

Stabilité des carrières souterraines abandonnées

Étude et suivi instrumental du laboratoire souterrain de Mériel-Villiers-Adam (Val- d'Oise)

Pierre POTHÉRAT

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Denis MOIRIAT

Bureau de recherches géologiques et minières

Pietro ALFONSI

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Roger THORIN

Inspection générale des carrières, Versailles

RÉSUMÉ

La mise en dépôt, sur un quartier de carrière souterraine abandonnée, de déblais excédentaires provenant d'un projet routier a été mise à profit pour étudier le comportement du site, en terme de vieillissement accéléré et d'évolution des déformations sous l'effet de la surcharge. Après avoir évalué visuellement l'état d'endommagement initial et identifié les caractéristiques pétrographiques et mécaniques du matériau, le site expérimental a été instrumenté de manière pluridisciplinaire. Les variations de la contrainte verticale ont été mesurées sur plusieurs piliers équipés de vérins plats, tandis que les déformations ont été suivies respectivement à l'aide d'extensomètres au niveau des piliers, de repères de nivellement au niveau du toit et de plots de convergence au niveau d'une galerie. Les mesures de contraintes ont révélé une distribution hétérogène des sollicitations dans les piliers. Le suivi périodique effectué depuis plus de quinze ans montre une évolution des phénomènes de vieillissement, caractérisés par l'apparition progressive de fissures et d'écaillages dans les piliers, et par un affaissement lent mais continu du toit, d'amplitude cumulée supérieure au centimètre et centré sur la zone instrumentée.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

ABSTRACT

Stability of derelict underground quarries: Study and The storage of extra earth-moving from a road-building project over an abandoned underground mine was utilized in order to study site behavior, in terms of both accelerated ageing and deformation trends when exposed to the effect of excess load. Once the initial damage state had been visually evaluated and the petrographic and mechanical characteristics of the material identified, the experimental site was instrumented according to a pluridisciplinary approach. The variations in vertical stress were measured on several pillars fitted with flat jacks, whereas the strains were monitored with: extensometers at the pillars, leveling gauges at the roof, and convergence marks at a given gallery, respectively. The stress measurements revealed a heterogeneous distribution of loads acting in the pillars. The periodic monitoring carried out over the past fifteen-plus years has shown an evolution in ageing phenomena, as characterized both by the progressive appearance of cracks and chipping in the pillars and by a slow but steady subsidence of the roof, of a cumulative amplitude greater than one centimeter and centered on the instrumented zone.

Introduction

Évoquer l'incidence des vides souterrains sur la sécurité publique, sur la conception et le coût des projets est désormais un lieu commun. Il est, en effet, fréquemment fait état d'incidents voire d'accidents, parfois mortels, provoqués par des désordres survenus sur des bâtiments et ouvrages sous-minés.

Ces événements sont liés au fait que les principaux monuments et la majeure partie des habitations de bon nombre d'anciennes agglomérations ont été construits à l'aide de matériaux naturels locaux, notamment des calcaires, provenant très souvent de carrières souterraines, ouvertes aussi près que possible des lieux d'utilisation et aujourd'hui abandonnées.

Les problèmes qui se posent sont d'une grande complexité, tant sur le plan juridique – interaction fréquente des domaines privés et publics – que sur le plan technique : il s'agit d'apprécier la stabilité à long terme d'excavations développées dans des matériaux aux caractéristiques variables, présentant des géométries irrégulières.

Les recherches concernant la stabilité des carrières souterraines abandonnées sont relativement récentes. L'essor des travaux d'aménagement routier et de l'urbanisation à l'aplomb des zones sous-minées, ainsi que la volonté d'optimiser la prévention des risques d'effondrement auxquels se trouve parfois exposé le bâti existant, sont à l'origine de nombreuses études dans ce domaine.

Pour leur part, les laboratoires des Ponts et Chaussées ont engagé, dans le cadre de leurs programmes de recherche, en collaboration avec d'autres organismes, une action visant à la mise au point d'une méthodologie d'étude permettant une appréciation objective de la stabilité des carrières souterraines abandonnées. Cette action de recherche a été prioritairement focalisée sur les régions dont les formations géologiques (calcaires tendres, craie et gypse en particulier) ont été intensément exploitées au cours des siècles passés et qui connaissent de fréquents problèmes liés à la stabilité des carrières souterraines aujourd'hui abandonnées.

Parallèlement au développement des recherches sur le plan théorique, des travaux d'aménagement routier en région parisienne ont fourni, en 1984, l'opportunité de créer un site expérimental sous la forme d'un laboratoire souterrain : le stockage, en surface, de déblais excédentaires provenant des terrassements de la déviation de la RN 322 entre Pontoise et l'Isle-Adam a permis la réalisation d'une expérience de surcharge en vraie grandeur d'un quartier de carrière souterraine instrumenté. L'occasion était ainsi offerte d'accélérer le vieillissement d'une excavation et d'observer les différentes phases d'un processus de dégradation susceptible de se développer jusqu'à la ruine.

Par la suite, des études en cours dans le cadre du thème de recherche piloté par le LCPC et consacré aux carrières souterraines abandonnées ont apporté un éclairage nouveau sur l'origine des variations de charges observées entre piliers et à l'intérieur d'un même pilier.

Présentation du site

Localisation géographique

La carrière du Pavillon est située sur les communes de Mériel et Villiers-Adam, en rive gauche de l'Oise, à l'extrémité nord de la butte de Montmorency (fig. 1). Il s'agit d'une exploitation de calcaires lutétiens, conduite, jusqu'en 1962, selon la méthode des chambres et piliers. Le réseau de galeries se développe sur une superficie d'une douzaine d'hectares. Le laboratoire souterrain, installé au fond de la carrière, à l'aplomb de la zone de dépôt, occupe une superficie de 4 hectares.

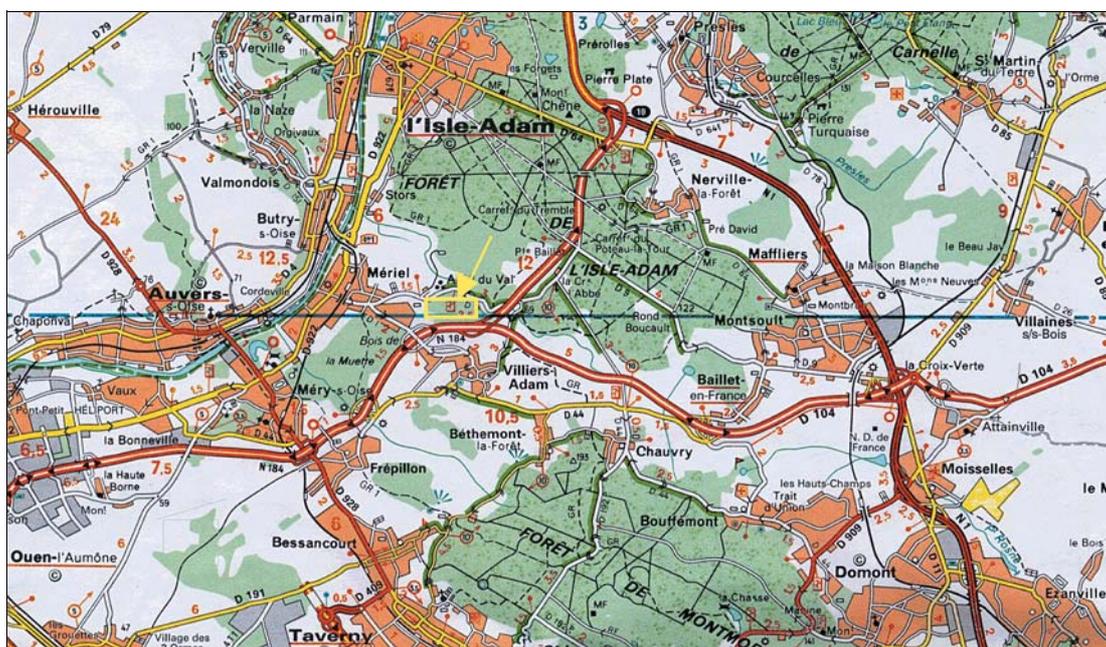


Fig. 1- Plan de situation de la carrière du Pavillon
(extrait de la carte Michelin à 1/100 000 « les environs de Paris »).

Caractéristiques géométriques du quartier surchargé

Environ 25 m de terrains naturels, dont la coupe est représentée sur la figure 2, surmontent la carrière. L'épaisseur de la surcharge est de l'ordre de 10 m. Une nappe aquifère d'importance limitée alimente des venues d'eau ponctuelles (régime karstique) au toit des galeries.

Les piliers présentent des sections variables, de 2,50 m x 2,50 m jusqu'à 7,50 m x 5 m. Il en est de même pour les galeries dont la largeur varie de 2,50 m à 6 m et la hauteur de 2 à 4 m. Les caractéristiques géométriques déterminent des taux de défrètement (rapport dans un plan horizontal de la surface excavée à la surface totale) de 75 à 90 %.

Caractérisation de l'état initial

Examen visuel

Le lever géologique détaillé du secteur sollicité par la surcharge a consisté en :

- l'examen de l'état des piliers : fissuration, écaillages reportés sur un schéma pour chaque face de pilier,
- l'examen de l'état des toits des galeries : fissuration (orientation, ouverture, nature du remplissage), fléchissement, chutes de toit (en notant l'épaisseur des bancs visibles et les amorces éventuelles de fontis),
- la localisation des indices hydrogéologiques, de la hauteur du vide résiduel des galeries remblayées, des travaux de confortement exécutés par l'exploitant (piliers à bras, bourrages) ou plus récemment par le champignoniste (piliers maçonnés),
- la recherche de désordres et d'accidents antérieurs.

Caractérisation pétrographique et mécanique

Une campagne de sondages carottés a été réalisée afin de reconnaître la structure du toit et de prélever, au toit et dans les piliers, des échantillons destinés à des essais d'identification et de comportement mécanique. Les résultats obtenus, synthétisés dans le tableau I, font état d'un matériau particulièrement hétérogène.

TABLEAU I

Caractéristiques physico-mécaniques du calcaire grossier exploité à Mériel

– Résistance à la compression simple (état saturé)	3,5 à 15 MPa
– Module d'Young	4 600 à 12 000 MPa
– Porosité	28,7 à 42,2 %
– Célérité des ondes longitudinales	2 000 à 3 100 m/s
– Degré de saturation en eau :	
• toit	85 à 100 %
• piliers	60 à 70 %
• blocs détachés du massif	50 à 55 %

Nous avons constaté :

- une résistance à la compression simple (R_c) très sensible au degré de saturation (fig. 3),
- de bonnes corrélations entre la résistance à la compression simple (R_c), la vitesse de propagation des ondes longitudinales (VI) et la porosité (n).

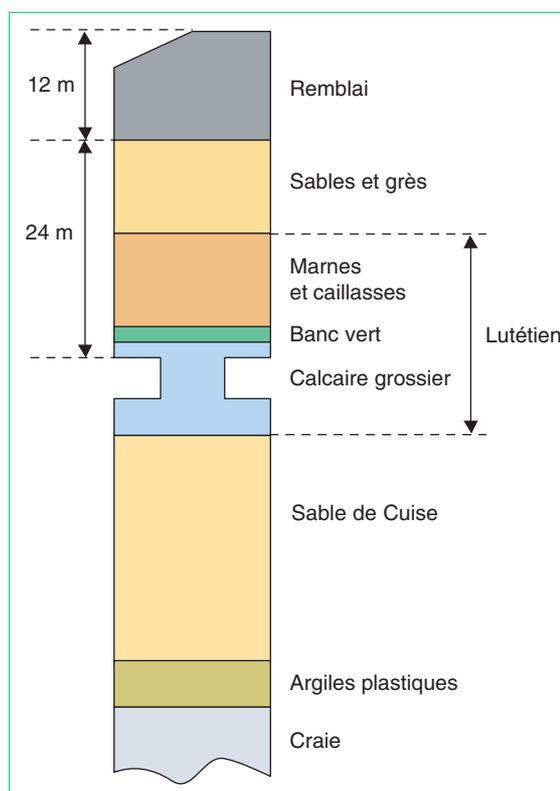


Fig. 2 - Coupe géologique schématique - position du recouvrement initial et de la surcharge.

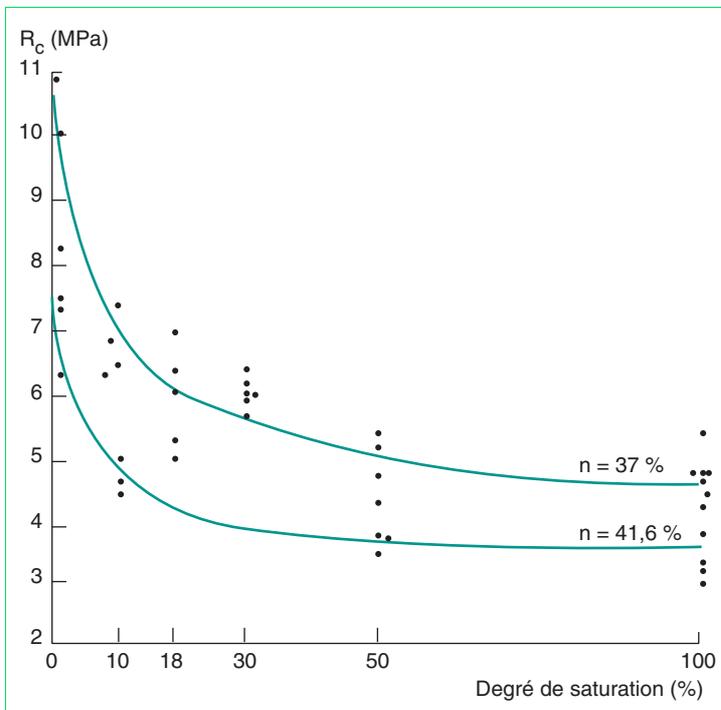


Fig. 3 - Variation de la résistance à la compression simple en fonction du degré de saturation.

L'état de contrainte initial

Une étude sommaire de la stabilité par la méthode de l'aire tributaire ($\sigma = \frac{\sigma_0}{1-\tau}$)* a montré que le risque de ruine de la carrière, induit par la surcharge envisagée, n'était pas nul. Ceci a motivé la décision de suivre l'évolution de la stabilité du site par une instrumentation appropriée.

L'état de contrainte a été mesuré *in situ* en 11 points à l'aide de la méthode du vérin plat. L'implantation des stations de mesure a été déterminée sur la base des critères suivants :

- absence totale de bourrage entre les piliers qui aurait pu assurer un léger frettage; toute la périphérie du pilier instrumenté devait être accessible,
- piliers de sections variables afin de détecter une éventuelle dispersion des contraintes,
- hauteur de la surcharge aussi proche que possible de son maximum.

Les valeurs mesurées, comprises entre 1,3 et 4,37 MPa, ne sont pas en accord avec les valeurs de contrainte théorique (estimée) et montrent une grande dispersion (tableau II). Si l'on considère que la méthode du vérin plat ne renseigne que sur les niveaux de contraintes en bordure des piliers, les contraintes verticales moyennes exercées dans ces piliers ont de ce fait tendance à être sous-estimées. On a par ailleurs pu constater en certains points des niveaux de contraintes très différents sur les faces opposées d'un même pilier.

L'instrumentation du site

L'instrumentation du site a été définie de manière à bâtir un programme de suivi apte à révéler au mieux les effets de la surcharge au moyen de mesures de contraintes et de déformations. En parallèle, les modifications intimes du matériau ont été appréhendées à l'aide de dispositifs de mesures électriques et plus tard d'auscultation sismique. Cette étude a fourni l'opportunité de développer une collaboration efficace avec des partenaires extérieurs aux Laboratoires des Ponts et Chaussées tels que l'Institut de Physique du Globe de Paris et le CNRS qui ont contribué à compléter l'instrumentation : inclinomètres, extensomètres ultra sensibles en silice et mesures électriques (fig. 4).

* σ = contrainte verticale s'exerçant, en moyenne, sur les piliers, σ_0 = contrainte verticale initiale, τ = taux de défruiement.

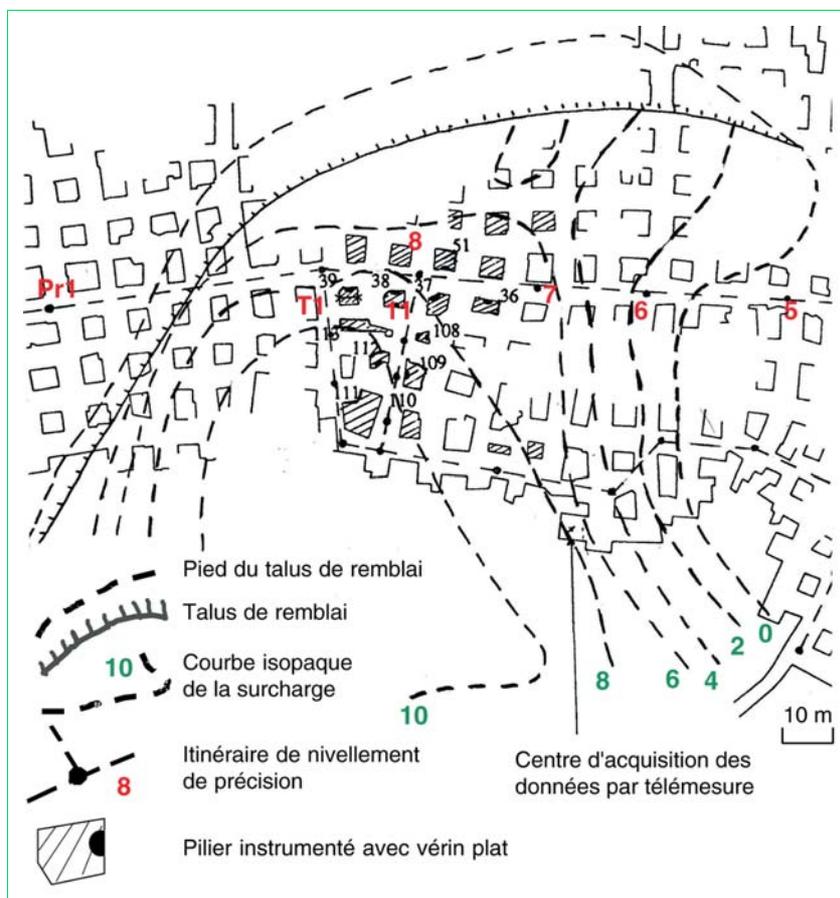


Fig. 4 - Localisation des dispositifs de suivi.

Suivi de l'évolution des contraintes

Sept des onze vérins plats utilisés pour la mesure de la contrainte initiale ont été laissés en place. Deux d'entre eux ont été équipés d'une chaîne de mesure de type CONTEC (matériel LPC) afin d'enregistrer en continu la valeur de la contrainte verticale dans les piliers pendant la phase de chargement et durant l'année qui a suivi. Les cinq autres vérins, pourvus d'une cellule manométrique permettent une lecture visuelle des contraintes.

Les valeurs de contrainte verticale ainsi obtenues ont été comparées quelques années plus tard à des mesures effectuées au cœur des piliers par une méthode de surcarottage.

Suivi des déformations et de l'endommagement

Les déformations souvent accompagnées d'endommagement ont été suivies à l'aide de dispositifs de mesure choisis pour leur complémentarité dans l'auscultation du massif, des galeries et des piliers.

Au niveau du massif, le nivellement de la carrière a été réalisé au moyen d'une trentaine de repères scellés au toit de deux galeries traversant le secteur instrumenté, constituant ainsi un cheminement de plusieurs centaines de mètres. Deux bases fixes, implantées en dehors de la zone sollicitée par la surcharge, constituèrent les extrémités de ce cheminement. La précision de la mesure est de 1/100 mm. Au mur, deux inclinomètres à miroir en silice, développé par l'IPG Paris (inclinomètre de Blum), dont la sensibilité est de 10^{-9} radians fut mis en place, l'un orienté nord-sud, l'autre est-ouest, dans une des galeries situées à l'aplomb de la surcharge (fig. 5). Ce dernier appareil a pu être mis en place dans la carrière de Mériel en raison de la grande stabilité de la température ambiante.

Au niveau d'une galerie, le besoin de disposer de mesures de haute précision, permettant de déceler d'éventuelles déformations horizontales à court et long terme sur un certain nombre de piliers, s'est fait sentir. Un réseau de plots de mesures de convergence a donc été implanté dans l'une des galeries, très instrumentée par ailleurs, traversant la zone devant subir la surcharge maximale.

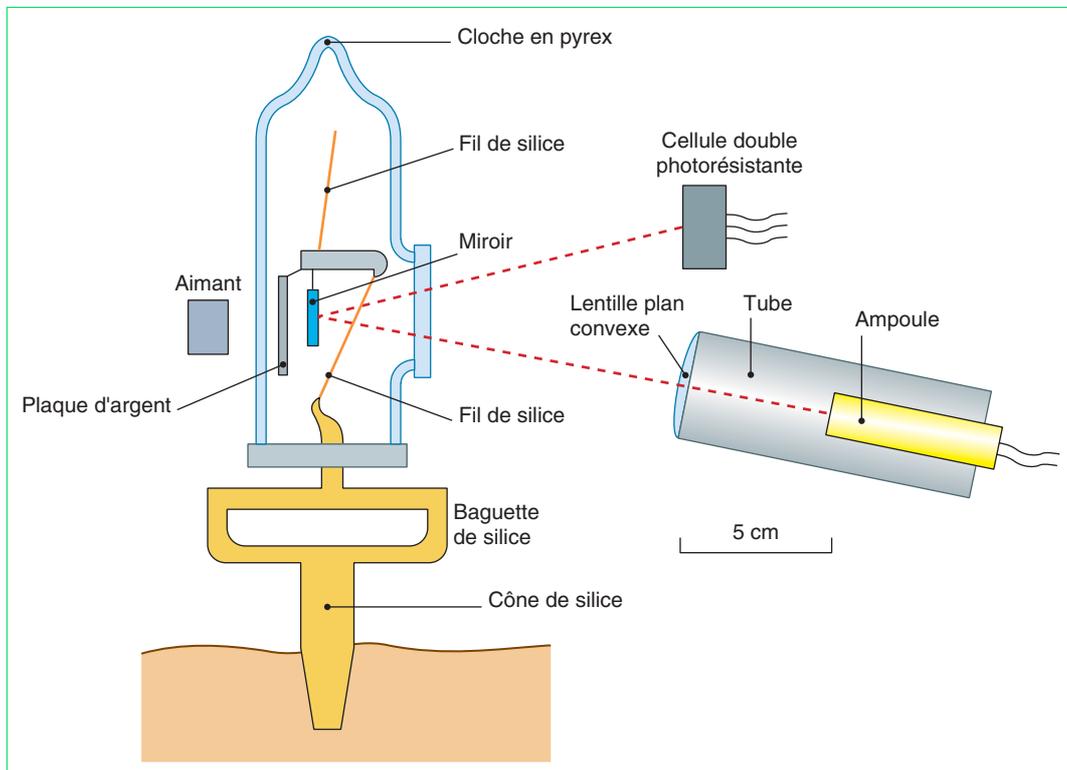


Fig. 5 - Inclinomètre à miroir de silice, vu de profil (document IPG Paris).

Les mesures furent exécutées à l'aide d'un distancemètre orientable à fil d'invar LPC, type DO1. Il s'agit de mesures absolues, autorisant la détermination des coordonnées planes ou spatiales des repères auscultés, celles-ci étant déterminées par trilatération.

Au niveau du pilier, deux types de mesures, extensométriques et électriques, furent mis en œuvre de manière à suivre l'évolution des déformations horizontales et verticales dans le cas de déplacements de grande amplitude et également à détecter celles-ci dès leur initialisation. Les mesures extensométriques furent réalisées à l'aide de deux types d'appareils complémentaires :

- deux extensomètres de Blum, dotés d'un pouvoir de résolution de 1/100 mm, capable de déceler les premiers effets du chargement,
- sept extensomètres LPC horizontaux en barre d'invar, mis en place dans des sondages carottés ayant traversé les piliers (fig. 6). La sensibilité de ces appareils n'est que de 1/10 mm mais ils permettent, en revanche, de suivre des déformations de plus grande amplitude (de l'ordre de 20 mm).

Les modifications des propriétés électriques des géomatériaux (polarisation spontanée, résistivité apparente), susceptibles de se manifester dès le premier stade d'apparition de la fissuration, ont été suivies

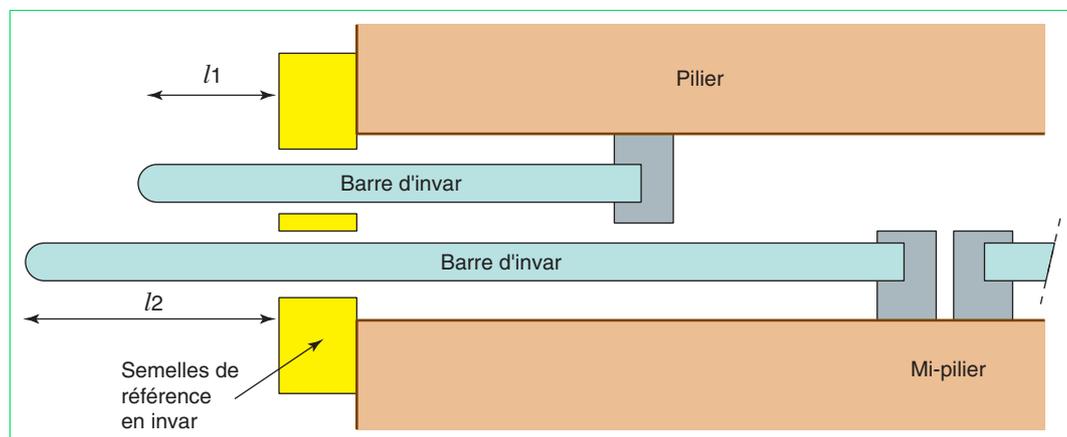


Fig. 6 - Extensomètre horizontal LPC (l_1 et l_2 sont mesurés avec des capteurs à lame fléchée).

par le biais d'un dispositif installé sur la face ouest du pilier 39, équipée de 49 électrodes placées aux nœuds d'un quadrillage à mailles carrées de 20 cm de côté. L'injection du courant s'est faite à l'aide de quatre bandes de graphite colloïdal encadrant le domaine couvert par les électrodes.

L'expérience de surcharge

L'analyse des effets, en termes de contrainte, de déformation et d'endommagement, de la surcharge sur le massif calcaire excavé impliquait un suivi aussi précis que possible de la mise en place des remblais en surface.

Mode de mise en place de la surcharge

250 000 m³ de matériaux furent stockés de novembre 1984 à octobre 1985 sur une hauteur de 7 à 10 m selon le phasage représenté sur la figure 7. Le calage du plan détaillé du tréfonds sur celui de la surface a permis de connaître avec précision l'épaisseur du remblai à l'aplomb des piliers instrumentés et de calculer le niveau de contrainte théorique sur chacun d'eux.

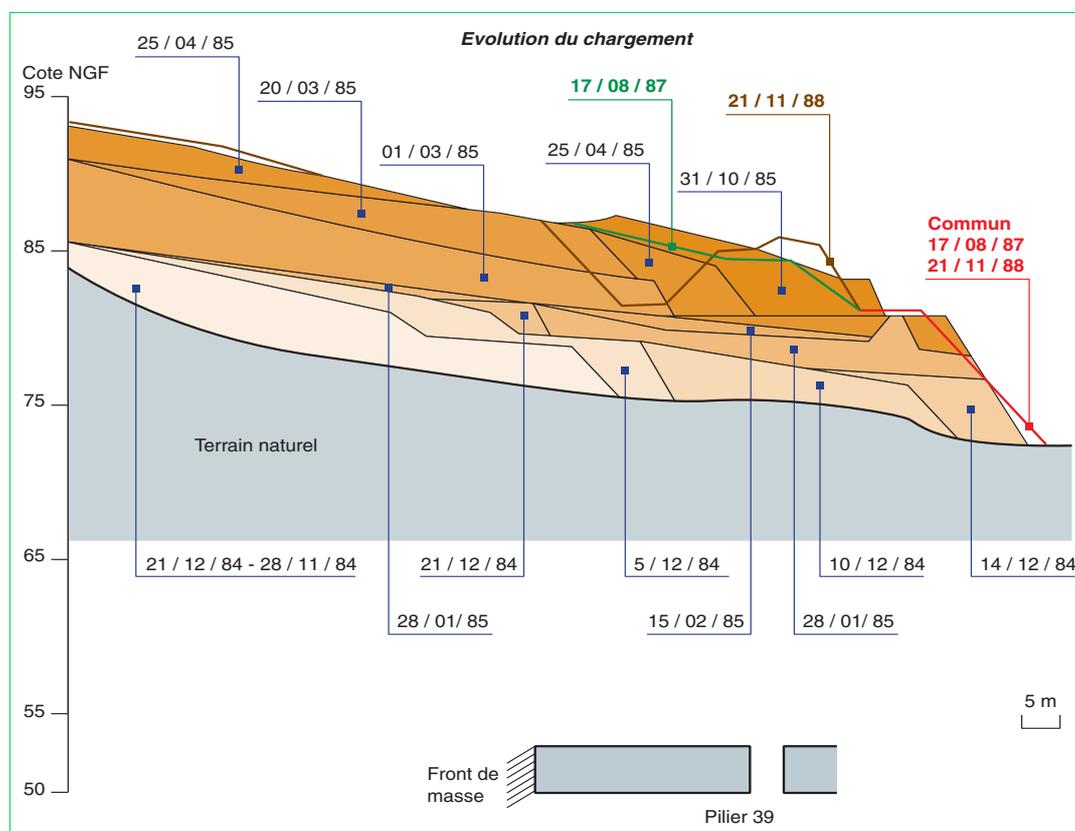


Fig. 7 - Coupe montrant le phasage de la mise en place du remblai.

Analyse des effets de la surcharge

L'instrumentation des piliers et du toit a donc autorisé le suivi des effets de la surcharge en matière de niveaux de contraintes et de déformation. En parallèle, des examens visuels réguliers ont permis de noter l'apparition de fissures et une modification des infiltrations d'eau au toit de la carrière.

Évolution des contraintes

L'effet du chargement se répercute immédiatement sur l'état des contraintes par une augmentation rapide de celles-ci, puis on observe de légers réajustements différés sur l'ensemble des piliers. Ce phénomène est illustré sur la figure 8 sur laquelle ont été répertoriées les données relatives aux piliers 36, 37 et 112.

Les mesures effectuées annuellement ont mis en évidence une évolution des contraintes variable d'un pilier à l'autre : le pilier 37 a vu sa sollicitation diminuer jusqu'à 4,15 MPa alors que les contraintes dans le pilier 112 ont progressé jusqu'à 2,4 MPa, le vérin plat du pilier 36 étant hors service. D'une manière générale, on a observé depuis la fin des années 1980 une stabilisation du niveau de contraintes.

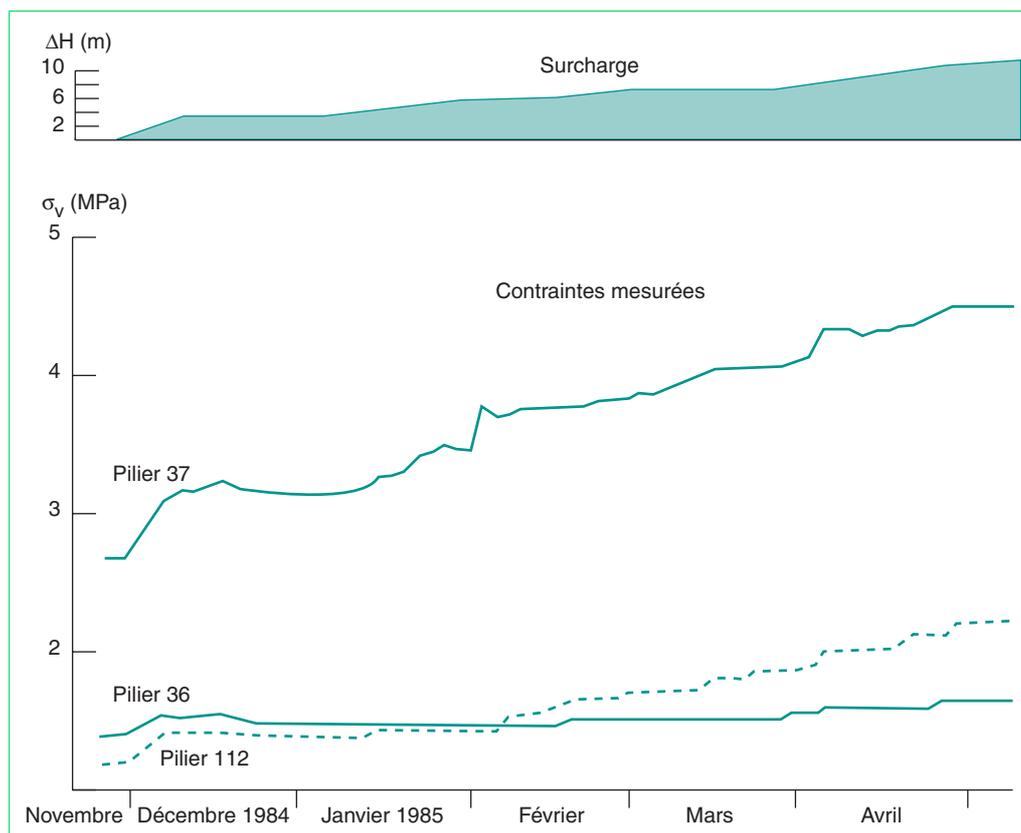


Fig. 8 - Évolution des contraintes verticales, σ_v , pendant la période de chargement (piliers 36, 37 et 112).

Les mesures de contraintes *in situ* ont par ailleurs mis l'accent sur une distribution hétérogène des sollicitations générées par la surcharge, soulignant ainsi le comportement complexe du massif déjà mis en exergue par les mesures de contraintes initiales ainsi que le révèle le tableau II dans lequel sont reportées les valeurs des contraintes estimées (σ_e) et mesurées (σ_m), avant et après application de la surcharge, de même que l'écart entre les niveaux de contraintes en pourcentages. Cette distribution hétérogène se reproduit vraisemblablement à l'échelle du pilier, ce qui rendrait compte de l'endommagement des piliers 36 et 108, les plus dégradés sur l'ensemble du secteur observé.

Le taux d'augmentation des contraintes mesurées en place varie selon les piliers de 7 à 97 %, alors que les calculs effectués, prenant en compte un recouvrement et une surcharge homogènes, annonçaient des variations nettement moins dispersées, fonction d'un taux de défrètement en milieu considéré comme isotrope. L'estimation des contraintes verticales à un instant donné par la méthode simplificatrice de l'aire tributaire montre ici ses limites.

L'évaluation de la stabilité des carrières souterraines passe donc par la nécessaire connaissance de la distribution des contraintes réelles dans les piliers. Quelques points de mesures à l'intérieur de ces derniers sont donc nécessaires, compte tenu de la variabilité des sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Évolution des déformations et de l'endommagement

Les évolutions observées sont de deux types :

- un affaissement général du massif au droit et à la périphérie de la zone surchargée ;
- une fissuration affectant le toit et les piliers.

TABLEAU II

Comparaison des contraintes estimées (par la méthode de l'aire tributaire) et mesurées au vérin plat sur les piliers instrumentés, avant (σ_i) et après (σ_f) chargement

(H_r : hauteur du recouvrement en mètres, τ : taux de déruitement, σ_{ie} : contrainte initiale estimée, σ_{im} : contrainte initiale mesurée, σ_{fe} : contrainte finale estimée, σ_{fm} : contrainte finale mesurée)

Pilier	36	37	38		51	108		109	112
Face	52	51	50	113	37	113	107	112	109
H_r (m)	23,5	23	22,5	22,5	23	23	23	23	22,5
τ (%)	78	72	77	77	76	89	89	73	80
σ_{ie} (MPa)	2,14	1,64	1,95	1,95	1,91	4,18	4,18	1,7	2,25
σ_{im} (MPa)	1,45	2,65	2,1	1,78	2,7	2,1	4,37	1,86	1,3
σ_{fe} (MPa)	2,8	2,2	2,7	2,7	2,5	5,7	5,9	2,4	3
σ_{fm} (MPa)	1,7	4,77	2,6	?	2,9	4,15	-	2,4	2,3
$\sigma_{im} - \sigma_{fm}$ (%)	+ 21	+ 76	+ 23		+ 7	+ 97		+ 33	+ 91
$\sigma_{fe} - \sigma_{fm}$ (%)	- 41	+ 138	- 3,7		+ 16	- 29		0	- 28
$\sigma_{fe} - \sigma_{fm}$ (%)	- 41	+ 138	- 3,7		+ 16	- 29		0	- 28

Les déformations

Au niveau du massif, la déformation a été perçue à l'aide du nivellement au toit des galeries et de la station inclinométrique de Blum, placée au mur.

Le nivellement du toit des galeries a mis en évidence un affaissement centré sur le secteur instrumenté (fig. 9). L'affaissement maximal, observé sur le repère 11, était de 10,6 mm en juin 1986 (10 mois après la fin de l'expérience), puis de 15,5 mm en juin 1988. Cette variation importante pourrait être corrélée avec les précipitations abondantes du premier semestre 1988 faisant suite à une longue période relativement sèche de l'automne 1985 au printemps 1987. Cependant si l'on considère que cette forte variation ne porte que sur trois stations, il peut s'agir d'artéfacts liés à la mesure. L'affaissement est d'ailleurs revenu à 10,6 mm en août 1990 pour atteindre 12,5 mm fin 2000.

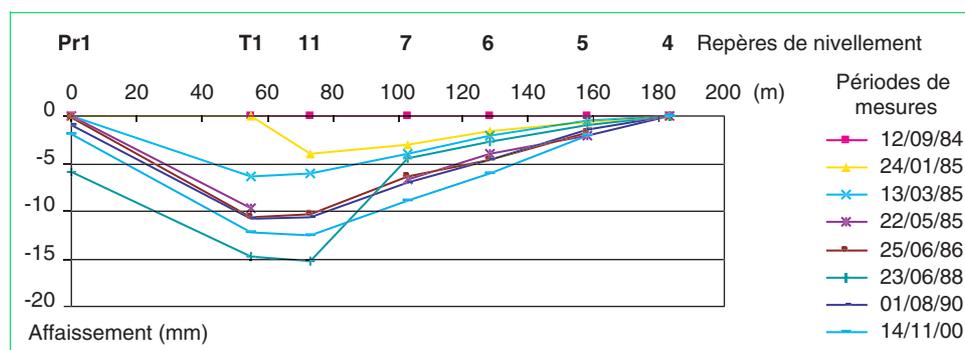


Fig. 9 - Visualisation de la cuvette d'affaissement créée par la surcharge obtenue par nivellement du toit sur un axe représenté par les repères Pr1, T1, 11, 7, 6, 5, et 4.

La cuvette d'affaissement présente une allure dissymétrique : flanc ouest raide et flanc est moins pentu, probablement en raison de la topographie initiale du massif sur lequel le remblai est venu en butée.

L'effet latéral de la surcharge est matérialisé, pour les stations situées hors de l'emprise du remblai (Pr1 et 5) par un léger affaissement (2 à 3 mm).

Ce mouvement s'est ensuite développé de manière régulière jusqu'à la situation actuelle. Il a été de 1,5 à 1,9 mm au centre de la cuvette (stations T1, 11, 7 et 6) dans les dix dernières années et ne montre pas de tendance à l'amortissement (fig. 10).

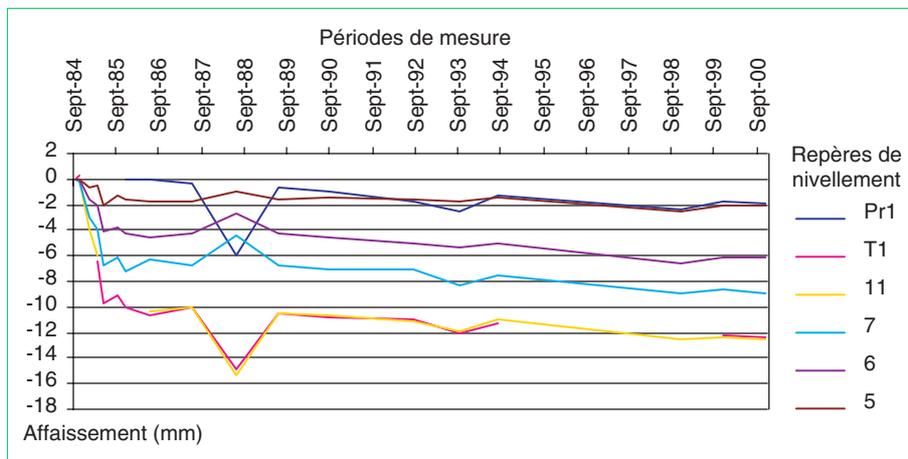


Fig. 10 - Variation relative des repères Pr1, T1, 11, 7, 6 et 5 par rapport au repère 1.

La station inclinométrique a permis de mesurer précisément, au mur de la carrière, l'inclinaison engendrée par la surcharge. Les deux inclinomètres ont réagi instantanément à la charge et il fut possible de suivre d'une certaine façon la progression du chargement (fig. 11) :

- à un instant donné, par la localisation de la mise en dépôt en surface par rapport à la station inclinométrique ;
- pour une durée donnée, par la détermination du nombre de rotations des engins de terrassement en comptant sur les graphes les pics correspondant à chaque déversement brutal des terres en surface ;
- à la fin de la mise en place de la surcharge, par l'arrêt de l'évolution de l'inclinaison.

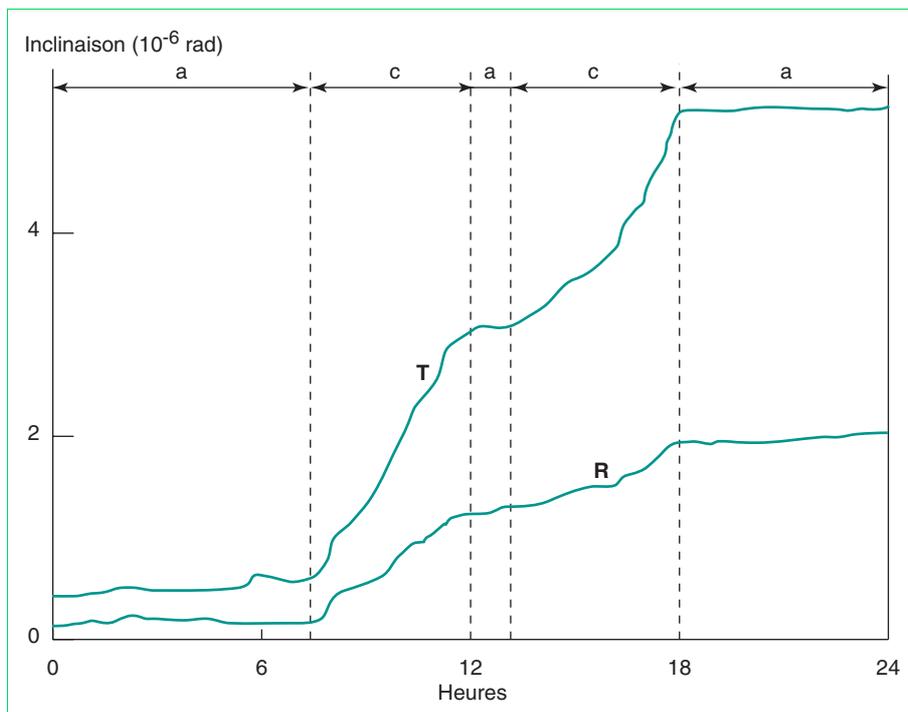


Fig. 11 - Réponse journalière instantanée des deux inclinomètres à silice au chargement (a : phase d'arrêt, c : phase de charge ; R : orientation nord-sud ; T : orientation est-ouest).

En définitive, il s'avère que l'application de la surcharge a généré un mouvement s'apparentant à une subsidence, l'ensemble du massif s'affaissant vraisemblablement à la suite d'une consolidation des argiles du Sparnacien dont la partie supérieure est située à environ 30 m de profondeur. Ce mouvement d'ensemble expliquerait le nombre limité de signes d'endommagement observés sur les piliers.

Au niveau de la galerie N-S, traversant la zone soumise à la surcharge, les mesures réalisées sur le réseau de plots de convergence ont révélé une amplitude maximale de la déformée entre les deux parois de

l'ordre du millimètre. On ne note pas d'amortissement à mesure que l'on se rapproche du front de masse alors qu'*a priori*, sous un recouvrement quasi semblable, une minoration des contraintes verticales liée à la proximité du massif non excavé aurait dû se manifester à cet endroit.

Au niveau des piliers directement sollicités par la surcharge, les extensomètres de Blum ont permis de conclure à l'apparition instantanée de déformations et à la faiblesse des déformations verticales et horizontales.

Les sept piliers équipés d'un extensomètre horizontal LPC ont montré une expansion latérale atteignant jusqu'à 0,31 mm, avec une incertitude au niveau de la mesure de 0,1 mm, ce qui correspond à la déformation attendue par le calcul.

L'endommagement

Des relevés visuels, destinés à suivre la progression de l'endommagement, ont été effectués mensuellement pendant la mise en place de la surcharge, puis annuellement jusqu'à la fin des années 1990.

L'évolution de la fissuration fut également appréhendée aux échelles du massif (toit) et des piliers.

- La migration des infiltrations

Au niveau du toit, depuis la mise en place de la surcharge, une modification des écoulements hydriques a été observée dans la zone expérimentale à l'aplomb du remblai : les infiltrations, localisées avant surcharge au droit de l'affaissement maximum ont migré vers la périphérie après surcharge. Ces venues d'eau ponctuelles étaient associées à la présence d'un aquifère constitué vraisemblablement de « flaques » indépendantes à la base des sables de Beauchamp. Le cheminement des circulations se faisait par le biais de fissures infra-millimétriques soulignées au toit des galeries par des liserés rouges d'hématite.

La flexure du massif, bien que réduite, a pu contribuer, dans une certaine mesure, à la fermeture des fissures situées au droit de l'affaissement maximum et à l'ouverture (par traction) de celles situées en bordure, selon le schéma de la figure 12 .

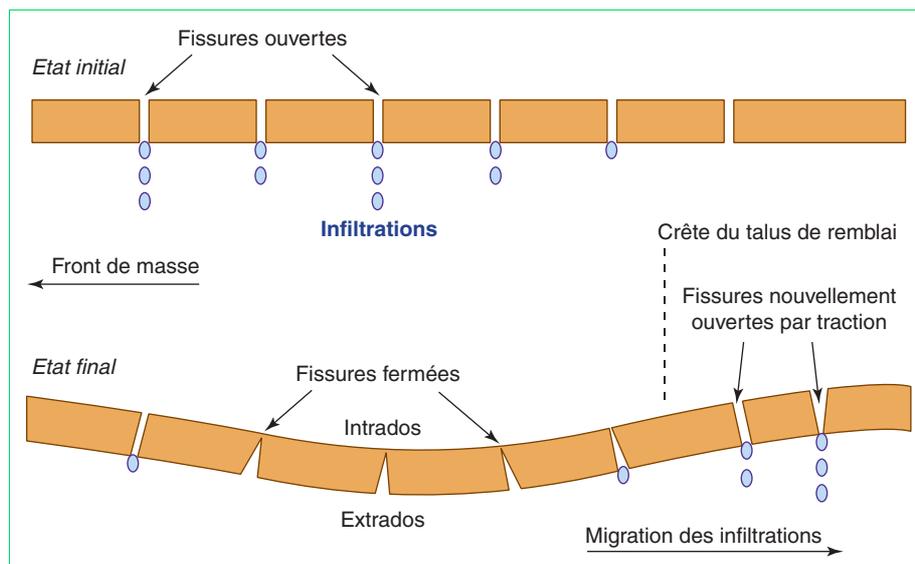


Fig.12 - Schéma interprétatif du déplacement des circulations hydriques au toit de la carrière.

- Les chutes de toit

Deux plaques de toit se sont effondrées depuis la mise en place du remblai. Ces chutes sont intervenues en mai 1985 et en avril 1991, respectivement au NW du pilier 104 et entre les piliers 41 et 42. Cependant, l'absence de données, antérieures à l'expérimentation, sur la fréquence de phénomènes de ce type, ne permet pas d'apprécier le rôle effectif joué par la surcharge dans leur genèse.

- Au niveau des piliers, les observations visuelles ont été complétées par une auscultation au marteau consistant à sonner les parois. L'examen détaillé de l'ensemble des piliers de la zone surchargée et de ses abords est effectué annuellement et comparé à celui de l'année précédente.

Les points essentiels à retenir sont les suivants :

- aucun pilier n'a subi un endommagement trahissant l'engagement d'un processus devant conduire à la ruine à plus ou moins brève échéance. Il convient de citer à ce propos le cas du pilier 108 dont la valeur de contrainte initiale, et l'augmentation de celle-ci durant l'application de la surcharge, laissaient craindre un endommagement significatif, voire la ruine ;
- la fissuration s'est pour l'instant développée essentiellement dans les angles d'un certain nombre de piliers. Localement, on a noté l'apparition d'épaufrures le long des diaclases (piliers 36 et 107), d'épaufrures et d'écaillages au niveau des joints situés à mi-hauteur ainsi qu'à la base des piliers (pilier 36 ainsi que ceux situés à l'ouest du pilier 45) ;
- l'apparition de fissures et l'évolution des discontinuités préexistantes sont, pour les piliers situés à l'aplomb de la surcharge, intervenues immédiatement ou très peu de temps après l'augmentation de la contrainte verticale ;
- l'apparition, différée par rapport à la fin de la mise en place du remblai, de fissures affectant des piliers situés en dehors de la zone directement concernée par la surcharge : cas du pilier 60, éloigné d'une vingtaine de mètres de la projection au fond de la limite de l'emprise des remblais et sur lequel des fissures ont été observées pour la première fois en mars 1989.

Globalement, les faibles indices d'endommagement observés sont cohérents avec la faible amplitude des déformations enregistrées à l'aide des extensomètres.

Mesures électriques et variations de contraintes

L'expérimentation ayant montré que le potentiel électrique est sensible à l'augmentation des contraintes en relation avec le chargement et également aux variations de la pression atmosphérique, l'idée de suivre les variations de contrainte par la mesure du potentiel électrique a été mise en application sur une fissure de 50 cm de long, équipée d'un réseau d'électrodes et de deux extensomètres ultrasensibles. Les mesures effectuées ont indiqué une augmentation du potentiel spontané aux extrémités de la fissure (Gensane et al., 1999). Les micro-variations de résistivité électrique pourraient coïncider avec l'initialisation de la fracturation à l'échelle du minéral. Le développement de cette technique pourrait conduire à la formulation d'un diagnostic précoce basé sur l'activité des fissures observées.

Caractérisation de l'état des piliers après chargement

L'effet différé de la surcharge sur l'état des piliers a été étudié, après une période de sept à huit ans, par le biais de l'auscultation sismique et par la détermination du tenseur des contraintes en plusieurs points du pilier 36.

L'auscultation sismique

Des imageries sismiques bidimensionnelles et tridimensionnelles furent réalisées en 1992 sur le pilier 36, qui présente un léger écaillage superficiel, avec pour objectif la compréhension de la répartition de l'endommagement à l'intérieur de celui-ci.

Dispositif de mesure

L'auscultation tridimensionnelle de ce pilier fut réalisée à partir de quatre lignes de mesure, implantées sur les diagonales des faces accessibles, de manière à ce qu'elles ne soient ni sécantes, ni coplanaires (fig. 13).

Cet arrangement constitue le dispositif d'auscultation optimal pour couvrir tout le volume du pilier. Sur les lignes, 90 stations, équipées d'un clou à tête large, furent installées tous les 20 cm et positionnées avec une précision de l'ordre de 1 à 2 mm. Un marteau d'impédance et une grappe de neuf accéléromètres constituèrent respectivement la source et le récepteur du signal.

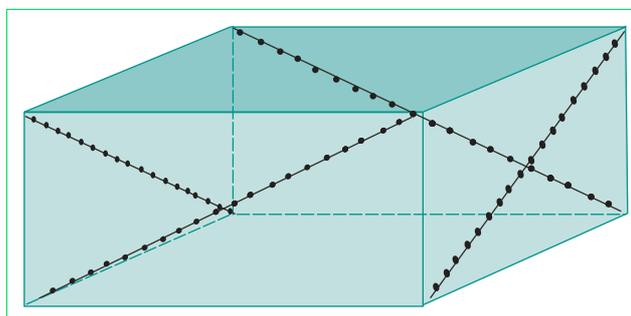


Fig.13 - Géométrie du pilier et dispositifs de mesures 3D
(Quatre lignes implantées sur les diagonales des faces du pilier, stations de mesures espacées de 20 cm, matérialisées par des points noirs).

Les coupes bidimensionnelles ont été réalisées dans des conditions identiques selon trois sections représentées sur le schéma de la figure 14.

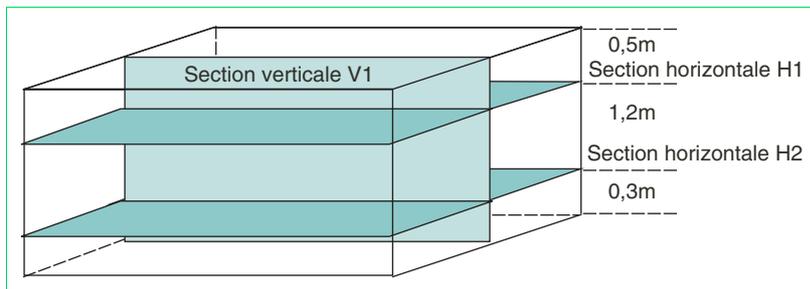


Fig. 14 - Position des coupes tomographiques bidimensionnelles.

Résultats

Les résultats sont présentés suivant des plans parallèles au mur et suivant des plans verticaux pour la tomographie bidimensionnelles et l'imagerie tridimensionnelles (fig. 15 et 16).

On différencie globalement deux milieux, suivant la hauteur du pilier (fig. 15) :

- dans la partie inférieure, du sol jusqu'à environ 1,20 m, les vitesses sont supérieures à 2 340 m/s ;
- au-dessus, sur une tranche sensiblement équivalente, la vitesse moyenne est de 1 940 m/s, ce qui peut traduire une porosité plus forte.

La position de l'interface entre les deux milieux, très proche d'un joint stratigraphique situé à 1,30 m, permet d'imaginer que ces deux discontinuités sont confondues. Au niveau du toit, les vitesses sont aussi rapides qu'à la base du pilier. En revanche, en périphérie, elles sont généralement plus faibles qu'au centre.

Le pilier 36 présente, par ailleurs, une altération et/ou une fissuration superficielle sur toute sa hauteur.

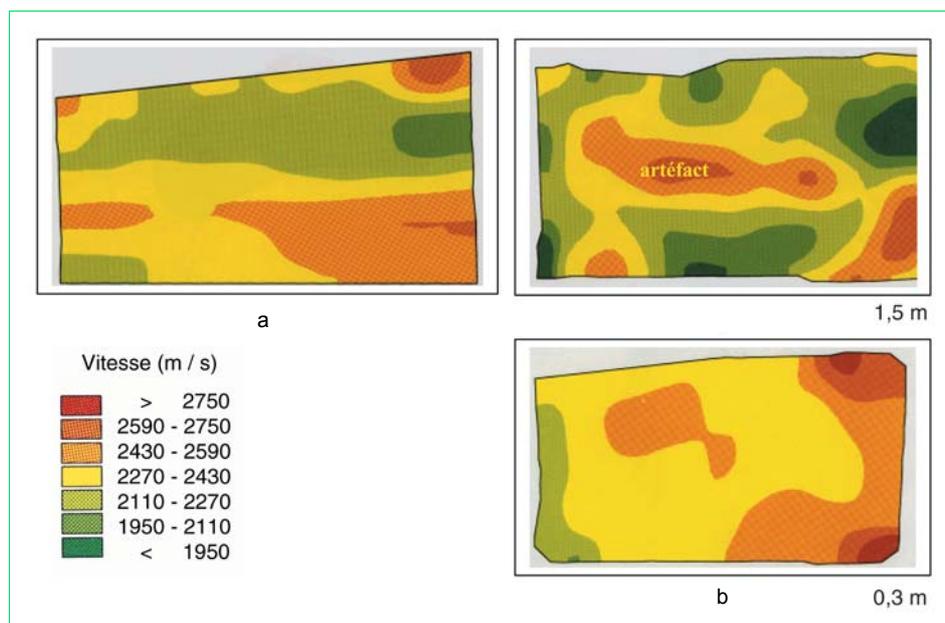


Fig. 15 - Tomographies bidimensionnelles. a. coupe verticale passant par le milieu du plus petit côté. b. sections horizontales au sol situées à 0,3 m et 1,5 m du sol.

Comparaison des résultats 2D/3D

L'interface entre les deux milieux est obtenue à la même hauteur (1,2 m) et on retrouve en bas, à gauche, la même anomalie plus lente au sein de la zone rapide. La coupe horizontale inférieure bidimensionnelle ressemble à son homologue tridimensionnelle. En revanche la coupe médiane montre un noyau rapide, allongé suivant l'axe du pilier, qui disparaît sur la coupe tridimensionnelle (fig. 16), ainsi que sur la tomographie verticale. Ce noyau est en réalité un artefact causé par la réfraction du trajet des rais vers le bas dans le milieu rapide.

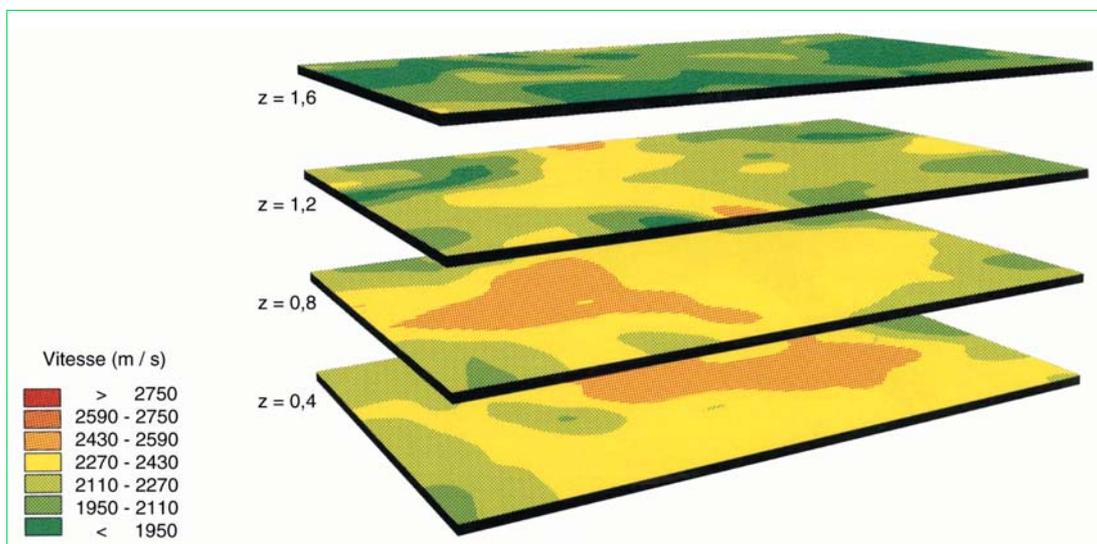


Fig. 16 - Image tridimensionnelle: sections parallèles au mur avec un pas de 0,4 mètre.

L'interprétation de la tomographie bidimensionnelle est donc à manier avec prudence, particulièrement quand les plans de discontinuité sont parallèles aux plans auscultés. En revanche, l'imagerie tridimensionnelle apparaît très complémentaire et devrait intervenir en premier lieu dans une phase de pré-reconnaissance de la structure du milieu, en vue d'une étude plus fine à bidimensionnelle basée sur la réalisation de profils perpendiculaires aux discontinuités révélées.

Cette application a permis de mettre en évidence une répartition différentielle des propriétés mécaniques à l'intérieur du pilier 36 :

- en premier lieu suivant la hauteur, où la différence de comportement des matériaux est bien marquée, de part et d'autre d'une frontière située à environ 1,20 m ;
- en second lieu en périphérie, où les matériaux semblent plus altérés que le cœur du pilier.

Il est difficile de séparer les effets de l'évolution dus aux processus d'altération de ceux dus à la surcharge de la carrière.

Mesures de contrainte par surcarottage

Les mesures de contrainte au vérin plat ne donnent qu'une indication de la charge des piliers à leur périphérie. La différence, parfois importante, entre les niveaux de contrainte estimés (par le calcul) et mesurés par cette méthode (tableau III) a conduit à déterminer le tenseur des contraintes en plusieurs points à l'intérieur d'un pilier. Une cellule extensométrique à jauges multiples, mise au point par le LRPC de Lyon (Mazzoleni et al., 1991) a été expérimentée en 1993 sur le pilier 36 dans le but de comparer les mesures obtenues par cette technique avec celles obtenues au vérin plat.

TABLEAU III

Mesures de contraintes par surcarottage sur le pilier 36

(σ_1 , σ_2 et σ_3 représentent les contraintes principales (σ_3 étant la contrainte verticale),
 σ_{ie} : contrainte initiale estimée, σ_{fm} : contrainte finale mesurée au vérin plat)

Face	Nord	Nord	Nord	Nord	Sud	Sud
Hauteur	Bas	Bas	Haut	Haut	Haut	Bas
Profondeur (m)	0,28	1,30	0,30	1,15	0,52	0,50
E (MPa)	600	6700	3590	2250	3750	3550
σ_1 (MPa)	0	-0,5	0	0	-0,4	0
σ_2 (MPa)	0,1	0,5	0,2	0,2	-0,2	0,2
σ_3 (MPa)	0,8	1,3	1	1,2	2,1	1,1
σ_{ie}	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9
σ_{fm}	1,7		1,7			

Principe de la mesure

La cellule en forme de cône de résine de 60 mm de diamètre et 30 mm de hauteur, équipée de douze jauges d'extensométrie, est collée au fond d'un trou de carottage usiné pour la circonstance. Après un relevé des valeurs d'équilibre, les contraintes sont libérées par surcarottage en diamètre 100 mm. La déformation subie par les jauges permet de restituer le tenseur des contraintes, connaissant la valeur (mesurée en laboratoire) du module d'Young du matériau au point de mesure.

Emplacement des mesures

Six essais ont été réalisés dans le pilier 36, sur les faces nord et sud, à différentes hauteurs et à profondeurs variables, selon le schéma de la figure 17.

Résultats et interprétation

Les résultats tirés de l'exploitation des mesures de contrainte par surcarottage figurent dans le tableau III associés aux valeurs des contraintes estimées après chargement et aux résultats des mesures de contrainte au vérin plat.

On a observé que le pilier 36 est soumis à une contrainte verticale (σ_3) variant de 0,8 à 2,1 MPa, cette variation n'apparaît toutefois pas aléatoire. En effet, la contrainte σ_3 , inférieure à la contrainte mesurée au vérin plat, est plus élevée en profondeur (1,3 m) qu'en "peau" (30 cm). Elle est également plus élevée en face sud qu'en face nord, en raison probablement du découpage du pilier par trois discontinuités de direction N40°, dont le rôle dans le report des charges sera examiné dans le chapitre modélisation.

On peut noter par ailleurs l'existence d'une contrainte horizontale (σ_2) non négligeable : 0,2 à 0,5 MPa qui correspond vraisemblablement à la contrainte tectonique actuelle.

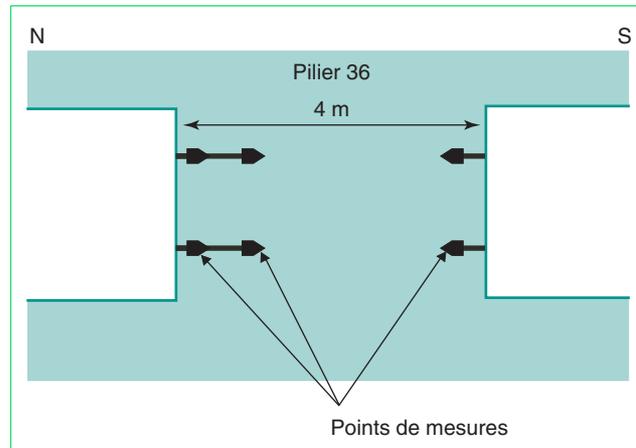


Fig. 17 - Schéma de position des mesures de contrainte par surcarottage.

Modélisations

Des modèles numériques aux éléments finis, réalisés avant l'expérience de surcharge suivant une base perpendiculaire au front de masse passant par les piliers 125, 51, 37, 108, 109 et 110, ont eu pour ambition la représentation à deux dimensions de la zone expérimentale. Les différents modèles proposés (avec joints horizontaux, milieu continu orthotrope, joints recoupés par des discontinuités verticales, bandes minces verticales de module réduit) n'ont pas permis de retrouver à mi-hauteur des piliers, des concentrations de contraintes suffisantes sur les faces. Ces résultats, somme toute modestes, ont néanmoins permis d'apprécier le rôle joué par le litage du toit.

Dans le cadre du thème de recherche des LPC « Carrières souterraines abandonnées », des modèles aux éléments finis et aux éléments distincts ont été bâtis dans le double but, d'une part de visualiser la distribution des contraintes dans un pilier, d'autre part, de mieux comprendre le rôle de la fracturation dans les reports de charge.

Les modèles bidimensionnels aux éléments finis (fig. 18), réalisés à l'aide du code de calcul CÉSAR-LCPC, montrent que, sur un pilier de 4 m de large, adjacent à deux galeries de 6 m de large, les niveaux de contraintes, faibles au centre du pilier, s'accroissent jusqu'à un maximum à 0,5 m de la bordure puis diminuent vers la périphérie (Moiriat, 2001).

Les mesures de contraintes par surcarottage sur le pilier 36 confirment cette tendance (cf. tableau III, σ_3 , faces nord et sud).

La modélisation aux éléments distincts, dont l'objectif était de comprendre le rôle de la fracturation dans les reports de charge, réalisée à l'aide du code de calcul UDEC, montre successivement la répartition des contraintes dans un modèle à deux galeries encadrant un pilier central sans fracture, dans un modèle avec une fracture oblique (55°) passant en limite toit/pilier, venant recouvrir ce dernier et dans un modèle avec une fracture verticale placée en limite de galerie, coté opposé au pilier (fig. 19).

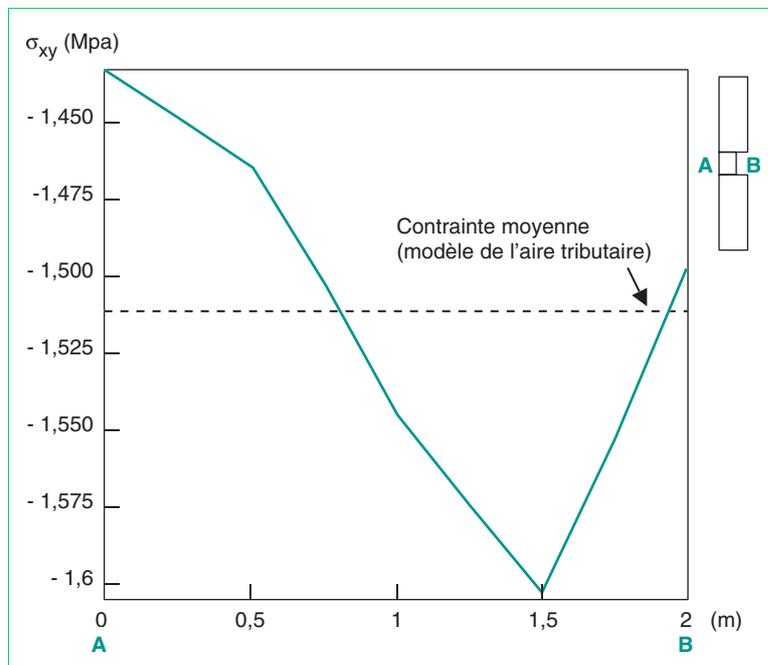


Fig. 18 - Répartition des contraintes verticales dans un pilier de largeur 4 m et de hauteur 3 m. La coupe AB représente un demi pilier, A étant au centre et B en paroi. (milieu homogène, élastique, isotrope).

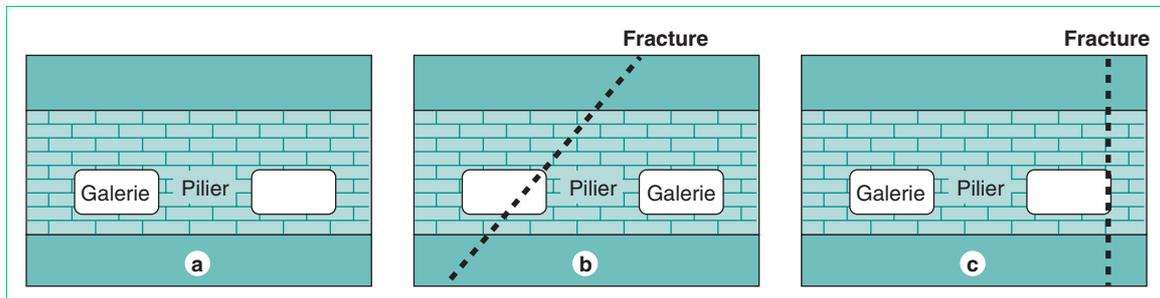


Fig. 19 - Modèles à deux galeries réalisés avec le code UDEC.

a. modèle sans fracture.

b. modèle avec une fracture oblique recouvrant le pilier.

c. modèle avec fracture verticale en bordure opposée d'une des galeries (galeries de 4 m de large, piliers de 4 m de large).

Le rôle de la fracturation dans les reports de charge est illustré sur la figure 20.

Dans le modèle sans fracture, les contraintes dans le pilier sont symétriques. On note, de façon plus marquée que précédemment, que les faces sont peu chargées. Avec une fracture oblique le pilier est moins chargé que dans le cas précédent. Les zones en compression sont placées sous la fracture, à l'angle supérieur du pilier qui poinçonne le mur dans le coin inférieur opposé. La fracture verticale est responsable d'une surcharge de l'angle supérieur du pilier lui faisant face et de phénomènes de traction en périphérie plus marqués côté fracture.

Ces observations sont en conformité avec les mesures de surcarottage qui indiquent en partie supérieure du pilier 36, face sud, des niveaux de contraintes deux fois plus élevés qu'à la base (cf. tableau III), une diaclase passant entre les piliers 36 et 37.

Conclusions

L'étude pluridisciplinaire d'un quartier de carrière souterraine surchargé par la mise en dépôt d'un remblai de surface à l'aplomb de celui-ci, a permis de suivre son évolution à plusieurs échelles (massif, galeries, piliers).

Des résultats probants ont été enregistrés dans chaque discipline :

➤ la distribution hétérogène des sollicitations dans les piliers, à l'origine du comportement complexe du massif, a été démontrée par les mesures de contraintes *in situ*. Il en découle que la méthode simplificatrice de l'aire tributaire souvent utilisée dans l'estimation des sollicitations à un endroit donné

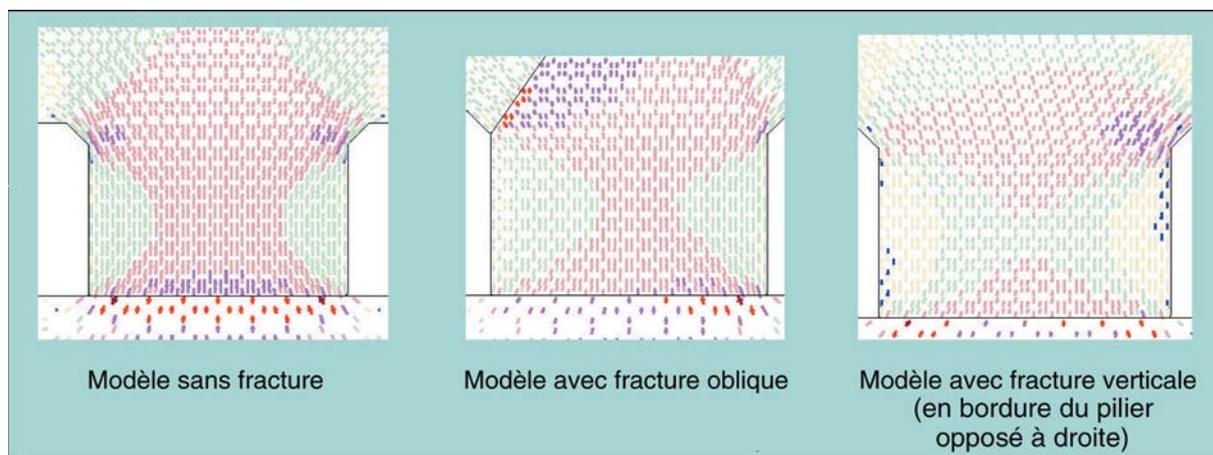


Fig. 20 - Visualisation des contraintes principales dans le pilier central.
Les zones en compression vont de vert à rouge (valeurs croissantes).
Les zones en traction sont en gris clair et en bleu.

possède ses propres limites et ne peut se substituer à la détermination instrumentale des contraintes en place dans l'évaluation de la stabilité des carrières souterraines ;

- le suivi des déformations a mis en évidence un affaissement maximal supérieur au centimètre, centré sur la zone instrumentée, mais dont l'influence se fait sentir au-delà des limites de la zone de dépôt. L'intérêt des réseaux de nivellement dans le suivi de l'évolution d'un site est ainsi mis en exergue ;
- les premières réactions du massif et des piliers, bien que modérées, ont été décelées à l'aide des mesures inclinométriques et extensométriques ;
- le premier stade d'endommagement du quartier instrumenté s'est manifesté par l'apparition de fissures observables à l'œil nu, par un écaillage des piliers, en coin et en pied, par des chutes de toit et par la migration des infiltrations d'eau en ciel de galerie du cœur de la zone surchargée vers sa périphérie ;
- la nature de l'endommagement a également été observée au moyen de l'auscultation sismique. L'imagerie tridimensionnelle est recommandée en phase préliminaire de reconnaissance de la structure du milieu et doit être suivie d'une étude détaillée en tomographie bidimensionnelle basée sur la réalisation de profils perpendiculaires aux discontinuités révélées en première phase ;
- la modélisation par éléments finis et par éléments distincts est en accord avec les résultats des mesures de contraintes et a permis d'appréhender le rôle de la fracturation dans les reports de charge.

Dans la zone surchargée, les inspections et mesures annuelles montrent sur une période de plus de quinze ans une évolution lente mais régulière des phénomènes de vieillissement, marquée par le développement de la fissuration dans les piliers, et par la poursuite de l'affaissement du toit.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ALFONSI P., DURVILLE J.-L., RACHEZ X., Quelques applications de la méthode des éléments distincts en mécanique des roches, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **214**, mars-avril 1998, pp. 31-43.
- DENIS A., DURVILLE J.-L., MASSIEU E., THORIN R., Problèmes posés par un calcaire très poreux dans l'étude de la stabilité d'une carrière souterraine, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **152**, novembre-décembre 1987, pp. 69-74.
- GAUTIER V., *Imagerie Sismique 2D et 3D : Application aux ouvrages d'Art*, Mémoire de thèse, Université Pierre et Marie Curie, **1991**, 134 pages.
- GENSANE O., KONYUKHOV B., LE MOUËL J.-L., MORAT P., SP coseismic signals observed on an electrodes array in an underground quarry, *Geophysical research letters* vol. 26, **1999**, pg 3529-3532 dec1.
- MAZZOLENI G., GOUIN T., RICHARD J.-C., Détermination du tenseur des contraintes dans un massif rocheux par relâchement local des contraintes en fond de forage, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **172**, mars-avril 1991, pp. 121-131.
- MOIRIAT D., *Évolution des désordres dans les carrières souterraines abandonnées*, Mémoire de thèse université Paris XI, **2001**, 395 pages.
- ROCHET L., THORIN R., *Comportement d'une carrière abandonnée lors de son chargement par un remblai*, Industrie Minérale - Mines et carrières, **1989**.
- THORIN R., POTHÉRAT P., *Stabilité des carrières souterraines abandonnées, le Laboratoire souterrain*, Rapport interne LCPC/ LROP, **1994**, 84 pages.