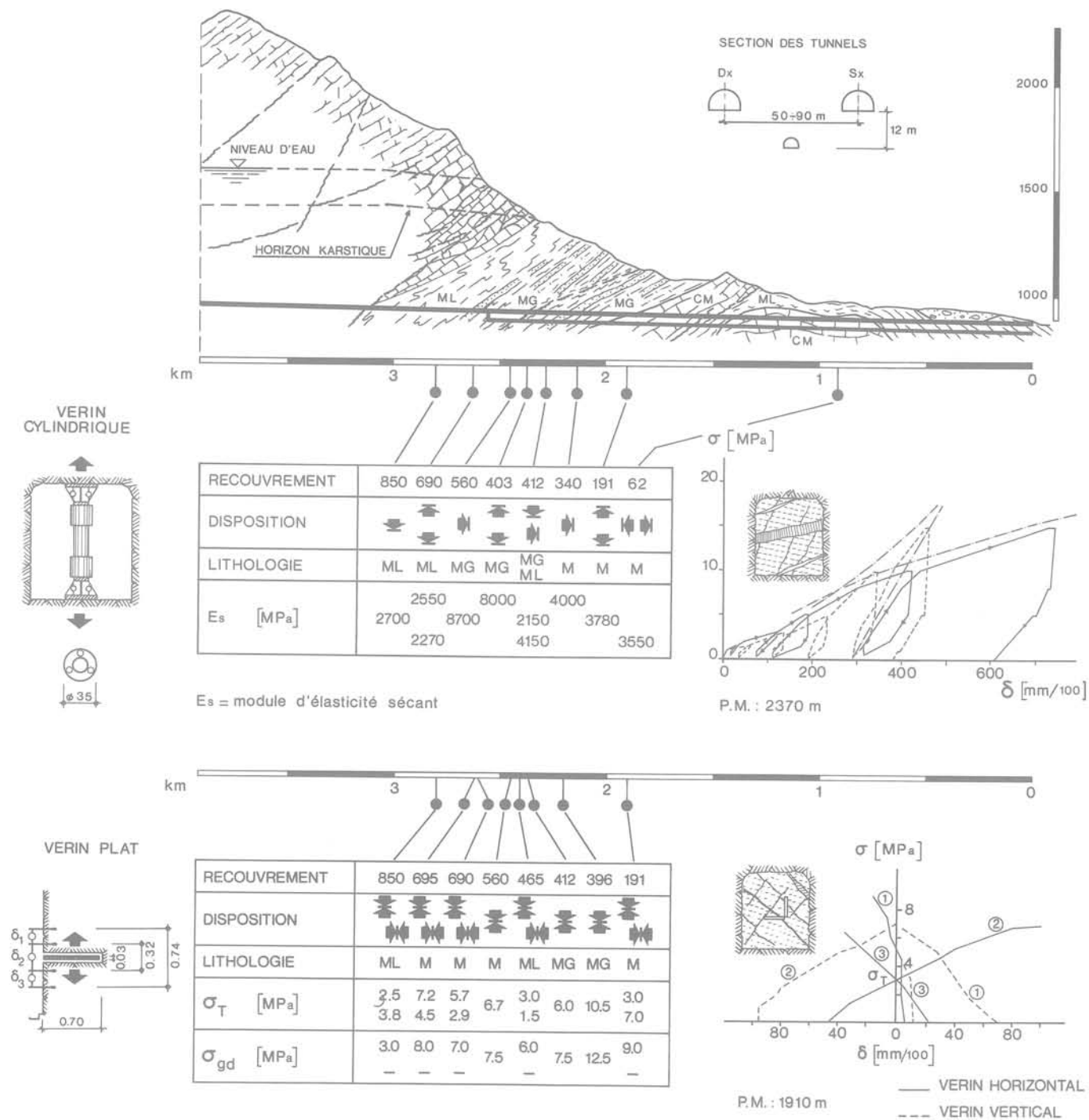


Fig. 32 Résultats des essais de vérin cylindrique et de vérin plat

Dans les calcaires-marneux le creusement des tunnels a été relativement rapide, avec des avancements compris entre 2,00 et 2,50 m après chaque tir. La stabilité de la cavité, dans son ensemble, était satisfaisante grâce aussi à la disposition particulièrement favorable des bancs.

On n'a relevé aucun phénomène qui puisse être relié aux valeurs croissantes des recouvrements compris entre 40 et 200 m environ. On a constaté des

phénomènes de rupture du genre fragile produits par le tir dans un anneau d'un mètre d'épaisseur environ autour de la cavité; ils ont été contrôlés par endoscope.

Le comportement dans les marnes et dans les marnes arénacées a varié le long de l'axe du tunnel (fig. 41). Généralement on a obtenu des avancements moyens d'environ 2,00 m après chaque tir, mais, pour d'importants tronçons du tunnel, on a dû réduire de moitié cette valeur pour des raisons de sécurité.

CHARGES ΔP [MPa]

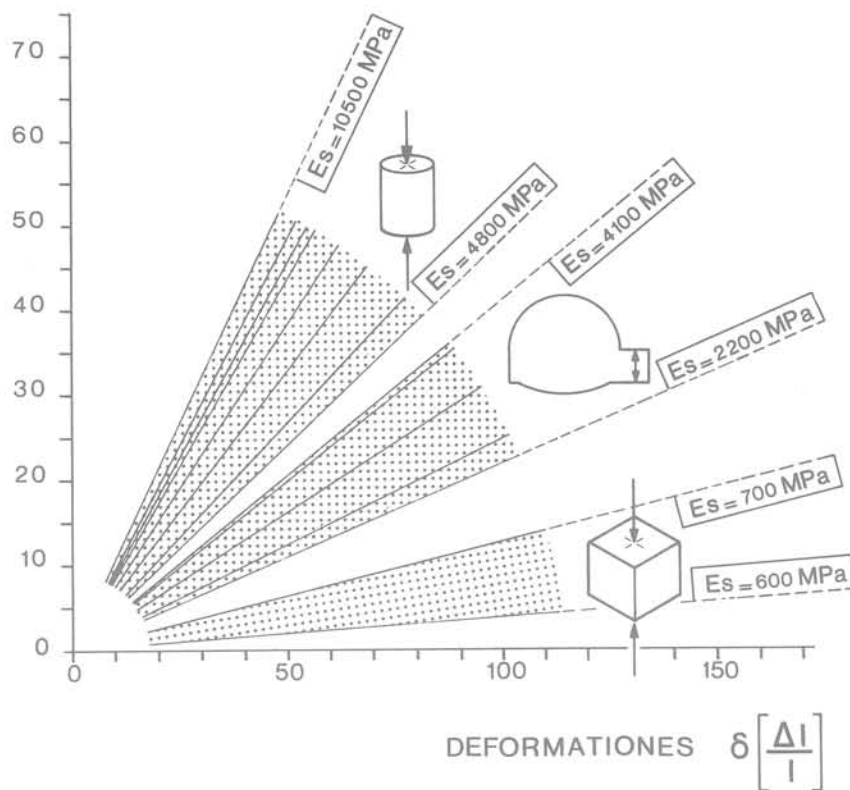
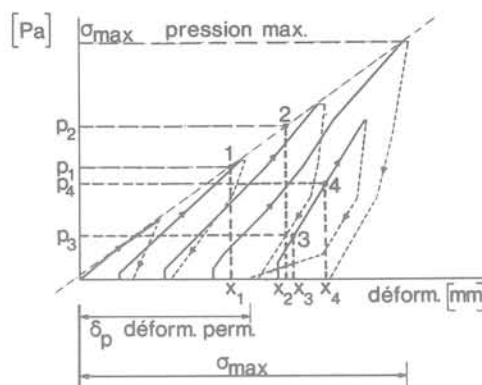
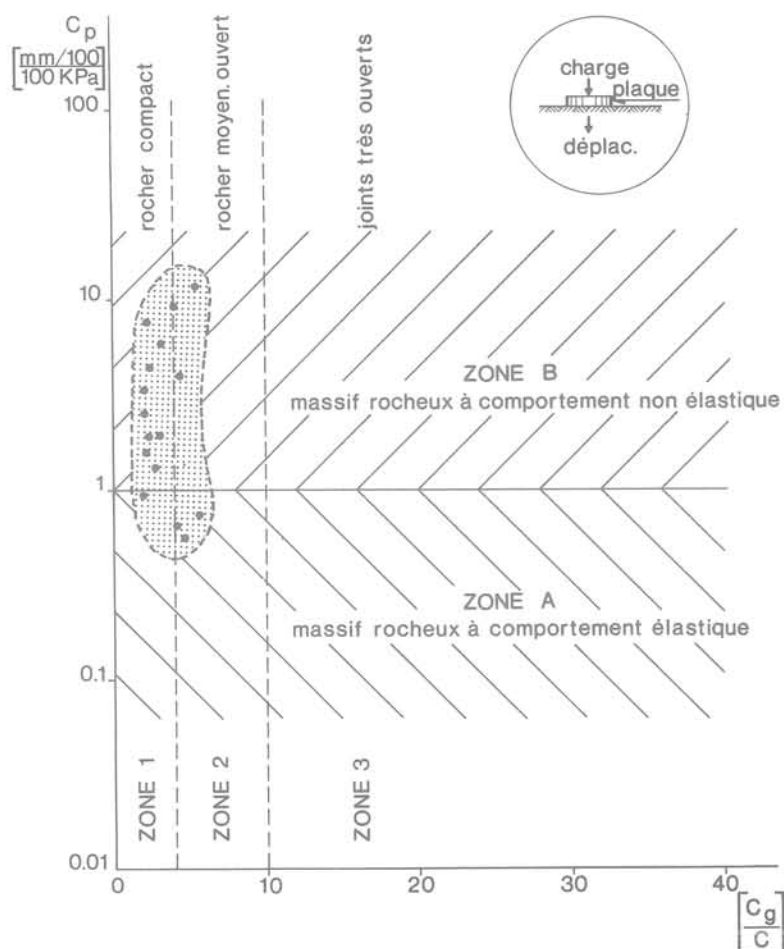


Fig. 33 Résultats des essais de déformabilité



$$\text{Coeff. de déform. globale : } C_g = \frac{x_2 - x_1}{p_2 - p_1}$$

$$\text{Coeff. de déf. élastique d'un cycle : } C = \frac{x_4 - x_3}{p_4 - p_3}$$

$$\text{Coeff. de déf. permanente : } C_p = \frac{\text{déform. perman.}}{\text{pression max.}}$$

Fig. 34 Formation marno-calcaire : classification de Schneider



Fig. 35

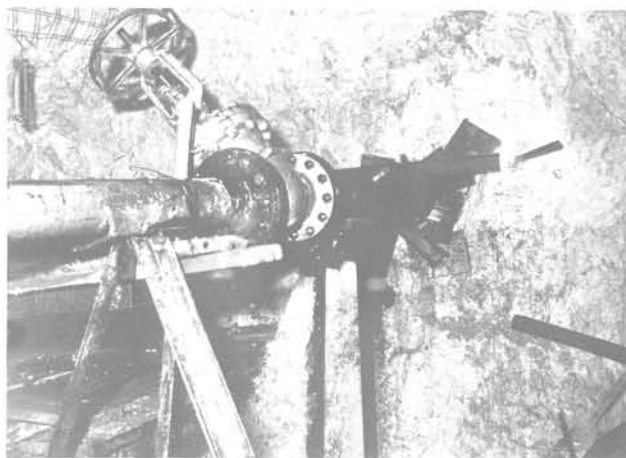


Fig. 37

Fig. 36

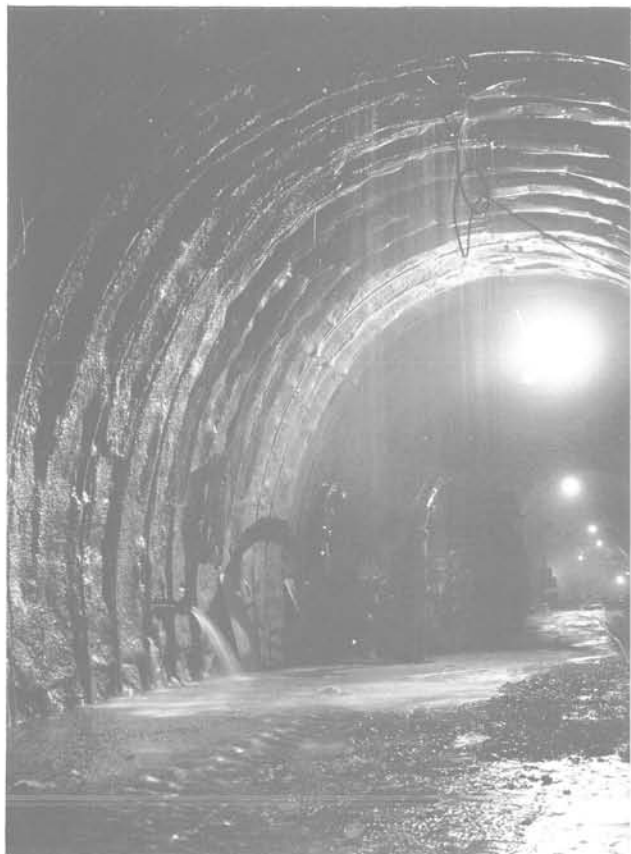


Fig. 38



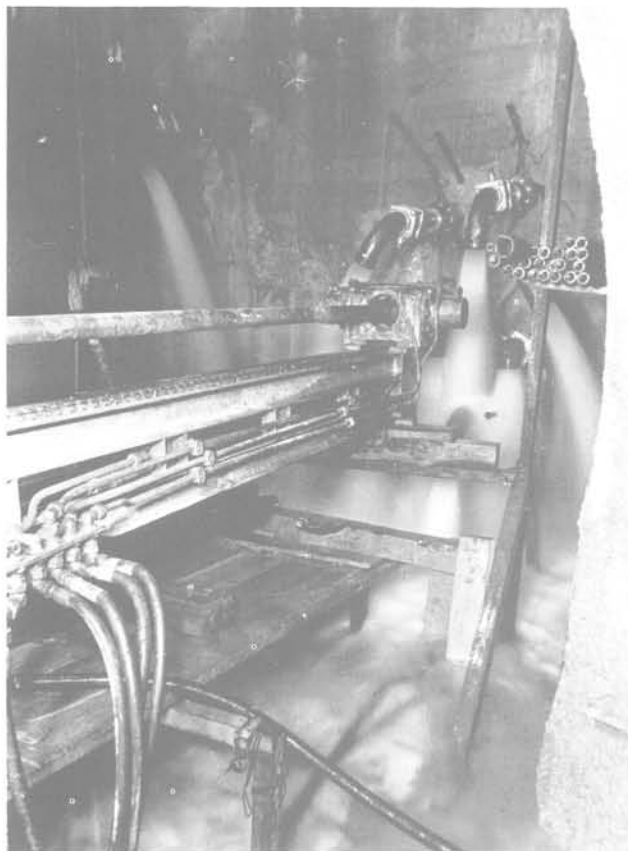


Fig. 39



Fig. 40



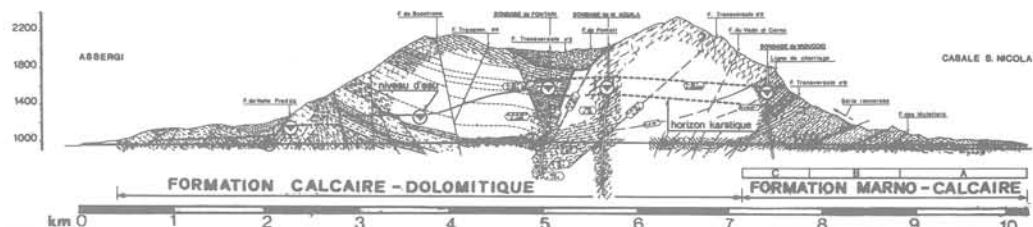
Fig. 41

Le creusement était généralement stable tant sur le front de taille que sur le périmètre de la cavité pour des recouvrements allant jusqu'à 300 m, mais pour des recouvrements supérieurs des phénomènes locaux d'instabilité se sont manifestés, avec de faibles relâchements aux reins et en calotte (fig. 42). L'anneau fracturé s'étendait en moyenne sur une épaisseur de 1,50 m. En particulier des phénomènes d'énucléation violente et soudaine à partir du front de taille, d'éléments de roche allant jusqu'à quelques mètres cubes, se sont produits en relation avec des faciès marneux, stratifiés et compacts entre les p.m. 1900 et 2250 sous des recouvrements de 300 à 500 m. Les surfaces de fracture avaient des formes conchoïdales et intéressaient plusieurs bancs apparemment stables. Les charges supportées par les structures, étaient plus ou moins symétriques et paraissaient rapidement croissantes en fonction du recouvrement. Le creusement dans les marnes laminées n'a présenté aucun problème de stabilité dans la zone A. Par contre, sous de grands recouvrements, (zone C), la stabilité était précaire et des avancements de 0,80 + 1,00 m ont seulement été possibles. Dans les pires conditions, il a été nécessaire d'adopter des soutènements immédiats sur tout le périmètre du creusement, front de taille compris. Ce dernier tendait, en effet, à prendre un profil concave. On a remarqué des phénomènes de rupture plastique sur tout le contour de la cavité. Ces phénomènes s'étendaient radialement à l'intérieur du massif rocheux sur quelques mètres et semblaient se stabiliser quelques mois après le creusement. Il en résultait des déformations très importantes qui augmentaient graduellement avec les recouvrements. Ces phénomènes engendraient des ruptures dans le soutènement, surtout en clé (fig. 43). Les pressions sur le soutènement préliminaire étaient distribuées uniformément au contour de la cavité et rendaient souvent nécessaire de mettre en œuvre un radier. Le comportement après la consolidation de la cavité a été suivi par des contrôles et des mesures dont les résultats sont résumés sur la figure 42, et mettent en évidence d'une part la présence de contraintes tectoniques résiduelles à l'intérieur du bloc marneux arénacé, et d'autre part l'évolution des déformations au contour des galeries en fonction des recouvrements.

La convergence était pratiquement nulle dans le calcaire marneux; des déformations diamétrales comprises entre quelques cm et 10 cm environ se sont produites dans les marnes arénacées à partir du p.m. 2350 jusqu'au p.m. 2700, et ont atteint ensuite 45 cm dans les marnes laminées à partir du p.m. 2700.

Les résultats des mesures, résumés dans la figure 44 montrent que :

- le degré d'altération tectonique avait une importance plus grande sur la convergence que le recouvrement : ceci est mis en évidence par la comparaison des résultats obtenus dans chacune des deux galeries principales.
- les déformations les plus importantes avaient eu lieu lorsque le front s'était éloigné jusqu'à 30 ou 40 m du point de mesure;
- les déformations continuaient même lorsque l'avancement du front de taille avait été arrêté à quelques dizaines de mètres de la section de mesure; ceci démontre la présence d'effets de viscosité dans le massif rocheux.



TECTONIQUE		BLOC SURGLISSE		BLOC TECTONISE		
		TECTONIQUE DE DETENTE		TECTONIQUE DE COMPRESSION		
CIRCULATION		série normale		série renversée	série normale	
SOUTERRAINE		INTENSE (aquifère)		NULLE (impermeable)		
CONSOLIDATION DE LA CAVITE	HEA HEB : 180 + 260 NP acc.: 180 + 250 	CINTRES $d [m]$ 4 2 0				
	BETON PROJETE $e [m]$ 0.4 0.2 0					
	ECRASEMENT SOUT.	*****				
	CONTROLES	◆◆				

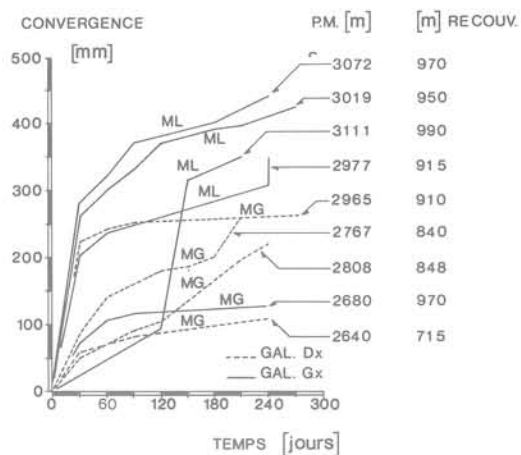
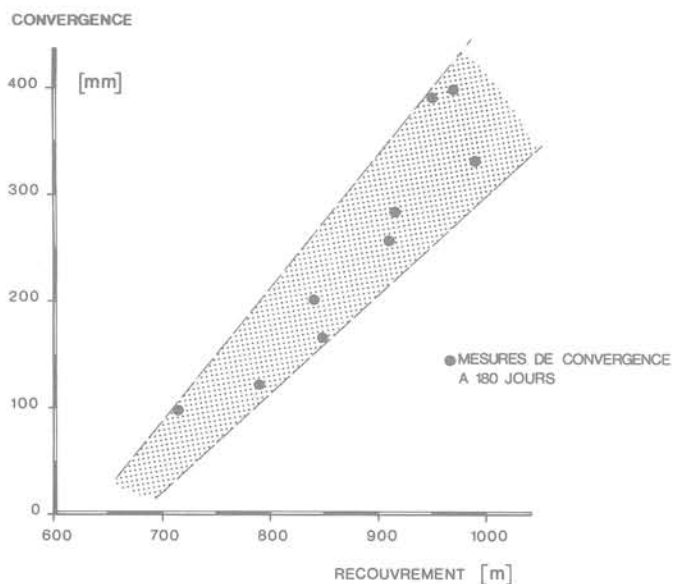
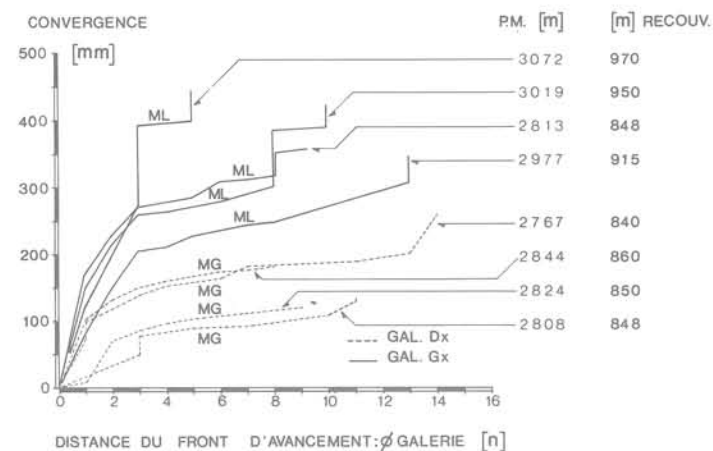
Fig. 42

Fig. 43

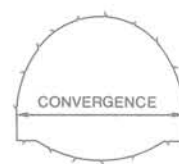


Les mesures d'auscultation du massif autour des cavités (fig. 42) ont été les suivantes :

- mesures avec extensomètres à barre (longueur : 1,50 - 3,00 - 6,00 m) résumées dans la figure 45. Elles confirment que les phénomènes de déformation s'étendaient à quelques diamètres de distance du périmètre du creusement et se développaient graduellement tout au long du tracé;
- mesures avec un extensomètre à fils installé au p.m. 2514 dans un trou creusé dans le tunnel de service. Les déformations induites dans le massif ont été mesurées pendant toutes les phases de creusement du tunnel de droite (fig. 46) et ont montré que les déformations radiales ont commencé avant l'arrivée du front de taille et qu'elles valaient alors environ 10 % de la valeur de la finale;



ML = MARNE LAMINEE
MG = MARNE A BANCs DE GRES



CAVITE CONSOLIDEE AVEC CINTRES
ET BETON PROJETE

Fig. 44 Formation marno-calcaire : convergence

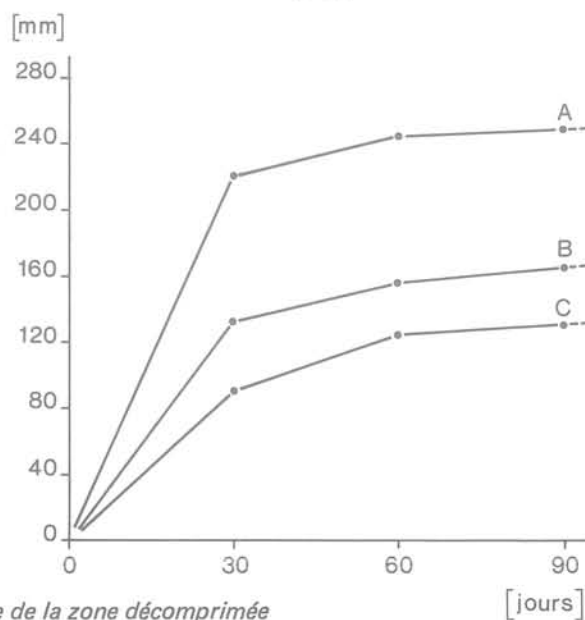
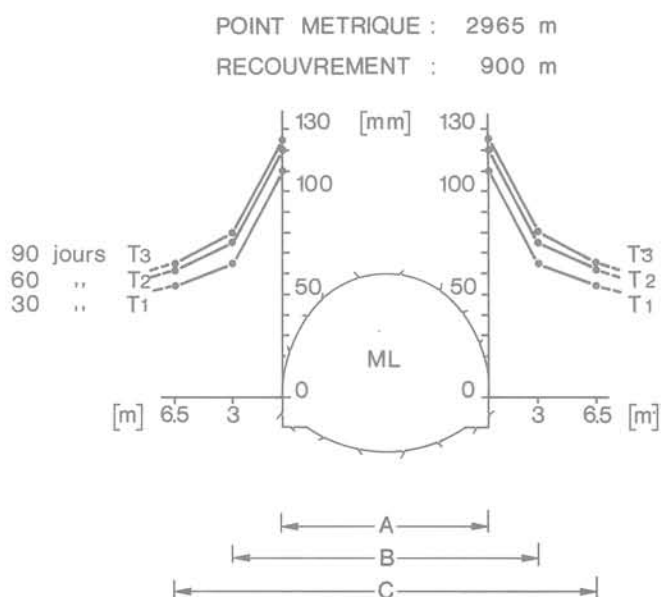


Fig. 45 Formation marno-calcaire : mesure de la zone décomprimée

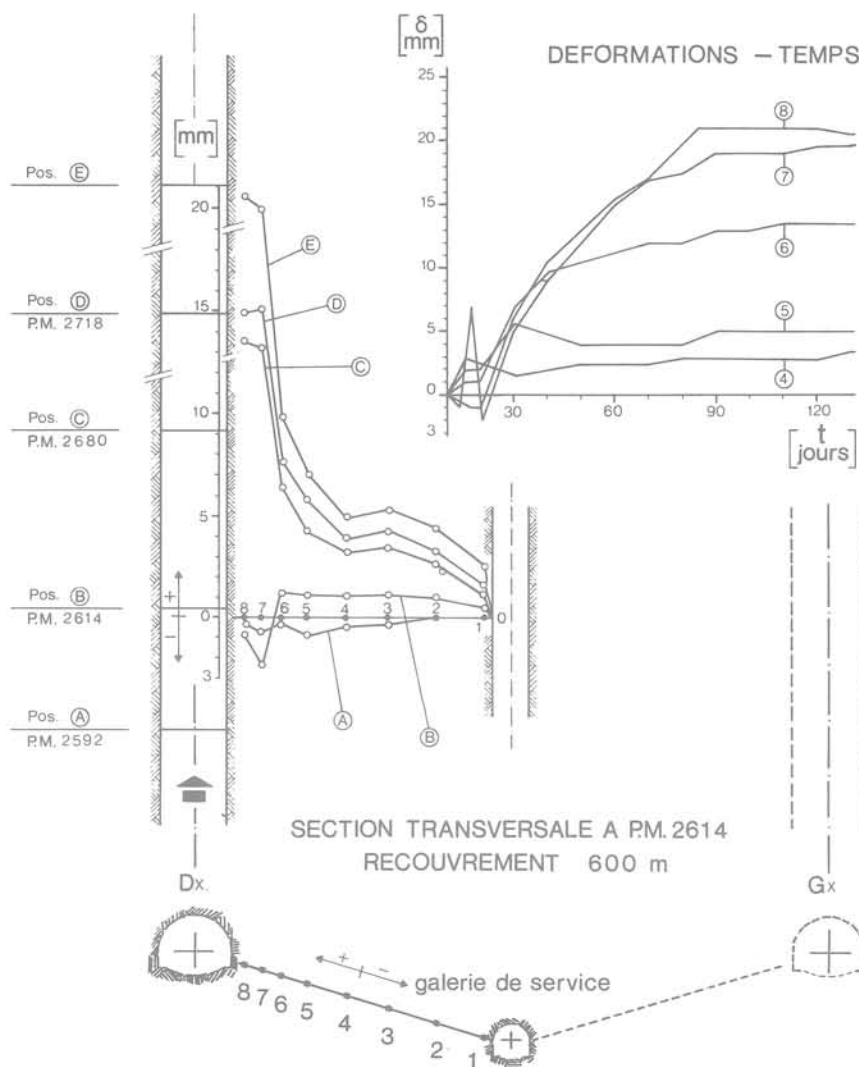


Fig. 46 Formation marno-calcaire : mesures par extensomètre à fils de la zone décomprimée

à partir du tunnel principal le relâchement final, même s'il était très réduit, s'étendait pratiquement jusqu'au tunnel de service;

- mesures de carottage sismique effectuées dans un trou ($\varnothing$: 75 mm - L : 40 m) creusé dans le tunnel de service. Elles donnaient des indications concernant la roche avant et après le creusement d'un des tunnels principaux. Elles mettent en évidence (fig. 47) l'importance de la zone de détente autour de la cavité, la réduction relative du module dynamique E dyn. (p.m. 2500) du massif entre le tunnel de service et la galerie de droite déjà creusée plutôt que celle de gauche qui est encore à creuser, enfin la présence de nombreuses bandes de marne laminée;
- mesures de contraintes normales derrière les revêtements avec des cellules Glöetzel. Ce programme a été très intensif. Dix stations, placées

d'après le schéma de la figure 48, ont été mises en œuvre directement au front : les appareils ont été installés entre le rocher et le soutènement préliminaire. Dans le calcaire marneux et dans la marne arénacée avec des recouvrements petits et moyens, on a enregistré des pressions n'excédant pas 0,5 MPa, distribuées pour la plupart d'une façon asymétrique. On a remarqué une nette dominance des pressions verticales se réduisant au fur et à mesure que le recouvrement augmentait. Dans la marne laminée, sous des recouvrements importants, on a enregistré des pressions jusqu'à 1,2 MPa avec une distribution uniforme; cependant, là où les déformations maximales ont engendré une rupture de l'anneau du soutènement préliminaire, les circuits hydrauliques des cellules ont été mis hors service et c'est pourquoi il n'a pas été possible de mesurer des pressions plus importantes.

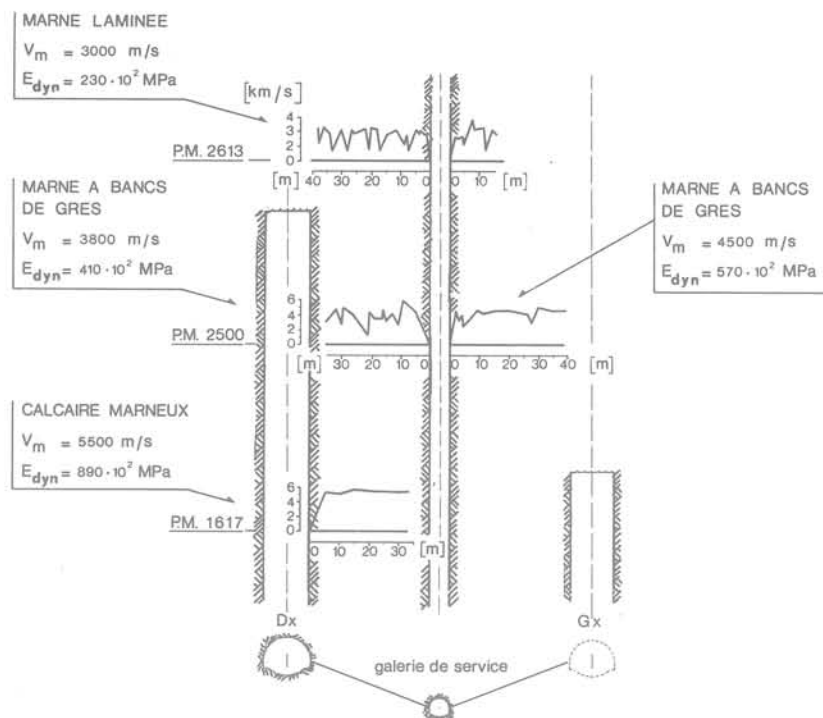


Fig. 47 Formation marno-calcaire : auscultation du massif par carottage sismique

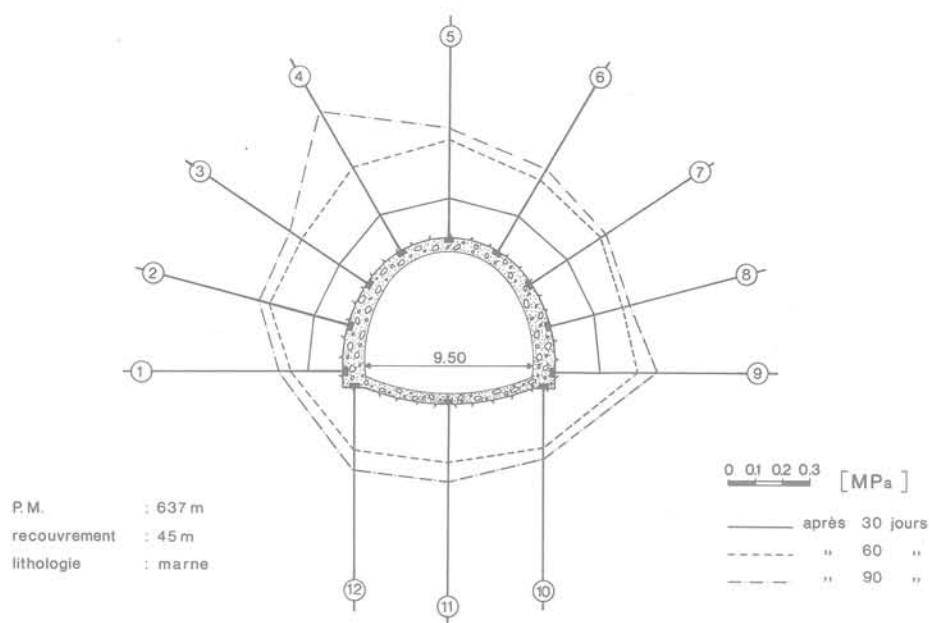
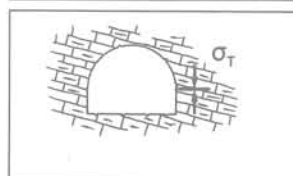


Fig. 48 Formation marno-calcaire : mesures de pression sur le revêtement par cellules Gloetzl

TUNNEL DU GRAN SASSO



	M	MG	MG	ML	M	M	M
P. M. [m]	1910	2210	2370	2420	2450	2610	2797
H [m]	191	396	412	465	558	695	850
$\gamma \cdot H$ [MPa]	4.77	10.3	10.7	10.23	13.95	17.4	21.25
σ_T [MPa]	3	10.5	6	3	6.7	5.7	2.5
σ_T [MPa]	7	-	-	1.5	-	2.9	3.8

M = MARNES
 MG = MARNES A BANCS DE GRES
 ML = MARNES LAMINEES

Fig. 49 Mesures de contrainte à la paroi

Les mesures de contraintes tangentielles aux parois des tunnels, effectuées avec la technique du vérin plat, ont donné (fig. 49) des valeurs σ_t de 7 à 10 MPa pour la marne arénacée et seulement de 2 à 5 MPa pour la marne. Des valeurs de σ_t et des charges lithostatiques du même ordre de grandeur ont été obtenues aux stations 1910 et 2210, alors que pour des recouvrements plus importants, σ_t n'est qu'une fraction des contraintes théoriques. Dans les stations 1910 et 2797, les contraintes mesurées avec un vérin vertical étaient double des contraintes horizontales, ce qui constitue un indice évident de la présence de contraintes tectoniques résiduelles à l'intérieur du massif rocheux, vraisemblablement dues aux poussées orogéniques du bloc calcaire-dolomitique sur les marno-calcaires.

L'étude géomécanique et le contrôle qui a suivi la consolidation de la formation des marno-calcaires ont permis d'établir que le comportement peut être partiellement interprété par la mécanique classique du discontinu rigide : sous des charges importantes les effets de rupture de la matrice se sont ajoutés à ceux d'une rupture en cisaillement le long des joints préexistants.

Dans l'ensemble, la décompression produite par le creusement dans le massif est considérable jusqu'à quelques diamètres de la paroi, avec d'importantes réductions du module élastique E. L'effondrement des caractéristiques mécaniques s'observe au voisinage des parois du tunnel. Malgré cette tendance, le comportement statique sous des charges importantes est apparu plus favorable, tout au moins à brève échéance, que ce à quoi on s'attendait d'après les recherches et les analyses traditionnelles, peut-être aussi grâce à la faible influence de l'anisotropie qui s'est atténuée au fur et à mesure que le recouvrement croissait.

Les observations faites au cours du creusement (fig. 42) n'ont permis de voir, dans la zone A, aucune forme de rupture au contour de la cavité qui, en définitive, s'est adaptée aux contraintes.

Dans la zone B, caractérisée par des matériaux rigides, très serrés et sans bandes de lamination on a enregistré des ruptures brusques et localisées typiques d'un comportement élasto-fragile, accompagnées de bruits sourds et de détachement de matériau.

Ces phénomènes ont été observés sous des recouvrements de 250 à 450 m, c'est-à-dire sous des charges lithostatiques plutôt modestes, si on les rapporte aux caractéristiques mécaniques de l'ensemble marno-arénacé. Ils paraissent confirmer, d'une part, la présence de contraintes résiduelles, et d'autre part que les contraintes à l'intérieur du massif rocheux ont été en quelque sorte canalisées par la roche saine et massive. Celle-ci est représentée dans ce cas par une puissante écaïlle tectonique englobée dans une masse de marnoschistes fortement tectonisés.

Dans la zone C, caractérisée par des marnes très laminées et serrées, la situation était caractérisée par des manifestations de libération d'énergie sous forme de décompressions lentes et différées sur tout le contour de la cavité; ces manifestations sont typiques d'un comportement élastoplastique à la rupture du massif rocheux. Le comportement du massif lors du creusement dans la formation des calcaires dolomitiques était presque partout pseudo-élastique sans phénomènes d'instabilité.

Des manifestaions de décompression élasto-fragiles se sont produites sous des recouvrements de l'ordre de

1 200 m dans des zones où, par des effets tectoniques, la perméabilité, normalement élevée, se réduisait brusquement à des valeurs très modestes. Un accident très instructif s'est produit dans la formation des schistes à Aptiques (calcaires-calcifères) au p.m. 4 240 de la voie droite du côté de Rome sous un recouvrement de l'ordre de 1 200 m. Dans la zone intéressée par la galerie, les schistes à Aptiques, d'un grain assez uniforme, en couches très minces (10 à 30 cm) avec des alternances très denses de nodules et de couches de silex altéré, se présentaient dans une position monoclinale, avec une direction à peu près parallèle à l'axe de la galerie et avec une pente constamment comprise entre 25° et 30° du côté de la paroi gauche. Au point de vue tectonique, la formation était traversée par une succession dense de failles, transversales au front et sub-parallèles à l'axe de la galerie avec des rejets très réduits (fig. 50). Contrairement aux formations qui l'avaient précédée, elle présentait dans son ensemble une faible perméabilité (10^{-7} m/s).

Après avoir abandonné la formation du Malm inférieur au-delà du contact au p.m. 4 085, le creusement en voie gauche avançait par tirs successifs de 2 m accompagnés de la mise en œuvre systématique du revêtement préliminaire constitué par des couples de cintres NP 180 et de béton projeté de 10 cm d'épaisseur environ. Pendant l'avancement on a remarqué une réduction progressive de la perméabilité du massif, une diminution jusqu'à zéro des valeurs du R.Q.D. dans les sondages de prospection à l'avancement. Parallèlement des phénomènes d'instabilité au front de taille se sont manifestés sous forme d'énuclations de plaques de roche, parfois de grandes dimensions. Le détachement se produisait soudainement et le plus souvent était accompagné d'une véritable explosion suivie de projection de matériau. Au p.m. 4 240, et dans une situation géostructurale caractérisée par un enchevêtrement dense de failles (fig. 51), 15 minutes environ après l'abattage du noyau de rocher du dernier tir, l'extrusion violente et soudaine d'un volume important de roche se produisit au niveau du piédroit de droite de la galerie (fig. 52, 53, 54, 55).

L'éclatement du piédroit, suivi d'une projection de matériau à l'intérieur de la cavité, provoquait un relâchement en clef avec extrusion de pierres jusqu'au rein gauche du profil et entraînait l'écroulement d'un volume de plusieurs centaines de m³ de roches dans les derniers mètres de l'avancement et ce phénomène s'est propagé, en s'atténuant, le long du parement de droite sur un tronçon de 40 m environ à partir du front.

La galerie avait été soutenue par des cintres et du béton projeté. La rupture a causé la destruction complète des quatre derniers cintres, la déformation des 8 cintres suivants, une fissuration diffuse du béton projeté et le détachement de plaques à partir de la surface des roches qui était en contact avec le béton projeté dans la zone qui précédait le front. Le classement de ce comportement à la rupture est manifestement élasto-fragile.

Pour interpréter cet accident, et en admettant un état hydrostatique de contraintes initiales, on peut tenter d'appliquer la théorie de Kastner-Fenner (fig. 56).

On remarque alors que par rapport au cas de l'élasticité idéale, en milieu homogène et isotrope, la présence d'une faille sub-verticale et sub-parallèle à l'axe de la galerie peut altérer la distribution de σ_t au contour de la cavité en empêchant la redistribution

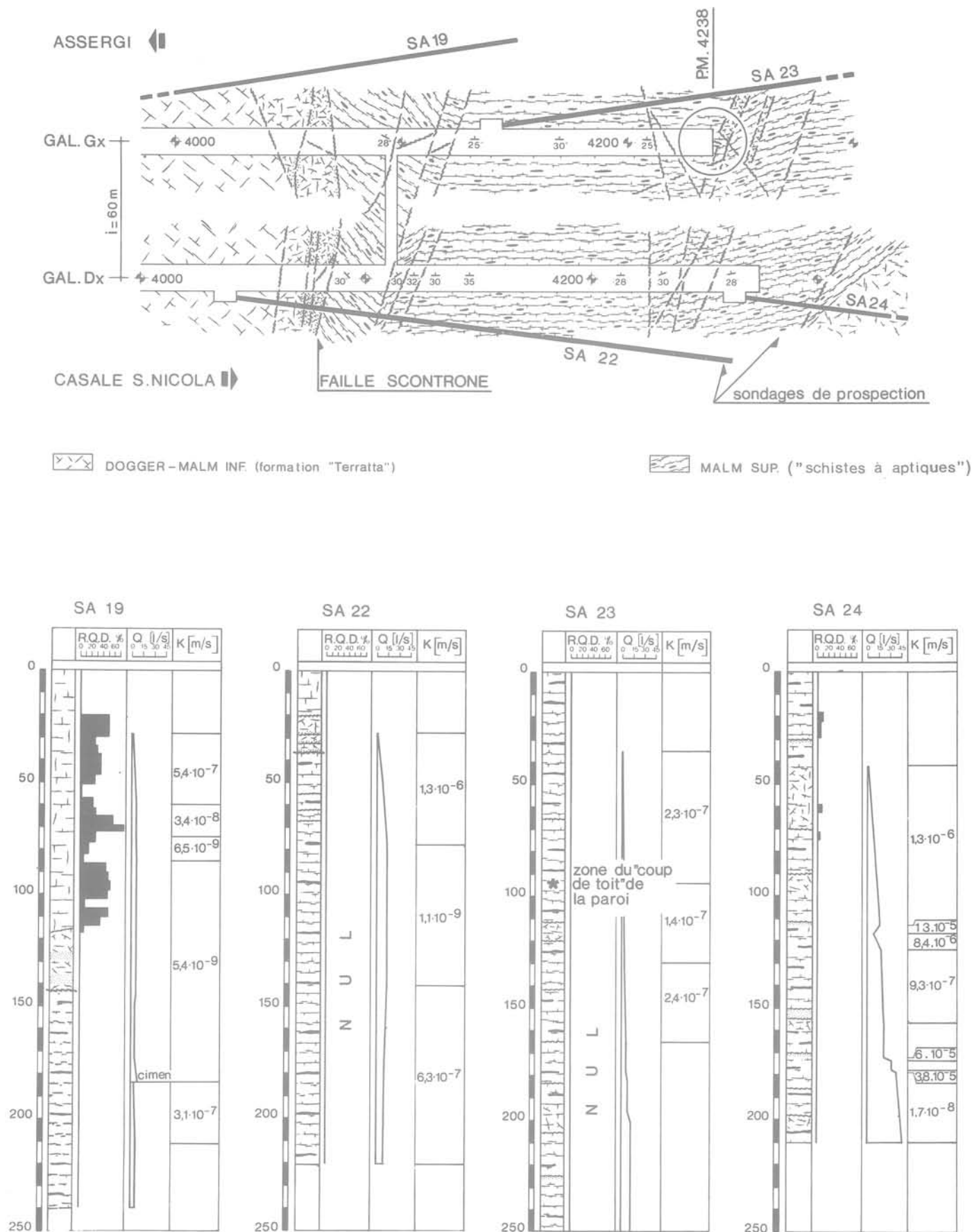
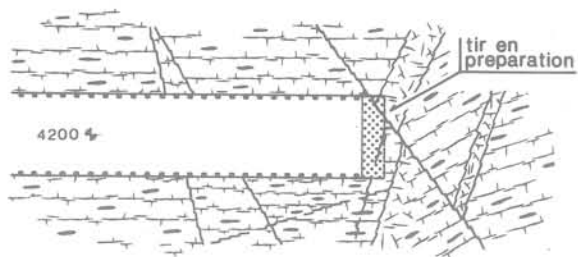
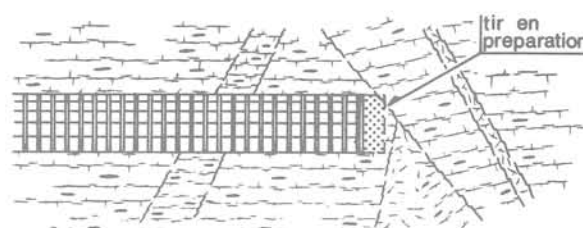


Fig. 50 Formation calcaire-dolomitique : « coup de toit » de la paroi
P.M. : 4238 M – REC. : 1200 m

SITUATION AVANT LE TIR

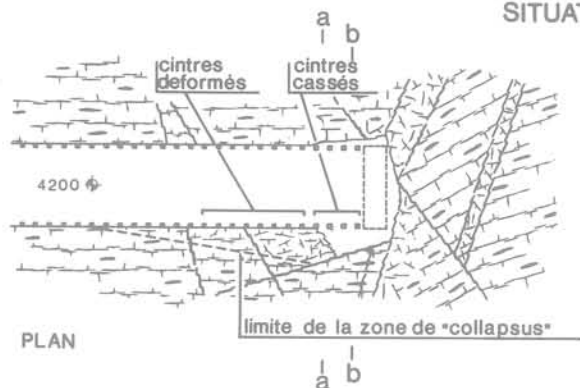


PLAN

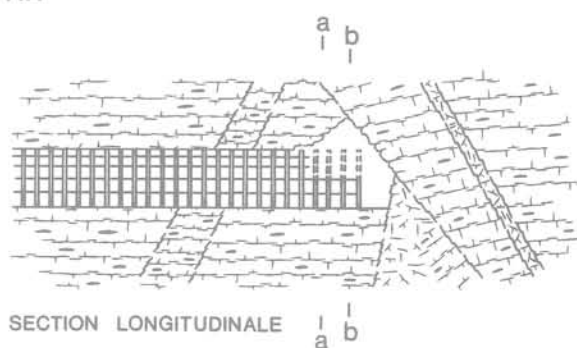


SECTION LONGITUDINALE

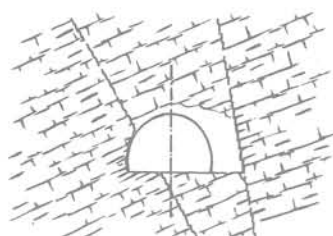
SITUATION APRES LE TIR



PLAN

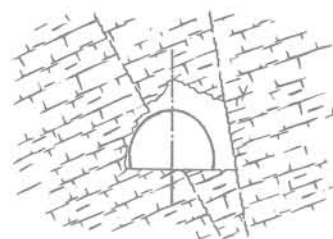
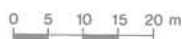


SECTION LONGITUDINALE



SECTION a-a

d



SECTION b-b

Fig. 51 Formation calcaire-dolomitique : « coup de toit » de la paroi
P.M. : 1200 m — REC. : 4238 m

Fig. 52



Fig. 53

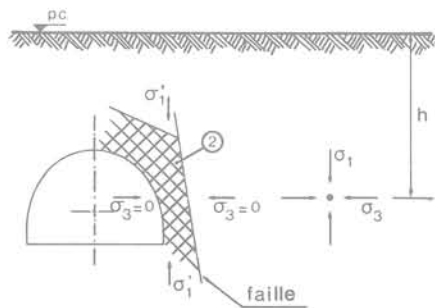




Fig. 54

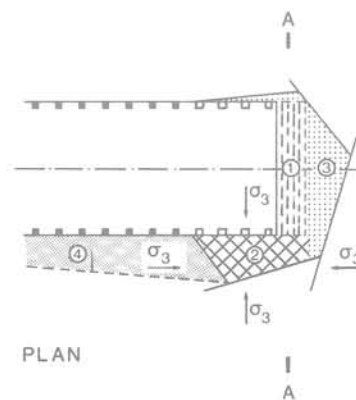


Fig. 55



SECTION A-A

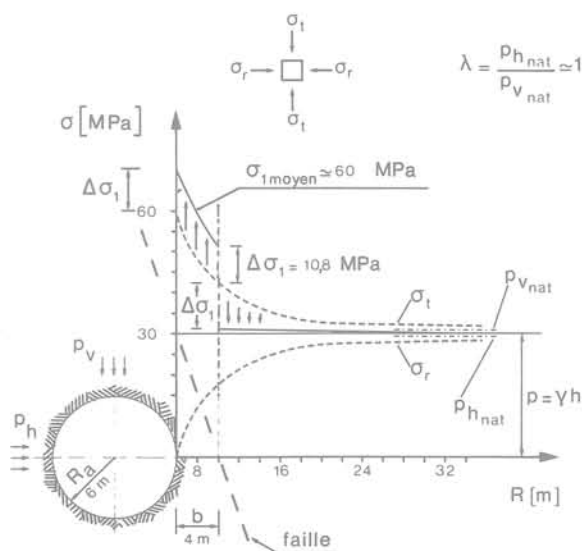
(a)



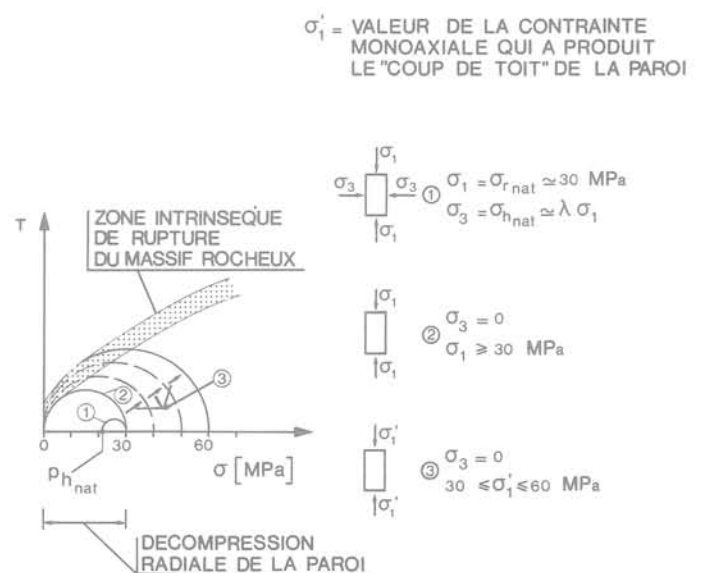
PLAN

(b)

- ① VOLUME ABATTU PAR LE TIR
- ② ZONE DU "COUP DE TOIT" DE LA PAROI DROITE
- ③ ECOULEMENT SUCCESSIF AVEC CREATION D'UNE CAVERNE
- ④ ZONE CASSEE DE LA PAROI DROITE



(c)



(d)

Fig. 56 Formation calcaire-dolomitique : « coup de toit » de la paroi
P.M. : 4238 M — REC. : 1200 m

Les figures 57 et 58 montrent l'aspect des ruptures des parements droit et gauche qui justifient cette interprétation : à droite (fig. 57) des fractures sub-verticales de décohesion sont bien visibles alors qu'elles sont absolument absentes à gauche (fig. 58).

Cette dernière valeur a été évaluée théoriquement d'après Kastner et correspond à la contrainte moyenne induite sur le volume de roche séparé de la faille. Il en résulte que la valeur de la contrainte $\sigma_1 = \sigma_{qd}$ pour laquelle l'explosion du parement s'est produite, peut être considérée comme comprise entre 30 et 60 MPa, une telle situation permet la représentation schématisée sur le diagramme de Mohr indiquée sur la figure 56.

30 MPa jusqu'à une valeur maximale de 60 MPa. le tir et l'explosion du parement, le σ_1 croît de

c) dans l'intervalle (15 minutes environ) compris entre 30 MPa;

b) l'état de contrainte sur le parement passe de triaxial à monoaxial et croît à partir d'une valeur minimale correspondant à la contrainte naturelle de $\sigma_1 =$

possible $\sigma_3 = 30$ MPa à la valeur $\sigma_3 = 0$;

a) au moment du tir la contrainte radiale, du noyau du rocher au front, passe d'une valeur naturelle

En définitive, l'évolution des contraintes avant la rupture peut être résumée par la succession de phases suivante :

supporté par le parement.

résulte un état de contraintes qui ne pouvait pas être diminuer avec l'avancement du creusement. Il en résulte un état de contraintes qui ne pouvait pas être supporté par le parement.

radiale des contraintes vers l'intérieur du massif. Par suite d'une telle discontinuité dans la structure, une concentration de contraintes se produit sur le parement dont l'épaisseur, dans le cas présent, diminue avec l'avancement du creusement. Il en résulte un état de contraintes qui ne pouvait pas être supporté par le parement.

Fig. 57

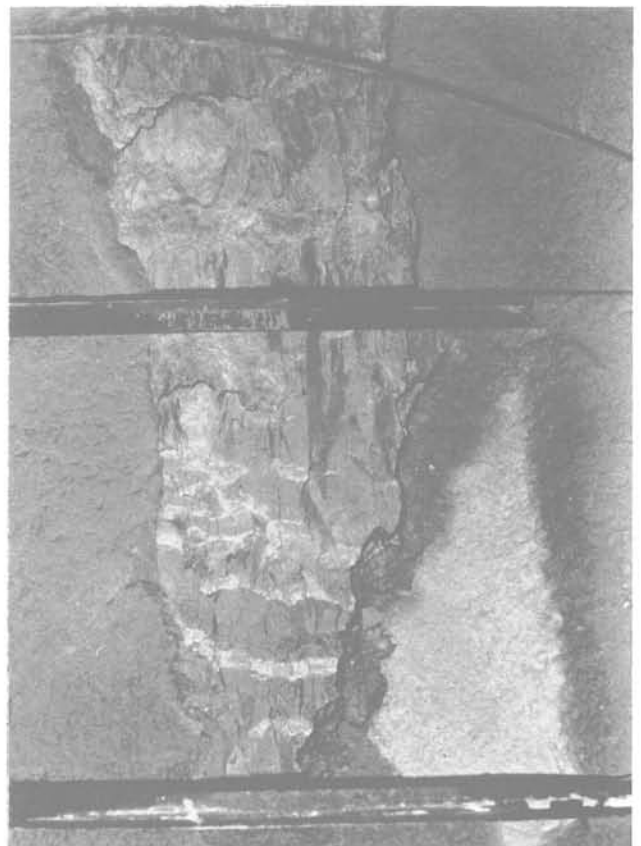
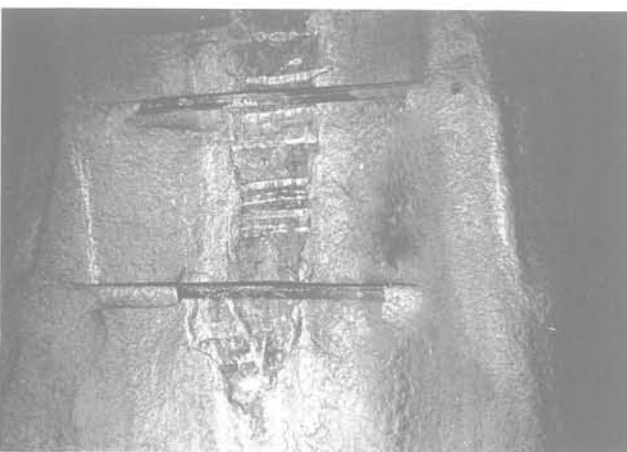


Fig. 58



Ce phénomène de rupture ne pouvait être prévu facilement, malgré quelques indices d'une certaine fatigue statique du massif. Il montre que dans certaines situations de contraintes il est important de vérifier, lors des travaux souterrains, que le jeu des discontinuités, dans l'espace, ne parvienne à isoler des volumes de roche susceptibles d'être surchargés. Un rôle déterminant est joué par les discontinuités sub-verticales et sub-parallèles à l'axe de la galerie. A la suite de cet accident des mesures de sécurité pour la poursuite du creusement des tunnels dans les schistes à Aptiques ont été prises, une fois dépassé le p. m. 4240 de la voie de gauche. Les mesures les plus efficaces, c'est-à-dire celles qui dans une certaine mesure ont permis des avancements sans nouvelles manifestations d'instabilité, ont été d'une part la réduction de la longueur libre des parois de la cavité (avancements sur une demi-section), et d'autre part le relevé précis et systématique fait par du personnel spécialisé, des discontinuités du massif à l'échelle de la section de la cavité.

Références bibliographiques

L. CANOBBIO - U. SCAVIA - P. LUNARDI - L. STRAGIOTTI - S. PELIZZA. Fréjus motorway tunnel : Italian side. International symposium TUNNELLING 79 - paper 21 (1979).

L. STRAGIOTTI - E. ARMANDO - G. P. BARISONE - O. DEL GRECO - N. INNARATO - P. LUNARDI - S. PELIZZA - R. POLINO - U. VENTOSI. Essais et auscultations dans les schistes lustrés de la vallée de Susa (Italie). Congrès international de Mécanique des Roches (Montreux-1979).

G. BALDOVIN - P. G. CATALANO - P. LUNARDI - E. MOTTA. A deep tunnel in highly tectonized marl. The geotechnics of structurally complex formations. International symposium AGI (1977) t. 1 p. 41-56.

P. LUNARDI. Lo scoppio di un paramento di una galleria autostradale in costruzione. Gallerie e grandi opere sotterranee - n° 9 (1979).

tentative d'interprétation des déformations observées aux tunnels du Fréjus et du Gran Sasso

par

P. Berest, P. Habib, Nguyen Minh Duc

Laboratoire de Mécanique des Solides
(Groupe Commun École Polytechnique, ENSM Paris, ENPC)
Équipe de Recherche associée au CNRS)
École Polytechnique - Palaiseau - France.

Quelles sont les caractéristiques mécaniques d'un massif rocheux comme celui où a été creusé le tunnel du Fréjus? La réponse à cette question est tout à fait nécessaire si l'on veut déterminer par le calcul la courbe de convergence du rocher et il est bien évident que plus la définition mécanique du comportement de la roche sera précise, meilleure sera la courbe caractéristique obtenue. Jusqu'à présent, il ne semble pas qu'une telle courbe ait fait l'objet de détermination expérimentale directe, et pourtant elle est essentielle pour le calcul du soutènement d'un tunnel. Il est donc extrêmement tentant de profiter du creusement de tunnels comme ceux du Fréjus et du Gran Sasso pour essayer de répondre à une question qui, on le verra au cours de cette étude, laisse l'ingénieur encore assez désarmé.

a) Tunnel de Fréjus

Les calcschistes du Mont Fréjus apparaissent, d'après les essais en laboratoire effectués sur les échantillons prélevés du côté français et du côté italien, comme un matériau assez constant sur une dizaine de kilomètres. Les résultats des essais mécaniques sur des carottes obtenues par sondage indiquent des résistances à la compression simple de l'ordre de 100 MPa et un comportement fragile, ce qui correspond en général à des courbes intrinsèques très ouvertes au voisinage de l'origine. Les modules d'élasticité sont de l'ordre de 50 000 MPa et les effets différés sont insignifiants avant la rupture. Ce matériau est donc très résistant. Cependant il est probable qu'il n'est pas représentatif du massif lui-même, car ce dernier est fortement fissuré; la schistosité très apparente, inclinée au front à 30° sur l'horizontale modifie de toute évidence les propriétés de l'ensemble, et cela d'autant plus que des traces de graphite diminuent le frottement entre les facettes des fissures de la roche. D'une façon empirique, on peut dire qu'un observateur averti devant un tel massif peut estimer sa résistance à la compression à 30 MPa et son angle de frottement

interne à 30° pour tenir compte à la fois des essais, de la dilatance et de la présence du graphite. On peut estimer le module d'élasticité du massif à 20 000 MPa, peut-être même moins, lorsque les fissures peuvent s'ouvrir. Mais au sein du massif, sous un recouvrement de plusieurs centaines de mètres, les fissures sont complètement fermées : la vitesse de propagation des ondes sonores (parallèlement à la schistosité) est de l'ordre de 4 000 m/s à 5 000 m/s dans le massif sain, alors qu'autour de la galerie dans la zone desserrée elle diminue jusqu'à près de 2 000 m/s. Sans vouloir comparer module statique et module dynamique, il apparaît une réduction de plus de 4 du module d'élasticité dynamique. Pour un calcul, une basse valeur du module d'élasticité n'est évidemment acceptable que pour une détente de la roche à partir d'un fort serrage initial. Par exemple au moment de l'ouverture de la galerie, la contrainte normale à la paroi du tunnel s'annule, on peut donc admettre dans la direction radiale un très bas module d'élasticité; par contre la contrainte tangentielle autour du tunnel augmente par rapport à l'état initial. Le module de déformation dans cette direction est donc élevé. La question apparaît ainsi comme bien compliquée. De toutes façons, si l'on estime que l'effet d'échelle peut minorer au tiers la résistance et à la moitié le module d'élasticité, on peut se demander quelle est la signification des essais de laboratoire et penser qu'on n'est pas loin de l'arbitraire.

Les calcschistes du Fréjus sont anisotropes d'une façon évidente. La schistosité n'est pas rigoureusement plane; à l'échelle centimétrique elle est même très tourmentée, tout en donnant une impression générale d'orientation. Cette anisotropie est très nette sur les diagrammes de convergence (fig. 1); la contraction du tunnel dans le sens perpendiculaire à la schistosité est plus grande que celle qui se produit dans le plan de schistosité; selon les sections examinées ces variations vont de +30 % à +100 %. En définitive, l'anisotropie de déformation paraît peu de chose si on la compare à l'incertitude apportée par

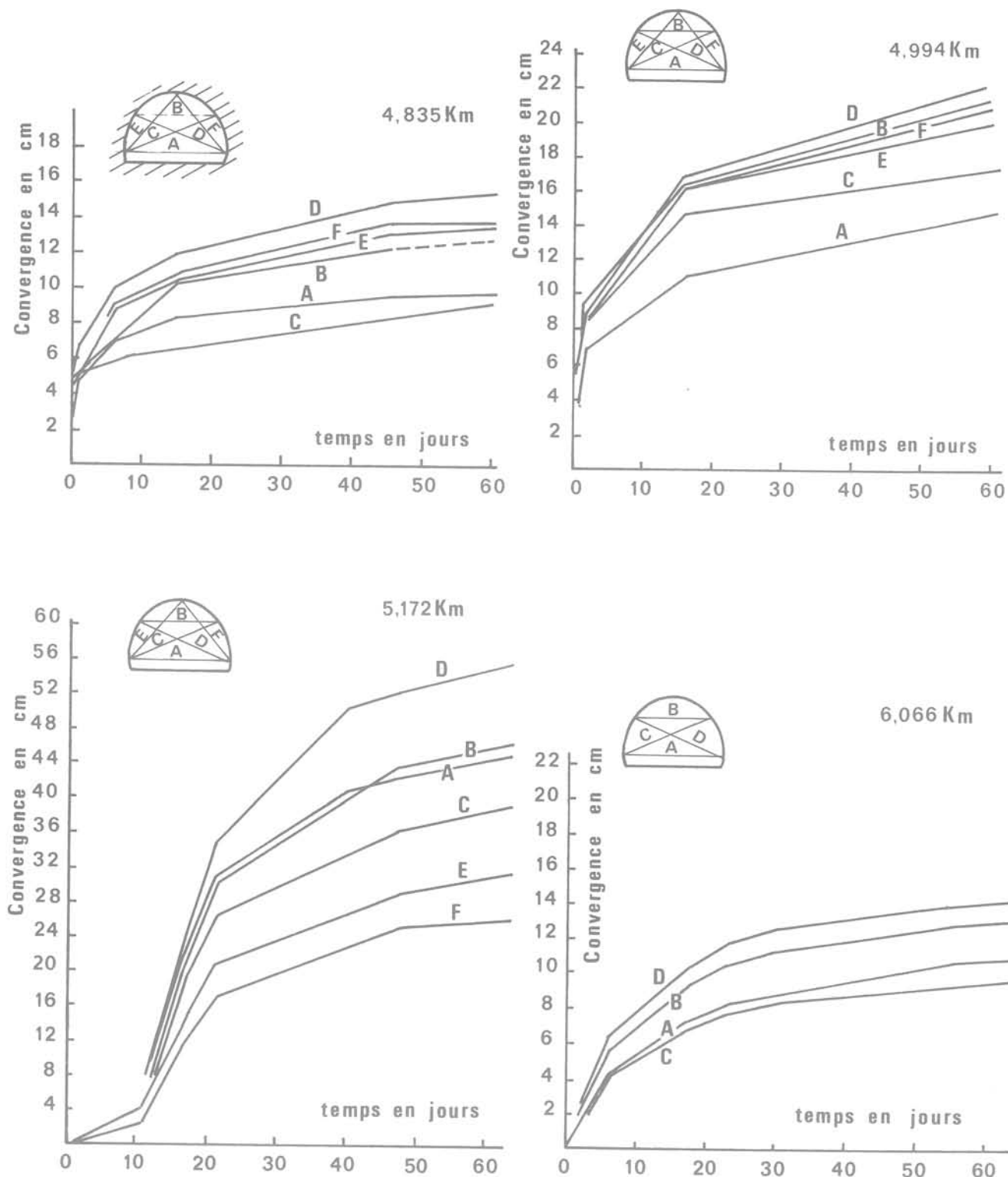


Fig. 1 Anisotropie de la convergence.

l'effet d'échelle, et sans nier son existence, on peut presque négliger cette information en première approximation si on se limite à une évaluation du simple au double pour les déplacements : on verra plus loin que la précision ne va même pas jusque là.

Examinons, maintenant, l'homogénéité du massif. On a dit précédemment que rien de particulièrement net n'avait pu être décelé sur les échantillons prélevés en sondage; cependant l'aspect des parois de la galerie

varie d'un point à un autre et les convergences moyennes sont différentes et présentent des effets différés sans qu'une corrélation avec la hauteur du recouvrement (fig. 2) apparaisse clairement. Certes, les plus grandes déformations ont été observées pour des recouvrements supérieurs à 800 m, mais des convergences variant du simple au double ont été mesurées pour des recouvrements constants de 700 m et le plus grand recouvrement n'a pas été associé aux plus

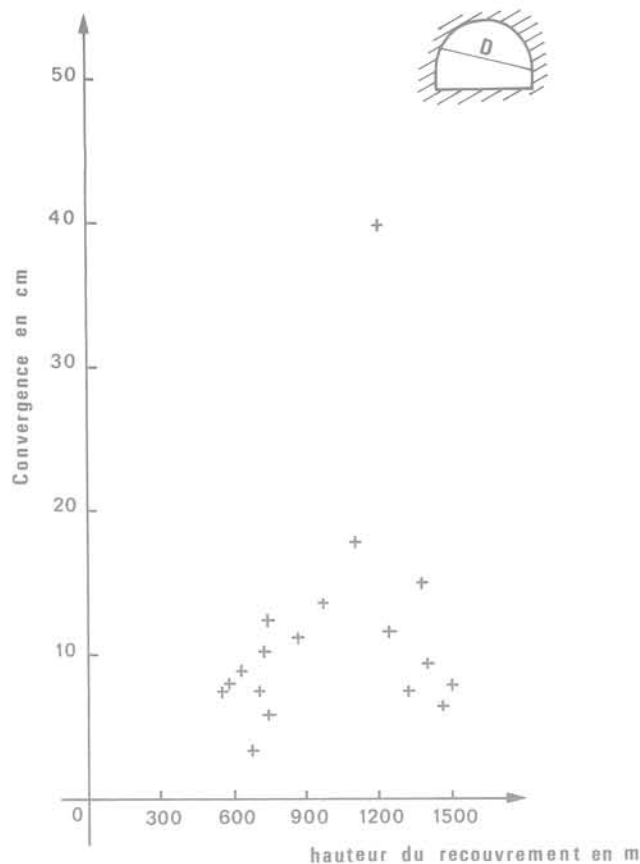


Fig. 2 Convergence à 1 mois en fonction de la hauteur du recouvrement.

grandes convergences. Deux explications sont possibles. La qualité du massif varie d'un point à un autre; cette explication avait de toute évidence la faveur du chantier, et l'on peut dire même des deux chantiers. Son évidence saute aux yeux : en fonction de l'avancement il a fallu adapter les modes de travail, les soutènements, etc. pour maintenir des parois dont l'état de fragmentation était visiblement différent. On remarquera cependant qu'une variation diamétrale, (c'est-à-dire une convergence), supérieure à 2 ou 3 cm signale obligatoirement que le massif rocheux est entré dans le domaine plastique. Ainsi avec un recouvrement de 1000 m, équivalent à une contrainte hydrostatique de 25 MPa et un module d'élasticité de 20 000 MPa, il vient avec $R = 11$ m :

$$\Delta R = R \frac{1+\nu}{E} p \neq 1 \text{ cm}$$

alors que la contrainte tangentielle à la paroi est de 50 MPa, voisine ou supérieure à la résistance. Lorsque la convergence dépasse notablement cette valeur, un certain volume de roche près de la paroi est entré en rupture. Une mesure des contraintes tangentielles, par exemple par un essai au vérin plat, ne permet pas alors de mesurer la contrainte maximale subie par la roche et est tout au plus une mesure de la résistance résiduelle de la roche. De la même façon, on peut dire qu'il est très difficile de décider de la résistance initiale du massif, comme on l'a fait précédemment, rien qu'en le regardant de l'intérieur de la galerie, c'est-à-dire après la perturbation apportée par la perforation. De sorte qu'une autre explication de l'inhomogénéité du massif peut être avancée, qui consiste à dire que la

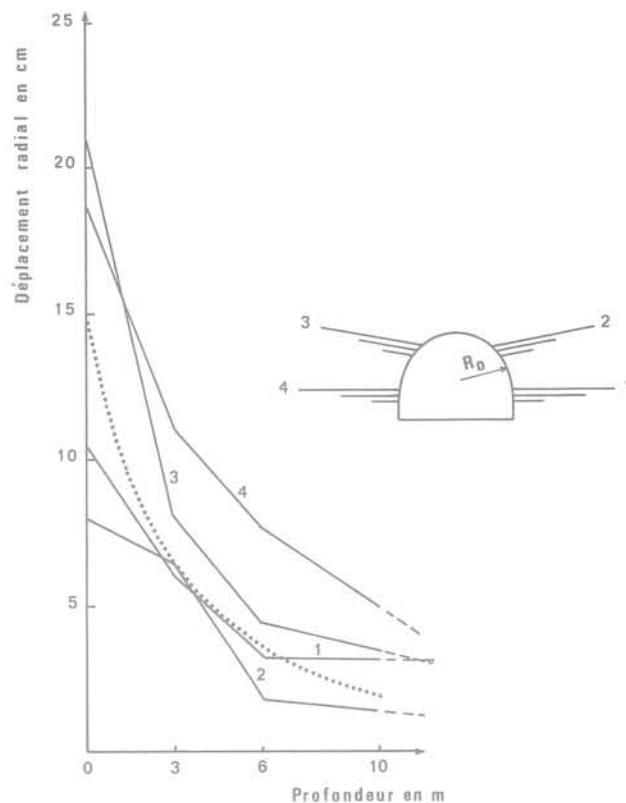


Fig. 3 Déplacement radial en profondeur au tunnel du Fréjus.

qualité de la roche est presque partout la même, mais que les contraintes naturelles ne sont pas homogènes. En perçant le tunnel dans une zone surcontrainte on libère davantage d'énergie et on a des déformations plus grandes; une convergence de 50 cm ne perturbe pas les parois d'une galerie de la même façon qu'une convergence de 5 cm. En somme, est-ce la forte convergence qui entraîne la forte fissuration, ou la forte fissuration qui entraîne la forte convergence? Qui a fait l'œuf, qui a fait la poule? Il est certainement difficile aujourd'hui de trancher, même si les observations du fluage des calcschistes, notamment autour du revêtement de l'ancienne galerie ferroviaire, peuvent permettre d'espérer une harmonisation des contraintes avec le poids des terres. D'autant plus que les deux explications ne s'opposent pas et peuvent même se superposer. Ne pouvant lever cette ambiguïté, il faudra en tenir compte dans l'interprétation.

Pour tenter de comprendre ce qui s'est produit au sein du massif dans les zones de forte convergence, il est souhaitable évidemment de disposer d'un peu plus d'informations que les simples variations diamétrales. On va donc examiner les sections où des mesures en profondeur ont été faites. Bien entendu elles ont été implantées en fonction des risques pressentis et pas obligatoirement en fonction des convergences rencontrées. On a réussi cependant, en Italie, à obtenir une section vraiment intéressante avec une convergence moyenne de l'ordre de 30 cm (fig. 3). Il est remarquable que du côté France des résultats analogues ont été obtenus; la figure 4 reproduit des mesures publiées par E. Tincelin (1978) et elles sont tout à fait

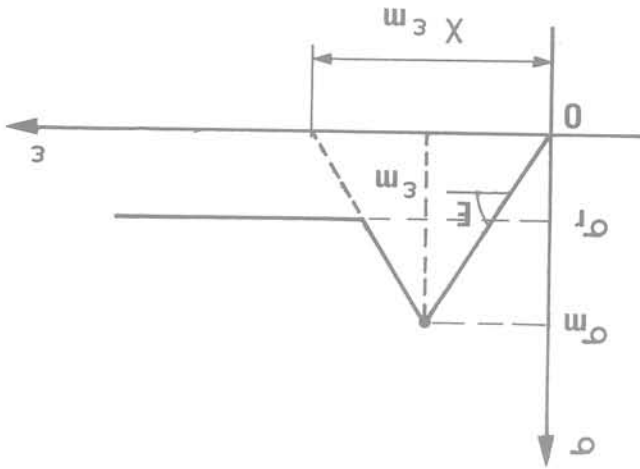
comparables à celles qui sont présentées ici. La courbe moyenne en pointillé de la figure 3 est la courbe de référence à partir de laquelle l'interprétation va maintenant être faite.

On constate une certaine discordance entre la courbe théorique et ce qui est mesuré, mais il ne faut pas s'en formaliser trop, d'une part parce que le comportement théorique contient une part de schématisation probablement excessive, d'autre part parce qu'il s'agit de mesures *in situ* toujours délicates à faire avec des possibilités d'erreurs, un scellement peut glisser ou une tige se coincer partiellement au cours de la déformation du rocher.

On sait que le comportement des calcschistes présente un radoucissement; MM. Berest et Nguyen Minh Duc ayant traité assez complètement l'équilibre d'un souterrain dans un tel milieu, il était particulièrement intéressant de comparer la théorie et les mesures. Le comportement théorique radoucissant du milieu est schématisé sur la figure 5 et il est défini par les paramètres E , ν , ϕ , c et χ , paramètre fonction du radoucissement (Berest et Nguyen Minh Duc, 1979). Des vérifications numériques ont montré que certains paramètres ont peu d'importance (la dilataance, le coefficient de Poisson); certains ont une signification physique douteuse (χ) et on a pu même se demander si

Fig. 5 Schématisation du comportement radoucissant.

Courbe contrainte-déplacement



Critère de rupture

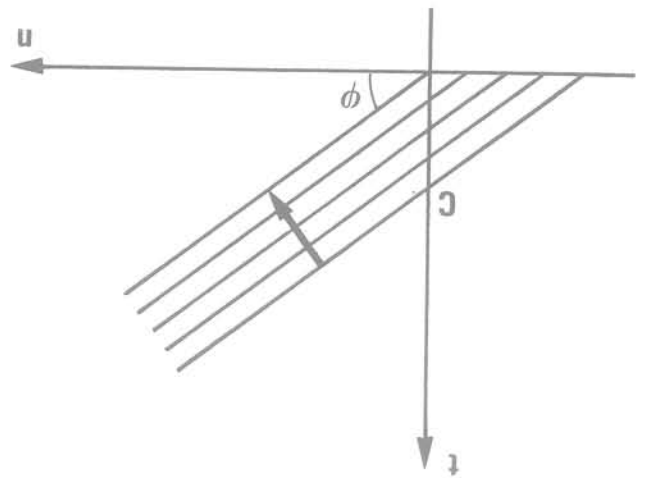
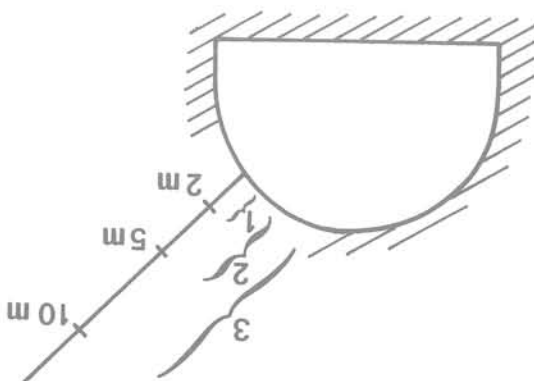
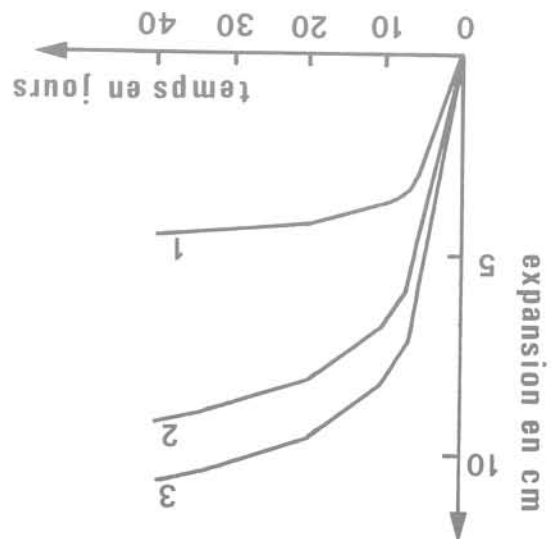


Fig. 4 Mesures d'expansion au tunnel du Fréjus (d'après E. Tincelin 1978).



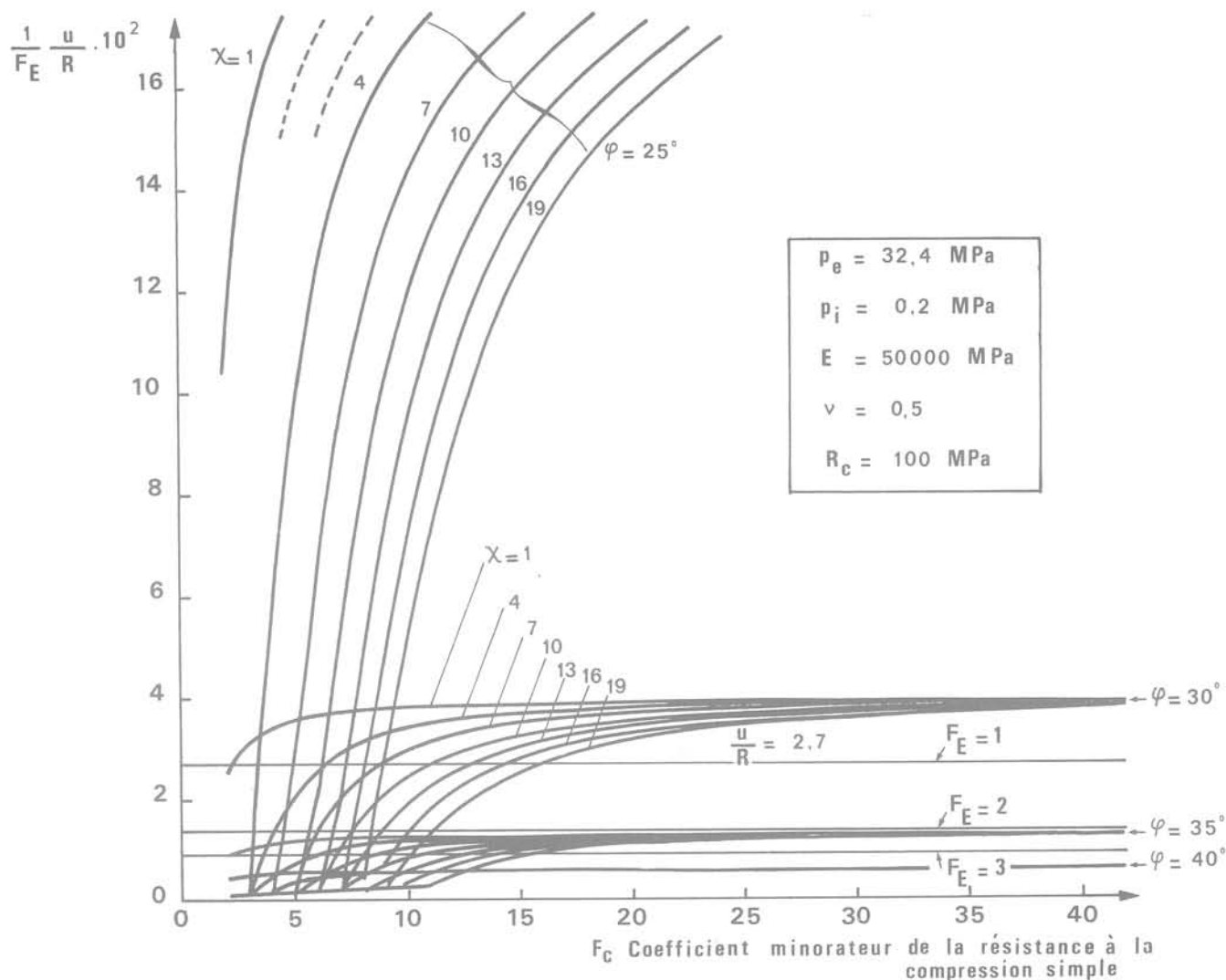


Fig. 6 Schéma élastoplastique radoucissant (tunnel du Fréjus).

la notion de radoucissement se maintenait lorsque le nombre des surfaces de glissement, le nombre des fissures actives, devenait très grand (P. Habib, 1979), et si dans un tel cas on n'était pas ramené au problème élastoplastique classique tel qu'il a été traité, par exemple par J. Salençon (1969). De toutes façon, la comparaison des deux théories, élastoplastique parfaite et élastoplastique avec radoucissement, paraît particulièrement intéressante.

On peut admettre les conditions aux limites suivantes : le massif est indéfini; le tunnel a la forme d'un trou circulaire de 11 m de diamètre, le soutènement par boulonnage est équivalent à une pression interne de 0,2 MPa; le poids des terres, pour une hauteur de recouvrement de 1200 m avec une densité de 2,7 correspond à une pression hydrostatique de 32,4 MPa. Mais ce n'est pas encore suffisant et il faut faire encore quelques hypothèses pour la valeur de la contrainte longitudinale qui peut, en particulier, créer des conditions d'écoulement en régime de face ou en régime d'arête, ce qui complique le problème. En définitive et en première approximation, on peut accepter une simplification raisonnable en supposant le milieu incompressible ($\nu=0,5$), ce qui permet d'éviter le régime d'arête. Mais soulignons que

l'analyse complète reste possible, même en tenant compte de la compressibilité élastique et de la dilatance plastique; l'intérêt de cette simplification pour le calcul est explicité en annexe.

Compte tenu du nombre de variables, la comparaison n'est pas facile, même avec les formules explicites de Berest et Nguyen Minh Duc, et il a fallu recourir à des abaques obtenues par ordinateur pour présenter les résultats en tenant compte de l'incertitude sur le module d'élasticité, sur la résistance à la compression simple, l'angle de frottement interne, la pente du radoucissement, et les contraintes *in situ*. La figure 6 indique les résultats théoriques pour des angles de frottement interne variant de 25 à 40° et pour les paramètres d'écrouissage χ variant de 1 (rupture brutale) à 19 (valeur importante qui rapproche du schéma élastoplastique parfait). En abscisses on a porté un coefficient F_c minorateur de la résistance à la compression simple mesurée au laboratoire, prise égale à 100 MPa. F_c représente l'effet d'échelle sur la résistance. En ordonnée, on a porté l'expression :

$$100 \cdot \frac{1}{F_E} \cdot \frac{u}{R}$$

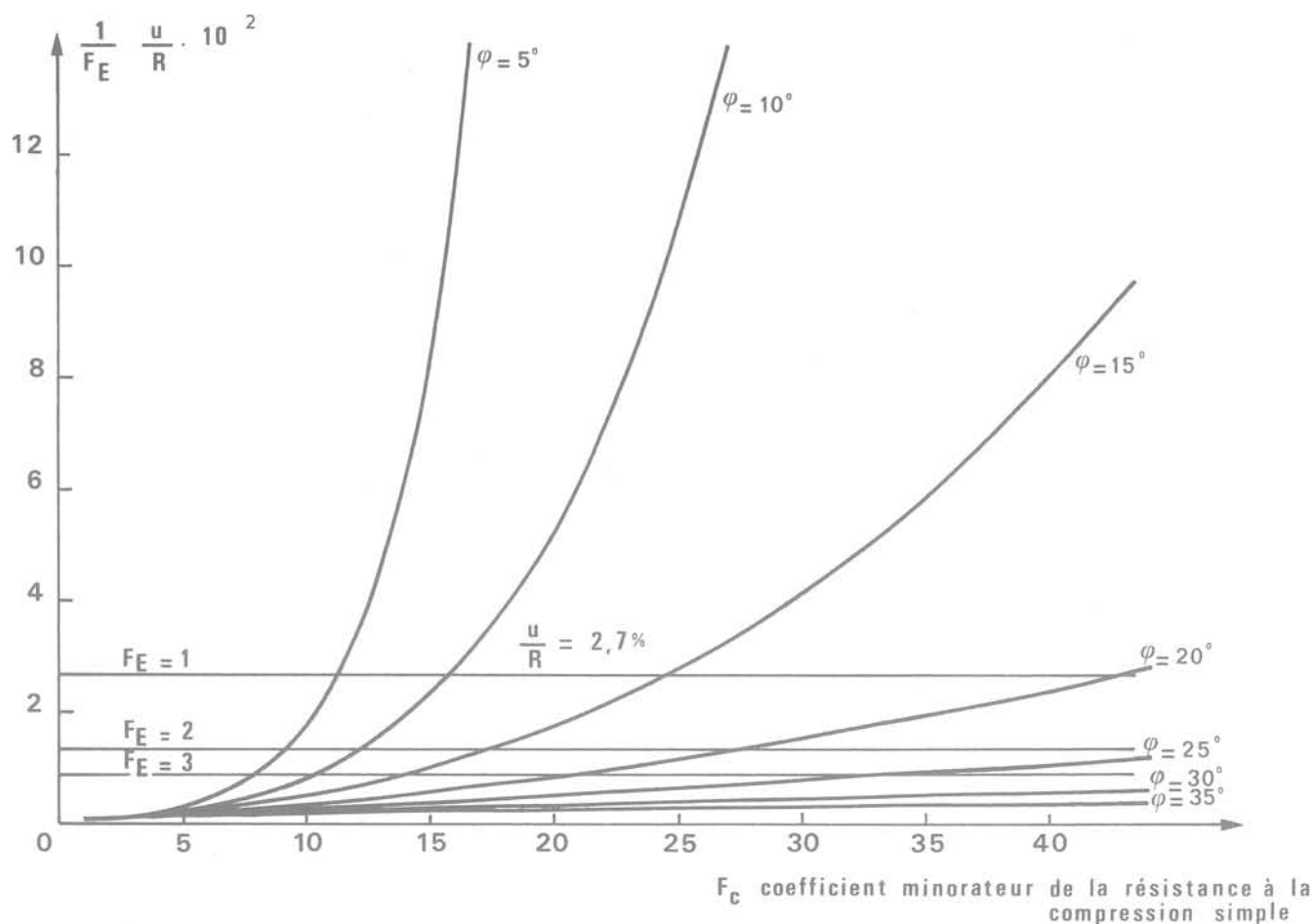


Fig. 7 Schéma élastoplastique parfait (tunnel du Fréjus).

où u est le déplacement de la paroi, R le rayon du tunnel et F_E le coefficient minorateur représentant l'effet d'échelle sur le module d'élasticité. La déformation de référence $\frac{u}{R}$ correspondant à la courbe moyenne de la figure 3, qui est théoriquement une hyperbole équilatère, est de 2,7 %. On voit qu'avec une minoration raisonnable $F_E = 2$, on obtient pour $\chi = 4$ une minoration acceptable de 3 à 4 pour F_c , lorsque φ est compris entre 25° et 35° .

La figure 7 indique les résultats théoriques pour le schéma élastoplastique parfait dans les mêmes axes. Avec un coefficient minorateur $F_E = 3$ on ne peut trouver de solution lorsque $\varphi > 25^\circ$ qu'avec des minoration de résistance $F_c > 30$, ce qui est tout à fait inacceptable. L'interprétation des observations réelles ne paraît ainsi possible qu'avec le schéma radoucissant, mais pas avec le schéma élastoplastique classique.

On a vu cependant qu'une incertitude existait vis-à-vis des contraintes naturelles qui règnent sur le tracé du souterrain. La figure 8 indique les résultats théoriques obtenus avec le schéma radoucissant en portant en abscisses un coefficient majorateur F_h du recouvrement; l'axe des Ordonnées est le même que celui des figures 6 et 7; le calcul initial est fait en supposant un recouvrement de 1 200 m. Avec un minorateur raison-

nable du module d'élasticité $F_E = 2$ et pour $\chi = 4$, les résultats obtenus sont expliqués par une majoration de 1,5 à 2 de la pression initiale dans le massif lorsque φ varie de 30° à 40° . Là encore une interprétation acceptable peut être trouvée dans le cadre théorique du radoucissement. La figure 9 indique la même analyse avec le schéma élastoplastique parfait, avec les mêmes axes que ceux de la figure 8. Un coefficient majorateur du recouvrement de 5 à 6 est nécessaire pour $F_E = 2$ lorsque φ varie de 30° à 40° , et une telle mémoire des contraintes tectoniques paraît véritablement invraisemblable pour les calcschistes du Mt Fréjus, ce qui montre à nouveau que le schéma élastoplastique classique est insuffisant pour interpréter les observations faites dans le tunnel.

b) Tunnel du Gran Sasso

Tout ce qui vient d'être dit pour le tunnel du Fréjus est valable pour le tunnel du Gran Sasso car les deux ouvrages sont très semblables, tant au point de vue des dimensions intérieures que de l'épaisseur du recouvrement. En particulier, étant donné l'imprécision de l'évaluation du module d'élasticité, l'hypothèse de l'isotropie du massif est valable en première approximation. De même l'homogénéité des marnes est une supposition acceptable dans les mêmes conditions.

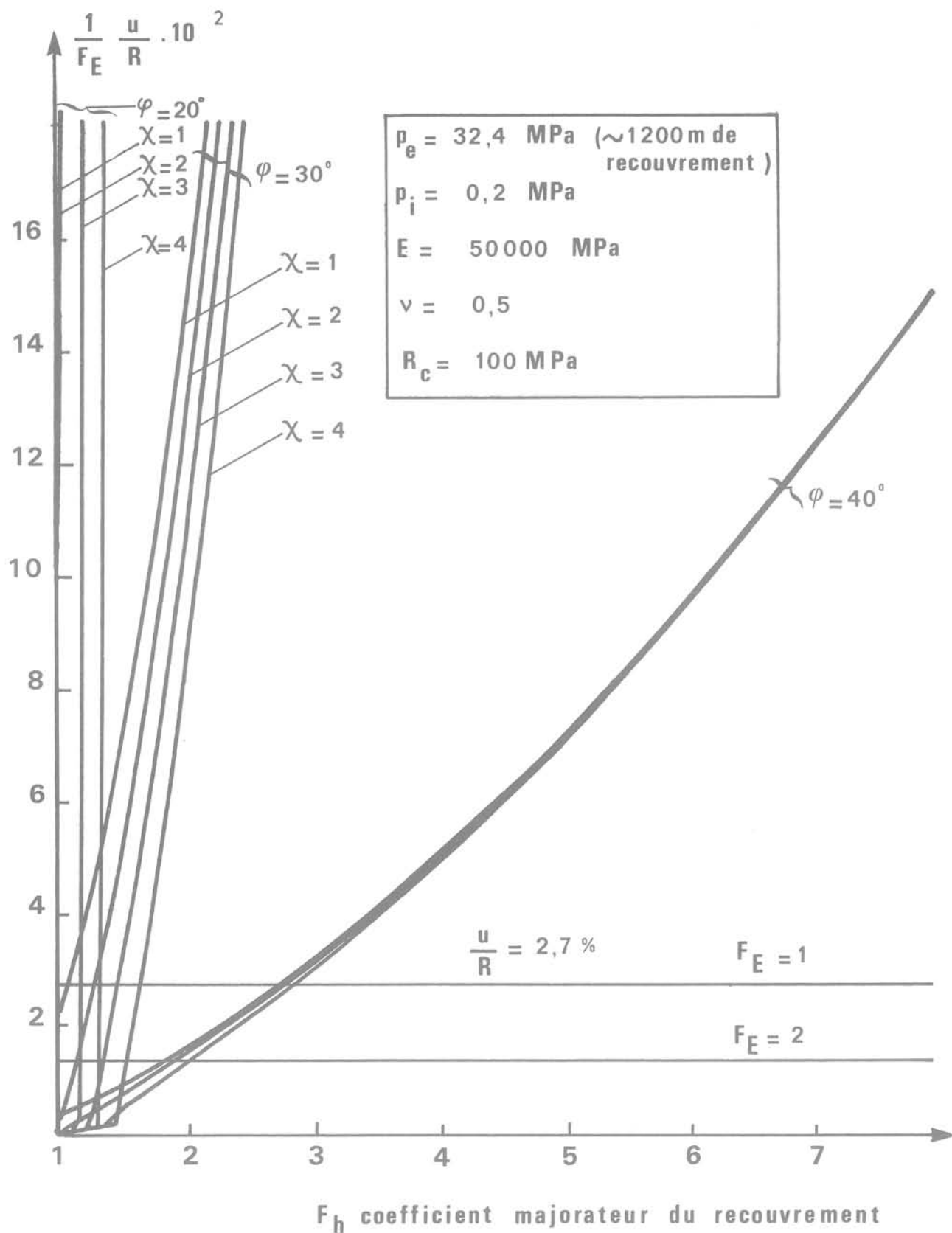


Fig. 8 Influence des contraintes résiduelles ; schéma élastoplastique radoucissant (tunnel du Fréjus).

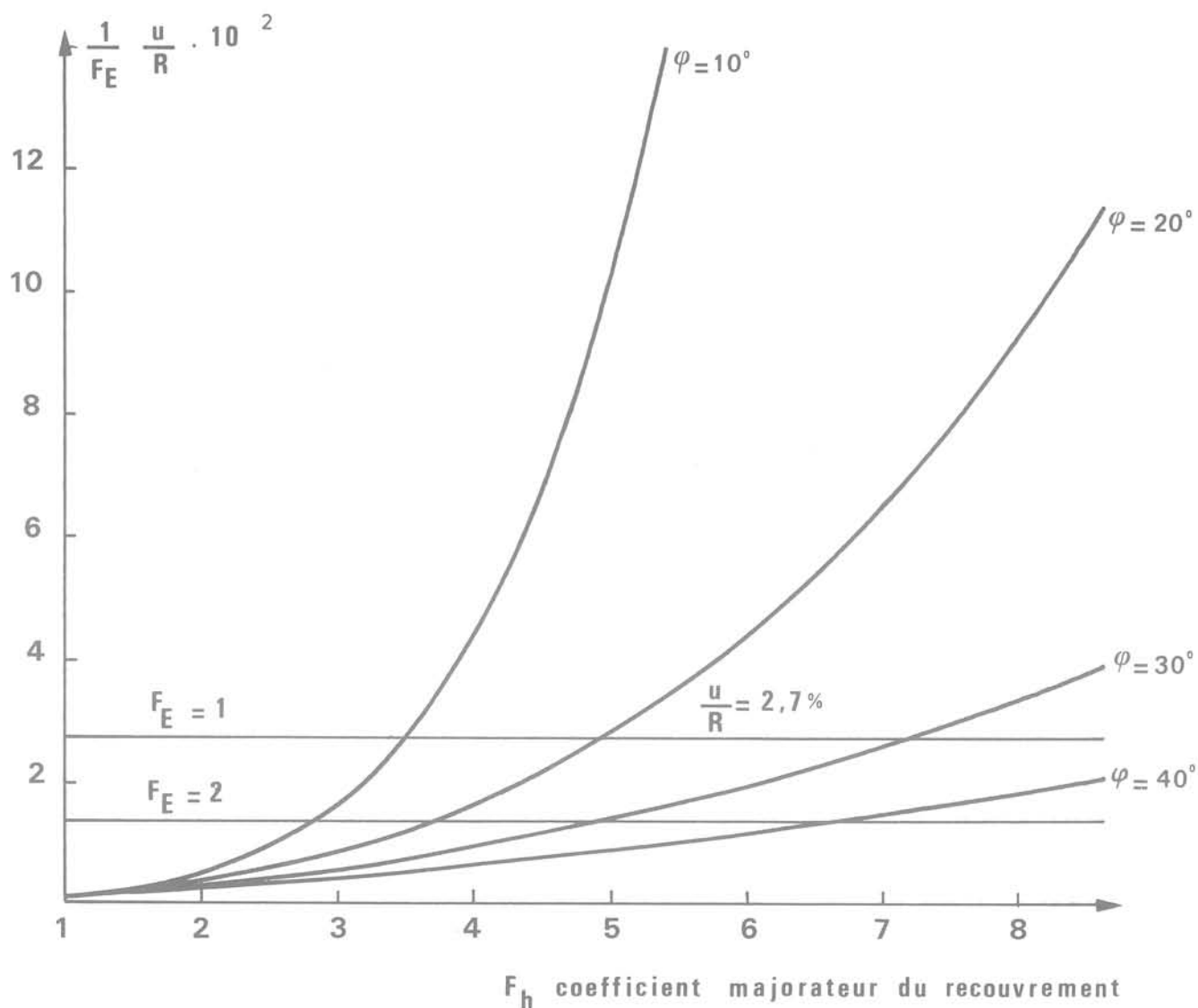


Fig. 9 Influence des contraintes résiduelles ; schéma élastoplastique parfait (tunnel du Fréjus).

L'analyse de la comparaison entre les observations dans le tunnel et les résultats théoriques peut donc être faite très rapidement.

La figure 10 indique les déformations en profondeur autour du tunnel sous un recouvrement de 900 m de marne de densité 2,5, équivalent à une pression hydrostatique de 22,5 MPa. Les mesures ont été effectuées par Baldovin, Lunardi et Al (1977).

La courbe moyenne des déplacements en profondeur autour du tunnel, en pointillé sur la figure 10, est une hyperbole; le point sur la paroi du tunnel correspond à une déformation de référence $\frac{u}{R} = 2,4 \%$.

Les mêmes auteurs ont effectué des essais *in situ* pour la détermination des propriétés mécaniques du massif. L'estimation de l'élasticité et de la résistance de la

marne a été faite à partir d'essais sur des blocs de volume important, de sorte les caractéristiques mécaniques suivantes peuvent être acceptées sans effet d'échelle (ou tout au moins avec des effets d'échelle très limités, c'est-à-dire F_E et F_c voisins ou légèrement supérieurs à l'unité) :

$$\begin{aligned} R_c &= 4,5 \text{ MPa} \\ E &= 3000 \text{ MPa} \\ \varphi &= 30^\circ. \end{aligned}$$

Avec ces valeurs et, comme pour le tunnel du Fréjus, en simplifiant avec les hypothèses de l'incompressibilité élastique ($\nu = 0,5$) et de l'invariance du volume en régime plastique, avec des valeurs raisonnables pour la pente du radoucissement on peut tenter d'interpréter les observations avec les deux théories, plasticité parfaite ou radoucissement.

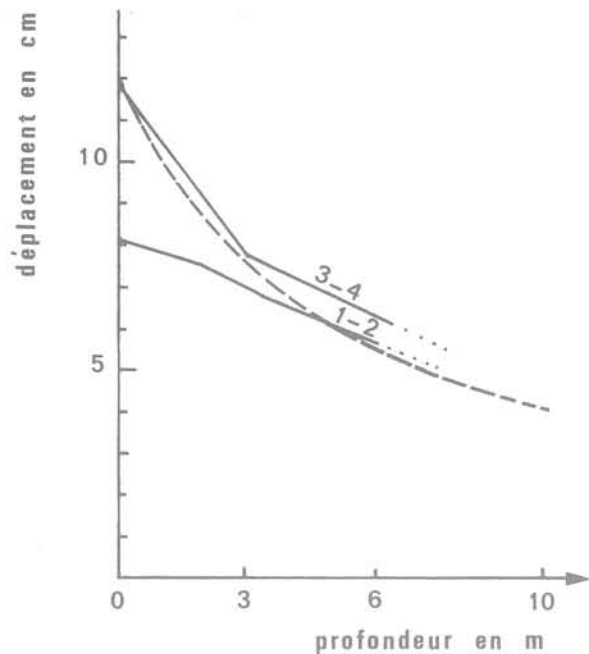


Fig. 10 Déplacement radial en profondeur au tunnel du gran Sasso (moyenne des déplacements mesurés aux points 2,844 km et 2,965 km).

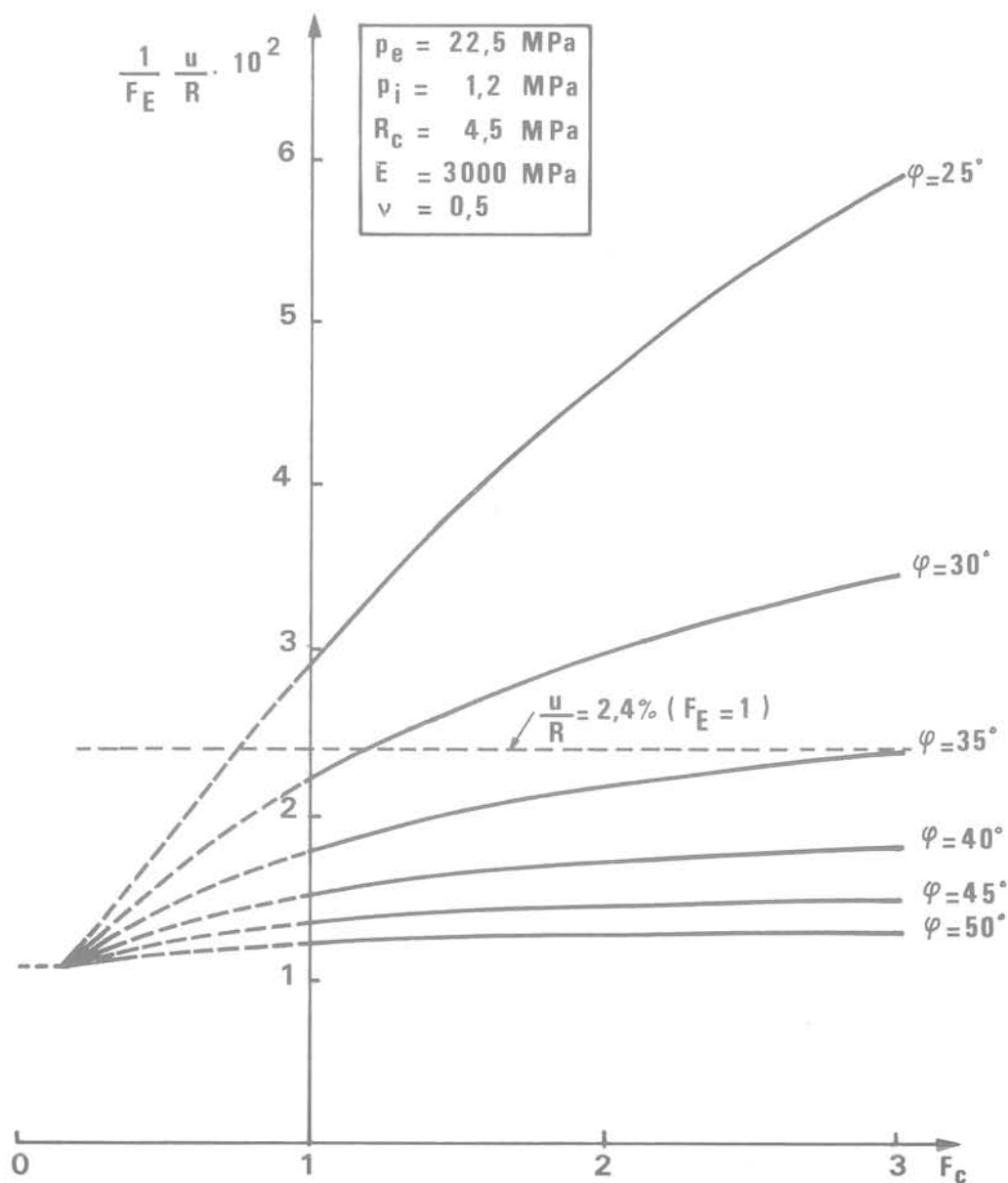


Fig. 11 Comportement parfaitement plastique (tunnel du gran Sasso).

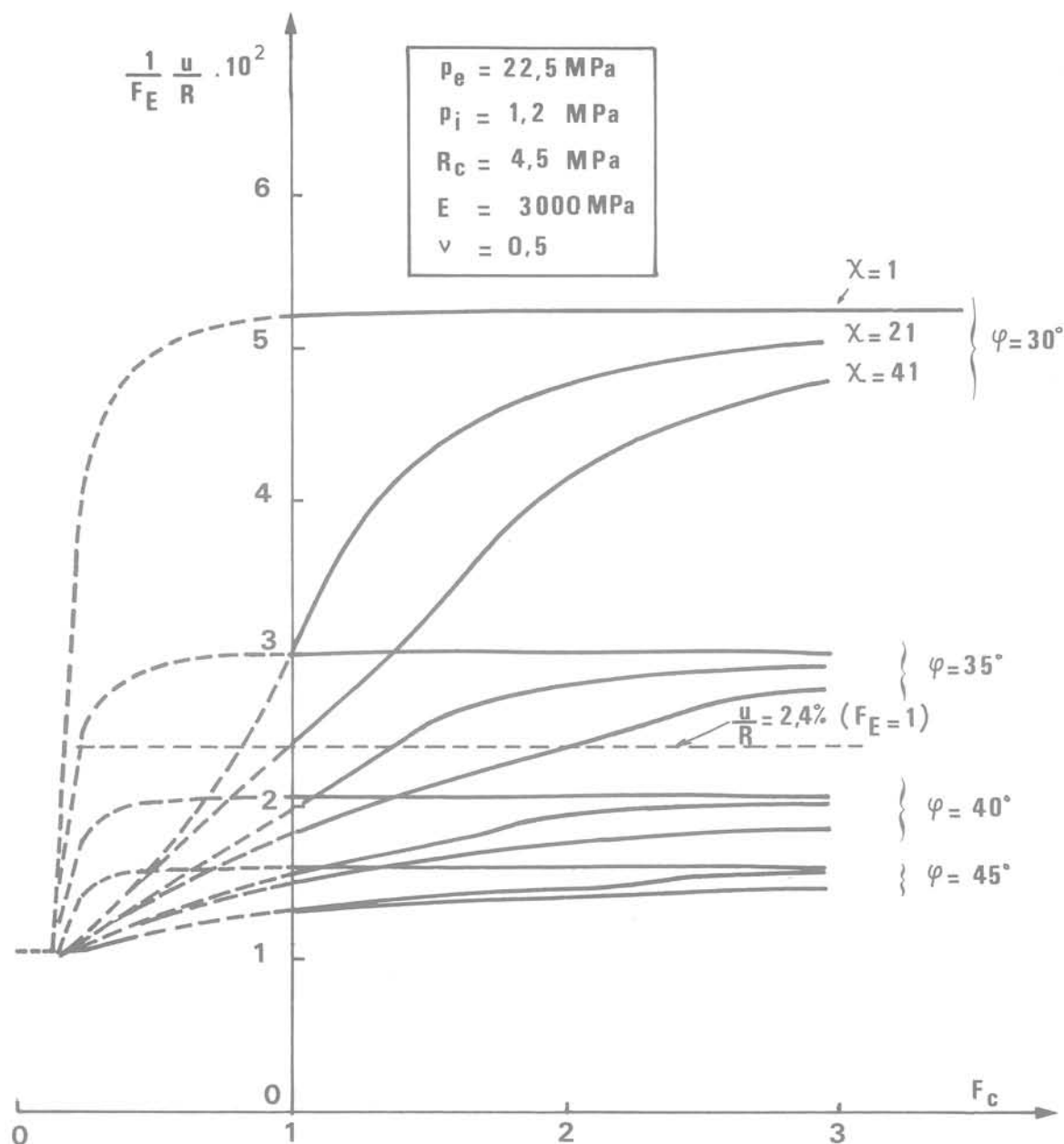


Fig. 12 Comportement radoucissant (tunnel du gran Sasso).

La figure 11 indique avec les mêmes axes que ceux de la figure 7 les résultats obtenus en plasticité parfaite. Les observations dans le tunnel avec F_E et F_c voisins de 1 sont en accord avec l'abaque. Par contre la figure 12 qui représente l'interprétation élastoplastique avec radoucissement, avec la même présentation que la figure 6, ne permet pas de trouver un accord satisfaisant avec les mesures en place. Sur cet abaque on a indiqué les résultats obtenus pour des valeurs de χ très grandes qui rapprochent le schéma radoucissant du schéma plastique parfait. On voit qu'à la limite les résultats sont confondus.

Conclusion

L'interprétation des mesures de déplacements faites dans les tunnels du Gran Sasso et du Fréjus montre clairement que deux théories sont nécessaires. La

théorie élastoplastique avec radoucissement permet d'expliquer ce qui s'est passé au tunnel du Fréjus, alors que la théorie parfaitement plastique ne le permet pas. C'est l'inverse au tunnel du Gran Sasso. Cette constatation étant faite, elle paraît assez naturelle *a posteriori*, les calcschistes du Fréjus ayant au laboratoire un comportement nettement fragile alors que le comportement des marnes du Gran Sasso est certainement beaucoup plus plastique.

Dans l'un et l'autre cas les calculs faits ont négligé des phénomènes importants : l'action de la pesanteur dans le voisinage immédiat du tunnel, l'anisotropie du massif, son hétérogénéité, etc. Les résultats obtenus sont cependant suffisamment nets pour démontrer le rôle capital joué par le radoucissement dans certains cas et la nécessité de connaître le comportement mécanique complet pour la prévision de déformation et des soutènements des galeries souterraines.

Analyse de la convergence des tunnels par des modèles élastoplastiques

Sur le modèle géométrique du tunnel on définit les données de base suivantes :

h - hauteur du recouvrement au-dessus du tunnel (équivalente à une pression p_a uniforme à l'infini);

p_i - pression à la paroi de la cavité équivalente à la réaction du soutènement;

R - rayon du cylindre qui s'ajuste au plus près de la forme du tunnel.

Les données mécaniques classiques, susceptibles d'être obtenues expérimentalement sont les suivantes :

R_c - résistance à la compression simple;

E - module de Young;

φ - angle de frottement interne.

En utilisant la théorie de l'élastoplasticité parfaite,

d'une part, celle de l'élastoplasticité avec radoucissement, d'autre part, théories rappelées dans le texte, on cherche à déterminer des paramètres h' , R'_c , E' ou φ' qui donnent un accord satisfaisant avec les convergences mesurées. L'analyse porte sur la vraisemblance des rapports entre ces grandeurs et les grandeurs

correctifs :

$$F_h = \frac{h}{h'} ; F_c = \frac{R_c}{R'_c} ; F_E = \frac{E}{E'} ; F_\varphi = \frac{\varphi}{\varphi'}$$

que l'on comparera pour les deux modèles.

1 Hypothèse d'incompressibilité du matériau dans les modèles

Cette hypothèse est une première approximation acceptable dont la mesure ou le calcul montre que des variations de volume raisonnables au cours de la déformation ne modifient pas considérablement la valeur des convergences. Par contre cette hypothèse présente un double intérêt :

— le régime d'arête n'apparaît pas ($\nu = 0,5$) dans l'écoulement plastique;

— le déplacement radial $u(y)$, en fonction du rayon de la zone plastique y , a la même expression pour les deux théories :

$$(1) \quad E \frac{r}{u} = \frac{2}{3} p_a (K_p - 1) + R_c \frac{r^2}{y^2} \quad \text{ou :} \quad K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right).$$

En fonction de r , $E \frac{r}{u}$ est une courbe en $\frac{r^2}{y^2}$; en ajustant

le déplacement u en fonction de r aux courbes tracées à partir des mesures *in situ*, on obtient le paramètre A qui définit une déformation caractéristique à la paroi; y étant exprimé en fonction des paramètres des modèles, on obtient l'ensemble des coefficients correctifs possibles F_i , qu'on a calculés de façon à les présenter sous formes d'abaques.

On remarquera que le deuxième membre de (1) ne dépend pas du module d'Young, ce qui simplifie la présentation pour F_E .

2 Calcul du rayon plastique

Pour le modèle parfaitement plastique, on obtient la forme explicite :

$$(2) \quad y = R \left[\frac{2}{K_p + 1} \cdot \frac{p_a (K_p - 1) + R_c}{K_p + 1} \right]^{\frac{K_p - 1}{K_p + 1}}$$

Pour le modèle élastoplastique radoucissant la loi de comportement choisie conduit à distinguer le cas où la zone plastique purement radoucissante (zone 1) apparaît seule, du cas où apparaît aussi une zone 2 parfaitement plastique à cohésion nulle.

α_1 et α_2 (définis par Nguyen M. D. et Berest, 1979) ont ici des valeurs simples :

$$\alpha_1 = -2 \quad \alpha_2 = -\frac{X}{3} (K_p - 1), \quad X = \frac{4}{3}$$

La déformation plastique équivalente à la paroi vaut alors, en phase radoucissante :

$$\lambda(R, y) = \frac{2}{3} \frac{R_c}{p_a (K_p - 1) + R_c} \cdot \frac{1}{\left\{ \left(\frac{R}{y} \right)^2 - \frac{3}{2} \left(\frac{R}{y} \right)^{-\alpha_2} \right\}}$$

On a donc :

a) $\lambda(R, y) < 1$: la zone 1 radoucissante existe seule

$$(3) \quad \frac{\frac{4}{3} (K_p - 1) \left(\frac{R}{y} \right)^2 + (K_p + 1) \left(\frac{R}{y} \right)^{-\alpha_2}}{X (K_p + 1) - \frac{2}{3}}$$

$$= \frac{K_p + 1}{2} \cdot \frac{p_a (K_p - 1) + R_c}{p_a (K_p - 1) + R_c}$$

On retrouve sur cette formule, par passage à la limite, le cas de la plasticité parfaite (formule 2); en effet :

$$X \rightarrow \infty, \alpha_2 \rightarrow K_p - 1.$$

b) $\lambda(R, y) < 1$: les deux zones 1 et 2 sont apparues

Soit y_1 la solution de $\lambda(y) = 1$.

Le rayon de la zone plastique a alors pour expression :

$$y = y_1 \left[\frac{2}{K_p + 1} \cdot \frac{p_a (K_p - 1) + R_c}{p_a (K_p - 1) + R_c} \left(\frac{R}{y_1} \right)^2 - \frac{R_c}{p_a (K_p - 1) + R_c} \left(\frac{3}{4} X - 1 \right) \right]^{\frac{K_p - 1}{K_p + 1}}$$

Références bibliographiques

- BALDOVIN G., LUNARDI P., CATALANO P. G., MOTTA E. (1977), *A deep tunnel in highly tectonized marl*. The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, 1977.
- BEREST P., NGUYEN MINH D., PANET M. (1978), *Contribution à l'étude de la stabilité d'une cavité souterraine dans un milieu avec radoucissement*. Revue Française de Géotechnique, n° 4, juin 1978, p. 63.

HABIB P. (1979), *Équilibre des souterrains dans les matériaux radoucissants*. AFTES : Stabilité des Tunnels, Paris, 26 octobre 1978. Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 32, mars-avril 1979, p. 126.

NGUYEN MINH D., BEREST P. (1977), *Contraction d'une sphère creuse élastoplastique avec radoucissement*. Journal de Mécanique Appliquée, n° 1, 1977, p. 85.

NGUYEN MINH D., BEREST P. (1979), *Étude de la stabilité des cavités souterraines avec un modèle de comportement élastoplastique radoucissant*. 4^e Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches, tome I, p. 249, Montreux, septembre 1979.

SALENÇON J. (1969), *Contraction quasistatique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique*. Annales des Ponts et Chaussées, vol. IV, 1969, p. 231.

STRAGIOTTI et Al. (1979), *Essais et auscultations dans la conception et l'exécution de quatre tunnels dans les schistes lustrés de la vallée de Suse (Italie)*. 4^e Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches, tome II, p. 663, Montreux, septembre 1979.

TINCELIN E., SINOU P. (1978), *Mode d'action et règles du boulonnage*. « Le Boulonnage », Document SIM-B5, Revue de l'Industrie Minière, octobre 1978, p. 129.

tunnel routier du Fréjus :

les mesures géotechniques effectuées sur le chantier français et leur application pour la détermination et l'adaptation du soutènement provisoire

par

J.-R. Beau

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Conseiller Technique de la S. F. T. R. F.
Président du Comité des Experts

J. Cabanius

Président de SOFRELEC
Membre du Comité d'Experts

G. Courtecuisse

Ingénieur en Chef S. G. E. TPI
Directeur des Travaux du Groupement d'Entreprises

D. Fourmaintraux

Assistant au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (L. C. P. C.)

P. Gesta

Directeur Scientifique S. G. E. TPI
Membre du Comité d'Experts

M. Levy

Directeur à SETEC TP
Directeur des Travaux du Tunnel du Fréjus

C. Néraud

Directeur de SETEC TP
Chef du projet du Tunnel du Fréjus
Membre du Comité d'Experts

M. Panet

Chef du Département Géotechnique du L. C. P. C.
Membre du Comité d'Experts

J. Péra

Directeur du CETU
Membre du Comité d'Experts

E. Tincelin

Professeur à l'École des Mines de Paris
Membre du Comité d'Experts

G. Vouille

Laboratoire de Mécanique des Roches de l'École des Mines de Paris
Membre suppléant du Comité d'Experts

Introduction

Le tunnel routier du Fréjus est un tunnel franco-italien construit en association par deux Sociétés d'Économie Mixte : la S. F. T. R. F., Maître d'Ouvrage pour la moitié de l'ouvrage située en France et la SITAP, Maître d'Ouvrage pour la moitié située en Italie.

La S. F. T. R. F. ou Société Française du Tunnel Routier du Fréjus émane des Collectivités locales de la région Rhône-Alpes.

Le Maître d'Œuvre de la partie française est la SETEC TRAVAUX PUBLICS. Le Groupement d'Entreprises chargé de l'exécution du génie civil au tunnel

proprement dit, dans la zone des schistes lustrés à forte couverture, a été piloté par la Société Générale d'Entreprises (S.G.E.-TPI) et comprend des Entreprises des Groupes Fougereolle et S.C.R.E.G.

Les mesures géotechniques qui vont être présentées dans cet article, après avoir été exposées le 4 octobre 1979 devant le Comité Français de Mécanique des Roches ont été, pour la plupart, décidées par un Comité d'Experts Techniques que les trois partenaires cités plus haut ont institué d'un commun accord.

Ce Comité comprenait :

- un représentant du Maître d'Ouvrage : M. Beau;
- un représentant du Maître d'Œuvre : M. Néraud;
- un représentant de l'Entreprise : M. Gesta;
- quatre Experts : MM. Tincelin (et M. Vouille son suppléant), Panet, Cabanius et Péra.

Il était chargé de suivre les problèmes techniques posés par l'excavation, le soutènement et le revêtement et de faire des recommandations au Maître d'Ouvrage.

S'appuyant sur un très gros travail de mesures et de constatations faites par le Maître d'Œuvre avec la collaboration de l'Entreprise et l'assistance du L.C.P.C., du laboratoire de l'École des Mines et du C.E.T.E. de Lyon, il a parfaitement atteint les objectifs recherchés :

- assurer en toutes circonstances la sécurité des personnes travaillant sur le chantier; jamais en effet le soutènement provisoire ne fut mis en défaut;
- rechercher les meilleures solutions à tous les problèmes spécifiques d'excavation et de soutènement; ce résultat fut atteint dans les meilleures conditions puisque les délais d'exécution et le budget furent respectés; l'avancement moyen s'établissant à 163 mètres par mois avec un maximum de 276 m soit 11,5 m par jour;
- tirer un maximum d'enseignements d'ordre général et scientifique de ce chantier exceptionnel.

L'article qui suit, est destiné essentiellement à développer ce dernier point.

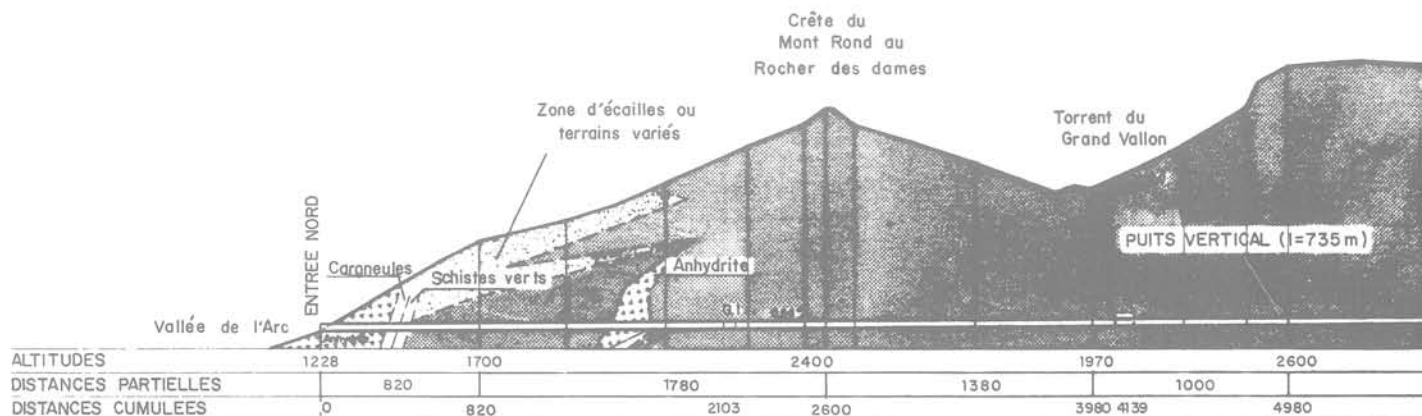
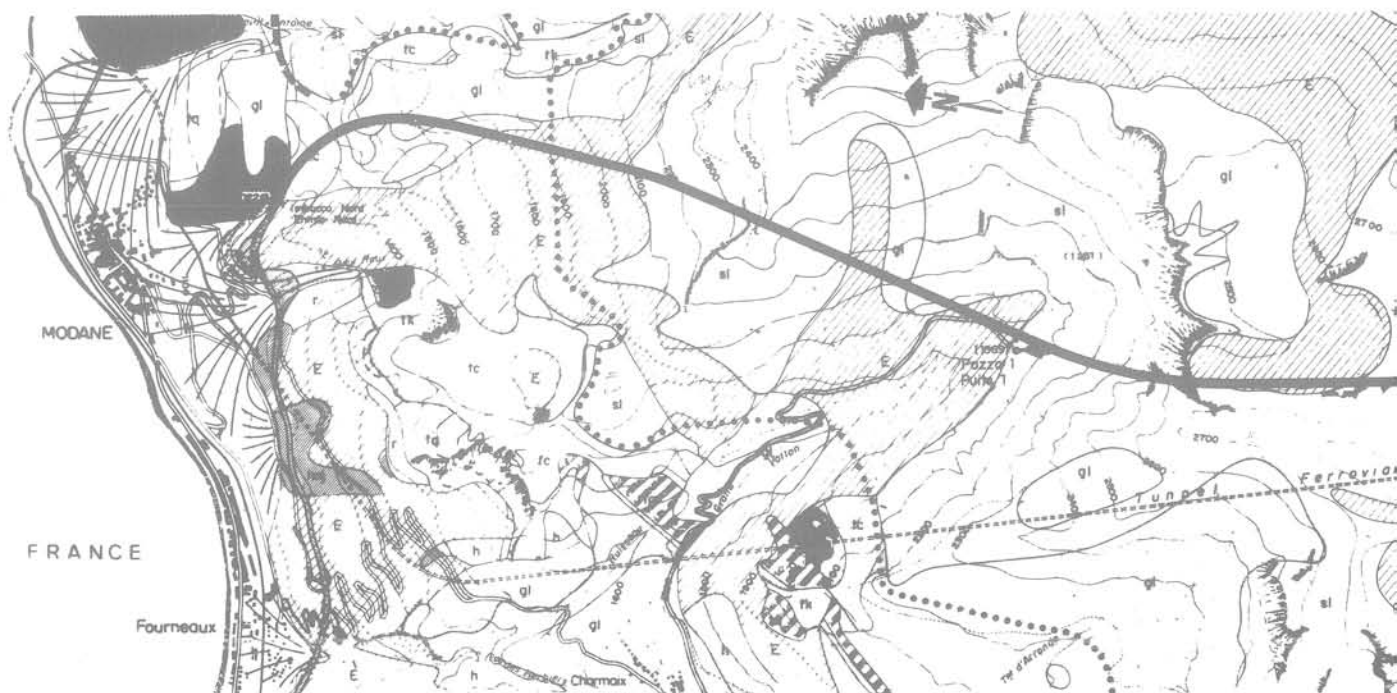


Fig. 2 Profil en long.

Fig. 3 Tracé en plan



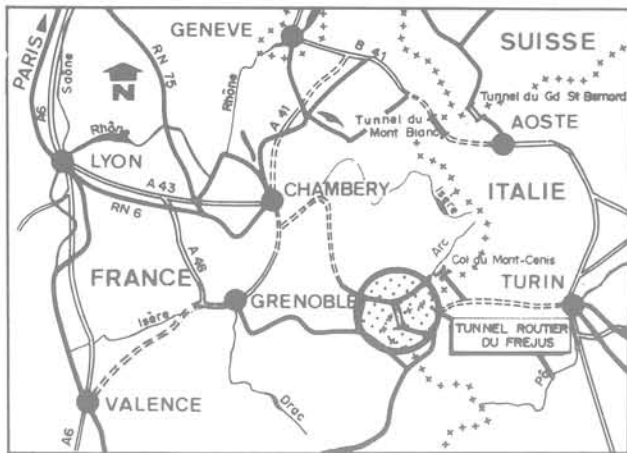


Fig. 1 Situation de l'ouvrage

1 Les grandes lignes du projet

1.1 Situation du tunnel

Le Tunnel Routier du Fréjus relie Modane en France, à Bardonecchia en Italie.

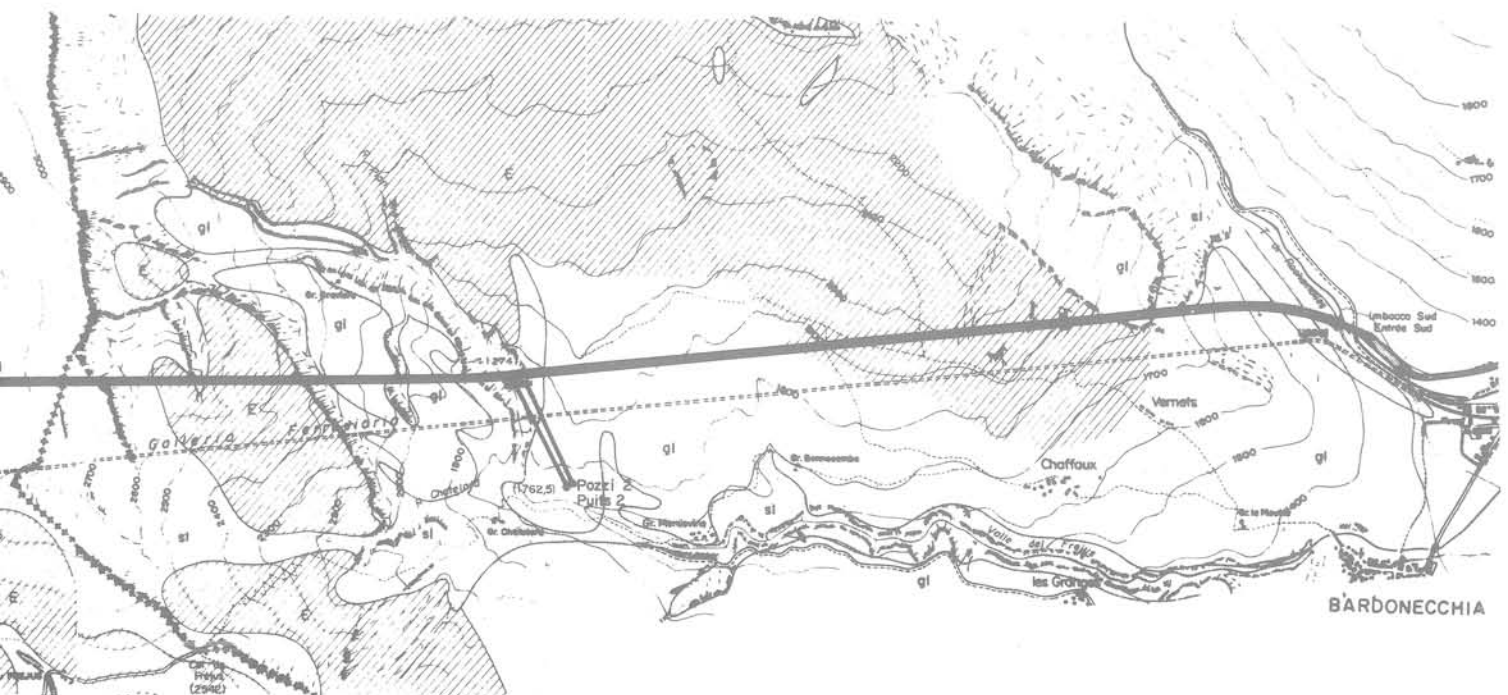
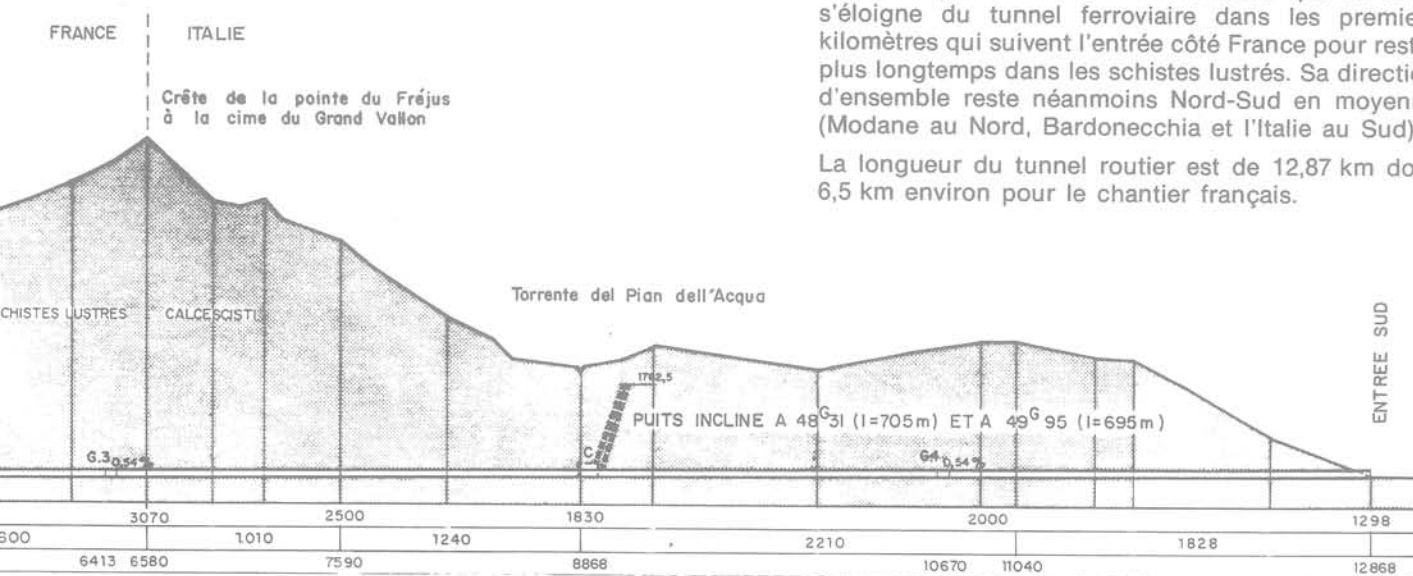
Il est situé sur l'itinéraire le plus direct entre Lyon et Turin. Cet itinéraire emprunte actuellement le col du Mont Cenis (altitude 2 200 m) qui est fermé durant près de six mois par an, en période hivernale. Le Tunnel Routier du Fréjus permettra au trafic de transiter sans interruption et sans dépasser l'altitude 1 300 m (fig. 1).

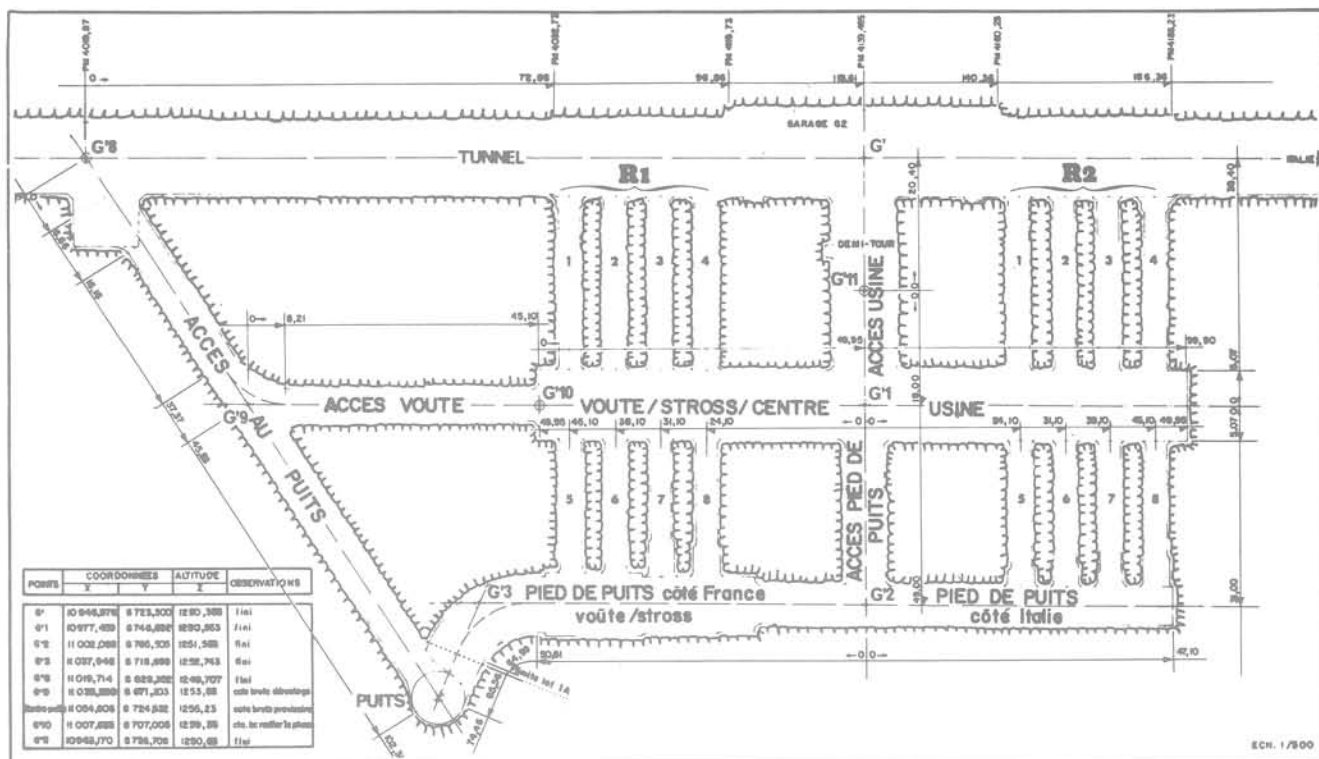
1.2 Tracé et profil en long

1.2.1 Tracé

Le tracé en plan est indiqué à la figure 3 sur laquelle est représenté également le tracé du tunnel ferroviaire creusé il y a un siècle. On constate que le tracé s'éloigne du tunnel ferroviaire dans les premiers kilomètres qui suivent l'entrée côté France pour rester plus longtemps dans les schistes lustrés. Sa direction d'ensemble reste néanmoins Nord-Sud en moyenne (Modane au Nord, Bardonecchia et l'Italie au Sud).

La longueur du tunnel routier est de 12,87 km dont 6,5 km environ pour le chantier français.





ECH. 1/500

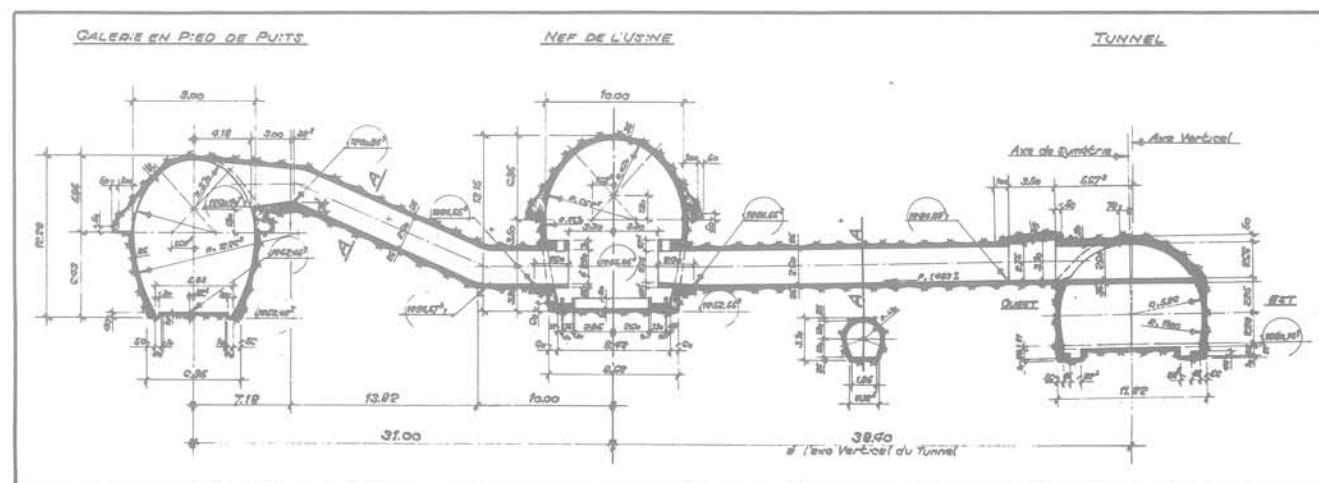
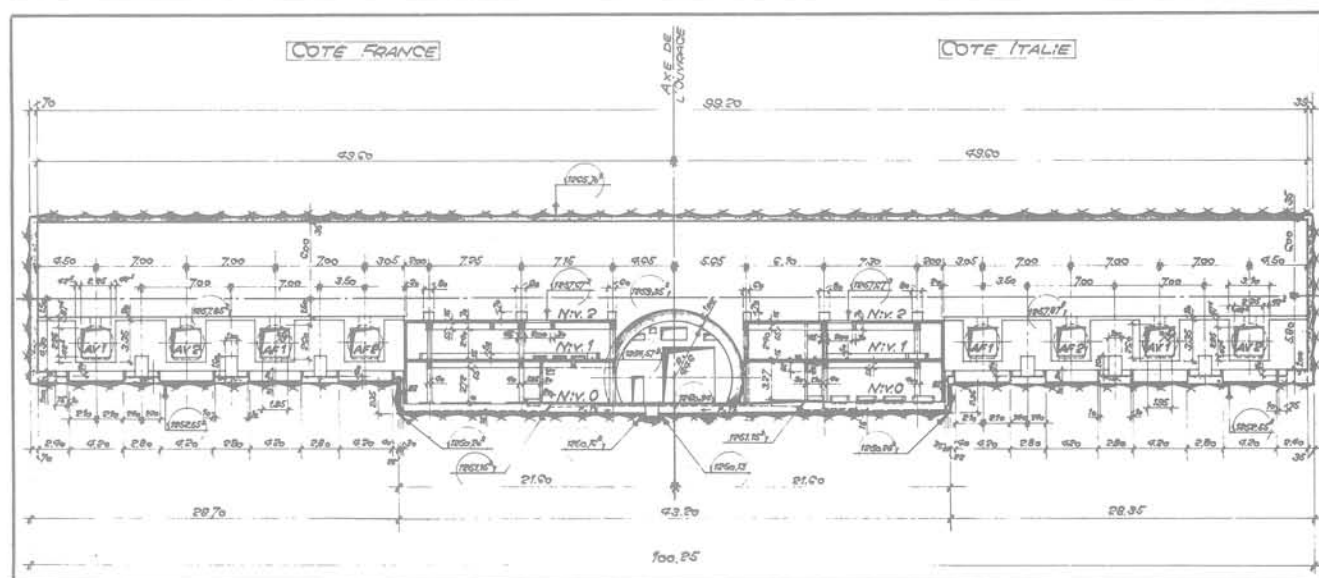


Fig. 8 Usine souterraine côté France
8a : vue en plan — 8b : coupe longitudinale — 8c : coupe transversale

(i) *Structure principale*

La structure principale est une schistosité fort marquée, développée en liaison avec les contraintes subies; son plan est grossièrement parallèle à l'axe du tunnel et son pendage varie le long de l'ouvrage entre 25° et 50° vers l'Ouest, atteignant localement à la faveur des rebroussements des valeurs extrêmes à 0° et 70°; on observe un débit en bancs ou lamelles d'épaisseur généralement faible (décimétrique à centimétrique); le creusement se fait « en direction » par rapport aux plans de schistosité.

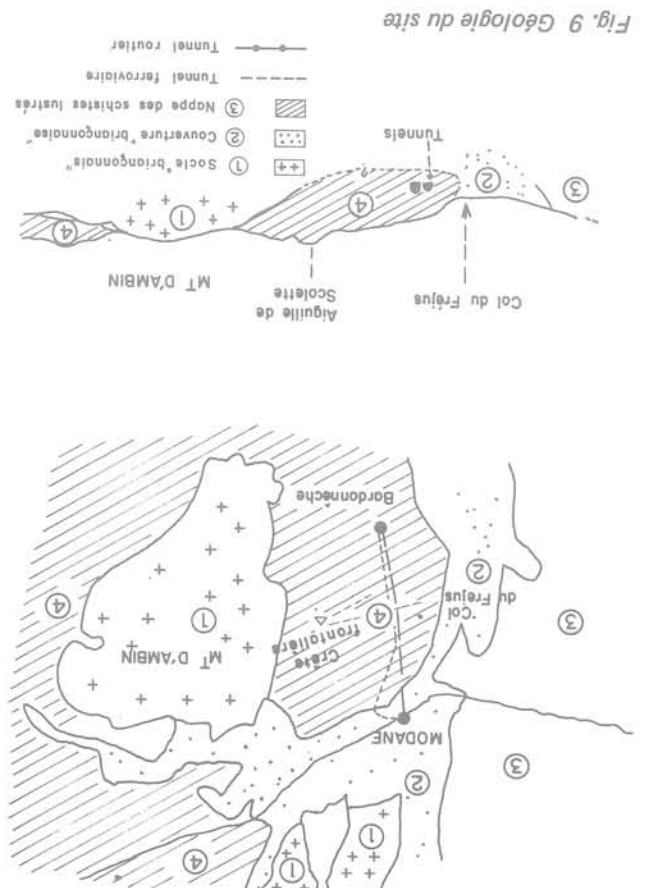
(ii) *Autres discontinuités*

D'autres discontinuités ont été rencontrées, s'organisant en trois autres familles principales en plus de la schistosité (fig. 10) :

- une famille de diaclases (45° N 180°) perpendiculaire au plan de symétrie du tunnel (plan vertical contenant l'axe du tunnel) et dont le pendage de 45° en moyenne est orienté vers le Sud;
- une famille de fractures de cisaillement important (45° N 10°), elle aussi perpendiculaire au plan de symétrie du tunnel, mais à pendage orienté vers le Nord;
- une direction de cisaillement moins marquée (50° à 70° N 90°) à laquelle sont souvent liés des rebroussements et ondulations de la schistosité, orientée parallèlement au tunnel mais au pendage marqué vers l'Est, grossièrement orthogonal à la schistosité.

L'occurrence simultanée de certaines de ces discontinuités a entraîné localement quelques instabilités (fig. 11).

2.1.2 Structure du massif



Cette formation constituée d'une roche à texture schisteuse de teinte gris sombre à aspect luisant et au toucher doux laissant des traces gris noir, est souvent striée de filons et filonnets blancs de calcite mêlée de quartz, concordants ou discordants avec la schistosité; ébrousés, ils apparaissent comme des alignements lenticulaires aplatis (fig. 13).

Le débit de la roche en dalles et lamelles est plus ou moins aisé.

2.2.1 Pétrographie

2.2 Pétrographie et minéralogie des roches

Les discontinuités apparaissant à la paroi de la galerie ont fait l'objet d'un levé systématique au 1/200 par le L.C.P.C. tout au long de l'ouvrage (fig. 12), à partir du PM 1 750, où le tunnel routier pénètre dans la masse de cette nappe des schistes lustrés.

Fig. 11 Quelques instabilités liées aux discontinuités du massif.

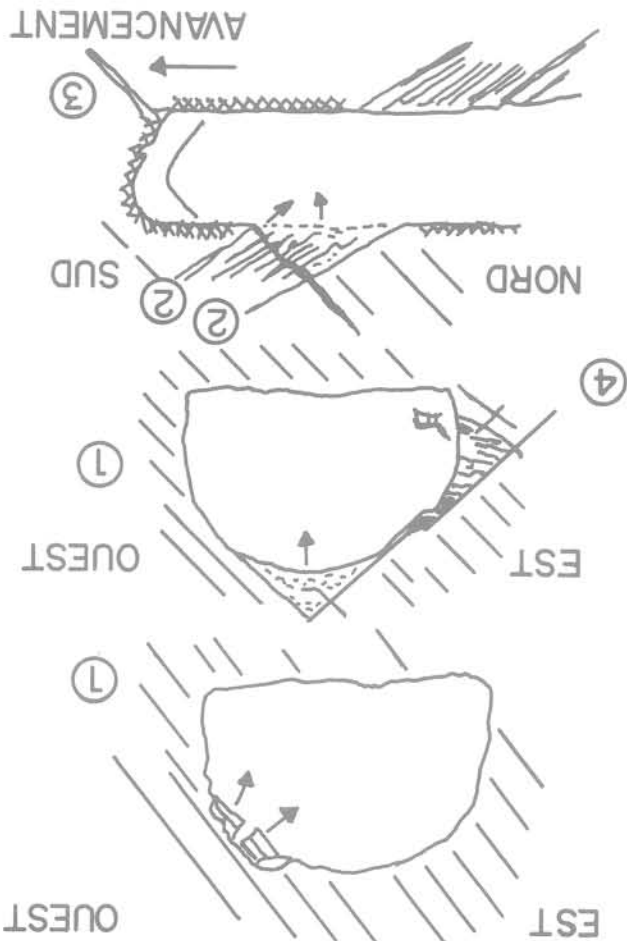
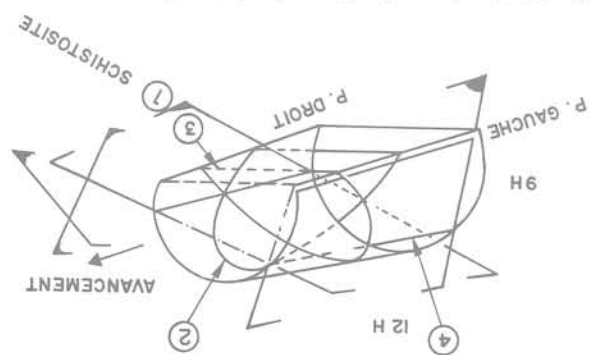


Fig. 10 Système de discontinuités affectant le massif



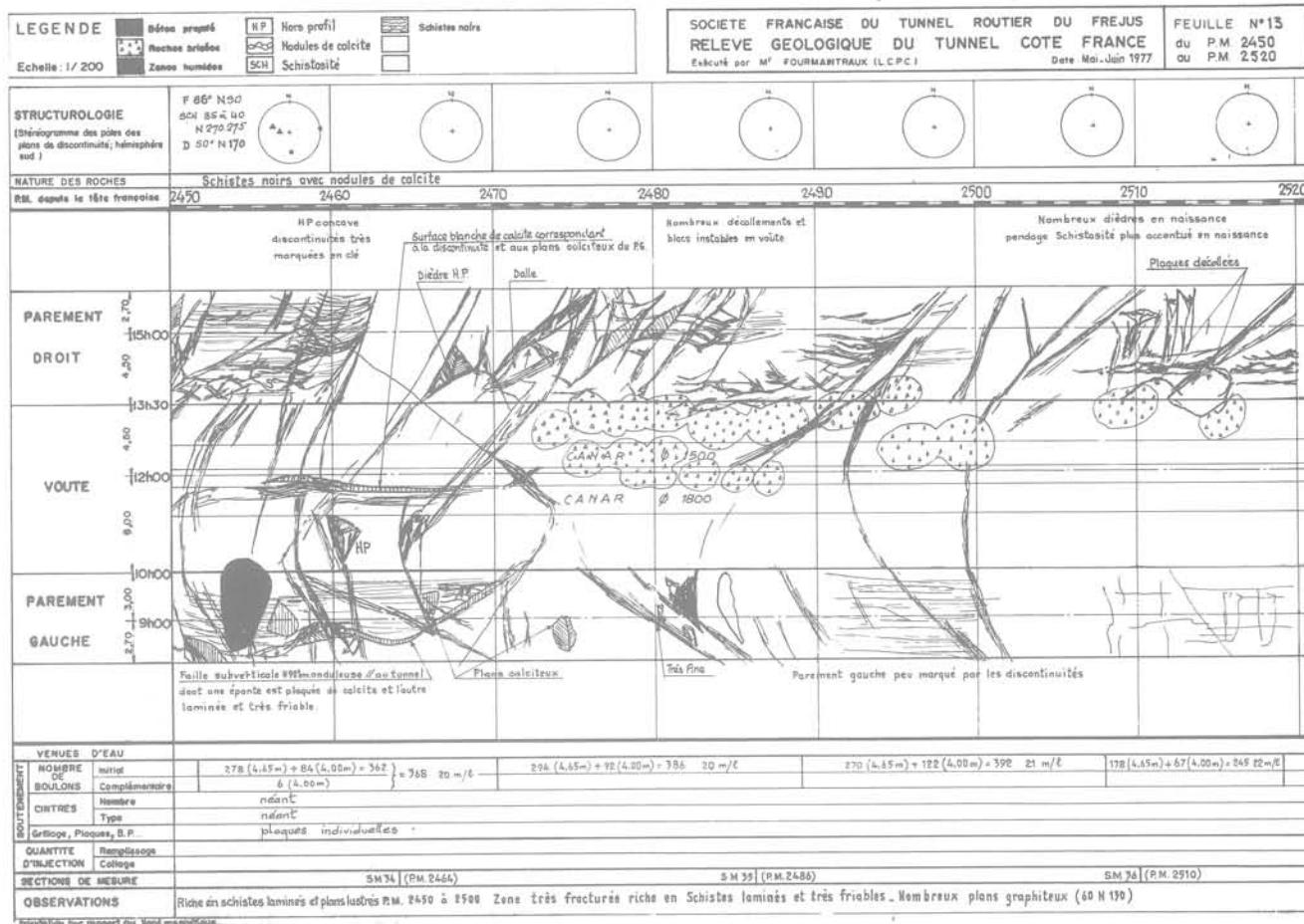
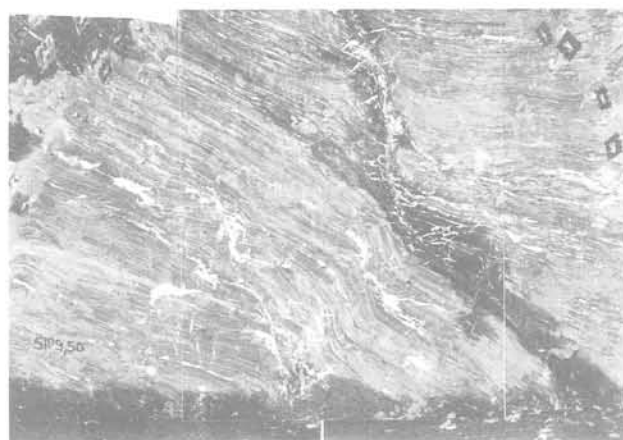


Fig. 12



1 m

Fig. 13 Détail du front au PM 5109,5



Fig. 14 Faciès phylliteux des schistes lustrés. Aspect du parement au PM 5087

2.2.2 Composition minéralogique

Provenant du métamorphisme léger de formations marneuses et marnocalcaires plus ou moins sableuses, ces schistes contiennent essentiellement des minéraux phylliteux (20 à 50 % de micas du type muscovite et chlorite), des carbonates (20 à 80 % de calcite) accompagnés en plus faible quantité de quartz (5 à 30 %) et de produits carbonneux (anthracite, graphite) (<5 %) et de pyrite.

Minéraux	Teneur
Minéraux phylliteux (muscovite, chlorite)	20 à 50 %
Calcite	20 à 80 %
Quartz	5 à 30 %
Produits carbonneux	5 %
Pyrite	1 %
Feldspath (Albite)	1 %
Épidote	1 %

Un enrichissement local en pyrite associé à une disposition en lits fins riches en graphite et continus selon la structure feuilletée de la roche est vraisemblablement à l'origine des fortes valeurs de conductivité électrique de la roche en certaines zones (PM 5180 à 5350) qui ont entraîné des difficultés pour la mise à feu électrique des tirs. Enfin, on y trouve quelques minéraux accessoires typiques du métamorphisme : feldspath du type albite, et épidote.

Les variations des proportions relatives des deux constituants principaux, micas et calcite, correspondent à des termes soit plus micacés soit plus calcitiques de la même série des schistes lustrés. Des variations dues aux déformations tectoniques du massif peuvent être également notées (fig. 14, 15, 15b, 16, 16b). L'étude minéralogique en lame mince de quelques 250 échantillons prélevés au long de l'ouvrage a permis d'établir le diagramme de la figure 17.

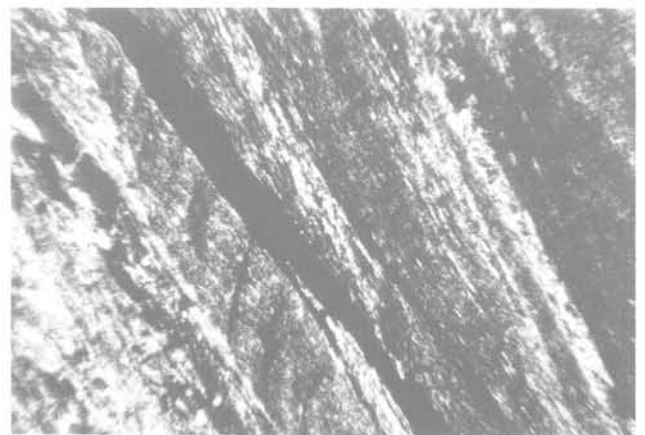


Fig. 15 Faciès phylliteux des schistes lustrés (échantillon 169 — PM 5092,50). Lame mince en lumière polarisée. Grossissement x 75.
La schistosité est très marquée, les lits de mica, soulignés de noir par les produits charbonneux, sont disposés en fuseaux torsadés parallèles.



Fig. 15 bis Faciès phylliteux des schistes lustrés (échantillon 169 — PM 5092,50). Lame mince en lumière naturelle. Grossissement x 500.
— Cristaux aciculaires de rutile inclus dans le quartz — lits de mica avec matière charbonneuse — dans le quartz se détachent des cristaux de pyrite noirs et trapus



Fig. 16 Faciès «calcschiste» des schistes lustrés. Vue du front au PM 6500

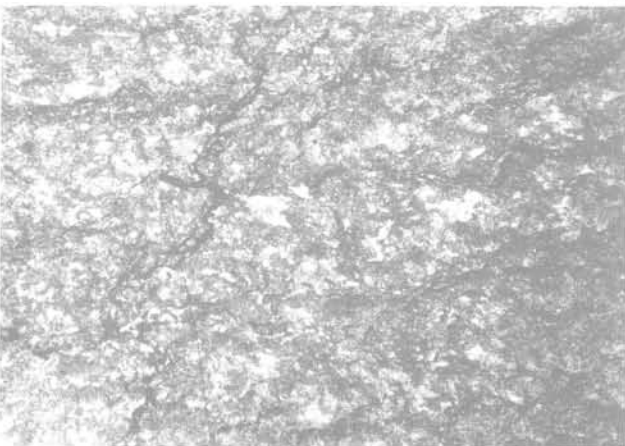
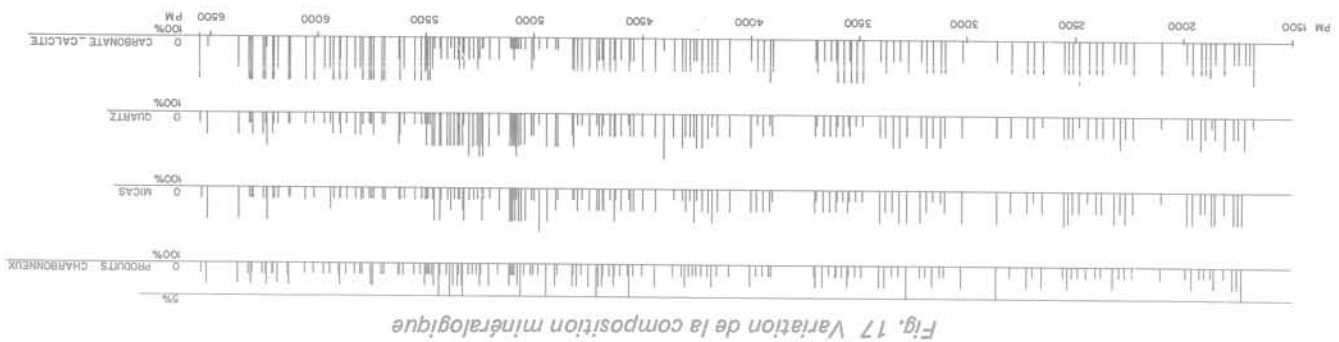


Fig. 16 bis Faciès calcaire des schistes lustrés (échantillon 213 — PM 5760). Lame mince en lumière naturelle. Grossissement x 25.
Roche essentiellement constituée de carbonates ; quelques cristaux de quartz (blancs) et des micas soulignés de matière charbonneuse noire et définissant une foliation fruste ; une foliation plus ancienne est encore décelable



2.3 Caractéristiques mécaniques des schistes

Illustrés

L'influence de l'anisotropie de structure des schistes, sur leur comportement mécanique, est mise en évidence par les essais mécaniques : essais de compression simple et triaxiale, mesures de déformation au cours des essais de compression, mesure de la vitesse des ondes longitudinales, tant in situ qu'en laboratoire.

L'influence de la composition minéralogique semble également mise en évidence par les essais précédents; il est cependant nécessaire de procéder à des mesures complémentaires avant de pouvoir avancer des éléments chiffrés.

2.3.1 Résistance à la rupture en compression simple

Les échantillons testés proviennent de sondages carotés effectués aux points métriques 2100, 2800, 3300, 4155, 5500, 5868, 6000, ainsi que de blocs de marbre prélevés avant le point métrique 1950.

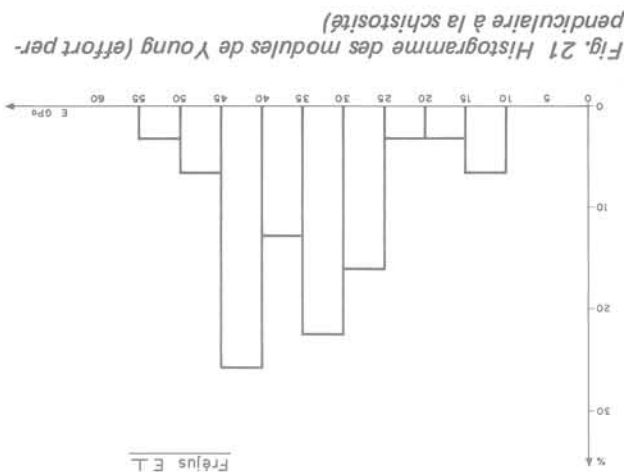
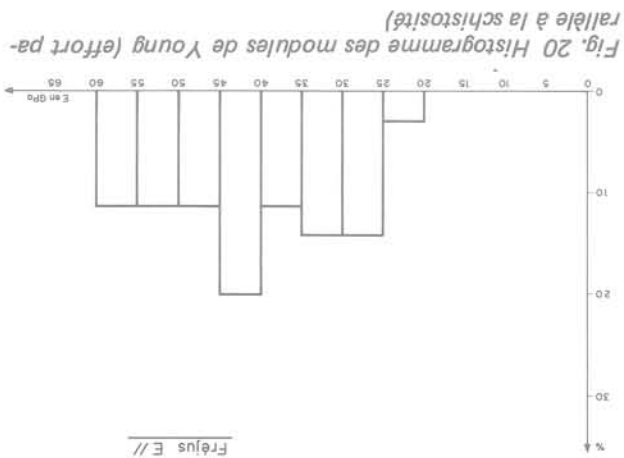
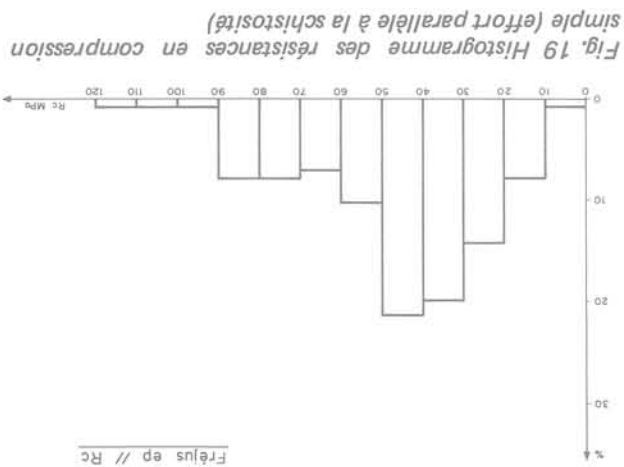
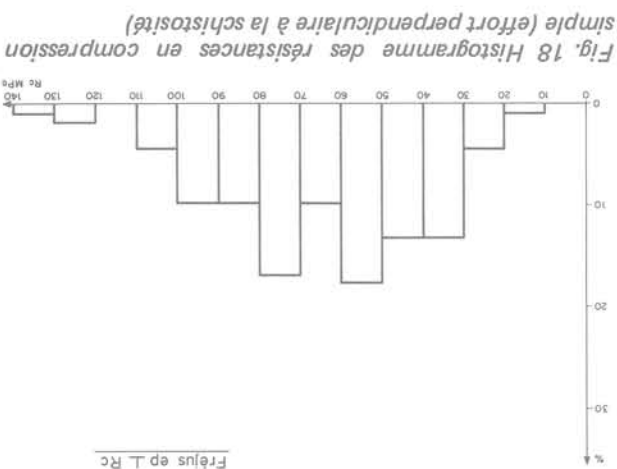
La résistance en compression simple a été mesurée sur des épreuves d'éclatement égal à 2, l'effort étant appliqué soit parallèlement soit perpendiculairement au plan de schistosité.

Pour les deux orientations testées, on observe une dispersion importante des résultats puisque les résistances s'échelonnent entre 20 et 130 MPa pour les épreuves sollicitées perpendiculairement au plan de schistosité et entre 10 et 120 MPa pour les épreuves sollicitées parallèlement à ce même plan. Il semble difficile, compte tenu d'une telle dispersion, de faire apparaître une influence de l'anisotropie, puisque les plages de variation se recouvrent très largement. D'autre part la résistance la plus faible est obtenue lorsque la compression s'exerce obliquement par rapport au plan de schistosité.

En étudiant cependant les histogrammes de ces résistances (fig. 18 et 19), on fait apparaître des différences significatives, qui mettent en évidence une tendance de la roche à être moins résistante lorsqu'elle est sollicitée parallèlement au plan de schistosité que lorsqu'elle est sollicitée perpendiculairement à ce plan : cette tendance apparaît lorsque l'on considère les maxima des deux histogrammes; en effet, le maximum du premier histogramme (compression parallèle à la schistosité) est compris entre 30 et 50 MPa, alors que le maximum du second histogramme (compression perpendiculaire à la schistosité) est compris entre 50 et 80 MPa. Cette même tendance se confirme en éliminant les résultats extrêmes, on constate alors que pour la roche sollicitée parallèlement à la schistosité, 80 % des résistances mesurées sont comprises entre 10 et 70 MPa, alors que pour la roche sollicitée perpendiculairement à la schistosité, 87 % des résistances mesurées sont comprises entre 30 et 100 MPa.

2.3.2 Déformabilité des schistes

La déformabilité des schistes a été étudiée en mesurant, à l'aide d'extensomètres électriques, les déformations longitudinales et transversales des échantillons soumis aux essais de compression. Si l'on exprime ces résultats en termes de Module de Young, on constate une dispersion importante pour les deux orientations testées :



$$10\,000 \text{ MPa} < E_{\perp} < 55\,000 \text{ MPa}$$

$$25\,000 \text{ MPa} < E_{\parallel} < 60\,000 \text{ MPa},$$

et la zone de recouvrement de ces deux plages de variation, de 20 000 à 55 000 MPa concerne environ 90 % des échantillons de chacune des orientations (fig. 20 et 21).

En termes de Module de Young, l'influence de l'anisotropie ne semble donc se manifester que sur les valeurs extrêmes. En revanche, si l'on examine les courbes efforts-déformations, la différence de comportement devient évidente; on constate en effet l'existence d'une phase de serrage importante pour les éprouvettes sollicitées perpendiculairement au plan de schistosité alors que cette phase est inexistante pour les éprouvettes sollicitées parallèlement au plan de schistosité (fig. 22).

En fin de compte, c'est sur la déformation avant rupture que l'on observe une différence essentielle entre les échantillons sollicités perpendiculairement et parallèlement à la schistosité. En effet, la conjonction des trois paramètres que l'on vient d'évoquer : serrage, tendance à un module plus faible, tendance à une résistance plus grande aboutit au résultat qu'en moyenne la déformation avant rupture est trois fois plus importante pour la roche sollicitée perpendiculairement à la schistosité que pour la roche sollicitée parallèlement à la schistosité (fig. 22).

2.3.3 Célérité des ondes longitudinales

De nombreuses mesures ont été faites tant au L. C. P. C. qu'au Centre de Mécanique des Roches de l'E.N.S.M.P.; pour s'en tenir aux faits les plus saillants, il suffit d'observer que l'on constate une nette différence entre la célérité des ondes longitudinales suivant qu'elles se propagent parallèlement ou perpendiculairement à la schistosité :

Dans le premier cas : $4\,000 \text{ m/s} \leq V_L \leq 6\,000 \text{ m/s}$.

Dans le second cas : $1\,300 \text{ m/s} \leq V_L \leq 3\,000 \text{ m/s}$.

Cette différence n'est pas surprenante et peut être mise en parallèle avec la différence entre les modules tangents à l'origine des courbes efforts-déformations pour les deux orientations testées (fig. 22).

2.3.4 Comportement du schiste au voisinage de l'excavation

L'axe longitudinal du tunnel étant à peu près parallèle au plan de schistosité, le profil d'excavation est donc tangent à ce plan, en un point dont la position varie de 12 h 30 à 14 h suivant l'inclinaison (15° à 40°) de ce plan sur l'horizontale (12 h = clé de voûte; 15 h = intersection du profil avec le rayon horizontal). Le comportement mécanique du schiste permet de comprendre qu'une instabilité et des phénomènes de rupture se manifestent dans cette zone de 12 h 30 à 14 h où les contraintes tangentielles sont parallèles au plan de schistosité, direction de moindre résistance.

L'ordre de grandeur des contraintes tangentielles, en considérant un recouvrement de 1 000 m et un facteur de concentration de 2, à la paroi de l'excavation, est voisin de 60 MPa et, par conséquent, suffisamment élevé pour provoquer des ruptures dans la zone considérée.

L'idée vient donc tout naturellement, pour améliorer la stabilité, de solidariser les bancs entre eux et d'exercer un confinement, à l'aide de boulons; on pense d'emblée aux boulons à ancrage ponctuel qui sont les

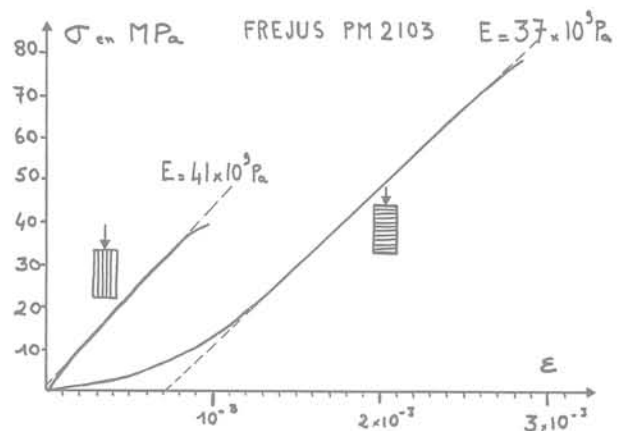


Fig. 22 PM 2103 — Courbes efforts-déformations en compression simple

plus rapides à poser, dans la mesure où le schiste est assez résistant pour encaisser les contraintes locales élevées qui règnent au voisinage d'un ancrage.

3 Aperçu des méthodes d'exécution du tunnel

3.1 Excavation et soutènement provisoire

L'excavation est faite à l'explosif, en pleine section, avec un bouchon à trous parallèles et des couronnes d'abattage successives, suivant la méthode du découpage soigné. Le plan de tir (fig. 23) comporte 160 trous environ, pour une volée de 4,50 m. Les trous $\varnothing 48 \text{ mm}$ et le trou central $\varnothing 152 \text{ mm}$ sont forés par deux pantofores électro-hydrauliques Montabert équipés chacun de cinq bras et d'une nacelle. Le chargement des cartouches préfabriquées en gaines plastiques se fait à partir de deux plates-formes auto-élévatrices C.F.I.A.

Après le tir, l'aspiration des fumées et l'arrosage du tas, on procède au marinage à l'aide d'une chargeuse électrique Broyt X4 (godet de $2,5 \text{ m}^3$) qui charge des dumpers CAT 613 de 20 t de charge utile (fig. 24).

Deux des douze dumpers déposent leur charge en cordon le long d'un piédroit (fig. 25) à 100 m du front et retournent aussitôt au front de façon que la chargeuse ne soit jamais arrêtée (méthode de laminage). Les autres évacuent leur chargement hors du tunnel puis évacuent ensuite le cordon pendant les phases suivantes du cycle.

La purge de la calotte et du front se fait à l'aide d'une purgeuse mécanique Pingon dont le bras a été mis spécialement au point pour ce chantier. Il en résulte un gain important en efficacité par rapport à la méthode traditionnelle et surtout une plus grande sécurité pour le personnel qui n'est pas exposé pendant cette phase dangereuse. On procède ensuite à la mise en place du soutènement provisoire (20 boulons $\varnothing 20 \text{ mm}$ de 4,65 m par mètre de tunnel, 15 plaques et 18 m de grillage $\varnothing 5 \text{ mm}$) à l'aide de deux boulonneurs Montabert équipés chacun de trois bras et d'une nacelle (fig. 26).

Le cycle-type se décompose comme suit, pour 11 volées hebdomadaires de 4,5 m (pour 16 postes de travail) et un avancement mensuel de 200 m.

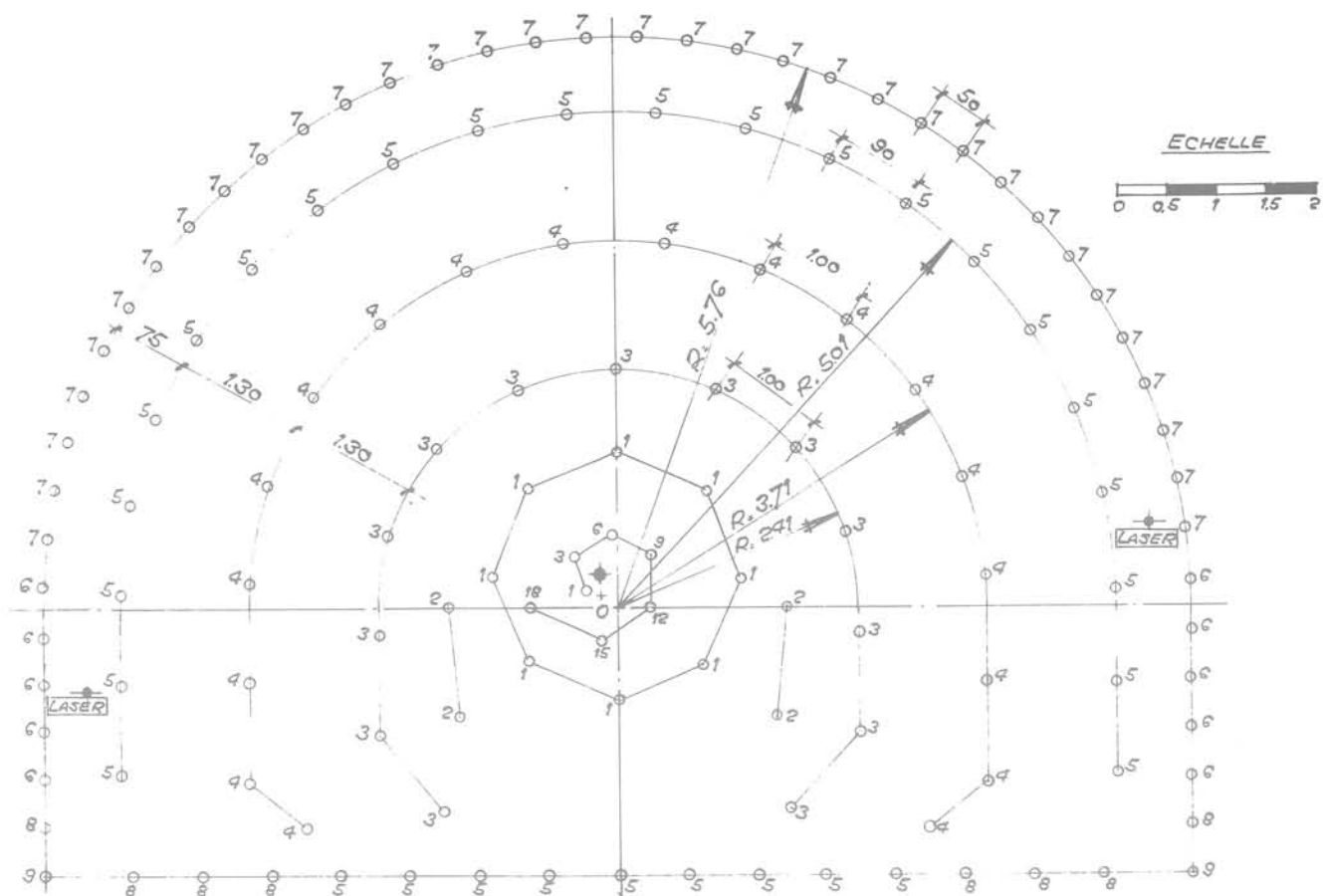


Fig. 23 Plan de tir



Fig. 24 Chargement des dumps



Fig. 25 Mise en cordon des déblais

Fig. 26 Boulonnage de la voûte



Fig. 27 Coulée des banquettes de fondation de la voûte et du béton de roulage





Fig. 28 Portique de reprofilage

Fig. 30 Bétonnage de la dalle de plafond



Mise en place des pantofores	
Perforation de la volée (4,5 m)	2 h 30
Retrait des pantofores	
Chargement de la volée	1 h 15
Tir-Évacuation des fumées	0 h 35
Purge - Marinage	3 h 40
Mise en place des boulonneurs	
Perforation-pose des boulons et plaques	2 h 15
Pose du grillage	1 h
Retrait des boulonneurs	
Total	11 h 15

3.2 Revêtement

Au-delà de la zone de stationnement et d'entretien des engins d'excavation, on rencontre les chantiers de bétonnage qui se succèdent dans l'ordre suivant :

3.2.1 Banquettes de fondation de la voûte et béton de roulage

Exécution par demi-largeur de façon à laisser toujours libre une voie de circulation et une chicane pour passer d'un côté à l'autre (fig. 27).

3.2.2 Reprofilage

C'est-à-dire mise au gabarit de l'excavation avant bétonnage de la voûte, avec repiquage des sous-profils à l'aide de deux portiques roulant sur les banquettes en béton (fig. 28).



Fig. 29 Bétonnage de la voûte

Fig. 31 Bétonnage de la cloison entre les conduits d'air frais et d'air vicié



3.2.3 Bétonnage à la pompe de la voûte

Par anneaux de 13,50 m de longueur à l'aide de trois cintres télescopiques Blaw-Knox (fig. 29).

3.2.4 Bétonnage à la pompe de la dalle du plafond

Par éléments de 18 m (fig. 30).

3.2.5 Bétonnage à la pompe de la cloison et exécution des joints d'étanchéité en Sikaflex

Plus loin, on trouve les chantiers d'exécution des trottoirs et des caniveaux de drainage (fig. 31).

3.3 Chaussée

Plus tard, on viendra rajouter aux 40 cm moyens du béton de roulage, 21 cm de chaussée souple.

3.4 Organisation des ateliers successifs

La figure 32 montre en élévation et en plan les divers ateliers rencontrés, à partir du front, vers la sortie du tunnel. L'opération en cours, au front, est le marinage après le tir et la ventilation d'aspiration des fumées. A 50 mètres du front, se trouve le portique de ventilation qui porte le ventilateur d'air vicié, les extrémités des ventubes d'air frais et d'air vicié et divers appareils électriques. Une bonne soixantaine de mètres est ensuite réservée au stockage des déblais en laissant une voie libre pour la circulation. On trouve ensuite, sur 150 m, une zone de stockage et d'entretien des

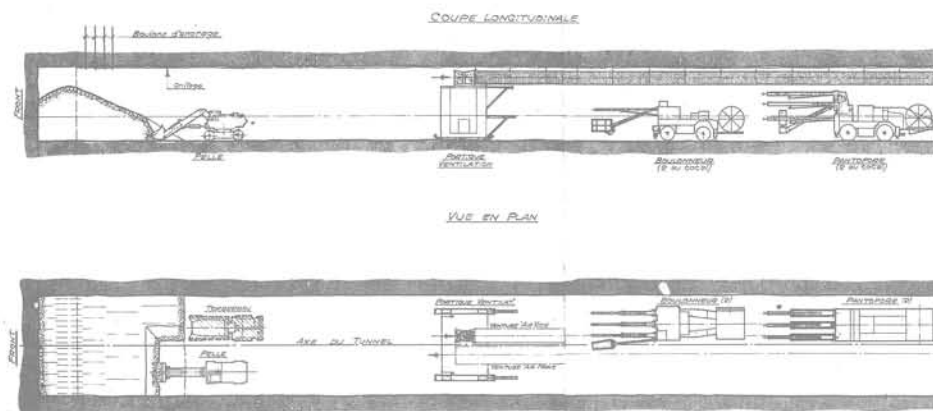


Fig. 32a Abattage – marinage – soutènement

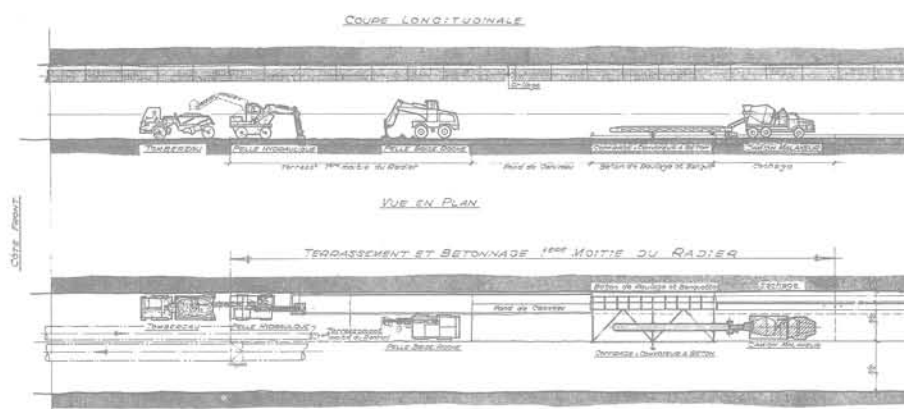


Fig. 32b Béton de roulage et banquettes (1ère moitié)

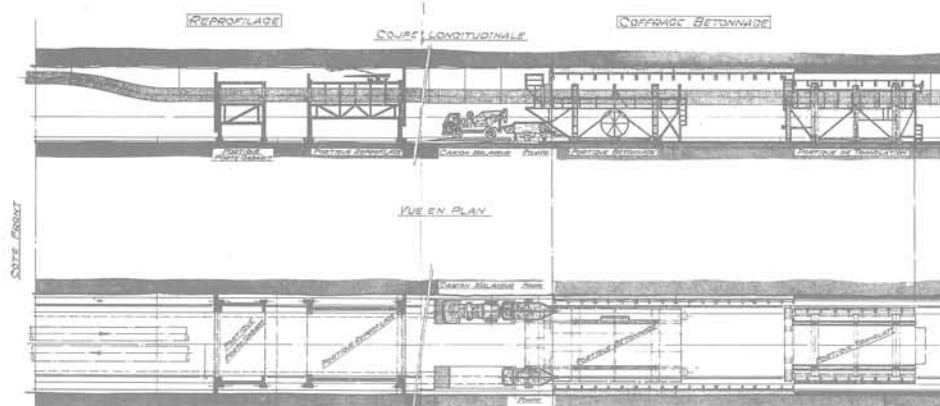


Fig. 32c Revêtement voûte et pénédroits

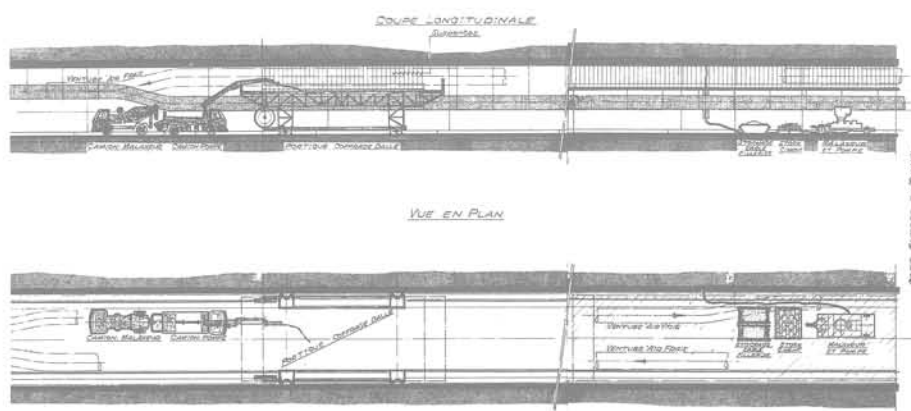


Fig. 32d Dalle pour conduits ventilation et injections

engins du front (à l'exception des dumpers dont l'entretien est fait à l'extérieur du tunnel).

A 270 m du front, commence le chantier de bétonnage du béton de roulage et des fondations de la voûte. Ce chantier de 216 mètres de long comporte pour chaque demi-largeur successive, une zone d'excavation complémentaire et de nettoyage, une zone de bétonnage et une chicane de circulation permettant aux engins de passer d'une voie à l'autre.

A 500 mètres du front, on trouve le chantier de reprofilage avec un portique de détection qui précède un portique de travail; ce dernier est muni à l'arrière d'un profilé ayant la forme de l'excavation minimale souhaitée et ne peut avancer tant que le reprofilage n'est pas exécuté.

A 600 mètres du front environ, on trouve le chantier de bétonnage de la voûte avec ses 3 coffrages et ses 2 portiques de manutention et de soutien.

Vers 700 mètres du front, commence le chantier de bétonnage de la dalle du plafond.

Vers 900 mètres, on trouve le chantier d'injection pour remplissage des vides qui subsisteraient entre la voûte et le rocher.

Entre 950 m et 1250 m du front, sont exécutés la cloison du plafond, les ragréages, les joints d'étanchéité en Sikaflex.

Vers 1300 m ou 1400 m, on trouve les ventilateurs relais qui reçoivent l'air frais par le conduit définitif terminé et le renvoient vers le front dans des ventubes. La longueur des ventubes ne peut guère dépasser 1400 m sans risquer de voir le débit d'air chuter dangereusement.

4 Les mesures géotechniques

4.1 Introduction

De nombreuses mesures géotechniques ont été effectuées tout au long du chantier, sur l'excavation non revêtue. Ces mesures in situ ont eu pour objet de mieux connaître et de suivre le comportement de l'excavation, de déterminer puis d'adapter le soutènement provisoire et enfin de surveiller l'excavation non revêtue pour assurer la sécurité du chantier jusqu'à la mise en place du revêtement. Elles ont connu un caractère systématique, à partir du moment où le tunnel a pénétré dans les schistes lustrés à forte couverture (PM 1710).

Enfin, des bases de mesures ont été mises en place dans les zones revêtues pour permettre de surveiller le comportement de l'ouvrage pendant le chantier puis après sa mise en service.

4.2 Les mesures de convergence sur excavation non revêtue

4.2.1 Technologie

Des déformations du profil de l'excavation se sont essentiellement produites sur les côtés ouest dans le secteur 13 h-15 h au sein de la voûte et à la naissance du parement, où le plan de schistosité est tangent au profil. Les bancs de schistes sont comprimés par les efforts tangentiels qui s'exercent parallèlement au plan de schistosité : il se décolle ainsi les uns des autres

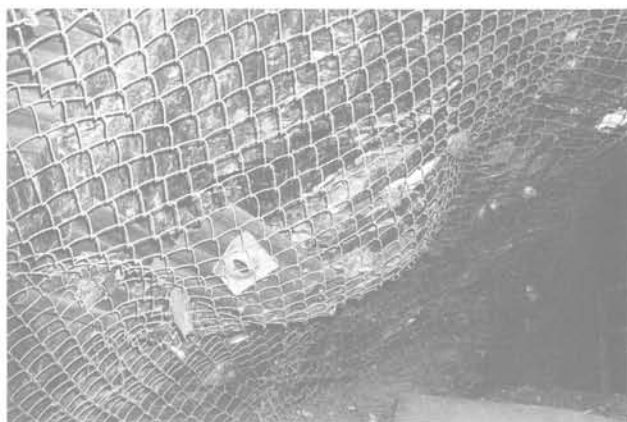


Fig. 33 Désordres dans le secteur de la naissance droite de la voûte

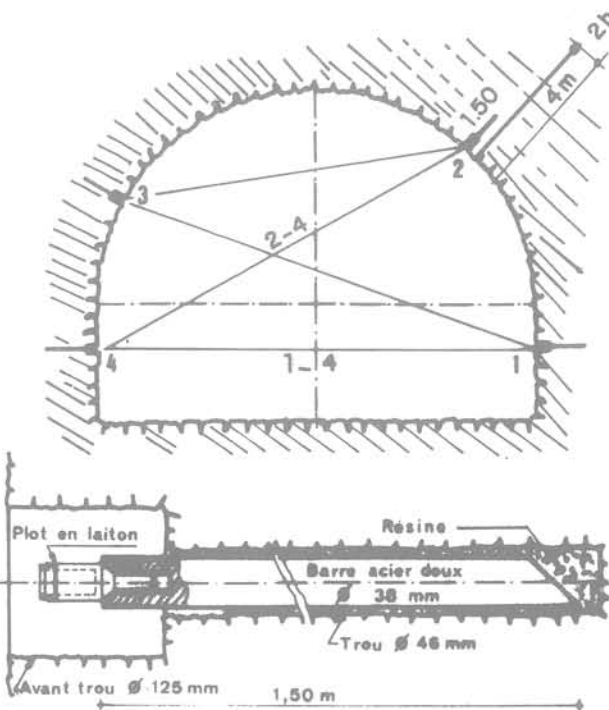


Fig. 34 Plots de mesures de convergence

et se rompent alors par flambage (fig. 11 en haut et photo fig. 33). Cette particularité liée à la position de la galerie par rapport à la structure du massif a déterminé, en partie, la disposition des plots de mesure de convergence du profil destiné à suivre le comportement global de l'excavation (fig. 34). Chaque section de mesure comporte quatre plots (n° 1 à 4) respectivement situés à 15 h, 13 h 30, 10 h et 9 h dans le profil. Ces plots sont constitués d'une barre d'acier doux de diamètre $\varnothing 38$ mm et de 1,50 m de long; scellée à la résine sur toute sa longueur, cette barre est équipée d'une tête filetée en laiton qui permet d'y fixer les extrémités du distancemètre à fils LPC type D01 (fig. 35). La mesure initiale est réalisée au plus près du front de taille (entre 2 et 5 m), les sections de mesures sont régulièrement implantées tous les 30 mètres.

Entre les PM 1750 et 6500, 40 000 mesures furent réalisées sur près de 150 sections, permettant de suivre les convergences depuis l'excavation jusqu'à la mise en place du revêtement définitif, c'est-à-dire en moyenne pendant une durée de 3 à 4 mois.

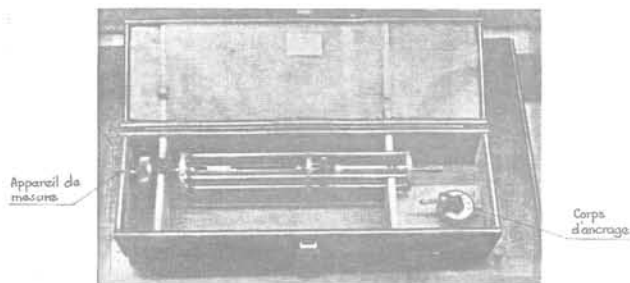


Photo 1 Distancemètre D01

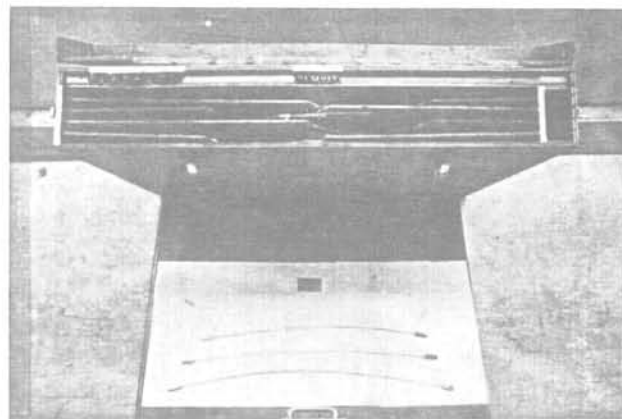


Photo 2 Jeux de fils et de rallonges étalonnés

Fig. 35 Lot de mesure du distancemètre D01

La réalisation pratique de telles mesures implique une coordination minutieuse des interventions entre l'Entreprise et le Maître d'Œuvre qui y consacra une équipe de quatre personnes utilisant trois véhicules dont une nacelle auto-élevatrice et les appareils de mesure mis à disposition par le C.E.T.E. de Lyon.

Ces mesures ont donné aux responsables du chantier des informations constantes sur les conditions de stabilité de l'excavation.

4.2.2 Résultats

Les mesures ainsi réalisées permettent l'établissement pour chaque section, des courbes de convergence en fonction du temps (fig. 36). La convergence C a été maximale sur la base (2-4) où elle a atteint une valeur de 50 cm, soit 4,5 % de l'ouverture ($D = 12$ m) de l'excavation, la majorité des valeurs de convergence ne dépassant pas 25 cm.

Entre les pénédroits, sur la base (1-4), les convergences furent de plus faible ampleur avec une valeur maximale de 35 cm et la majorité des valeurs inférieures à 10 cm. Des mesures topographiques sur les plots permettent de constater que le plot 4 bouge peu et que la plus grande part de la convergence provient des mouvements du plot 2.

Base	Convergence C	
	Valeur maximale	Majorité des valeurs
(2-4)	50 cm	< 25 cm
(1-4)	35 cm	< 10 cm

La vitesse de convergence $\frac{\Delta C}{\Delta T}$ entre deux mesures successives a été calculée systématiquement; en effet, les courbes donnant les variations de la vitesse de convergence en fonction du temps présentent également un grand intérêt pour le suivi du creusement : un accroissement de la vitesse de convergence constitue une alerte qu'il convient d'interpréter. Ainsi sur la figure 37 le pic situé au 73^e jour correspond à une accélération passagère de la convergence provoquée par des opérations de reprofilage réalisées au droit de la section.

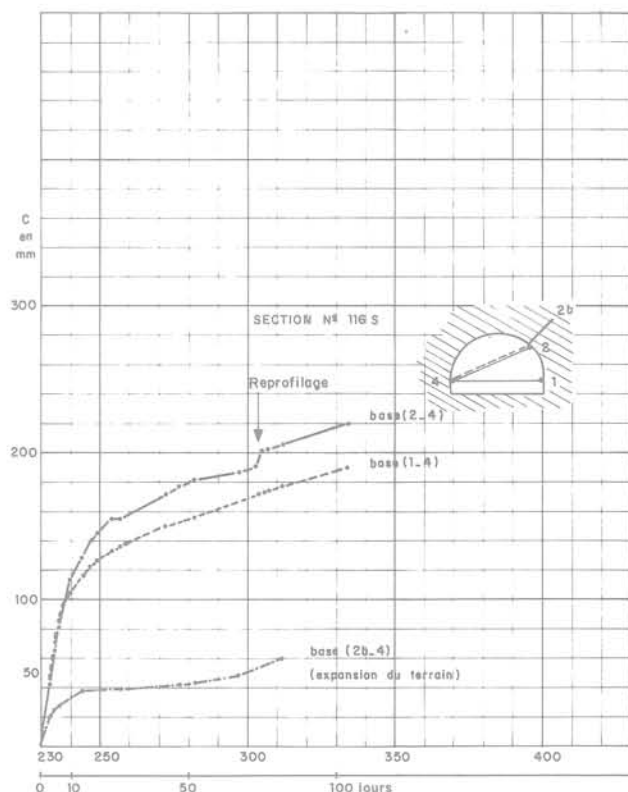
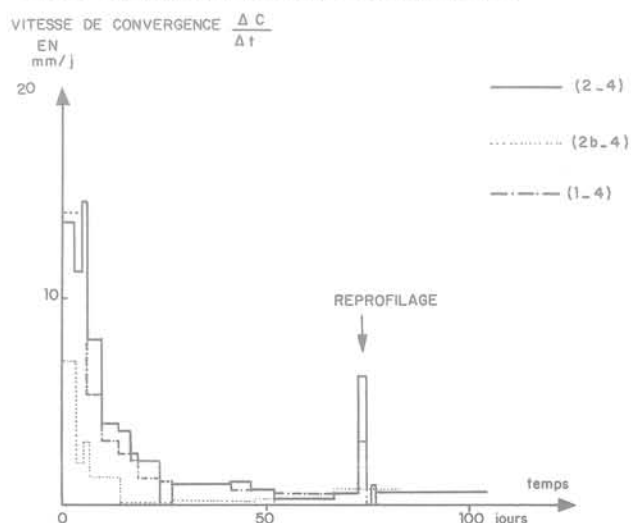


Fig. 36 Evolution des convergences en fonction du temps

Fig. 37 Evolution de la vitesse de convergence



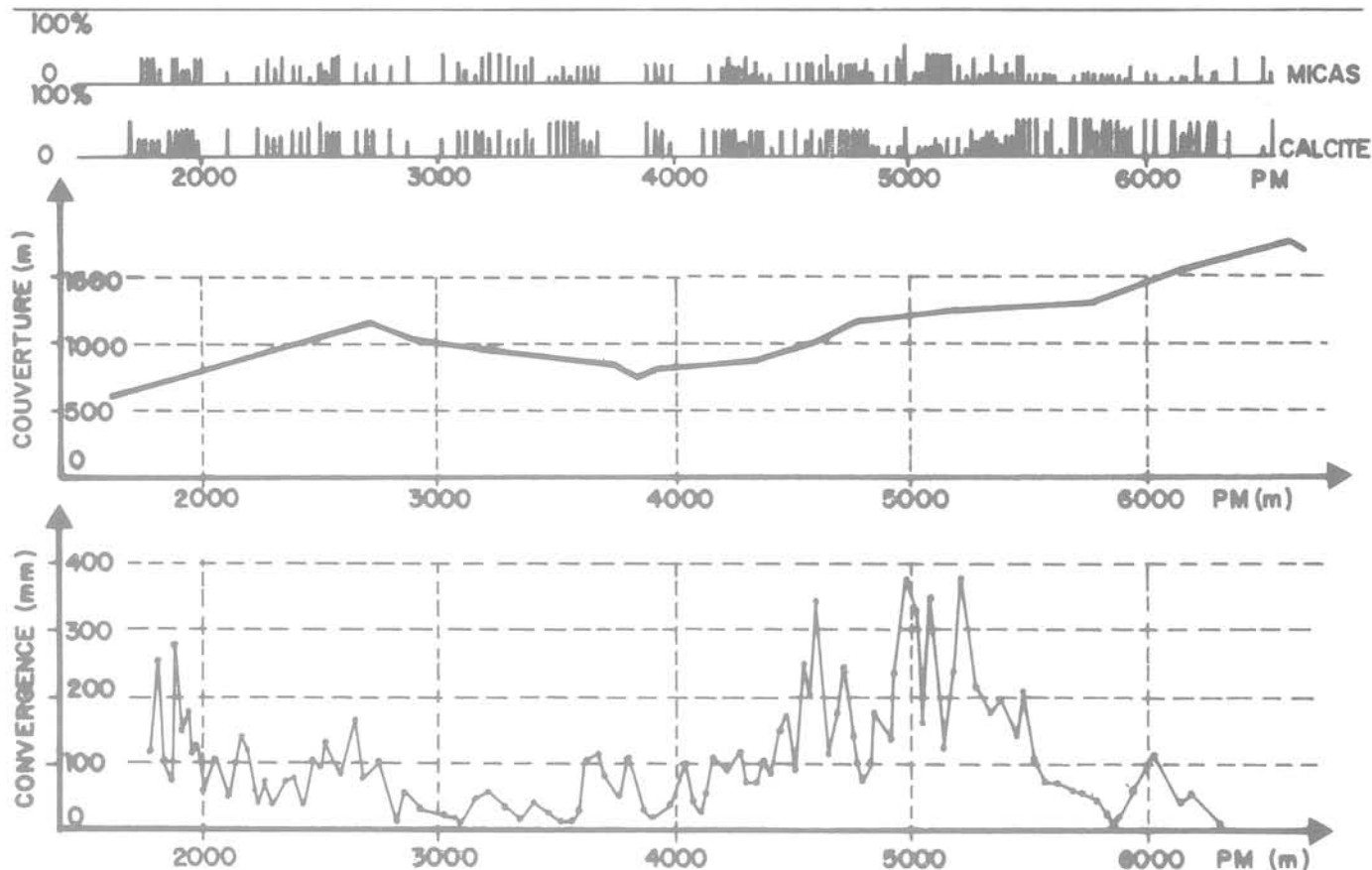


Fig. 38 Convergence à un mois

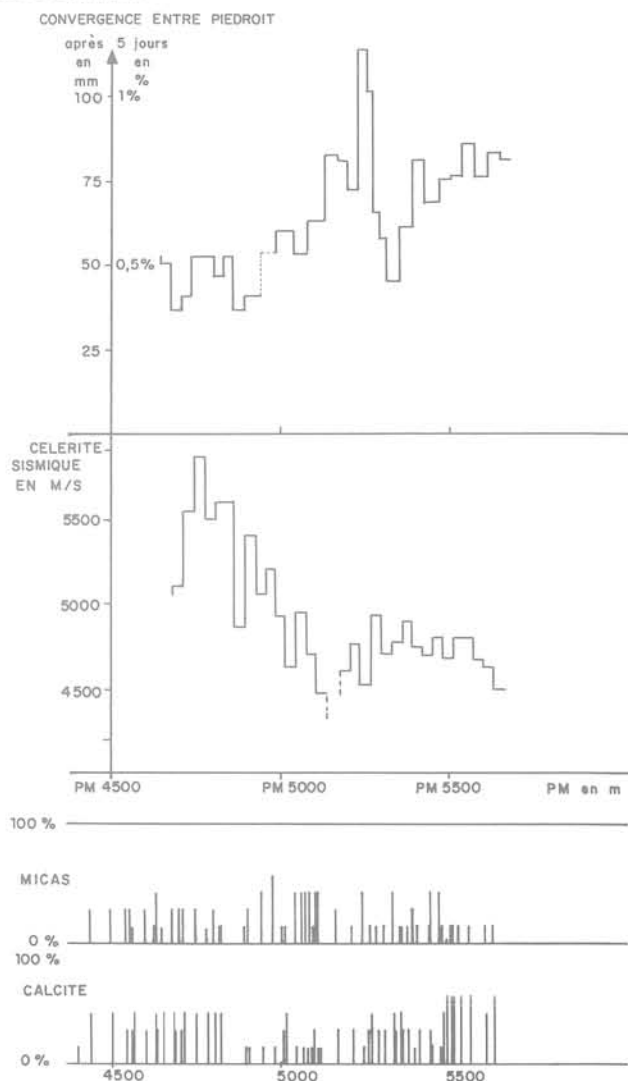
Fig. 39 Correspondance entre convergence, célérité sismique et composition minéralogique

4.2.3 Convergence de la galerie et recouvrement

Si on reporte les valeurs des convergences obtenues sur la base (2-4) un mois après l'ouverture des sections, sur le profil en long de la galerie (fig. 38), il apparaît clairement qu'il n'y a pas de relation directe entre l'amplitude de la convergence en un point du tunnel et la hauteur du recouvrement au droit de ce point; on remarquera en particulier les valeurs faibles obtenues sur le dernier kilomètre où la couverture est la plus forte.

4.2.4 Convergence et qualité des terrains

Pour quantifier la qualité des terrains traversés, on a mesuré la célérité des ondes sismiques à l'aide d'un dispositif de sismique-réfraction. Ces mesures furent exécutées à la paroi de la galerie à travers le revêtement de béton définitif. Les dispositifs faisaient 30 m de long et les impacts étaient espacés de 5 m. De cette façon, il fut possible de mesurer la célérité du massif intact en dehors de la zone perturbée par l'excavation. Sur une section de l'ouvrage de 1000 m de long avec de forts contrastes de convergence (entre les PM 4500 et 5500), on constate (fig. 39) que les zones à forte convergence correspondent à des zones où les célérités minimales ont été obtenues; une célérité inférieure à 4900-5000 m/s semble être représentative de zones où la convergence au cours des cinq premiers jours fut supérieure à 50 mm.



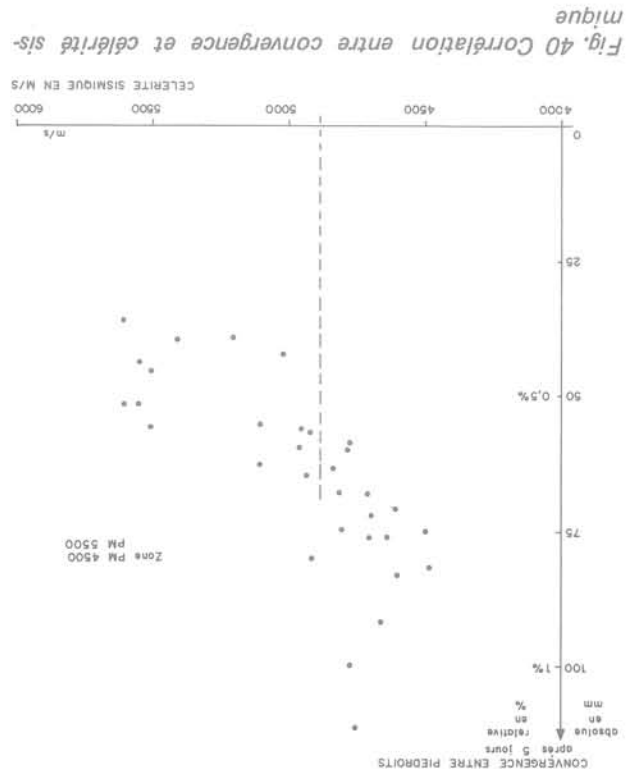


Fig. 40 Corrélation entre convergence et célérité sismique

Il faut noter également que les zones à forte convergence sont le plus souvent situées dans des faciès phylliteux plus ou moins laminés.

Les déformations que traduisent ces convergences procèdent essentiellement de deux causes :

— l'une est due à l'exécution et à la progression des travaux d'excavation; elle est observable dans la zone d'influence du front de taille;

— l'autre correspond au comportement rhéologique du massif rocheux.

4.2.5 Influence de la proximité du front de taille

La progression du creusement provoque une modification des conditions d'équilibre du massif qui se manifeste par des mouvements de convergence en arrière du front. La distance à partir de laquelle la présence du front de taille n'influence plus de façon significative les déformations de convergence, a pu être étudiée à l'aide des mesures exécutées pendant les périodes comportant un arrêt et une reprise des travaux d'excavation. Par exemple, un arrêt de chantier de 22 jours a eu lieu au PM 5103,5 : les courbes de convergence des trois sections les plus proches, SM 119, SM 118 et SM 116 situées respectivement à 6 m, 29 m et 63 m du front sont reportées sur la figure 41.

La reprise de l'avancement s'accompagne d'un changement de courbure très nettement perceptible pour les deux premières sections les plus proches; la troisième située à 63 m ne réagit pas de façon sensible. Si on considère maintenant (fig. 42), les variations de la vitesse de convergence, l'effet de reprise est mieux marqué pour les sections 119 et 118; pour la section 116, la plus lointaine, une légère perturbation est décelable.

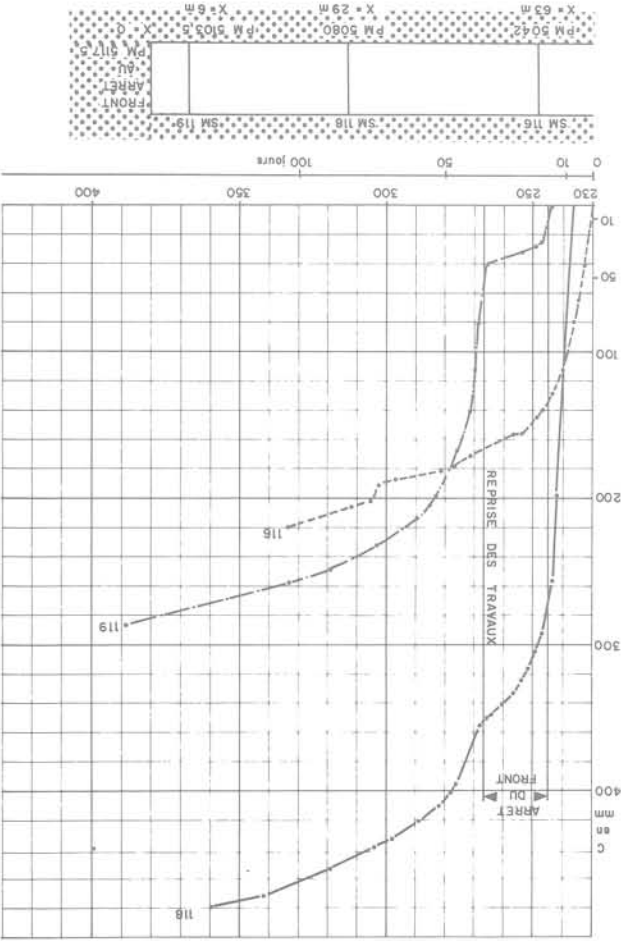


Fig. 41 Influence du front de taille — base 2 - 4

Au tableau II, sont reportées les valeurs de la vitesse de convergence aux cours des derniers jours d'inactivité et au cours des premiers jours de reprise.

Pratiquement, la distance d'influence du front de taille a été trouvée en moyenne de l'ordre de 50 à 70 m soit un peu plus de 5 fois l'ouverture de l'excavation. Cette distance est supérieure à la distance d'influence du calcul élastique : il est possible que les ébranlements provoqués par les tirs dans la roche et les boulons ancrés ponctuellement jouent un rôle pour accroître cette distance d'influence.

Section de Distance au mesure n° front (m)	Vitesse de convergence $\frac{dC}{dt}$ (mm/j)	
	avant la reprise des travaux	après la reprise des travaux
SM 119	6	0,25
SM 118	29	1,00
SM 116	63	1,06
		15
		5,12
		1,2

Tableau II

4.2.6 Comportement rhéologique du massif rocheux

Durant ces arrêts de l'avancement et plus généralement en dehors de la zone d'influence du front de taille, l'évolution des convergences ne dépend plus

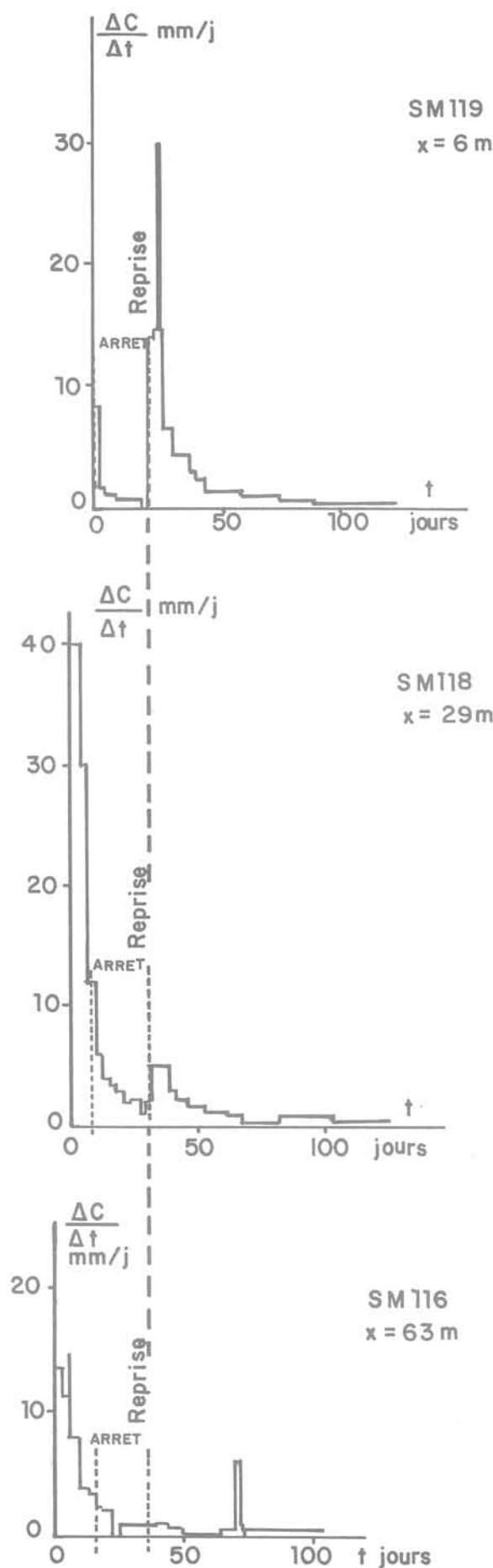


Fig. 42 Influence de la proximité du front sur la vitesse de convergence

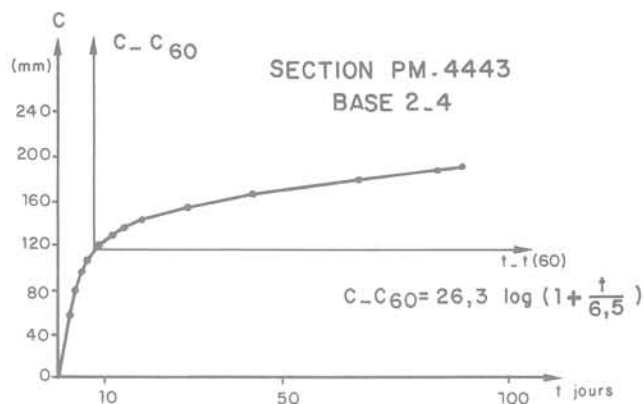


Fig. 43 Evolution de la convergence. Ajustement d'une loi logarithmique

que du comportement rhéologique du massif; elle correspond aux déformations différées résultant de l'évolution des terrains autour de l'excavation.

Pour représenter simplement cette évolution de la convergence C en fonction du temps t , on a recherché une loi analytique; on constate ainsi que cette évolution a lieu à vitesse régulièrement décroissante et, compte tenu de la durée des mesures avant la mise en place du revêtement, il n'est pas possible de mettre en évidence de limite asymptotique. Un ajustement expérimental remarquablement précis (à quelques 1/10 mm près au maximum) avec une loi logarithmique est obtenu dans la plupart des cas, il est de la forme :

$$C - C_{(60)} = B \log \frac{t}{T}$$

où C représente la convergence au temps t , ou $C_{(60)}$ est la convergence mesurée au moment où le front s'est éloigné de 60 m de la section de mesure et B , T sont des constantes.

La figure 43 donne l'exemple d'un de ces ajustements (SM 98; PM 444) qu'on n'a pu vérifier évidemment que pendant une durée limitée à 4 ou 5 mois en raison de la mise en place du revêtement définitif.

4.2.7 Prédiction de la courbe de convergence après les premières mesures

Du point de vue de la surveillance et de l'adaptation du soutènement (allongement limite des boulons), il est également important de pouvoir prévoir la convergence finale peu de temps après les premières mesures. Là encore, on a pu constater que pour un avancement normal et régulier du front, la convergence obéissait à une loi du type $C = A \log \left(1 + \frac{t}{T} \right)$ ou A et T sont des constantes. En pratique, on était généralement capable de prévoir l'ordre de grandeur de la convergence finale après huit jours d'observation (sinon moins).

4.3 Les mesures de soulèvement de radier

Elles ont été faites par nivellement topographique : les résultats des zones les plus déformables sont indiqués à la figure 44. Les soulèvements se sont réduits à très peu de chose après le bétonnage du béton de roulage.

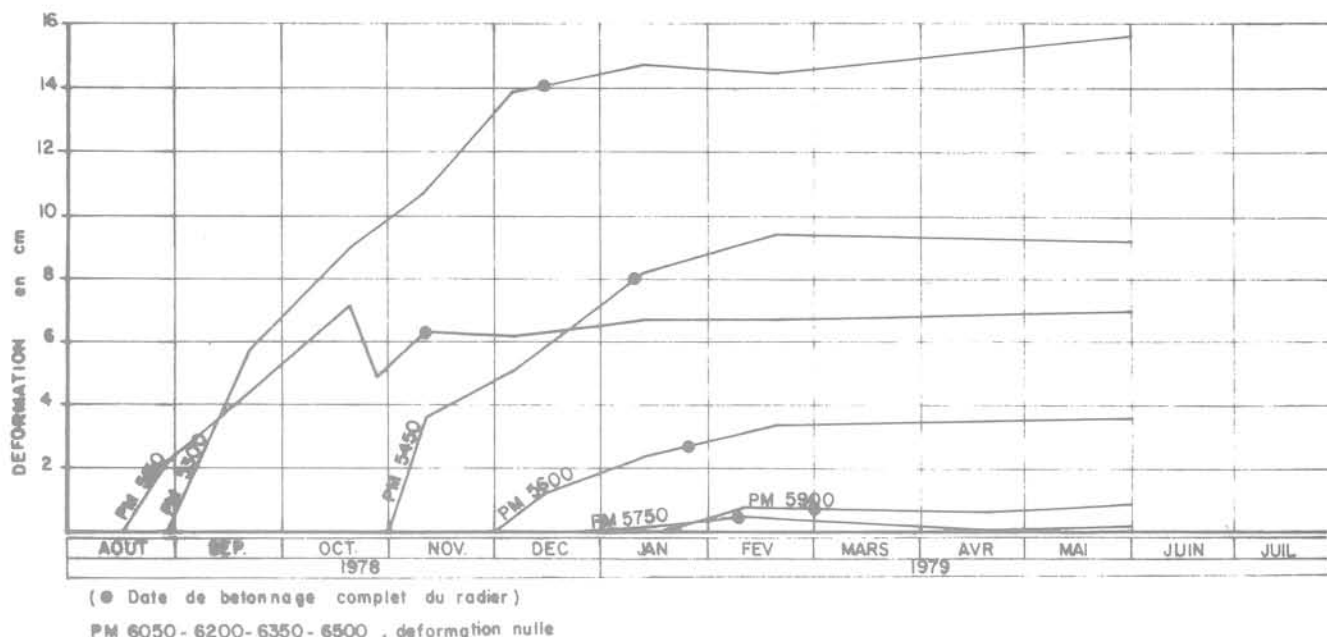


Fig. 44 Soulèvement du radier

4.4 Les mesures de convergence sur excavation revêtue

Des bases de mesures de convergence sur revêtement ont été mises en place sur toute la partie française du tunnel. Au total, une trentaine de sections ont été équipées dont 20 dans les schistes lustrés à forte couverture. Les plots n°s 2 et 3 ont été abaissés pour être placés juste sous la dalle du plafond. Il est encore trop tôt pour en analyser les résultats pour les raisons suivantes :

- les phénomènes thermiques liés, dans un premier temps, à l'échauffement de prise du béton (puis à son retrait) et, dans un deuxième temps au refroidissement du tunnel après percement sous l'effet de la ventilation naturelle, masquent les effets de la déformation du terrain;
- certains plots ont été endommagés au cours des opérations de chantier puis remis en place.

Cependant, on a d'ores et déjà observé, malgré un net ralentissement d'ensemble des déformations, une convergence de 5 mm en 8 mois à la section 122 (PM 5205).

4.5 Les mesures d'expansion sur excavation non revêtue

Ces mesures ont pour but de mettre en évidence et d'évaluer quantitativement la décompression du terrain qui suit l'excavation du tunnel. Dans le contexte du tunnel du Fréjus, le soutènement provisoire étant constitué de boulons à ancrage ponctuel de 4,65 m de longueur, on a voulu principalement contrôler si l'expansion des terrains était compatible avec les capacités d'allongement de l'ensemble boulon-plaques de répartition.

4.5.1 Les appareils de mesure

Trois dispositifs de mesure ont été successivement et simultanément utilisés.

(I) L'appareil-tritige

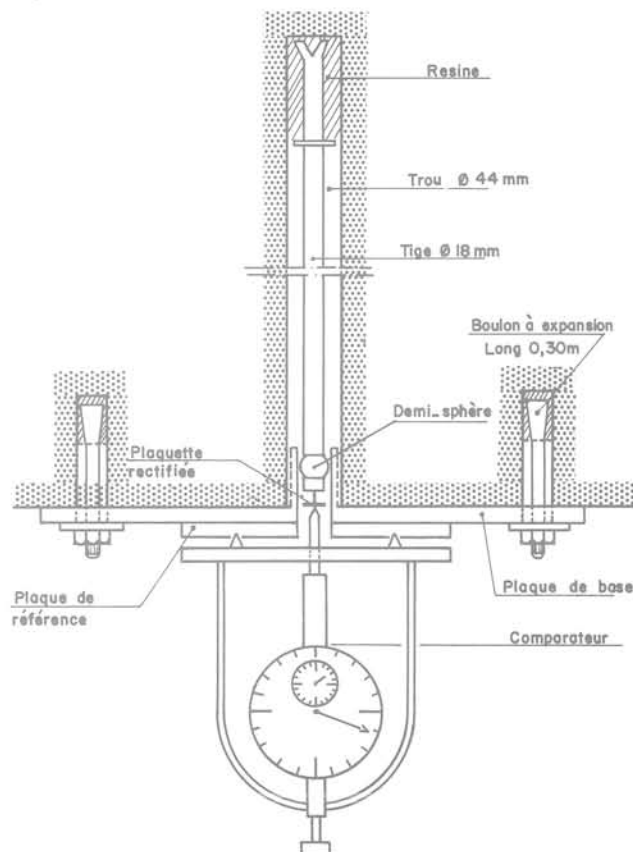
Le mouvement d'un point à l'intérieur du massif est

transmis à la surface par l'intermédiaire d'une tige d'acier scellée au fond d'un forage.

La mesure du déplacement relatif de l'extrémité de la tige et d'une plaque solidaire de la surface se fait à l'aide d'un comparateur (fig. 45).

Le système est dit tritige car, on exécute trois trous parallèles de profondeurs différentes et on mesure les déplacements par rapport à une même plaque de référence, scellée au parement; les distances sur lesquelles on a mesuré l'expansion étaient de 2 m, 4 m et 6 m ou de 2 m, 5 m et 10 m.

Fig. 45 Dilatomètre de toit ST 60



(II) Appareil Distofo (TÉLÉMAC)

Cet appareil décrit par ailleurs, permet en n'utilisant qu'un seul forage, de mesurer l'expansion des terrains à plusieurs profondeurs et de faire cette mesure à distance, ce qui constitue un avantage pratique certain dans le cas d'un tunnel à grande section.

(III) Mesure de convergence différentielle

Comme pour l'appareil tritige, le mouvement du point situé en profondeur est ramené à la surface par l'intermédiaire d'une tige d'acier scellée en fond de forage à l'extrémité libre de laquelle on fixe un plot de mesure de convergence, un autre plot étant scellé en surface à proximité du premier, il suffit de faire la différence entre les convergences mesurées par rapport au point diamétralement opposé pour obtenir le mouvement relatif du point profond par rapport à la surface, c'est-à-dire l'expansion recherchée.

L'intérêt de ce dispositif de mesure réside dans le fait qu'il ne nécessite pas d'autre appareillage que celui qui est utilisé pour la mesure de la convergence.

4.5.2 Résultats des mesures

Ces mesures ont été effectuées aux points métriques suivants :

- 1976 tritiges
- 2295 tritiges et Distofo
- 2954 tritiges et Distofo
- 4682 convergence différentielle.

5 000 à 6 000 : une mesure a été faite environ tous les 100 m par la méthode des convergences différentielles.

Les premières sections de mesures étaient conçues pour mettre en évidence l'expansion parallèlement et perpendiculairement à la schistosité : cinq appareils étaient implantés en éventail au PM 1976 et trois appareils auscultant la voûte dans la section 10 h-2 h étaient implantés au PM 2295.

Ces mesures ont montré une dissymétrie importante des expansions, l'expansion dans la direction perpendiculaire à la schistosité étant très supérieure à l'expansion dans la direction parallèle à la schistosité. Ces expansions étaient dans un rapport de 15 à 1 au PM 1976 et de 100 à 1 au PM 2295 (fig. 46 et 47).

Pour les sections suivantes, la mesure n'a été effectuée que dans la direction perpendiculaire à la schistosité; pour cette direction, l'examen des courbes (fig. 47 et 48) montre que la détente affecte principalement les 5 premiers mètres de la roche; si on considère en effet les 10 m auscultés au PM 2295 (fig. 47), on constate qu'entre 5 et 10 m de profondeur, l'expansion ne représente que 15 % de l'expansion totale entre 0 et 10 m. L'évolution de cette expansion se fait à vitesse décroissante et peut comme la convergence, être décrite avec précision par une loi logarithmique tant que le revêtement définitif n'est pas mis en place.

4.5.3 Effet de l'expansion sur les boulons du soutènement provisoire

Les mesures d'expansion ont montré que la mise en tension des boulons intervenait dans les premiers jours qui suivaient leur pose; pratiquement, au bout d'un mois, ils avaient subi près de 80 % de l'allongement qu'ils ont au moment où est posé le revêtement définitif, c'est-à-dire 3 à 4 mois après leur pose.

Le tableau ci-contre indiquant les expansions mesurées sur 4,5 m perpendiculairement à la schistosité au bout de 1 à 2 mois, met bien en évidence la réduction



Fig. 46 PM 2295 — Expansion mesurée parallèlement à la schistosité

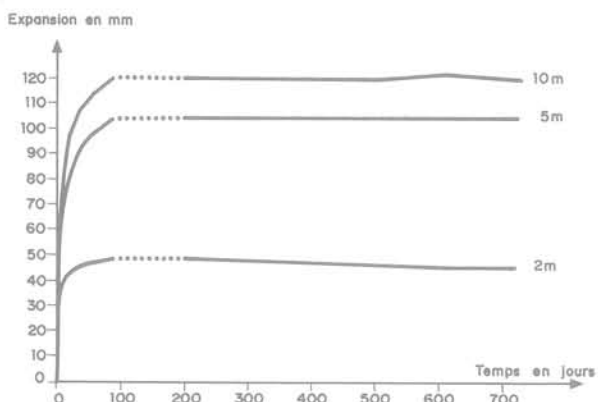


Fig. 47 PM 2295 — Expansion mesurée perpendiculairement à la schistosité

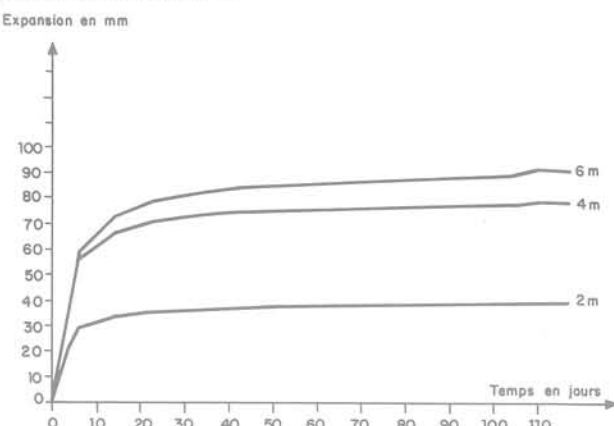


Fig. 48 PM 1976 — Expansion mesurée perpendiculairement à la schistosité

PM :	Expansion à 1 mois : en mm	Expansion à 2 mois : en mm
1976	75	80
2295	89	98
2954	8	11
4681	38	38
5042	118	139
5130	13	13
5204	324	378
5279	82	88
5385	88	103
5462	78	83
5522	78	83
5669	40	45
5742	25	28
5868	12	
5927	2	

On voit donc, que grâce au système de soutènement par boulons, plaques et grillage qui laisse les têtes de boulons et les plaques visibles, on dispose de très bons indicateurs pour connaître un ordre de grandeur de la tension qui règne dans les boulons, à chaque instant, et pouvoir intervenir si nécessaire, pour renforcer une zone insuffisamment soutenue.

On constate, par d'autres essais, que lorsque le parement n'est pas plat (cas fréquent) la grande plaque commence à se déformer plastiquement vers 6 à 8 tonnes.

On constate que l'écrasement complet de la rotule se produit aux environs de la limite élastique du boulon. La courbe 2 représente la déformation globale des deux plaques superposées (grande plaque + plaque à rotule) sur un support rigide.

La courbe 3 représente la déformation d'une plaque à rotule appuyée sur un support rigide (béton). La courbe 2 représente la déformation d'une plaque à rotule $200 \times 200 \times 6$ mm.

Les courbes 2 et 3 concernent les plaques de réparation; les boulons les plus sollicités s'appuient en effet sur le terrain par l'intermédiaire d'une large plaque ondulée de $450 \times 650 \times 5$ mm et d'une plaque à rotule $200 \times 200 \times 6$ mm.

4.7 Les mesures sur boulons et plaques

Pour bien comprendre les déformations des plaques de réparation observées et pouvoir interpréter les éventuelles ruptures de boulons, on a établi sur le chantier les courbes de la figure 50. La courbe 1 donne la déformation du boulon; elle intègre le déplacement éventuel de l'ancrage à coquilles mais s'abstrait des déformations locales du parement grâce à une large plaque d'about rigide en tôle et béton. Sur la tige récupérée après essais, on constate que l'allongement propre de la tige à rupture est de 20 cm environ.

Les courbes 2 et 3 concernent les plaques de réparation; les boulons les plus sollicités s'appuient en effet sur le terrain par l'intermédiaire d'une large plaque ondulée de $450 \times 650 \times 5$ mm et d'une plaque à rotule $200 \times 200 \times 6$ mm.

4.6 Les mesures d'expansion en zone revêtu

Ces résultats doivent être néanmoins examinés avec une certaine réserve dans la mesure où il est possible que la tige profonde soit pincée (malgré le tubage) par les bancs de schiste glissant les uns par rapport aux autres et que l'ancrage réel de cette tige soit ramené plus près de la surface. Cependant, la conclusion précédente est confirmée par le fait qu'on ne constate plus de rupture de boulons ou d'évolution de la déformation des plaques après le premier mois qui suit leur pose.

On constate en effet qu'au cours du 2^e mois l'expansion n'augmente plus que de 10 à 15 % quelle que soit son amplitude.

sont fines et très espacées.

La figure 51 montre un exemple de relevé dans une zone qui venait de subir une convergence de 40 cm. On constate que la roche est complètement désorganisée jusqu'à 1,40 m de profondeur par des fissures allant jusqu'à 1 ou 2 cm et suivant plusieurs directions. Au-delà, les fissures s'amenuisent et s'espacent, la dernière observée étant fine et à une profondeur de 3,60 m. Cela nous permet de vérifier que l'ancrage à coquille des boulons qui est à 4,65 m est sans doute situé au-delà de la zone fissurée et qu'il est certainement dans une zone résistante où les fissures

Des observations à l'endoscope pouvant aller jusqu'à 5 m de profondeur (et exceptionnellement jusqu'à 10 m) ont été faites régulièrement dans des trous radiaux généralement perpendiculaires au plan de schistosité; ils servaient à examiner l'état de fracturation ou de fissuration de la roche, en fonction de la profondeur, et son évolution avec le temps.

4.8 Observations à l'endoscope

Par ailleurs, de nombreux essais de traction sur boulons en place ont été effectués; leur but essentiel était de vérifier la qualité du rocher dans la zone de l'ancrage ponctuel; accessoirement, cela permettait de vérifier la qualité et l'allongement à rupture des boulons.

Fig. 50
1 Diagramme de traction au vérin du boulon à ancrage ponctuel : $\phi = 20,6$ mm ; $l = 4,65$ m
2 Poinçonnement de l'ensemble : plaque + rotule (plaque écrasée, rotule déformée)
3 Poinçonnement d'une rotule 200×5 (rotule écrasée)

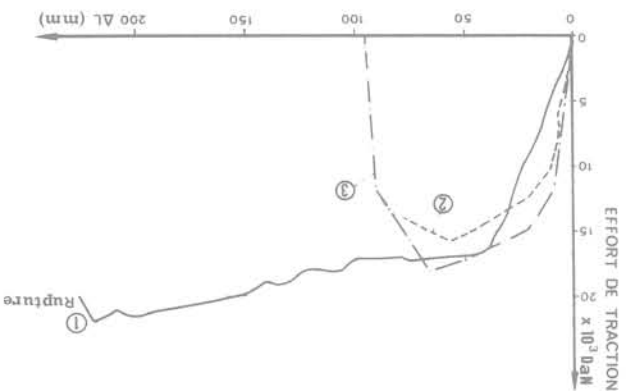
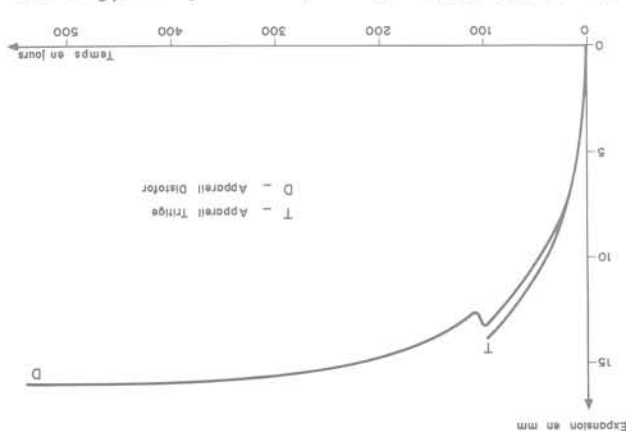


Fig. 49 PM 2954 - Expansion mesurée sur 10 m perpendiculairement à la schistosité



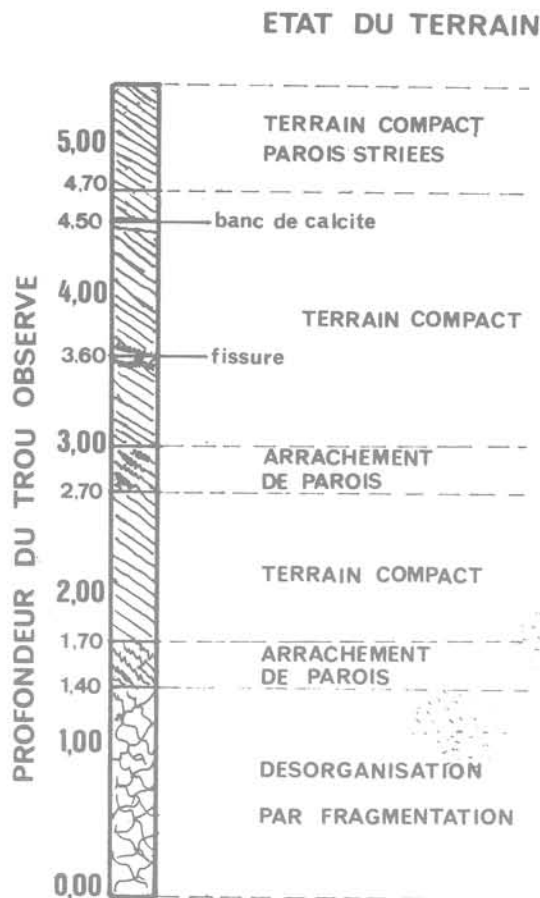


Fig. 51 Observations à l'endoscope

L'observation de l'évolution dans le temps est possible dans les zones peu déformables, ce qui n'est pas très intéressant; elle est généralement impossible dans les zones à grandes déformations qui s'accompagnent d'un glissement des bancs les uns par rapport aux autres ce qui a pour effet d'obturer le trou; on est donc obligé de repercer un trou dans la même zone, à chaque observation.

5 Mise au point du soutènement provisoire dans les schistes lustrés

Dans la zone des schistes lustrés rencontrée avant le PM 1710, c'est-à-dire entre les PM 500 et 1480 environ, le soutènement était constitué de boulons à ancrage ponctuel (coquilles d'expansion) de 3 à 4 m de longueur, tige de 18 mm de diamètre, en acier A70-2 (charge de rupture 190 à 200 kN, limite élastique 110 à 120 kN).

Ces boulons avaient une capacité d'allongement pratique de 3 à 4 %. Ils étaient en fait utilisés pour assurer la sécurité du personnel vis-à-vis des chutes de blocs isolés plutôt que pour assurer la stabilité d'ensemble de l'excavation; il est vrai que la couverture était faible (400 à 700 m) que la résistance du schiste était largement supérieure à la pression des terrains susjacentes et que la plupart des boulons paraissaient peu sollicités (pas de déformation des plaques de répartition).

Après le passage d'anhydrite saine du PM 1480 à 1710 m (qui ne demandait presque aucun soutènement), lorsque l'excavation retrouvait les schistes lustrés on remit tout naturellement le soutènement qui avait donné satisfaction dans les zones précédentes.

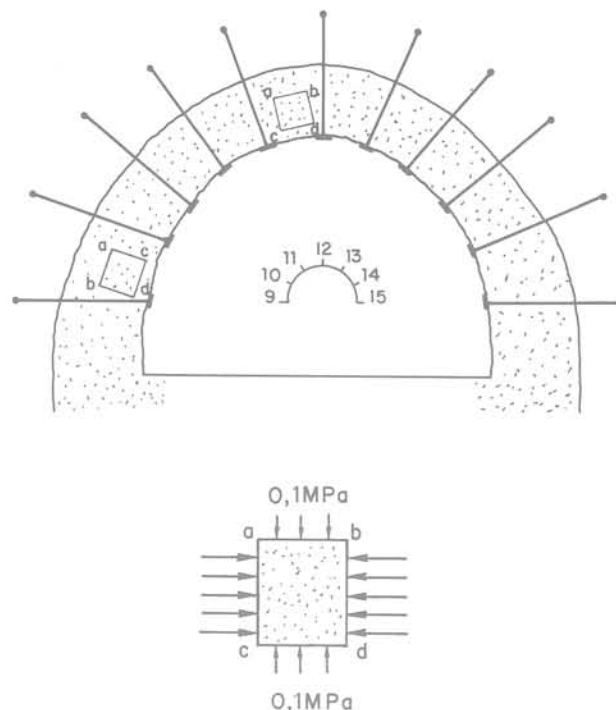


Fig. 52 Efforts exercés par le soutènement

C'est alors qu'on se mit à constater :

- un grand nombre de boulons en charge (plaques déformées), dont certains se rompaient;
- quelques écaillages en piédroits.

Les mesures de convergence effectuées dans cette zone montraient des déformations assez importantes.

C'est sur la base de ces premières observations que fut mis au point le mode de soutènement dans les schistes lustrés déformables, en adaptant le boulonnage suivant les principes que nous allons rappeler et qui ont fait leurs preuves, depuis de nombreuses années, dans les mines métalliques (masses rocheuses relativement résistantes).

5.1 Rappel du principe de soutènement dans les roches

Lorsque le front d'une excavation avance, les contraintes tangentielles de la roche en périphérie de l'excavation augmentent jusqu'à atteindre environ le double de la pression moyenne du terrain avant excavation.

Si ces contraintes restent inférieures à la résistance à rupture de la roche, le soutènement peut se réduire à un boulonnage de précaution pour éviter les chutes de blocs éventuellement découpés par la fissuration naturelle ou par les ébranlements dus aux tirs. Une longueur de boulons égale à 1/3 du diamètre de l'excavation suffit amplement et tout type d'acier peut convenir, notamment l'acier dur qui permet de réduire le diamètre et le poids des boulons pour une même résistance.

Si les contraintes en périphérie dépassent la résistance à rupture de la roche, on voit se former avec l'avancement du front et avec le temps, une zone fracturée de plus en plus épaisse sur tout le pourtour ou sur une partie de l'excavation. Dans cette zone fracturée, le volume de la roche augmente et l'on observe une déformation radiale plus ou moins importante de l'excavation.

Suivant la théorie classique de la butée, l'application d'une contrainte de compression de 0,1 à 0,2 MPa sur les faces ab et cd d'un élément de roche abcd (fig. 52) lui permet de résister à une contrainte de compression de 2 à 4 MPa sur les faces ac et bd.

On voit donc que si, à l'aide d'un soutènement, on arrive à « maintenir en l'état » et à confiner avec une contrainte de l'ordre de 0,1 Mpa le pourtour de l'excavation, on va créer une sorte d'anneau résistant et déformable en roche fissurée, capable de résister à une charge beaucoup plus élevée que 0,1 MPa. L'augmentation de l'épaisseur de la zone fracturée et l'augmentation de volume qui en résulte crée, dans cet anneau, des contraintes radiales suffisantes pour empêcher la fracturation de la roche située au-delà. Pour arriver à cet état d'équilibre, le problème est d'avoir un soutènement qui maintienne un confinement de 0,1 MPa malgré la dislocation croissante de la roche de surface et malgré la déformation de la périphérie.

Si on utilise des boulons à ancrage ponctuel pour réaliser le soutènement ils doivent répondre aux conditions suivantes :

- avoir un ancrage solide ce qui suppose une longueur de boulon telle que l'ancrage soit situé dans la roche saine au-delà de la zone fracturée et disloquée;

- s'allonger sans se casser malgré les déformations inéluctables de la zone fracturée; cela suppose une longueur de tige suffisante jointe à une qualité d'acier suffisamment déformable.

Par ailleurs, il faut que la roche fracturée ne puisse s'échapper entre les boulons; cela est obtenu en disposant de larges plaques de répartition sous les têtes de boulons et un grillage résistant.

Enfin, il faut un diamètre de tige et une densité de boulons suffisants pour appliquer un confinement de 0,1 à 0,2 MPa. Dès l'instant que l'ancrage est au-delà de la zone fissurée, l'expansion des terrains met les boulons en tension; pour limiter la déformation on a toutefois intérêt à mettre en place les boulons le plus tôt possible.

5.2 Choix du soutènement adapté aux schistes lustrés déformables

5.2.1 Récapitulation des observations faites sur les 200 premiers mètres de schistes déformables

L'observation des 200 premiers mètres de schistes lustrés déformables et soutenus avec des boulons courts en acier dur avait donné les résultats suivants :

- il y avait formation d'une zone fracturée surtout autour de 13 h où le plan de schistosité tangente la voûte, cette zone s'étendant jusque dans le piédroit Ouest (côté droit);

- l'épaisseur des bancs était relativement faible (5 à 15 cm);

- les mesures de convergence donnaient des déformations importantes surtout dans la direction 2-4 transversale au plan de schistosité : 270 mm au bout d'un mois pour la déformation maximale qui devait atteindre 330 mm au bout de 4 mois (soit 3 % de diamètre de l'excavation); les courbes de déformations se stabilisaient normalement bien que lentement avec le temps;

- les examens endoscopiques pratiqués à 13 h dans

des trous perpendiculaires à la schistosité révélaient une zone fracturée et même disloquée de 1,5 m allant jusqu'à 2,5 m (soit 20 % du diamètre de l'excavation); au-delà, les bancs intacts présentaient quelques décollements s'atténuant jusqu'à 3,8 m de profondeur;

- la résistance de la roche en profondeur permettait l'emploi d'ancrages ponctuels comme le démontraient les ruptures assez nombreuses des boulons au voisinage de l'intrados et comme devaient le confirmer les essais d'arrachement.

5.2.2 Choix du soutènement à ancrage ponctuel

Toutes ces observations ont conduit à penser que le soutènement le mieux adapté demeurerait le soutènement par boulons à ancrage ponctuel, les plus commodes et les plus rapides à mettre en place avec le matériel présent sur le chantier, à condition de les adapter à la situation constatée :

- *Longueur :*

La longueur des trous susceptibles d'être forés sans reprise par des glissières inscriptibles dans la section, conduisait à des boulons de 4,65 m, ce qui permettait de placer les ancrages dans la roche saine ou à tout le moins à fissures fines et espacées.

- *Qualité d'acier :*

En remplaçant l'acier A 70-2 par l'acier Wemat (limite élastique 450 MPa rupture = 650 à 800 MPa, A = 23 %) on pouvait espérer un allongement pratique de 5 à 6 % sur boulon à rupture soit 250 mm environ. En ajoutant une plaque de répartition et une plaque à rotule dont la déformation après écrasement était de 100 mm, on obtenait une capacité globale de déformation de 350 mm.

Cela paraissait largement suffisant puisque la convergence maximale mesurée était de 330 mm et que l'expansion du point 2 sur les 4,65 premiers mètres n'est qu'une partie de la convergence globale sur le diamètre 2-4 (il faut en retirer le mouvement faible mais non nul du point 4 et la déformation des couches situées au-delà de 4,65 m dans la direction du point 2).

- *Densité de boulonnage :*

Dans la zone la plus sensible, la densité de boulonnage atteignait 1,2 boulons par m². Le diamètre étant passé de 18 à 20 mm pour compenser l'adoucissement de l'acier, cela conduisait à un confinement de 0,18 MPa à la limite élastique, montant jusqu'à plus de 0,25 MPa si l'on devait se rapprocher de la limite de rupture des boulons.

Notons que la tige de boulon atteint sa limite élastique dès qu'on l'allonge de $2 \cdot 10^{-3}$ soit 1 cm ce qui se produit très peu de temps après mise en place du soutènement.

- *Plaques :*

Après utilisation temporaire de plaques d'envol 3000 × 400 × 3 mm, on utilisa assez rapidement des plaques de répartition 650 × 450 × 5 mm. Les plaques à rotules avaient des dimensions de 200 × 200 × 6 mm.

- *Grillage :*

Pour permettre un confinement au cas où la roche fracturée s'échapperait entre plaques, ainsi que pour résister aux tirs, en étant mis à front, on choisit un grillage à fil de 5 mm et mailles de 10 cm; de toute façon, ce grillage servait aussi de filet de protection indispensable en raison de la hauteur de la section.

5.3 Adaptation du soutènement sur le reste du tunnel

Après la mise au point précédente, on constata une amélioration nette :

- disparition des ruptures des boulons;
- diminution des convergences.

Cependant après 2 500 m d'avancement, on arriva dans une zone plus fracturée, plus riche en graphite et plus déformable. C'est ainsi qu'on atteignit, à la section 114,370 mm à un mois, 463 mm à 3 mois et 500 mm à 4 mois.

Dans cette zone on nota à nouveau quelques ruptures de boulons (sans dépasser 2 boulons par 10 m de tunnel).

En prévision d'une aggravation de la situation on modifia le soutènement de la façon suivante :

- changement de qualité d'acier : acier A 50 ($E = 280 \text{ MPa}$; $R = 500 \text{ MPa}$);
- augmentation du diamètre : 24 mm au lieu de 20 pour compenser l'adoucissement de l'acier et augmenter le confinement (jusqu'à 0,3 MPa) car on ne peut augmenter exagérément la densité de boulonnage sans affaiblir le terrain.

On fut amené à utiliser également par endroits :

- des boulons $\varnothing 25 \text{ mm}$ de 5,30 m en acier Alpha 4;
- la technique du reboulonnage dans les zones très déformables.

On approvisionna des cales de bois à disposer entre la petite et la grande plaque pour absorber quelques centimètres supplémentaires de déformation mais on n'eut pas finalement à les utiliser.

Enfin, il faut noter que dans quelques zones très faillées, on fut amené à avoir des doutes sur la tenue des ancrages (essais au vérin) et on compléta le soutènement en boulons, par des anneaux en béton, cintrés par des HEB 200 incorporés.

Les observations faites sur le comportement de ces zones de longueur très limitée (trois tronçons d'une dizaine de mètres chacun entre les PM 5 100 et 5 410) ont confirmé, par ailleurs, que des anneaux bétonnés rigides ne sont pas aptes à supporter les déformations initiales des schistes lustrés du Fréjus.

5.4 Durée de mise en place du soutènement

Le soutènement par boulons étant mis en place à front et donc dans le cycle, il est intéressant de noter la durée des opérations. Pour une longueur de volée de 4,5 m en pleine section, on compte environ 90 à 100 boulons avec leurs plaques à rotules, 60 à 80 grandes plaques de répartition et 2 rouleaux (ou 3) de grillage de $2,2 \text{ m} \times 18 \text{ m}$.

La durée moyenne d'un cycle étant de 11 h 15, on compte environ 2 h 15 à 2 h 30 pour le boulonnage et 0 h 40 à 1 h pour la mise en place du grillage. Ce soutènement était exécuté à l'aide de 2 jumbos Montabert comportant chacun 3 bras et une nacelle et pouvant être mis côte à côte. La durée de mise en place du soutènement représente donc un peu moins du tiers de la durée du cycle.

6 Revêtement définitif

6.1 Étude de l'avant-projet

L'étude de l'avant-projet fut faite de façon très pragmatique. Le tunnel ferroviaire voisin, âgé de 100 ans a un revêtement en maçonnerie, qui a, dans l'ensemble, convenablement tenu. Des mesures de contraintes au vérin faites par le laboratoire de l'École Polytechnique de Paris et la S.E.I.L mirent en évidence des contraintes assez élevées; cependant une extrapolation de ces résultats conduisit à une épaisseur minimale de 0,35 m pour le revêtement en béton du tunnel routier du Fréjus, malgré toutes les incertitudes qui résultent de constatations faites sur un tunnel qui a été réalisé en 7 phases successives d'excavation et de revêtement.

6.2 Étude du projet

Une autre approche a été tentée pour le projet en utilisant une méthode de calcul aux éléments finis dans le domaine élastoplastique avec le programme ROSALIE du L.C.P.C.

Partant de la constatation que la déformation de la galerie était stabilisée par le soutènement provisoire, on a déterminé la voûte nécessaire pour porter la zone tenue par les boulons après corrosion de ces derniers; on a ainsi appliqué le poids d'une cloche de 4 m d'épaisseur.

On a pu démontrer qu'un revêtement de 0,35 m de béton équilibrait facilement une cloche de 4 m (contrainte de compression inférieure à 3,5 MPa) et même de 6 m (5 MPa) et plus.

6.3 Exécution

À l'exécution, on a constaté que l'effet des déformations de la zone de roche fracturée à soutenir est prépondérant par rapport à son poids bien que le comportement de la voûte, en déformations imposées, soit théoriquement indépendant de son épaisseur.

On s'est donc efforcé de mettre le revêtement après que les déformations se soient stabilisées le plus longtemps possible.

L'organisation de chantier y conduisait naturellement, néanmoins on a souvent été amené à bétonner le revêtement à une période où la convergence était située entre 0,1 à 0,5 mm/jour.

On a mis en place les moyens d'observer les déformations du revêtement mais il est encore trop tôt pour pouvoir tirer des conclusions sur le comportement de la voûte revêtue.

7 Conclusion

Sur ce chantier, un effort important a été fait pour déterminer le comportement du schiste, de l'excavation et du soutènement (l'exploitation théorique des mesures accumulées doit d'ailleurs se poursuivre). Cet

effort s'est étendu à la surveillance de la stabilité de l'excavation non revêtue et à la mise au point d'indicateurs fiables d'alerte. Les importantes dépenses engagées à cet effet ont eu au moins les contreparties suivantes :

- jamais le soutènement provisoire n'a été pris en défaut tout au long des 4,5 km d'excavation dans les schistes lustrés déformables et on a toujours pu intervenir à temps pour compléter le soutènement ou le modifier en cas de besoin, tout en réduisant à une faible longueur les zones à soutènement spécial;

- la connaissance des phénomènes due à cette

surveillance serrée et permanente, la confiance qui en résultait dans les soutènements mis en place, ont permis d'adopter, sans perte de temps, les mesures appropriées dans les zones les plus déformables et de maintenir une cadence d'avancement exceptionnellement élevée et régulière sur l'ensemble du chantier d'excavation.

Tous les partenaires de ce chantier en retirent l'impression que les économies ainsi réalisées compensent largement les dépenses engagées pour les mesures géotechniques dont il faut rappeler, malgré tout, que leur objectif essentiel était d'assurer sur le chantier une sécurité maximale des personnels.

INFORMATIONS

Colloque

Environnement et Géotechnique

— 11^e journées Nationales Géotechniques organisées par les trois comités nationaux : Comité Français de Géologie de l'ingénieur, Comité Français de Mécanique des Roches, Comité Français de Mécanique des Sols — Nantes, 11, 12, 13 Mars 1981.

Thèmes des journées :

Divers aspects des relations entre géotechnique et environnement coupés en trois Thèmes, sont l'objet des journées.

Thème n° 1 : Prise en compte de l'environnement dans les études, la conception et l'exécution des ouvrages et des travaux.

Esthétique et Sitologie : amélioration du paysage urbain et rural.

Stockages et installations souterrains : hydrocarbures, énergie, déchets, ...

Exploitations à ciel ouvert (mines carrières) : dépôts de stériles, réaménagements, ...

Construction sur zones de décharges (ordures ménagères, déchets industriels, ...)

Thème n° 2 : Géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement.

Usage des explosifs : tirs en zones urbaines ou à protéger, ...

Effets des méthodes de compactage et consolidation des sols, ...

Transmission des vibrations par le sol : bruits routiers et industriels, (circulation, engins de travaux et creusement, machines fixes, ...)

Critères de nuisances et méthodes de mesure, cas pathologiques.

Thème n° 3 : Mouvements de terrains induits d'origine anthropique à l'exclusion des risques dits "naturels".

Stabilité et consolidation des exploitations souterraines abandonnées (à l'exclusion de leur seule détection).

Glissements de terrain liés directement à des travaux.

Mouvements de surface lors de travaux souterrains.

• DES VISITES TECHNIQUES illustreront des points évoqués lors des séances. Elles se dérouleront dans la région nantaise et angevine le Vendredi 13 mars 1981. Les horaires seront aménagés en fonction de ceux des moyens de transport (SNCF et AVION) assurant un retour sur Paris dans la soirée.

• Une exposition de matériel léger et de documentation se tiendra dans le cadre des Journées Nationales. Les sociétés intéressées sont invitées à prendre contact au plus tôt avec le Comité d'Organisation à l'aide du coupon réponse ci-joint.

COMITÉ D'ORGANISATION

Yuan TCHENG (Président)

Dominique FOURMAINTRAUX (Secrétaire)

Adrien MILLIES LACROIX

Georges PILOT

Louis PRIMEL

Gérard VOUILLE

Toute correspondance concernant les Journées doit être adressée à :

SECRÉTARIAT DES 11^e JOURNÉES
NATIONALES GÉOTECHNIQUES
Monsieur Dominique FOURMAINTRAUX
LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET
CHAUSSEES

58 Bld Lefebvre - 75732 PARIS CEDEX 15

Tél. (1) 532.31.79.

Conférences

AITES — sixième réunion annuelle

Bruxelles 1980

L'Association Internationale des Travaux en souterrain a tenu sa sixième réunion annuelle à Bruxelles du 19 au 23 mai 1980, en liaison avec le Symposium International "La sécurité des Ouvrages Souterrains". Elle a réuni des représentants, (délégués, observateurs et membres des groupes de travail) de 17 des 26 nations membres de l'Association et 4 nations intéressées par les Travaux de l'Association et 2 Associations Internationales.

Organisation

Le bureau de l'Association a été modifié en raison du départ du Président H.C. Fischer et du Vice-Président T. Schinohara.

Le nouveau bureau de l'Association est le suivant :

G. Girnau	All. Fédérale	Président	jusqu'en 1983
H.C. Fischer	Suède	Ancien Président	jusqu'en 1986
A.M. Muir Wood	Royaume-Uni	Président d'Honneur	
J.K. Lemley	U.S.A.	Vice-Président	jusqu'en 1983
L. Lupiac	France	Vice-Président	jusqu'en 1983
E. Broch	Norvège		jusqu'en 1982
Y. Onouchi	Japon		jusqu'en 1983
H.P.S. Van Lohuizen	Pays Bas		jusqu'en 1983
F. Descœudres	Suisse		jusqu'en 1983
V. Roisin		Secrétaire Général	

Les comptes rendus détaillés de la sixième Réunion Annuelle, comprenant les principales décisions de l'Assemblée Générale, les rapports annuels des nations membres, les rapports d'activité des groupes de travail (standardisation, recherches, partage contractuel des risques, utilisation du sous-sol, catalogue des Travaux en cours, entretien et réparation des ouvrages souterrains, modèle de dimensionnement, effets sismiques sur les constructions souterraines, sécurité pendant la construction) et le compte rendu de la conférence débat sur la sécurité dans les ouvrages souterrains, seront édités par Pergamon Press et diffusés aux nations membres de l'Associations, aux délégués officiels des nations membres à Bruxelles et aux participants aux groupes de travail.

La prochaine réunion annuelle se tiendra à Nice (France) du 11 au 14 Mai 1981, en liaison avec le Symposium International "La recherche d'économies dans les travaux souterrains", organisé par l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES). Les nations membres de l'AITES sont invitées à encourager leurs membres à soumettre des textes pour être le Symposium.

Pour tous renseignements :

M.C. Berenguier, Secrétaire AITES

109 av. S. Allende - B.P. 48 - 69672 Bron Cedex France.

Tél. (78) 26.04.55

Télex CETELYON 370 008

Livres reçus

Géologie de l'environnement — J. GOGUEL

Editions MASSON S.A. — 120, Bld Saint-Germain — 75820 PARIS CEDEX 06 — ISBN 2-225-64933-2

Sur la majeure partie de la surface de la Terre, l'action de l'homme a profondément modifié la couverture végétale et, par contrecoup, la faune qui l'habite. On sait maintenant la complexité des interactions et l'écologie, science analysant les équilibres locaux dans le monde vivant, est également devenue symbole d'une certaine attitude de respect de l'état naturel pouvant aller jusqu'au refus de tout nouveau changement.

En face, le monde minéral apparaît comme la permanence et la stabilité. Cette permanence est le domaine d'étude des géographes. La géologie pour sa part décrit l'état présent à l'aide d'une reconstitution de l'histoire, utilisant une échelle de temps extrêmement longue et prenant en compte des phénomènes très progressifs et très lents.

L'ouvrage retient de l'environnement ce qui peut changer, et l'étudie dans ce qui concerne les phénomènes relevant de la géologie.

Une première partie passe en revue les évolutions spontanées qui peuvent intervenir et dont beaucoup sont assez rapides et violents pour sa traduire par des risques.

Une seconde partie examine les interventions qui relèvent de la géologie (exploitation des eaux souterraines, des mines et des carrières) en envisageant leurs effets secondaires et la manière de remédier à ce qu'ils pourraient avoir de nuisible.

Au sommaire :

- Erosion et alluvionnement
- La mer et le vent
- Glissement et éboulements
- Les risques volcaniques
- Le risque sismique
- Les eaux souterraines et l'environnement
- Effets indirects de l'exploitation des eaux de surfaces
- Les exploitations minérales
- Les exploitations minérales souterraines
- Exploitations par dissolution et par sondages
- Les exploitations minérales en mer
- Les rejets des exploitations minières
- Les réservoirs souterrains d'hydrocarbures, liquides ou gazeux
- Les ordures ménagères. Elimination et stockage en décharges

Soils under cyclic and transient loading

Comptes rendus du colloque international qui s'est déroulé du 7 au 11 Janvier à Swansea, publiés sous la direction du Dr G.N. Pande & Prof. O.C. Zienkiewicz

Dept. Civil Engineering, Univ. Coll. of Swansea

Janvier 1980, 25 x 18 cm - environ 900 pages - 2 volumes - figures - ISBN 90 6191 076 5

Prix : 380 F. (chez l'éditeur)

A.A. Balkema, P.O. Box 1675 - Rotterdam - Netherlands

On peut maintenant résoudre de nombreux problèmes d'interaction sol - structure à l'aide d'ordinateurs. La validité de ces solutions repose sur le modèle de sol utilisé dans les calculs; dans ce domaine, l'état des connaissances est moins avancé mais progresse rapidement.

L'objet principal du colloque était de fournir un cadre aux discussions et échanges de vues entre chercheurs et ingénieurs sur les sujets importants que sont :

- les relations de constitution des sols

- les dégradations cycliques
- la rupture
- la liquéfaction
- le calage des modèles numériques
- les mesures in situ
- la prévision des réponses cycliques et dynamiques

Au sommaire :

- Modélisation des comportements cycliques et transitoires au laboratoire (23 communications)
- Relations de constitution pour les sols (27 communications)
- Liquéfaction et dynamique des sols (14 communications)
- Méthodes numériques et analytiques (18 communications)
- Applications, monographies, mesures in situ et calage des modèles (18 communications)

Toutes les communications sont en Anglais.

Inżynieria Morska (Génie Maritime)

Revue polonaise - Mensuel Scientifique et Technique

- Janvier 1980 - N° 1 - en langue polonaise.

Edition NOT-SIGMA.

Pour tous renseignements relatifs aux abonnements s'adresser à :

Organe du Comité d'économie maritime scientifique et technique 00-850 Gdansk, ul Rajska 6 - Tél. 31.28.61 w.53.

Soil mechanics and foundation engineering

Comptes rendus de la septième Conférence Régionale Africaine de Mécanique des Sols et Travaux de fondations technique de M.D. Gidigas, A.A. Hammond et J.O. Gogo, Building & Road Research Institute, Kumasi, Ghana

2 volumes (1 volume paru, volume 2 à paraître en 1981) environ 1000 pages - 25 x 18

Prix 395 F (chez l'éditeur)

A.A. Balkema, Lisseplein 11 P.O. Box 1675 - Rotterdam - Netherlands. Au sommaire :

- Géologie de l'ingénieur - propriétés géotechniques des sols à problèmes (12 communications)
- Essais en place et au laboratoire de sols à problèmes (12 communications)
- Fondations sur les sols à problèmes (8 communications)
- Sols à problèmes et construction routière (9 communications)
- Sols à problèmes pour barrages et remblais et stabilité des pentes (6 communications)

Toutes les communications sont en Anglais, sauf une en Français.

Structural foundations on rock

Comptes rendus du Congrès international sur les Fondations au rocher qui s'est déroulé les 7 et 9 Mai 1980 à SYDNEY, publiés sous la direction de P.J.N. PELLIS

2 volumes (1 volume paru, volume 2 à paraître en 1981) environ 800 pages - 25 x 18

Prix : 265 F (chez l'éditeur)

A.A. Balkema, Lisseplein 11 P.O. Box 1675 - Rotterdam - Netherlands

Au sommaire :

- Reconnaissance et propriétés des roches (9 communications)
- Ancrages dans les roches (6 communications)
- Exécution (3 communications)
- Puits, radiers et pieux travaillant en pointe (7 communication)
- Pieux et piles dans les roches (13 communications)

Toutes les communications sont en Anglais.