

Travaux

n° 806

• PRÉSENTATION
GÉNÉRALE
DU PROJET

• TRÉMIES
ET TRANCHÉES
COUVERTES

• TUNNEL FORÉ



**Tunnel
de Toulon
(1^{re} partie)**

Travaux

numéro 806

Sommaire

mars 2004

Tunnel de Toulon (1^{re} partie)



Notre couverture

Réalisation du tube.
Prise de poste

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

RÉDACTION

Roland Girardot et Henry Thonier
3, rue de Berri - 75008 Paris
Tél. : (33) 01 44 13 31 83
thonierh@fnpt.fr

SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

Françoise Godart
Tél. : (33) 02 41 18 11 41
Fax : (33) 02 41 18 11 51
francoise.godart@wanadoo.fr

VENTES ET ABBONNEMENTS

Agnès Petolon
10, rue Clément Marot - 75008 Paris
Tél. : (33) 01 40 73 80 05
revuetravaux@wanadoo.fr

France (11 numéros) : 170 € TTC

Etranger (11 numéros) : 210 €

Etudiants (11 numéros) : 60 €

Prix du numéro : 20 € (+ frais de port)

MAQUETTE

T2B & H
8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris
Tél. : (33) 01 44 64 84 20

PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle
Martin Fabre
61, bd de Picpus - 75012 Paris
Tél. : (33) 01 44 74 86 36

Imprimerie Chirat
Saint-Just la Pendue (Loire)

La revue Travaux s'attache, pour l'information de ses lecteurs, à permettre l'expression de toutes les opinions scientifiques et techniques. Mais les articles sont publiés sous la responsabilité de leurs auteurs. L'éditeur se réserve le droit de refuser toute insertion, jugée contraire aux intérêts de la publication.

Tous droits de reproduction, adaptation, totale ou partielle, France et étranger, sous quelque forme que ce soit, sont expressément réservés (copyright by Travaux).
Ouvrage protégé; photocopie interdite, même partielle (loi du 11 mars 1957), qui constituerait contrefaçon (Code pénal, article 425).

Éditions Science et Industrie S.A.

3, rue de Berri - 75008 Paris
Commission paritaire n° 0106 T 80259



éditorial

Daniel Tardy

1

actualités

6

techniques et matériaux

13

matériels

16

PRÉFACE

Michel Mermet

19

PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

◆ Description générale du projet et insertion dans son environnement
- *General description of the project and integration into its environment*

20

A. Chabert, J.-P. Durand

◆ Contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique du site
- *Geological, hydrogeological and geotechnical context*

26

M. Rat, J.-Fr. Serratrice

LES TRÉMIES ET LES TRANCHÉES COUVERTES

◆ Les accès : trémies et tranchées couvertes
- *Tunnel access: approaches and cut-and-covers*

31

J.-P. Durand

LE TUNNEL FORÉ

◆ Description du tunnel foré
- *Description of the bored tunnel*

35

A. Chabert, J.-P. Durand

◆ L'étanchéité
- *Waterproofing*

37

J.-L. Mahuet

◆ Procédé initial de construction
- *Initial construction process*

39

B. Bizon, J.-P. Durand

◆ Le fontis du 15 mars 1996
- *The subsidence cavity of 15 March 1996*

44

A.-A. Robert, A. Guilloux

◆ Adaptation des méthodes de creusement et de soutènement
- *Adaptation of tunnel driving and supporting methods*

48

P. Rolandetti, P. Dubois, M. Mermet

◆ La gestion des moyens humains
- *Human resource management*

54

G. Vertut, P. Rolandetti, A. Chabert

Sommaire

mars 2004

Tunnel de Toulon (1^{re} partie)

Dans les prochains numéros

- Sols et fondations
- Tunnel de Toulon (2^e partie)
- Pont de Rion-Antirion
- Terrassements - Routes
- Travaux urbains - Environnement
- Ponts
- Réhabilitation d'ouvrages
- LGV Est



◆ L'organisation et le déroulement du chantier
- *Project organisation and execution*

P. Rolandetti

◆ Suivi du creusement en convergencemétrie et nivellement

- *Monitoring of tunnel driving by convergence measuring and levelling*

Fr. Lopez, Ph. Quemart

◆ Reconnaissances à l'avancement par sondages destructifs avec enregistrement de paramètres

- *Reconnaissance during tunnel advance by destructive boreholes with recording of parameters*

Fr. Lopez, Ph. Quemart

◆ Boulonnage de front - Etude expérimentale

- *Tunnel face rockbolting - Experimental study*

G. Mazzolèni, P. Dubois, B. Hodac

◆ La piézométrie

- *Piezometry*

J.-Fr. Serratrice

◆ Interprétation des déformations de surface

- *Interpretation of surface deformation*

J.-Fr. Serratrice, P. Dubois

◆ Le bâti

- *The building stock*

G. Teisseire, M. Beith, Fr. Marin

◆ Etudes et modélisation du creusement

- *Studies and modelling of tunnel driving*

P. Dubois

◆ Modélisation axisymétrique de jonction des deux fronts

- *Axisymmetric modelling of the junction between two faces*

L. Chantron

◆ Modélisation du confinement par une auréole de boulons divergents

- *Modelling of confinement by a ring of divergent bolts*

A. Guilloux



58

63

67

70

74

76

80

83

86

89

92

94

marchés

répertoire
des fournisseurs

PRÉFACE

La traversée souterraine de Toulon s'inscrit parmi les principaux projets récents d'amélioration du réseau des routes nationales.

La construction du premier tube, assurant le sens est-ouest, a été l'une des plus importantes réalisations de la dernière période sur ce réseau. Sa mise en service, le 19 septembre 2002, a constitué une étape importante de l'amélioration des déplacements dans l'agglomération toulonnaise.

La mise en souterrain du trafic de transit et des échanges est-ouest de l'agglomération, de part et d'autre de la ville préfecture, réduit en surface les nuisances et permet la reconquête d'espaces publics. Leur réaffectation à d'autres besoins de l'aménagement urbain favorisera notamment la réalisation du transport en commun en site propre (tramway) dont le projet, conduit par la communauté d'agglomération Toulon Provence Méditerranée (TPM) est très avancé.

La traversée souterraine de Toulon aura été le projet phare, porté par la direction départementale de l'Équipement du Var pendant plus d'une décennie. Elle le portera encore jusqu'à l'achèvement du second tube.

Cette réalisation de grande envergure, en site urbain, a été exceptionnelle aussi par les difficultés de toute nature auxquelles elle s'est heurtée.

Il était nécessaire d'en conserver la mémoire, pour bénéficier à l'avenir des enseignements qu'elle a fournis et pour témoigner des efforts consentis par tous ceux à qui ce résultat est dû.

Les principaux responsables de cette réalisation, qui ont été nombreux à accepter de participer à ce travail collectif de rédaction, en ont bien compris l'importance.

Qu'ils soient chaleureusement remerciés, de même que la revue Travaux qui a permis de concrétiser cette démarche.

Le résultat

• Le premier tube de la traversée souterraine de Toulon fut inauguré le 6 juillet 2002 par le ministre de l'Équipement. Le 19 septembre 2002 les premiers usagers découvraient qu'ils pouvaient traverser Toulon en 3 minutes dans le sens est-ouest et sans péage. Dans ce sens il n'y avait plus d'interruption entre l'autoroute A57 venant de Nice ou de Hyères et l'autoroute A50 vers Marseille ou Aix-en-Provence. Le trafic moyen se stabilisait rapidement autour de 25 000 véhicules par jour (soit environ 40 000 personnes), avec une bonne réserve de capacité.

L'histoire

• Au fil du temps, plus de 40 projets furent étudiés pour traverser la ville entre la mer et le Mont Faron. L'option du souterrain fut finalement retenue.

Les premiers sondages de reconnaissance géologique et géotechnique remontent à 1981.

Plusieurs dates importantes allaient jaloner l'histoire de ce projet :

- 16 septembre 1987 : prise en considération du projet et décision de cofinancement, par l'État, la région PACA, le département du Var, et la ville de Toulon ;
- 17 avril 1991 : déclaration d'utilité publique par décret du Premier ministre ;
- novembre 1991 : premiers travaux préparatoires ;
- août 1994 : début des grands travaux concernant le creusement du tunnel proprement dit sous le centre-ville de Toulon ;
- 15 mars 1996 : effondrement près du pont Marchand provoquant l'arrêt partiel du creusement jusqu'à début 1998 ;
- 13 mars 2000 : fin du creusement ;
- août 2000 : fin du génie civil avant les travaux de renforcement de la sécurité ;
- 19 septembre 2002 : mise en service.

Les difficultés

• A 35 m de profondeur, à 26 m sous le niveau de la mer, on ne disposait d'aucune expérience du sous-sol de Toulon et de son hydrogéologie très complexes et parfois imprévisibles.

Le choix de passer sous la ville impliquait la rencontre d'anciennes fortifications, la proximité des fondations d'immeubles de grande hauteur et de nombreux bâtiments construits à la fin du XIX^e siècle, aux structures fragiles. La maîtrise des tassements de surface était donc un impératif et constituait un challenge redoutable dans ce contexte.

L'effondrement de mars 1996 dans une zone non bâtie ne fit heureusement aucune victime. L'interruption du chantier, les expertises, le renforcement des méthodes de creusement eurent des conséquences lourdes sur le coût et sur le délai. La poursuite des travaux fut adaptée à un niveau de difficulté bien supérieure à ce qui avait été prévu à l'origine.

Le génie civil s'achevait en août 2000 lorsqu'entraient en vigueur les nouvelles règles de sécurité applicables aux tunnels routiers du réseau national suite à la catastrophe du tunnel du Mont-Blanc.

Moyennant un délai supplémentaire d'une année d'étude et de travaux, l'ouvrage allait bénéficier d'un renforcement des dispositifs de sécurité et des derniers progrès en matière de surveillance et d'exploitation.

Les hommes

• Chaque tunnel est différent, chacun est un prototype dont on ne peut faire de copie. Pourtant lorsqu'un tunnel routier est achevé son aspect est particulièrement simple, surtout s'il est réussi.

Pour ceux qui l'ont construit cette réalité est ingrate. Ils le voient différent de tous les autres. C'est leur tunnel, ils ont souvent de bonnes raisons d'en être fiers. C'est particulièrement le cas à Toulon.



MICHEL MERMET*

Conseil général des Ponts et Chaussées

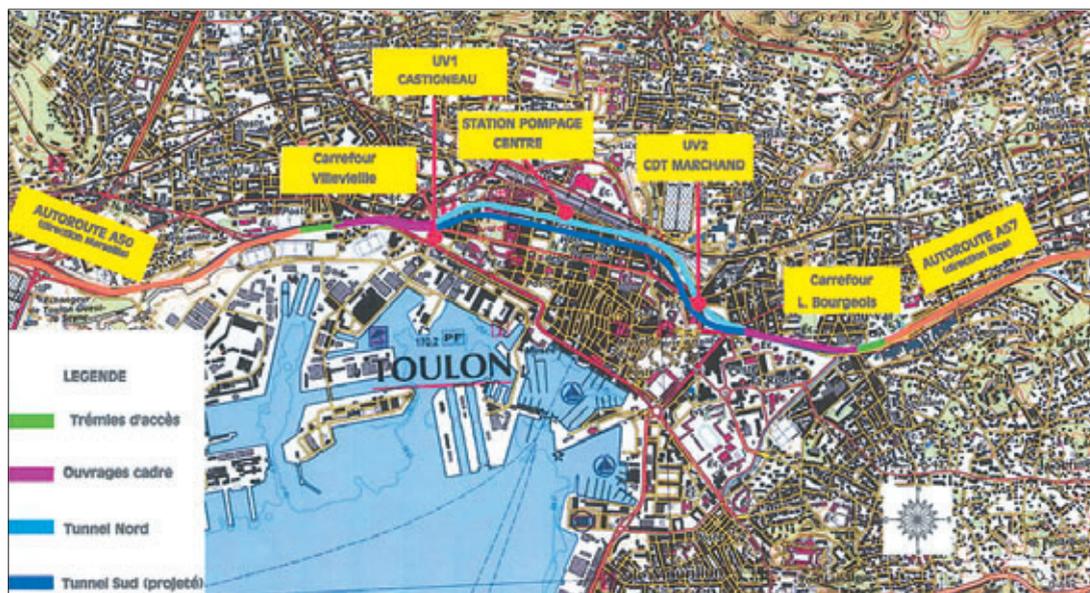
Mission d'inspection spécialisée des ouvrages d'art

* En 1998 Michel Mermet, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, fut chargé du pilotage de l'opération par le Directeur des Routes, après l'effondrement.

Description générale du dans son environnement

La traversée souterraine de Toulon a pour objet de relier les autoroutes A50 à l'ouest et A57 à l'est par un ouvrage souterrain à deux tubes de 3 km de longueur. En première phase, seul le tube nord est construit. En service depuis le 19 septembre 2002, il offre deux voies de circulation dans le sens Nice-Marseille. Long de 1847 m, le tunnel est encadré d'ouvrages d'accès construits en tranchée couverte. De multiples contraintes ont dû être prises en compte pour le choix du tracé. Les impacts du projet et les mesures d'accompagnement portent principalement sur le bruit, la qualité de l'air et l'intégration urbaine du projet.

Figure 1
Plan de situation
Location drawing



OBJET ET CONSISTANCE DU PROJET

Le tunnel de Toulon a été construit dans le cadre de l'opération intitulée "Liaison A50/A57 - Traversée souterraine de Toulon". Elle a pour objet d'assurer la continuité de l'itinéraire autoroutier du littoral varois au droit du centre-ville de Toulon avec le double objectif de :

- ◆ décharger le centre-ville du trafic de transit afin d'améliorer les conditions de circulation et de vie dans le centre urbain ;
- ◆ diminuer le temps de parcours pour l'usager en transit.

L'atteinte du premier objectif permettra notamment la réalisation du tramway et plus généralement le développement des transports en commun.

La solution retenue à l'issue des études préliminaires consiste à réaliser un ouvrage routier souterrain entre le débouché de l'autoroute A50 (Aubagne/Toulon) à l'ouest et celui de l'autoroute A57 (Toulon/Le Cannet- Nice) à l'est (figure 1).

Cet ouvrage est constitué de deux tunnels creusés encadrés de tranchées couvertes et de trémies dont les longueurs sont précisées dans le tableau I. Chaque tunnel permet le passage de deux voies de circulation avec un gabarit routier de 4,30 m.

Le projet est conçu selon les normes de "l'instruction sur les conditions techniques d'aménagement des voies rapides urbaines" (Ictavru) pour une vitesse de référence de 80 km/h et une vitesse maximale autorisée de 70 km/h.

Les installations qui assurent la ventilation de l'ou-

vrage se trouvent dans deux bâtiments appelés "unités de ventilation". L'un se situe au droit du carrefour Villevieille, à l'ouest, et l'autre dans les emprises de la gare de marchandises, en bordure de l'avenue Commandant Marchand au centre (respectivement désignées par UV1 et UV2) (figure 1).

La gestion technique du tunnel et du trafic est assurée depuis le "Centre d'ingénierie et de gestion du trafic" (Cigt) des autoroutes non concédées de l'agglomération (A50, A57 et A570). Il est situé à 8 km environ à l'est de l'ouvrage souterrain, à proximité de la bifurcation autoroutière entre A57 (vers Nice) et A570 (vers Hyères).

Placée sous la maîtrise d'ouvrage de l'Etat, cette opération est cofinancée par l'Etat (27,5 %), la région Provence-Alpes-Côte d'Azur (27,5 %), le département du Var (22,5 %) et la ville de Toulon (22,5 %).

PHASAGE DE RÉALISATION

La réalisation du projet est prévue en deux phases. La première phase comprend :

- ◆ les ouvrages d'accès communs aux deux tunnels ;
- ◆ le tunnel nord ;
- ◆ le génie civil des deux unités de ventilation et du centre d'exploitation pour les deux tunnels ;
- ◆ les équipements nécessaires à l'exploitation du seul tunnel nord.

Depuis le 19 septembre 2002, ce premier tunnel

projet et insertion

Alain Chabert



CHEF
DE L'ARRONDISSEMENT
DE TOULON
DDE Var

Jean-Pierre Durand



CHEF DE LA SUBDIVISION
TRAVERSÉE DE TOULON
DDE Var



Photo 1
Déviations de circulation au carrefour Villevieille
Traffic diversions at Villevieille intersection



Photo 2
Déviations de circulation au carrefour Léon Bourgeois
Traffic diversions at Léon Bourgeois intersection

est opérationnel et assure une circulation de sens est/ouest. Cette mise en service s'accompagne de la révision du plan de circulation de la ville de Toulon qui intègre progressivement le développement des transports en commun étudié dans le cadre du plan de déplacements urbains.

La deuxième phase comprend :

- ◆ l'achèvement des ouvrages d'accès ;
- ◆ la construction du tunnel sud ;
- ◆ les équipements nécessaires à l'exploitation du tunnel sud.

Les études du tunnel sud, prévues en parallèle au contrat de plan Etat/Région Provence-Alpes-Côte d'Azur, sont en cours.

■ LES CONTRAINTES DU SITE

Un chantier dans des emprises autoroutières et sous la voirie communale

Le chantier a été réalisé dans les emprises autoroutières en ce qui concerne la construction des ouvrages d'accès est et ouest au tunnel et sous la voirie communale en ce qui concerne le creusement du tunnel proprement dit.

Ainsi, dès la conception du projet, un découpage des ouvrages d'accès a dû être prévu afin de maintenir la circulation générale sur les autoroutes A50 et A57, de permettre le fonctionnement des carrefours Villevieille et Bir Hakeim d'entrée du centre-ville et d'assurer les accès aux habitations riveraines et aux immeubles d'activités (photos 1 et 2).

De plus, de nombreux déplacements des réseaux présents dans ces emprises ont dû être effectués

| | Première phase | | Deuxième phase |
|-------------------------|----------------|------------|----------------|
| | Tunnel nord | Tunnel sud | Tunnel sud |
| Trémie ouest | 225 m | 175 m | ----- |
| Tranchée couverte ouest | 485 m | 317 m | 210 m |
| Tunnel creusé | 1 847 m | ----- | 1 818 m |
| Tranchée couverte est | 637 m | 440 m | 201 m |
| Trémie est | 139 m | 141 m | ----- |
| Total | 3 333 m | | 3 302 m |

Tableau I
Longueur des différents ouvrages
Length of the various structures

avant le début des travaux pour les ouvrages d'accès. Une surveillance des réseaux de gaz et d'eau potable a dû être mise en œuvre pendant l'excavation du tunnel en raison des tassements en surface consécutifs aux phases de creusement.

La présence d'immeubles de grande hauteur

La construction des ouvrages d'accès selon la technique de la tranchée couverte et celle du tunnel par excavation avec présoutènement ont dû prendre en compte la présence de deux immeubles de grande hauteur : "Le Concorde" et "Le Sadi Carnot" situés tous deux aux abords immédiats ouest du tracé.

Un surdimensionnement des ouvrages provisoires de soutènement a été donc prévu et réalisé dans les deux cas, avec la mise en œuvre de toute une série de mesures préventives telles que la réalisation d'injections de consolidation, l'utilisation de butons comprimés avant excavation, la réalisation de boulons divergents injectés en renforcement des terrains en place...

Figure 2
Organigramme
décisionnel
de la DUP
*Decision-making
flowchart
for the preliminary
"DUP" investigations*

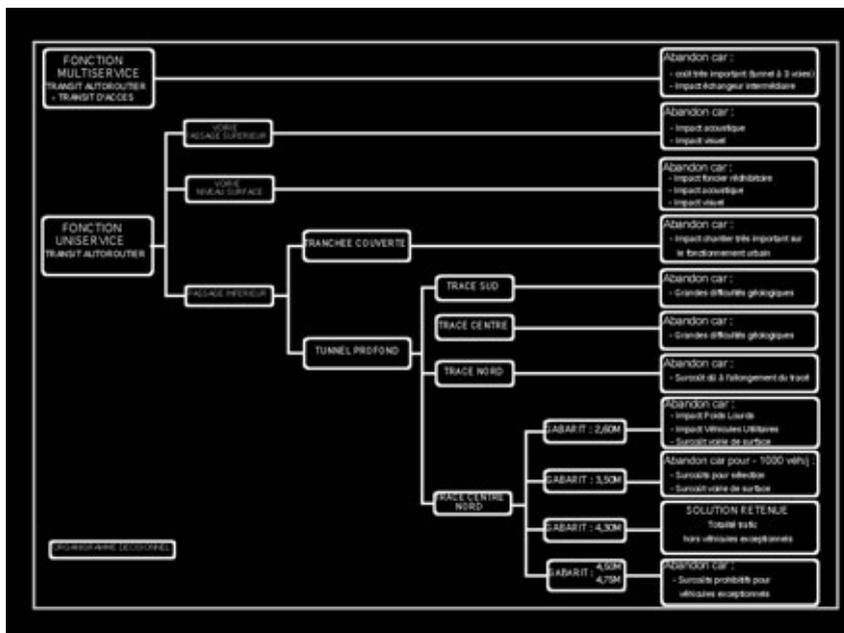


Figure 3
Le tracé
en plan
*Horizontal
alignment*

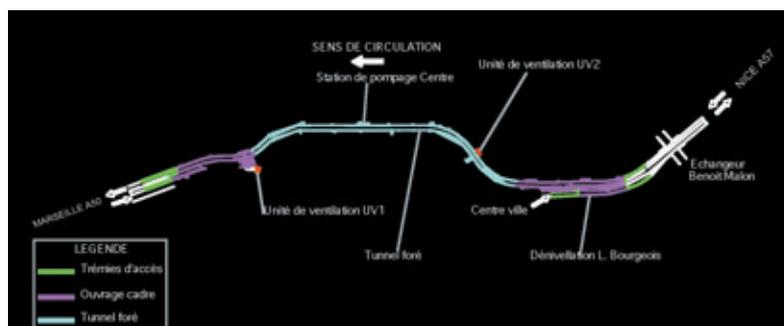
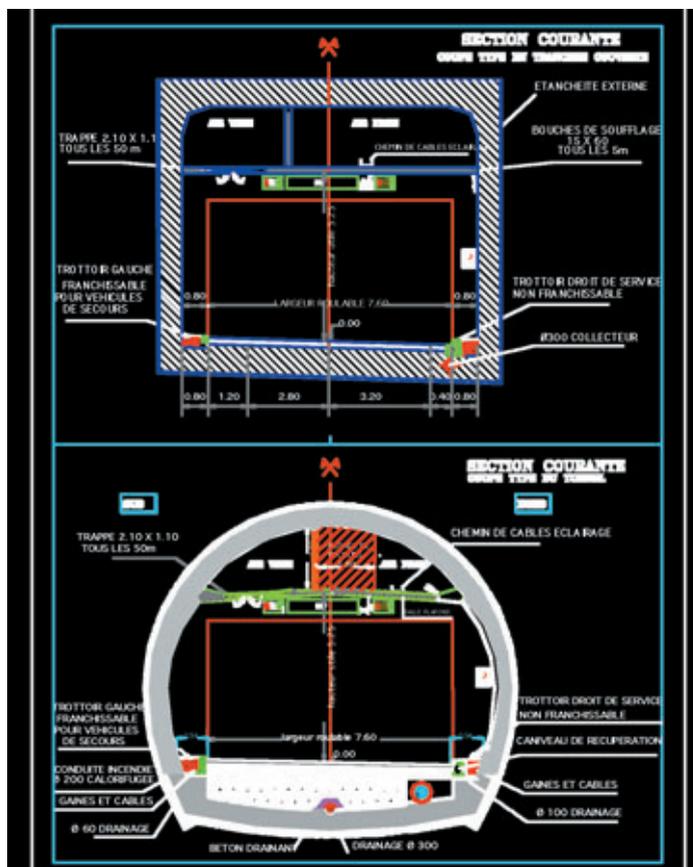


Figure 4
Les profils
en travers
Cross sections



La présence des fortifications Napoléon III

Les techniques de construction des ouvrages d'accès ouest ont dû prendre en compte la présence des fondations des fortifications militaires de Toulon datant de Napoléon III et, plus précisément, celles de la "porte Nationale" et de la "porte Castignieu" situées sous le carrefour actuel Villevieille.

La présence proche de la mer

La partie ouest du tracé de l'ouvrage se développe à proximité immédiate de l'arsenal de Toulon et donc de la mer. Cette particularité, conjuguée à des terrains perméables dans cette zone, a nécessité la réalisation préalable de campagnes massives d'injections pour améliorer la qualité de ces terrains et s'affranchir des venues d'eau très importantes.

LES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU PROJET RETENU

Les premières études datent de 1965 et pas moins de 43 projets ont été étudiés et abandonnés pour diverses raisons. C'est finalement une des solutions souterraines qui a été retenue et déclarée d'utilité publique par décret du 17 avril 1991, sur la base des décisions suivantes (figure 2) :

- ◆ choix d'une stratégie de transports :
 - maintien d'un bon niveau de service de la voirie du centre-ville,
 - réalisation de la traversée de Toulon,
 - une politique de transports en commun à développer,
 - l'aménagement progressif du contournement lointain de l'hypercentre;
- ◆ choix de la fonction : rôle "uniservice" limité à l'écoulement du seul trafic de transit;
- ◆ choix du parti d'aménagement : ouvrage souterrain à accès direct autoroutier.

Le tracé en plan

Parmi toutes les variantes étudiées, le tracé "centre - nord" a finalement été retenu. Il résulte d'un compromis entre la recherche des conditions géologiques les plus favorables, la longueur du tunnel et le choix d'une implantation sous les emprises de la voirie nationale ou communale afin de limiter l'impact sur le foncier et de faciliter la réalisation des sondages de reconnaissance des sols. La figure 3 présente le tracé retenu pour le tunnel nord. Schématiquement, ce tracé est constitué de deux courbes en "S" de rayons minimaux de 300 m encadrant une longue ligne droite centrale de 800 m environ.

Le profil en travers type

Le profil en travers routier de la traversée souterraine comprend deux tunnels à deux voies chacun. Initialement, il n'était pas prévu de bande d'arrêt d'urgence pour des raisons de coût et d'insertion dans la voirie de surface. La largeur et la position des voies routières du premier tunnel ont été modifiées après l'incendie du tunnel du Mont-Blanc afin de créer une bande neutralisée sur la gauche, utilisable pour le passage des véhicules de secours. La largeur roulable initiale de 7,60 m entre trottoirs se répartit finalement entre :

- ◆ une bande dérasée de droite de 0,40 m supportant le marquage de rive ;
- ◆ une voie de droite de 3,20 m ;
- ◆ une voie de gauche de 2,80 m ;
- ◆ une bande dérasée de gauche de 1,20 m supportant le marquage de rive.

En tenant compte du trottoir de gauche franchissable, la largeur totale de la bande neutralisée de gauche utilisable pour les secours est d'environ 2 m.

La hauteur sous plafond est de 5,25 m, ce qui correspond à un gabarit routier de 4,30 m, une hauteur de 0,45 m réservée pour placer les équipements sous la dalle de ventilation et 0,50 m de revanche de protection et de réserve pour l'effet du dévers transversal.

La figure 4 présente les profils en travers de l'ouvrage.

Le profil en long

Les caractéristiques les plus marquantes du profil en long sont les suivantes :

- ◆ 6 % comme valeur maximale en rampe pour les trémies à l'air libre conformément aux normes de l'instruction pour la conception des voies rapides urbaines ;
- ◆ 1,5 % comme valeur maximale en rampe en souterrain, conformément aux recommandations du dossier pilote du Cetu, dans le but de limiter l'émission de fumées par les poids lourds ainsi que leur impact sur la fluidité de la circulation ;
- ◆ l'emplacement du point bas, correspondant à la position de la station de pompage centre, se situe au droit de terrains disponibles en surface, pris sur la cour du collège Marcel Pagnol.

Une couverture minimale de 8 m au-dessus du tunnel foré a été nécessaire pour limiter les difficultés de creusement.

■ IMPACTS DE L'OPÉRATION ET MESURES D'ACCOMPAGNEMENT

Les impacts principaux de ce projet essentiellement souterrain se limitent aux accès et aux usines



Photo 3
Aménagements paysagers au carrefour Villevieille

Landscaping at Villevieille intersection



Photo 4
Aménagements paysagers au carrefour Léon Bourgeois

Landscaping at Léon Bourgeois intersection

de ventilation. Ils concernent le bruit, la pollution, l'insertion paysagère et architecturale.

Les mesures de protection suivantes ont été prévues, entérinées à l'issue de la procédure de déclaration d'utilité publique et réalisées :

- ◆ la mise en place de protections phoniques (écrans antibruit, isolation de façade, insonorisation des usines de ventilation) ;
- ◆ la réduction de la pollution par la réalisation de cheminées de grande hauteur pour les unités de ventilation ;
- ◆ l'engagement du maître d'ouvrage à suivre l'évolution de la technologie dans le domaine du traitement de l'air (dépoussiérage et/ou traitement des gaz, qui ne sont actuellement pas opérationnels pour des concentrations en polluant correspondant aux rejets des unités de ventilation) ;
- ◆ la réservation d'espaces dans les unités de ventilation à cet effet ;
- ◆ l'organisation de concours pour le choix du traitement architectural des unités de ventilation, en associant les élus locaux et les comités de quartier aux jurys ;
- ◆ la réalisation systématique d'aménagements pay-

sagers sur tous les terrains utilisés pour le chantier (photos 3 et 4).

Les autres impacts du projet ont porté sur :

◆ l'hydrologie : les écoulements nord-sud ont été rétablis dans les zones concernées par les tranchées couvertes ;

◆ l'archéologie : seul un cimetière mérovingien a été identifié sur le tracé, mais en dehors des zones de travaux ;

◆ le dépôt des déblais : après un recensement exhaustif des possibilités de dépôt sur l'aire toulonnaise, le maître d'ouvrage a retenu le site des carrières du Bausset ; les déblais ont été utilisés pour réhabiliter le site.

ABSTRACT

General description of the project and integration into its environment

A. Chabert, J.-P. Durand

The Toulon underground motorway crossing is designed to link the A50 motorway to the west and the A57 motorway to the east by a twin-tube underground tunnel 3 km long. In the initial phase, only the northern tube was constructed. Operational since 19 September 2002, it offers two traffic lanes in the Nice-Marseilles direction. The 1,847-metre long tunnel is surrounded by access structures constructed as cut-and-covers. Numerous constraints had to be taken into account in selecting the alignment. The project impacts to be attenuated by accompanying measures chiefly concern noise, air quality and the integration of the project into the urban environment.

RESUMEN ESPAÑOL

Descripción general del proyecto e inserción en su medio ambiente

A. Chabert y J.-P. Durand

La travesía subterránea de Toulon tiene por meta reunir las autopistas A50 por el oeste y A57 por el este mediante una estructura subterránea de dos tubos de tres kilómetros de longitud. Únicamente se construye en la primera etapa el tubo norte que ya se encuentra en servicio desde el 19 de septiembre de 2002 y que presenta dos canales de tráfico rodado en el sentido Niza-Marsella. De una longitud de 1 847 m el túnel presenta en sus extremos dos accesos construidos en trinchera abierta. Fue preciso tener en cuenta múltiples imperativos para determinar la opción del trazado. Las repercusiones del proyecto y las medidas de acompañamiento se refieren principalmente al ruido, la calidad del aire y la integración urbana del proyecto.

Contexte géologique, et géotechnique

Le site du tunnel nord possède une structure géologique particulièrement complexe, les terrains traversés ayant été mis en place par des charriages de grande ampleur qui ont conduit à la superposition d'écailles et la formation d'une série renversée. La connaissance de ces terrains et de leur structure a été progressivement améliorée grâce à une grande quantité de forages aux différents stades du projet et au suivi géologique systématique des fronts.

L'hydrogéologie du massif reflète ce compartimentage en unités structurales distinctes, avec la coexistence de nappes de surface et de nappes profondes. La caractérisation géotechnique des terrains rocheux du substratum, fracturés, souvent déstructurés et altérés pose aussi des problèmes d'adéquation des reconnaissances et de caractérisation des comportements, entre l'échelle des essais, celle de l'ouvrage et celle du massif.

Située à la limite de la Provence calcaire et de la Provence cristalline, la région toulonnaise se caractérise par une structure géologique particulièrement complexe. C'est à proximité de Toulon, au Bausset que, en 1881, M. Bertrand a proposé pour la première fois, d'interpréter la structure du massif comme le fruit de grands déplacements horizontaux au sein des terrains secondaires, appelés charriages. En 1893, Zurcher généralisait ces observations aux terrains primaires, en étudiant la structure du Cap Sicié. Dès l'origine, partisans et adversaires de cette théorie s'affrontèrent lors de réunions et d'excursions. Ainsi, en 1963, C. Gouvenet, dans son mémoire sur la structure de la région toulonnaise, ne retenait que de simples écaillages et la carte géologique au 1/50000, qu'il a dressée alors, reflète ses conceptions. Ces deux théories étaient exposées dans le mémoire géotechnique de 1989, sans qu'un choix très clair ait été fait entre les deux types d'hypothèses.

Avant de décrire plus précisément la structure géologique rencontrée lors du creusement du tunnel nord, il est nécessaire de préciser la nature des terrains rencontrés.

■ NATURE DES TERRAINS RENCONTRÉS

Les alluvions

Les alluvions anciennes et modernes sont localisées aux extrémités du projet (trémies), le long des cours d'eau du Las à l'ouest et de l'Eygoutier à l'est. Ces terrains sont formés essentiellement par un épandage limono-argileux et caillouteux.

Les colluvions

Ce sont des épandages de cailloutis de piedmont provenant du mont Faron à la période glaciaire würmienne. Ces cailloutis argileux ou sableux à éléments de nature calcaire dominante sont parfois mêlés à des gros blocs ou des cailloutis cryoclastiques. D'épaisseur variable, cette formation est présente en surface sur l'ensemble du site et constitue la couverture du substratum rocheux.

Le remplissage du paléofontis

Il est essentiellement composé de cailloutis et de graves à éléments calcaires ; un liant argileux ou calcaire les transforme en poudingues.

Le Keuper

Il est toujours très tectonisé, ayant servi de semelle pour les charriages. On y rencontre des argiles bariolées avec intercalations de cargneules et des amas de gypse, en particulier en avant du front de charriage. Ce gypse a été localement dissout.

Le Muschelkalk moyen

Il est représenté à sa base par des calcaires dolomitiques et des dolomies cargneulisées et bréchifiées. Ces roches sont plus ou moins fracturées et possèdent des vacuoles ouvertes dont les parois sont parfois minéralisées par de la calcite translucide et sont parfois remplies d'argile rouge. Ces roches se trouvent toujours à proximité des couches de gypse, de marne et d'argile noire du Keuper, et elles constituent une zone de circulation d'eau sulfatée.

Le Muschelkalk inférieur

Il est représenté à sa base par des dolomies et des dolomies cargneulisées très bréchifiées et des marnes localement gypsifères. Au-dessus viennent des calcaires gris fumés stratifiés en bancs, plus ou moins massifs à l'échelle de l'ouvrage, sinon fracturés et altérés. Ces calcaires forment de véritables compartiments décamétriques. Les calcaires sont le plus souvent sombres. Leur teinte va vers le beige lorsqu'ils sont dolomités dans la masse à la faveur de cavités de dissolution ou se présentent sous la forme de blocs centimétriques à plurimétriques. Dans les zones les plus massives ou la stratification est nette, les bancs possèdent une épaisseur moyenne de 10 à 50 cm et un pendage de 10 à 30 ° vers le sud ou vers l'ouest.

Le Trias inférieur

Au niveau du tunnel, la série du Trias inférieur est détritique, de nature pélitique lie de vin, peu différente des pélites et grès du Permien supérieur. Il s'agit d'un faciès argilo-marneux, parfois gréseux et très tectonisé. Il s'y rencontre des argiles bariolées et de marnes ocres jaunes, verdâtres, kaki, ou lie de vin, parfois gréseuses. Localement, des bancs de grès ocres à ciment carbonaté s'intercalent dans la formation, surtout vers le sommet. Le Trias inférieur se termine par une alternance de niveaux feuilletés argileux et un banc de grès dolomitique jaune, fréquemment bréchifié.

hydrogéologique

Marcel Rat



INGÉNIEUR GÉNÉRAL
DES PONTS
ET CHAUSSÉES

Jean-François



Serratrice
CHARGÉ D'ÉTUDES
GÉOTECHNIQUES
CETE Méditerranée

Le Permien

Le Permien autochtone est formé de pélite, roche argileuse compacte et raide, plus ou moins indurée, à grains très fins et présentant une stratification très fine alternant avec des bancs plus grossiers. La formation comporte à la fois des pélites, des pélites gréseuses, des grès pélitiques fins et des grès. Le sommet est formé par une alternance de grès arkosiques rouges et de pélites gréseuses ou micacées de teinte violette, avec un passage progressif au Trias. Dans le Permien allochtone, deux familles de pélites ont été distinguées, d'après leur couleur : les pélites lie de vin à rouge présentent un faciès caractéristique par ses plans lustrés et une stratigraphie comparable à une schistosité ; des pélites d'une couleur plus sombre, marron violacée, plus gréseuses, présentent un débit en éléments polyédriques infracentimétriques dont les faces sont entièrement lustrées.

Le Stéphaniens

Il est constitué par des schistes noirs à minces passées charbonneuses, des schistes noirs ampélitiques et charbonneux et de grès gris parfois graphiteux à pyriteux. Des niveaux de quartz et de quartzites apparaissent sous la forme de filonets inclus dans la schistosité ou sous la forme de nodules.

Les terrains anté-stéphaniens (socle)

Ils sont essentiellement formés par des quartzites et des phyllades à intercalations d'arkoses. Il s'agit de terrains légèrement métamorphiques provenant de séries sédimentaires essentiellement détritiques. De fait, la nature, la granulométrie et la structure de ces terrains sont très variables : phyllades, brèches, quartzites, arkoses, grès fins bruns à lie de vin, calcschistes. C'est leur altération importante qui les caractérise le mieux. Leur patine est ocre rouille et les discontinuités sont très altérées de couleur variable (de couleur rouille lorsque le milieu contient de l'eau et de l'air et de couleur bleutée lorsque le milieu est confiné).

En avant du front de charriage, dans le secteur du pont du Commandant Marchand, des brèches de nature variée ont été rencontrées : éléments de socle, de Stéphaniens et de pélites. Les contacts entre les différentes écaillles sont aussi marqués

sur quelques mètres d'épaisseur par des brèches. Il faut noter enfin que les séries du socle, du Permien et du Trias inférieur présentent de nombreux lithofaciès identiques. Les descriptions à partir des sondages ne pouvant pas les distinguer, ceci a conduit à des confusions, tant que la structure géologique n'a pas été parfaitement comprise.

■ STRUCTURE GÉOLOGIQUE À L'ÉCHELLE RÉGIONALE

L'orogénèse hercynienne est à l'origine des plis très redressés du cap Sicié. Elle se termine par la formation d'un fossé d'effondrement dans lequel se dépose, au Stéphaniens, une série houillère : grès, argile et charbon. L'ère primaire se terminera, au Permien, par le dépôt d'une épaisse série continentale constituée par des grès, des pélites et des argillites. A cette série succède au début de l'ère secondaire les dépôts lagunaires du Trias : argiles, grès, calcaire et dolomie, gypse. Puis, le bassin s'approfondissant, la série marine qui fait suite conduira à la formation des terrains du massif du Faron au nord de Toulon, par exemple.

C'est à la fin de cette ère que les premiers mouvements tectoniques importants se manifesteront. Les compressions nord-sud liées aux mouvements des plaques entraînent le raccourcissement du socle. Cette compression qui se poursuivra pendant toute l'époque tertiaire, d'une manière plus ou moins intense selon les périodes, combinée avec l'érosion liée à la surrection des terrains, conduit au relief actuel. Au nord de Toulon, le raccourcissement se traduit par un plissement intense des terrains secondaires (Croupatier, Faron, Coudon). Au sud de Toulon, il se traduit par une surélévation du socle et un rejeu des failles hercyniennes est-ouest en faille inverse. Ces failles sont devenues progressivement horizontales. Les terrains plastiques, schistes du Stéphaniens, pélites du Permien, argiles et surtout gypse du Trias ont permis le décollement des couches et leur déplacement sur une surface en pente légère. Les charriages ainsi formés ont une direction sud-ouest / nord-est compte tenu du relief préexistant et leur amplitude est de l'ordre de la dizaine de kilomètres. Le tunnel nord se situe à la limite nord-est de ces charriages. Cette suite de mouvements conduit à une superposition d'écaillles et à la formation d'une série renversée. Dans le détail, cette structure est rendue plus complexe par le jeu des failles d'orientation est-ouest. En particulier, la faille N 100 ren-

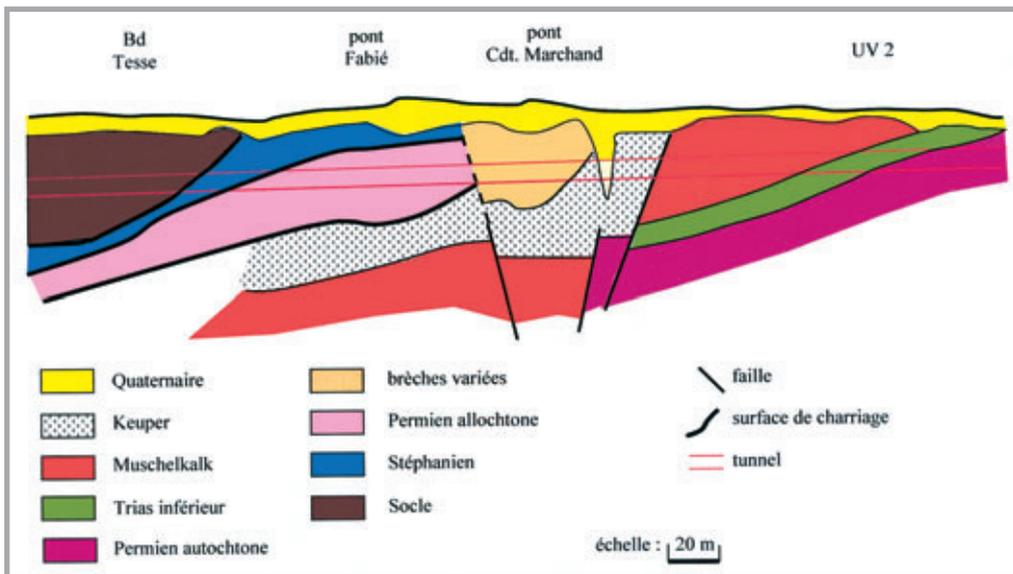


Figure 1
Extrait de la coupe géologique

Excerpt from geological cross section

contrée au niveau de l'avenue Lazare Carnot a joué un rôle important lors du creusement du tunnel nord en marquant la forme de la cuvette de tassement en surface. Sur la figure 1 est représentée la coupe géologique simplifiée du secteur Fabié - Commandant Marchand.

■ STRUCTURE DU MASSIF À L'ÉCHELLE DU SITE

La structure du massif reflète l'histoire tectonique intense du site qui a présidé à la mise en place des terrains dans lesquels s'inscrit le tunnel nord. Les particularités structurales observées dans chacun des grands ensembles ont conduit à distinguer onze secteurs différents le long du tracé, avec des zones fortement fracturées et/ou faillées, voire chaotiques, accompagnés de remplissages bréchiques ou des zones moins fracturées mais mylonitisées (pélites charriées notamment), sans compter la zone du paléofontis (pont Marchand), qui représente l'extrémité orientale de la nappe de charriage sur le tracé, ou les compartiments calcaires plus ou moins disloqués du Muschelkalk. A l'opposé, la région du Permien autochtone, à l'est, présente une densité de fracturation moindre, mis à part la présence de quelques failles.

Sur l'ensemble du site, les principaux contacts entre les différents compartiments et les failles relevées aux fronts occupent en moyenne une direction privilégiée N 65°. Les failles subverticales observées dans les terrains plus durs du socle s'inscrivent plutôt dans le sens de la stratification souvent subverticale et est-ouest (Carnot, Mazarin). Les formes de boudinage ou de schistosité observées dans terrains moins raides, pélitiques (Chalucet ouest, Vauban) ou schisteux (Chabannes, Fabié) prennent un direction orthogonale N 150°. A l'échelle du souterrain, la densité de fracturation est forte le plus

souvent, dans les différentes formations situées à l'ouest et au centre du tunnel nord.

Le suivi des tassements de surface à l'avancement a montré une assez forte corrélation avec la structure du massif, pour la partie observée en souterrain, tant en amplitude que sur la forme des cuvettes en surface, qui sont non uniformes le long du tracé (creux et cols successifs). Seuls les terrains peu tectonisés du Permien autochtone à l'est ont révélé des tassements réduits.

■ HYDROGÉOLOGIE

La nappe la plus importante est située à l'est, dans les calcaires du Muschelkalk. Elle est alimentée par les massifs calcaires du nord de Toulon et se trouve en relation avec les alluvions de l'Eygoutier et la mer. Elle est à l'origine des dissolutions du gypse dans le secteur Marchand et du paléofontis. Lors de la construction de la galerie de reconnaissance PG1 en 1989, cette nappe très puissante a stoppé les travaux. Elle a nécessité l'injection des terrains du Trias, injection faite depuis la surface, avant le début des travaux du tunnel nord.

A l'ouest du secteur Marchand, il existe une nappe dans les cailloutis en surface. Dans les zones où ils reposent sur les terrains du socle, cette nappe alimente, plus ou moins difficilement, la nappe profonde. Cette nappe a été rabattue par le creusement du tube nord, sans donner des débits importants. A la fin des travaux, elle est remontée, lentement à son niveau initial. Son rabattement n'a pas induit de tassement. Les schistes stéphanien et les pélites permien sont imperméables et protègent ainsi des circulations d'eau les gypses sous-jacents, qui, de ce fait, sont très compacts dans le secteur Vauban. A l'extrémité ouest, le tunnel est situé dans les alluvions du Las, qui contiennent une nappe importante en relation directe avec la mer (eau salée).

■ RECONNAISSANCES PAR SONDAGES

Elles ont débuté dès 1980 pour le choix du tracé. Pour l'ensemble du tunnel (trémies, tranchées, tunnel, usines de ventilation, puits Fabié), il a été réalisé 173 sondages carottés pour un linéaire de 6700 m (5470 m en surface et 1260 à partir du tunnel). Le tableau I résume leur importance en mètres de forages réalisés aux différents stades du projet.

Les sondages de reconnaissance et les sondages à l'avancement n'ont pas toujours été efficaces pour appréhender les contacts tectoniques (de formes complexes et de directions variées) et se faire une idée du comportement mécanique des terrains. Il s'agit d'un problème d'échelle et de ca-

pacité des sondages à explorer, en termes géomécaniques, des terrains hétérogènes et fracturés à une échelle au moins plus grande que celle de la section du tunnel (décamétrique), échelle inaccessible par les moyens de reconnaissance traditionnels. La diversité des terrains rencontrés, leur état et la complexité de leur agencement ont fait obstacle à la connaissance géologique et géotechnique du site qui s'est avérée imparfaite à chaque étape du projet.

Il n'empêche que les moyens mis en œuvre se sont avérés d'une grande utilité du début des reconnaissances jusqu'à la fin du creusement du tunnel nord, même si les reconnaissances à partir de la surface soulèvent des problèmes pratiques d'implantation en site urbain.

■ SUIVI GÉOLOGIQUE PENDANT LE CREUSEMENT

Les levés de front ont été effectués de manière systématique en souterrain, après chaque terrassement (description lithologique des terrains, description structurale, indications sur les arrivées d'eau et sur la stabilité du front). Compte tenu du faible délai disponible pour effectuer le relevé à la fin du terrassement et de l'impossibilité d'accéder au front directement, ces données ne peuvent pas faire l'objet d'un recueil systématique et possèdent un caractère approximatif et biaisé. Devant la diversité des terrains rencontrés et surtout leur position spatiale à l'échelle du front, les levés ne révèlent qu'une partie de la structure du massif. Il est même souvent difficile de relier entre eux les formes structurales apparaissant sur deux fronts successifs. Aussi, une représentation tridimensionnelle a été proposée pour tenter d'aboutir à cette description à une échelle plus grande que le diamètre du tunnel.

La figure 2 montre la photo d'un front du tunnel nord (front F2, PM 1592, le 17 février 1999) situé à la transition entre les pélites et les schistes du Stéphaniens du secteur Fabié, avec la présence de pélites, de grès, des ampélites et des schistes. Ces terrains sont fortement tectonisés, imbriqués et plus ou moins altérés.

■ MESURES DANS LE MASSIF

Les mesures hydrogéologiques (essais de pompage), le suivi piézométrique et les plots d'essai se sont attachés à caractériser les terrains ou le comportement de l'ouvrage à une échelle qui paraît en accord avec le massif. Pour le tunnel nord, ces investigations se sont révélées efficaces en termes de prévision, pour peu que l'on ait consenti un minimum d'effort à les valoriser. C'est le cas des essais de pompage notamment, qui ont donné une

| Niveau d'étude et projet | Sondages carottés à partir de la surface | Sondages pressiométriques | Sondages destructifs | Galerias de reconnaissances PG1 et PG2 |
|-----------------------------------|--|---------------------------|----------------------|--|
| Etude préliminaire | 366 | 223 | | |
| Dossier de prise en considération | 750 | | | |
| Dossier d'AP 1988 | 207 | | | |
| Dossier d'APOA 1991 | 87 | | 434 | 278,4 / 57,5 |
| Projet 1991 - 1993 | 721 | 821 | | |
| Travaux 1994 - 1996 | 618 | | | 437 |
| Fontis 1996 | 1244 | 996 | 996 | |
| Travaux 1997 - 2000 | 1320 | | 883 | |

Tableau I
Longueur totale des forages de reconnaissances en mètres
Total length of reconnaissance boreholes in metres



Figure 2
Exemple de photo d'un front (front F2, PM 1592, le 17 février 1999)

Example of photo of a tunnel face (face F2, PM 1592, dated 17 February 1999)

© DDE du Var

image satisfaisante du régime hydraulique du Socle ou des alluvions en prévision de l'influence du creusement. L'exploitation des mesures et des observations recueillies par les plots d'essais (Chalucet et Dumont-Durville) a permis d'illustrer les modes de déformation dans le massif et en surface, ce qui a été mis à profit dans le développement de méthodes de prévision des tassements de surface à l'avancement, par exemple.

■ CARACTÉRISATION GÉOTECHNIQUE DES TERRAINS

Les reconnaissances par sondages ont été accompagnées par la réalisation d'essais in situ et en laboratoire, conduisant à des mesures souvent très dispersées. De ce fait, la caractérisation géotechnique du comportement des terrains demeure un problème majeur pour le site. Les difficultés rencontrées relèvent essentiellement de questions d'échelle et de représentativité des prélèvements ou des points de mesure (échantillonnage) dans ces milieux rocheux fracturés plus ou moins raides et déstructurés. Les incertitudes sur le choix des modules de déformation dans les différents terrains illustrent bien ces difficultés.

Au plan mécanique, se pose le problème de l'adé-

quation des essais à l'exploration du comportement mécanique des terrains dans la gamme des (petites) déformations imposée par la construction du tunnel à faible profondeur et en site urbain, dans le respect des constructions en surface. Les gammes de déformations se placent dans la partie la plus non-linéaire du comportement des sols et des milieux fracturés.

Un autre problème se pose avec la distinction entre les caractéristiques à court terme et les caractéristiques à long terme. Dans le cas du tunnel nord, installé dans son milieu hétérogène et fracturé, il est suggéré de considérer que, en raison des faibles emmagasins des terrains, de la présence d'une fracturation dense, de la mise en œuvre des drainages et des faibles vitesses d'avancement des fronts, le comportement des terrains s'est opéré en condition drainée sur la plus grande partie du tracé nord. Seuls les terrains argileux triasiques peuvent échapper à cette hypothèse.

Enfin, le problème de l'influence de l'état initial, sous l'aspect de ses deux composantes "compacité-fracturation" et "contraintes naturelles", reste non résolu. L'expérience montre que les caractéristiques mécaniques sont fortement dépendantes de l'état initial et que le comportement des sols et des milieux fracturés "ouverts" conserve un caractère hautement non linéaire et anisotrope.

ABSTRACT

Geological, hydrogeological and geotechnical context

M. Rat, J.-Fr. Serratrice

The site of the northern tunnel has a particularly complex geological structure, the ground passed through having been put in place by extensive sediment transport which has led to the superposition of scales and the formation of an inverted series. Knowledge of these grounds and their structure has been gradually improved through a large quantity of boreholes drilled at the various stages of the project and through systematic geological monitoring of the tunnel faces. The hydrogeology of the rock mass reflects this compartmenting into separate structural units, with the coexistence of surface aquifers and deep aquifers. Geotechnical characterisation of the rocky ground of the substratum, fractured, often destructured and decayed, also poses problems in matching reconnaissance data and characterising behaviour, between the scale of testing, the scale of the structure and that of the rock mass.

RESUMEN ESPAÑOL

Contexto geológico, hidrogeológico y geotécnico

M. Rat y J.-Fr. Serratrice

El emplazamiento del túnel norte se sitúa en una estructura geológica particularmente complicada, ya que los terrenos atravesados se derivan de arrastres de gran amplitud que han dado lugar a la superposición de excavaciones y a la formación de una serie invertida. El conocimiento de estos terrenos y de su estructura se ha mejorado paulatinamente debido al gran número de perforaciones en las distintas etapas del proyecto y al seguimiento geológico sumamente sistemático de los frentes de ataque. La hidrogeología del macizo refleja esta compartimentación en unidades estructurales de distinto género, con la coexistencia de capas de agua superficiales y de capas freáticas profundas. La caracterización geotécnica de los terrenos rocosos del substrato, fracturados y con frecuencia, desestructurados y alterados viene también a plantear problemas de adecuación de los recono-

cimientos y de caracterización de los comportamientos, entre la escala de las pruebas, así como aquella de la estructura y aquella del macizo.

Les accès : trémies et tranchées couvertes

Jean-Pierre Durand

CHEF DE LA SUBDIVISION
TRAVERSÉE DE TOULON
DDE du Var



Les trémies et les tranchées couvertes d'accès au tunnel profond ont été réalisées sous la protection de parois moulées, dans un site très contraignant.

Ce chantier se singularise par l'emploi de bétons adjuvantés à la fumée de silice afin de limiter leur fissuration à la prise, par la mise en œuvre de butons précomprimés en certaines zones difficiles, et dans le choix du couple "parois moulées/butons" en vue d'optimiser les coûts des matériaux et des impacts du chantier

Les ouvrages d'entrée sortie du tunnel de Toulon sont constitués, pour chacun, par une trémie d'accès et par une section d'ouvrage souterrain intermédiaire avec le tunnel profond proprement dit. Ils se développent entièrement sous les emprises du débouché des autoroutes A57 et A50 au centre-ville de Toulon, sous la route nationale 1050 et sous la voirie communale (carrefours Léon Bourgeois et Bir Hakeim à l'Est, carrefour Villevieille à l'Ouest).

DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ces ouvrages présentent une longueur de 776 m à l'Est et de 710 m à l'Ouest et ils intègrent aussi des ouvrages routiers communs aux deux tunnels ou des ouvrages d'exploitation.

Ils assurent le passage à deux voies de circulation présentant au total 6 m de largeur, à une bande latérale neutralisée gauche de 1,20 m complétée par le trottoir de 0,80 m franchissable pour les secours et au trottoir de droite de 0,80 m non franchissable. Des gaines de ventilation, placées en toiture du cadre, complètent cette structure.

Ces ouvrages ont tous été réalisés à partir de la surface et ils se composent :

- ◆ à l'Est : d'une seule trémie très large, prolongée par une section en cadre double dissymétrique recevant l'ouvrage de dénivellation du carrefour Léon Bourgeois, puis par une section en cadre double et enfin par une section en cadre simple. Des parties communes avec le tunnel du tunnel sud complètent cet ensemble. La figure 1 présente les dispositions géométriques ;

- ◆ à l'Ouest : de deux trémies accolées, prolongées par une section en cadre double, puis par une section en cadre simple. Des parties communes avec le tunnel du tunnel sud complètent cet ensemble. La figure 2 présente les dispositions géométriques.

LA TECHNIQUE DE RÉALISATION

La technique de réalisation est commune aux deux ouvrages d'accès et fait appel à la méthode de "la

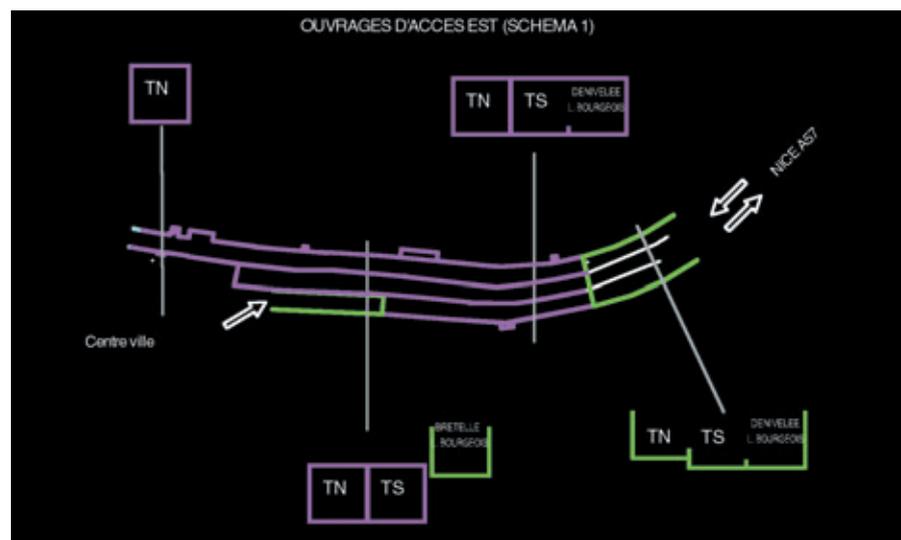


Figure 1
Repérages des ouvrages
d'accès Est

Landmarking of eastern
approach structures

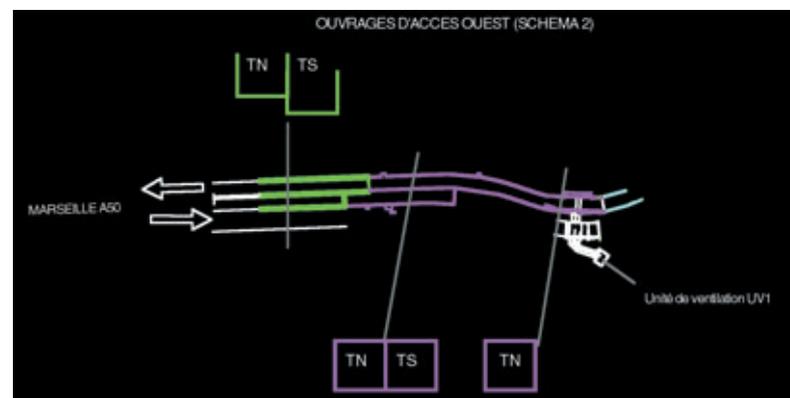


Figure 2
Repérages
des ouvrages d'accès
ouest

Landmarking
of western approach
structures

tranchée couverte", c'est-à-dire à la construction, depuis la surface, d'un cadre en béton armé exécuté dans des fouilles protégées par deux rideaux maintenus par un butonnage installé progressivement lors de la réalisation des terrassements et conservé pendant toute la durée des travaux de génie civil ; ces fouilles sont remblayées après la réalisation du génie civil.

Cette technique a permis de limiter au maximum les emprises totales du chantier exécuté dans l'assiette des voies autoroutières ou communales sous circulation, de s'affranchir des contraintes du bâti voisin en site urbain dense et de contrôler au mieux les venues d'eau dans les fouilles lors des phases d'excavation.

Photo 1
Vue générale
de l'hydro-haveuse
de paroi

*General view
of the wall hydro-cutter*



Photo 3
Vue du chantier ouest
View of the west site



Photo 2
Hydro-haveuse de paroi
Wall hydro-cutter



De même, la construction des trémies d'accès s'est faite avec une méthode similaire en réalisant un "U" en béton armé dans les fouilles protégées par les deux rideaux étanches.

La méthode de construction des différents types de cadres en béton armé est commune aux deux accès et s'est appuyée sur l'emploi d'un coffrage "tunnel" plus ou moins complet.

Dans tous les cas, les rideaux de protection étaient constitués par des parois moulées en béton armé présentant le maximum de sécurité en phase de construction de la structure définitive et seules leurs modalités d'exécution diffèrent avec l'adaptation des dispositions aux types de sols rencontrés ou aux contraintes spécifiques prises en compte.

L'accès Ouest

L'adaptation de la méthode globale a porté ici sur quatre points (photo 3) :

- ◆ la réalisation des parois moulées à la benne car les terrains excavés étaient de type "meuble" avec des alluvions et des colluvions. Ces parois présentaient toutefois des fiches importantes afin de limiter les venues d'eau – phénomène de renard – et de prendre en compte les caractéristiques médiocres des sols ;
- ◆ la réalisation préalable de campagnes lourdes

d'injections d'étanchéité à l'intérieur des enceintes formées par les parois moulées et par des écrans provisoires de compartimentage afin de limiter les venues d'eau consécutives à la bonne perméabilité des sols et à la proximité de la mer lors de la phase de terrassement ;

- ◆ l'adoption ponctuelle de butons précomprimés au voisinage d'un immeuble de grande hauteur afin d'interdire tout mouvement de la paroi lors de la phase de terrassement et donc de limiter les phénomènes de tassements des sols dommageables à la pérennité de ce bâti ;

- ◆ la démolition des fondations des fortifications Napoléon III de Toulon, et plus précisément celles de la "porte Nationale" et de la "porte Castignieu" situées sous la place Villevieille, en préalable à la phase de réalisation des parois moulées à la benne.

L'accès Est

L'adaptation de la méthode globale a porté ici sur deux points :

- ◆ la réalisation des parois moulées à l'hydro-haveuse de paroi (photos 1 et 2) car les terrains excavés étaient de type "dur à très dur" avec des grès pélicitiques. Ces parois présentaient en contrepartie des fiches très réduites compte tenu des caractéristiques exceptionnelles des sols. A noter que ce procédé a dû être complété ponctuellement par des actions de préfragmentation en fond de saignée devant la dureté de certains bancs rocheux ;

- ◆ l'adoption ponctuelle de butons précomprimés au droit d'un immeuble de bureaux très proche afin d'interdire tout mouvement de la paroi lors de la phase de terrassement et donc de limiter les phénomènes de tassements des sols de couverture consécutifs à ces mouvements.

■ LA STRUCTURE

Les trémies

Les trémies présentent, dans leur détail, des sections en "simple U", en "double U" ou en "U large" selon les zones et les phasages transversaux de réalisation qui ont été mis en œuvre pour tenir compte des contraintes d'emprises.

La structure des trémies est constituée, dans son principe, par un "U" en béton armé réalisé sous la protection de deux rideaux de parois moulées. Les principales caractéristiques sont les suivantes :

- ◆ les parois moulées externes ont une épaisseur générale de 0,80 m, sauf aux extrémités avec 0,60 m, et avec des fiches adaptées aux caractéristiques des terrains. Ces ouvrages provisoires n'ont pas été pris en compte dans le dimensionnement de la structure définitive ;
- ◆ le radier du "U" a une épaisseur allant de 0,65 m

à 1,65 m selon les hauteurs des murs latéraux à maintenir et les sous-pressions hydrostatiques à reprendre (ouvrage poids);

- ◆ les murs latéraux du "U", qui sont traités avec des parements architectoniques et des revêtements acoustiques absorbants, ont une épaisseur de 0,50 m.

Les sections en cadre fermé

Ces ouvrages ont, en fait, des sections en "cadre simple", en "cadre double", en "cadre triple" ou en "cadre large" selon les zones et des phasages transversaux de réalisation ont été mis en œuvre pour tenir compte des contraintes d'emprises.

La structure des sections en tranchée couverte est constituée, dans son principe, par un "cadre fermé" en béton armé réalisé sous la protection de deux rideaux de parois moulées. Les principales caractéristiques sont les suivantes :

- ◆ les parois moulées externes ont une épaisseur uniforme de 0,80 m et avec des fiches adaptées aux caractéristiques des terrains. Ces ouvrages provisoires n'ont pas été pris en compte dans le dimensionnement du cadre;

- ◆ le radier du cadre présente des épaisseurs allant de 0,90 m à 1,20 m selon la géométrie transversale des cadres;

- ◆ les piédroits du cadre ont une épaisseur uniforme de 0,50 m;

- ◆ les dalles de couverture du cadre présentent des épaisseurs de 0,70 m à 1,30 m selon les hauteurs de terre (de 0,30 m à 8 m) à supporter et la géométrie transversale de ce cadre (2 voies, 2 voies avec garage et 4 voies).

A noter que les ouvrages de sécurité (niches notamment) et les refuges (garages d'urgence) jalonnant le tracé ont été réalisés avec un changement complet de la section de la structure et donc avec un "décrochement" des rideaux de parois moulées. Les gaines de ventilation sont constituées par une dalle plane en béton armé de 20 ou 25 cm d'épaisseur et par une cloison verticale de 15 cm d'épaisseur séparant l'air frais de l'air vicié. La dalle est suspendue à la toiture de la traverse supérieure du cadre par des barres intégrées dans la cloison. Il s'agit de barres de précontrainte de 32 mm espacées de 2 m, ancrées en partie haute dans le cadre à l'aide de pièces spéciales ("araignées") et mises en tension sous le seul effet du poids de la dalle lors du décintrage. Sur ses deux bords, la dalle repose sur des corbeaux armés à l'Ouest et sur une section continue "rotulée" à l'Est (figure 3).

Les éléments particuliers

Le béton employé était un B30 avec fumées de silice devant être pompé sur 200 m et qui présentait la formulation suivante, pour 1 m³ :

- ◆ 980 kg de sable 0/4;

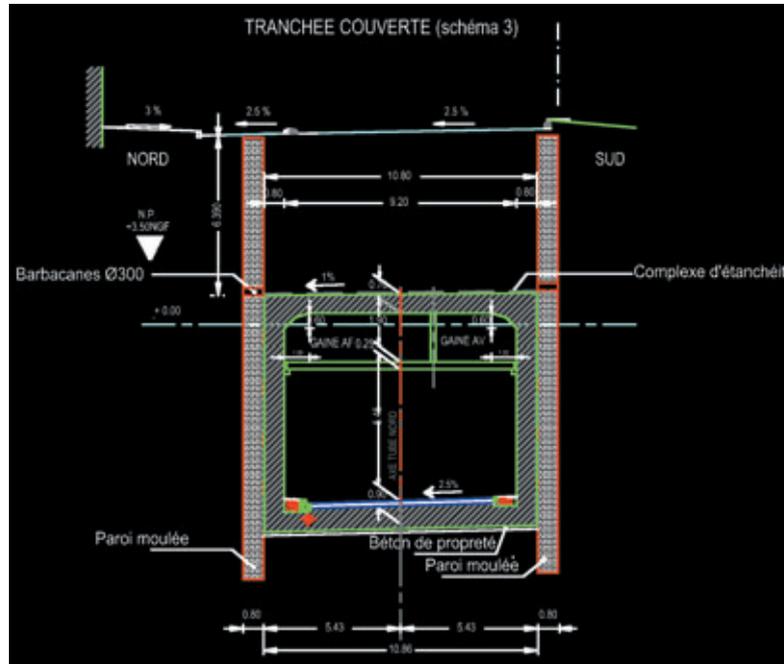


Figure 3
Coupe type
du cadre
Typical cross section
of the frame

- ◆ 495 kg de graviers 6/14;
- ◆ 495 kg de graviers 10/20;
- ◆ 275 kg de ciment CPJ HP PM CP2 prédosé à 8 % de fumées de silice;
- ◆ 1,20 % de plastifiant Rhéobuild 561;
- ◆ 170 l d'eau.

Ce choix de formulation avait pour objet de limiter la fissuration du béton due au retrait thermique lors de sa prise afin d'améliorer l'étanchéité de l'ouvrage situé dans la nappe phréatique tout en gardant des performances mécaniques élevées et des propriétés de fluidité pour le pompage. Elle a été mise au point par l'entreprise sur la base d'une formulation étudiée par le CETE Méditerranée pour les ouvrages souterrains du métro de Marseille.

Ces ouvrages d'accès sont fortement armés puisque les taux d'aciers sont compris entre 115 et 127 kg par mètre cube de béton selon les sections d'ouvrage.

Par ailleurs, deux stratégies différentes ont été développées par les entreprises pour la conception des ouvrages Ouest et Est : elles portent sur la détermination du couple "parois moulées/butons" constituant la structure provisoire, à savoir :

- ◆ une recherche d'optimisation du rideau de parois moulées vis-à-vis des quantités de béton et d'aciers à mettre en œuvre. Cette optimisation a conduit en contrepartie à mettre en place un système de butonnage assez important qui a gêné de façon très sensible le déroulement du chantier lors de la phase de construction du cadre interne;
- ◆ une recherche de réduction du système de butonnage des parois moulées afin de faciliter au mieux le déroulement du chantier de construction du cadre interne. Cette option a conduit en contrepartie à certains surdimensionnements de la structure provisoire.

A l'expérience, la deuxième solution s'est avérée économiquement la plus intéressante et techniquement la plus sûre dans le déroulement du chantier.



Complexe d'étanchéité en tranchée couverte
Damp-proof course in cut-and-cover tunnel

■ LES ÉQUIPEMENTS DIVERS

La structure principale en béton armé a été complétée par les équipements routiers ou d'assainissement suivants :

- ◆ un ouvrage de collecte des eaux pluviales des trémies et de fuite des ouvrages d'accès qui court tout le long dans le radier et qui va se jeter dans le pluvial du tunnel en direction de la station de pompage central ;

- ◆ des fourreaux pour le passage des réseaux nécessaires à l'exploitation qui se trouvent sous le trottoir Nord. Des fourreaux supplémentaires pour des réseaux transitant dans l'ouvrage sont disponibles sous le trottoir Sud, qui abrite également la conduite incendie de 200 mm ;

- ◆ l'étanchéité des ouvrages est assurée par une membrane extérieure PVC de 2,5 mm d'épaisseur compartimentée et protégée de la paroi moulée ou des terres par un feutre de 700 g/m² et par une membrane PVC semi-rigide de protection. Lorsque la dalle supérieure du cadre doit recevoir directement la chaussée de la voirie de surface, l'étanchéité de la dalle est de type "ouvrage d'art" en bitume élastomère et des raccords sont prévus alors entre les deux systèmes d'étanchéité ;

- ◆ un corps de chaussée de 20 cm d'épaisseur qui est réalisé directement sur le radier déversé et qui comprend :

- une couche de base en grave bitume 0/20 de 11 cm,
- une couche de liaison en béton bitumineux à module élevé 0/10 de 6 cm,
- une couche de roulement en béton bitumineux mince blanc ou noir de 3 cm.

Ainsi, sous les voies circulées, le produit "Colclair" a été mis en œuvre par le groupement d'entreprises Colas – Screg – Sacer afin d'obtenir une chaussée "blanche", la couche de roulement étant noire sous la bande réservée à la circulation des secours et dans les garages afin d'améliorer la lisibilité des dispositions routières.

ABSTRACT

Tunnel access: approaches and cut-and-covers

J.-P. Durand

The approaches and cut-and-covers for access to the deep tunnel were constructed under the protection of diaphragm walls, in a very constraining site.

This project is atypical due to the use of concretes with silica fume additives in order to limit their cracking during setting, the use of precompressed stays in certain difficult areas, and the choice of a combination of diaphragm walls/stays in order to optimise material costs and site impacts.

RESUMEN ESPAÑOL

Accesos : rampas de acceso y falsos túneles

J.-P. Durand

Las rampas y las trincheras cubiertas de acceso al túnel profundo se han ejecutado bajo la protección de paredes moldeadas y en un emplazamiento sumamente apremiante.

Estas obras se destacan por el empleo de hormigones mejorados mediante el humo de sílice, con objeto de limitar su fisuración en el momento del fraguado, por el empleo de codales pre-comprimidos en algunas zonas difíciles, así como la combinación "pantallas continuas/codales" y de este modo, optimizar los costos de los materiales y de los impactos de las obras.

Description du tunnel foré

Alain Chabert

 CHEF
DE L'ARRONDISSEMENT
DE TOULON
DDE du Var

Jean-Pierre Durand

 CHEF DE LA SUBDIVISION
TRAVERSÉE DE TOULON
DDE du Var

La structure du tunnel de Toulon est basée sur le principe du double soutènement, ce qui a permis de mettre en place une membrane d'étanchéité entre le soutènement provisoire et le soutènement définitif. Ce dernier est constitué d'un revêtement en béton de 50 cm d'épaisseur en voûte et 70 cm d'épaisseur en radier. A l'inverse de la voûte qui n'est pas armée, le radier est fortement ferrillé. La chaussée claire repose sur un remblaiement en grave de la contre-voûte. La partie haute de la section est utilisée pour les gaines de ventilation. Des niches, des abris et des garages ont été prévus ponctuellement pour l'exploitation et la sécurité des usagers.

La partie en tunnel creusé est longue de 1800 m. Elle se développe principalement sous la voirie communale du centre-ville (rue Gimelli) et sous des immeubles datant de la fin du XIX^e siècle (centre haussmanien).

COUPE TRANSVERSALE COURANTE

La coupe transversale de l'ouvrage est représentée sur la figure 1. La section excavée est de 100 m² environ.

Un soutènement provisoire a été réalisé par les prévoûtes ou par béton projeté armé de fibres métalliques. Il a été renforcé par des cintres en profilés métalliques et éventuellement par des contre-cintres dans certaines zones.

Selon les zones complétées par ces cintres, la structure définitive a été réalisée à l'intérieur du revêtement provisoire. Le complexe d'étanchéité se trouve entre les deux revêtements (cf. article suivant).

Le revêtement définitif est constitué d'un radier de 70 cm et d'une voûte en béton de 50 cm d'épaisseur. Le béton est un B30 avec fumées de silice formulé comme suit (pour 1 m³) :

- ◆ 875 kg de sable 0/5 ;
- ◆ 590 kg de graviers 6/16 ;
- ◆ 450 kg de graviers 14/25 ;
- ◆ 300 kg de ciment CPJ CEM II 52,5 PM, prédosé à 8 % de fumées de silice ;
- ◆ 1,74 % de fluidifiant MBT Rhéobuild 2500 ;
- ◆ 167 l d'eau.

Cette formule a pour objet de limiter la fissuration du béton due au retrait thermique lors de la prise. Elle avait été mise au point par le Cete Méditerranée pour les ouvrages souterrains du métro de Marseille.

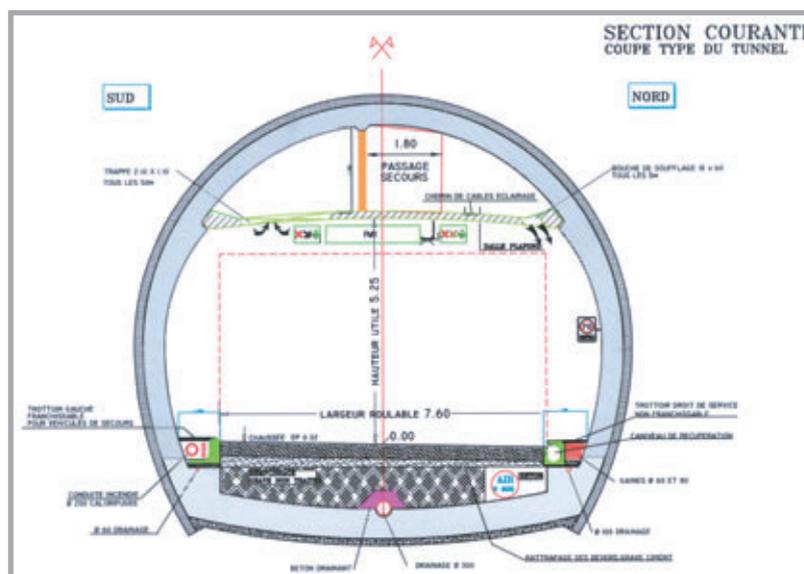


Figure 1
Coupe transversale
Cross section

Le radier définitif est fortement armé (environ 115 kg/m³). Par contre, la voûte ne comporte pas d'armatures car elle est toujours en compression.

Un complexe drainant est disposé directement sur le radier afin de conduire les eaux de lavage ou de ruissellement vers le drain central. La contre-voûte est remblayée par une grave reconstituée non traitée supportant le corps de chaussée.

La structure de chaussée est la suivante :

- ◆ couche de fondation (rattrapage des dévers) de 9 à 31 cm en grave bitume 0/20 ;
- ◆ couche de base en grave bitume 0/20 de 24 cm mis en œuvre en deux passes ;
- ◆ couche de liaison en béton bitumineux à module élevé 0/10 de 6 cm ;
- ◆ couche de roulement en béton bitumineux mince blanc ou noir de 3 cm.

La couche de roulement est noire sous la bande réservée à la circulation des secours et dans les garages. Sous les voies circulées, le produit "Colclair" a été mis en œuvre par le groupement d'entreprises Colas - Screg - Sacer.

Les fourreaux pour le passage des réseaux né-



Le tunnel achevé
The completed tunnel

cessaires à l'exploitation se trouvent sous le trottoir nord. Des fourreaux supplémentaires pour des réseaux transitant dans l'ouvrage sont disponibles sous le trottoir sud, qui abrite également la conduite incendie de 200 mm.

Les gaines de ventilation sont constituées par une dalle en béton armé légèrement voûtée de 18 cm d'épaisseur et par une cloison verticale de 15 cm d'épaisseur séparant l'air frais de l'air vicié. La dalle est suspendue à la voûte par des barres intégrées dans les cloisons. Il s'agit de barres de précontrainte de 32 mm espacées de 2 m, ancrées en partie haute dans le revêtement définitif à l'aide de pièces spéciales ("araignées") et mises en tension sous le seul effet du poids de la dalle lors du décintrage. Sur ses deux bords, la dalle repose sur des corbeaux non armés par l'intermédiaire d'un appui linéaire en élastomère.

Dans la partie où la gaine de ventilation est utilisée pour l'évacuation des usagers réfugiés dans les abris, la sous-face de la dalle de ventilation a reçu un revêtement de protection incendie permettant d'assurer 2 heures de résistance au feu d'hydrocarbures majorés.

■ OUVRAGES PONCTUELS

Les ouvrages particuliers suivants ont été réalisés :

- ◆ trois abris de 50 m² isolés du tunnel par une paroi de 25 cm protégée au feu et par un sas ;
- ◆ des niches de sécurité tous les 200 m du côté nord (cabines téléphoniques équipées d'extincteurs) ;
- ◆ des niches techniques tous les 200 m, juxtaposées aux niches de sécurité (protection des équipements électriques ou optiques pour l'exploitation) ;
- ◆ des niches incendie tous les 200 m du côté sud (réservation dans le revêtement définitif permettant de mettre en place un poteau incendie).

Un seul des garages poids lourds se trouve dans la zone réalisée en tunnel foré : le garage central. Il a nécessité une excavation de section nettement plus importante.

On trouve également dans cette zone la station de pompage centrale commune aux deux tunnels, réalisée en surexcavation du côté nord et située au point bas du profil en long. Elle comporte une bêche recueillant les eaux des différents réseaux de drainage. Trois pompes et une canalisation forcée depuis la surface permettent le rejet des eaux dans le réseau pluvial après décantation et passage dans un déshuileur.

**Autre vue
du tunnel achevé**

**Another view
of the completed tunnel**



ABSTRACT

Description of the bored tunnel

A. Chabert, J.-P. Durand

The structure of the Toulon tunnel is based on the double support principle, which enabled a membrane to be installed between the temporary supporting system and the final supporting system. The latter consists of a concrete surfacing 50 cm thick on the arch and 70 cm thick on the foundation raft. Unlike the arch, which is not reinforced, the foundation raft is heavily reinforced. The bright pavement rests on a coarse gravel backfilling on the inverted arch. The upper part of the cross section is used for the ventilation ducts. Recesses, shelters and laybys have been provided for at various points for operation and for user safety.

RESUMEN ESPAÑOL

Descripción del túnel perforado

A. Chabert y J.-P. Durand

La estructura del túnel de Toulon se funda en el principio del doble sostenimiento, lo que ha permitido implantar una membrana de estanqueidad entre la entibación provisional y la entibación definitiva. Esta última está formada por un revestimiento de hormigón de 50 cm de espesor en la bóveda y 70 cm de espesor en la solera. Y ello, contrariamente a la bóveda que no está armada, mientras que la solera está fuertemente armada. La calzada clara toma apoyo sobre un terraplenado de grava de la contrabóveda. La parte superior de la sección se utiliza para

los conductos de ventilación. Se han tenido en cuenta puntualmente, nichos de emergencia, resguardos y garajes para la operación y la seguridad de los usuarios.

L'étanchéité

Jean-Louis Mahuet



INGÉNIEUR PRINCIPAL
CHARGÉ
DES TECHNIQUES
SPÉCIALES GÉNIE CIVIL
Semaly - Groupe EGIS

L'étanchéité des ouvrages du tube nord a été assurée par la mise en œuvre d'un dispositif d'étanchéité par géomembrane PVC-P translucide, conforme aux spécifications du fascicule 67 titre III du CCTG. Du fait de l'immersion de l'ouvrage dans une nappe phréatique celui-ci a reçu une étanchéité totale, faisant de celui-ci le quatrième ouvrage français étanché de cette manière. Le traitement du compartimentage, et plus précisément celui du raccordement des gaines de contrôle et d'injection a fait l'objet de dispositions innovantes.

Du fait de l'immersion de l'ouvrage sur toute sa longueur dans la nappe phréatique, une étanchéité totale et circonférentielle a été mise en œuvre. Elle est du type Dispositif d'étanchéité par géomembrane (D.E.G.) synthétique appliquée en indépendance à l'extrados du revêtement béton de l'ouvrage.

La composition de ce D.E.G., en fonction de la partie d'ouvrage à étancher est la suivante :

◆ **radier** : en partant du support constitué d'un béton de propreté :

- lisse de drainage en nappe alvéolée Delta MS 20 mm,

- protection inférieure en géotextile d'une masse surfacique de 800 g/m², géomembrane d'étanchéité en PVC-P translucide d'une épaisseur minimale de 15/10 de millimètres. En janvier 2000, et sur demande du groupement d'entreprises, cette épaisseur est passée à 20/10 de mm dans un souci d'optimisation du D.E.G. à la résistance au poinçonnement dynamique (annexe n° 7 du Fascicule 67 - Titre III du CCTG). Depuis cette date, et spécifiquement pour l'étanchéité des tunnels, l'Aftes recommande de déroger au CCTG pour la mise en œuvre de géomembrane d'étanchéité en passant de 15/10 de millimètres spécifiés à 20/10 de millimètres d'épaisseur minimale, ce qui permet ainsi de réduire l'épaisseur de la protection supérieure en PVC opaque, et ceci principalement en voûte,
- protection supérieure en PVC-P opaque d'une épaisseur de 21/10 de mm ;

◆ **voûte** : en partant du support constitué d'un béton projeté fibré (fibres métalliques Dramix 30/50) :

- protection inférieure en géotextile d'une masse surfacique de 800 g/m²,
- géomembrane d'étanchéité en PVC-P translucide d'une épaisseur minimale de 15/10 de millimètres,
- protection supérieure ponctuelle en PVC-P opaque d'une épaisseur de 21/10 de millimètres. Celle-ci n'a été mise en œuvre qu'au droit du masque du coffrage de bétonnage de la voûte. Elle se présente sous forme de bande de 1 m de largeur thermosoudée par point sur la géomembrane d'étanchéité.

Ce dispositif d'étanchéité appliqué en voûte a été complété par :

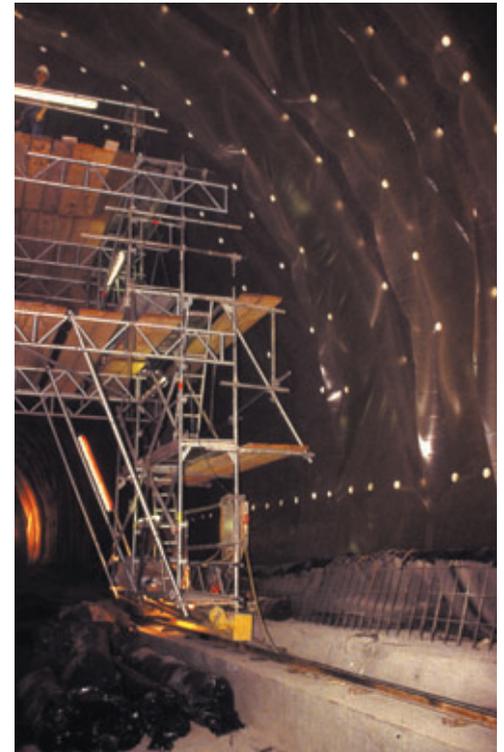
- des rondelles de fixation de la géomembrane au support. Celles-ci, à base de PVC-P sont spittées à travers la protection inférieure. La fixation de la géomembrane est assurée par thermosoudage partiel de celle-ci sur la rondelle,

- la mise en œuvre à la demande de cerces de drainage en nappe alvéolée, Delta MS 8 mm pour capter et drainer les arrivées d'eau significatives, de manière à ne pas gêner la pose du D.E.G. en voûte. Les caractéristiques physico-mécaniques des différents composants, spécifiées dans le CCTP du marché sont conformes au Fascicule 67 - Titre III du CCTG.

Conformément à l'article 7.4.2.4. de ce CCTG, un compartimentage de l'étanchéité a été mis en œuvre par plot d'ouvrage.

Les caractéristiques des profilés de compartimentage sont conformes à celles proposées par les recommandations de l'Aftes (T.O.S. n° 130 juillet/août 1995).

Le compartimentage ainsi mis en œuvre a pour objectif de limiter la surface du D.E.G., à éventuellement et ultérieurement réparer, à environ 250 m², tout en différenciant le radier de la voûte d'un même plot (figure 1). Dans cet esprit, et pour la première



Pose du D.E.G. (Dispositif d'étanchéité par géomembrane) en voûte

Laying the geomembrane sealing system in arch

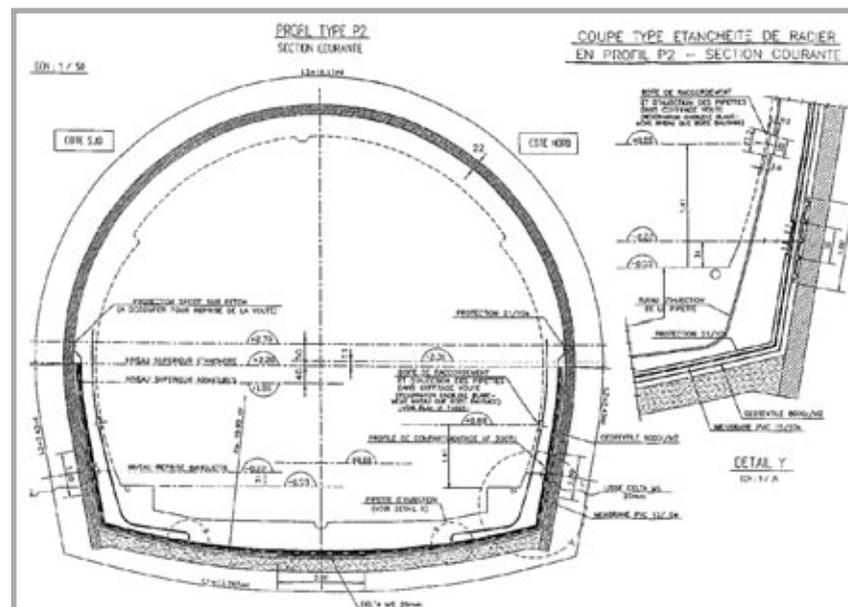


Figure 1
Détail D.E.G. et compartimentage du radier
Detail of geomembrane sealing system and compartmenting of the foundation raft



Le complexe d'étanchéité
The damp-proof course

► fois en France, des gaines de contrôle et d'injection de couleurs différentes pour mieux repérer celles du radier et de la voûte ont été mises en œuvre.

Autre application particulière, avec cette fois-ci la mise en œuvre au droit du plot 28, d'un compartimentage de l'ouvrage, cette fois-ci entre l'étanchéité et le soutènement, de manière à limiter les circulations d'eau à l'extérieur du revêtement béton. Ce compartimentage a été réalisé à l'aide d'une bande de géosynthétique bentonitique aiguilleté d'une largeur de 2 m, fixée mécaniquement au support de la voûte.

L'accès 4N bis, du fait de son phasage, a fait également l'objet d'un traitement particulier de l'étanchéité. La difficulté de raccordement avec le D.E.G. du tunnel a conduit la DDE à s'orienter vers une étanchéité intrados adhérente au support. Celle-ci se présente sous forme d'un film mince adhérent au support, d'une épaisseur minimale \geq à 1,5 mm en radier et à 1 mm en piédroit. C'est un procédé époxy-uréthane souple appliqué sur primaire époxydique qui a été mis en œuvre.

Les travaux d'étanchéité ont été réalisés d'avril 1996 à janvier 2001 par les sociétés Europroof - Prati - SLEG pour la partie PVC représentant une surface d'environ 80 000 m², et par la société Xerotec pour l'étanchéité résine de l'accès 4N bis.

ABSTRACT

Waterproofing

J.-L. Mahuet

The structures in the northern tube were waterproofed by laying a translucent PVC-P geomembrane sealing system, in accordance with the specifications of section 67 title III of the "CCTG" General Technical Specifications. Due to the fact that the structure is submerged in a water table, it received total waterproofing, making it the fourth French tunnel waterproofed in this way. For the treatment of compartmenting, and more specifically for connection of the inspection and cement grouting ducts, innovative measures were adopted.

RESUMEN ESPAÑOL

Estanqueidad

J.-L. Mahuet

La estanqueidad de las estructuras del tubo norte se ha obtenido mediante la implementación de un dispositivo de estanqueidad formado por medio de una geomembrana PVC-P translúcida, de conformidad con las especificaciones del fascículo 67, título III, del CCTG. Debido a la inmersión de la estructura en una capa freática, ésta ha sido objeto de la ejecución de un sistema de estanqueidad total, con lo cual este sistema constituye la cuarta estructura francesa de este género en que se aplica una estanqueidad según el mismo método. La ejecución de la compartimentación – y, con mayor detalle, aquella que corresponde a la conexión de los conductos de control y de inyección – ha dado lugar a la aplicación de disposiciones innovadoras.

Procédé initial de construction

Bernard Bizon
DIRECTEUR TECHNIQUE TRAVAUX
SOUTERRAINS
Bec Perforex

Jean-Pierre Durand
CHEF DE LA SUBDIVISION
TRAVERSÉE DE TOULON
DDE du Var



Compte tenu de l'impérieuse nécessité de minimiser les tassements sous le bâti du centre-ville, l'appel d'offres pour le creusement du tunnel a été lancé sur deux solutions de base faisant appel à deux techniques différentes de présoutènement. Cet article expose la méthode du prédécoupage mécanique avec prévoûtes (méthode Perforex) proposée par le groupement d'entreprises Spie Batignolles TPCI - Eiffage TP - Bec Perforex et retenue à l'issue de la consultation.

LES CONDITIONS DE L'APPEL D'OFFRES

Lors du lancement de la procédure européenne de dévolution des travaux du tunnel foré, la maîtrise d'œuvre a recherché à élargir au maximum le champ de la concurrence tout en visant à obtenir des techniques de creusement faisant appel au présoutènement. En effet, les impératifs liés au bâti de surface se traduisaient par des valeurs réduites pour les tassements admissibles au droit du tracé de l'ouvrage lors de cette phase de travaux.

Ainsi, la consultation des entreprises s'est faite sur la base d'un dossier comportant deux solutions contrastées définies par un descriptif, un quantitatif et un bordereau de prix pour chacune d'elles et faisant appel toutes deux à la technique du présoutènement à l'excavation :

- ◆ le présoutènement par prévoûte béton réalisée par prédécoupage mécanique qui était un brevet français mis au point par la société Perforex ;
- ◆ le présoutènement par voûte parapluie qui était une technique très utilisée par les entreprises italiennes,

étant entendu que la zone centrale du projet devait être traitée dans les deux cas de façon classique avec une excavation faisant appel à la section divisée et soutènement normal.

Pour établir ce dossier de consultation, chacune des deux techniques a fait l'objet d'études approfondies par des bureaux spécialisés et les estimations prévisionnelles afférentes à ces solutions étaient voisines, permettant ainsi une saine concurrence entre les entreprises.

Les entreprises pouvaient répondre à l'une ou/et l'autre solution lors de la remise des offres après l'avoir précisé lors de la procédure préalable de recherche des candidatures. L'aspect sécuritaire de la technique proposée était le premier critère dans le choix de la méthode et des propositions techniques secondaires pouvaient être faites afin de compléter les offres ou d'adapter le procédé présenté au projet.

La procédure de dévolution des travaux a débouché sur l'adoption de la technique de présoutènement par prévoûte béton réalisée par prédécoupage mécanique.

LES CONTRAINTES DU CHANTIER

La définition géométrique du projet et son environnement urbain et géologique ont été rappelés dans les pages précédentes.

Les principales difficultés à surmonter pour la réalisation de ce chantier étaient donc les suivantes :

- ◆ un chantier réalisé en site urbain dense, nécessitant une limitation importante des incidences phoniques du chantier au droit des puits d'attaque ;
- ◆ un contexte géologique très complexe (figure 1) se traduisant par une forte hétérogénéité des sols rencontrés qui présentent une sensibilité vis-à-vis des problèmes de tassement. La ville de Toulon est bâtie sur un glacis de piedmont situé à la limite entre la Provence calcaire au nord et les massifs cristallophylliens d'âge hercynien se rattachant

Figure 1
Contexte géologique schématique

Schematic geological context

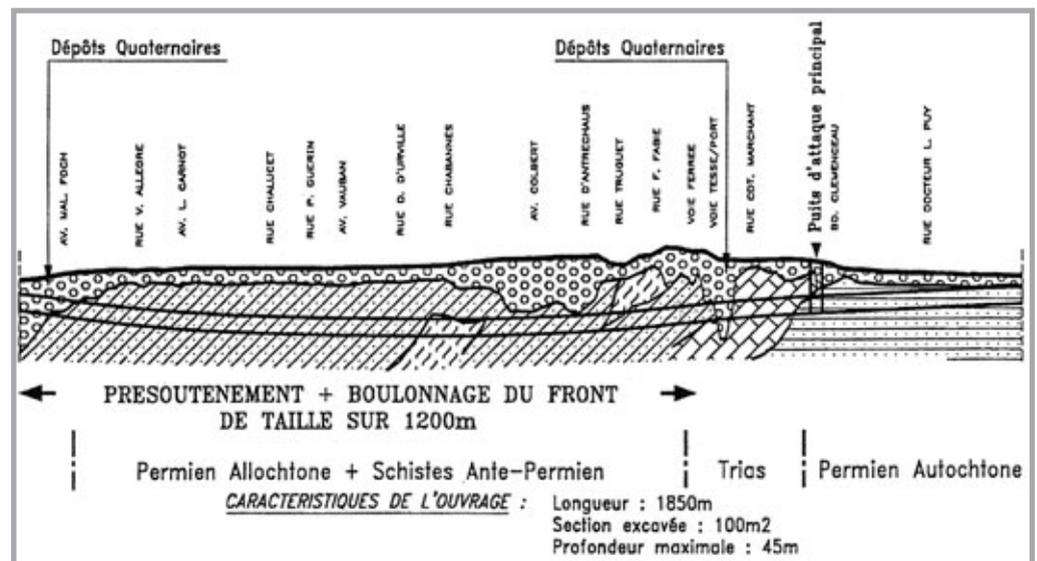


Figure 2
Coupe
transversale
Cross section

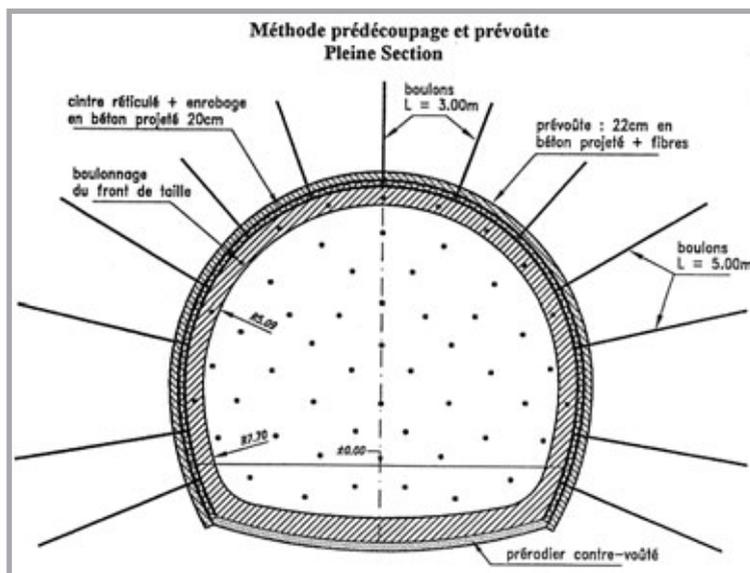
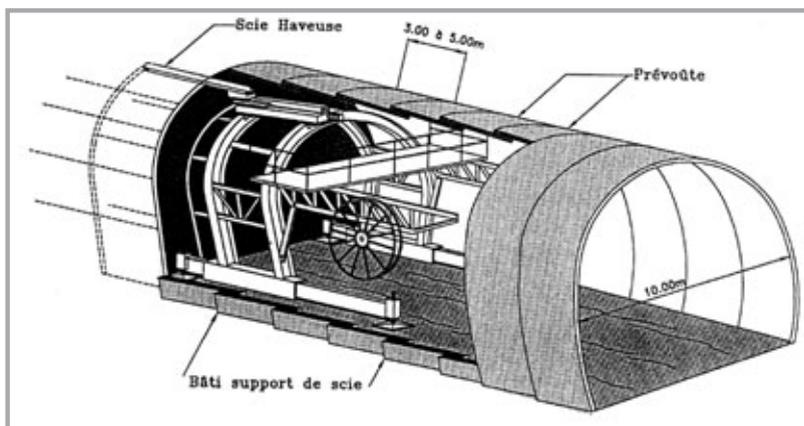


Figure 3
Machine
de prédécoupage
mécanique
**Mechanical
pre-cutting machine**



à l'ensemble Pyrénées-Maures-Estérel, au sud. Cette bordure marine est recouverte par des colluvions de piedmont datant du Würm masquant un substratum géologique d'âge permotriasique dans lequel est creusé le tunnel nord de Toulon.

La structure de ce substratum est très complexe car elle est constituée d'une superposition d'écaillés tectoniques formant une série inverse. L'origine de cette structuration est liée au fort raccourcissement du socle d'âge primaire qui a été soumis à la tectonique tangentielle de la phase orogénique pyrénéenne à l'Eocène. Ces nappes de charriage se sont déplacées sur 10 à 20 km du SW vers le NE. De l'ouest vers l'est, le tunnel routier nord rencontre la succession géologique suivante : graves argileuses du Quaternaire, grès, arkoses et quartzites d'âge cambro-silurien, schistes charbonneux du Stéphien, grès et pélites rouges du Permien supérieur, paléotalweg quaternaire, gypse et calcaires dolomitiques du Trias puis grès rouges du Permien supérieur autochtone.

Dans le détail, cette succession générale est composée du redoublement multiple de sous-écaillés tectoniques de ces différents faciès à l'échelle hectométrique. Cette structure très complexe entraîne

une grande variabilité des terrains rencontrés lors du creusement de l'ouvrage ;

- ◆ la présence proche de la mer ainsi que d'une nappe phréatique puissante. De ce fait des campagnes importantes d'injections ont été réalisées depuis la surface dans les zones accessibles, les autres zones devant être traitées depuis le souterrain à l'avancement si nécessaire ;

- ◆ la réalisation de l'ouvrage sous un bâti urbain dense, nécessitant une limitation drastique des tassements en surface.

■ LA MÉTHODE DE CONSTRUCTION

Méthode retenue

Prenant en compte les contraintes ci-avant, le mode d'exécution retenu lors de la consultation des entreprises était la méthode de prédécoupage mécanique avec prévoûtes (méthode Perforex), sur 1 200 m de longueur entre la trémie ouest et les calcaires du Trias, associée à un soutènement du front de taille.

Dans les calcaires et le Permien autochtone, l'excavation était prévue avec une fraise ou un BRH sur pelle mécanique, et le soutènement par béton projeté, treillis soudé, et cintres réticulés ou boulons.

Après consultation des entreprises, la méthode retenue pour la partie du tracé nécessitant un pré-soutènement était une solution conservant le prédécoupage mécanique avec prévoûtes mais appliquée en pleine section. En effet les calculs et l'expérience montraient que les tassements étaient ainsi encore réduits.

Cette option nécessitait bien sûr un renforcement du boulonnage du front de taille pour assurer sa stabilité du fait de sa surface importante (108 m² excavés).

Elle permettait en outre d'utiliser une machine très puissante (300 kW à la scie de havage) qui devait s'avérer bien nécessaire dans certains passages très résistants du terrain.

Les fronts d'attaque

Le tracé général (1 843 m) du tunnel nord est attaqué simultanément à partir de trois fronts :

- ◆ F1 : d'ouest vers l'est à partir du puits ouest (15 m x 10 m laissés dans la tranchée couverte) en pleine section par méthode de prédécoupage mécanique Perforex ;

- ◆ F2 : d'est vers l'ouest à partir du puits central (15 m de long x 30 m de large x 30 m de profondeur) d'abord sur 150 m en méthode traditionnelle demi-section supérieure puis stross par abattage à la machine à attaque ponctuelle, cintres réticulés et béton projeté fibré. Ensuite en pleine section

par méthode de prédécoupage mécanique Perfo-
rex ;

◆ F3 : 375 m d'ouest en est à partir du même puits central par abattage pleine section au marteau brise-roche hydraulique, pose de boulons type Swellex et béton projeté fibré (voie humide).

Cycles de la méthode de prédécoupage mécanique

Un cycle complet comprenait les opérations suivantes (figure 2) :

◆ saignée : la haveuse se met en position au front de taille pour réaliser la prévoûte qui est décomposée en 6 à 12 segments inscrits sur la périphérie de la section. Toutes les prévoûtes ont une longueur de 4 m et une épaisseur de 22 cm, elles sont de géométrie générale tronconique de façon à s'emboîter les unes sous les autres comme des tuiles. Le recouvrement des prévoûtes est de 0,50 m en profil P2, 1,00 m en P3 et 1,50 m en P4, ces profils étant définis au marché suivant la géologie rencontrée. La haveuse permet de réaliser simultanément le sciage d'un segment et le bétonnage d'un autre, le chariot de la scie et celui du robot pouvant se croiser (figure 3). Le béton est un béton projeté voie sèche performant contenant 30 kg/m³ de fibres acier ;

◆ boulonnage du front : le temps de prise du béton de saignée est mis à profit pour réaliser le boulonnage du front. Les calculs aux éléments finis ont déterminé le nombre de boulons nécessaires ;

◆ terrassement : une pelle hydraulique de 45 t équipée soit d'un godet, soit d'une fraise, soit d'un marteau brise-roche hydraulique (ceci en fonction de la nature des terrains) réalise alors le terrassement sur 3,50 m pour le profil P2, 3,00 m en P3 et 2,50 m en P4. La pelle n'a qu'un rôle d'abattage, le marouflage est lui assuré par un chargeur sur pneus qui charge des camions 6 x 4 routiers ;

◆ béton projeté en front de taille : outre les boulons d'ancrage, un béton projeté de front (5 à 15 cm) est nécessaire pour assurer la stabilité du front mais également pour éviter aux pétiltes de se désagréger au contact de l'air. Il s'agit là aussi d'un béton projeté performant contenant 30 kg/m³ de fibres métalliques mais projeté par voie humide cette fois ;

◆ radier : dans le cycle d'avancement, un radier provisoire est coulé au niveau du roulement de la haveuse et au droit de la prévoûte N-1. Ce radier a un rôle principal de butonnage des piédroits et permet de plus le roulage des engins dans de meilleures conditions. Enfin, il permet de différer le boulonnage radial des prévoûtes, en temps masqué et en arrière du front. Dans la traversée des terrains de qualité moindre, la section est fermée à l'avancement au droit de la prévoûte N-1 par un préradier contre-voûté définitif ferrailé surmonté d'un remblai de grave ciment, et d'un béton de roulement comme ci-dessus.

MATÉRIAUX ET MATÉRIELS SPÉCIFIQUES AU PRÉSOUTÈNEMENT

Béton projeté de prévoûte

Le cahier des charges impose une résistance de 8 MPa à 4 heures, 8 MPa étant la résistance minimale pour pouvoir excaver sous la prévoûte, et 4 heures étant le temps d'attente maximum qui était estimé acceptable pour réaliser des cycles en moins de 24 heures, condition nécessaire au respect du délai global ; remarquons que ces 4 heures sont utilisées au boulonnage du front de taille.

L'entreprise voulait également pouvoir projeter le béton avec un rendement supérieur à 15 m³/heure car dans l'opération de réalisation de la saignée, c'était jusqu'alors le remplissage du béton qui ralentissait le sciage.

L'entreprise voulait aussi l'innocuité du béton pour le personnel d'exécution.

Au départ la voie humide permettait d'obtenir le rendement mais pas la résistance contractuelle, et la voie sèche la résistance mais pas le rendement. Au final, une machine à projeter voie sèche a été mise au point pour atteindre 18 m³/heure et le fournisseur Vicat a mis au point une formule de béton à base de ciment Vicalp entièrement préparé en centrale hors site, y compris l'adjonction de fibres acier, étudiée spécifiquement pour le chantier. Les valeurs de résistance obtenues sont supérieures à 10 MPa à 4 heures et des résultats de carottage à 6 mois montrent des résistances supérieures à 30 MPa.

Boulons de front de taille

Après plusieurs séries d'essais de traction sur différents types de boulons disponibles sur le marché, essais réalisés dans des terrains de mauvaises qualités, il est apparu que des boulons de 18 m de longueur constitués d'un tube PVC intérieur (nécessaire à l'injection après pose) entouré de trois plaquettes en fibre de verre de section rectangulaire qui assurent la résistance à la traction requise de 80 t à la rupture permettaient d'obtenir de meilleurs résultats.

Pendant la 1^{re} partie du chantier, l'injection gravitaire de ces boulons était réalisée à l'aide d'un coulis ciment-eau. Les résultats ne permettaient toutefois pas d'atteindre la résistance à la traction réclamée dans le cahier des charges soit 12 t/ml et ont donc entraîné la pose du plus grand nombre de ceux-ci. La présence soutenue sur le chantier des techniciens spécialistes dans la mise en œuvre de mousse polyuréthane a permis d'abord de résoudre des problèmes de venues d'eau et de consolidation grâce à l'injection locale de ces produits.

L'idée est un jour venue de faire un essai d'injection des boulons en fibre de verre du front avec ces

Photo 1
Machine
de prédécoupage
*Mechanical
pre-cutting machine*



Photo 3
Chaîne de haveuse
*Mining machine
chain*



Photo 2
Machine de prédécoupage en tunnel
Mechanical pre-cutting machine in tunnel

► mousses et les résultats ont été au-delà des espérances et supérieurs à ceux demandés. La mise en œuvre en est donc devenue systématique avec la réduction du nombre de boulons pour un confinement identique.

Machine de prédécoupage mécanique

La structure porteuse de la machine est constituée en partie basse de deux longerons identiques dans chacun desquels circule une poutre munie de patins d'appuis relevables aux extrémités, ce qui permet la translation de l'ensemble. Cette structure métallique est complétée par un portique consti-

tué d'arcs de forme parallèle à la voûte du tunnel, enjambant la piste de circulation (figure 3, photos 1 à 4). Les arcs portent les deux chariots, dont la rotation permet le déplacement de la scie d'une part, et du robot de bétonnage d'autre part, le long du pourtour extradados du front de taille.

Chacun de ces deux organes de travail est muni de moteurs et vérins hydrauliques de positionnement assurant des mouvements axiaux de pénétration sortie (1), et les réglages radiaux et orthoradiaux ;

(1) La section du tunnel de Toulon étant suffisante, le choix effectué a été celui d'une machine dite de type III, intégrant une glissière sublongitudinale permettant la pénétration de la lame via l'avancée de la tête de coupe indépendamment de l'avancée du portique.

Figure 4
Foreuse PG
type Casagrande
*Casagrande type PG
drilling machine*

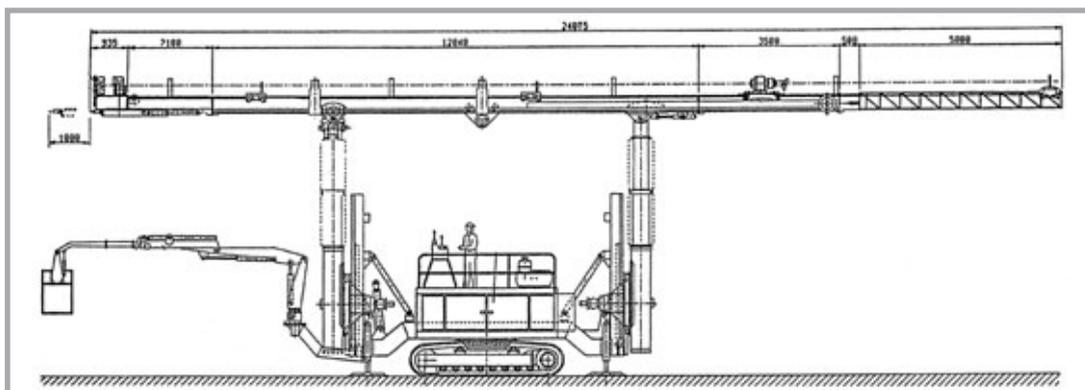




Photo 4
Prédécoupage en cours
Pre-cutting in progress

la tête de coupe sur laquelle est fixée la scie intègre les moteurs hydrauliques et le réducteur d'entraînement de la chaîne.

Les commandes sont regroupées dans une cabine panoramique située sur une plate-forme AR qui porte également le groupe de puissance électrohydraulique (650 kW installés).

Foreuse de grande longueur

Cette machine sur porteur chenillé avec stabilisateurs et tourelle, moteur thermique 93 kW et groupe de pompes hydrauliques à débit variable, intègre une flèche "horizontale" de longueur totale 25 m, articulée sur deux colonnes télescopiques, chacune montée sur support auréolaire relevable et permettant des forages horizontaux sur une hauteur à l'axe de 9,5 m avec rayon de 5,4 m, ou subhorizontaux voire biais avec déphasage des colonnes (figure 4).

La tête rotative passante permet, pour une course de chariot de 13,5 m, la réalisation de forages de longueur utile dépassant 18 m.

Une nacelle à l'avant de la machine permet, avec l'accès au front, l'équipement manuel des forages (optimisé avec une seconde nacelle en arrière dans l'axe du forage).

ABSTRACT

Initial construction process

B. Bizon, J.-P. Durand

Given the absolute necessity of minimising subsidence under the building stock in the city centre, the invitation to tender for tunnel driving was sent out for two standard solutions making use of two different pre-lining support techniques.

This article outlines the mechanical pre-cutting method with pre-arches (Perforex method) proposed by the Spie TPCI, Eiffage TP and Bec Perforex consortium and selected following the tender process.

RESUMEN ESPAÑOL

Procedimiento inicial de construcción

B. Bizon y J.-P. Durand

Habida cuenta de la imperiosa necesidad consistente en reducir los costes en todo lo posible en cuanto a los asentamientos en los terrenos edificados en el casco urbano, la licitación correspondiente a la excavación del túnel se ha precisado acorde a dos soluciones básicas, en que se recurre a dos procedimientos técnicos diferentes de entibación. Se expone en el presente artículo el método de predeterminación de la subdivisión mecánica con prebóvedas (método Perforex) propuesto por la agrupación de empresas Spie TPCI - Eiffage TP - Bec Perforex y adoptada al término de la licitación.

Le fontis du 15 mars 1996

Le 15 mars 1996 le tunnel s'est effondré entraînant la formation d'un fontis en surface. Après un bref rappel de la méthode alors mise en œuvre à l'avancement, on décrit le mécanisme d'effondrement du tunnel tel qu'il a pu être observé depuis l'intérieur par les personnels présents. Puis il est proposé quelques hypothèses quant aux causes susceptibles d'être à l'origine du sinistre.

On décrit ensuite les travaux de reprise, destinés en premier lieu à stabiliser les avoisinants du fontis par un traitement généralisé, par injections solides et des traitements ponctuels au voisinage des ouvrages et voisins. Puis la reprise du creusement en tunnel s'est faite en pleine section à l'abri de traitements par aureoles divergentes de jet grouting mises en œuvre à partir du front.

L'effondrement du 15 mars 1996 s'est produit sur l'attaque F2 progressant depuis l'est (puits principal, figure 1) vers l'ouest, alors que le front avait atteint le PM 1667,4 (PM décroissant avec l'avancement) et que la prévoûte n° 53 avait été réalisée mais non encore excavée. Le terrain encaissant était constitué de pélites rouges fortement tectonisées appartenant à une écaïlle de Permien.

■ RAPPEL DE LA MÉTHODE MISE EN ŒUVRE

Depuis le PM 1701,7 (prevoûte n° 39) la méthode de creusement respectait la séquence suivante :

- ◆ réalisation de la prévoûte N sur une longueur de 4,00 m ;
- ◆ réalisation du boulonnage de front ;

- ◆ terrassement de la prévoûte N (2,35 m environ, puis 2,80 m à partir de la prévoûte n° 47) ;
- ◆ béton projeté sur le front ;
- ◆ terrassement du préradier de la prévoûte N-1 ;
- ◆ ferrailage et bétonnage du préradier de la prévoûte N-1 et pose d'un cintre HEB 220 à incorporer au radier ;
- ◆ réalisation d'un remblai en grave ciment et du bétonnage du radier de roulement ;
- ◆ réalisation de la prévoûte N +1 sur une longueur de 4,00 m.

La liaison prévoûte/radier était assurée grâce à un accrochage entre les extrémités épaissies et ferrillées du radier et des barres d'acier scellées dans le béton de la prévoûte.

L'épinglage des zones de recouvrement avait été supprimé à partir de la prévoûte n° 42.

Remarques :

Préalablement (jusqu'à la prévoûte n° 38) l'intrados des prévoûtes avait été renforcé par un cintre HEB 180 raccordé au cintre HEB 220 placé en radier.

Le retrait des renforcements successifs de soutènement avait été décidé au vu du comportement du terrain encaissant qui semblait présenter de meilleures caractéristiques de déformation et de résistance mises en évidence par les résultats des essais de boulonnage et par la réduction des mouvements de poinçonnement des prévoûtes.

■ RÉCIT DE L'EFFONDREMENT

Les premiers signes annonciateurs de la rupture sont apparus durant le week-end du 9 - 10 mars sous la forme de fines fissures (ouverture millimétrique) affectant le piedroit gauche des prévoûtes n° 40 à 44 (figure 2).

L'évolution rapide de cette fissuration, notamment sur les prévoûtes n° 45 à 48 a conduit aux dispositions suivantes arrêtées le 14 mars au matin :

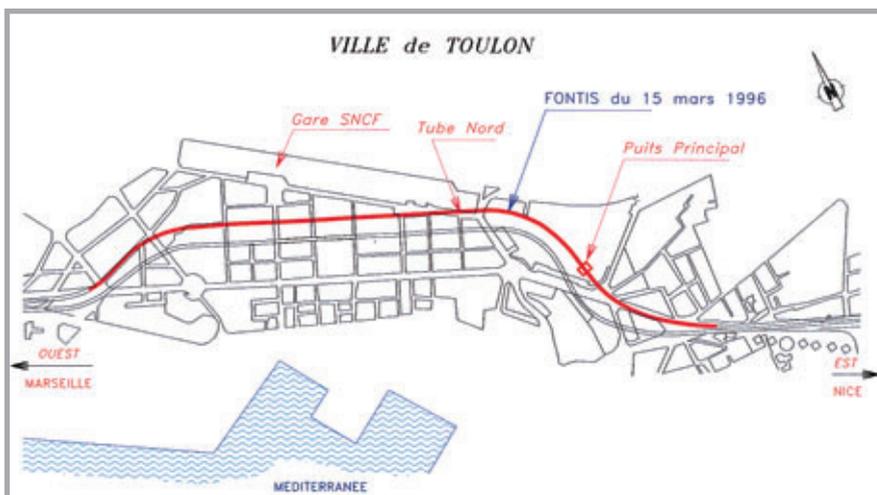
- ◆ suivi et poursuite du repérage des fissures affectant les prévoûtes ;
- ◆ épinglages des prévoûtes à cheval sur les fissures repérées ;
- ◆ boulonnage radial en quinconce sur les éléments de prévoûtes fissurés ;
- ◆ préparation d'éléments de cintres pour pose à suivre.

Alors que ces mesures de renforcement étaient en cours de réalisation, une aggravation rapide des désordres s'est produite durant la nuit du 14 au 15 mars. Cette aggravation a principalement concer-

Le fontis
The subsidence
cavity



Figure 1
Plan
de situation
Location drawing





Position de la voie ferrée par rapport au fontis

Location of the railway line relative to the subsidence cavity

Alain-Alexandre Robert

CHARGÉ DE MISSION
AVIS ET CONTRÔLE
EXTERNE GÉNIE CIVIL
Centre d'études des tunnels



Alain Guilloux

PRÉSIDENT - DIRECTEUR
GÉNÉRAL
Terrasol



né les prévoûtes n° 45 à 47 au niveau des braquages droit et gauche. A partir de 2h00 il est observé une émission de fine poussière accompagnée de la chute de grains de béton. Une nouvelle accélération intervient à 5h00 provoquant la chute de blocs de béton de 10 à 20 cm se détachant au-dessus des braquages gauches sur les prévoûtes n° 44 à 46. Aucun désordre concernant le front de taille n'est constaté.

A partir de 5h30 il a été pris des photographies qui *a posteriori* ont permis de mieux apprécier le développement de la rupture. Ainsi ont été observés :

- ◆ à gauche, un fort bombement en piédroit de la prévoûte n° 42 qui se décollait de la prévoûte n° 41, tandis que les prévoûtes n° 43 à 47 cassent selon une ligne s'abaissant du haut au bas du piédroit en allant vers le front. La rupture se faisant par glissement et enfoncement de la voûte derrière le piédroit;

- ◆ à droite, un écaillage du béton affectant surtout les prévoûtes n° 42 à 45, ayant tendance à remonter jusqu'en rein; d'autre part les prévoûtes n° 40 à 42 semblaient se décoller en piédroit;

- ◆ la clé de voûte et les parties comprises entre les reins étaient exemptes de désordre.

Plus près du front un décollement de 3 à 4 cm entre les prévoûtes n° 50, 51 et 52.

L'effondrement proprement dit est décrit de la manière suivante dans le rapport d'événement du poste du vendredi matin 15 mars :

"L'effondrement en masse des prévoûtes débute sur les prévoûtes PV 43 à PV 45 des deux côtés et simultanément au niveau du rein droit de PV 52. Les piédroits et reins s'écroulent d'abord suivis par la création de fontis au niveau des naissances, profonds de 2 m environ. Immédiatement après, l'effondrement de la voûte se produit. Le fontis en voûte ne suit pas instantanément, il se produit quelques minutes après avec la chute de blocs d'argilites du Permien brun rouge d'un diamètre de quelques dizaines de centimètres à plusieurs mètres. Ces blocs possèdent tous des faces qui sont des plans de fractures lustrés. A 8h15, l'effondrement généralisé du tunnel se produit à partir de la prévoûte PV 39 avec obstruction totale de la section nous empêchant de voir s'il affecte le tunnel jusqu'au front. Les matériaux d'effondrement sont parfaitement secs immédiatement après l'écroulement et sont constitués exclusivement de blocs d'argilites fracturées du Permien rouge."

Alors qu'immédiatement après l'écroulement les matériaux constituant le talus étaient totalement

secs, des circulations d'eau (liées à la rupture d'un collecteur) sont apparues assez rapidement et ont eu pour effet de mettre en mouvement le front du talus. L'évolution s'est poursuivie avec notamment l'apparition dans le talus de matériaux provenant de la couverture et de blocs de schistes constatée à partir de 10h30.

Afin de stopper la progression du front du talus vers l'arrière du tunnel, il fut construit, approximativement au droit de la prévoûte n° 29, un masque constitué de blocs d'enrochement injectés de béton mis en place derrière un blindage métallique. En surface l'effondrement a induit la création de deux fontis :

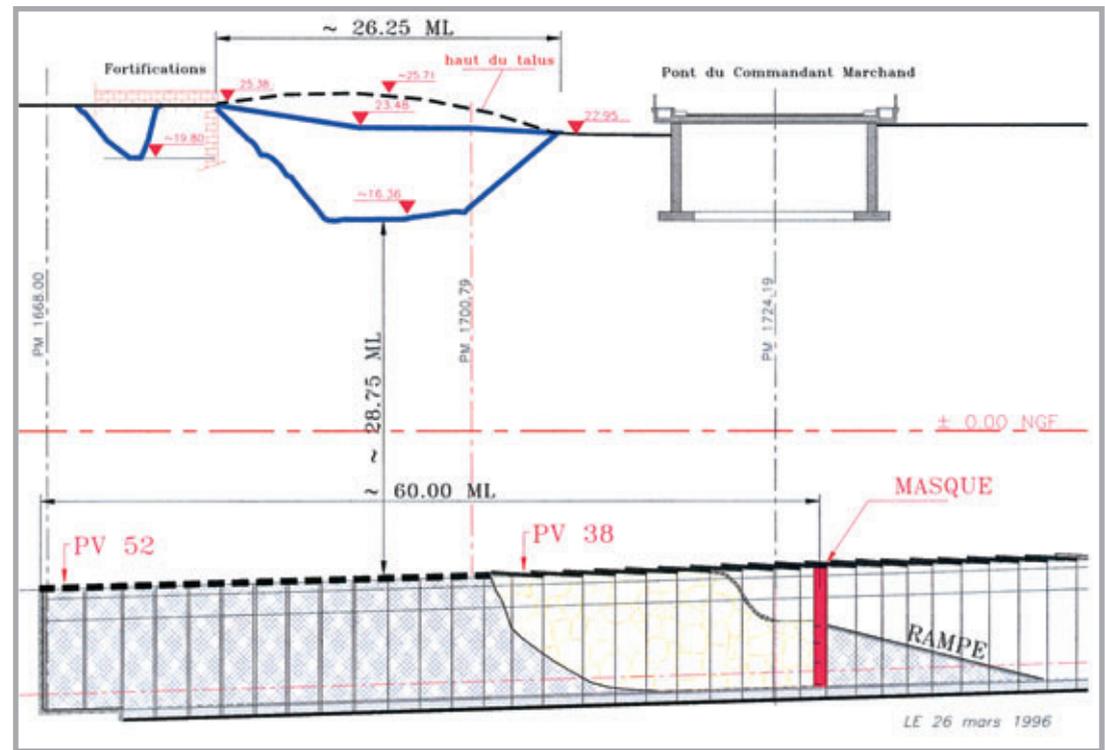


Figure 2
Représentation schématique
du fontis
Schematic representation
of the subsidence cavity

- ◆ un fontis principal d'environ 20 m de diamètre centré approximativement sur les prévoûtes n° 42 et 43;

- ◆ un fontis secondaire d'environ 5 m de diamètre au droit du front de taille qui semblait correspondre à la rupture de la prévoûte n° 52 (dernière excavée au front).

Mais la remontée du fontis en surface peut avoir été affectée par la présence d'anciennes fortifications.

Comme c'est généralement le cas, plusieurs facteurs doivent être pris en compte pour expliquer cet effondrement. Les causes ont fait et font encore l'objet d'interprétations divergentes selon les

Une prévoûte effondrée
trouvée lors de la reprise

A collapsed pre-arch found
during underpinning



experts et dont l'exposé nécessiterait à lui seul un numéro spécial. Toutefois les causes évoquées se rattachent toutes aux quatre familles suivantes :

- ◆ mauvaise caractérisation du terrain, notamment en raison d'une dégradation possible suite au creusement de la galerie de reconnaissance ou de la manifestation d'effets différés ;
- ◆ insuffisance du soutènement provisoire, notamment en regard d'un mode de fonctionnement défavorable des prévoûtes incomplètement pris en compte dans les calculs de dimensionnement ;
- ◆ défauts d'exécution des prévoûtes, compte tenu des éboulements de saignée constatés en certains points ;
- ◆ confiance peut-être excessive des acteurs dans la qualité du procédé mis en œuvre, suite aux adaptations apportées pour maîtriser les difficultés.

■ LA REPRISE DE L'EFFONDREMENT

Travaux préalables

Il convenait bien sûr de consolider les terrains remaniés par le fontis, d'une part pour éviter une extension des désordres en surface, mais aussi pour reconstituer un terrain plus ou moins consolidé avant toute reprise des travaux en tunnel. Il a ainsi été réalisé, outre des traitements localisés sous la culée du pont Commandant Marchand et au voi-

sinage des voies ferrées, un traitement systématique de l'emprise du fontis. Différentes méthodes ont été envisagées, notamment par jet grouting ou injections solides.

C'est finalement un traitement par injections solides qui a été mis en œuvre, avec un taux d'incorporation de l'ordre de 5 %, selon le schéma de la figure 3 : forages à maille de 2,4 x 2,4 m, et de 35 m de profondeur moyenne, et descendu jusqu'au radier du tunnel (42 m) au droit de ce dernier.

En outre, pour pouvoir démarrer en sécurité les travaux de reprise de creusement en tunnel, un "bouchon" en jet grouting a été mis en œuvre depuis la surface, au droit de la PV 38, à partir de forages verticaux (profondeur 45 m) permettant de réaliser des colonnes jointives en jet double, de façon à obtenir une substitution totale sur la section du tunnel, plus 3 m au-delà de l'extrados, et ce sur une longueur de 7 m.

Travaux à l'avancement

A partir du bouchon ainsi réalisé, l'avancement a été repris en pleine section après confortation préalable des terrains en avant du front de taille par couronnes de jet grouting, selon le principe suivant (figure 4) :

- ◆ mise en œuvre de doubles couronnes de colonnes de jet grouting de 15 m de longueur, armées de tubes métalliques Ø 88,9 mm - épaisseur 9 mm. Les colonnes, de diamètre théorique 60 cm, étaient placées avec un entraxe de 50 cm, ce qui conduisait à une voûte de 1 m d'épaisseur ;
- ◆ ces auréoles étant réalisées tous les 7 m environ, c'est en permanence une couronne de jet grouting de 2 m d'épaisseur environ qui constituait une coque protectrice en amont du front ;
- ◆ chaque auréole était descendue jusqu'en base de piédroits ;
- ◆ après excavation par travées de 1,40 m (cinq cintres par volée de 7 m) on mettait en place un soutènement constitué de cintres HEB 180 de géométrie variable pour venir s'appuyer contre les colonnes de jet, complétés par 25 cm de béton projeté fibré.

Aucun traitement en radier n'a été prévu, les reconnaissances ayant montré que les terrains n'étaient pas perturbés par l'effondrement sous ce niveau. La nécessité de renforcer éventuellement le front de taille avait été considérée comme devant être décidée ultérieurement au vu de l'état des terrains après les divers traitements mis en œuvre.

Ces dispositions ont fait l'objet de dimensionnements en utilisant des approches en convergence-confinement permettant de modéliser à la fois la couronne de jet grouting et le soutènement par cintres et béton projeté mis en place et des calculs aux réactions hyperstatiques, notamment pour vérifier l'absence de risque de poinçonnement sous

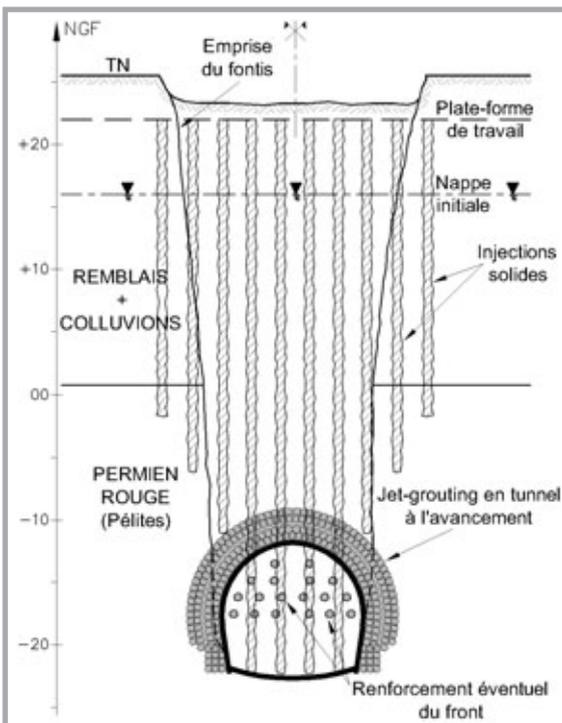


Figure 3
Schéma type du traitement
en section transversale

Typical diagram of treatment
in a cross section

Autre prévoûte effondrée
trouvée lors de la reprise

Another collapsed pre-arch
found during underpinning



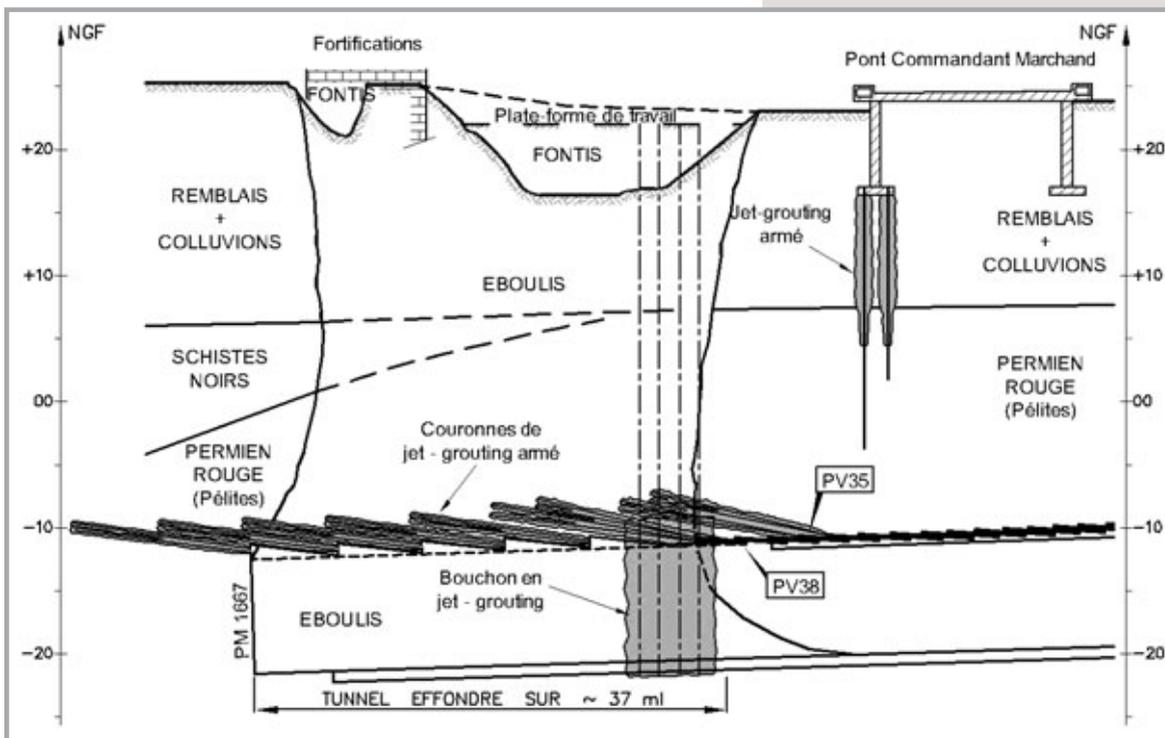


Figure 4
Profil longitudinal des travaux de reprise dans la zone du fontis

Longitudinal profile of underpinning work in the subsidence cavity region

les appuis de la couronne de jet grouting; ces approches ont été complétées par des calculs de voûte parapluie et de stabilité du front de taille.

Observations à l'avancement

Ces dispositions de principe ont été contrôlées et parfois adaptées à l'avancement, en fonction des observations faites. On peut en particulier noter que :

- ◆ dans le bouchon en jet grouting les contrôles ont permis de vérifier que l'on obtenait une remontée de coulis dans les forages de clavage, que les diamètres théoriques de colonnes atteignaient les 1,2 à 1,4 m prévus, tout en laissant toutefois subsister quelques "fenêtres" du fait de déviations de forages pouvant atteindre 50 cm (un peu plus de 1 %). Les essais sur coulis montrent une résistance supérieure à 8 MPa, pour 5 MPa prévus dans les justifications, et les essais pressiométriques montrent une nette amélioration des modules, la plupart des valeurs faibles enregistrées avant traitement (< 50 MPa) ayant disparu;

- ◆ lors de l'avancement de l'excavation, les observations ont montré que les colonnes de jet grouting n'avaient pas toujours une forme cylindrique très régulière, et que la substitution n'était pas vraiment totale; en revanche les résistances obtenues étaient en moyenne de 13 MPa, supérieures aux valeurs attendues. Globalement ces "défauts" n'ont pas gêné outre mesure les travaux;

- ◆ en revanche, les terrains éboulés subsistant dans la section d'excavation étaient parfois très lâches, ce qui a conduit à mettre en œuvre un renforcement du front de taille par 24 colonnes de jet grouting au front de 15 m de longueur, armées de boulons en fibre de verre type trilames Durglass de 780 kN de résistance.

L'ensemble de ces dispositions a permis de traverser la zone du fontis sans incidents ni désordres tant en tunnel qu'en surface.

ABSTRACT

The subsidence cavity of 15 March 1996

A.-A. Robert, A. Guilloux

On 15 March 1996 the tunnel collapsed, resulting in the formation of a subsidence cavity on the surface. After giving a brief reminder of the method then employed for tunnel advance, the mechanism of tunnel collapse is described as it was able to be observed from the inside by the personnel present. Then a few hypotheses are put forward regarding the possible causes of the disaster.

The article then describes the underpinning work, designed firstly to stabilise the neighbouring regions of the cavity by widespread treatment, solid injection and localised treatment in the vicinity of the structures and neighbouring works. Then tunnel driving was resumed on the full face, sheltered from the treatment work by divergent jet grouting rings executed from the tunnel face.

RESUMEN ESPAÑOL

El socavón del 15 de marzo de 1996

A.-A. Robert y A. Guilloux

El 15 de marzo de 1996, se produjo un hundimiento del túnel que ha tenido su repercusión en superficie por la formación de un socavón. Tras un breve resumen del método implementado para el avance, se describe el mecanismo de hundimiento del túnel tal y como se ha podido observar desde el interior

por el personal presente. Acto seguido se proponen algunas hipótesis respecto a las causas que, posiblemente, han dado origen al siniestro.

A continuación se describen las obras de reanudación, destinadas – en primer lugar – a estabilizar las partes circundantes del socavón mediante un tratamiento generalizado, por medio de inyecciones sólidas y tratamientos puntuales en las inmediaciones de las estructuras y adyacentes. A continuación la reanudación de la excavación del túnel se ha proseguido en la totalidad de su sección al resguardo de tratamientos divergentes de jet grouting ejecutados a partir del frente de ataque.

Adaptation des méthodes et de soutènement

La reprise des travaux, consécutive-ment au fontis du 15 mars 1996, laissait encore à excaver la quasi totalité du linéaire infra-urbain, alors que la géologie avait déjà donné des preuves d'une grande imprévisibilité.

En accord avec les recommandations des experts internationaux les profils de soutènements initiaux furent modifiés et remplacés par des profils nouveaux, mettant l'accent sur des présoutènements à la fois plus nombreux, et s'ancrant plus en avant du front, avec un renforcement du soutènement provisoire plus important. La mise en œuvre de quantités de soutènement importantes et très spécifiques, selon des phasages rigoureux et précis

compliquant l'exécution des travaux n'a pu être réalisée qu'au travers d'une réadaptation complète des matériels et d'une optimisation sans faille de l'organisation de chantier.

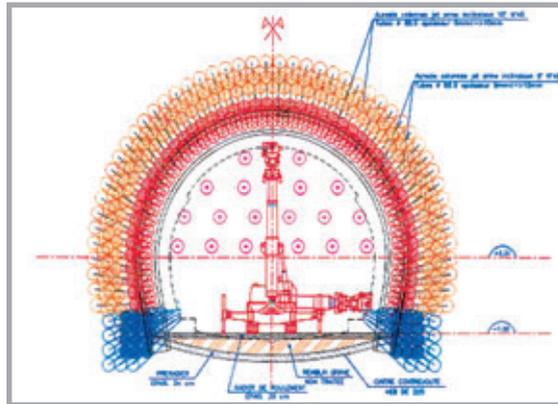


Figure 1
Profil du type PN6 (zone effondrement)
Profile of the PN6 type (collapse region)

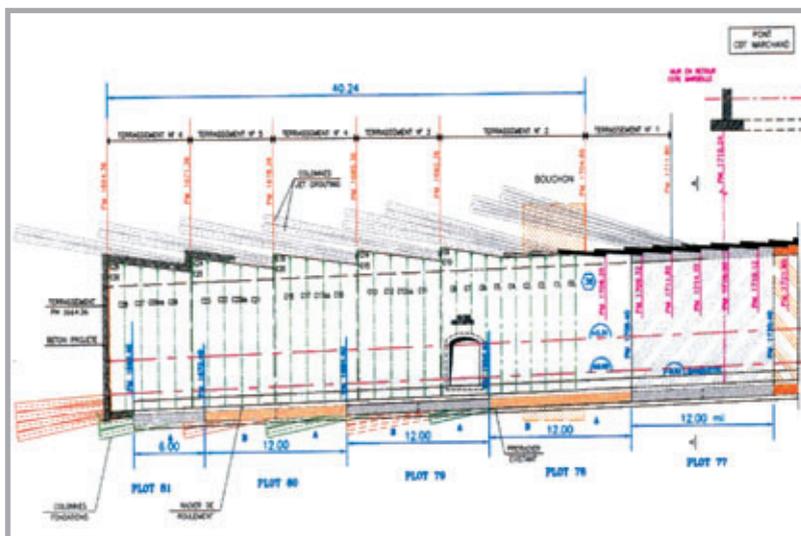


Figure 2
Elévation longitudinale PN6
Longitudinal elevation PN6

Les constatations faites pendant la première partie des travaux et les analyses développées à la suite de l'effondrement du 15 mars 1996 ont confirmé la médiocrité et la variabilité des conditions géotechniques et mis en évidence que les prévoûtes pouvaient présenter un mode de fonctionnement défavorable pour leur résistance, compte tenu de certaines caractéristiques défavorables du terrain.

Il a été admis de conserver le procédé d'exécution basé sur la réalisation de prévoûtes par prédécoupage mécanique, mais sous réserve de renforcements portant :

- ◆ sur le terrain, pour maîtriser les tassements au niveau retenu dans le projet;
- ◆ sur les prévoûtes, pour se prémunir contre tout risque de nouvelle rupture.

LE PROCESSUS DE MISE AU POINT DES PROFILS NOUVEAUX

La commission d'experts internationaux, mandatée par la Direction des Routes en janvier 1997, livra ses conclusions finales en juin 1997.

La mise en application des recommandations formulées par ces experts fut le fruit d'une collaboration étroite entre le maître d'œuvre et ses conseils, d'une part, le groupement d'entreprises et ses propres experts, d'autre part et aboutit à la création de six profils nouveaux.

Préalablement, une expérimentation concernant divers renforcements des prévoûtes, avait été menée lors des travaux exécutés sur le front F1, de mars à novembre 1996.

Le maître d'œuvre et ses conseils techniques établirent un projet d'ouvrage d'art modificatif, présentant une gamme de profils types nouveaux, à base de prévoûtes renforcées par des cintres et du béton projeté. Le terrain était lui-même renforcé, lorsque nécessaire, par des boulons complémentaires et/ou des injections. La maîtrise des tassements impliquait de maintenir la pose d'un préradier rigide le plus près possible du front de taille.

A la reprise des travaux, en janvier 1998, ces profils nouveaux furent finalisés et détaillés, sous forme de procédures, en relation avec le système d'assurance qualité du groupement d'entreprises.

PASSAGE DANS LA ZONE EFFONDREE

En souterrain, le traitement de cette zone nécessita l'utilisation de la technique de jet grouting sub-horizontale.

Afin de faciliter la reprise de l'excavation avec les prévoûtes, dans des terrains non remaniés par le fontis, il fut décidé de traiter 42 m d'ouvrage, en six interventions, soit légèrement plus que les limites théoriques de l'effondrement.

Les colonnes de jet grouting simple jet de longueur 18 m en Ø 600 mm armées en voûte et non armées en radier furent toutes réalisées selon un principe identique mais avec deux types d'interventions :

- ◆ intervention de départ : quatre auréoles superposées;
- ◆ intervention 1 ⇒ 146 colonnes en voûte;
- ◆ intervention 2 ⇒ 190 colonnes voûte et piédroits/48 colonnes en radier;

de creusement

- ◆ intervention en section courante : deux auréoles superposées ;
 - ◆ intervention 3 à 6 ⇒ 97 colonnes par intervention en voûte/24 colonnes en radier.
- Chaque phase de traitement fut suivie d'une phase de creusement et soutènement, sur 7,5 m de longueur, par travées de 1,25 m à 1,5 m avec :
- ◆ mise en place d'un béton projeté fibré de confinement de 5 cm d'épaisseur ;
 - ◆ mise en place de cintres HEB 180 ;
 - ◆ mise en place d'un béton projeté fibré de "chemisage" de 20 cm d'épaisseur ;
 - ◆ réalisation d'un radier contrevoûté en HEB 220 et ferraillé.

Le front fut confiné, soit à l'aide de colonnes de jet non armées, soit à l'aide de boulons en fibre de verre de longueur égale à 15 m (figures 1 et 2).

PROFILS NOUVEAUX AVEC PRÉVOÛTE

Profil PN3

Le profil le plus utilisé fut un profil nouveau de type PN3, dans lequel la prévoûte, toujours d'une épaisseur de 22 cm, d'une longueur de 4 ml, mais d'un recouvrement minimal égal à 1 m, était associée :

- ◆ à un cintre HEB 180 et béton projeté d'épaisseur 20 cm avec un intervalle de 1,50 m ;
- ◆ à une voûte de boulons divergents (disposés en auréole en avant du front) composée de tubes métalliques de Ø 73 mm et de 15 m de longueur, inclinés à 14° et renouvelés par 18 à 19 unités tous les trois mètres ;
- ◆ à un préradier ferraillé et contrevoûté par cintre HEB 220 avec un intervalle de 1,50 m ;
- ◆ à des boulons frontaux en fibre de verre, de 15 ml, suivant une densité moyenne de 1 u/1,6 m², partiellement renouvelés tous les trois mètres ;
- ◆ à des phases d'excavation de trois mètres, accompagnées d'un béton projeté de front de 15 cm d'épaisseur.

Le béton projeté de prévoûte était un béton projeté haute performance 8 MPa à 8 heures, réalisé par panneaux, suivant un phasage permettant d'optimiser le temps de séchage.

Dans certaines zones, en particulier le passage sous le pont Fabié, le nombre de boulons divergents fut accru à 24/25 unités.

Dans d'autres cas, ce nombre put être diminué localement jusqu'à 9/10 unités, ne couvrant plus que le secteur de la clé de voûte (figures 3 et 4).

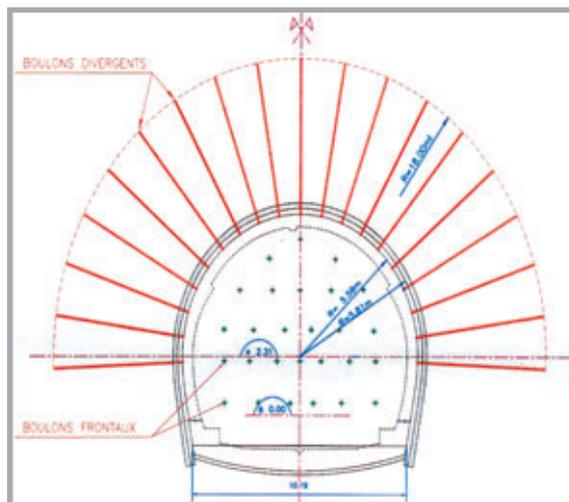


Figure 3
Profil du type PN3
(avec prévoûte)
Profile of the PN3 type
(with pre-arch)

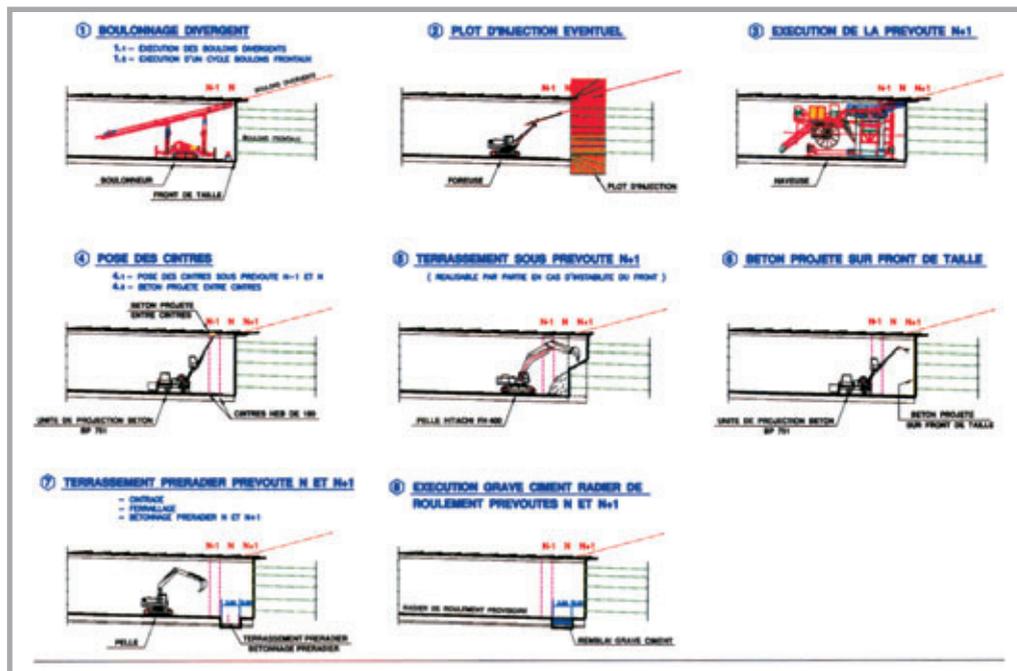


Figure 4
Méthodologie du PN3
PN3 methodology

Le profil PN3 était plutôt destiné aux terrains raides mais fracturés et altérés tels que ceux du socle.

Autres profils avec prévoûte

Il s'agit des profils :

- ◆ PN1, profil avec prévoûte renforcée mais sans boulonnage divergent. Ce profil n'a finalement pas été utilisé ;
- ◆ PN2, profil avec prévoûte renforcée et adjonction d'un boulonnage radial en piédroits et en radier composé de 8 à 14 unités de HA Ø 32 de longueur variable de 5 à 8 m ;
- ◆ PN4, profil de transition de PN3 à PN2.

Les profils de type PN2 et PN4 avaient pour rôle de

Patrick Rolandetti



DIRECTEUR
D'EXPLOITATION
Spie Batignolles TPCI

Pascal Dubois



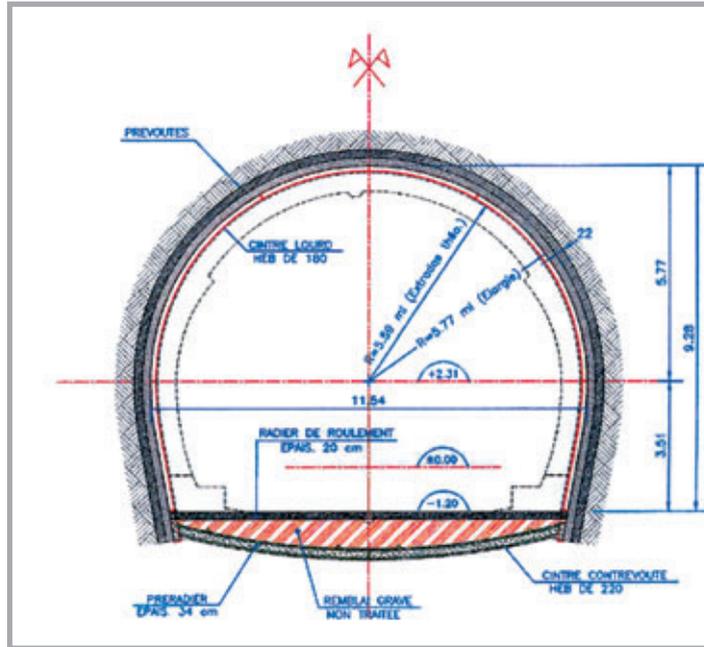
CONSEIL GÉNÉRAL
DES PONTS
ET CHAUSSÉES
Mission d'inspection spécialisée
des ouvrages d'art

Michel Mermet



CONSEIL GÉNÉRAL
DES PONTS
ET CHAUSSÉES
Mission d'inspection spécialisée
des ouvrages d'art

Figure 5
Profil du type PN1
 (avec prévoûte)
Profile of the PN1 type
 (with pre-arch)



limiter les convergences dans les terrains plus déformables (pélites altérées, brèches, schistes). Ils n'ont pas véritablement été expérimentés, le chantier n'ayant plus rencontré de terrains aussi déformables que ceux de la zone du pont Commandant Marchand (figures 5, 6 et 7).

■ PROFILS NOUVEAUX SANS PRÉVOÛTE

Ces profils ont été étudiés pour les cas suivants :

- sections de gabarit élargi, incompatibles avec la réalisation de la prévoûte (garages, galeries VL et piétons);
- impossibilité de scier, du fait de la présence de bancs de terrain très durs ($R_c > 1000$ bars) ou au contraire d'instabilités de saignée, impossibles à maîtriser.

Profil PN5-B/PRA

Ce profil a été appliqué à la section courante, lors d'impossibilité de sciage pour la réalisation des prévoûtes. Il comprend :

- ◆ une voûte composée de 40 à 41 boulons divergents métalliques $\varnothing 73$ mm de longueur 18 ml, espacés de 40 cm et inclinés à 6° , renouvelée tous les 9 m ;
- ◆ des phases d'excavation de 1,5 m avec pose de cintres HEB 180 à l'avancement ;
- ◆ un préradier contre-voûté par cintre HEB 220 et ferrailé, réalisé à front afin de bloquer au plus tôt les déformations de l'ouvrage ;
- ◆ un boulonnage fibre de verre, dans le front de 16,5 m de longueur, 1 u/1,6 m² en moyenne, avec un renouvellement partiel tous les 4,5 m ;
- ◆ du béton projeté à front d'épaisseur variable de 5 à 25 cm (figures 8 et 9).

Profil PN5-G/PRA

Il s'agit d'un profil en section élargie, correspondant aux zones de garages. Le principe est identique.

Foreuse en position boulonnage divergent

Drilling machine in divergent rockbolting position



Figure 6
Profil du type PN2
 (avec prévoûte)
Profile of the PN2 type
 (with pre-arch)

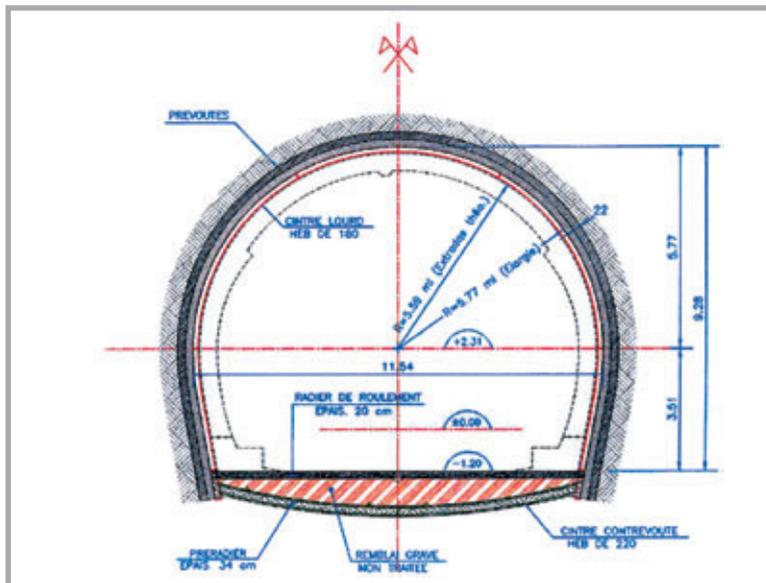
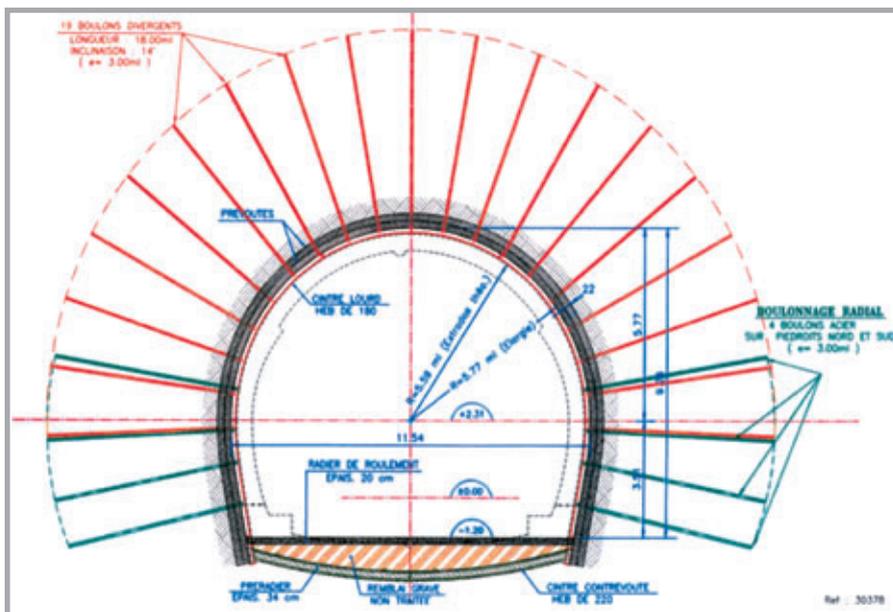


Figure 7
Profil du type PN4
 (avec prévoûte)
Profile of the PN4 type
 (with pre-arch)



tique à celui du profil PN5-B/PRA. Le nombre de boulons divergents et frontaux est adapté aux dimensions de la section (figures 10 et 11).

Profil PN5-A

Il s'agit d'un profil de transition, permettant le passage du profil PN3, au profil PN5-B/PRA. Ce profil n'a été utilisé qu'occasionnellement lors de changement de profil (figures 11 et 12).

■ PARTICULARITÉS ESSENTIELLES DES PROFILS NOUVEAUX

PN3

Le boulonnage divergent à 14 ° permet de disposer d'une couronne de terrain armée et traitée sous pression lors du scellement des tubes, d'environ 3 m au-dessus de la prévoûte. Des injections complémentaires de traitement par coulis de ciment où résine pouvant être réalisées à partir des tubes métalliques.

Le préradier et le soutènement par cintres est mis en œuvre à N-1.

Un plot d'injection complet ou partiel peut être également mis en œuvre en cas de nécessité pour une consolidation ou un étanchement.

Au passage de l'avenue Vauban, les injections réalisées depuis les boulons divergents ont permis de maîtriser les tassements qui avaient pour origine la présence de vides ou de zones décomprimées au-dessus de la voûte du tunnel.

PN5 B PRA

Le boulonnage dense et à faible divergence 6 ° permet de disposer d'un présoutènement par voûte métallique très resserré près de la ligne d'excavation avec un recouvrement de moitié par auréole. Des injections complémentaires de traitement par coulis de ciment ou résine pouvant être réalisées

Foreuse en position boulonnage frontal

Drilling machine in frontal rockbolting position

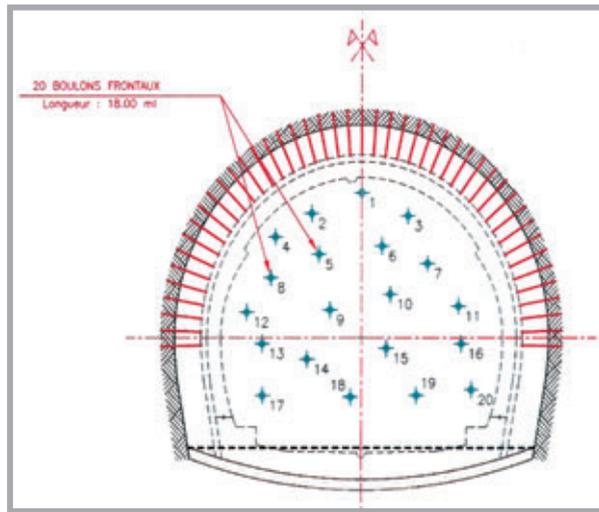


Figure 8
Profil du type PN5B PRA
(sans prévoûte)

Profile of the PN5B PRA
type (without pre-arch)

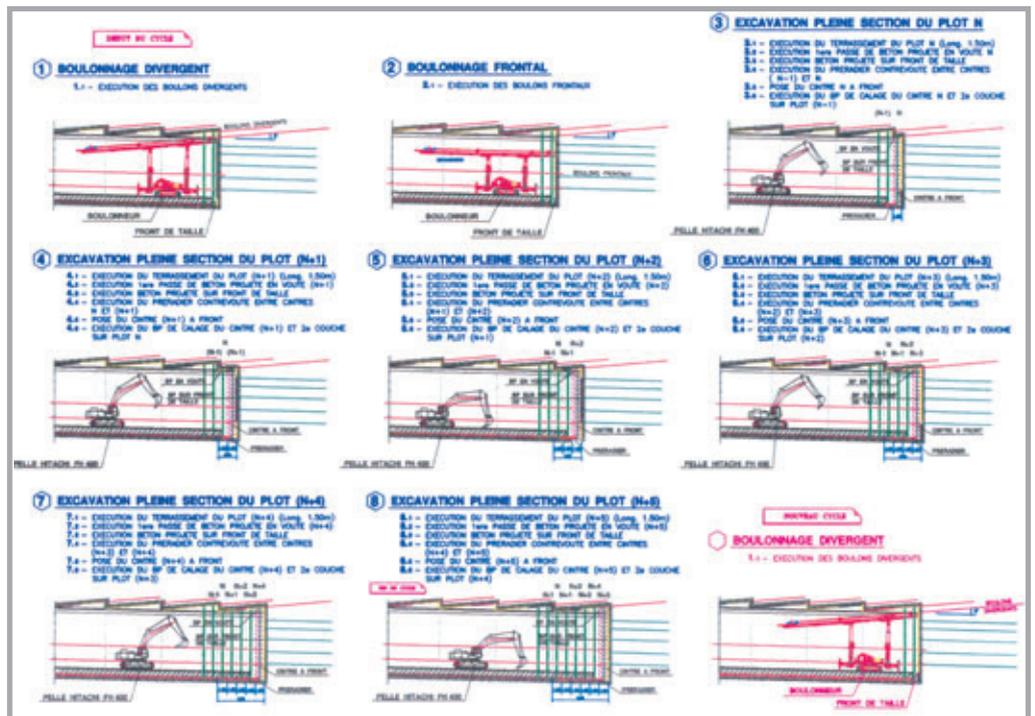


Figure 9
Méthodologie du PN5B PRA
PN5B PRA methodology

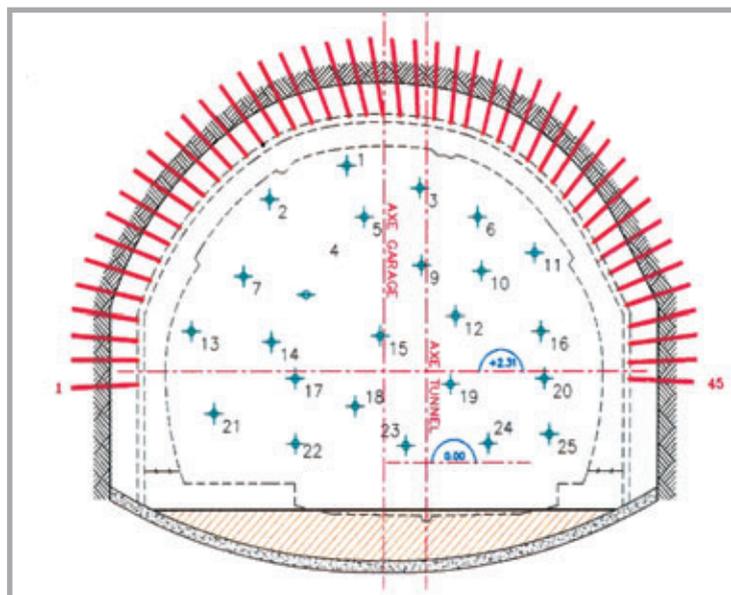


Figure 10
Profil
du type PN5G PRA
Profile of the PN5G
PRA type



Erection de cintre lourd
Erection of heavy arch

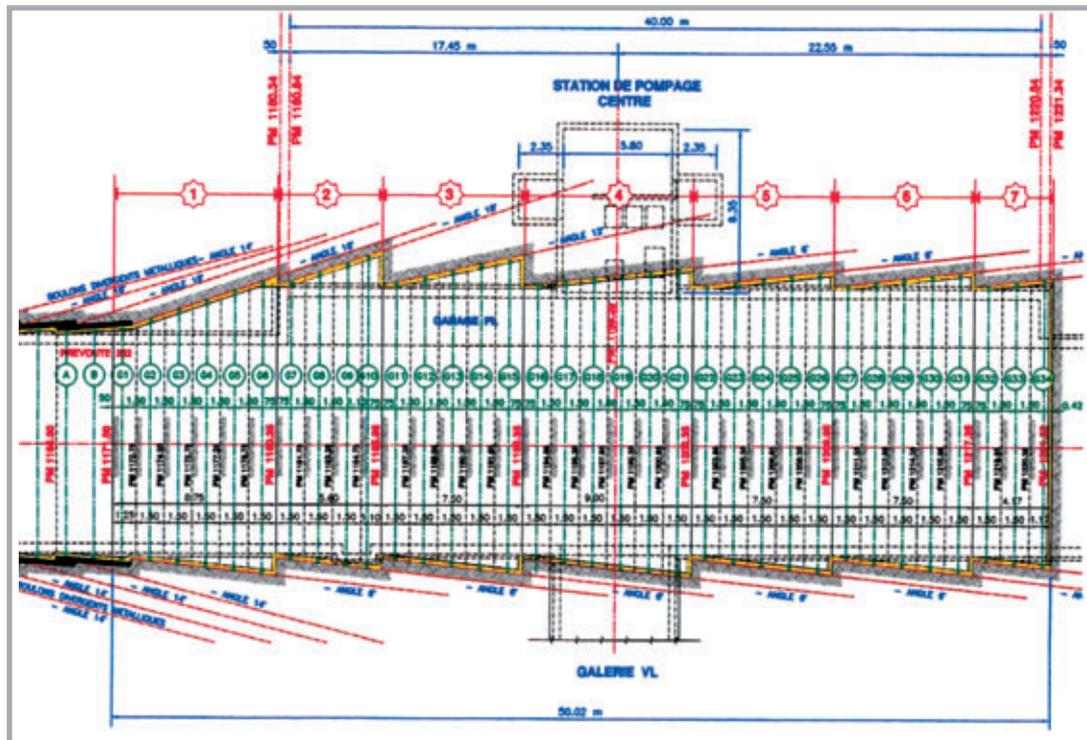


Figure 11
Profil du type PN5G PRA. Vue en plan garage 10N
Profile of the PN5G PRA type. Plan view of layby 10N

Figure 12
Profil du type PN5A (sans prévoûte)
Profile of the PN5A type (without pre-arch)

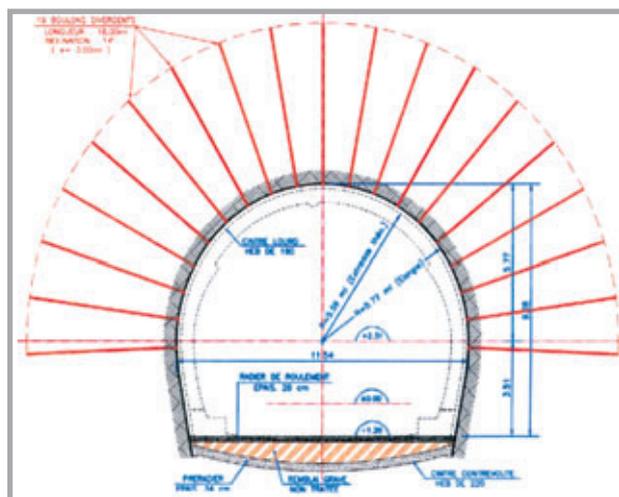
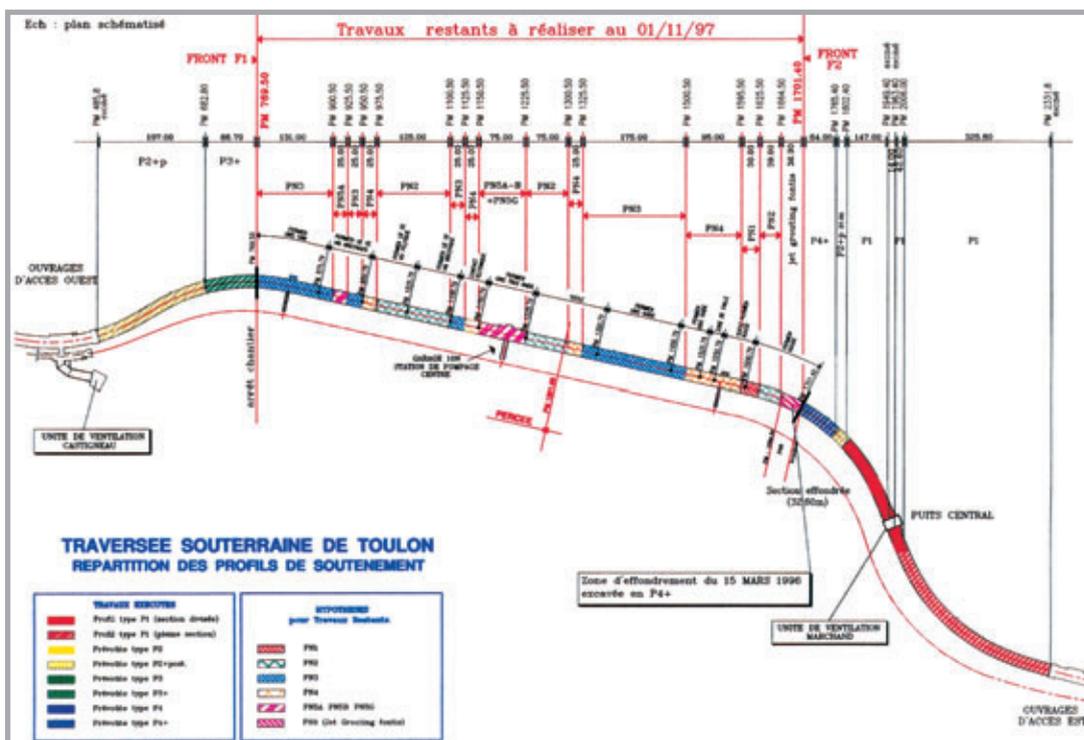


Figure 13
Répartition des profils de soutènement
Distribution of support profiles



également à partir des tubes métalliques. Des passes d'excavation régulières de 1,5 m, pour un cycle complet de 9 m.

La mise en œuvre d'un préradier à front avant la pose du cintre de voûte afin de bloquer au plus tôt les déformations de l'ouvrage.

Un scellement à front des boulons en système mixte résine et coulis de ciment.

■ BILAN QUANTITATIF ET RÉPARTITION DES PROFILS

De manière générale, les profils de type PN5 furent réservés aux zones des garages, ainsi qu'aux secteurs excavés en section courante dans les quartzophyllades et les schistes houillers à bancs de quartzite. Ces zones ont représenté pour les excavations réalisées après la reprise, un total de 309,50 ml soit 33 % du total excavé. Le profil PN3 a été appliqué sur le reste du linéaire, soit 585 ml. Le PN6 n'a été appliqué que sur 42 ml pour la reprise de l'effondrement (figure 13).

■ RÉSULTATS ET PERFORMANCES

On notera que l'objectif initial de limitation des déformations en souterrain, vis-à-vis des tassements de surface, a pu être largement atteint, et que l'excavation s'est déroulée sans incident affectant la stabilité de l'ouvrage et de son environnement, bien que la qualité des matériaux rencontrés soit apparue effectivement très médiocre.

En moyenne, les convergences en galerie n'ont été que de - 15 à - 20 mm, avec quelques extrêmes à - 65 mm dans les schistes houillers.



Détail de l'érecteur de cintre
Detail of arch erector

Du point de vue des cadences moyennes, les avancements suivants ont été atteints :

- ◆ en PN3 : 1 ml/jour travaillé ;
- ◆ en PN5B : 1,5 ml/jour travaillé ;
- ◆ en PN6 : 9,5 mois pour reprendre la zone effondrée.

Le cumul de la prévoûte et des boulons divergents conduit à un cycle de creusement particulièrement lourd, ce qui explique la très faible vitesse d'avancement. Compte tenu des incertitudes liées à la grande variabilité des caractéristiques du terrain, il n'a pas été possible de limiter l'emploi des boulons divergents, comme cela était envisagé lors de la mise au point des profils.

Cette solution répond aux caractéristiques très particulières du chantier du tunnel de Toulon et tient compte des orientations fixées après l'effondrement.

COMPLÉMENTS TECHNIQUES

- Principe général du jet grouting en profil PN6 :
- colonnes de longueur : 18 m en Ø 600 mm armées en voûte et non armées en radier
 - recouvrement à 50 % / armatures : N80 Ø 88,9 mm épaisseur 10 mm
 - pression de travail : 500 bars / ciment CPA 52.5 PM 400 kg
 - résistance : 6 à 15 MPa

ABSTRACT

Adaptation of tunnel driving and supporting methods

P. Rolandetti, P. Dubois, M. Mermet

At work resumption, following the subsidence of 15 March 1996, nearly all the urban underground length still had to be excavated, while geological research had already shown evidence of great unpredictability.

In accordance with the recommendations of international experts, the initial supporting profiles were changed and replaced by new profiles, emphasising pre-lining supports that were both more numerous and anchored further forward from the tunnel face, with greater reinforcement of the temporary supports.

The application of large quantities of very specific supporting materials, in accordance with strict and precise schedules, complicated work performance and was possible only through a complete readaptation of the equipment and impeccable optimisation of site organisation.

RESUMEN ESPAÑOL

Adaptación de los métodos de excavación y de sostenimiento

P. Rolandetti, P. Dubois y M. Mermet

La reanudación de las obras, consecutivamente al socavón del 15 de marzo de 1996, dejaba aún por excavar la mayor parte del terreno infraurbano, mientras que, por otra parte, la geología había dado ya pruebas de una importante imprevisibilidad.

Acorde a las recomendaciones de los expertos internacionales, los perfiles de entibaciones iniciales fueron modificados y sustituidos por nuevos perfiles, haciendo hincapié acerca de las entibaciones preliminares, al mismo tiempo más numerosos y, asimismo, que se empotraban en la parte delantera del frente de ataque, y ello con un refuerzo de la entibación provisional aún más importante.

La implementación de volúmenes de entibación importantes y sumamente específicos, acorde a fases rigurosas y precisas que complicaban más aún la ejecución de las obras, únicamente se ha podido llevar a cabo mediante

una readaptación completa de los equipos y una optimización total de la organización de las obras.

La gestion des moyens

Si le chantier extrêmement difficile de la construction du tunnel de Toulon a pu être mené à bien sans avoir à déplorer d'accident grave, c'est certainement grâce à la compétence et à la vigilance des équipes du groupement d'entreprises et de la Direction départementale de l'équipement du Var.

Un système de management adapté au contexte particulier a permis de maintenir tout au long du chantier cette organisation à son meilleur niveau, avec un suivi régulier et réactif basé sur des principes et des valeurs sûres. Une logistique permanente d'information, de motivation et de formation complémentaire a permis de parfaire cette action. Les conditions de sécurité dans le travail resteront tout au long des travaux un objectif prioritaire de l'équipe du chantier.

LE GROUPEMENT D'ENTREPRISES

Introduction

Les directions générales des sociétés constituant le groupement d'entreprises ont opté en 1994 pour la mise en place d'une structure de type groupement d'intérêt économique (GIE) afin d'assurer la gestion du personnel nécessaire à l'exécution de ce chantier.

Ce choix étant principalement dicté par l'activité générale très soutenue en travaux souterrains à cette période et par la nécessité de prendre en compte les possibilités de recrutement sur le plan local.

Suite à la longue période d'ajournement des travaux qui suivit le fontis du 15 mars 1996 sur le front n° 2, le groupement d'entreprises fut contraint pour faire face à cette situation nouvelle de mettre en place un plan social pour le GIE. Cette mesure fut toutefois conduite en privilégiant un reclassement prioritaire du personnel sur les différents chantiers des maisons mères, limitant ainsi au minimum les procédures de licenciement.

A la reprise des travaux au début de l'année 1998, Il restait encore à réaliser plus de 50 % du tunnel

et pratiquement 100 % du creusement sous le bâti. La commission d'experts internationaux avait tracé la voie de ce que seraient, dans les grandes lignes, les techniques à mettre en œuvre pour achever ce creusement. Mais il était certain que la géologie complexe et capricieuse du sous-sol toulonnais réserverait encore des surprises, et exigerait à la fois, une maîtrise rigoureuse des processus prédéfinis, ainsi qu'une adaptation judicieuse et quasi instantanée aux difficultés rencontrées.

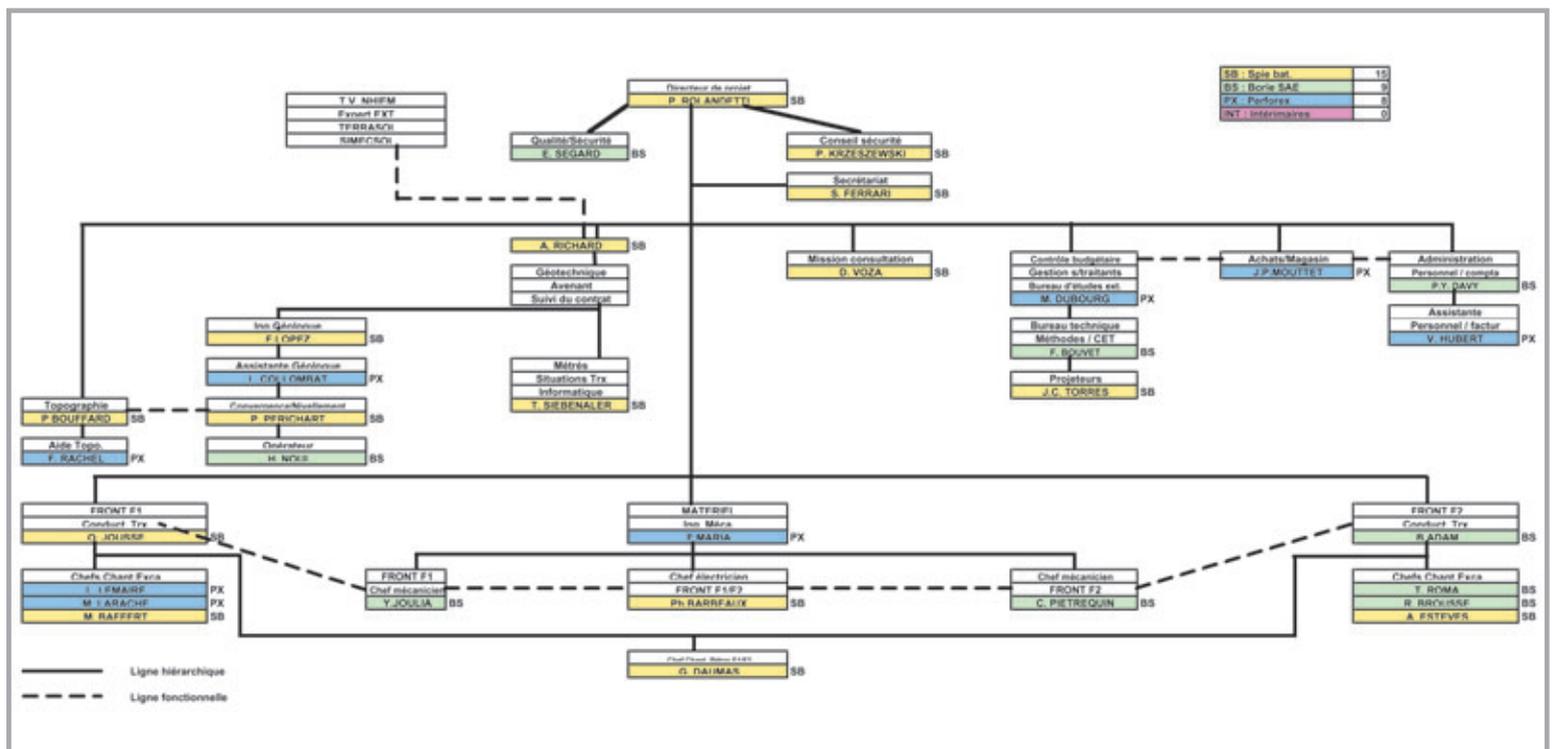
Dans ces conditions, il fallait absolument procéder à une sélection rigoureuse du personnel, afin de garantir, une exécution, une logistique, un suivi et des contrôles, d'une égale exigence.

Pour cette raison la direction du projet a fait appel presque exclusivement à du personnel permanent des trois entreprises disposant de l'expérience et des qualifications requises pour la tenue des postes clés tout en mettant en place une organisation spécifique correspondant à la complexité de ce chantier.

Organisation générale

L'organisation du chantier a été basée pour la production sur une durée de fonctionnement de 24 heures sur 24 et 5 jours sur 7. La maintenant

Figure 1
Organigramme groupement.
Traversée souterraine de Toulon tunnel nord
Consortium organisation chart.
Toulon underground crossing north tunnel



humains

ce du matériel étant assurée hors production sur un à deux postes le samedi.

Les contrôles et auscultations en tunnel étant assurés 24 heures sur 24 et 7 jours sur 7.

L'activité a été conduite sur deux, puis trois fronts en trois postes pour l'excavation et en deux postes pour les travaux de bétonnage.

Les équipes de production étaient composées de 16 personnes tout emploi confondu, et les équipes de revêtement de 8 personnes.

Organigramme

Ce chantier a nécessité en moyenne sur la durée du creusement l'affectation annuelle de 30 mensuels dont 10 ingénieurs.

Une restructuration de l'encadrement et la création de postes nouveaux adaptés à la complexité de l'opération ont été nécessaires dès la reprise des travaux en 1998.

Dès la fin du creusement en mars 2000, l'encadrement du chantier a été de nouveau adapté aux travaux restants à réaliser (figure 1).

Effectifs et qualification du personnel d'exécution

Effectif maxi en pointe : 130 personnes + 10 personnes pour les sous-traitants.

La répartition du personnel entre le GIE et les sociétés du groupement s'est inversée à la reprise des travaux en 1998 (tableau I et figure 2).

Secteurs et fonctions renforcés à la reprise des travaux

Le secteur maintenance

Sous la responsabilité d'un ingénieur expérimenté, cette activité a mobilisé 20 personnes dont deux chefs mécaniciens et un chef électricien.

Les machines nécessitant le plus de suivi et d'entretien furent les haveuses servant à la réalisation des prévoûtes, notamment à cause de l'abrasivité et de la dureté de certaines zones géologiques (bancs de quartzite). Des spécialistes de cette technique ont été affectés sur le site pendant une grande partie des travaux.

La fonction méthodes

Le bureau méthodes sur site était composé d'un ingénieur expérimenté en travaux souterrains et d'un projeteur sur AUTOCAD. Ce dispositif a été ponctuellement complété par un deuxième projeteur,

selon la charge de travail. A noter que les études d'exécution ont été réalisées par le bureau d'études Perforex.

Le secteur géotechnique

Un géotechnicien et deux géologues ont été affectés à temps complet sur le chantier, en relation permanente avec des bureaux d'experts extérieurs afin d'assurer à tout moment la bonne adéquation des soutènements aux conditions réellement rencontrées. Le relevé de chaque front excavé étant assuré systématiquement par un géologue 24 heures sur 24.

Gérard Vertut



DIRECTEUR
OPÉRATIONNEL
Spie Batignolles TPCI

Patrick Rolandetti



DIRECTEUR
D'EXPLOITATION
Spie Batignolles TPCI

Alain Chabert



CHEF
DE L'ARRONDISSEMENT
DE TOULON
DDE du Var

| Année | Moyenne annuelle des effectifs du groupement | | | | Total effectifs |
|-------|--|------------------------------|-----|-------------------------------|-----------------|
| | Cadres ETAM | Personnel ouvrier groupement | | Personnel ouvrier intérimaire | |
| | | Associés | GIE | | |
| 1994 | 12 | 10 | 15 | 8 | 45 |
| 1995 | 31 | 20 | 57 | 22 | 130 |
| 1996 | 32 | 26 | 66 | 5 | 130 |
| 1997 | 14 | 18 | 13 | 0 | 45 |
| 1998 | 27 | 66 | 9 | 7 | 109 |
| 1999 | 27 | 70 | 9 | 6 | 111 |
| 2000 | 19 | 51 | 8 | 14 | 92 |
| 2001 | 4 | 6 | 1 | 2 | 13 |

Tableau I
Répartition des effectifs du groupement

Breakdown of the consortium's workforce

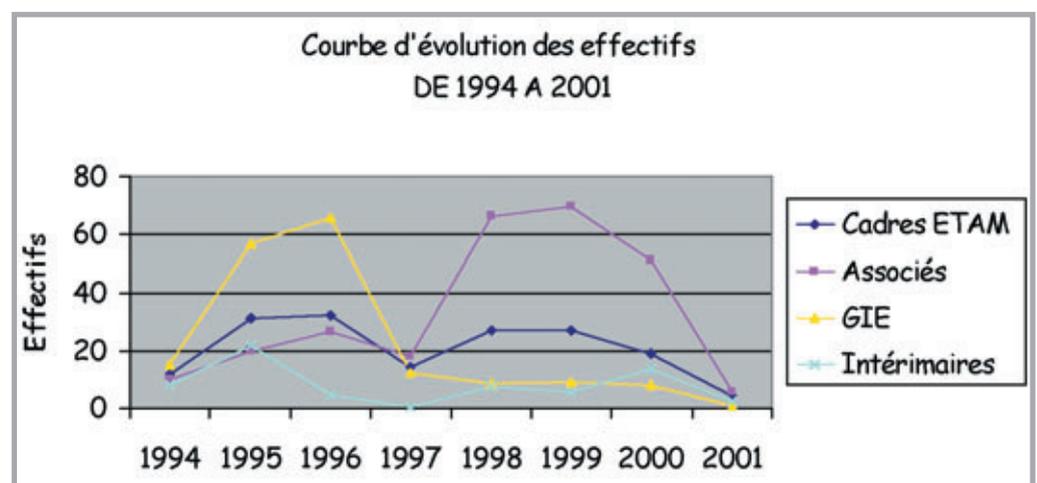


Figure 2
Courbe d'évolution des effectifs du groupement

Curve of changes in the consortium's workforce

Le secteur auscultations

Cette mission a été assurée par une brigade de quatre personnes, sous la direction d'un ingénieur géomètre pour le contrôle topographique et les auscultations en tunnel (convergences et tassements). Cette prestation étant d'ailleurs réalisée par ces équipes 24 heures sur 24 et 7 jours sur 7.

La jonction
entre les fronts F1 et F2

The junction between
faces F1 and F2



La fonction qualité

Cette fonction était assurée à temps plein sur le site par un ingénieur spécialisé. La redéfinition complète du plan d'assurance qualité rendue nécessaire à la reprise des travaux en 1998 a été réussie en un temps record grâce à l'implication de la totalité du personnel d'encadrement et de la maîtrise du chantier.

Le secteur logistique

Ce secteur a été renforcé en 1998 après la modification des zones d'installations initialement mises à disposition du groupement. Cinq personnes ont été affectées à ce service permettant d'assurer une réactivité d'approvisionnement adaptée aux besoins de l'activité travaux.

La motivation

Tout au long du chantier, le paramètre "motivation" a toujours été pris en compte comme un facteur déterminant dans la réussite du projet.

Afin que celui-ci apparaisse véritablement comme une réussite collective, l'accent fut mis, tout au long des travaux, sur la valorisation du travail de chacun.

Les objectifs

Les objectifs à atteindre ont toujours été très clairement définis dans les différents aspects des travaux (sécurité, qualité et délais).

L'objectif "Chantier propre sans accident" défini comme objectif prioritaire par la direction du projet a été maintenu comme tel pendant toute la durée du chantier.

La satisfaction des hommes du groupement

Une implication forte des directions générales des entreprises associée à une adhésion totale de l'encadrement et du personnel dans la mise en commun du savoir-faire ont permis la réalisation de ce chantier extrêmement difficile. Terminer cet ouvrage

en avance sur les délais définis lors de la reprise des travaux peut être déjà considéré comme une belle réussite. Mais la plus grande victoire de cette équipe, restera celle d'avoir su œuvrer avec ténacité et solidarité pour maintenir des conditions de travail optimales, qui ont permis malgré les difficultés et événements rencontrés d'éviter l'accident grave et mortel.

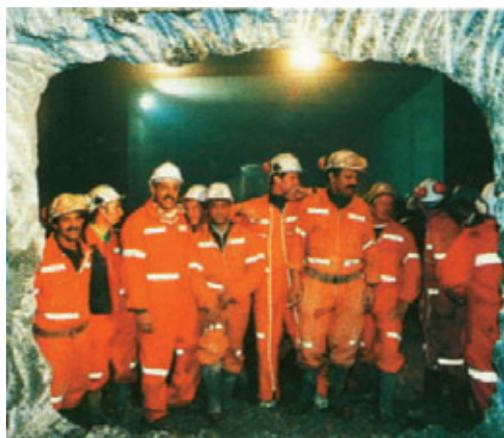
■ L'ÉQUIPE DE MAÎTRISE D'ŒUVRE ET DE MAÎTRISE D'OUVRAGE

La Direction départementale de l'équipement a assuré la maîtrise d'ouvrage locale et la maîtrise d'œuvre de l'opération.

Durant le chantier de creusement, l'équipe de l'arrondissement de Toulon affectée à la surveillance des travaux était composée de :

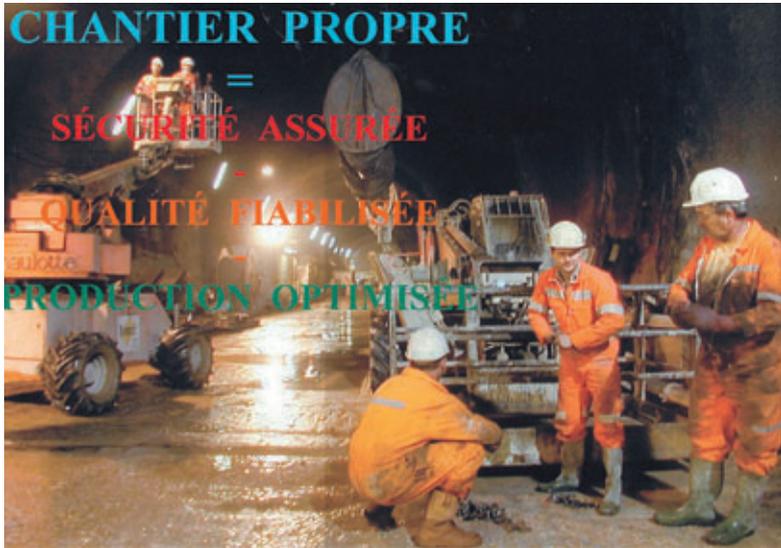
- ◆ 8 surveillants de travaux (4 par front de taille);
- ◆ 2 contrôleurs (1 responsable pour chaque front de taille);
- ◆ 1 contrôleur principal;
- ◆ 2 géologues, dont un ingénieur du Centre d'études technique de l'équipement Méditerranée;
- ◆ 1 ingénieur chef de la subdivision traversée de Toulon, ne consacrant que 50 % de son temps au chantier de creusement car également en charge des études, des marchés d'équipement et de la gestion globale de l'opération;
- ◆ 1 ingénieur chef de l'arrondissement de Toulon consacrant environ 20 % de son temps au chantier.

Une présence réellement permanente de la maîtrise d'œuvre 5 jours sur 7 sur les deux fronts de taille du chantier a été assurée. A cet effet, les quatre agents affectés à chaque front de taille sont intervenus en travail posté. Les deux contrôleurs responsables de front travaillaient quant à eux en deux postes. Ces dispositions ont permis de mettre en place un suivi systématique de toutes les quantités réalisées et notamment de celles non constatées *a posteriori* : injections, béton projeté de front... A toute heure du jour ou de la nuit, l'un des



Le percement du front F3

Drilling of face F3



deux géologues de la maîtrise d'œuvre intervenait sur le chantier pour effectuer le relevé du front de taille conjointement avec l'un des géologues de l'entreprise. Compte tenu des caractéristiques géologiques et géotechniques des terrains rencontrés, le confortement du front était adapté sur le champ (épaisseur du béton projeté de front, boulonnage complémentaire, injections...).

Le Centre d'études des tunnels a assuré une lourde assistance à la maîtrise d'œuvre, avec la participation systématique aux réunions de chantier d'un ingénieur spécialisé.

Il s'est par ailleurs révélé nécessaire de constituer une cellule de coordination de la sécurité en surface comportant un ingénieur et deux techniciens supérieurs. Cette cellule a eu en charge :

- ◆ le suivi des tassements de surface (avec un appui important du Centre d'études technique de l'équipement Méditerranée) et du comportement du bâti ;
- ◆ les contacts avec les riverains et avec le public (nombreuses visites de chantier) ;
- ◆ la conduite des procédures d'expertises contradictoires et d'indemnisations à l'amiable en cas de dommages au bâti dus au creusement.

Après l'effondrement de 1996, les renforcements suivants ont été mis en place auprès du directeur départemental de l'équipement :

- ◆ 1 ingénieur en chef expérimenté et spécialisé dans les travaux en souterrain a été affecté spécialement pour l'opération ;
- ◆ 1 marché d'assistance à maîtrise d'ouvrage a été passé avec un bureau d'études spécialisé ;
- ◆ 1 groupe d'experts de niveau national ou international se réunissant toutes les 6 semaines sur le site (réunions d'orientation technique).

L'ensemble du personnel affecté à l'opération au sein de la Direction départementale de l'équipement du Var a été en moyenne de 30 personnes environ. Il a pu atteindre 45 personnes (dont 21 sur effectifs "grands travaux" affectés spécialement par le ministère de l'Équipement).

Travailler sur un chantier propre accroît la sécurité

Working on a tidy site increases safety

ABSTRACT

Human resource management

G. Vertut, P. Rolandetti, A. Chabert

If the extremely difficult Toulon tunnel construction project was able to be carried out without any serious accidents, this is undoubtedly due to the competence and vigilance of the personnel of the contractor consortium and the departmental equipment board of the Var region.

A management system adapted to the specific context made it possible to maintain this organisation at its optimum level throughout the project, with regular, proactive follow-up based on sound principles and values. Permanent logistic resources for information, motivation and further training backed up this action. Safety conditions in the workplace were to remain a prime objective of the project team throughout the works.

RESUMEN ESPAÑOL

Gestión de los efectivos humanos

G. Vertut, P. Rolandetti y A. Chabert

Si bien estas obras sumamente difíciles de la construcción del túnel de Toulon se han podido llevar a buen término sin tener que lamentar accidentes graves, ello se debe sin duda alguna a la competencia y vigilancia de los equipos del Grupo de empresas, así como de la Dirección Provincial de obras públicas del departamento del Var.

Un sistema de gestión empresarial adaptado al contexto particular ha permitido mantener durante la totalidad de las obras esta organización a su mejor nivel, con un seguimiento regular y reactivo fundado en principios y valores seguros. Una logística permanente de información, de motivación y de capacitación complementaria ha permitido completar perfectamente esta acción. Las condiciones de seguridad en cuanto al trabajo seguirán siendo durante la totalidad de las obras un objetivo prioritario del equipo humano de estas obras.

L'organisation et le du chantier

La réalisation de cet ouvrage dans son contexte urbain et sous faible couverture présentait à lui seul une difficulté non négligeable.

La rencontre d'importantes venues d'eau au début du creusement du front F2 en 1995, laissait présager que ces travaux ne seraient pas d'une exécution facile. Les difficultés supplémentaires apportées par le comportement médiocre du terrain au passage du pont Commandant Marchand et l'événement du fontis du 15 mars 1996 vinrent malheureusement confirmer que la réalisation de ce chantier serait bien une des plus difficiles du moment. La mise en sécurité préventive de l'ouvrage occasionna un bouleversement complet de la chronologie initiale des travaux et de l'organisation générale du chantier. A la reprise deux fronts d'attaque furent lancés avec deux méthodes différentes mettant en œuvre des soutènements renforcés afin de mieux maîtriser les déformations du massif et les mouvements du bâti. Après la percée du 15 mars 2000, le chantier dû intégrer aux travaux de revêtement les différentes modifications découlant de la circulaire interministérielle d'août 2000 pour la sécurité des tunnels et celles liées aux décisions du comité d'évaluation à la sécurité du tunnel de Toulon en mai 2001.

L'ordre de service de démarrage des travaux a été notifié le 1^{er} septembre 1994 au groupement d'entreprises constitué des sociétés : Spie Batignolles TPCI (mandataire) / Eiffage TP / Bec - Perforex.

Mise à disposition des emprises

Trois zones d'installation ont été mises à disposition pour la première partie des travaux :

- ◆ la zone marine située à l'ouest pour le stockage provisoire des déblais ;
- ◆ la zone du puits central pour l'attaque des fronts 2 et 3 ;
- ◆ la zone du puits ouest pour l'attaque du front 1.

Ces zones de dimensions très réduites notamment aux abords des puits ont été ensuite modifiées en 1997 et remplacées pour la reprise des travaux en 1998, par des zones situées de part et d'autre du chantier en sortie des trémies sud-est et ouest (figures 1 et 2).

Travaux d'injection de surface

Des campagnes importantes d'injection de consolidation et d'étanchement ont précédé les travaux de creusement. Celles-ci se sont déroulées sur des zones préalablement identifiées par les reconnaissances et se situant sur le tracé au voisinage immédiat des fronts d'attaque est et ouest.

Les travaux de janvier 1995 à juin 1997

Deux fronts de creusement ont été ouverts simultanément à partir du puits central en janvier 1995, à l'abri de voûtes parapluie, F2 vers l'ouest et F3 vers l'est.

Ce puits d'une profondeur de 26 m situé avenue Commandant Marchand a été équipé d'un pont roulant permettant la manutention mécanisée des bennes à déblais. Ces déblais étant provisoirement stockés à l'ouest sur la zone marine, puis repris pour une mise en dépôt définitive à la carrière Malvicini située sur le site du Beausset à 26 km du chantier.

L'attaque F2 a débuté en section divisée sur 150 m à l'aide d'une machine ponctuelle Paurat E 206 et a été ensuite poursuivie en pleine section avec la méthode de prédécoupage.

L'attaque F3, réalisée dans les grès péliques durs du Permien, a été excavée en pleine section sur les 370 m séparant le puits central de la trémie est, au moyen d'une pelle de 45 t équipée d'un BRV ou d'une fraise. L'emploi des explosifs envisagé au DCE a été abandonné au profit de cette technique qui a permis de réduire les nuisances pour l'environnement et de s'affranchir des contraintes liées à l'utilisation des explosifs en ville.

Les avancements sur cette partie d'ouvrage ont été de l'ordre de 10 à 12 m par semaine.

La troisième attaque à l'ouest, appelée F1, a débuté en avril 95 en prédécoupage mécanique pleine section en direction de l'attaque F2, et à partir d'un ouvrage existant en tranchée appelé puits ouest.

La jonction du front F3 et de la trémie est s'est faite le 11 mars 1996 en avance sur les délais prévus.

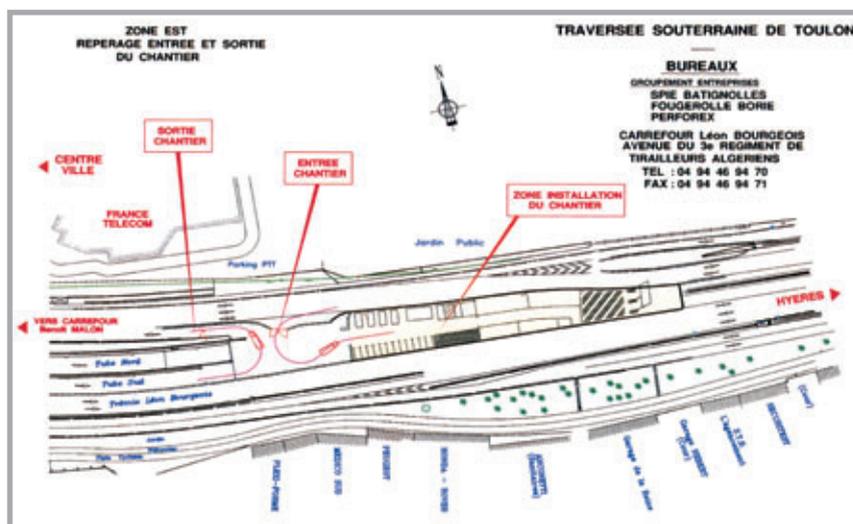
Dès le percement du front 3, les travaux de revêtement définitif du tunnel ont été entrepris de l'est en direction du puits central. Le tunnel étant entièrement étanché par une membrane PVC, les travaux de bétonnage du radier définitif ont été effectués sous un pont de transfert de 48 m de long et d'un poids de 80 t, permettant la circulation continue des engins et des camions de marouflage et toupies de béton.

Ces travaux ont été suivis par le bétonnage de la voûte réalisé à l'aide d'un coffrage métallique de 12 m.

Suite à l'effondrement du 15 mars 1996, le front F2 a été arrêté.

Des travaux de renforcement préventifs ont été en-

Figure 1
Repérage des installations Est
Landmarking of eastern installations



déroulement

Patrick Rolandetti

DIRECTEUR
D'EXPLOITATION
Spie Batignolles TPCI



trepris sur les fronts F2 et F1, ce qui a induit un bouleversement organisationnel complet du chantier.

Des campagnes importantes et denses de reconnaissances géologiques ont été réalisées dans la zone de l'effondrement du 1^{er} avril 1996 au 16 décembre 1996.

L'excavation du front F1 a été poursuivie sur une centaine de mètres jusqu'en novembre 1996 pour tester des mesures d'accompagnement de la méthode de prédécoupage réalisée en plots d'essais. Il a été ensuite procédé à la réalisation du revêtement définitif (radier et voûte) de toute la zone excavée de F1, impliquant une série très compliquée de démontage et remontage de matériel.

La première phase de traitement de la zone effondrée a été réalisée du 3 juin 1996 au 6 décembre 1996 à partir de la surface avec l'exécution de colonnes de jet grouting verticales profondes et des injections solides de compaction.

Premier arrêt des travaux

Les travaux d'excavation du front F1, encore en activité, ont été arrêtés le 4 novembre 1996.

Une commission d'experts internationaux a été mandatée par la Direction des Routes en janvier 1997.

Suite aux recommandations de cette commission en juin 1997, un projet d'ouvrage d'art modificatif "POAM" a été établi avec le maître d'œuvre et ses conseils techniques.

Ce projet présente une gamme de profils types nouveaux à base de prévoûtes renforcées par cintres et béton projeté, le terrain étant lui-même renforcé si nécessaire par des boulonnages complémentaires et/ou des injections. Ces profils ont été mis au point en partant de l'expérience acquise lors des travaux exécutés sur le front F1 (plots d'essais) de mars à novembre 1996.

Des reconnaissances complémentaires, des sondages carottés profonds, et un puits dans les schistes de la zone du pont Fabié ont permis de préciser les incertitudes géologiques.

La reprise des travaux

L'établissement d'un avenant a été nécessaire pour régulariser la situation administrative, technique et financière du chantier et permettre la reprise des travaux.

La seconde partie du traitement de la zone effondrée s'est déroulée du 9 décembre 1997 au 15

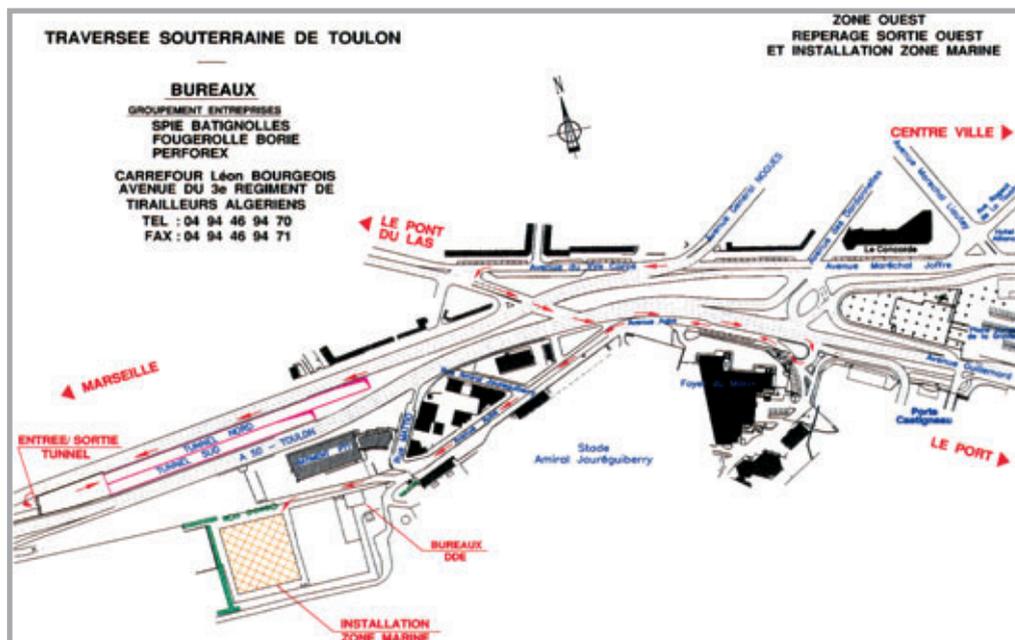


Figure 2
Reperage
des installations ouest
Landmarking
of western installations



Le marinage
Mucking

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Excavation : 218 140 m³
- Béton de soutènement : 53 250 m³
- Béton de revêtement : 57 400 m³
- Armatures : 2025 t
- Jet grouting : 15 500 ml de forage, 5 700 t de ciment
- Etanchéité : 70 350 m²
- Coffrage : 92 000 m²
- Boulons divergents : 90 000 ml de tubes métalliques
- Boulons frontaux : 112 000 ml de fibres de verre
- Cintres : 2 100 t



Le terrassement
Earthworks

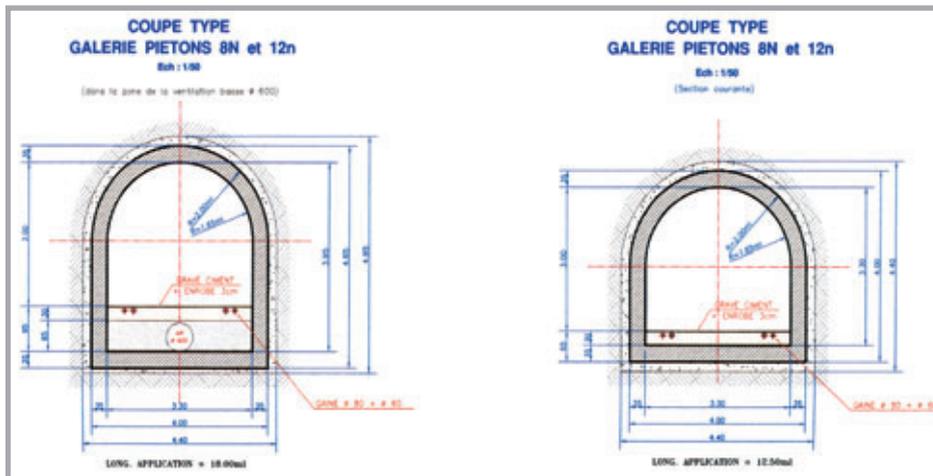
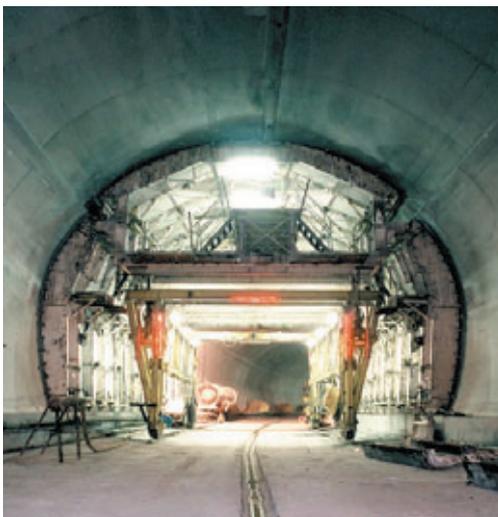


Figure 3
Galerie piétons 8N et 12N
Pedestrian galleries 8N and 12N

Robot
pour béton projeté
Shotcreting robot



Coffrage de voûte
Arch shuttering



Dalle de ventilation et suspentes
Ventilation slab and hangers



septembre 1998 à partir du front F2 selon le profil PN6 comprenant la réalisation de colonnes de jet grouting subhorizontales armées et mises en place en auréoles, avec selon le cas, deux à quatre colonnes superposées.

Une durée de 9,5 mois a été nécessaire pour reprendre la totalité de cette zone en six interventions. La reconfiguration du front F2, initiée à la suite pour permettre la poursuite des travaux avec la méthode de prédécoupage, s'est terminée le 30 octobre 1998. La reprise des travaux en profil PN3 a été effective dès le 2 novembre 1998.

Ce front a successivement traversé avec ce même profil les zones délicates du pont Fabié, des schistes houillers et de la zone SNCF.

Changement de profil

Le prédécoupage sur le front F2 a été arrêté dans les quartzophyllades en août 1999, à cause des difficultés de sciage rencontrées dans la réalisation des prévoûtes. Le profil PN5B PRA alors mis en œuvre a permis de progresser à bonne cadence vers la zone de jonction avec le front F1.

Le front 1 a été remis en activité le 19 janvier 1998

INCENDIE DU 7 FÉVRIER 2000

Alors qu'il restait 57 m à creuser pour réaliser la jonction des fronts F1 et F2 et que les équipes avaient repris l'avancement des travaux après un week-end d'interruption, un incendie d'origine accidentel s'est déclaré le lundi 7 février 2003 à 6h30 sur le front F2 au PM 1328, soit à 1600 m de l'entrée de la trémie est et à 600 m du puits central.

La pelle Hitachi FH400 qui réalisait l'excavation du front de taille a pris feu subitement suite à la rupture d'une conduite hydraulique située dans le compartiment moteur qui a projeté l'huile directement sur le turbo moteur, embrasant quasi instantanément l'huile.

Sous l'effet de la pression et du fort débit, une projection importante d'huile enflammée a propagé le feu aux pneus du chargeur Cat 950 E qui évacuait en simultané les déblais à côté de la pelle.

Sur place les hommes en poste ont immédiatement alerté les secours, puis munis des moyens d'extinction situés à proximité, ont tenter d'enrayer l'incendie. Compte tenu de la violence du feu et des fumées toxiques dégagées leurs efforts sont restés vains.

Le personnel a ensuite rapidement évacué les lieux après comptage, mais sa progression a été considérablement gênée par le manque de visibilité, la chaleur intenable et l'air devenu irrespirable par la combustion des pneus et hydrocarbures.

A leur sortie au puits central les huit hommes du groupement ont été pris en charge par les sapeurs pompiers du centre de secours de Toulon. Aucun d'entre eux ne présentait de lésions graves, mais quelques-uns avaient été incommodés par la fumée.

Pour venir à bout de cet incendie des moyens de secours importants ont été mis en œuvre mobilisant 70 sapeurs pompiers, cinq véhicules incendie, neuf ambulances, une équipe du Samu.

Les pompiers équipés d'appareils respiratoires autonomes se sont relayés durant plus de 4 heures pour progresser jusqu'à l'origine du feu et circonscrire l'incendie.

La température de combustion n'a pas dépassé les 200 °C, pour une durée totale de 4h30.

Les différentes investigations menées sur l'ouvrage dans la zone de l'incendie n'ont pas révélé de déformations ou de dommages à la structure et ont permis de confirmer la température maximale d'exposition.

L'arrêt du front F2 aura duré moins d'une semaine. Le temps nécessaire pour procéder aux expertises, évacuer les engins sinistrés, et procéder aux examens structurels de l'ouvrage. La reconfiguration des installations électriques, de la ventilation et l'approvisionnement du nouveau matériel d'excavation étant réalisés pendant l'arrêt.

avec la méthode de prédécoupage en profil PN3. Ce profil a été remplacé pour la zone du garage 10N par un profil PN5G PRA sur 50 m. La suite des travaux en section courante s'est déroulée jusqu'à la jonction avec le front F2 en profil PN5B PRA.

Le démontage des haveuses Malou et Françoise a été effectué en tunnel avec une technique permettant le maintien de la production. Leur évacuation a nécessité une logistique particulière de levage et de transports.

La percée

Le front F1 a été arrêté au PM 1291, et le percement s'est effectué par le front F2 pour les 25 derniers mètres. La jonction, effectuée à l'aide d'une pelle Hitachi FH400 et d'une fraise, a été réalisée le 13 mars 2000 à 11h55.

Le revêtement

Dès la percée, le chantier s'est organisé pour terminer au plus vite les travaux de génie civil restant. La réalisation du radier et des banquettes a été menée par deux ateliers sur trois postes, le bétonnage de la voûte, des dalles et des cloisons a été réalisé par deux ateliers sur deux postes. Chaque atelier disposant d'outils coffrants de 12 m. En juin 2000, ont été lancés les travaux de mise en œuvre de la grave en radier, puis ont suivi les caniveaux, bordures et trottoirs réalisés en béton extrudé à l'aide d'un coffrage glissant.

Nouvelle circulaire interministérielle d'août 2000 pour la sécurité des tunnels

Suite à la nouvelle circulaire interministérielle sur la sécurité dans les tunnels, parue en août 2000 à la suite de l'incendie du Mont-Blanc, il a été décidé de réaliser :

- ◆ de nouvelles amorces de galeries piétons, 11 N, 9 N, 7 N, 5 N (espacement de 200 m en site urbain) ;
- ◆ la prolongation des galeries 12 N et 9 N (jusqu'au tunnel sud) ;
- ◆ la réalisation de trois refuges piétons avec sas de sécurité et escaliers pompiers (figures 3, 4, 5 et 6).

Deuxième arrêt des travaux

En mars 2001, le Comité d'évaluation à la sécurité du tunnel de Toulon demande des études complémentaires sur la sécurité, dans cette attente les travaux sont ajournés. Une équipe réduite est conservée pour assurer la maintenance du chantier pendant ce nouvel ajournement.

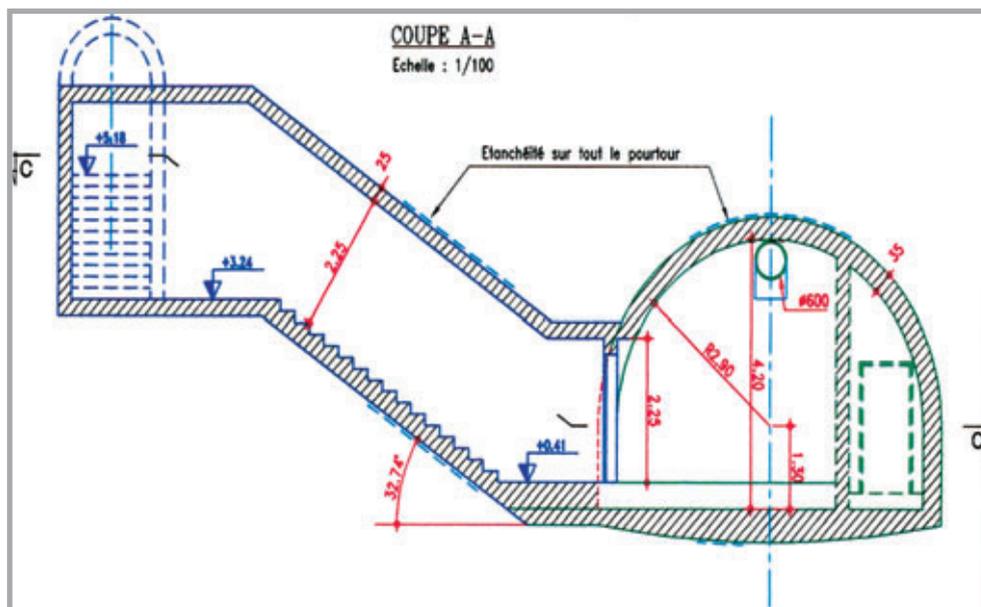


Figure 4
Refuge piétons et escalier pompiers.
Coupe A/A

Pedestrian island and fire fighters' stairway. Cross section A/A

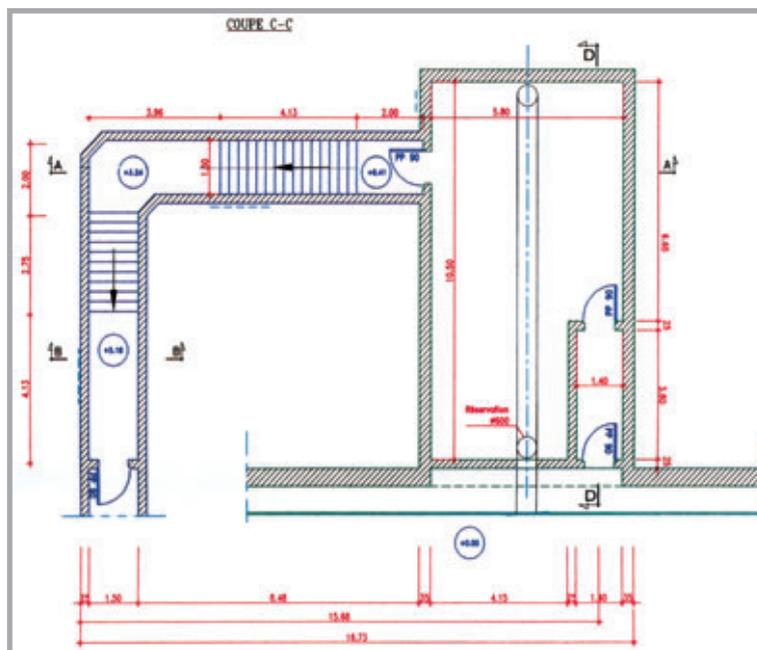
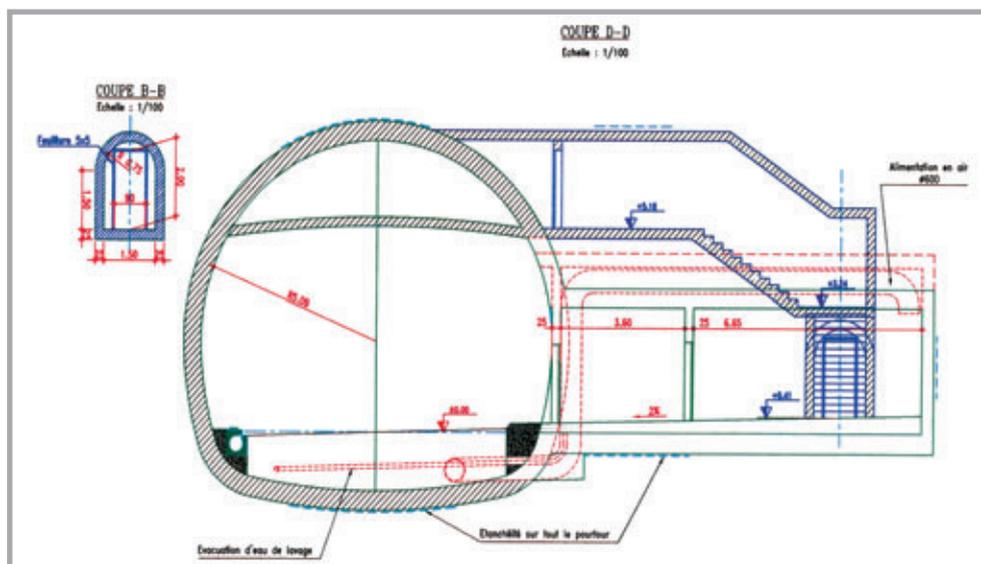


Figure 5
Refuge piétons et escalier pompiers. Coupe C/C

Pedestrian island and fire fighters' stairway. Cross section C/C

Figure 6
Refuge piétons et escalier pompiers. Coupe D/D

Pedestrian island and fire fighters' stairway. Cross section D/D





**Coffrage
de la cloison
de ventilation**

*Ventilation
partition
shuttering*

ABSTRACT

Project organisation and execution

P. Rolandetti

The construction of this structure in its urban environment and with little covering in itself represented a significant difficulty.

The major water ingress encountered during initial driving of face F2 in 1995 suggested that this work would not be easy to perform. The extra difficulties due to the mediocre properties of the ground at the Commandant Marchand bridge crossing and the occurrence of subsidence on 15 March 1996 unfortunately confirmed that the execution of this project would indeed be one of the most difficult ones of that period. Placing the structure in preventive safety configuration caused a complete upheaval in the original work schedule and general organisation of the project. At work resumption, work was launched on two faces with two different methods employing reinforced supports so as to better control deformation of the rock mass and movements of the building stock. Following the tunnel breakthrough on 15 March 2000, the project had to allow, in its lining work, for the various changes arising from the interministerial circular of August 2000 on tunnel safety and those due to decisions by the Toulon tunnel safety evaluation committee in May 2001.

RESUMEN ESPAÑOL

Organización y desarrollo de las obras

P. Rolandetti

La ejecución de esta estructura en su contexto urbano y bajo una reducida cobertura presentaba, por sí sólo, una dificultad nada insignificante.

Al tropezar con importantes infiltraciones de agua al principio de la excavación del frente de ataque F2 en 1995, era un presagio que permitía pensar que estas obras no serían de fácil ejecución. Las dificultades suplementarias introducidas por el mediocre comportamiento del terreno al paso del puente Commandant Marchand y el acontecimiento del socavón del 15 de marzo de 1996 vinieron a confirmar, desdichadamente, que las obras emprendidas habrían de ser una de las

más difíciles del momento. Las condiciones de puesta en seguridad preventiva de la estructura ocasionaron un trastorno completo de la cronología inicial de las obras y de la organización general de las obras. Como continuación de los hechos, dos frentes de ataque fueron lanzados acorde a dos métodos distintos en que se aplicaban sostenimientos reforzados con objeto de dominar del mejor modo posible las deformaciones de macizo y los movimientos de la sección edificada en superficie. Tras la perforación del 15 de marzo de 2000, fue preciso integrar en los trabajos de revestimiento las diversas modificaciones acorde a la circular interministerial de agosto de 2000 relativa a la seguridad de los túneles y aquellas relacionadas con las decisiones del Comité de evaluación de la seguridad del túnel de Toulon en mayo de 2001.

Le 23 mai 2001, le Comité d'évaluation à la sécurité décide de retenir de nouvelles dispositions techniques à appliquer au tunnel de Toulon.

Un nouvel avenant est donc nécessaire pour intégrer ces modifications. Celui-ci sera notifié au groupement le 8 août 2001 avec une reprise immédiate pour les travaux suivants :

- ◆ création de 118 carneaux de ventilation ;
- ◆ fermeture de 244 bouches de soufflage ;
- ◆ divers travaux de modifications des niches de sécurité ;
- ◆ reprise de la grave non traitée et incorporation d'un géocomposite drainant dans le corps de chaussée ;
- ◆ reprise de la fin des caniveaux et bordures ;
- ◆ pose en radier d'un système de contrôle et de secours du rabattement de nappe.

Les travaux de génie civil dont la fin était initialement programmée en décembre 2000, s'achèvent finalement le 23 décembre 2001.



**Le pont
de transfert**

*The transfer
crane*

LES DÉLAIS

- Délais global initial : 32 mois
- Délais global réel : 88 mois du 1^{er} septembre 1994 au 21 décembre 2001
- Durée creusement réel : 42 mois
- Creusement 1^{er} partie : 15,5 mois
- Creusement 2^e partie : 26,5 mois
- Durée revêtement réel : 18 mois
- Revêtement 1^{er} partie : 9 mois
- Revêtement 2^e partie : 4 mois
- Revêtement 3^e partie : 5 mois
- Arrêt des travaux d'excavation front F2 : 20 mois du 15 mars 1996 au 9 décembre 1997
- Arrêt des travaux d'excavation front F1 : 15 mois du 4 novembre 1996 au 2 février 1998
- Arrêt des travaux de revêtement : 3 mois du 23 avril 2001 au 8 août 2001

Suivi du creusement en convergencemétrie et nivellement

Le suivi en convergencemétrie et nivellement du creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon, fut mené avec des techniques et des moyens, sur le principe, relativement conventionnels.

Mais le niveau de sûreté requis pour le creusement sous la ville, amena rapidement la mise en place d'un dispositif de surveillance très étoffé, régi par des procédures strictes et exigeantes, assisté d'outils informatiques spécifiques, associant entreprise et maîtrise d'œuvre dans une interprétation des résultats, dans des délais très courts, et conduisant à un nombre très important de mesures, avec une précision moyenne de l'ordre de quelques dixièmes de millimètres. C'est cette technique de mesure qui est décrite ici.

Dans le contexte urbain de la traversée souterraine de Toulon, le suivi des déformations des parois du tunnel, ne pouvait être déconnecté du suivi des tassements de surface réalisé sur le bâti de surface : il fallait non seulement être en mesure de garantir la stabilité de l'excavation et de fournir une base de données permettant de guider les choix de soutènements, mais également disposer de moyens permettant de suivre, en tendance et en temps réel, l'évolution des pertes de volume par déconfinement, en tant que signe avant coureur et facteur essentiel, des tassements en surface, pour la partie interprétation.

Le suivi en convergencemétrie et nivellement du creusement a donc été mené selon des techniques relativement usuelles, mais en rehaussant fortement les exigences habituelles, tant en termes de fréquences des mesures, de précision et de fiabilité des résultats, de délais d'analyse et transmission des valeurs, que de coopération étroite avec les équipes de la maîtrise d'œuvre attachées au suivi des tassements de surface.

DESCRIPTION DES TECHNIQUES ET MOYENS MIS EN ŒUVRE

Mode opératoire

La technique utilisée dite "méthode optique", fut basée sur le levé de repères situés à un même PM, par rayonnement, à l'aide de théodolites de haute précision et à partir d'une base mobile, non rattachée en X, Y, Z, disposée sensiblement dans l'axe de la galerie.

Les points visés étaient rattachés altimétriquement, par nivellement indirect, sur une console fixe, d'altitude connue.

Les coordonnées X et Y des points étaient calculées, sur une base locale ayant pour origine la station de mesures, permettant ensuite de déterminer les distances entre les différents points visés (cordes) et au fil des mesures, la variation relative de ces distances (convergence).

La distance entre la station de mesures et les points visés variait de 10 à 25 m, pour une distance entre la station de mesures et la console servant au rattachement altimétrique de l'ordre de 15 à 50 m. Il s'agissait d'un procédé qui avait été utilisé avec satisfaction, par l'entreprise, sur de grands chantiers de souterrains et de tranchées couvertes, pour des maîtrises œuvres publiques (ligne TGV Méditerranée, projet Eole, tunnel de Foix).

Ce procédé, fondamentalement basé sur la précision sur les lectures de distances, avait été choisi de préférence à un système de mesures angulaires par intersections, à partir de deux stations non repérées en X, Y, Z mais de distance connue, système trop tributaire de la précision sur les lectures d'angles et obtenant expérimentalement de moins bons résultats.

In situ, la technique mise en œuvre permet d'assurer une précision moyenne comprise entre 0,3 et 0,5 mm, en convergence comme en nivellement.

Définition des repères

En principe, chaque auréole ou section de mesures était constituée de cinq repères réfléchissants, disposés suivant un plan pré-établi correspondant à des points de la section pour lesquels les calculs aux éléments finis fournissaient des valeurs de déplacements théoriques.

Ces repères réfléchissants (photo 1) étaient fixés

François Lopez



INGÉNIEUR GÉOLOGUE
Spie Batignoles TPCI

Philippe Quemart



INGÉNIEUR GÉOLOGUE
CETE Méditerranée



Photo 1
Visée des repères réfléchissants sur les différentes sections

Sighting the reflective reference marks on the various sections

Tableau I
Mesures
d'extrusion

measurements

| Sol | Soutènement type | Convergence | Tassement |
|---------------------------|------------------|-------------|-----------|
| Pélites rouges pont Fabié | PN3 | -35 mm | -10 mm |
| Pélites rouges | PN3 | -15 mm | -10 mm |
| Schistes Houillers | PN3 | -65 mm | -15 mm |
| Phyllades | PN5b | -5 mm | -6 mm |



sur des éléments métalliques de différentes géométries, fabriqués sur le chantier ou sous-traités, correspondant à différents usages :

- ◆ des repères longs (15 cm) pour l'auscultation des parements concaves ;
- ◆ des repères courts (5 cm) pour les zones saillantes et soumises à des risques de chocs ;
- ◆ des repères démontables pour les parties d'ouvrage très exposées aux chocs ;
- ◆ des repères recto-verso pour faciliter la prise des mesures, dans les zones encombrées ;
- ◆ des repères en acier inoxydable, équipés d'un capuchon vissable, pour les parties d'ouvrage définitives.

Espacement des sections

Après le fontis du 15 mars 1996 une section de mesures fut posée et auscultée, sur chaque prévoûte (tous les trois mètres) lorsque la méthode Perforex fut utilisée notamment.

Pour les soutènements correspondants, il fut rajouté deux repères supplémentaires, pour avoir une corde supplémentaire sur chaque auréole, au niveau des braquages de la prévoûte (sept repères par auréole).

Pour les profils d'excavation sans prévoûte, l'interdistance entre les sections de mesures fut de 6 m.

Les auréoles furent généralement posées sur le béton entre les cintres. Mais il fut également mis en œuvre, quelques auréoles supplémentaires, expérimentales, soudées sur les cintres, notamment dans les zones de changement de géologie.

Au total, pour la zone creusée après le fontis du 15 mars 1996, soit 920 m, 248 sections furent équipées et mesurées correspondant à 1 549 repères.

Fréquence des mesures

Tous les moyens furent mis en œuvre pour disposer d'une mesure origine la plus précoce possible et la plus rapprochée du front de taille.

Ainsi, lors de la réalisation de prévoûtes, en profil PN3, la pose des repères et la mesure initiale intervinrent systématiquement sur la dernière saignée en béton, anticipant le creusement.

Après terrassement, les repères étaient déplacés sur le milieu de la prévoûte, en assurant la continuité des mesures (double lecture).

Dans le cas de soutènements classiques par cintres, les sections furent équipées au milieu de la dernière travée terrassée, immédiatement après mise en œuvre du soutènement, c'est-à-dire toujours à moins de 0,75 m du front de taille.

Des mesures quotidiennes furent réalisées pour toutes les sections éloignées du front de taille de moins de trente mètres ce qui, compte tenu de la vitesse d'avancement du chantier, porta le nombre total de mesures à 6 750 levés, soit 40 500 cordes et 33 750 dénivelées.

Un dispositif de surveillance, pendant le week-end fut organisé, ainsi que pendant les différents arrêts du creusement. Une attention particulière fut également portée à ce que l'intervalle entre les mesures soit le plus régulier possible, afin de pouvoir comparer les écarts partiels d'un jour à l'autre, sans distorsions.

L'incidence de certaines phases de travaux engendrant des déformations sur l'ouvrage soit en soutènement provisoire soit en soutènement définitif fut aussi ponctuellement suivie.

Ces deux exigences amenèrent à disposer des équipes affectées aux mesures, vingt quatre heures sur vingt quatre, ainsi qu'à programmer très rigoureusement les levés, et à les insérer dans les cycles de travaux, comme une phase à part entière.

Moyens humains

Les mesures ne furent pas sous-traitées. On a fait appel à deux brigades de deux géomètres, occupées à 80 % par les auscultations, ponctuellement renforcées, et se répartissant soit en fonction des secteurs (nord/sud) soit du créneau horaire (jour/nuît). Il s'agissait de personnel qualifié ayant déjà une expérience dans le domaine des auscultations en souterrain.

Matériel

Les mesures furent réalisées principalement à l'aide de deux théodolites TC 2002 de Wild Leica, d'une précision sur les distances inframillimétriques. Ce matériel fut périodiquement vérifié, soit lors de révisions extérieures chez le fabricant, soit sur le site (comparaison de séries de mesures cercle à droite et cercle à gauche, étalonnage des distances sur des bases fixes).

Moyens informatiques

Les calculs et le traitement des mesures furent réalisés à l'aide d'un logiciel spécifique mis au point par l'entreprise depuis 1993, mais remis au goût du jour, "SECTIO97", qui fut en grande partie amélioré pour s'adapter aux exigences du projet.

■ ANALYSE ET TRANSMISSION DES RÉSULTATS

Trois niveaux de contrôle et d'analyse des résultats furent instaurés.

Un premier niveau fut établi par les géomètres eux-mêmes, visant à repérer tous les écarts suspects : chaque mesure amenant un écart partiel de plus de 1 mm, en convergence ou en nivellement, fut systématiquement renouvelée.

Ce niveau de contrôle topographique fut systématiquement formalisé sur une fiche spécifique.

Un deuxième niveau de contrôle et d'analyse a été mené par le géologue de l'entreprise, à partir des valeurs transmises par les géomètres, validées sur le plan topographique.

Il consista à vérifier le respect des fréquences de mesures prévues, à rechercher à nouveau tous les écarts partiels suspects, cette fois-ci sous l'angle géomécanique, et à comparer les valeurs atteintes à des valeurs de référence, qualifiées de seuil.

Ce deuxième niveau de contrôle fut systématiquement formalisé sur une deuxième fiche spécifique, transmise à la maîtrise d'œuvre dans un délai toujours inférieur à vingt quatre heures, chaque anomalie liée à un comportement de sol, étant à la fois retranscrite sur la fiche et directement signalée par téléphone.

Un troisième niveau de contrôle fut exercé par la structure de conseil, mise en place par la maîtrise d'œuvre, présente sur le site, en réseau informatique avec l'entreprise, qui disposa des mesures, pratiquement en temps réel.

De manière générale, un traitement statistique des mesures fut réalisé toutes les semaines. Il consista à exposer, à l'intérieur d'un rapport hebdomadaire intégrant les derniers résultats, l'évolution de la moyenne des différentes déformations relatives aux sections situées à moins de trente mètres du front (moyennes et écarts types).

On s'attacha à distinguer des zones de comportement homogène et à rechercher, dans ces zones, des règles de comportement type.

Pour chaque section, la courbe d'évolution de chaque courbe de déformation fut systématiquement analysée en situant cette courbe à l'intérieur du fuseau constitué par les courbes des six sections précédentes, les phases de travaux et/ou la durée, étant reportées en abscisse.

Toute sortie du fuseau était considérée, dans un premier temps, comme révélatrice d'un comportement anormal.

En définitive, pour chaque binôme sol/soutènement, il fut établi des fuseaux de référence qui servirent à la compréhension des observations.

Le logiciel SECTIO97 fut doté d'une extension PFL97, permettant de tracer des profils en travers des déformées, à différentes dates et avec différents coefficients d'agrandissement, en prenant comme hypothèse, la clé du tunnel, fixe latéralement.

Ce type d'analyse permet la recherche de dissymétries dans les déformations en liaison avec la nature géologique rencontrée.

Chaque rapport hebdomadaire fut soumis à l'examen du conseil de l'entreprise (le cabinet Terrasol), qui effectua pratiquement en continu, sa propre analyse, les mesures étant transmises par Internet.

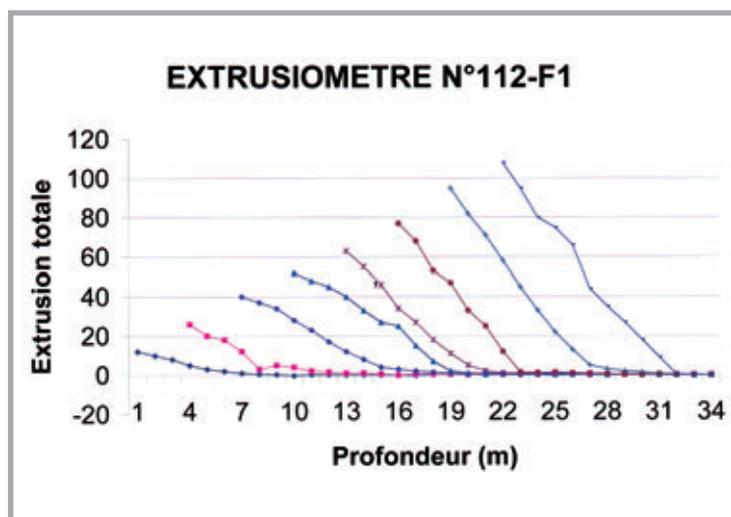


Figure 1
Exemple de résultat enregistré, dans les pélites rouges du Permien

Example of result recorded, in the red pelites of the Permian

■ RÉSULTATS ET VALEURS MOYENNES

Par type de sol et de soutènement, les valeurs moyennes des déformations obtenues, dans les conditions de mesures exposées, à l'équilibre, sont reportées sur le tableau I.

En pourcentage du diamètre du creusement, ces valeurs moyennes correspondent au maximum à 0,2 % à 0,5 % pour la convergence, et à 0,1 % pour le tassement de la clé.

En règle générale, tous types de soutènements confondus, l'équilibre fut atteint pour une distance du front de taille inférieure ou égale à 15 m.

■ EXTRUSION DU FRONT

La mise en œuvre d'un boulonnage de front devait permettre de limiter les déformations axiales du terrain situé à l'avant du front. Le dimensionnement de ce boulonnage frontal était constamment une source de contestation entre l'entreprise et le maître d'œuvre.

Il a donc été tenté de mesurer l'impact du boulonnage du front, à l'avant du front, à l'aide d'extrusiomètres du type de ceux qui avaient été mis en œuvre pendant les travaux du tunnel de Tartaiguilles. Il s'agissait d'appareils de 36 ml, mis en œuvre au centre du front. Une vingtaine d'appareils furent installés et mesurés afin d'obtenir les données pour l'analyse (figure 1).

Ces appareils avaient pour but de mesurer la dis-

▶ tance d'influence du terrassement et d'estimer les pertes de volume par extrusion.

Ils ont servi au dimensionnement du boulonnage frontal, avec de bons résultats, dans les secteurs géologiquement homogènes (terrains pélitiques notamment) mais malheureusement, dans les terrains les moins homogènes, les résultats observés ont été beaucoup plus erratiques et difficiles d'interprétation que sur l'exemple présenté.

En parallèle avec les mesures "classiques" d'extrusion du front de taille, une expérimentation utilisant des capteurs à fibre optique, destinée à rendre compte de l'amplitude des déformations d'extension du noyau provoquées par les cycles d'avancement successifs et du transfert de charge qui se développe sur la longueur des boulons, a été menée. Elle fait l'objet de l'article suivant.

ABSTRACT

Monitoring of tunnel driving by convergence measuring and levelling

Fr. Lopez, Ph. Quemart

Monitoring, by convergence measuring and levelling, of the driving of the north tunnel of the Toulon underground crossing, was carried out with techniques and machinery that, in principle, are relatively conventional.

But the safety level required for tunnel driving under the city rapidly led to the establishment of a very extensive monitoring system, governed by strict and demanding procedures, assisted by specific information systems, involving the contractor and project management in interpretation of the results, within very tight deadlines, and requiring a very large number of measurements, with an average precision of approximately a few tenths of a millimetre. It is this measuring technique that is described here.

RESUMEN ESPAÑOL

Seguimiento de la excavación en convergenciometría y nivelación

Fr. Lopez y Ph. Quemart

El seguimiento de la excavación en convergenciometría y nivelación de la excavación del túnel norte de la travesía subterránea de Toulon, fue llevado a cabo acorde a técnicas y medios, en principio, relativamente convencionales. Pero, el nivel de seguridad requerido para la excavación bajo la propia ciudad, condujo rápidamente a la implantación de un dispositivo de vigilancia sumamente denso, acorde a procedimientos estrictos y exigentes, complementado por equipos informáticos específicos, en que se combinaba la empresa constructora y la dirección de las obras en una interpretación de los resultados, y ello en plazos sumamente reducidos, y que conducían a un número sumamente importante de mediciones, con una precisión media del orden de algunas décimas de milímetro. El presente artículo se propone describir esta técnica operativa.

Reconnaitances à l'avancement par sondages destructifs avec enregistrement de paramètres

François Lopez



INGÉNIEUR GÉOLOGUE
Spie Batignoles TPCI

Philippe Quemart



INGÉNIEUR GÉOLOGUE
CETE Méditerranée

Durant le creusement, en complément de la reconnaissance à l'avancement par sondages carottés, tous les forages réalisés pour mettre en place des ancrages à l'avant du front, firent l'objet d'enregistrements de paramètres, qui permirent une reconnaissance complète de la section. Grâce à l'étalonnage de ces diagraphies instantanées, puis sur la fin, grâce à l'utilisation du logiciel GDM du BRGM, le résultat fut l'obtention d'une véritable imagerie tridimensionnelle du sol, sur une quinzaine de mètres à l'avant de chaque front.

Dans le contexte géologique compliqué, du sous-sol toulonnais, la reconnaissance à l'avancement par sondage carotté, compte tenu des fortes hétérogénéités à l'intérieur d'un même front, ne pouvait donner qu'une idée sur les faciès en présence, insuffisante pour préciser la présence – parfois concomitante – de zones singulièrement friables ou au contraire, de secteurs potentiellement difficiles à scier. Un grand nombre de forages vers l'avant du front étaient réalisés, dans le cadre du présoutènement (boulonnage frontal, boulonnage divergent). Il fut choisi de valoriser des forages, en enregistrant systématiquement les paramètres d'avancement, et en les utilisant comme moyen de reconnaissance à l'avancement.

DESCRIPTION DES FORAGES RÉALISÉS

Géométrie

Les forages réalisés concernaient soit des ancrages divergents, métalliques, légèrement inclinés (6 à 14 °) et réalisés sur la circonférence de la section; soit des ancrages frontaux horizontaux, en fibre de verre :

- ◆ longueur : 18 ml;
- ◆ diamètre de foration : 115 mm
- ◆ densité : 1 ancrage pour 1,6 à 2,5 m² pour les ancrages frontaux, entraxe de l'ordre de 0,5 m, pour les ancrages divergents;
- ◆ recouvrement de 6 à 9 m pour les ancrages divergents, renouvellement par tiers ou par quarts, tous les 4,5 ml, pour les ancrages frontaux.

Techniques de foration

Compte tenu de la diversité des matériaux rencontrés, le marteau à fond de trou fut utilisé (roto-percussion), aussi bien que le tricône (méthode rotary).

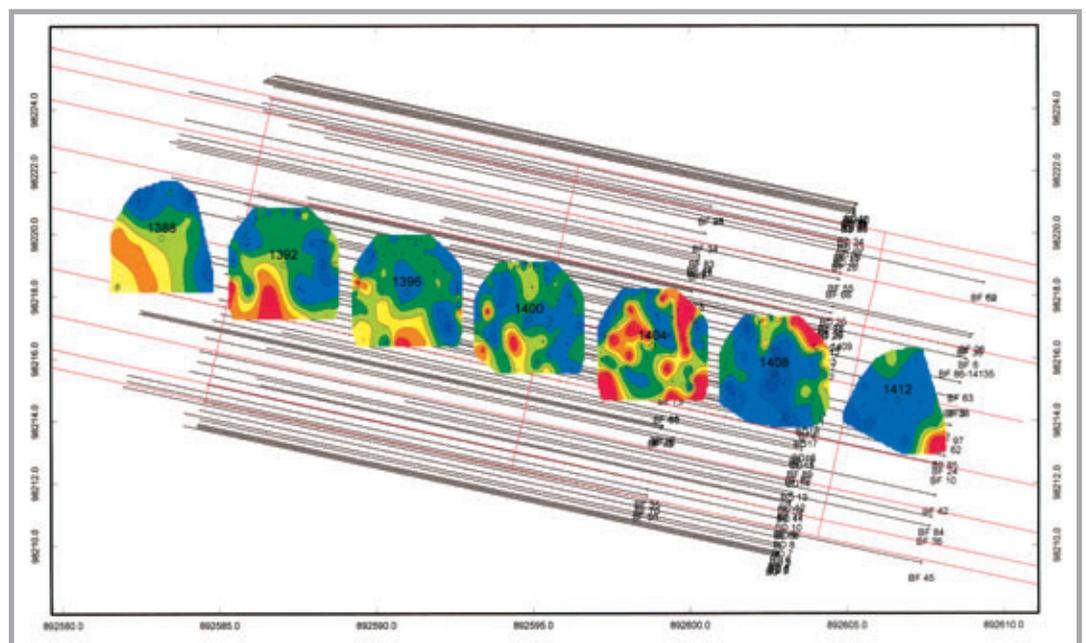


Figure 1

L'adaptation aux conditions de terrain fut permanente.

Equipements pour l'enregistrement

Les foreuses de F1 et F2 (TAF 1500 Pacchiosi) devaient être équipées chacune d'un jeu de capteurs. Une consultation mit en concurrence les matériels proposés par Lutz et Lim.

Les performances de chacun des matériels proposés étaient du même niveau.

Un des partenaires disposait d'équipements Lutz. L'équipement supplémentaire acheté fut également du matériel Lutz, au final uniquement sur des critères de standardisation.

Nombre de capteurs : 6.

Enregistreurs de données : Lutz CL88.

Paramètres enregistrés

Profondeur : Z

Vitesse d'avancement instantanée : VIA

Pression sur l'outil : PO

- ▶ Pression du fluide d'évacuation des cuttings : PF
- Couple de rotation : CR
- En rotopercussion uniquement, la percussion réfléchi : VIB.
- Vitesse moyenne d'avancement : 60 m/h.

■ INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

Introduction de paramètres composés

Afin de simplifier l'analyse des différents paramètres, il fut procédé à l'élaboration de plusieurs para-

mètres composés, dont la sensibilité et la représentativité qui furent testées in situ.

Le principal de ces paramètres fut nommé Terrain dur : $Td = VIB_{-}/(PO*VIA)$.

Dans les zones les plus tendres, de Td faible, on fit apparaître également le paramètre $1/Td$, de nature à mieux représenter les variations de Td, autour de valeurs faibles.

Etalonnage des résultats

Les premières campagnes d'enregistrement furent étudiées en comparant les diagraphies, aux coupes de terrain réalisées à chaque travée.

Cet étalonnage porta sur un grand nombre d'enregistrements (200 à 300 diagraphies de 12 à 16 ml). Il établit la classification suivante, qui par la suite permit des prévisions relativement fiables :

- ◆ $Td < 5$ terrain très tendre ;
- ◆ $5 < Td < 20$ terrain tendre ;
- ◆ $20 < Td$ terrain dur.

Avec la correspondance lithologique suivante, dans le secteur du projet :

- ◆ $Td < 5$: pélites tendres, schistes houillers, phyllades et quartzophyllades altérés ;
 - ◆ $5 < Td < 20$: pélites gréseuses, phyllades saines ;
 - ◆ $20 < Td$: quartzites et quartzophyllades raides.
- Cet étalonnage étant bien entendu lié au réglage des outils de foration, spécifiques au chantier (poussée, frappe et rotation).

Corrélations et interprétations

Les forages servant aux ancrages, en phase d'avancement, une corrélation fut systématiquement recherchée entre volume de produit de scellement absorbé ; en considérant l'absorption d'un volume anormal de scellement, comme révélateur de la densité et l'ouverture des joints.

On tira de ces volumes un pseudo-indice des vides, qui permit de quantifier les résultats obtenus d'une campagne à l'autre, et d'affiner les prévisions.

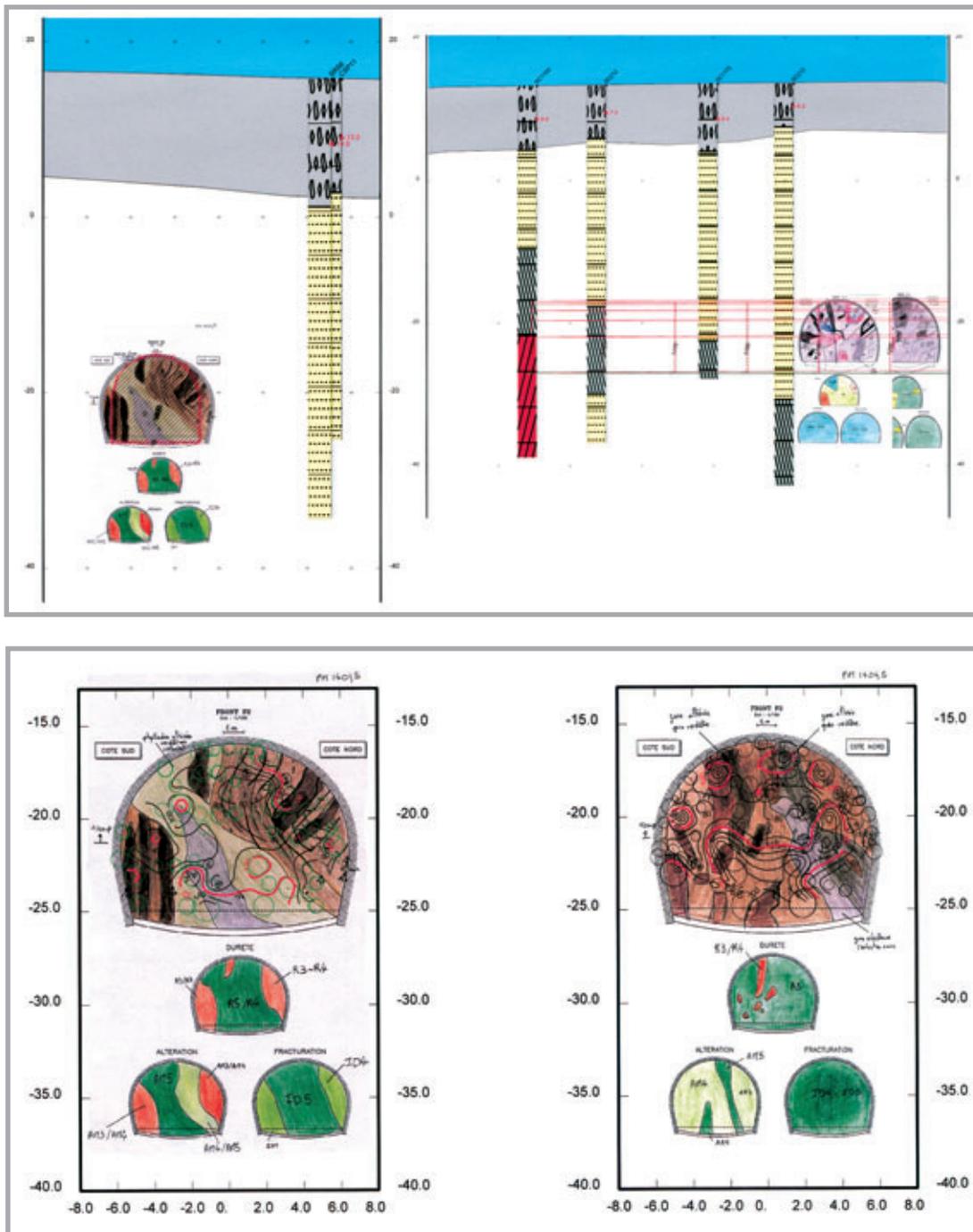
La fréquences des pics et des creux des diagraphies instantanées furent également quantifiées, en ne retenant que les pics ou creux d'amplitude deux fois égale à la valeur moyenne du paramètre enregistré, pour en tirer un pseudo-paramètre "densité de fracturation", du type du paramètre ID Aftes.

■ EXPLOITATION TRIDIMENSIONNELLE À L'AIDE DE GDM

Vers l'issue du creusement une imagerie automatique des résultats des diagraphies put être mise au point, en combinant les efforts de l'entreprise et du BRGM.

Quelques exemples sont joints sur les figures 1 à 3.

Figures 2 et 3



■ SYNTHÈSE

Dans le contexte complexe de la traversée souterraine, où les variations de faciès étaient nombreuses et difficilement prévisibles en raison de la distribution en écailles des matériaux, les sondages carottés systématiques à l'avancement ne pouvaient être réalisés en assez grand nombre pour garantir la détection de zones singulièrement fragiles (vides physiques, "vides mécaniques").

En plus d'un sondage carotté systématique, au centre de la section, il fut choisi de valoriser les forages réalisés en grand nombre, pour le présoutènement (boulons divergents et frontaux).

Ces forages fournirent une importante quantité de données, statistiquement denses et bien réparties, qui fut exploitée empiriquement, mais donna généralement des éléments de prévision, que le creusement vint confirmer.

Le système mis en place fut perfectionné jusqu'à l'obtention d'une imagerie facilitant l'exploitation. On peut toutefois déplorer de n'avoir pu donner une base véritablement mathématique et statistique au traitement mené, en essayant de s'éloigner davantage, de l'appréciation empirique.

ABSTRACT

Reconnaissance during tunnel advance by destructive boreholes with recording of parameters

Fr. Lopez, Ph. Quemart

During the tunnel driving, in addition to reconnaissance at tunnel advance by core boring, the parameters were recorded in all the boreholes executed to install anchor bolts on the front of the tunnel face, thus permitting complete reconnaissance of the section. Thanks to calibration of these instantaneous logging operations, then, near the end, thanks to the use of the GDM software from BRGM, the result was that veritable three-dimensional imaging of the soil was obtained, over about fifteen metres at the front of each tunnel face.

RESUMEN ESPAÑOL

Reconocimientos siguiendo el avance mediante sondeos destructivos con registro de parámetros

Fr. Lopez y Ph. Quemart

Durante la excavación y como complemento del reconocimiento al avance por sondeos de muestras cilíndricas, todas las perforaciones ejecutadas para instalar los anclajes en el frente de ataque, fueron objeto de registros de parámetros, que permitieron así un reconocimiento completo de la sección. Debido a semejante calibración de estos registros de perforación (diagráfias) instantáneos, y más tarde al finalizar, debido a la utilización del software GDM del BRGM, el resultado desembocó en la obtención de una verdadera imagería tridimensional del suelo, sobre unos quince metros de la parte delantera de cada frente de ataque.

Boulonnage de front -

Lors de la construction du tunnel de Toulon, la mise en œuvre d'un boulonnage de front a permis de limiter les déformations axiales du terrain situé à l'avant du front.

Cette technique consiste à renforcer le terrain par des boulons en fibre de verre, répartis sur la surface du front de taille et orientés dans l'axe du tunnel. En s'opposant aux déformations du terrain, les boulons subissent une mise en tension progressive.

Nous décrivons ici une expérimentation qui rend compte de l'amplitude des déformations d'extension du noyau, provoquées par les cycles d'avancement successifs, et du transfert de charge qui se développe sur la longueur des boulons. La mesure des mouvements du terrain résulte de l'application de techniques innovantes, issue d'une coopération entre le Cetu et la société Deha-Com, pour la mise au point de capteurs à fibre optique.

La situation du tunnel de Toulon en zone urbaine et sous une faible couverture, imposait de limiter les déformations du massif pour éviter tout tassement en surface, préjudiciable au bâti existant. Compte tenu des faibles caractéristiques mécaniques du massif encaissant, il était nécessaire de limiter ces déformations dès leur développement en avant du front de taille en combinant l'action d'un présoutènement à celle d'un soutènement lourd. Le boulonnage de front consistait à renforcer le noyau par des inclusions réparties sur la surface du front et orientées dans l'axe du tunnel. Ces inclusions étaient détruites au fur et à mesure de l'avancement par les engins d'excavation, et renouvelées périodiquement. Pour être facilement destructibles, les boulons étaient constitués d'un matériau composite de fibre de verre et de résine polyester.

Le boulonnage de front a permis de limiter la déformation axiale du terrain vers la cavité provoquée par le déconfinement, généralement appelée "extrusion" (figure 1).

Les mesures réalisées lors du percement du tunnel avaient pour but d'étudier le comportement des boulons scellés dans le front de taille.

PROGRAMME D'INSTRUMENTATION

En plus de l'auscultation prévue dans le déroulement normal du chantier, un programme spécifique d'instrumentation a été mis en œuvre dans la zone de jonction des deux fronts, juste avant la percée. Ce programme comprenait :

- ◆ la mise en place de deux extensomètres à fibre optique (longueur 12 m et 3 m) ;
- ◆ l'installation de jauges d'extensométrie, sur deux boulons frontaux de quinze mètres de longueur.

Les mesures visaient à déterminer les sollicitations auxquelles étaient soumis les boulons en fibre de verre, en fonction du rapprochement des deux fronts. Parallèlement les extensomètres à fibre optique étaient prévus pour suivre les déformations longitudinales du noyau.

Les extensomètres à fibre optique et les boulons équipés de jauges ont été scellés au cours du dernier boulonnage du front F1 ouest (figure 2). Sur ce front, l'arrêt des travaux a facilité l'installation d'une liaison filaire pour le raccordement des jauges et des cordes optiques à une centrale d'acquisition. Un enregistrement en continu des mesures était effectué pour suivre les sollicitations subies par les boulons et la décompression du terrain durant l'excavation.

EXTENSOMÈTRES À FIBRES OPTIQUES

Il s'agissait de fibres optiques, dites à microcourbures, commercialisées par la société Deha-Com. Le modèle de capteur à fibres optiques utilisé était constitué d'une fibre optique montée sur un jonc d'aramide.

Le principe de fonctionnement repose sur la mesure de la quantité de lumière entrante et sortant

Figure 1
Réponse en déformation du front et de la cavité au cours du creusement
Strain response of the face and the cavity during tunnel driving

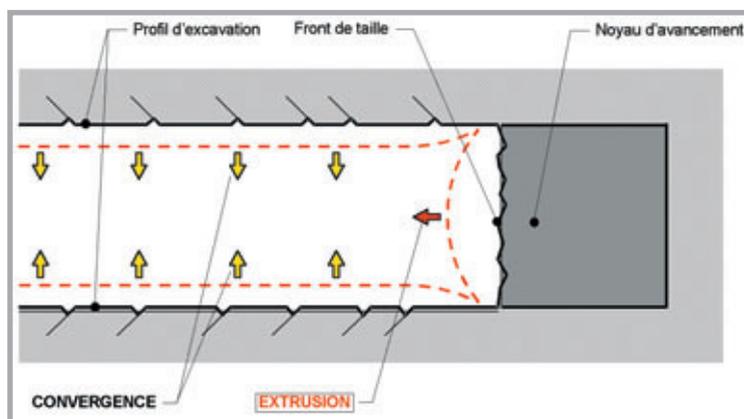
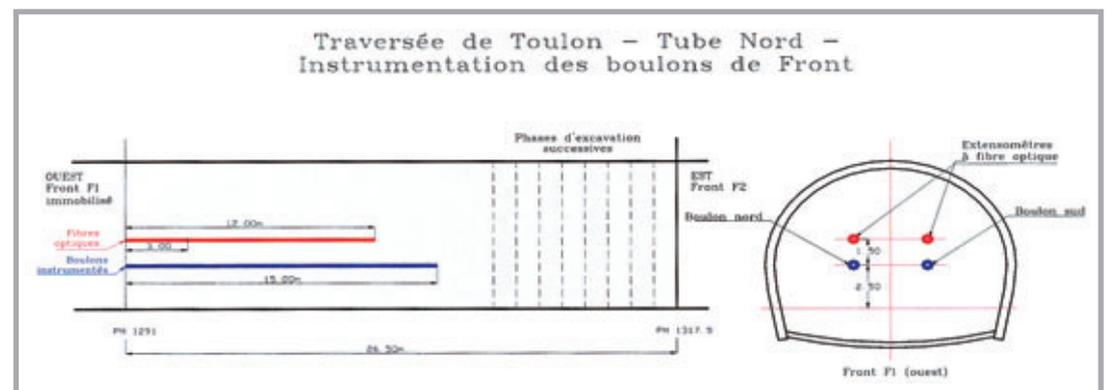


Figure 2
Implantation des boulons instrumentés et des extensomètres à fibre optique
Layout of instrumented bolts and optical fibre extensometers



Etude expérimentale

te. La différence de ces deux quantités permet de déterminer l'allongement ou le raccourcissement de la corde optique.

Les deux extensomètres à corde optique mis en place se présentaient comme suit :

- ◆ deux cordes optiques montées sur jonc d'aramide, l'une de 12 m et l'autre de 3 m ;
- ◆ les deux cordes optiques ont le même point de départ ;
- ◆ l'extensomètre est pourvu de centreurs à corbeille assurant son bon maintien au milieu du trou de forage ainsi qu'un bon enrobage du coulis d'injection ;
- ◆ la bonne transmission des efforts dus au terrain à l'extensomètre à corde optique s'exerce par le coulis d'injection à la fois par la butée directe des boîtiers d'extrémité agissant comme "pied d'ancre", et par l'adhérence du coulis sur le tronçon courant du jonc d'aramide dont l'état de surface est particulièrement favorable à une bonne transmission des efforts.

■ INSTRUMENTATION DES BOULONS DE FRONT

Les deux boulons ont été équipés de jauges d'extensométrie possédant une longueur de grille de 10 mm, avec un montage en quart de pont à quatre fils.

Chaque boulon comportait quatre sections de mesures espacées de trois mètres. Afin de limiter le nombre de jauges à trois par section, elles ont été disposées à 120 degrés sur le noyau central (photos 1, 2 et 3).

■ RÉSULTATS DES MESURES

Mesures de déformations des boulons

Les jauges d'extensométrie collées sur les boulons, sont situées à une distance de 3 m, 6 m, 9 m et 12 m du front F1. On observe sur les courbes une mise en tension progressive des boulons, provoquée par chaque phase de creusement. La distance entre les lignes verticales du graphique 3 correspond au pas d'avancement de 1,50 m de l'excavation du front F2. On voit ainsi que chaque incrément de l'allongement du boulon coïncide avec les phases de creusement.

Si l'on examine l'évolution de la tension du boulon

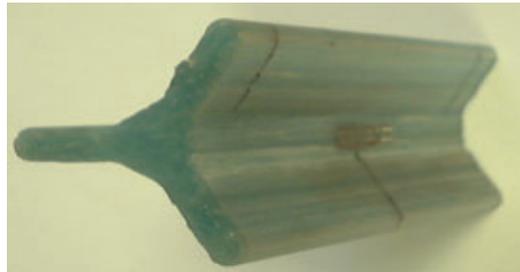


Photo 1
Vue de la section du boulon
View of the bolt cross section



Photo 2
Vue d'une jauge collée sur le noyau central
View of a gauge bonded onto the central core



Photo 3
Vue d'un boulon instrumenté (jauge recouverte d'une protection, câbles, centreurs)
View of an instrumented bolt (gauge with protective cover, cables, centering devices)

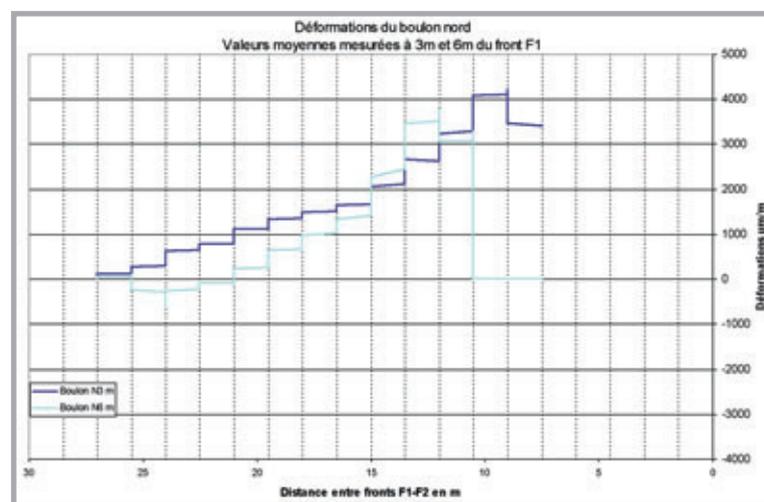


Figure 3
Déformations du boulon nord mesurées à 3 m et 6 m du front F1
Strain in the north bolt measured at 3 m and 6 m from face F1

dans les zones instrumentées, distantes les unes des autres d'une longueur de 3 m, on observe la même mise en charge décalée dans le temps. La représentation des déformations du boulon en fonction de la distance entre les fronts F1 et F2 montre bien que le déphasage de la mise en charge est de 3 m pour deux sections consécutives (figure 3). La tension dans le boulon atteint une valeur maximale de 100 kN lorsque le front F2 se situe à une distance d'environ 6 m de la section de mesure,

Gérard Mazzolèni

CHARGÉ DE MISSION QUALITÉ
Centre d'études des tunnels



Pascal Dubois

MISSION D'INSPECTION SPÉCIALISÉE DES OUVRAGES D'ART
Conseil général des Ponts et Chaussées



Bernard Hodac

DIRECTEUR
Deha-Com



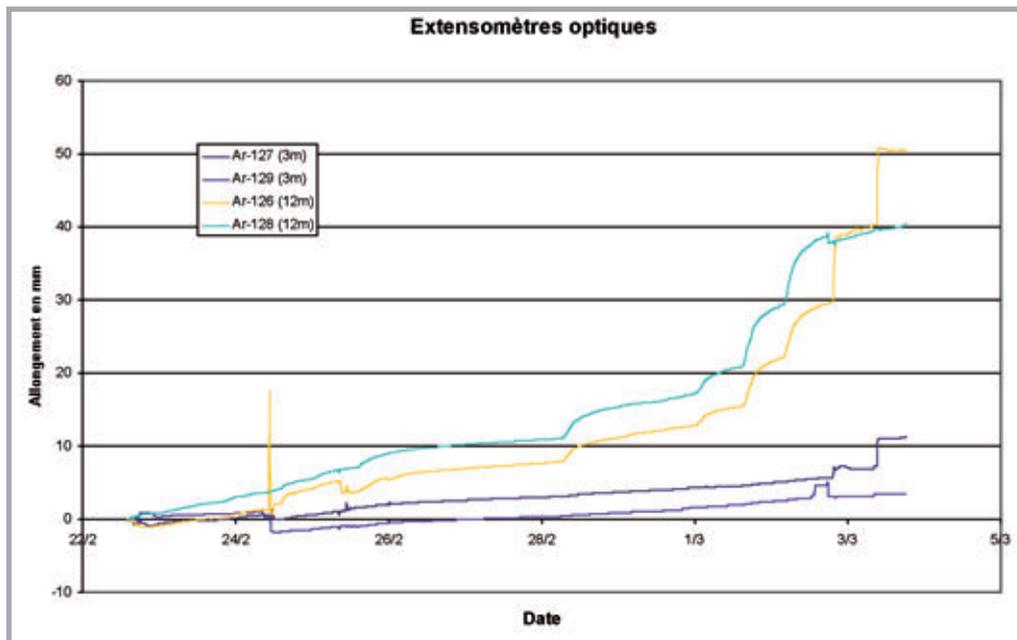


Figure 4
Déformations du terrain mesurées à 3 et 12 m du front

Ground deformation measured 3 m and 12 m from the tunnel face

puis chute brutalement lors de la phase de creusement suivante (figure 3).

Cette brusque chute de tension marque la rupture du scellement, que l'on peut qualifier de rupture fragile. On constate donc que les quatre mètres de boulon situés juste à l'arrière du front F2, front par lequel progresse l'excavation, ne sont plus solidaires du terrain.

On peut en déduire :

- ◆ que la rupture d'adhérence à l'arrière du front d'attaque est provoquée par les opérations de creusement au cours desquelles l'extrémité des boulons est arrachée ;
- ◆ que les quatre premiers mètres à l'arrière du front ne sont pratiquement plus renforcés par le boulonnage.

Mesures de déformations du terrain

Les résultats des mesures sont présentés sous forme de courbes décrivant l'allongement des extensomètres en millimètres en fonction du temps (figure 4). Sur les bases de 12 m, on observe principalement une décompression continue du terrain tout au long de l'excavation du front F2 côté ouest. Jusqu'au 1^{er} mars 2000, la décompression est linéaire avec une pente moyenne comprise entre 7 et 9 mm sur trois jours.

Au-delà, au fur et à mesure du rapprochement des deux fronts, la décompression s'accélère fortement par paliers croissants. Le dernier palier, avant destruction des capteurs est de l'ordre de 10 mm.

Sur l'ensemble de la période de mesure, l'allongement des cordes optiques de 3 m est très régulier. La vitesse de progression est sensiblement de 2 mm sur trois jours, ce qui correspond au quart

des mesures enregistrées sur les bases de 12 m. On ne distingue pratiquement pas les différentes phases d'excavation, du fait de l'éloignement du front de taille actif.

Comparaison des mesures

La comparaison des déformations mesurées sur les boulons et sur les fibres optiques mettent en évidence les phénomènes suivants :

- ◆ les extensomètres à fibre optique, d'une longueur de 12 m enregistrent une décompression linéaire du terrain avec une vitesse moyenne de l'ordre de 2 mm/jour, jusqu'à ce que les deux fronts soient séparés d'une distance de 17,50 m à la date du 1^{er} mars 2000 (figure 4). Dans cette configuration les têtes des extensomètres se situent à environ 5,50 m du front F2. Ensuite la décompression s'accélère fortement par paliers croissants, et atteint une vitesse moyenne d'environ 10 mm/jour (figure 4). Cette accélération correspond en fait à une rupture d'adhérence entre les boulons et le terrain, sur la longueur des boulons situés à l'arrière des têtes des extensomètres. Au-delà de cette date, il est donc impossible de comparer les déformations mesurées sur les boulons avec celles mesurées par fibre optique ;
- ◆ les déformations maximales enregistrées sur les boulons, juste avant la rupture d'adhérence, atteignent environ 4 000 $\mu\text{m}/\text{m}$ (figure 3) et correspondent à un allongement du boulon de 36 mm sur une base de 12 m. Les cordes optiques enregistrent sur cette même base un allongement de 40 mm.

CONCLUSION

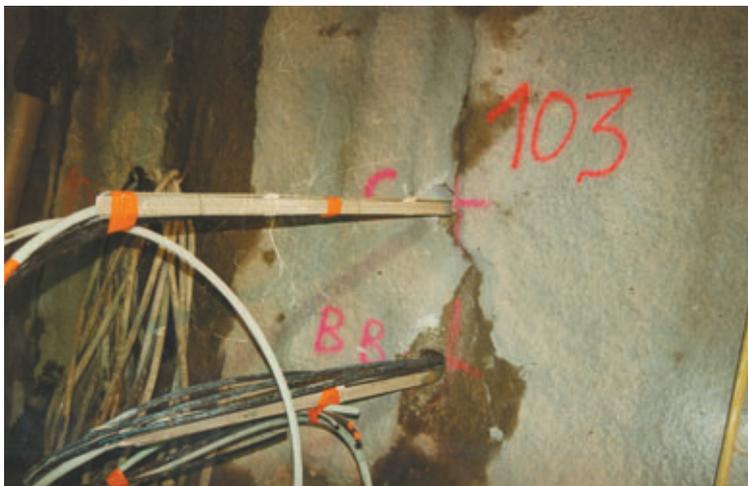
L'instrumentation des boulons de front réalisée juste avant le percement du tube nord de la traversée de Toulon fournit des informations intéressantes sur le mode de fonctionnement des boulons. L'association d'extensomètres à fibre optique, utilisant des techniques innovantes, a permis de suivre les mouvements du terrain avoisinant.

Cependant la mise en œuvre de ces mesures au sein d'un atelier de creusement est délicate compte tenu de la superposition des tâches dont l'ordonnancement est un véritable casse-tête.

Il faut souligner les précautions prises par l'entreprise pour la mise en place des boulons instrumentés et des extensomètres à fibre optique. Les liaisons filaires reliant les capteurs à la centrale d'acquisition rendent difficiles les manipulations eu égard aux moyens utilisés sur ce type de chantier.

Il ressort de cette campagne de mesures plusieurs types d'informations :

- ◆ 1 - La résistance ultime des boulons atteint une valeur d'environ 100 kN, juste avant la rupture d'ad-



Boulons instrumentés en place
Instrumented bolts in place

hérence du scellement. La rupture est quasi instantanée et l'effort dans le boulon passe brutalement de 100 à 0 kN dans la zone la plus sollicitée;
 ◆ 2 - La rupture entraîne une accélération des déformations du terrain, qui a été observée avec les extensomètres à corde optique. La vitesse des déformations passe de 2 mm/jour à 10 mm/jour;
 ◆ 3 - La rupture se produit lorsque le front est à une distance d'environ 3 ou 4 m de la section de mesure.

L'ensemble de ces éléments met en évidence l'efficacité et le mode de fonctionnement du boulonnage du front.

ABSTRACT

Tunnel face rockbolting - Experimental study

G. Mazzolèni, P. Dubois, B. Hodac

For the trans-Toulon road tunnel construction, the use of bolting allowed to limit the axial ground deflections ahead of the excavation front. The bolting method consists of reinforcing the tunnel head by fibreglass bolts evenly distributed over the front section and parallel to the tunnel axis; these bolts are submitted to progressive tensions as they resist to ground movements.

The paper describes an experiment which provides information on the movements of the core ahead of the tunnel front – as excavation sequences proceed – and on the load transfer which develops along the bolts. The measurements of the ground displacements result from innovating technologies such as fibre optics extensometers developed through a cooperation between the Cetu and Deha-Com.

RESUMEN ESPAÑOL

Empernado del frente de ataque - Estudio experimental

G. Mazzoleni, P. Dubois y B. Hodac

Al proceder a la construcción del túnel de Toulon, la implementación de un sistema de empernado del frente de ataque ha permitido limitar las deformaciones axiales del terreno situado en la parte delantera del frente de ataque.

Este procedimiento consiste en reforzar el terreno por pernos largos de fibra de vidrio, debidamente distribuidos sobre la superficie del frente de ataque y orientados acorde al eje del túnel. Al oponerse a las deformaciones del terreno, los pernos quedan sometidos a una tensión progresiva.

En el presente artículo se describe una experimentación que da cuenta de la amplitud de las deformaciones de extensión del núcleo, provocadas por los ciclos de avance sucesivos, así como de la transferencia de las cargas que se desarrollan sobre la longitud de los pernos. La medición de los movimientos del terreno se deriva de una aplicación de técnicas innovadoras, derivadas de una cooperación entre el CETU y la empresa Deha-Com, para el desarrollo de captadores de fibra óptica.

La piézométrie

Les observations hydrogéologiques et les suivis piézométriques effectués pendant les différentes phases du projet ont montré la présence de nappes de surface et de nappes profondes au sein du massif. Ces dernières sont compartimentées dans les grandes unités rocheuses et fissurées du substratum, qui sont séparées par des horizons imperméables, en conformité avec la structure générale du massif. La trémie ouest et un tronçon du tunnel nord ont fait l'objet d'un traitement préalable par injection. Le creusement a révélé de faibles venues d'eau en souterrain, accompagnées d'une baisse temporaire du niveau piézométrique, avec découplage des nappes superficielles et profondes, sans incidence en surface.

Tableau I
Plus fortes venues d'eau moyennes observées aux fronts du tunnel nord

Largest average water ingress observed on the faces of the northern tunnel

| PM (m) | Front | Terrains | q _{moy} (l/min) |
|-------------|-------|--|--------------------------|
| 485 à 630 | F1 | Couverture, socle ouest | 15,5 |
| 630 à 820 | F1 | Socle (Carnot) | 19,8 |
| 1295 à 1595 | F2 | Socle et Stéphaniens (Mazarin - Fabié) | 20,4 |
| 1770 à 1915 | F2 | Trias calcaires du Muschelkalk (traités) | 2,2 |
| 1948 à 2005 | F3 | Permien autochtone (Clémenceau) | 116,1 |

Ces quelques lignes donnent un aperçu succinct de l'hydrogéologie du massif traversé par le tunnel nord. Les données et les observations hydrogéologiques ont été tirées des suivis piézométriques effectués pendant les reconnaissances géologiques et géotechniques du projet, le creusement des galeries de reconnaissance, le creusement du tunnel, puis les reconnaissances du tunnel sud. Les sondages, les piézomètres, les analyses d'eau, les essais de pompage et les estimations des venues d'eau en souterrain au cours du creusement ont permis de mettre en évidence des nappes de surface et des nappes profondes. La figure 1 montre un profil en long schématique du tunnel nord qui fait apparaître le toit de ces différentes nappes, à l'état initial et pendant les travaux.

Dans la partie centrale du site, une nappe superficielle de faible puissance apparaît dans la couverture colluvionnaire, à l'interface avec le substratum rocheux. Elle culmine vers 18 NGF dans le secteur Fabié. Aux extrémités du projet les nappes de surface occupent respectivement les dépôts alluviaux de l'Eygoutier et du Las. A l'ouest, le toit de la nap-

pe des alluvions du Las se situe, vers 0 à 1 m NGF, en connexion avec la mer, très proche. La puissance de cette nappe a rendu nécessaire le traitement préalable du fond de fouille, entre les parois moulées de la trémie ouest. A l'est, la nappe des alluvions de l'Eygoutier voit son toit se situer vers 1 à 2 m NGF.

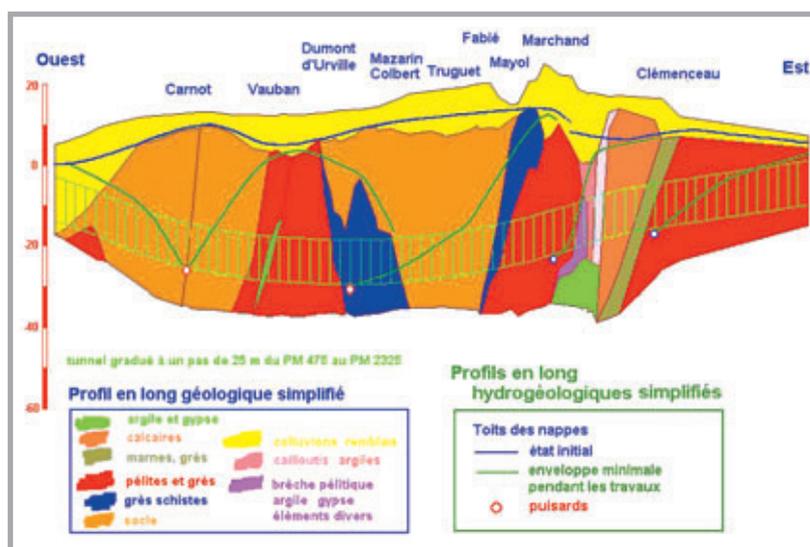
Les nappes profondes sont compartimentées dans les grandes unités rocheuses et fissurées qui forment le substratum : nappe du socle et du Permien ouest (secteur Carnot), nappe du socle dans la partie centrale (secteur Dumont d'Urville - Mazarin - Truguet), nappe du Trias (secteur Fabié - Clémenceau), nappe du Permien autochtone à l'est (secteur Clémenceau - trémie est), respectivement séparées par des horizons imperméables : pélites charriées du secteur Vauban, pélites charriées du secteur Fabié et marnes du Trias inférieur du secteur Clémenceau.

Dans la partie centrale du site et à l'état initial, on peut considérer que les nappes profondes et la nappe superficielle des colluvions sont confondues, sauf dans le secteur Fabié - Clémenceau où la nappe du Trias constitue une dépression piézométrique marquée au sein des calcaires fissurés du Muschelkalk, avec un gradient dirigé dans la direction N 250 environ, vers la mer. Révélée essentiellement par le creusement de la galerie PG1 avec de fortes venues d'eau, cette particularité s'avère en accord avec la structure du massif, puisque le secteur Fabié - Clémenceau marque l'extrémité orientale des terrains charriés le long du tracé. Ce massif calcaire a fait l'objet d'un traitement à partir de la surface en 1994, ce qui a permis de limiter les venues d'eau au cours des travaux dans ce tronçon. Mis à part un autre tronçon traité ponctuellement (interface colluvions/socle ouest), les autres secteurs du tunnel n'ont pas fait l'objet de traitement contre les venues d'eau.

Les plus forts débits moyens observés aux fronts pendant le creusement du tunnel nord sont récapitulés dans le tableau I. Ces plus forts débits marquent la traversée des nappes profondes à perméabilité fissurale. Dans les autres secteurs du tracé, les débits moyens sont restés inférieurs à 3 l/min.

Ces arrivées d'eau en souterrain s'accompagnent d'une baisse du niveau piézométrique, avec un découplage entre les nappes profondes et la nappe colluvionnaire. Ces rabattements n'ont pas eu d'effets en termes de tassement de surface. Il n'est pas apparu d'effet de consolidation des terrains. Après la fin du creusement, puis la fin de la construc-

Figure 1
Profil en long schématique des niveaux piézométriques. Etat initial et enveloppe minimale des niveaux pendant les travaux
Schematic longitudinal profile of piezometric levels. Initial state and minimum range of levels during the works





tion de la voûte du tunnel, la fermeture des trois puisards restés actifs pendant les travaux a provoqué une remontée rapide des niveaux piézométriques dans les terrains rocheux fissurés, ce qui a eu pour effet de solliciter l'étanchéité du tunnel. Pour conclure, l'un des arguments qui a concouru à infléchir le tracé de l'ouvrage vers le nord pour l'inscrire dans le substratum rocheux et l'éloigner de la mer s'est trouvé confirmé, avec de faibles venues d'eau en souterrain.

Une trentaine de nouveaux piézomètres ont été installés le long du tracé sud pendant la campagne des reconnaissances 2002. Avec le parc d'une centaine de piézomètres anciens, disponibles au nord et rénovés, cet ensemble de points de mesure devrait trouver tout son intérêt à terme pour le suivi piézométrique du projet du tunnel sud, dans ce massif complexe sur le plan géologique, structural et hydrogéologique.



Mesures piézométriques

Piezometric measurements

ABSTRACT

Piezometry

J.-Fr. Serratrice

The hydrogeological observations and piezometric monitoring performed during the various phases of the project showed the presence of surface aquifers and deep aquifers within the rock mass.

The deep aquifers are compartmented in the major rocky and cracked units of the substratum, which are separated by impervious horizons, in conformance with the general structure of the rock mass.

The western approach and a section of the northern tunnel underwent a preliminary treatment by cement grouting.

The tunnel driving revealed slight ingress of water underground, accompanied by a temporary fall in the piezometric level, with uncoupling of the surface and deep aquifers, without any consequences on the surface.

RESUMEN ESPAÑOL

Piezometría

J.-Fr. Serratrice

Las observaciones hidrogeológicas y los seguimientos piezométricos efectuados durante las diversas etapas del proyecto han venido a demostrar la presencia de aguas de superficie así como de capas profundas en el interior del macizo.

Estas últimas se encuentran compartimentadas en las grandes unidades rocosas y fisuradas del substrato, que se encuentran separadas por horizontes impermeables, de conformidad con la estructura general del macizo.

La entrada oeste de un tramo del túnel norte fue objeto de un tratamiento preliminar por inyecciones.

La excavación ha puesto de manifiesto reducidas infiltraciones de agua en subterráneo, acompañadas de una disminución temporal del nivel piezométrico, con desacople de las capas superficiales y profundas, y ello sin incidencia en superficie.

Interprétation des déformations de surface

Pendant le creusement du tunnel nord, le suivi des tassements de surface a été effectué à partir d'un réseau dense de plots scellés aux bâtiments ou au terrain (près de 750 plots au total) avec une fréquence élevée de mesures, deux à trois fois par semaine ou plus, dans le périmètre des fronts. Les analyses et l'interprétation des tassements à l'avancement ont été basées sur différentes méthodes. La prévision des tassements à l'avancement a été effectuée par une méthode en profil en long et une méthode dite "des cuvettes instantanées". Le tassement final est exprimé au moyen de profils et de cartes d'isovaleurs, montrant des cuvettes en forme de creux et de cols, qui coïncident bien avec la structure du massif rencontré en souterrain. Les tassements finaux ont atteint 50 mm au maximum, pour des cuvettes assez étendues latéralement, ce qui a conduit à peu de désordres en surface.

La construction des tunnels à faible profondeur engendre des mouvements du sol environnant qui se répercutent en surface sous la forme d'une cuvette de tassement et peuvent affecter, en site urbain, les ouvrages et les bâtiments existants (Aftès, 1995).

Pour le tunnel nord, une perte de volume limitée à 1 % (différence entre le volume de terrain excavé et le volume occupé par l'ouvrage après achèvement, soit ici, un mètre cube par mètre de creusement) était susceptible d'engendrer un tassement maximal de l'ordre de 25 mm pour une cuvette de 40 m de demi-largeur, qui constituait l'objectif à atteindre sur la majeure partie du tracé. Il faut rappeler que la mesure de l'ensemble des termes constitutifs de la perte de volume est difficile, tout particulièrement pour les déplacements engendrés en avant du front de taille, même si, à Toulon, les mesures d'extensométrie au front pouvaient fournir des indications intéressantes (cf. article précédent sur le boulonnage de front).

La faible vitesse de creusement a donné la possibilité de pratiquer une analyse et une interprétation des tassements à l'avancement, avec pour objectif de détecter suffisamment vite les modifications de comportement du terrain ou les anomalies, de façon à pouvoir adapter en temps utile la méthode de creusement.

■ SUIVI DES TASSEMENTS EN SURFACE

Le dispositif de surveillance des tassements de surface est constitué par un ensemble de plots (près de 750) scellés aux bâtiments situés dans une bande d'une centaine de mètres autour du tracé du tunnel nord. Quelques plots ont été scellés dans le terrain. Les mesures s'effectuent par nivellement, selon des cheminements préétablis.

Pendant les phases de creusement, les mesures ont été faites avec une fréquence élevée, deux à trois fois par semaine, voire quotidiennement en cas d'accélération significative des tassements, ce qui veut dire qu'un relevé au moins était effectué par cycle d'avancement dans le périmètre d'un front. Les analyses se sont basées sur différentes méthodes de mise en forme des résultats des mesures et de calage des paramètres caractéristiques des cuvettes de tassement.

Le travail de base, effectué dès la réception des mesures, consistait à mettre à jour les graphes de mesure en fonction du temps, en regroupant celles-

ci de façon pertinente par rapport à l'avancement du creusement, pour les bâtiments concernés. Il était également tenu à jour le graphe du tassement en fonction de la distance au front, pour quelques points proches de l'axe du tunnel.

Dans un deuxième temps, l'analyse des graphiques conduisait à examiner les incréments de tassement de quelques points, généralement proches du front, en fonction de l'avancement et en référence aux hypothèses faites sur les cuvettes. Enfin, à intervalle régulier, des analyses plus complètes étaient produites, comportant la cartographie des tassements et permettant de vérifier ou de corriger les paramètres de la cuvette et de déterminer le seuil de tassement prévisible à utiliser pour les avancements ultérieurs. Parmi les règles implicites de surveillance figurent l'examen des vitesses de tassement en fonction du temps, des gradients de tassement en fonction de l'avancement, l'inventaire des sauts de tassement pour un groupe donné de plots, en relation avec le cheminement opéré sur le terrain pendant le nivellement, la construction de cuvettes transversales de tassement, de profils en long de tassement en fonction de l'avancement. En 1999, un dispositif supplémentaire est venu compléter le dispositif au sol, dans la partie centrale du projet. Des cibles ont été installées sur des immeubles de la rue Dumont-Durville d'une part et de l'avenue Colbert d'autre part. Leurs coordonnées sont déterminées et suivies en continu au moyen de deux théodolites asservis disposés en hauteur sur des immeubles. Des capteurs inclinométriques et fissuromètres complètent le dispositif.

■ INTERPRÉTATION ET PRÉVISION À L'AVANCEMENT

A partir de la reprise de 1998, alors que le tunnel abordait la région urbaine la plus dense par les fronts F1 et F2, il est apparu intéressant de tirer profit de la disposition des plots suivant le tracé du tunnel pour bâtir une méthode en profil en long. L'approche proposée a consisté à étendre à trois dimensions une formulation analytique bidimensionnelle et transversale en introduisant un terme multiplicatif pour représenter le profil en long des tassements de surface en fonction de l'avancement du front. La formulation retenue prend la forme $s(x, y, \eta_{\text{front}}) = f_y(y) f_x(x, \eta_{\text{front}})$, avec s tassement au point considéré, x l'abscisse dans la direction du creusement à partir du front, y la distance hori-

Jean-François



Serratrice
CHARGÉ D'ÉTUDES
GÉOTECHNIQUES
CETE Méditerranée

Pascal Dubois



MISSION D'INSPECTION
SPÉCIALISÉE
DES OUVRAGES D'ART
Conseil général des Ponts
et Chaussées

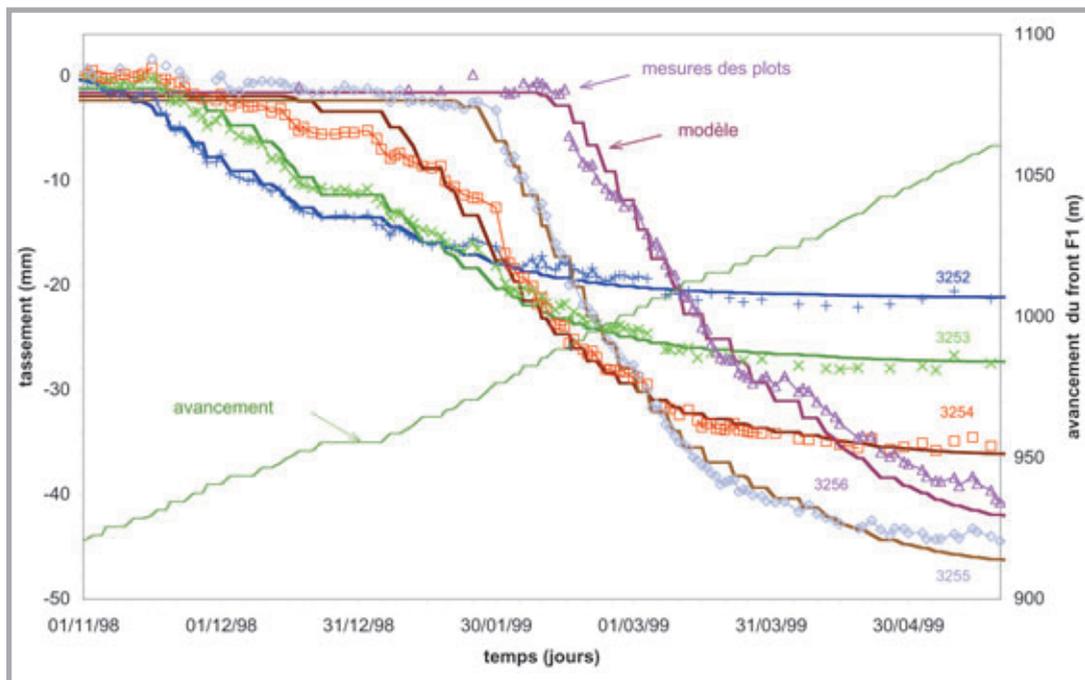


Figure 1 (a)
Tassement. Avancement
du front et évolution du tassement
en fonction du temps

*Subsidence. Tunnel face advance
and development of subsidence
versus time*

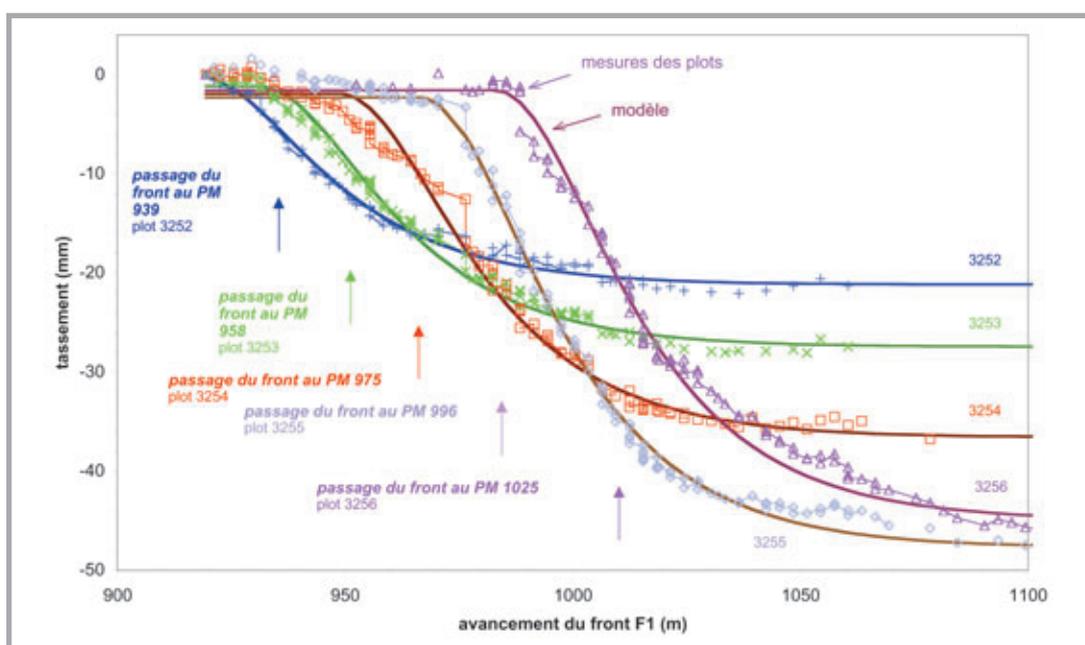


Figure 1 (b)
Tassement. Evolution
du tassement
avec l'avancement
du front

*Subsidence. Development
of subsidence with tunnel
face advance*

zontale transversale par rapport à l'axe du tunnel et η_{front} l'abscisse curviligne du front (Réf. 2 Serratrice et Magnan, 2002).

Cette expression du tassement en profil en long, qui est asymptotique, a été mise à profit pour fonder une méthode de prévision du tassement final à partir des premiers signes de tassement à la lisière de la cuvette longitudinale. Pour un plot donné, l'incertitude associée à la prévision du tassement diminue lorsque la durée du suivi augmente avec l'avancement du front. En pratique, cette méthode de prévision s'est avérée efficace pour un bon nombre de plots (y compris les périodes d'arrêt et de reprise du creusement). Les figures 1a et 1b montrent les tassements de cinq plots alignés dans l'axe du tunnel et distants d'une vingtaine de mètres les uns des autres. Le tassement final n'est pas le même en tout point du profil en long, en raison de l'hétérogénéité du massif. Le graphique en avancement montre bien cette hétérogénéité, avec une amplitude finale qui varie du simple au double sur

80 m de distance. Globalement, le modèle se cale à peu près bien, sur les mesures de tassement. La représentation du tassement total ou des différences de tassement sous forme de cartes donne une image tridimensionnelle des tassements, qui englobe le profil en long et les profils en travers de tassement. La représentation des différences de tassement associées à une distance d'avancement donnée de l'excavation a débouché sur la notion de cuvettes instantanées pour un avancement donné du front. Pour le tunnel nord, un tronçon excavé de 15 m a été retenu, car il s'accorde bien au régime des tassements de Toulon : pour une distance plus courte, les cuvettes instantanées sortent mal du bruit des mesures ; pour une distance plus grande, l'analyse intègre une période trop longue et perd son sens en termes de prévision. La cuvette totale de tassement est la somme des cuvettes instantanées des phases précédentes de creusement.

La détermination des cuvettes instantanées par

Figure 2 (a)
Tassement final à l'ouest, de la trémie ouest à l'avenue Vauban
Final subsidence in the west, from the western approach to Avenue Vauban

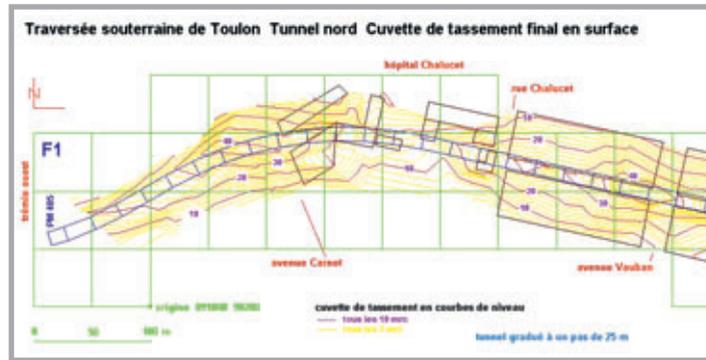


Figure 2 (b)
Tassement final au centre, de l'avenue Vauban à la rue d'Antrechaus
Final subsidence in the centre, from Avenue Vauban to Rue d'Antrechaus

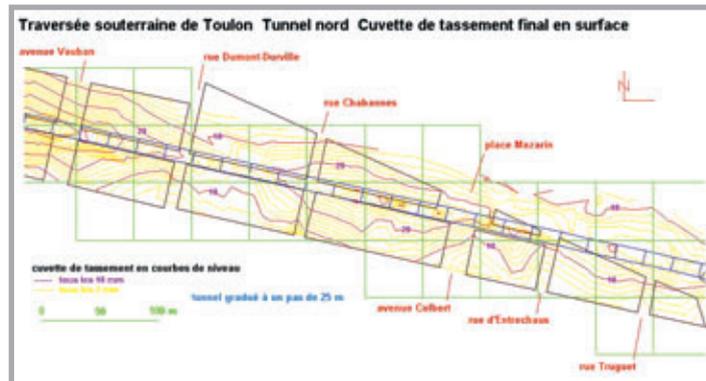
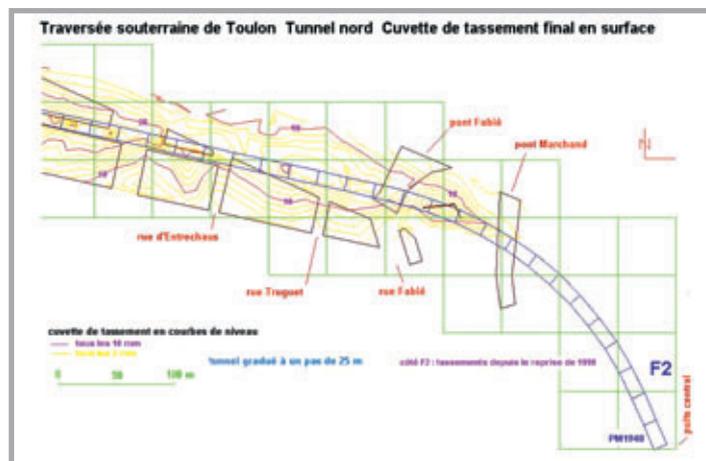


Figure 2 (c)
Tassement final à l'est, de la rue d'Antrechaus au pont Marchand
Final subsidence in the east, from Rue d'Antrechaus to Marchand bridge



► pas d'avancement de 15 m permet de bien mettre en évidence l'évolution des tassements avec la progression des excavations, en avant des fronts notamment, et de montrer l'influence de la structure du massif et des hétérogénéités latérales et longitudinales, difficile à observer avec les profils en long ou les profils en travers. Si la cuvette instantanée est plus étendue vers l'avant, le tunnel se dirige vers une zone plus molle et les tassements seront plus forts (exemple : Vauban, PM 1000). Si la cuvette instantanée est moins étendue vers l'avant (et plus étendue vers l'arrière), le tunnel se dirige vers une zone moins déformable (exemple : Dumont-Durville, PM 1150). La comparaison de l'amplitude maximale des cuvettes instantanées D_s 15 m et du tassement final s final dans les régions où les tassements étaient stabilisés, a permis d'établir une méthode de prévision empirique qui a été mise en œuvre ensuite, puis enrichie avec les nouveaux cycles d'avancement, sur la base de

la corrélation entre D_s 15 m et s total et qui généralise à 3D l'approche en profil en long dans le plan axial du tunnel.

■ TASSEMENT FINAL

A l'issue du creusement du tunnel nord, le tassement final a été représenté sous la forme de profils de tassements ou de cartes d'isovaleurs. Les cartes des figures 2 montrent les creux et les cols de la cuvette finale de tassement le long du tunnel et ses extensions latérales. Ces formes coïncident bien avec la structure du massif rencontré en souterrain. Mise à part la région de l'effondrement de 1996 dans le secteur Marchand, les tassements finaux mesurés le long du tunnel nord ont atteint 50 mm au maximum, pour des cuvettes assez étendues latéralement, ce qui a conduit finalement à peu de désordres en surface.

■ PLOTS D'ESSAIS

Trois plots d'essais ont été installés le long du tracé du tunnel nord avec des instrumentations constituées essentiellement par des repères de nivellement en surface, de tubes inclinométriques et des extensomètres verticaux. Ces auscultations effectuées depuis la surface ont fourni des informations sur les déplacements verticaux et horizontaux dans le massif en fonction de l'avancement du front. Les déplacements verticaux au-dessus de la clé du tunnel font apparaître plusieurs phases successives suivant la position relative du front par rapport au profil : un tassement en surface tout d'abord à l'approche du front, puis une décompression en dessus de la clé et enfin une légère recompression d'ensemble. Les déplacements horizontaux illustrent bien aussi la nature tridimensionnelle et évolutive du champ des déformations au voisinage du front. Des déplacements horizontaux ont lieu en surface puis en profondeur sous la forme d'un ventre par appel du front pendant son approche (à un diamètre environ en avant du front). Latéralement ce ventre s'oriente progressivement vers l'excavation avec sa progression. Puis des déplacements horizontaux s'observent alors en surface dans la direction de l'éloignement du front. Au droit du souterrain, il apparaît que les ventres des déplacements horizontaux adoptent une grande amplitude verticale de plus de trois diamètres, en s'étendant au-dessus du niveau de la clé et en dessous du niveau du radier. Dans le massif, les déplacements évoluent par sauts (extensomètres) et présentent une allure discontinue, en relation avec la structure rocheuse et fracturée du massif (inclinomètres). Les formulations analytiques de calcul des déformations autour d'un tunnel circulaire ont été appliquées aux profils instrumentés du tunnel nord, montrant une

assez bonne prévision des déplacements en surface et en profondeur, et ont été mises à profit dans l'élaboration des modèles de prévision des tassements de surface.

■ CONCLUSION

Au-delà des analyses des tassements de surface engendrés par le creusement du tunnel nord, il faut souligner l'intérêt de disposer d'un réseau dense de points de mesure à proximité immédiate de la surface et assez largement réparti de part et d'autre de l'axe du tracé, mis en place longtemps avant le commencement des travaux, puis d'un suivi adapté à l'avancement des fronts. Ce réseau de surveillance a permis d'opérer le suivi des tassements et leur cartographie en temps réel, puis d'appréhender le comportement global du massif à l'avancement. Ce type d'instrumentation systématique et essentiel dans le cadre de travaux en site urbain n'exclut pas l'instrumentation des immeubles en hauteur et leur suivi par des moyens automatiques en continu qui bénéficie du moindre encombrement urbain, mais autorise plus difficilement un large déploiement de repères à proximité immédiate de la surface du massif (problème de visibilité des cibles et des distances). Cette conclusion permet de distinguer deux fonctions du suivi des tassements de surface, la première s'adressant directement au suivi de l'ouvrage souterrain en construction, la seconde au suivi du bâti existant ou des structures particulières choisies à l'avance pour leur sensibilité.

Références

- [1] AFTES (1995) – Recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. *Tunnels et ouvrages souterrains* n° 132, pp. 373-395.
- [2] Serratrice J.-Fr., Magnan J.-P. (2002) – Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 237, pp. 5-36.

ABSTRACT

Interpretation of surface deformation

J.-Fr. Serratrice, P. Dubois

During driving of the northern tunnel, surface subsidence was monitored on the basis of a dense network of probes embedded in the buildings or the ground (nearly 750 probes in all) with a high frequency of measurements, two or three times per week or more, in the area of the tunnel faces. The analyses and interpretation of subsidence at tunnel advance were based on various methods. Subsidence prediction at tunnel advance was performed by a longitudinal profile method and a so-called "instantaneous basin" method. The final subsidence is expressed by means of profiles and iso-value maps, showing basins in the form of hollows and peaks, which coincide well with the structure of the rock mass found underground. The final subsidence attained 50 mm at most, for laterally fairly extensive basins, with the result that there was little damage at the surface.

RESUMEN ESPAÑOL

Interpretación de las deformaciones superficiales

J.-Fr. Serratrice y P. Dubois

Durante la excavación de la parte norte del túnel, el seguimiento de los asentamientos de superficie se ha efectuado a partir de una red densa de bloques sellados en los edificios y en el terreno (cerca de 750 bloques en total) con una frecuencia elevada de mediciones, de dos o tres veces por semana o más aún, en el perímetro de los frentes de ataque.

Los análisis y la interpretación de los asentamientos según el avance se han fundado en distintos métodos. La previsión de los asentamientos según el avance de la excavación se ha efectuado por aplicación de un método en perfil longitudinal y un método denominado "de cubetas instantáneas". El asentamiento final se expresa en forma de perfiles y de mapas de isovalores, que muestran las cubetas en forma de huecos y de collados, que coinciden perfectamente con la estructura del macizo encontrado en subterráneo. Los asentamientos finales han alcan-

zado 50 mm como máximo, para cubetas de bastante amplitud lateral, cosa que ha conducido a pocos desórdenes en superficie.

Le bâti

Afin de suivre le comportement du bâti du centre-ville lors du creusement du tunnel de Toulon, les dispositions suivantes ont été mises en œuvre :

- une mission d'expertise judiciaire chargée de proposer une indemnisation à l'amiable aux propriétaires d'appartements ayant subi des dommages liés au chantier;
- un important suivi topographique par nivellement;
- dans le cadre d'un marché spécifique, une étude du comportement prévisionnel des immeubles complétée par un suivi automatisé par théodolites motorisés et divers capteurs.

Ces dispositions se sont globalement avérées très satisfaisantes car les dommages ont été très limités et, dans la quasi-totalité des cas, ont pu être indemnisés à l'amiable.



Photo 1
Vue de la rue Gimelli, au-dessus de l'axe du tunnel
View of Rue Gimelli, above the centreline of the tunnel

Le creusement du tunnel de Toulon a engendré des tassements en surface dans une bande de 50 m environ de part et d'autre de l'axe de l'ouvrage. Le bâti dense du centre ancien (photo 1) a ainsi été soumis à des mouvements du sol. Compte tenu de l'enjeu et de la nécessité de mettre en place une communication suivie avec les riverains, le maître d'ouvrage a nommé, en mars 1999, un ingénieur chargé de mission coordinateur de la sécurité de surface.

Le suivi du bâti a fait l'objet des dispositions décrites ci-après.

■ UNE MISSION D'EXPERTISE JUDICIAIRE

A la demande du maître d'ouvrage, le tribunal administratif de Nice a désigné dès 1994 un collège de quatre experts ayant pour mission d'examiner chaque immeuble concerné et d'indiquer, en tant que de besoin si des précautions particulières étaient à envisager, dans l'éventualité de désordres liés au creusement du tunnel.

Environ 2 500 appartements ou équivalents (bureaux, commerces, établissements publics ou privés...) ont été visités avant travaux et ont fait l'objet d'un constat préalable. Ces constats ont permis de vérifier par la suite le bien-fondé des demandes de réparations formulées par certains propriétaires.

■ UNE MISSION DE SUIVI TOPOGRAPHIQUE

Plus d'une année avant le début du creusement du tunnel nord, 750 repères environ ont été implantés et scellés au pied des immeubles.

Des campagnes régulières de mesures de nivellement de haute précision, pouvant être journalières pour les zones situées au-dessus des fronts de taille, ont permis de tracer les cuvettes de tassements pour étudier leur évolution.

■ UNE MISSION D'EXPERTISE TECHNIQUE DU BÂTI

Au début de l'année 1999 le suivi de surface a été renforcé par l'attribution d'un marché à commandes d'expertise technique sur immeubles (ETI) au groupement Bureau Véritas - Sol Essai - Sol Data.

Etat de référence et analyse du comportement prévisionnel des immeubles

Le bureau Véritas, mandataire du groupement, a établi les états de référence avant travaux (états zéro) de l'ensemble des immeubles, bâtis et réseaux implantés dans la zone d'influence préalablement définie (zone correspondant à une bande de 50 m de part et d'autre de l'axe du tunnel et située à son aplomb).

À l'issue de ces expertises techniques, visant à apprécier l'état structurel des immeubles et bâtis, un classement typologique fut dressé. De cette classification, basée sur l'état structurel des ouvrages, leurs conditions d'occupation et leur type structurel, on releva, sur une base de 120 ouvrages :

- ◆ 48 % ne présentant aucun désordre structurel, 45 % présentant des désordres structurels mineurs, 7 % présentant des désordres structurels importants ;

- ◆ 16 % recevant essentiellement du public, 83 % à usage essentiel d'habitation, 1 % à usage artisanal ou industriel ;

- ◆ 75 % en maçonnerie de pierres ou moellons, 11 % en béton armé à forte inertie, 14 % en béton armé à faible inertie.

Dans une deuxième phase, dite d'analyse, les comportements prévisionnels des ouvrages ont été étudiés en regard des cuvettes prévisionnelles de tassement.

Au terme de cette deuxième phase, un classement

fut établi d'après la typologie des ouvrages, leurs fragilités spécifiques devant les mouvements imposés par la cuvette de tassement (nombre et dimensions des ouvertures, voûtes, historique pénalisant, puits...) et la position et géométrie des emprises par rapport à la cuvette et son contexte géologique.

Trois classes ont été proposées et retenues :

- ◆ la classe 1, correspondant à un examen visuel régulier sans autre action particulière ;
- ◆ la classe 2, correspondant à un suivi instrumental de l'ouvrage ;
- ◆ la classe 3, correspondant à un confortement et un suivi instrumental de l'ouvrage.

Dans cette phase prévisionnelle 73 % ont été classés en 1, 23 % ont été classés en 2, 4 % ont été classés en 3.

Durant les travaux de creusement, la surveillance des ouvrages fut assurée, en fonction de nos recommandations et préconisations, selon les degrés de classement fixés et révisés (suivi visuel régulier pour la classe 1, suivi en temps réel pour les classes 2 et 3).

Suivi automatique des immeubles

Dans le cadre du groupement, Soldata a mis en place un suivi automatique de l'ensemble de la zone susceptible d'être affectée par les mouvements, ainsi que de certains immeubles particulièrement sensibles.

Le but de ce suivi est d'avertir en temps réel d'éventuels mouvements importants, ainsi que de permettre des analyses fines des mouvements grâce à la nature continue des mesures (une valeur tous les demi-heures par exemple).

Le dispositif mis en place consiste en :

- ◆ 2 systèmes Cyclops™. Il s'agit d'un théodolite automatique piloté par ordinateur. Soldata et l'IGN (Institut Géographique National) ont codéveloppé ce concept en 1997. Cyclops™ comprend les logiciels de pilotage du théodolite, qui reconnaît la position de cibles positionnées sur les structures à surveiller. Il fournit à intervalles réguliers la position en X, Y et Z de toutes les cibles. Des logiciels de calculs permettent de corriger les mouvements éventuels du théodolite, ainsi que les facteurs météo. Ces systèmes sont particulièrement adaptés au monitoring des zones urbaines : surveillance d'une large zone géographique, grande précision, temps réel, impact minime grâce à l'absence de câblage sur les points de mesures. Sur Toulon, les deux Cyclops™ ont été mis en station sur les toits

de deux immeubles surplombant la zone des tassements (photo 2) ;

- ◆ une variété d'instruments de mesures des structures, tels que électronique, tiltmètres, fissuromètres. Ces instruments, tous automatiques, sont installés au fur et à mesure des demandes exprimées par le maître d'ouvrage, sur recommandation du bureau Véritas. Ils sont positionnés précisément en fonction des besoins : fissuromètre en travers d'une ancienne fissure, tiltmètre sur un pan de mur sensible, etc. ;



Georges Teisseire



CHEF DE LA SUBDIVISION
ÉTUDES ET TRAVAUX
NEUFS
DDE du Var

Martin Beith



DIRECTEUR
EXPLOITATION
Soldata Group

Frédéric Marin



CHEF DE PROJET
Bureau Véritas

Photo 2
Le dispositif Cyclops™
sur un toit à Toulon

*The Cyclops™ device
on a roof in Toulon*

- ◆ le pilotage des Cyclops™ ainsi que la récupération des valeurs des autres instruments sont réalisés à distance, par l'intermédiaire de radios. Avantage : pas de câblage dans la ville, donc impact limité ;

- ◆ dans la salle de contrôle, on trouve la base de données d'instrumentation Géoscope. Cette partie du dispositif est cruciale : plus de 5 millions de valeurs ont été produites sur la durée du chantier. Le logiciel permet de visualiser rapidement des résultats, en les superposant à des vues en plan du chantier, avec des codes couleur appropriés. Des isolignes mises à jour en temps réel sont également disponibles à l'écran, et donnent une idée

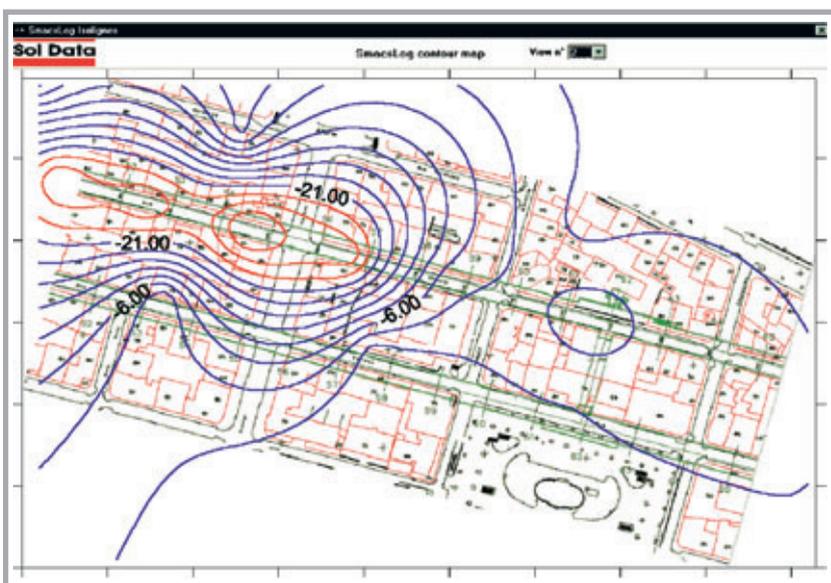


Figure 1
Isolignes de l'ensemble du chantier en temps réel à l'écran

Isolines of the whole construction site in real time on screen

► immédiate de la globalité des mouvements (figure 1). De plus, des appels e-mails ou téléphoniques peuvent être automatiquement déclenchés en cas de dépassement de seuil. Enfin, les données sont stockées, et des outils d'analyse (graphes, isolignes, etc.) permettent de préparer des rapports interprétatifs.

■ CONCLUSION

Le suivi du comportement du bâti constitue la contrainte majeure pour le creusement d'un tunnel urbain à faible profondeur. Les dispositions mises en œuvre à Toulon et renforcées après l'effondrement de mars 1996 ont permis de poursuivre le chantier en sécurité. Pour 1 500 logements ou bureaux visités, les experts du tribunal administratif de Nice ont constaté dans 98 cas seulement des dommages liés au chantier. Le système d'indemnisation des propriétaires a particulièrement bien fonctionné puisqu'un seul dossier n'a pas pu être conclu à l'amiable.

ABSTRACT

The building stock

G. Teisseire, M. Beith, Fr. Marin

In order to monitor the behaviour of the building stock in the city centre when driving the Toulon tunnel, the following measures were taken :

- legal appraisal in order to propose out-of-court compensation to the owners of apartments that had sustained damage related to the construction site ;
- extensive topographic monitoring by levelling ;

- within the framework of a specific contract, study of predictable building behaviour supplemented by automatic monitoring by motor-powered theodolites and miscellaneous detectors.

These measures proved highly satisfactory on the whole, because the damage was very limited and, in nearly every case, out-of-court compensation was able to be arranged.

RESUMEN ESPAÑOL

Edificios y construcciones

G. Teisseire, M. Beith y Fr. Marin

Con objeto de efectuar el seguimiento de las edificaciones del casco urbano de la ciudad, durante la excavación del túnel de Toulon, se han puesto en aplicación las disposiciones siguientes :

- una misión de peritación judicial encargada de proponer una indemnización por vía amistosa a los propietarios de apartamentos que han experimentado daños como consecuencia de las obras ;
- un importante seguimiento topográfico por nivelación ;

- dentro de los límites de un contrato específico, un estudio del comportamiento previsual de los inmuebles, completado por un seguimiento automatizado por medio de teodolitos motorizados y sistemas diversos de captación.

Estas disposiciones se han demostrado globalmente muy satisfactorias puesto que los daños han sido sumamente limitados y, en la totalidad de los casos, se han podido indemnizar por vía amistosa.

Etudes et modélisation du creusement

Parmi les nombreuses études qui ont été réalisées à l'occasion du creusement du tunnel de Toulon, cet article présente un exemple de modélisation du soutènement avec prévoûtes par un calcul bidimensionnel aux éléments finis et donne des indications succinctes sur la modélisation du renforcement du front de taille par boulonnage. Des références bibliographiques correspondant à des articles plus détaillés sont fournies.

Au-delà des besoins strictement liés à la justification des soutènements mis en œuvre, le creusement du tube nord du tunnel de Toulon a été pris comme support pour le développement de plusieurs actions de recherche visant à proposer différents types de modélisation du renforcement du front de taille d'un tunnel par boulonnage. D'autre part, les analyses menées après l'effondrement du 15 mars 1996 ont conduit à proposer des modélisations complémentaires du soutènement par prévoûtes prenant notamment en compte l'incidence de défauts de réalisation ou d'une non-adhérence entre prévoûtes successives. On se limitera à présenter ici la modélisation du soutènement avec prévoûtes tel qu'il a été mis en œuvre après l'effondrement.

Quelques éléments essentiels concernant la modélisation du renforcement du front de taille par boulonnage sont rappelés dans l'encadré.

Le soutènement avec prévoûtes a donné lieu à de nombreux calculs aux éléments finis bidimensionnels en déformation plane, l'excavation étant simulée par l'application sur les parois d'un taux de déconfinement qui augmente avec l'éloignement de la section par rapport au front de taille (Aftès, 2002).

Compte tenu de la diversité des caractéristiques des terrains et des analyses menées après l'effondrement, on a fait varier très largement les paramètres de calcul.

Ces calculs ont confirmé les observations qui ont pu être faites en ce qui concerne le mode de déformation des prévoûtes. Deux cas doivent être distingués :

- ◆ dans le premier cas, lorsque la prévoûte est suffisamment bloquée en pied, on observe l'apparition de moments de flexion en piédroits. Ces moments doivent rester admissibles avant mise en place du chemisage (figure 1);

- ◆ le deuxième cas correspond au creusement dans un terrain de très faibles caractéristiques mécaniques. Le terrain n'est pas capable de supporter les charges apportées par la prévoûte et il se

| | |
|---------------------------------|--|
| A la réalisation de la prévoûte | $\lambda = 0,3$ sur les contours de la saignée |
| A l'excavation sous la prévoûte | $\lambda = 0,6$ |
| A la mise en place du préradier | $\lambda = 0,85$ |
| A la mise en place du chemisage | $\lambda = 1$ |

Tableau I

produit une très forte plastification en pied (en pratique un poinçonnement du terrain). On veut bien sûr éviter ce cas pour maîtriser les tassements induits par le creusement (figure 2).

Les calculs effectués après l'effondrement ont concerné le premier cas. Voici, à titre d'exemple, les principaux éléments du calcul du profil PN3 (cf. article sur l'adaptation des méthodes de creusement et de soutènement).

Compte tenu de la modélisation bidimensionnelle en section transversale, le boulonnage de front de taille et le boulonnage divergent ne peuvent pas être modélisés directement. Leur effet est pris en compte à travers les caractéristiques minimales retenues pour le terrain et le choix du taux de déconfinement λ . Dans le cas du tunnel de Toulon, les valeurs du taux de déconfinement résultent du calage sur des modélisations axisymétriques et de la confrontation des résultats des calculs avec les convergences mesurées (tableau I).

Les taux de déconfinement en radier sont adaptés pour prendre en compte l'état de contraintes obtenu après réalisation de la saignée.

La hauteur de couverture est de 36 m. Le coefficient K_0 est pris égal à 0,5 (ce qui correspond au cas le plus défavorable pour les efforts dans les prévoûtes).

Les caractéristiques retenues pour le terrain encaissant sont reportées sur le tableau II.

Les prévoûtes sont modélisées sans tenir compte de leur recouvrement (épaisseur 22 cm). Le mo-

Pascal Dubois



MISSION D'INSPECTION
SPÉCIALISÉE
DES OUVRAGES D'ART
Conseil général des Ponts
et Chaussées

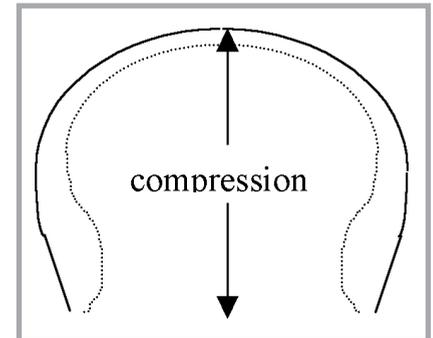


Figure 1
Flexion des piédroits

Flexural movement of side walls

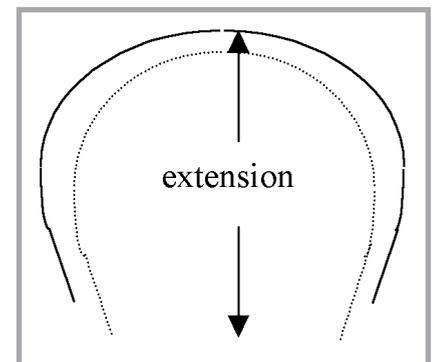


Figure 2
Poinçonnement

Punching

| Loi de comportement | Elasto-plastique / Critère de Mohr-Coulomb |
|---------------------|--|
| E (MPa) | 300 |
| ν | 0,3 |
| C (kPa) | 50 |
| φ (°) | 25 |
| ψ (°) | 0 |

Tableau II

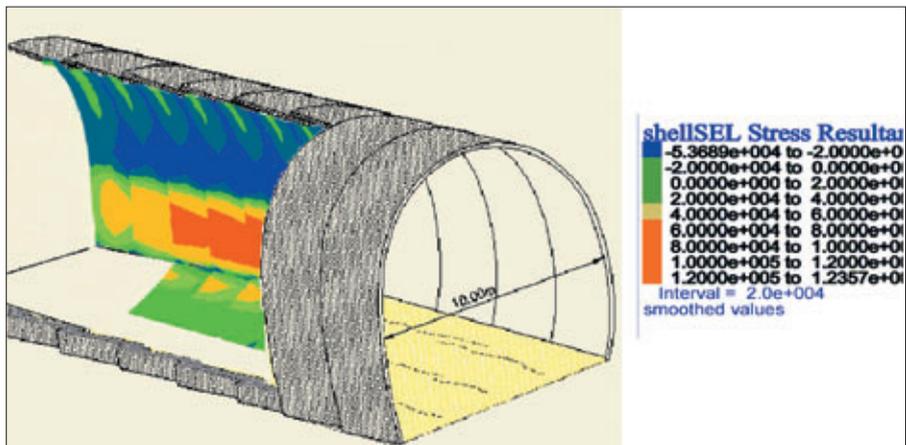


Figure 3
Calcul 3D (Dias, 1999).
Moments de flexion
(en N.m)

3D calculation (Dias, 1999). Bending moments (in N. m)

Tableau III

| | |
|---|------------|
| Effort normal en clé | 1248 kN |
| Effort normal en piédroit | 1546 kN |
| Moment de flexion en piédroit | -56,5 kN.m |
| Convergence de la corde horizontale entre piédroits (1) | 31 mm |
| <i>(1) entre l'excavation et la pose du chemisage</i> | |

dule du béton à court terme est pris égal à 10 000 MPa. Le chemisage et le radier sont intégrés dans le modèle en considérant des sections homogénéisées qui prennent en compte la rigidité relative des deux matériaux (cintres et béton).

Juste avant la pose du chemisage le calcul donne les résultats suivants (tableau III).

Les résultats des calculs sont analysés en se basant sur les efforts admissibles dans une structure en béton non armé (Aftès, 1998, 2001). Les résultats (tableau III) sont parfaitement admissibles. En revanche, un calcul avec des caractéristiques de terrain beaucoup plus faibles (module de 150 MPa, angle de frottement de 17°, cohésion de 30 kPa) conduit à une flexion excessive.

Compte tenu de la forte incidence d'effets différés éventuels (fluage, rétablissement d'une pression d'eau) sur le préradier, celui-ci a été dimensionné pour reprendre des efforts complémentaires limités, mais a été équipé de dispositifs de contrôle de soulèvement et de mesure de la pression d'eau. Les calculs étant réalisés avec des caractéristiques de terrain minimales, il avait été souligné que les résultats obtenus n'étaient pas ceux auxquels il

MODÉLISATION DU RENFORCEMENT DU FRONT DE TAILLE PAR BOULONNAGE

Pour une position donnée du front de taille, le chargement d'un boulon est le résultat des incréments de déformation d'extension – et donc de chargement en traction – provoqués par les cycles d'avancement successifs ayant conduit à cette position. L'intensité des efforts dépend des caractéristiques mécaniques du terrain (module de déformation, résistance) et des boulons (raideur, nombre) ainsi que des contraintes géostatiques initiales.

En raison de la rigidité du matériau composite de fibre de verre et résine constituant les boulons, dans la très grande majorité des cas, l'effort maximal de traction dans le boulon restera faible en comparaison de sa limite de résistance, qui ne constitue donc pas un critère de dimensionnement.

On peut dire que le paramètre essentiel est la rigidité globale en traction du boulonnage, produit du nombre de boulons par la section de ceux-ci et par le module de déformation du matériau les constituant (on doit aussi tenir compte des propriétés du scellement). L'effet est d'autant plus grand que le ratio entre rigidité du boulonnage et rigidité du terrain est plus grand.

Dans les calculs en déformation, on doit combiner deux types de modélisations :

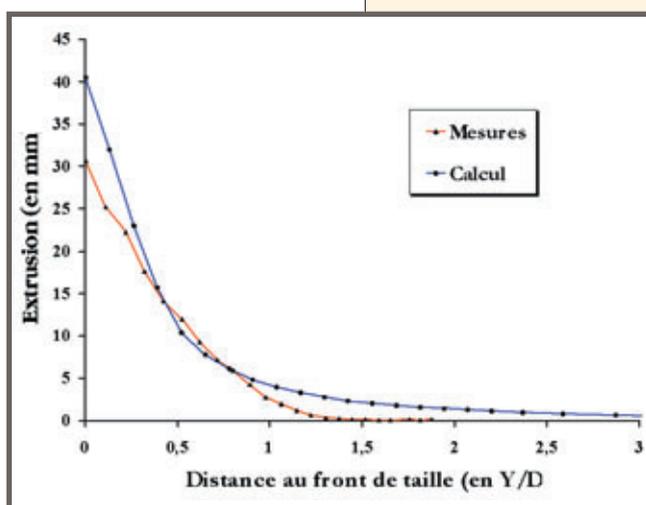
- ◆ la modélisation du renforcement par inclusions en avant du front ;
- ◆ la modélisation du creusement du tunnel.

Pour obtenir des éléments sur les différentes méthodes de modélisation, on peut se référer aux documents suivants :

- Additif 2002 aux recommandations Clouterre 1991 (*Presses des Ponts et Chaussées Ed.*), pp. 187-211.

- Dubois P., Dias D., Wong H., Subrin D. (2001) Modélisation du boulonnage du front de taille des tunnels et simulation par le calcul. *1^{re} Conférence Internationale Albert Caquot*, Paris, octobre 2001.

La figure jointe compare l'extrusion mesurée (cf. article page 70 "Boulonnage de front") et l'extrusion calculée avec les caractéristiques du terrain données dans le présent article (calcul 3D en conditions axisymétriques avec modélisation individuelle des boulons).



fallait s'attendre dans les conditions courantes de chantier. Mais, si on atteignait les valeurs de déplacement du calcul, il convenait de se poser la question d'un renforcement du terrain (injections, boulonnage supplémentaire...). Le dispositif très étoffé de contrôle des convergences et des nivellements avait pour but de détecter d'éventuelles anomalies afin de pouvoir procéder en temps utile à l'analyse des phénomènes observés et aux renforcements des soutènements éventuellement nécessaires.

On trouve dans (Dubois et al., 1999) :

- ◆ la présentation d'une étude de l'incidence des facteurs suivants sur la flexion dans les piédroits : rigidité de la prévoûte, géométrie des piédroits, présence ou absence de radier ;
- ◆ une analyse de la rupture des piédroits par flexion excessive et celle du poinçonnement en pied de prévoûte ;
- ◆ quelques résultats d'un calcul 3D aux différences finies (Dias, 1999) confirmant les principaux résultats des calculs 2D. La figure 3 donne une image des moments fléchissants dans les prévoûtes, tirée de ce calcul.

Bibliographie

- Aftès (1998). Recommandations relatives à l'utilisation du béton non armé en tunnel. *Tunnels et ouvrages souterrains* n° 149, pp. 387-395.
- Aftès (2001). Recommandations relatives à l'utilisation des règles et normes générales de conception et de dimensionnement pour les revêtements de tunnels en béton armé et non armé. *Tunnels et ouvrages souterrains* n° 165, pp. 150-158.
- Aftès (2002). Recommandations relatives à la méthode convergence-confinement. *Tunnels et ouvrages souterrains* n° 170, pp. 79-89.
- Dias D. (1999). Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse de Doctorat, Institut national des Sciences appliquées, Lyon.
- Dubois P., Chantron L. & Dias D. (1999). Analyse du fonctionnement de prévoûtes en béton. Application au cas du tunnel de Toulon. *Journées d'études internationales de l'Aftès*, Paris, pp. 73-80.

ABSTRACT

Studies and modelling of tunnel driving

P. Dubois

One of the many studies produced on the occasion of driving the Toulon tunnel, this article presents an example of modelling of the supports with pre-arches by two-dimensional finite element calculation and gives brief indications concerning the modelling of face reinforcement by rockbolting. Bibliographic references to more detailed articles are provided.

RESUMEN ESPAÑOL

Estudios y modelización de la excavación

P. Dubois

Entre los numerosos estudios que se han llevado a cabo con motivo de la excavación del túnel de Toulon, se presenta en este artículo un ejemplo de modelización del sostenimiento con prebóvedas por medio de un cálculo bidimensional por elementos finitos que permite obtener breves indicaciones acerca de la modelización del refuerzo del frente de ataque por empernado. También figuran diversas referencias bibliográficas que corresponden a diversos artículos más detallados.

Modélisation axisymétrique des deux fronts

Le percement du tube nord de la traversée souterraine de Toulon a été effectif le 13 mars 2000 lorsque les fronts F1 et F2 se sont rejoins au PM 1291. Cette jonction avait auparavant fait l'objet d'un certain nombre d'études, en vue de déterminer l'impact du rapprochement des fronts sur les tassements de surface d'une part et sur les éléments de soutènement d'autre part. L'une de ces études, conduite au Cetu, a consisté à réaliser une modélisation numérique par éléments finis.

À la fin de l'année 1999, en prévision de la jonction des fronts F1 et F2 pour le premier trimestre 2000, la question du comportement des soutènements lors du rapprochement de ces fronts a été soulevée et plus particulièrement celle de l'impact de ce rapprochement sur les tassements de surface. Plusieurs analyses ont été menées par l'entreprise d'une part et par la maîtrise d'œuvre d'autre part. Nous décrivons ici une étude réalisée au Cetu à partir d'un modèle numérique aux éléments finis et dont l'objet a été d'appréhender le comportement de l'ensemble "ouvrage - terrain encaissant" lorsque les deux fronts de tailles se rapprochaient l'un de l'autre, jusqu'au percement du tunnel.

■ DESCRIPTION DU MODÈLE

Le problème étudié ayant un caractère tridimensionnel important, nous avons eu recours à une modélisation axisymétrique au moyen du code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC. Une modélisation tridimensionnelle vraie, bien que possible, aurait été trop lourde à mener dans le cadre du suivi du chantier.

Les principales hypothèses simplificatrices dues au choix d'une modélisation en axisymétrie sont :

- ◆ la contrainte initiale est supposée constante en tout point du modèle ($\sigma_0 = 0,9$ MPa, valeur moyenne au niveau du tunnel à Toulon);
- ◆ l'état de contrainte initial est supposé isotrope ($K_0 = 1$);
- ◆ la section de l'ouvrage est circulaire (rayon pris en compte dans le modèle : 6 m).

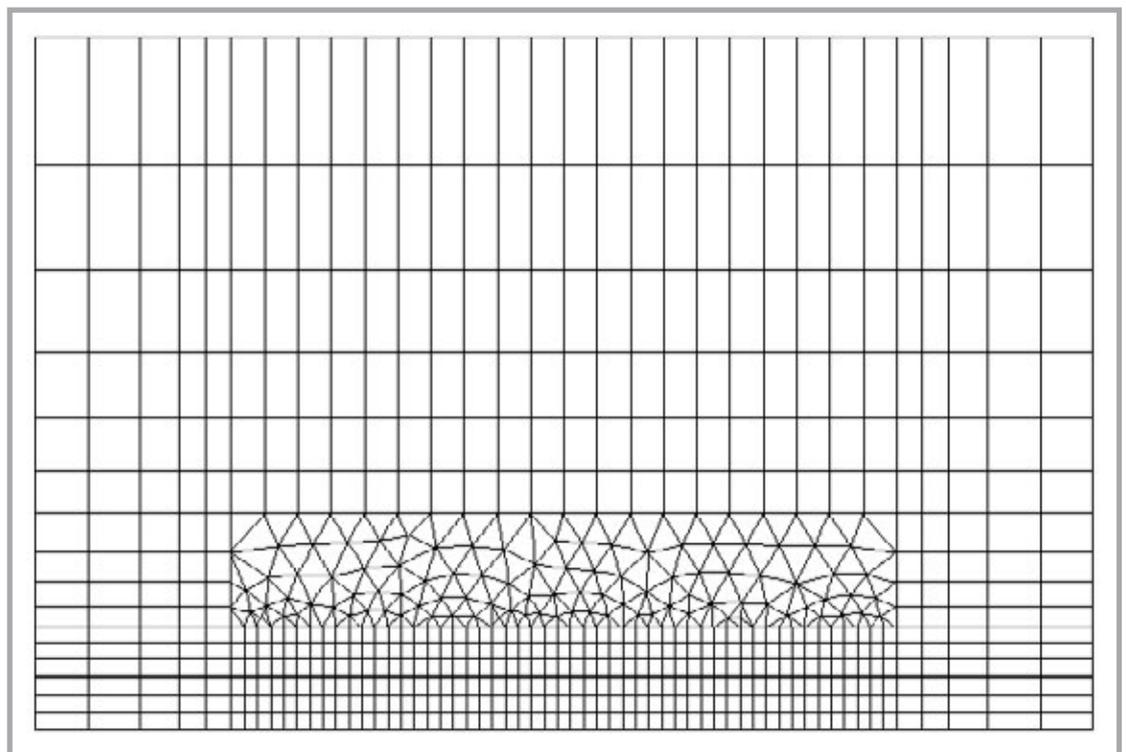
Les caractéristiques géomécaniques retenues pour le massif et pour les éléments de soutènement sont décrites dans le tableau I.

Le maillage réalisé comporte 2400 nœuds, représentant 121,5 m de tunnel (76,5 m maillés par passes de 1,5 m pour tenir compte du phasage réel d'avancement, figure 1). L'extension latérale du maillage est de 80 m soit plus de 6 diamètres (ceci afin de limiter l'influence des effets de bords).

Tableau I
Caractéristiques
des éléments constituant
le modèle
*Characteristics
of elements forming
the model*

| Loi de comportement | Terrain | |
|---------------------|--|--|
| | Elasto-plastique / Critère de Mohr-Coulomb | Soutènement (épaisseur 40 cm) Elastique |
| E (MPa) | 300 | 23 000 |
| ν | 0,3 | 0,2 |
| C (kPa) | 50 | --- |
| φ (°) | 25 | --- |
| ψ (°) | 0 | --- |

Figure 1
Vue du maillage
*View
of the meshing*



de jonction

Laurent Chantron



INGÉNIEUR
GÉOTECHNIQUE –
DIMENSIONNEMENT
Centre d'étude des tunnels

■ LES DIFFÉRENTES SIMULATIONS

Différentes simulations ont été réalisées dans le but de tester l'influence de nombreux paramètres. On a étudié en particulier :

- ◆ la cinématique de creusement : avancement des deux fronts simultanément ou bien, arrêt d'un front et poursuite de l'excavation sur l'autre front jusqu'à la jonction ;
- ◆ l'influence de la loi de comportement du terrain encaissant : élastique ou élastoplastique ;
- ◆ l'influence du présoutènement (distance de pose des éléments de soutènement) ;
- ◆ l'influence du boulonnage du front de taille (boulons en fibre de verre).

■ PRINCIPAUX RÉSULTATS

Il a été possible de tirer de la série de calculs réalisée les enseignements suivants vis-à-vis du comportement de l'ouvrage lors du rapprochement des fronts.

A l'approche des deux fronts, il se produit une augmentation de la contrainte dans le terrain situé entre les deux attaques. Cette augmentation s'amorce lorsque les deux fronts sont distants d'environ 40 m et passe par une valeur maximale pour une longueur entre fronts comprise entre 15 et 25 m selon la densité de renforcement du front. Lorsque les deux fronts sont séparés d'environ 20 m, les charges commencent à se répartir de part et d'autre du terrain situé entre les fronts ce qui entraîne une augmentation de la convergence totale en tunnel. Cette augmentation s'amorce sur l'attaque qui progresse pour une distance entre fronts de 20 m. Sur la figure 2, on peut voir les zones d'isovaleurs de déformations plastiques lorsque les deux fronts sont distants de 16,5 m. Les zones de déformations plastiques de chacun des fronts viennent d'entrer en contact. Ceci coïncide avec la chute de la contrainte radiale dans le terrain au centre et à un début de report des charges sur les soutènements.

La perte de volume¹ totale obtenue lorsque les fronts se rapprochent l'un de l'autre est supérieure à la perte de volume qui aurait été générée par le creusement du tunnel sur un seul front. L'augmentation est de l'ordre de 10 à 20 %. Il faut noter que si l'on ne prenait pas en compte la plasticité dans le terrain, la perte de volume totale serait la même dans le cas où le tunnel est réalisé en une

seule attaque et dans le cas où les deux fronts se rejoignent (seule la vitesse avec laquelle cette perte de volume est atteinte serait modifiée).

La présence de boulonnage de front modifie la variation de la contrainte dans le terrain situé entre les deux fronts. La perte de volume totale (et donc les tassements de surface) est réduite dans le cas d'un front boulonné (extrusion et déplacement radial plus faibles).

Le boulonnage de front permet de limiter l'augmentation de la contrainte dans le soutènement proche du front en attente.

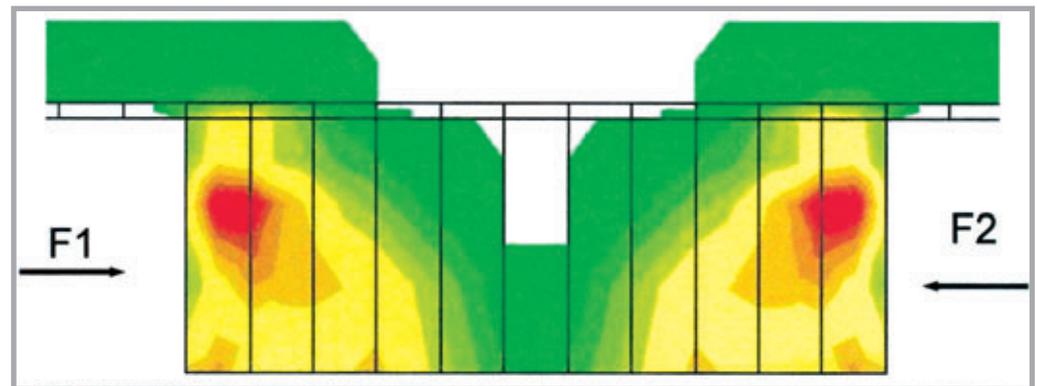


Figure 2
Isovaleurs des déformations plastiques
pour une distance entre fronts
de 16,5 m

*Iso-values of plastic deformation
for a distance of 16,5 m between
tunnel faces*

■ CONCLUSION

La modélisation axisymétrique de la jonction des deux fronts a permis de mettre en évidence certains mécanismes mis en jeu au moment du percement.

Parmi ces mécanismes, on peut citer en particulier :

- ◆ le report des charges de part et d'autre du terrain situé entre les fronts à partir d'une distance entre fronts de l'ordre de 20 m (soit environ trois fois le rayon "équivalent" du tunnel) ;
- ◆ l'augmentation de la perte de volume par rapport au creusement du tunnel en une seule passe conduisant à une augmentation des tassements en surface.

La modélisation a également permis de confirmer l'influence de la présence du boulonnage de front sur la réduction de la perte de volume en souterrain et donc, au final, sur les tassements de surface.

1 - Perte de volume : différence entre le volume de terrain excavé et le volume occupé par l'ouvrage après achèvement. C'est ce volume "perdu" en souterrain qui se répercute jusqu'à la surface du sol et provoque les tassements.

► Cette étude a constitué un élément parmi d'autres qui a permis d'anticiper le comportement ouvrage - terrain au moment de la jonction des fronts afin d'aboutir au percement effectif du tunnel le 13 mars 2000 au PM 1291 dans des conditions optimales de sécurité à la fois en souterrain et en surface.

ABSTRACT

Axisymmetric modelling of the junction between two faces

L. Chantron

Drilling of the northern tube of the Toulon underground crossing was completed on 13 March 2000 when faces F1 and F2 joined up at point PM 1291. This junction had first undergone a number of studies in order to determine the impact of the faces moving closer to one another on surface subsidence on the one hand and on supporting elements on the other hand. One of these studies, conducted at the Cetu, involved performing numerical finite-element modelling.

RESUMEN ESPAÑOL

Modelización asimétrica del punto de coincidencia de los dos frentes de ataque

L. Chantron

La perforación del tubo norte de la travesía subterránea de Toulon se ha llevado a cabo en su totalidad el 13 de marzo de 2000, una vez que los frentes de ataque F1 y F2 se han empalmado en el PM 1291. Semejante empalme había sido objeto, previamente, de cierto número de estudios destinados a determinar el impacto del acercamiento de los frentes de ataque con respecto a los asentamientos en superficie, en primer lugar, y con respecto a los elementos de sostenimiento de superficie, en segundo lugar. Uno de estos estudios, llevado a cabo por el CETU, ha consistido en llevar a cabo una modelización digital por elementos finitos.

Modélisation du confinement par une auréole de boulons divergents

Alain Guilloux

PRÉSIDENT -
DIRECTEUR GÉNÉRAL
Terrasol

Pour la reprise des travaux après l'éboulement, une très grande attention a été portée à la maîtrise des déformations. Dans cet objectif il convenait de pouvoir modéliser l'apport des différents types de présoutènements envisagés, par prévoûtes de 4 m ou par boulons divergents longs de 18 m, sur la réduction des déformations et des efforts dans les soutènements. On présente ici la modélisation ainsi effectuée par une approche nouvelle tenant compte des différents effets de ces présoutènements, avec les résultats des études paramétriques qui ont conduit à la solution finalement mise en œuvre.

Pour la reprise des travaux, le projet d'ouvrage d'art modificatif (POAM) prévoyait sept profils types de soutènements, combinant selon les cas :

- ◆ des prévoûtes (épaisseur 22 cm, longueur 4 m avec un recouvrement de 1 m);
- ◆ un renforcement du front par boulons en fibre de verre (longueur 18 m, densité 1 u/1 à 2,5 m²);
- ◆ un chemisage intérieur par cintres HEB 180;
- ◆ un préradier en béton armé de 34 cm, renforcé par cintres HEB 220;
- ◆ un boulonnage radial;
- ◆ un boulonnage divergent réalisé, jusqu'à fin 1996, avec des boulons en fibre de verre. Toutefois il a été proposé de remplacer ces boulons en fibre de verre par des tubes métalliques 73/10 mm de 18 m de longueur, inclinés de 14° par rapport à l'axe du tunnel, avec 18-19 tubes disposés en auréoles distantes de 3 m.

L'objet des différents présoutènements placés bien en avant du front (boulonnage de front, boulonnage divergent) était de réduire les déformations en tunnel, et donc les tassements en surface, et de réduire les sollicitations dans les prévoûtes et le chemisage intérieur.

Si l'on conçoit bien que la présence d'un anneau de terrain renforcé par les inclusions métalliques, et également amélioré par l'injection mise en œuvre pour le scellement des boulons, permet de limiter les "préconvergences" en avant du front de taille, mais également les convergences en arrière du front et donc les sollicitations dans les soutènements, il convenait de quantifier cet effet.

Dans ce but nous avons utilisé la méthode décrite dans l'article de Guilloux et al (1996) "Prise en compte des présoutènements dans le dimensionnement des tunnels". Cette méthode s'appuie sur le principe de la méthode classique convergence-confinement, mais intègre la mise en place de divers présoutènements (ici les boulons divergents

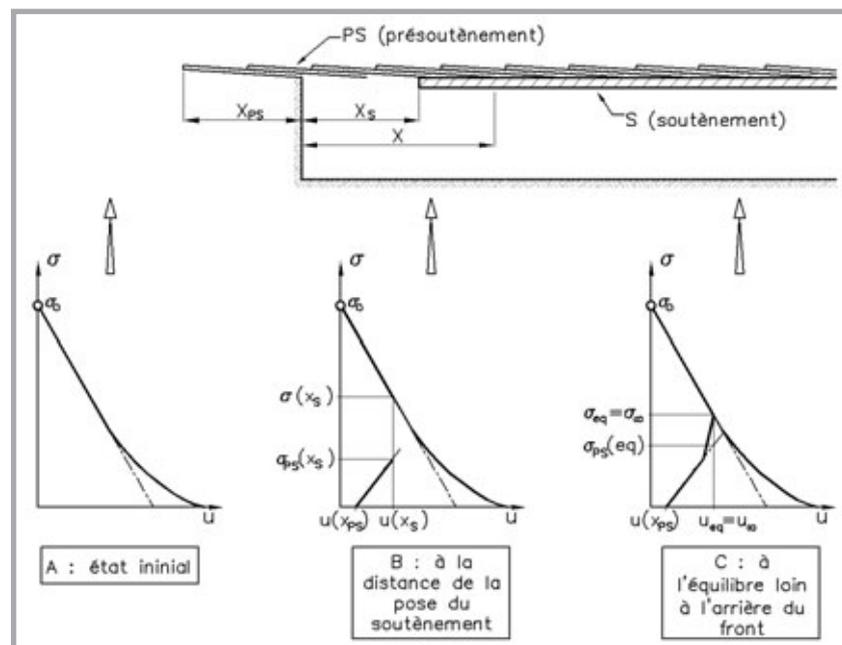


Figure 1
Principe
de la méthode
d'analyse

Principle
of the analysis
method

et la prévoûte, placés en avant du front) et soutènements (chemisage intérieur) placés en arrière du front (figure 1). Dans la méthode proposée :

- ◆ le présoutènement par boulons divergents est pris en compte avec une raideur calculée par homogénéisation en section et inertie des raideurs du terrain et des boulons;

- ◆ le taux de déconfinement à la pose de chacun des présoutènements est déterminé à partir de la convergence calculée en avant ou en arrière du front, en tenant compte de la présence des soutènements mis en œuvre (selon le principe de la méthode implicite). En pratique cette convergence est calculée à l'aide de formules analytiques calées sur un grand nombre de modélisations axisymétriques par éléments finis.

La figure 2 montre un exemple de diagramme convergence-confinement obtenu par cette méthode dans

Figure 2
Exemple de diagramme convergence-confinement
Example of convergence-confinement chart

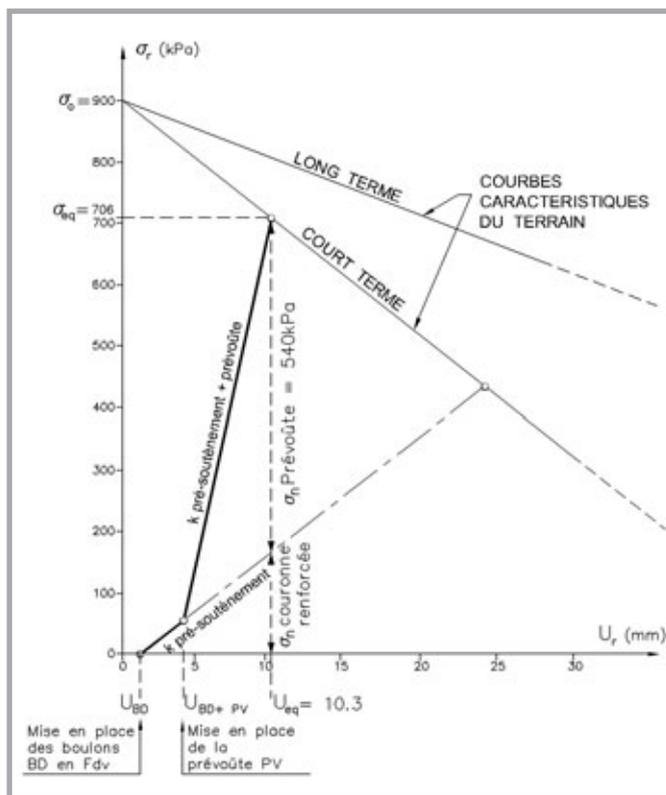
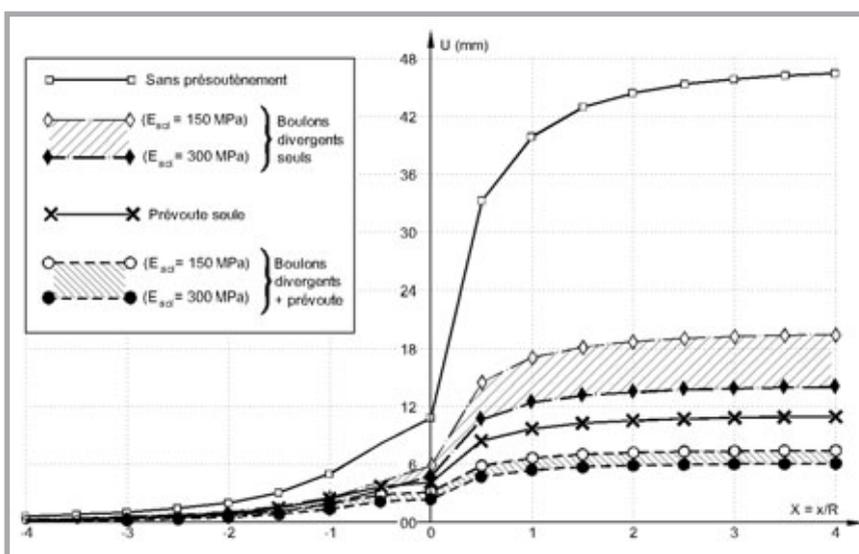


Tableau I

| Paramètre | Calcul de base | Valeur minimale | Valeur maximale |
|--|--------------------------------------|--|--|
| Section des boulons S_{BD} (mm ²) | 1 000 | 400 | 4 000 |
| Module d'Young des boulons E_{BD} (MPa) | 20000 (fibre de verre) | 10 | 210 000 (acier) |
| Epaisseur de la couronne renforcée e_{BD} (m) ou inclinaison β des boulons | $e_{BD} = 5$ m $\beta = 14^\circ$ | $e_{BD} = 3,4$ m $\beta = 11^\circ$ | $e_{BD} = 6,1$ m $\beta = 17^\circ$ |
| Densité de boulons dans la couronne d_{BD} (u/m ²), fonction de la distance des auréoles | 1 | 4 | 4 |
| Module du terrain E_t (MPa) | 150 (terrain non traité) | 150 | 300 |

Figure 3
Courbes de convergence en fonction de la distance au front
Convergence curves as a function of distance from the tunnel face



le cas du tunnel de Toulon, avec les boulons divergents en fibre de verre :

- ◆ la couronne renforcée par boulons divergents, de raideur $K_{BD} = 112$ MPa est mise en place alors que la convergence est de 1,5 mm environ ;
- ◆ la prévoûte, de raideur $K_{PV} = 520$ MPa, est mise en place pour une convergence de 4 mm
- ◆ l'équilibre avec la courbe de terrain à court terme est obtenu pour une convergence de 10,3 mm, et la pression d'équilibre est de 706 kPa, et la part s'appliquant sur la prévoûte est $\sigma_{PV} = 540$ kPa, d'où un effort normal $N = \sigma_{PV} \cdot R = 2700$ kN.

Nous avons cherché à quantifier l'influence des principaux paramètres intervenant dans ce calcul, dans les plages indiquées dans le tableau I. Il s'est avéré que les paramètres les plus influents étaient, dans l'ordre décroissant :

- ◆ le module du terrain E_t dans la couronne renforcée ;
- ◆ le module d'Young des boulons ;
- ◆ l'épaisseur de la couronne renforcée.

Nous avons donc retenu, pour le profil de soutènement PN3 à appliquer sur le chantier, le principe de boulons métalliques, et nous avons alors déterminé les courbes de convergence du tunnel, en fonction de la distance au front, dans quatre cas (figure 3) :

- ◆ le tunnel non soutenu : les convergences atteignent 48 mm à l'équilibre ;
- ◆ le tunnel présoutenu seulement par des boulons divergents (avec un module de terrain variant de 150 à 300 MPa) : les convergences à l'équilibre varient entre 15 et 27 mm ;
- ◆ le tunnel présoutenu avec une prévoûte seule (le module du terrain est alors constant et égal à 150 MPa puisqu'il n'y a pas d'injection) : la convergence à l'équilibre est de 12 mm ;
- ◆ le tunnel présoutenu seulement par des boulons divergents et une prévoûte (avec un module de terrain variant de 150 à 300 MPa) : les convergences à l'équilibre varient entre 7 et 8 mm.

Cette analyse ayant montré tout l'intérêt qu'il y avait à combiner les deux types de présoutènements, nous avons complété l'analyse en faisant varier la longueur des boulons de 6 à 18 m, leur inclinaison de 11 à 17°, la distance entre auréoles de 3 à 6 m et le type de boulons (fibre de verre ou acier). Les principales conclusions ont été les suivantes :

- ◆ l'utilisation de tubes métalliques plutôt que des boulons en fibre de verre permet de réduire les convergences u_r de 25 % et les efforts N_{PV} dans la prévoûte de 21 % ; nous avons donc retenu les tubes métalliques ;
- ◆ la longueur de boulons joue un rôle important : si on passe de 18 m à 12 m puis 6 m, u_r et N_{PV} augmentent respectivement de 8/15 % puis de 30/45 % ; nous avons conservé la longueur de 18 m ;
- ◆ la densité de boulonnage est moins significative : u_r et N_{PV} n'augmentent que de 10 % environ



Soutènement
par une auréole
de boulons
divergents
*Supporting
by a ring
of divergent bolts*

si on réduit par deux le nombre de boulons. En pratique il a été retenu les 18/19 boulons par auréole, mais descendus jusqu'en base de piédroits ;
 ◆ l'inclinaison ne joue qu'un rôle négligeable entre 14° et 17° ; en revanche, si on réduit cette inclinaison à 11°, u_r et N_{PV} augmentent de 10 à 15 %. Le profil type PN3 a ainsi été modifié suite à cette analyse, et son application a donné satisfaction tout au long du chantier. On peut toutefois souligner que, suite à un comportement favorable, peut-être dû à une efficacité meilleure que prévu du principe de boulons divergents, la fin du creusement s'est effectuée en appliquant un profil PN5A, correspondant au PN3 ainsi défini, mais sans prévoûte.

Références

- Guilloux A., Bretelle S., Bienvenue F. (1996) - "Prise en compte des présoutènements dans le dimensionnement des tunnels". *Revue Française de Géotechnique*, n° 76 - 3^e trimestre 1996.

ABSTRACT

Modelling of confinement by a ring of divergent bolts

A. Guilloux

For work resumption after the collapse, very great attention was paid to control of deformation. For this purpose it was desired to be able to model the contribution of the various types of pre-lining support systems planned, with 4-metre pre-arches or with divergent bolts 18 m long, to the attenuation of deformation and forces in the support systems. We outline here the modelling performed in this way through a new approach taking into account the various effects of these pre-lining support systems, with the results of the parametric studies which led to the solution finally employed.

RESUMEN ESPAÑOL

Modelización del confinamiento mediante una aureola de pernos divergentes

A. Guilloux

Para continuar las obras tras el desmoronamiento, se ha puesto una gran atención acerca del control de las deformaciones. Situándose en este objetivo, parecía conveniente poder modelizar la aportación de los diversos tipos de entibaciones provisionales previstos, por prebóvedas de 4 m o por pernos divergentes de 18 m, respecto a la reducción de las deformaciones y los esfuerzos desarrollados en las entibaciones. Se presenta en este artículo la modelización así efectuada mediante un nuevo enfoque que tiene en cuenta los distintos efectos de estas entibaciones provisionales, y ello con los resultados de los estudios paramétricos que han dado lugar a la solución finalmente puesta en aplicación.

Les variantes : mode d'emploi

Les nouvelles directives "Marchés publics" et les deux dernières versions du Code des marchés publics ayant modifié les conditions de présentation des variantes dans les appels d'offres, il n'est pas inutile de faire le point de la question.

■ QUAND PEUT-ON PRÉSENTER DES VARIANTES ?

Le droit communautaire et le droit national ont évolué à cet égard dans des sens opposés. Alors qu'aux termes des anciennes directives "les pouvoirs adjudicateurs indiquent dans l'avis de marché si les variantes ne sont pas autorisées", d'après la nouvelle directive "les pouvoirs adjudicateurs indiquent dans l'avis de marché s'ils autorisent ou non les variantes ; à défaut d'indication, les variantes ne sont pas autorisées" (article 24).

En revanche, alors qu'antérieurement "une offre comportant une variante par rapport à l'objet du marché tel qu'il a été défini par l'administration peut être prise en considération si une telle possibilité est expressément prévue dans l'appel d'offres", à partir du 8 mars 2001, aux termes du Code (article 50) "sauf disposition expresse contraire figurant dans le règlement de la consultation, les candidats peuvent présenter une offre comportant des variantes..."; cette disposition a été reconduite par le Code du 7 janvier 2004 (sauf à remplacer les mots "le règlement de la consultation" par les mots "l'avis d'appel public à la concurrence").

■ FAUT-IL REMETTRE AUSSI UNE OFFRE CONFORME AU CAHIER DES CHARGES ?

Si la directive ne mentionne pas cette obligation, en revanche, d'après le Code (versions des 8 mars 2001 et 7 janvier 2004), "les variantes doivent être proposées avec l'offre de base", ce qui paraît en effet tout à fait justifié (1).

■ SUR QUOI PEUVENT PORTER LES VARIANTES ?

La directive se borne à prescrire "les pouvoirs adjudicateurs qui autorisent les variantes men-

tionnent dans le cahier des charges les exigences minimales que les variantes doivent respecter ainsi que les modalités de leur soumission".

Il semble en résulter que les variantes ne peuvent porter que sur les prescriptions à propos desquelles des exigences minimales ont été exprimées, interprétation qui semble confirmée par la jurisprudence (2).

En revanche, le Code du 8 mars 2001 était très clair sur ce point : "les candidats peuvent présenter une offre comportant des variantes par rapport aux spécifications des cahiers des charges qui ne sont pas qualifiées d'intangibles dans le règlement de la consultation".

Le Code du 7 janvier 2004 reproduit cette disposition en remplaçant les mots "qui ne sont pas qualifiées d'intangibles" par les mots "qui ne sont pas désignées comme des exigences minimales à respecter", cette nouvelle rédaction induisant d'ailleurs une confusion regrettable (voir ci-après), alors que la circulaire d'application en reste aux "spécifications du cahier des charges qui sont intangibles".

D'après l'instruction pour l'application du Code du 8 mars 2001 "s'agissant des spécifications des cahiers des charges, elles peuvent être diverses; elles ne se limitent pas nécessairement aux spécifications techniques"; on peut penser notamment à certaines des prescriptions visées à l'article 12 du Code (durée d'exécution, dates prévisionnelles de début d'exécution et d'achèvement, conditions de règlement) et à l'article 14 (conditions d'exécution).

■ EN QUOI PEUT CONSISTER UNE VARIANTE ?

Si la directive se borne à l'obligation de "mentionner dans le cahier des charges, les exigences minimales que les variantes doivent respecter", le Code précise qu'il s'agit de "variantes par rapport aux spécifications des cahiers des charges", et non pas, comme dans l'ancien Code "par rapport à l'objet du marché tel qu'il a été défini par

(1) Cf. M. Cambournac "Les variantes dans les appels d'offres" - *Travaux* - Janvier 2003, page 81.

(2) Cf. Arrêt "Traunfellner" de la CJCE du 16 octobre 2003 - *Le Moniteur* du 19 décembre 2003.

l'administration". Il paraît donc clair que l'objet du marché ne peut être mis en question et que s'applique la prescription de l'article 53-I : "les offres non conformes à l'objet du marché sont éliminées".

En somme, les variantes peuvent porter sur les moyens, non sur les résultats, sur les caractéristiques du projet, non sur ses performances (sauf à les améliorer).

L'instruction pour l'application du Code du 8 mars 2001 précise que "les variantes peuvent conduire à des propositions techniques plus performantes, ou à des propositions financières plus intéressantes (voire les deux à la fois)".

■ À QUELLES CONDITIONS UNE VARIANTE EST-ELLE RECEVABLE ?

Sur ce point, la directive est claire : "[les pouvoirs adjudicateurs] ne prennent en considération que les variantes répondant aux exigences minimales qu'ils ont requises".

Malheureusement, le Code, dans sa rédaction du 8 mars 2001 est muet sur ce point, ne mentionnant nulle part des exigences minimales requises; quant à la rédaction du 7 janvier 2004, elle mentionne bien des "exigences minimales à respecter" mais à propos des spécifications pour lesquelles les variantes sont exclues!

On ne peut donc que déplorer que n'ait pas été transcrite, dans le Code, la rédaction de la directive.

A défaut d'exigences minimales explicites, on peut imposer une équivalence (au minimum) des solutions proposées aux spécifications mises en cause, cette équivalence étant exprimée en termes de performances, de caractéristiques fonctionnelles, ou de besoins à satisfaire.

■ QUELLES SONT LES MODALITÉS DE SOUMISSION DES VARIANTES ?

Aux termes de la directive "les pouvoirs adjudicateurs qui autorisent les variantes mentionnent dans le cahier des charges les exigences minimales que les variantes doivent respecter ainsi que les modalités de leur soumission".

L'offre devra comporter la liste exhaustive des spécifications modifiées, la description des solutions proposées pour les remplacer, ainsi que tout document utile à leur appréciation et à la justification de leur conformité aux exigences minimales requises.

A défaut d'exigences minimales exprimées, la documentation fournie devra justifier l'équiva-

lence aux spécifications mises en cause des solutions proposées.

Les variantes doivent être définies de façon substantielle; elles ne peuvent ultérieurement qu'être précisées, elles ne peuvent être modifiées (à la différence des offres remises au début d'une procédure négociée); en contrepartie, elles doivent bénéficier de confidentialité.

■ COMMENT ÉVALUER LES VARIANTES ?

Offres de base et variantes, il convient de déterminer l'offre économiquement la plus avantageuse.

Si les spécifications sur lesquelles peuvent porter des variantes sont uniquement celles pour lesquelles sont fixées des exigences minimales, on peut prévoir les critères de choix qui permettront de les évaluer; on devra en particulier préciser si des performances d'un niveau significativement supérieur aux minima exigés conféreront à l'offre une valeur supplémentaire.

Si au contraire des variantes sont possibles sur

toutes les spécifications à l'exception de celles qui sont désignées comme intangibles, on ne pourra que dresser une liste très étendue de critères tels que la valeur technique, le délai d'exécution, le coût d'utilisation, l'impact sur l'environnement, la santé et la sécurité, les qualités esthétiques et fonctionnelles... etc.

Compte tenu de la pondération des critères retenus et de la valeur attribuée à l'offre au regard de chacun de ces critères, on pourra établir pour chaque variante une note de qualité, laquelle permettra, combinée avec son prix (ou son coût global) de la situer dans le classement général des offres recevables (offres de base et variantes) (3).

En conclusion, force est de constater l'opposition entre la démarche volontariste du droit communautaire dans l'autorisation des variantes et la définition explicite de leur champ d'application et de leur recevabilité d'une part, et la banalisation par le droit national des variantes, avec un champ d'application défini par défaut, et sans indication d'exigences minimales ou de nécessaire équivalence, d'autre part.

Michel Cambournac

(3) Cf. M. Cambournac "L'offre économiquement la plus avantageuse" - Cahier spécial du *Moniteur* du 29 juin 2001.