

# L'effondrement en cours de construction du tunnel « METEOR »

**M. RAT**

*Ingénieur général des Ponts  
et Chaussées honoraire  
6, rue des Abricotiers  
92350 Le Plessis-Robinson  
marcel.rat@free.fr*

## Résumé

Dans la nuit du 14 au 15 février 2003, la voûte du tunnel en construction pour le prolongement « Olympiades » de la ligne de métro « Météor » s'est effondrée, entraînant la formation d'un fontis dans la cour de l'école maternelle Auguste-Perret. Dans une première partie, on reprend le déroulement de l'opération : des études jusqu'au chantier. Puis on analyse sur les causes de la rupture. Enfin une rétro-analyse de l'opération est faite pour tirer les leçons d'un tel effondrement sur la conduite des études et des chantiers dans les zones à forts risques.

*Mots-clés : tunnel, effondrement de la voûte, fontis, études géologiques et géotechniques, travaux, analyse de la rupture, leçons.*

# The collapse of the tunnel « METEOR » under construction

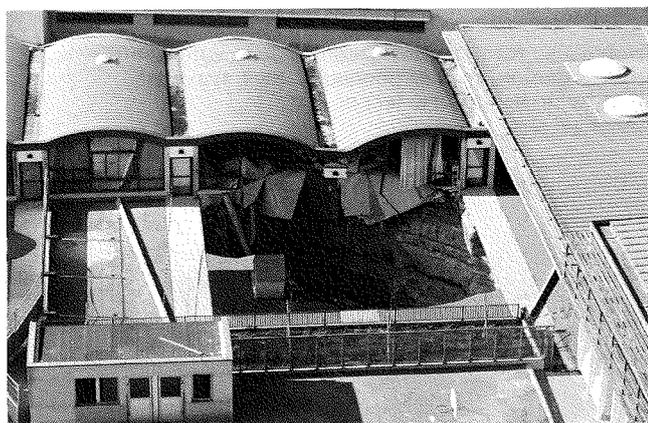
## Abstract

In the night of the 14 at February 15, 2003, the vault of the tunnel in construction for the prolongation « Olympiades » of the underground line « Météor »'s collapsed, involving the formation of a fontis in the court of the school « Auguste Perret ». In a first part, we resume the progress of the operation: from the initial studies to the construction site. Then we analyze the causes of the rupture. Finally a retro analysis of the operation is made to learn the lessons from such a collapse on the control of the studies and the construction in zones at the strong risks.

*Key words: tunnel, collapse of the vault fontis, geological and geotechnical studies, construction, analysis of the rupture, lessons.*

## Introduction

Dans la nuit du 14 au 15 février 2003, la voûte du hall d'entretien en construction pour le prolongement « Olympiades » de la ligne de métro « Météor » s'est effondrée, entraînant la formation d'un fontis de 15 m de diamètre environ dans la cour de l'école maternelle Auguste-Perret (Photo 1). Compte tenu des conséquences qu'un tel événement aurait pu avoir, le ministre de l'Équipement a demandé qu'une enquête administrative soit faite sur le déroulement de cette opération afin d'en tirer tous les enseignements. Cet article reprend seulement les aspects géotechniques analysés pendant cette enquête.



© RATP PIL - Didier Dupuy

560n10 - 21/02/2003

PHOTO 1 Vue du fontis.

Le projet de prolongement (Fig. 1) comportait, outre le hall d'entretien de 145 m de longueur et 14,5 m d'ouverture, un tunnel de circulation des rames de 7,6 m d'ouverture. Le choix du tracé a été guidé par un environnement très contraint : bâtiments avec sous-sol, écoles, carrières et par les prolongements éventuels de la ligne ; il a été fait après l'étude de nombreuses variantes. Les conditions géologiques – présence des argiles du Sparnacien aux très faibles caractéristiques mécaniques ont conduit à retenir un ouvrage à faible profondeur – 10 m au-dessus de la voûte à comparer au 14,5 m d'ouverture – pour que le radier soit calé au-dessus de ces argiles qui auraient pu conduire à des tassements importants et à des désordres suite à leur gonflement (Fig. 2).

## Déroulement de l'opération

### Les études

Les reconnaissances se sont étalées sur une longue période : 8 ans ; plusieurs entreprises de sondages y ont participé. Il en résulte une certaine variabilité dans les descriptions des terrains. Le tracé, qui se développe sur une longueur de 680 mètres, a été reconnu par 15 sondages carottés, un puits et 27 sondages destructifs. Compte tenu de l'étude de différentes variantes, on disposait au total de 31 sondages carottés et 35 sondages destructifs. Au niveau du hall (Fig. 3), on disposait de 3 sondages carottés au voisinage des extrémités, d'un essaim de 12 sondages carottés pour reconnaître la zone des carrières remblayées, de deux sondages pressiométriques, de sondages destructifs et d'un puits. Ces données acquises par la RATP étaient complétées par deux campagnes de reconnaissance faites

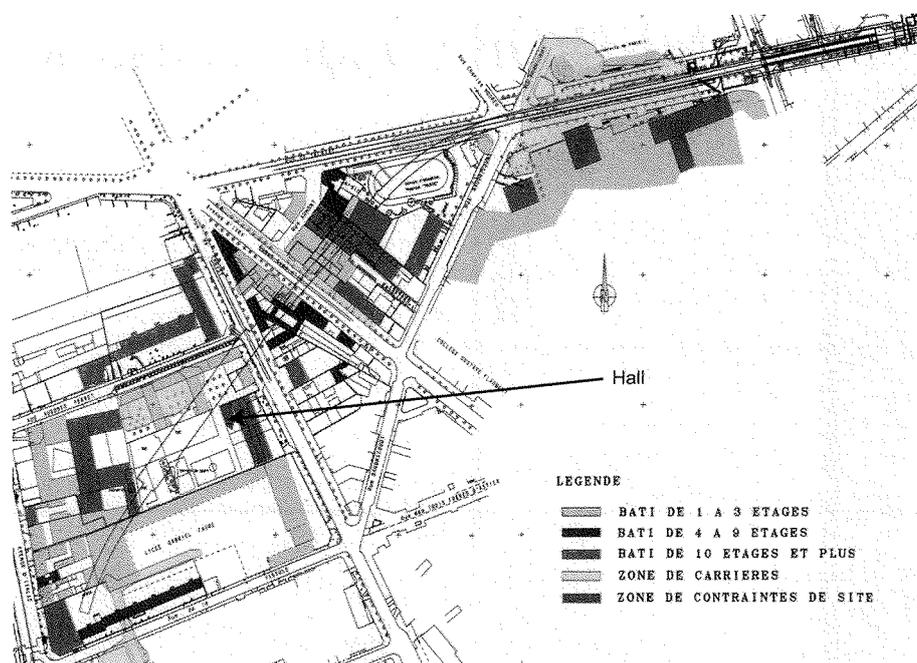


FIG. 1 Plan de situation.

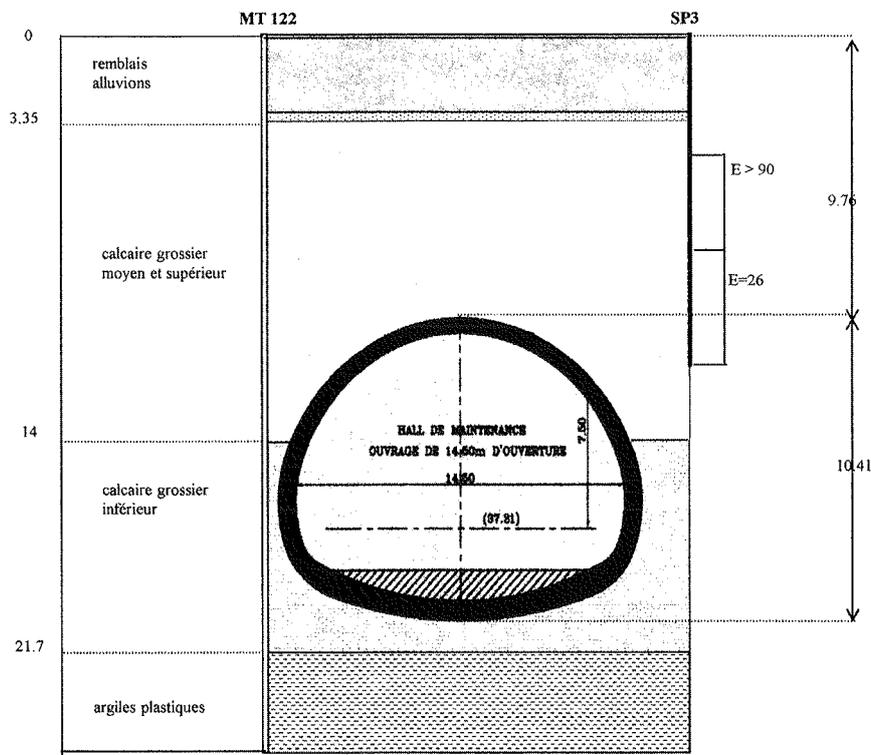


FIG. 2 Coupe de l'ouvrage.

par la ville de Paris dans le cadre de travaux d'agrandissement de l'école : 5 sondages pressiométriques et 6 sondages destructifs.

Au niveau du hall (Fig. 2), sous une épaisseur de l'ordre de 3 m de remblais et alluvions, on rencontre le calcaire grossier du Lutétien subdivisé en deux ensembles inférieur et supérieur sur une épaisseur de 17 m, puis les argiles du Sparnacien. La structure géologique sur l'axe est simple : un très faible pendage vers la Seine. A proximité immédiate du hall, le calcaire grossier

supérieur avait fait l'objet d'exploitation à ciel ouvert, remblayée par la suite.

De nombreux essais d'identification et de mesures des caractéristiques mécaniques ont été réalisés. Malheureusement, comme on redoutait le comportement des argiles, ils ont concerné avant tout ce matériau. Pour le calcaire grossier, seuls quelques essais ont pu être réalisés sur les carottes et leurs résultats comparés aux observations faites dans le puits de reconnaissance (essai de plaques) ou lors du creusement de la section

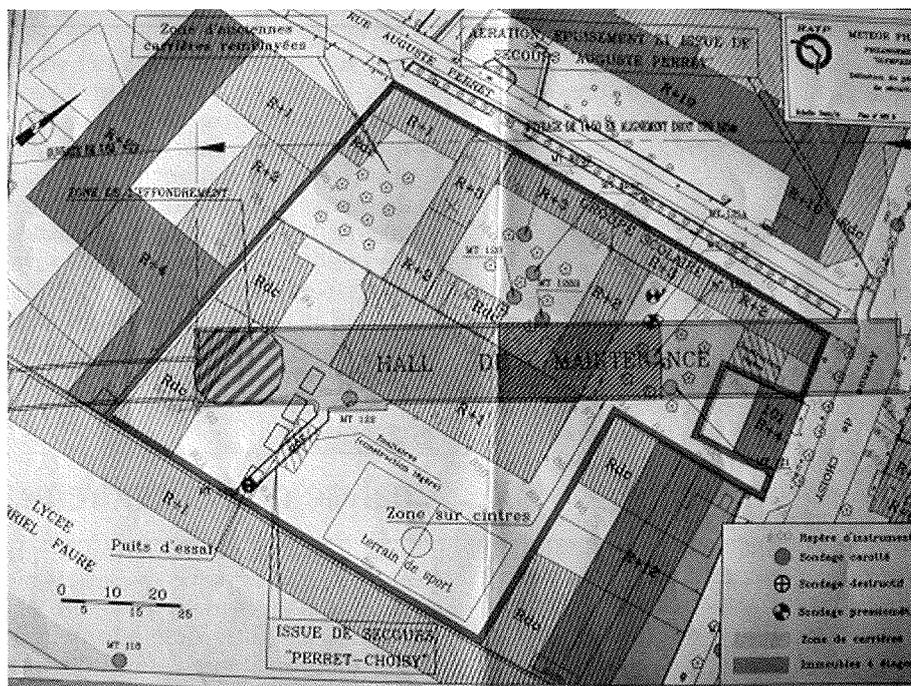


FIG. 3 Plan du hall.

précédente. Ceci a conduit à attribuer au calcaire grossier supérieur, pour l'ensemble du projet un module de 850 MPa et une cohésion de 500 kPa et un module de 1 000 à 1 500 MPa pour le calcaire grossier inférieur. Notons que ces valeurs étaient très supérieures aux modules mesurés au pressiomètre, au niveau du fontis, dans le calcaire grossier supérieur : 90 MPa pour les quatre premiers mètres et 26 pour les suivants.

Une première note de calcul a été faite pour étudier l'effet du gonflement des argiles sur les ouvrages souterrains. Elle montrait que la voûte du hall, malgré sa grande portée était autostable ; compte tenu de la commande, les auteurs ont examiné l'amplitude des tassements en surface, inférieurs à 10 mm et l'effet du gonflement à long terme des argiles plastiques. Cette note a été complétée en mars 2002 par une deuxième portant sur l'influence de la position du toit des argiles plastiques sur les tassements de surface ; elle a confirmé les résultats de la première.

La synthèse de toutes les études a été faite par les équipes de la RATP. Le contrôle extérieur de cette synthèse a été effectué par le bureau SIMECSOL.

Dans son avis, SIMECSOL note que « l'intérêt d'inscrire l'ouvrage dans le calcaire réside dans le fait que l'excavation est ainsi quasiment autostable avec des soutènements réduits ». Il recommandait la réalisation d'essais dilatométriques, pour obtenir la valeur du module de déformation du massif, ces essais étant plus représentatifs que les essais pressiométriques. (Ces essais n'ont été réalisés qu'après l'effondrement). Il concluait, que, dans ces conditions, pour les ouvrages jusqu'à 7,60 m d'ouverture, « un renforcement des terrains par boulonnage empêchant la décohésion du massif et la réalisation d'une coque en béton projeté destinée à reprendre le poids de blocs susceptibles de se détacher entre les boulons sont alors suffisants pour assurer la stabilité de l'excavation, en ajoutant qu'à tout moment ce soutènement peut être renforcé si les propriétés du calcaire grossier s'avèrent trop médiocres ». Cependant, pour la zone du hall, SIMECSOL retenait la solution envisagée par la RATP d'un soutènement plus lourd, constitué par des cintres réticulés et 30 cm de béton projeté (en sus du boulonnage), afin d'obtenir une rigidité suffisante et à titre de précaution. Il était prévu, en outre, une réalisation par demi-section et, au niveau des carrières à ciel ouvert une injection des remblais à partir d'une galerie pilote en partie supérieure de la section.

## 2.2

### Les travaux

Le marché « travaux » a été conclu au forfait avec l'entreprise. Celle-ci a refait les calculs de stabilité sur la base des données géomécaniques indiquées ci-dessus portant sur la zone courante (hors carrière), s'appliquant donc au tronçon où s'est produit l'effondrement, elle a conclu à l'autostabilité de l'excavation (sans soutènement, ce qui confirmait les études précédentes). Elle conclut : « Aucun tassement important n'est visible au niveau du terrain naturel (maxi de 10,60 mm). On constate donc qu'aucun soutènement n'est nécessaire pour la stabilité de l'ouvrage ». Cette note ne mentionne pas les convergences attendues lors du creusement du stross.

Ces calculs ont été complétés par une application des principales classifications géomécaniques (AFTES, Barton, Bieniawski) pour conclure à « recommander la

mise en œuvre d'un soutènement provisoire constitué d'un boulonnage systématique à un pas de 1,5 à 2 m, à arrêter en fonction de la fracturation du terrain, complété par un treillis soudé et lorsque nécessaire par une couche de béton projeté de 30 mm d'épaisseur ». Il faut noter que l'application de ces méthodes a été très sommaire : calcul en sensibilité pour la fracturation du massif, en prenant pour seule discontinuité la stratification du massif.

La résistance des boulons de 3 m a été vérifiée par rapport à la suspension d'une épaisseur de calcaire de 1 m, ce qui montre bien que la préoccupation était la stabilité locale – chute de blocs – et non pas la stabilité de la voûte.

La RATP n'a pas accepté toutes les demandes de l'entreprise, exigeant une densité minimale de boulons et « une coque complémentaire de 100 mm de béton projeté mise en œuvre dans la semaine suivant l'excavation ».

Après l'étude de différentes variantes de creusement, l'excavation devait être effectuée en trois phases :

- demi-section supérieure, avec une hauteur de 4,30 m à la clé, donc un peu réduite par rapport à celle qui figurait sur le profil-type du marché ; elle était essentiellement dans le calcaire grossier supérieur ;
- stross sur 3,20 m d'épaisseur (jusqu'au niveau du rail futur), terrassé en 2 passes verticales elles-mêmes décomposées en deux parties (droite et gauche) ;
- terrassement du radier.

En demi-section supérieure, l'excavation a été menée en avançant, avec un décalage variable, deux galeries latérales de part et d'autre d'un pilier central rectangulaire, pour tenir compte du délai d'injection des carrières. Au niveau de l'effondrement, les travaux ont été interrompus en décembre après la première phase d'excavation du stross pour maintenir une rampe d'accès. Ils ne reprendront que le 14 février au matin.

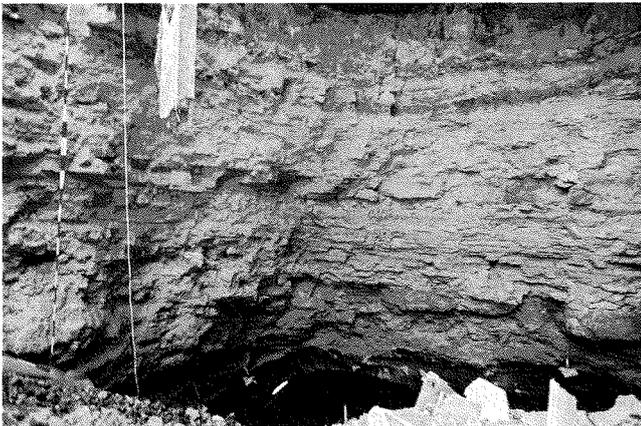
Le suivi géotechnique de travaux a été faible, aucun géotechnicien n'étant présent en permanence sur le chantier. Il consistait en la prise des photos des fronts, à des mesures de convergence et surtout à des mesures de tassement. Les comptes rendus journaliers de l'entreprise fournissaient quelques observations sur la qualité des terrains et sur les chutes de blocs. L'attention était seulement attirée par l'importance des tassements plus importants que ceux prévus allant localement jusqu'à 30 mm au niveau de l'effondrement au lieu de 10 calculés et autorisés (graphique). En revanche, la cuvette de tassement est pratiquement limitée à l'aplomb de l'excavation. Des mesures de convergence étaient aussi réalisées. Aucune observation ne laissait présager l'effondrement.

## 3

### Analyse de l'effondrement

On ne dispose d'aucune donnée sur la formation du fontis et sur d'éventuels signes précurseurs, personne n'étant présent sur le chantier. Seules, les observations faites sur le fontis permettent d'imaginer le mécanisme de l'effondrement. On constate tout d'abord que les limites du fontis correspondent exactement au bord de l'excavation, ce qui est en accord avec la cuvette de tassement mesurée.

L'observation des bords du fontis fait ressortir une différence nette entre les bords droit (Photo 2), calcaire bien stratifié, en bancs peu épais, et gauche (Photo 3), pas de stratification.



© RATP PIL - Didier Dupuy

570n18 - 05/03/2003

**PHOTO 2** Bord droit du fontis.



© RATP PIL - Didier Dupuy

571n22a - 05/03/2003

**PHOTO 3** Bord gauche du fontis.

Ce bord gauche du fontis correspond probablement à une fissure ouverte avec des traces de circulation d'eau et d'altération du calcaire, cette fissure étant localisée à la limite du piédroit et ne se prolongeant pas dans le calcaire grossier inférieur. Une légère anomalie de la structure est aussi visible. D'une manière plus générale, le calcaire grossier supérieur apparaît particulièrement fissuré dans la zone de l'effondrement, (une fissure verticale est également apparente côté nord), la direction principale des fissures verticales est sensiblement parallèle à la direction du creusement, mais il existe une deuxième famille, moins marquée, dans une direction perpendiculaire.

Toutes les observations faites montrent que le calcaire grossier supérieur n'a pas les caractéristiques mécaniques homogènes qui lui ont été attribuées pour les calculs. En particulier, l'effondrement démontre que le calcaire supérieur n'a pas, à l'échelle de l'excavation, en raison de la présence de bancs à faible cohésion et de fractures verticales, une résistance suffisante pour

garantir la stabilité de la voûte du hall sans report de charge par effet d'arc. Elles montrent aussi, que lors de l'utilisation des classifications AFTES, Bienavski, en ne tenant pas compte de la fissuration verticale et de la faible épaisseur locale des bancs, les qualités du terrain ont été très surestimées.

Implicitement, en mettant en œuvre un soutènement léger, destiné à se prémunir contre des instabilités locales, on supposait que l'effet d'arc pourrait se maintenir dans le terrain sans difficulté. Plusieurs éléments défavorables ont joué :

- la raideur apparemment nettement plus grande du calcaire grossier inférieur (il n'est pas fracturé) n'a pas facilité la convergence de la voûte nécessaire au maintien de l'effet d'arc en cas de tendance au relâchement des contraintes de compression ;
- l'hétérogénéité et les singularités du terrain encaissant ont eu un rôle important compte tenu des dimensions de la voûte ;
- la voûte étant très plate, le rayon des arcs assurant le report de charge est plus grand, ce qui, d'une part, augmente leur chargement, d'autre part, les rend plus fragiles vis-à-vis des phénomènes de cisaillement entre bancs ou de relâchement par déplacement d'appui ;
- la longueur des arcs étant plus grande, le risque d'intercepter des zones fracturées défavorables était augmenté ;
- la division de la section adoptée pour le travaux n'a probablement pas favorisé la création de l'effet d'arc.

La coque en béton projeté, de 10 cm d'épaisseur seulement et à contour irrégulier, n'était pas à même de reprendre un report de charge important et brutal. Elle a quand même sans doute contribué à limiter l'extension de l'effondrement. Sur les quelques mètres les plus proches du fontis on pouvait remarquer des écaillages du béton projeté en voûte et en reins, traduisant son chargement. Cette partie n'ayant pas pu être consolidée après le premier sinistre, pour des questions de sécurité, s'est effondrée dans la nuit du 19 au 20 mars, sans que les mesures de tassement aient laissé prévoir cette deuxième rupture.

Il est donc probable que de légers déplacements au droit de ces zones de fissures ont entraîné une rupture brutale de l'effet d'arc, les vibrations lors de la reprise du chantier pouvant être l'élément déclencheur.

## 4

### Analyse rétrospective de l'opération

A tous les stades du déroulement du projet, des observations ou des éléments n'ont pas été pris en compte.

#### 4.1

### Reconnaissance géologique

Toutes les données n'ont pas été utilisées. Des coupes précises des sondages carottés et l'utilisation de l'ensemble des sondages pour étudier la structure du site aurait attiré l'attention sur des petites anomalies géologiques que la seule coupe sur l'axe ne pouvait pas révéler. Les sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de foration montrent que dans

la zone du hall, les bancs résistants ont une épaisseur généralement inférieure à 50 cm ; à partir de l'ensemble des sondages a été dressée la carte de l'interface entre deux bancs du calcaire grossier (Fig. 5). Elle met bien en évidence une anomalie au niveau du fontis. En complément des exploitations souterraines et à ciel ouvert, il existait des galeries de reconnaissance, encore visibles, dans le calcaire grossier. Celle sous l'avenue d'Ivry montrait l'importance de la fissuration verticale du calcaire dont la direction était voisine de celle du hall. L'absence d'exploitation dans cette zone provenait probablement de la mauvaise qualité du calcaire observé dans ces galeries.

#### 4.2

### Caractéristiques mécaniques

Il est effectivement très difficile d'apprécier les caractéristiques mécaniques du calcaire grossier, ce qui aurait dû conduire à une grande prudence. Si elle a été conduite normalement, il faut souligner qu'elle a été faite pour l'ensemble du projet bien que les reconnaissances aient mis en évidence une qualité moindre du calcaire dans la zone du hall (pour le reste du projet, le calcaire avait bien les caractéristiques prévues). En particulier, dans la zone du fontis, l'épaisseur des bancs est beaucoup plus faible. L'application des méthodes empiriques a conduit à surestimer fortement ces caractéristiques, d'autant plus que les sondages ne renseignaient pas sur la fissuration verticale. Il est plus surprenant de voir que les essais pressiométriques n'ont pas été pris en compte : les valeurs très faibles qu'ils fournissaient ont dû être considérées comme reflétant leur mauvaise qualité. Pour pallier ce manque, des essais dilatométriques avaient été demandés par le contrôle extérieur des études. Ils ont été malheureusement réalisés après le fontis. Ils montrent une très forte anisotropie des terrains, avec selon la direction des modules de 240 et 800 MPa, la valeur la plus faible

résultant de la fissuration ouverte des terrains. Comme souvent, c'est le sondage qui n'a pas été réalisé qui coûte le plus cher à la fin des travaux.

#### 4.3

### Modélisation

Les différentes modélisations ont conduit à des résultats quasiment identiques, ce qui n'est pas surprenant : elles procèdent toutes du même type de modèle et les caractéristiques mécaniques étaient les mêmes. Il aurait fallu pallier l'absence de données fiables en estimant par différents calculs l'influence des valeurs prises en compte. De ce fait, elles ont renforcé le sentiment de sécurité pour ce projet.

#### 4.4

### Suivi du chantier

Il a été sommaire et les observations faites n'ont pas été exploitées. Les tassements, à cause de leur répercussion sur le bâti, mobilisaient l'attention des acteurs. Le maître d'œuvre demandera, par exemple, un renforcement du soutènement au niveau de l'avenue de Choisy. Mais les divergences entre les tassements calculés et ceux observés ne sont jamais interprétées en terme de caractéristiques des terrains, donc de stabilité globale de l'excavation. Aucune relation n'apparaît entre les observations faites en tunnel et les tassements. La cuvette de tassement est pratiquement limitée à l'aplomb du hall. Dans la zone de l'effondrement, les tassements étaient quasiment stabilisés (Fig. 4).

Un premier rapport indiquait dès le 29 octobre 2002 que, pour retrouver des tassements de 16 mm à la fin de l'excavation de la demi-section supérieure il fallait introduire en clef de voûte une couche de calcaire avec des caractéristiques réduites. Mais les répercussions

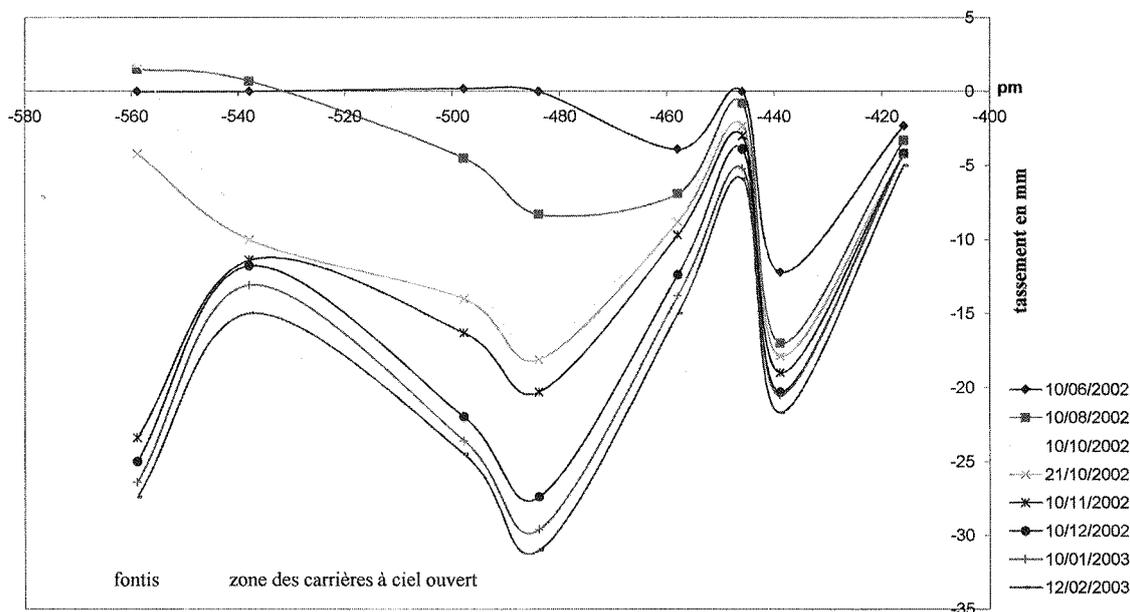


FIG. 4 Tassement dans l'axe du hall.

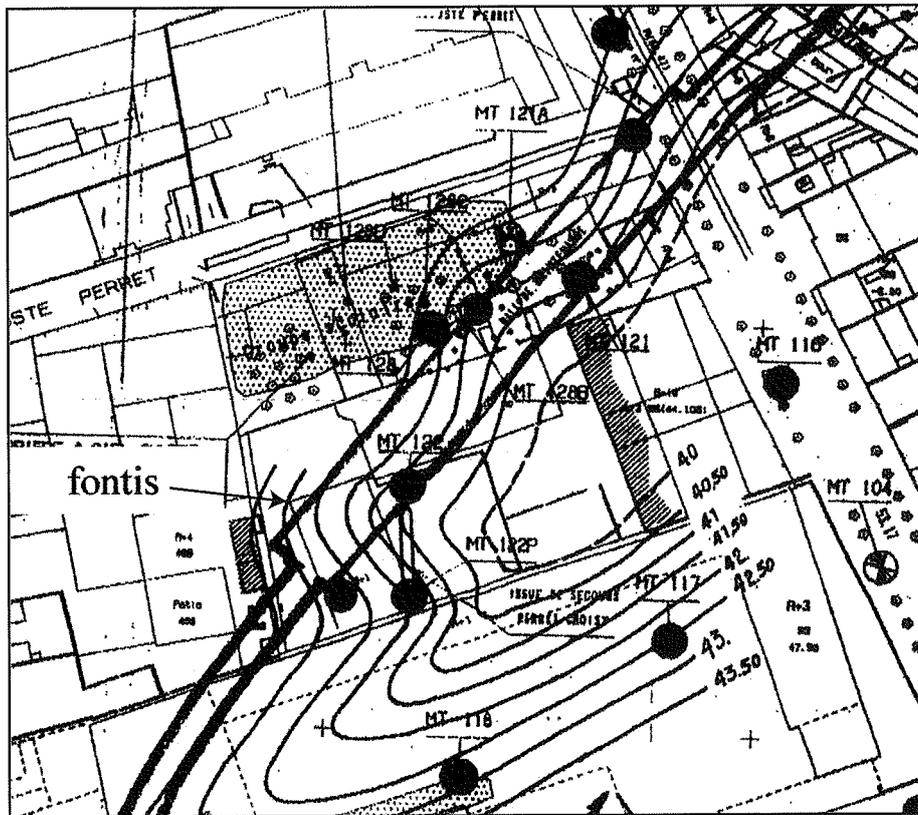


FIG. 5 Carte isohypse de l'interface lambourdes/banc à verains (d'après M. Duvauchelle).

sur la stabilité de la voûte n'étaient pas mentionnées. La préoccupation au moment de l'effondrement était la méthode de réalisation du radier, pour minimiser les tassements.

Les convergences mesurées sur sept profils (dont un dans la zone effondrée) sont difficilement interprétables. En effet, compte tenu de la méthode par sections divisées, les profils ne sont posés qu'après l'excavation complète de la demi-section supérieure ; on ne voit donc que l'effet du creusement du stross. Le massif de calcaire grossier inférieur étant peu déformable, les convergences, au niveau de la demi-section supérieure sont faibles. Compte tenu de la précision des mesures, il n'est pas possible d'affirmer si celles-ci étaient complètement stabilisées avant l'effondrement, mais on n'observait pas de variation anormale entre les deux dernières mesures (la dernière mesure datait du 12 février 2003).

La lecture des comptes rendus journaliers, rédigés par l'entreprise a permis de suivre le déroulement des travaux. Ils renseignent sur la qualité des terrains et sur les hors profils. Ainsi sont mentionnés pour la première fois le 16 septembre 2002 des « terrains mauvais ! » au pm 543 sur le côté gauche de la galerie latérale gauche (pour mémoire, l'effondrement s'est produit entre les pm 550 et 565, la notion de droite et de gauche est définie en regardant le tunnel dans le sens des pm croissants). Cette mention restera, pour cette galerie latérale, dans pratiquement tous les comptes rendus jusqu'à la fin des travaux du hall. Il semble que la densité des boulons ait été notablement augmentée. On retrouve la même mention, au pm 485, mais sur l'excavation de la galerie droite.

Les chutes de blocs importantes, généralement en clef de voûte et les hors profils sont aussi notés : à partir

du pm 485, elles se multiplient : l'imprécision des relevés ne permet pas de suivre exactement leur développement et l'orientation de ces anomalies. Leur importance est très grande (Photo 4), puisqu'il en résulte des hors profils de 1 mètre alors que la couverture calcaire au-dessus de la voûte n'est que de 6,40 mètres. Il semble cependant qu'une bande de terrain de mauvaise qualité recoupe le hall entre les pm 485 et 566, sa direction étant donc très voisine de celle de la fracturation. Il n'y a pas eu de synthèse de l'ensemble de ces observations. Seul, le boulonnage a été renforcé pour tenir compte des chutes de blocs. A aucun moment, l'instabilité de la voûte n'a été envisagée.

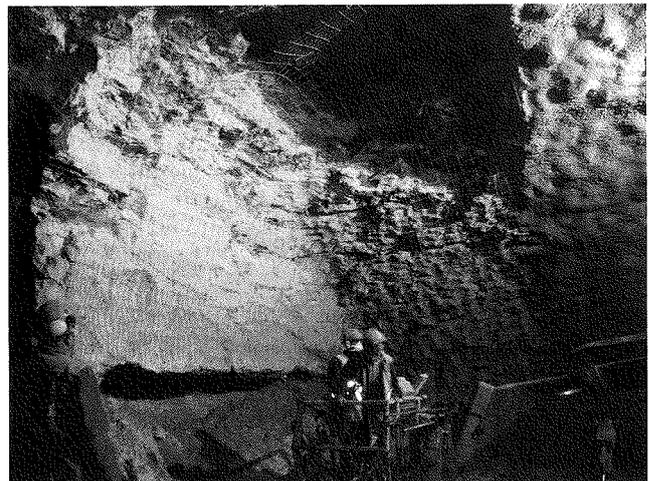


PHOTO 4 Hors profil.

Toutes ces observations auraient dû conduire à un renforcement du soutènement comme prévu au marché. Mais la prise d'une telle décision n'était certainement pas favorisée dans le cadre d'un marché conclu au forfait.

5

## Conclusion

Les accidents de chantier sont généralement la conséquence de l'accumulation d'erreurs successives, comme le démontre malheureusement ce cas. On retrouve ainsi les causes habituelles : la confiance excessive liée à l'expérience de chantiers similaires,

qui ne tient pas compte des spécificités locales, l'attention focalisée sur un problème, les tassements, au détriment des autres aspects, une absence de synthèse des reconnaissances géologiques, en particulier les coupes géologiques sont sur l'axe des projets et, rarement sur les profils en travers, une confiance absolue des acteurs dans les modélisations, l'absence de géotechnicien qualifié pour suivre le chantier, l'absence de comparaison entre les hypothèses faites au niveau des études et les conditions réelles de chantier permettant d'orienter le chantier et des réactions inappropriées des différents acteurs. Il est souhaitable pour ce type d'opération complexe qu'un contrôle externe continu soit réalisé dès la phase des études jusqu'à la fin des travaux.