

REVUE

NOVEMBRE 2001

◆ RÉHABILITATION D'OUVRAGES

TRAVAUX

N°780

n° 780

PONTS

- Reconstruction à l'identique du pont de Durban-Corbières
- Renforcement du pont Pierre Heuzé à Hérouville-Saint-Clair
- Reconstruction du pont Eiffel à Dijon
- Conception de la réhabilitation du pont de Saint-André-de-Cubzac
- Réparation du viaduc du Val de Durance sur l'A51
- Pont d'Aquitaine : le chantier de remplacement de la suspension

TUNNELS

- Rénovation du tunnel de Dullin
- Modernisation et réhabilitation du tunnel du Mont-Blanc

SOLS

- SNCF Rouen. Confortement de la tranchée rocheuse Saint-Hilaire
- Confortement du déblai TGV à Chabrillan
- Mise en sécurité provisoire au château de Saumur

Réhabilitation d'ouvrages











Notre couverture

Le pont d'Aquitaine

© VINCI - Fr. Vigouroux

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

RÉDACTION

Roland Girardot et Henry Thonier

3, rue de Berri - 75008 Paris

Tél. : (33) 01 44 13 31 44

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 ABONNEMENTS

Olivier Schaffer

9, rue Magellan - 75008 Paris

Tél. : (33) 01 40 73 80 05

revuetravaux@wanadoo.fr

France : 950 FF TTC

Etranger : 1 150 FF

Prix du numéro : 115 FF (+ frais de port)

MAQUETTE

T2B & H

8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris

Tél. : (33) 01 44 64 84 20

PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle

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).

Editions Science et Industrie S.A.

3, rue de Berri - 75008 Paris

Commission paritaire n° 0106 T 80259

éditorial

Daniel Tardy

actualités

matériels

PRÉFACE

Philippe Léger

PONTS

◆ Le pont de Durban Corbières (Aude). Reconstruction à l'identique de l'ouvrage en maçonnerie sur la Berre - *The Durban-Corbières bridge (Aude region). Identical reconstruction of masonry bridge over the Berre*

Cl. Ridoire

◆ Le pont Pierre Heuzé à Hérouville-Saint-Clair (Calvados). Renforcement par collage de lamelles composites pour le passage du tramway - *The Pierre Heuzé bridge in Hérouville-Saint-Clair (Calvados region). Strengthening by means of glued composite strips for the tramway passage area*

Cl. Chartrain, A. Legros, Y. Gicquel

◆ La reconstruction du pont Eiffel à Dijon. Un ouvrage à la mémoire de l'enfant du quartier - *Reconstruction of Eiffel bridge in Dijon. A structure in memory of a neighbourhood's child*

E. Martinez

◆ Conception de la réhabilitation du pont de Saint-André-de-Cubzac - *Design of Saint-André-de-Cubzac bridge rehabilitation*

D. Giacomelli, L. Marracci

◆ Réparation du viaduc du Val de Durance sur l'autoroute A51 - *Repair of Val de Durance viaduct on A51 motorway*

R. Bondil, P. Trouillet, J.-Cl. Bastet

◆ Pont d'Aquitaine : le chantier de remplacement de la suspension - *Aquitaine bridge : suspension replacement works*

V. Rigoux, H. Lourenço, B. Despas





Dans les prochains numéros

International

Ponts

Travaux urbains

Travaux

Souterrains

Tols

et fondations

Routes

Entassements

Environnement

au



**ABONNEMENT
TRAVAUX**

Dans les prochains numéros

International

Ports

Travaux urbains

Travaux

Souterrains

Tols

et fondations

Routes

Entassements

Environnement

au



**ABONNEMENT
TRAVAUX**

Sommaire

novembre 2001

Réhabilitation d'ouvrages

International

Ponts

Travaux urbains

Travaux

souterrains

Sols

et fondations

Routes

Terrassements

Environnement

Eau



TUNNELS

◆ Rénovation du tunnel de Dullin. Un chantier essentiel
- *Renovation of Dullin tunnel. An essential project*
J.-L. Attia, M. Vistorky, M. Vian, O. de Blic

◆ Le tunnel du Mont-Blanc. La sécurité au cœur du programme de modernisation et de réhabilitation
- *The Mont-Blanc tunnel. Modernisation and rehabilitation programme focusing on safety*
B. Levy

SOLS

◆ SNCF Rouen. Confortement de la tranchée rocheuse Saint-Hilaire
- *French Railways Rouen. Strengthening of Saint-Hilaire rock trench*
L. Boisnard

◆ Le confortement du déblai TGV à Chabrillan (Drôme) : moyens exceptionnels pour délai exceptionnel
- *Reinforcement of TGV high-speed train cuttings at Chabrillan in the Drôme region : exceptional resources for exceptional deadlines*
M.-J. Poitout, M. Roujon, J.-M. Devel

◆ Mise en sécurité provisoire au château de Saumur
- *Temporary protection at Saumur chateau*
L. Boisnard

formation

répertoire des fournisseurs

Encart après p. 48

INDEX DES ANNONCEURS

ANTEC	9	NOUVETRA	
ATC BTP INDUSTRIE	10	PRO BTP	2È DE COU
CNETP	4	SAINTE-GOBAIN SEVA	
COFEX	2	SOLETANCHE BACHY	
GTM GÉNIE CIVIL ET SERVICES		SOTRES	
.....4È DE COUVERTURE		STPL	3È DE COU
IHC	4	STRESS	

Il y a quelque quarante ans encore, on ne parlait guère de l'entretien des ouvrages d'art, les ponts en maçonnerie semblaient bâtis pour l'éternité, une fois leurs fondations mises à l'épreuve par les premières saisons, les ouvrages en fonte n'évoluaient guère et même les premiers ouvrages en acier, convenablement peints, semblaient ne guère évoluer. On paraissait penser en termes d'éternité, quoique le béton armé, déjà, commençât à pointer l'oreille.

Les choses changèrent rapidement après la dernière guerre : ouvrages endommagés, matériaux nouveaux, techniques hardies et pas toujours suffisamment maîtrisées, alourdissement considérable des charges, exploitation exagérée des matériaux de rivière et irrigation intensive qui abaissaient le niveau des nappes, bien des facteurs se conjuguèrent qui risquaient de rendre la situation critique alors qu'on ne savait pas même le nombre de ponts sur le réseau national, on voyait même, sur des ponts en maçonnerie qui avaient du temps bravé l'irréparable outrage, les parements se décoller et les ouvrages menacer ruine.

C'est alors que sous l'impulsion de l'Ingénieur général Edouard Beltrémieux se développa une technique de l'auscultation, de l'évaluation et de la réparation des ouvrages, une pathologie ainsi qu'on a l'habitude de dire, tant l'approche semble proche de celle des maladies des êtres vivants. Très vite les choses évoluèrent, les laboratoires menés par le LCPC mirent au point les instruments nécessaires, le SETRA forma des spécialistes de la pathologie, l'Etat mit en place dans chaque département les structures nécessaires, les C.D.O.A et définit les procédures d'inspection, en commençant, bien sûr, par un inventaire de ses ouvrages. Aujourd'hui tous ces ouvrages sont suivis et un indice de qualité (I.Q.O.A) leur est attribué.

Il ne conduit pas à une vue trop optimiste des choses car si 59 % des ouvrages ne relèvent que d'un entretien courant ou spécialisé, 3 % ayant une structure gravement altérée nécessitent une intervention urgente (chiffres 1998).

Mais les grands ouvrages posent toujours des problèmes inattendus qu'il s'agisse de l'appréciation de la corrosion des câbles d'un grand pont suspendu, de l'état réel des contraintes d'un ouvrage fortement hyperstatique qui a évolué dans le temps, de la remise en sécurité d'un tunnel ravagé par un incendie lors d'un grave accident avec toute la polémique qui s'en suit naturellement ou du confortement de grandes masses dans un environnement chaque fois différent. Leur réparation pose donc toujours à l'ingénieur des questions redoutables et lui demande de faire appel à son expérience passée, à son flair

autant qu'à ses connaissances théoriques. Il y a là, avec l'accroissement considérable du parc dans les cinquante dernières années, la hardiesse des structures construites, mais aussi la pression d'une opinion qui, les moyens techniques existant, ne supporte plus guère le moindre incident et à fortiori accident, un champ d'activité considérable, un champ de recherche passionnant, et un domaine de responsabilité grave et lourd.

Le pont Wilson à Tours s'effondra brutalement un dimanche matin, sans avoir crié gare, un seul automobiliste se trouvait dessus qui franchit la brèche au dernier moment. Les pieux de bois qui fondaient les piles, pourris par une alternance d'immersion et d'émergence à l'air due à une modification du régime de la rivière, s'étaient effondrés. Un pont sur la Vésubie, bien plus petit, connu à peu près

le même sort et pour des raisons proches. Deux fois le sort s'était montré bonhomme, il ne le sera pas toujours. La surveillance et l'entretien préventif deviennent donc, avec les réparations qui s'imposent, un des éléments essentiels d'une bonne stratégie d'entretien des infrastructures de transport ou des grandes structures de notre patrimoine.

Les maîtres d'ouvrage en sont conscients, les techniques progressent, les entreprises développent de nouveaux procédés, les ouvrages sont réparés, même si parfois la complexité des problèmes engendre quelques tensions. Il ne faudrait pas que cet effort se relâche.



■ **PHILIPPE LÉGER**

**Ingénieur général
des Ponts
et Chaussées**

Le pont de Durban - Reconstruction à l'identique sur la Berre

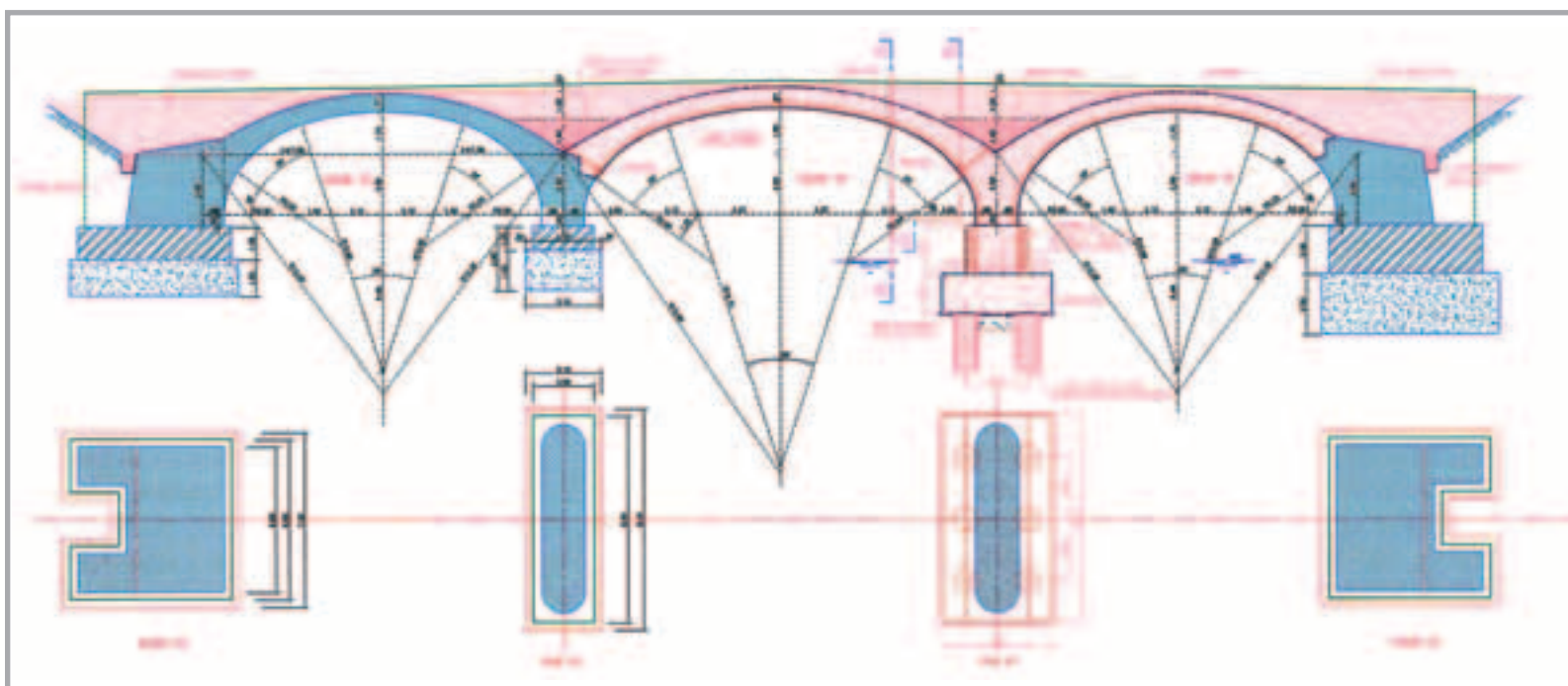
Le pont de Durban Corbières (Aude) placé dans un site relativement protégé a subi, comme bon nombre d'ouvrages d'art, d'importants dommages lors des pluies catastrophiques qui se sont abattues sur l'Aude fin 1999. Une des piles de l'ouvrage maçonné triple-arche s'est vrillée et affaissée de 50 cm entraînant des désordres et rupture de la ligne des efforts dans les deux voûtes adjacentes. Un chantier atypique de démontage et remontage des deux tiers de l'ouvrage s'en est suivi. Des cintres métalliques spécifiques ont contenu l'ouvrage.

Un tel phénomène de tassement de pont et les prestations qui en découlent mettent en évidence l'extraordinaire souplesse des ouvrages maçonnés.



Photo 1
Pont de Durban après intempéries et avant travaux
Durban bridge after storm and before works

Coupe longitudinale de l'ouvrage et vue en plan des fondations
Longitudinal section of bridge and plan view of foundations



■ GÉNÉRALITÉS

Les intempéries dévastatrices des 12 et 13 novembre 1999 ont marqué sévèrement le département de l'Aude. Plus d'une dizaine de victimes ont alors payé de leur vie. Le sud de ce département est devenu en l'espace de vingt-quatre heures un spectacle de désolation pour les biens privés et publics.

Les ouvrages publics principalement ponts, murs de soutènement et routes ont subi de très gros dé-

gâts. Des dizaines d'ouvrages de franchissement ont été emportés. Les ponts en maçonnerie ont dans l'ensemble mieux résisté au cataclysme sans pour cela rester indemnes.

La rivière Berre au cœur des Corbières qui traverse le bucolique village de Durban n'a pas échappé à la vague déferlante de ces pluies diluviennes. Le village a réceptionné par son intermédiaire un débit supérieur à 1 000 m³/s soit un coefficient multiplicateur de plusieurs centaines.

Au droit du village, le pont dit "de la gendarmerie" fait office de passage principal. La vague déferlante a submergé l'ouvrage de sept à huit mètres emportant sur son passage parapets en pierre, plinthes pour ensuite s'engouffrer dans les petits commerces et habitations.

La décrue a mis en évidence sur l'ouvrage non seulement l'absence des superstructures, mais surtout un affaissement conséquent de la pile rive gauche de l'ordre de cinquante centimètres.

■ DESCRIPTION DE L'OUVRAGE EXISTANT (photo 1)

Le pont en maçonnerie permettant à la RD40 de franchir la Berre est un ouvrage construit en 1890 comportant trois voûtes en anse de panier à trois



Corbières (Aude) de l'ouvrage en maçonnerie

centres, d'ouvertures respectives 13,00 m, 16,00 m et 13,00 m.

La longueur totale est de 56,90 m, sa largeur entre nus de tympans de 6,00 m, la largeur utile étant de 5,50 m entre parapets.

D'après les documents d'archives, les appuis sont fondés sur le substratum par l'intermédiaire de fondations en béton de chaux et le descriptif établi lors du règlement définitif des travaux fait état de différentes hauteurs de massifs au droit de chaque appui. Ce même rapport indique l'impossibilité du battage de pieux bois initialement prévus, compte tenu de la présence de gros blocs et de venues d'eau conséquentes.

■ CONSTATATION DES DÉSORDRÉS

La pile P1 rive gauche a subi un affouillement, elle s'est enfoncée en basculant vers l'amont et déversant légèrement vers la rive droite.

Cet affaissement non homogène d'une valeur moyenne de quarante-cinq centimètres a entraîné évidemment des discontinuités d'efforts dans les deux voûtes supportées à savoir V1 et V2. La voûte centrale V2 de plus grande portée a subi visuellement en intrados une fracture ouverte de cinq à dix centimètres; de même pour la voûte de rive gauche V1 avec moindres effets.

Ces zones constatées correspondent parfaitement aux points d'inversion des efforts d'un arc voûté chargé.

Dans le mouvement, les tympans de l'ouvrage se sont désorganisés, des lacunes sont apparues. Les parapets et superstructures au-dessus des deux voûtes touchées sont partiellement détruits, à la fois par l'affaissement de la plate-forme supérieure et à la fois par le fort courant hydraulique. Seule la voûte V3 en rive droite est restée intacte. Les reconnaissances géotechniques et études recoupent assez fidèlement les informations données dans les archives, les sondages ayant traversés successivement : maçonneries, massif de béton de chaux, substratum argilo-marneux. Les sondages précis au droit de P1 mettent en évidence la présence d'une couche de limon sableux gris noir à l'aspect vasard entre la base supposée du massif de fondation et le substratum. Ces matériaux semblant provenir d'affouillements successifs, les crues de 1999 ne constitueraient donc que l'épisode final d'un processus évolutif relativement ancien.

■ RÉPARATION, DIVERSES SOLUTIONS, LES TRAVAUX RETENUS

Quatre solutions de remise en service du pont de Durban ont été envisagées par la cellule ouvrages d'art du département de l'Aude :

- ◆ remplacement par un ouvrage neuf de type osature mixte ou VIPP (coût prévisionnel 9 millions de francs);
- ◆ consolidation en place de la pile P1 et des deux voûtes V1 et V2 par injection des structures (coût prévisionnel 2,5 millions de francs);
- ◆ construction d'un ouvrage neuf par dalle précontraint reposant sur des micropieux au travers de l'ouvrage existant (coût prévisionnel 4 millions de francs);
- ◆ dépose des maçonneries de la pile affaissée et de ses deux voûtes adjacentes, réfection de la pile sur pieux et reconstruction à l'initial des voûtes (coût prévisionnel 8,5 millions de francs).

Le fort attachement de la population à cet ouvrage et l'existence dans la zone proche d'un château cathare classé ont aiguillé le projet aidé financièrement par l'Etat vers la quatrième solution.

Les travaux compris dans l'entreprise étant les suivants :

- ◆ installation/accès/batardeau;
- ◆ études et exécution des étaitements et cintres provisoires;



SIGLES/MOTS CLÉS

- **Anse de panier** : c'est une courbe obtenue au moyen d'arcs de cercle, en nombre impair, de rayons croissants des naissances à la clef
- **Appareillage opus-incertum** : utilise des pierres de dimensions variables, moellons non taillés enchâssés au mieux; les joints sont irréguliers et ne forment jamais d'assises
- **Bandeau** : ce sont les surfaces vues des extrémités de la voûte; c'est une sorte de plate-bande curviligne, comprise entre l'intrados et un extrados souvent fictif
- **Extrados** : surface convexe, extérieur d'une voûte
- **Intrados** : surface concave, interne d'une voûte
- **Naissance** : surface de raccordement des piédroits et de la voûte
- **Parapet** : muret limitant la zone de circulation et destiné à garantir la sécurité des passants
- **Plinthes** : partie placée sous la base des parapets, surmonte directement les murs de tête ou tympans

Photo 2
Capteur électromagnétique
sur pile P1

*Electromagnetic sensor
on pier P1*



Photo 3
Réalisation des micropieux
pour longrines d'appui

*Construction of micro-piles
for support sills*



Photo 4
Pose du cintre
sur palées provisoires

*Placing of centre
on temporary legs*



- ▶ ◆ démolitions des voûtes V1 et V2 et de leurs tympans ;
- ◆ excavation de la pile P1 ;
- ◆ fondation par pieux de la nouvelle pile P1 ;
- ◆ reconstruction des structures et superstructures maçonnées ;
- ◆ étanchéité et chaussée sur l'ouvrage ;
- ◆ rejointoiement et injection des maçonneries non reprises.

■ SUIVI DU CHANTIER ET MÉTHODOLOGIE

Le groupement Gauthier/Sogea Sud Ouest TP a été retenu à l'issue d'un appel d'offres ouvert pour l'exécution du chantier en décembre 2000. L'entreprise est spécialisée depuis plus de trente années dans la consolidation des ouvrages d'art en maçonnerie. Ses nombreuses références, son adhésion à la norme ISO 9002 et la spécificité de ce chantier peu commun ont motivé l'entreprise à le faire connaître en exposant les différentes phases.

Sécurisation des salariés (photo 2)

La mise hors d'eau de la zone d'évolution sous la voûte centrale V2 et la voûte V1 de rive gauche a été nécessaire, à l'aide d'un batardeau, même par faible crue. L'état précaire de stabilité de l'ouvrage n'autorisait pas à travailler sous l'ouvrage sans protections. Afin d'adjoindre à ce "château de cartes" une continuité des efforts, le groupement a proposé au client et coordinateur de sécurité de couder les pseudos rotules fracturées par une injection ponctuelle de coulis de ciment. Sur ces mêmes zones d'inversion des efforts, des plaques métalliques clouées en intrados ont été disposées.

Ces précautions qui n'avaient de valeurs que dans l'hypothèse où la pile P1 ne poursuivait plus son tassement par fluage, l'entreprise a alors équipé cet appui de palpeurs électromagnétiques de déplacement reliés à une centrale d'alarme. Ces travaux de sécurisation ont prouvé leur efficacité, associés à des échafaudages en partie extérieure des voûtes pour évacuer les ouvriers en cas d'alerte.

Cintres et étaielements des voûtes V1 et V2

Ce chantier atypique à notre époque qui requiert la présence de véritables maçons, associé à la mise en œuvre d'ouvrages provisoires constitués par deux cintres de maintien des structures, au démontage comme au remontage des maçonneries, représente forcément un investissement très conséquent. Leur poids financier est supérieur à quarante pour cent du montant global des travaux. Dans le cadre de la mise au point du marché, Gauthier SA a proposé à la cellule responsable des ouvrages d'art du département de l'Aude trois procédures d'exécution des ouvrages provisoires :

- ◆ contre-voûtes provisoires indépendantes en intrados par béton projeté sous les trois arches avec prévision de rechargement en extrados en deuxième phase de reconstruction ;
- ◆ pose en sous-œuvre de voûtes préfabriquées type "conduits Matière" avec masques latéraux, injection de sable dans les vides annulaires et re-

haussement par levage en deuxième phase de reconstruction ;

◆ positionnement en sous-cœuvre d'un cintre métallique rotulé sur des piédroits en béton projeté pour les deux voûtes à démonter et reconstruire ainsi que blocage par enserrement de la voûte V3. Soucieux des délais pour les études et montage des ouvrages provisoires et d'une éventuelle possibilité de vérifier les corps de voûtes de V1 et V2, la troisième solution a été retenue.

Chronologiquement, les cintres et étalements ont fait l'objet des prestations suivantes de préparation et montages.

Conception et études

L'ensemble de cette opération a été mené conjointement entre le bureau d'études de l'entreprise, Cetec Sud, et Baudin Chateaufort spécialisée en constructions métalliques. L'hypothèse d'un vérinage des corps de voûte a été prise en compte dès le départ et a augmenté considérablement le dimensionnement des cintres.

Palées d'étalement (photo 3)

Sous chacune des deux voûtes à traiter, deux lignes d'appui par micropieux ont été forées. Une poutre longrine, de part et d'autre, a alors été coulée servant d'appui à la palée provisoire des voûtes V1 et V2. En élévation de part et d'autre de la pile P1 à démolir, des cages d'étalement type SL40 ont été disposées.

Appuis fixes (photo 4)

Sur pile P2 et culée C0, des piédroits avec rotules ont été disposés. Ces pièces provisoires ont été réalisées par béton projeté avec ancrages par tirants dans les structures supports et en indépendance par interposition d'un géotextile.

Cintres métalliques (photo 5)

Les éléments des cintres ont été posés en sous-cœuvre sous les deux voûtes et assemblés longitudinalement par des entretoises. Une peau bois a été préalablement disposée en sous-face des intrados des maçonneries. Afin de prévoir une assise homogène des deux voûtes en phase de rupture des efforts par la démolition de la pile P1, du sable sec a été injecté dans l'espace cintre/intrados. Des joues latérales ont été disposées en vertical des bandeaux et tympans.

Maintien de la voûte V3 (photo 6)

La troisième voûte, pourtant indemne mais faisant partie intégrante de ce système multi-arches se devant d'être bloquée par des poussées latérales symétriques. En premier lieu, on a procédé à son déchargement des matériaux de remblaiement. Une poutre de retenue en partie supérieure de la culée C3 a été créée en béton armé.



Photo 5
Pose des cintres
sous V1
*Placing of centres
under V1*



Photo 6
Tirants provisoires
voûte V3
*Temporary tie-rods
for arch V3*

Le piédroit du cintre de V2 en béton projeté contre la pile P2 a aussi été utilisé comme voile répartiteur des efforts pour les tirants d'enserrement reliant la cage ainsi formée.



LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Démolition de maçonneries : 290 m³
- Pieux diamètre 1,00 m : 90 ml
- Béton de fondations : 95 m³
- Etaisements et échafaudages : 3 forfaits
- Remontage de maçonneries : 150 m³
- Injections de coulis de ciment : 160 tonnes
- Gabions de protection des fondations : 380 m³
- Béton de corps de l'ouvrage : 175 m³
- Etanchéité par feuille : 470 m²
- Remblai technique : 360 m³
- Rejointoiement des maçonneries : 1 000 m²

Eléments économiques

- Montant du marché : 7 600 000 F ou 1 158 000 € TTC
- Délai d'exécution imparti : 9 mois, de février à novembre 2001

Photo 7
Pile P1 démolie
Pier P1 demolished



Photo 8
Démolition des tympans
des voûtes V1 et V2
*Demolition of spandrels
on arches V1 and V2*



Photo 9
Démolition des naissances
de voûtes V1 et V2
*Demolition of springs
on arches V1 and V2*



Photo 10
Pile P1 démolie
et vue sur le village
de Durban-Corbières
*Pier P1 demolished
and view
of Durban-Corbières village*



Démontage des maçonneries (photos 7, 8, 9 et 10)

En première phase de démontage, ce sont les superstructures (plinthes, parapets) restantes au-dessus de V1 et V2 qui ont été dégagées.

Toutes les pierres ont fait l'objet d'une numérotation et d'un stockage soigné aux abords de l'ouvrage. Les murs de tympans en "opus incertum" ont été démontés par paliers successifs et symétriquement aux voûtes; les remplissages en remblais ont été extraits en parallèle.

Jusqu'à ce stade, la continuité des efforts a été assurée par les corps de voûte et les dispositions de continuité (injection, plaque de pontage); ce n'est qu'en phase de démontage des pierres de bandeaux, aux zones de naissance des dites voûtes côté pile P1 à démonter, que les deux ensembles se sont appuyés sur les cintres de maintien. Aucun désordre notable n'a affecté ces corps de voûte ainsi en appui par l'intrados.

Vérinage des corps de voûtes V1 et V2

Deux rotules furent aménagées, pour les deux corps de voûte concernés, respectivement côté P2 et côté C0, qui ne sont que deux saignées dans les maçonneries. Les vérins ont été disposés sur les lignes d'appuis en tête des palées provisoires. Compte tenu du mouvement de villed lors de l'affaissement

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Conseil général de l'Aude

Maitre d'œuvre

Services techniques départementaux - Service ouvrages d'art

Surveillance des travaux

Subdivision de l'Equipement de Sigean

Assistance technique maîtrise d'œuvre

Getec (Toulouse)

Entreprises titulaires du marché

SA Gauthier (mandataire) (Portet-sur-Garonne)
Sogea Sud-Ouest TP (Toulouse)

Bureau d'études

Cetec Sud (Labège)

Sous-traitants

- Pieux : Gasparini Puits (Castelmaurou)
- Micropieux : Cofex Littoral (Toulouse)
- Cintres métalliques : Baudin Chateauneuf (Belvès)

Coordinateur de sécurité

ECSO (Narbonne)



Photo 11
Exécution des pieux pile P1
Piling works on pier P1

de la pile, il y avait lieu de lever chacune des voûtes en deux points.

L'opération a prouvé la souplesse des maçonneries avec néanmoins la nécessité de lier à cœur l'ensemble par une injection de coulis de ciment et la réfection des joints en intrados.

Reconstruction de l'ouvrage

(photo 11)

A la parution de cet article (fin novembre) la reconstruction de l'ouvrage se poursuit. Les pieux dans l'embaras des palées provisoires ainsi que le massif de fondation ont fait suite aux débuts des reconstitutions d'ouvrages maçonnés.

La technique retenue pour toutes les parties en élévation est le remplacement des pierres triées avec ancrage à l'arrière dans un noyau béton. Un cintre bois aux naissances des voûtes a été fabriqué et positionné dès le départ des phases de démontage et remontage.

ABSTRACT

The Durban-Corbières bridge (Aude region). Identical reconstruction of masonry bridge over the Berre

Cl. Ridoire

Like many other civil engineering structures in France's Aude region, the Durban Corbières bridge, located in a relatively protected site, underwent significant damage due to the catastrophic rains that hit the region at the end of 1999. One of the bridge's triple-arch masonry piers was twisted and sunk by 50 cm leading to structural distress and failure of the lines of force in the adjacent arches. Unusual dismantling and re-erection works on two thirds of the structure were required. Specific steel centres were used to keep the structural elements in place. Such bridge settlement phenomena and the works involved show the extraordinary flexibility of masonry structures.

RESUMEN ESPAÑOL

El puente de Durban-Corbières. Reconstrucción de la estructura de mampostería del puente del Berre, según la forma idéntica del puente ya existente (Aude)

Cl. Ridoire

El puente de Durban-Corbières (Aude) ubicado en un emplazamiento relativamente bien protegido ha sufrido, así como ha ocurrido con buen número de grandes estructuras, graves daños derivados de las lluvias catastróficas que han castigado el departamento del Aude hacia finales de 1999. Una de las pilas de la estructura de mampostería en triple arco se ha alabeado y hundido de 50 cm acarreado desórdenes diversos y la ruptura de la línea de esfuerzos en las dos bóvedas adyacentes. Ello ha dado lugar a la ejecución de unas obras atípicas de desmontaje y remontaje de las dos terceras partes de la estructura. Para la contención de la estructura se han dispuesto cimbras metálicas específicas. Semejante fenómeno de asentamiento y las prestaciones que de ello se han derivado, vienen a evidenciar la extraordinaria flexibilidad de las estructuras de mampostería.

Le pont Pierre Heuzé à Renforcement par collage de pour le passage du tramway

Les deux ouvrages constituant le pont Pierre Heuzé à Hérouville-Saint-Clair (14) franchissent le périphérique Nord de Caen (RN 413, prolongement de l'autoroute A13).

Ces ouvrages viennent d'être renforcés pour permettre le passage du futur tramway sur pneus de l'agglomération caennaise, le T.V.R.

Pour minimiser les interruptions de circulation sur le périphérique, c'est la technique Sika Carbodur de renforcement par collage de lamelles composites époxy-fibres de carbone qui a été retenue.

En sept nuits de chantier seulement, plus de 400 m de lamelles composites ont été collées en sous-face des deux travées principales de chaque ouvrage.

Le renforcement a comporté également le collage de 32 lamelles de 4 m, en chapeau au dessus des piles centrales, après décaissement de la couche de roulement.

■ PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Le pont Pierre Heuzé, sur la commune d'Hérouville-Saint-Clair, enjambe le périphérique Nord de Caen et doit être adapté pour recevoir le passage du futur TVR (Tramway sur voie réservée) de l'agglomération caennaise (photo 1). L'ouvrage est constitué de deux ponts parallèles dont les tabliers sont en béton précontraint longitudinalement.

Chaque pont possède quatre travées dont deux principales mesurant environ 16 m chacune.

Dans le cadre des études d'exécution de ce tramway sur pneus, il a été nécessaire de vérifier l'adéquation de l'ouvrage existant aux nouvelles conditions d'utilisation.

■ ÉTUDE DU RENFORCEMENT

Lors du calcul effectué à l'aide du logiciel PSI-DP du Setra, ont été pris en compte le règlement BPEL

91 et la modification de la recharge de la chaussée (calage du rail axial du TVR et création d'un dévers de 3,7 %). Les résultats ont mis en évidence une section d'acier manquante obtenue par différence entre la section d'acier calculée selon la règle BPEL 91 et la section d'acier en place.

De plus, il apparaît que l'ouvrage est quasiment partout comprimé, à l'exception de quelques zones. L'ensemble de ces éléments a rendu nécessaire la préconisation par le maître d'œuvre du renforcement de l'ouvrage.

■ CHOIX DE LA SOLUTION TECHNIQUE

Solutions envisagées

Le CCTP prévoyait d'utiliser :

- ◆ soit la technique de renforcement par plats métalliques collés (caractéristiques fe E 240 largeur 100 mm x épaisseur 5 mm) ;
- ◆ soit la technique de renforcement par collage de matériaux composites à base de fibres de carbone.

En sous-face du tablier l'application de la technique par plats métalliques collés, comprenant la préparation du support, le collage des tôles d'acier, l'étalement sur une hauteur de 4,70 m et le délai de remise en service, aurait nécessité l'immobilisation complète d'une chaussée sous l'ouvrage pendant plus d'une semaine sans interruption.

Cette solution était inacceptable pour le maître de l'ouvrage car elle aurait entraîné la fermeture continue du périphérique.

Solution retenue

Ainsi la technique de renforcement par collage de lamelles à base de fibres de carbone a été retenue pour sa facilité et sa rapidité de mise en œuvre. La



Photo 1
Vue générale de l'ouvrage
au-dessus du périphérique
*General view of structure
over the ring road*



Photo 2
Intervention de nuit
pour le renforcement
en sous-face du tablier
*Night works
on the deck underside*

© Sika

© Sika

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Lamelles Sika Carbodur en sous-face : 434 m
- Lamelles Sika Carbodur en chapeau : 128 m
- Colle époxy Sikadur 30 Colle : 760 kg
- Résine méthacrylate Sikagard 680 S : 120 kg
- Mortier de protection Sikatop 111 : 900 kg

Hérouville-Saint-Clair

lamelles composites

suppression de la phase d'étalement, indispensable dans le procédé par plats collés, a permis de réduire le délai d'intervention au minimum. Ce procédé, relativement récent comparativement au procédé par tôles collées, est utilisé couramment dans le domaine du renforcement de dalles et poutres en bâtiment.

Le principe d'application de ce procédé est le suivant :

- ◆ préparation et autocontrôle pour réceptionner le support ;
- ◆ traçage du positionnement des lamelles ;
- ◆ découpe sur chantier et préparation des lamelles ;
- ◆ application de la colle en double encollage :
 - sur la lamelle,
 - sur le support ;
- ◆ positionnement des lamelles aux endroits prédéterminés ;
- ◆ marouflage à l'aide d'un rouleau pour évacuer la colle en excès ;
- ◆ nettoyage et repli du matériel.

■ RENFORCEMENT EN SOUS-FACE DES TRAVÉES PRINCIPALES

La technique de renforcement par collage de lamelles composites a donc permis de limiter au minimum la déviation de la circulation sur le périphérique : l'intervention sous le tablier se faisait la nuit entre 21 heures et 6 heures (photos 2 et 3).

Après le collage des lamelles et dès 6 heures, la voie était réouverte à la circulation car la technique utilisée ne requiert pas l'étalement des lamelles pendant la phase de durcissement de la colle époxy.

Pour cette opération de collage en sous-face, le matériel comprenant notamment quatre tours d'échafaudage de 3 m x 3 m et le groupe électrogène, était rangé sur le terre-plein central pendant la journée (figure 1).

Par ailleurs en cours de chantier, le maître d'ouvrage a décidé de profiter de ces travaux pour faire rapporter par projection une résine méthacrylate Sikagard 680 S dans un but d'esthétique et de protection du béton de la sous-face du tablier contre l'action de la carbonatation et des agents agressifs extérieurs.

■ RENFORCEMENT EN CHAPEAU AU NIVEAU DES PILES CENTRALES

Préalablement au renforcement, Spie a réalisé le rabotage du revêtement en place sur la chaussée ainsi que sa recharge en créant une forme de pente.

Claude Chartrain

CHARGÉ D'AFFAIRES
APS (Application Procédés
Spéciaux)



Allain Legros

INGÉNIEUR D'AFFAIRES
Sika agence Normandie



Yvon Gicquel

INGÉNIEUR PRODUITS
Direction Activité Construction -
Sika



Photo 3
Vue du renforcement
en sous-face par lamelles
Sika Carbodur

View of underside
strengthening
with Sika Carbodur strips

© Sika

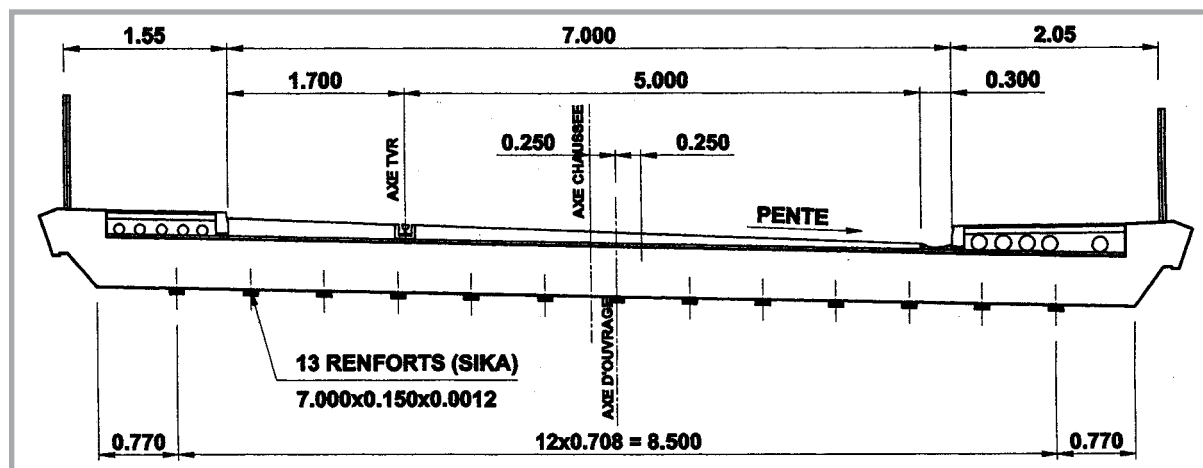


Figure 1
Coupe transversale P3/P4.
Ouvrage sud (ouvrage nord
symétrique).
Renforcement en sous-face
du tablier par collage
de lamelles Sika Carbodur
Cross section P3/P4.
South structure (symmetrical north
structure).
Strengthening of deck underside
with glued Sika Carbodur strips

Figure 2
 Coupe transversale sur P3 -
 Ouvrage sud (ouvrage nord
 symétrique).
 Renforcement en chapeau
 au niveau des piles centrales
 par collage de lamelles Sika
 Carbodur
*Cross section on P3. South structure
 (symmetrical north structure).
 Strengthening of capping
 over central piers with glued Sika
 Carbodur strips*

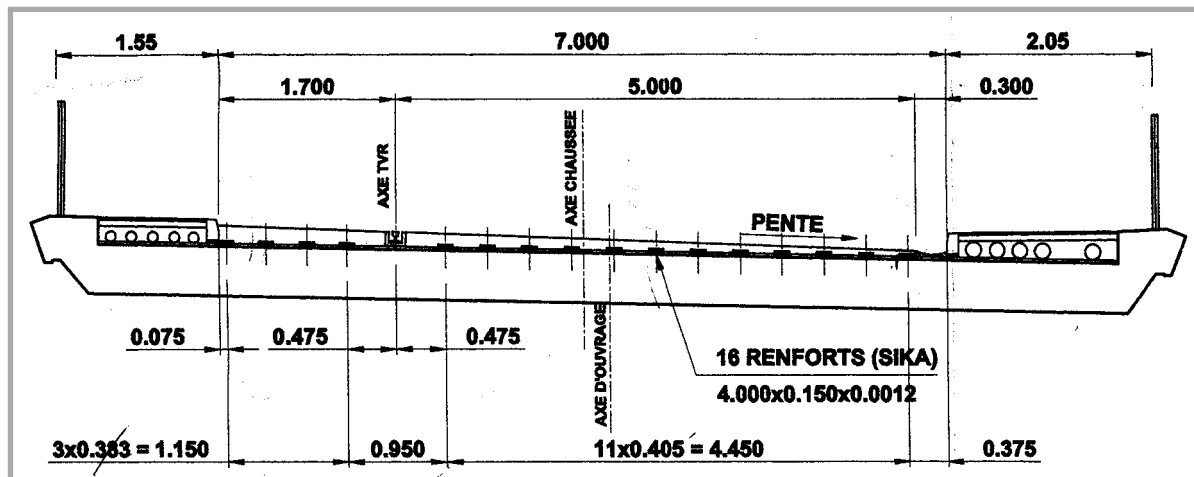


Photo 4
 Application
 des lamelles Sika
 Carbodur en chapeau
 au-dessus d'une pile
 centrale
*Application of Sika
 Carbodur strips
 on capping over
 a central pier*



© Sika

Photo 5
 Vue finale
 du renforcement
 en chapeau
*Final view
 of strengthened
 capping*



© Sika



Puis, APS a effectué également un rabotage suivi d'un ponçage au disque diamanté, afin de se conformer aux exigences en matière de planéité de support (un plan d'autocontrôle a été mis en place par APS).

Le renforcement en chapeau au niveau des piles centrales a nécessité l'application des lamelles composites Sika Carbodur, sur 2 m de part et d'autre de l'axe des piles centrales (photos 4 et 5). Pour ces travaux en extérieur en site non couvert, réalisés pendant la période décembre 2000 - mars 2001, APS a dû en particulier tenir compte des conditions atmosphériques pour l'organisation du chantier dans le respect des délais convenus et pour que le collage des matériaux composites soit efficace (figure 2).

Les lamelles ont été par la suite recouvertes d'un mortier hydraulique autolissant Sikatop 111 pour assurer une protection vis-à-vis de l'étanchéité rapportée ultérieurement.

■ DONNÉES ÉCONOMIQUES

L'application des 434 m de lamelles en sous-face des tabliers a requis au total sept nuits de travail et d'immobilisation de la chaussée, y compris l'application finale de la résine méthacrylate de protection, au lieu des huit nuits prévues initialement. De plus, on peut dire que l'utilisation de cette technique de renforcement par collage de matériaux composites a permis de diviser par trois le délai d'intervention et de diminuer de 50 % le nombre nécessaire d'ouvriers par rapport au besoin demandé par la technique des plats métalliques collés.

En effet, la manutention de plats métalliques de 7 m de long, la mise en place des matériels de levage et de serrage des plats, auraient exigé beaucoup de temps et de personnel supplémentaires.

L'utilisation par APS, spécialiste en renforcement de structures, du procédé innovant Sika Carbodur au lieu de la technique traditionnelle par plats métalliques collés a permis de réduire considérablement les délais et les coûts.

Le montant total du marché de renforcement s'est élevé à environ 100 000 euros HT (677 000 F HT).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

STVR (Hérouville-Saint-Clair)

Maitre d'œuvre

Spie Enertrans (Caen)

Entreprises du groupement constructeur

- Bombardier Transport (Crespin)
- Spie Enertrans (Cergy-Pontoise)
- Spie Trindel (Hérouville-Saint-Clair)
- Spie Batignolles TP (Boulogne-Billancourt)

Entreprise sous-traitante

APS (Application Procédés Spéciaux) (Chelles)

Bureau d'études et conseils de l'entreprise APS

Bernard Gagnadoux

Coordination en matière de sécurité et de protection de la santé

CETE Apave (Bretteville-sur-Odon)

Fournisseur

Sika SA (Le Bourget)

ABSTRACT

The Pierre Heuzé bridge in Hérouville-Saint-Clair (Calvados region) Strengthening by means of glued composite strips for the tramway passage area

Cl. Chartrain, A. Legros, Y. Gicquel

The two structures making up the Pierre Heuzé bridge in Hérouville-Saint-Clair in France's Calvados region (14) cross the north ring road of the city of Caen (highway RN 413, extension of A13 motorway).

These structures were recently strengthened to provide for the passage of the city's future TVR rubber-tyred tramway.

To minimise disturbance to traffic on the ring road, the Sika Carbodur technique was applied, involving the use of glued composite carbon-fibre/epoxy strips.

In just seven nights of work, more than 400 m of composite strips were glued on the undersides of the two main spans of each bridge.

Strengthening works also included the gluing of 32 strips of 4 m on the capping over the central piers, after wearing course excavation.

RESUMEN ESPAÑOL

El puente Pierre Heuzé en Hérouville-Saint-Clair (Calvados).

Refuerzo por encolado de láminas compuestas para el paso del tranvía

Cl. Chartrain, A. Legros e Y. Gicquel

Las dos estructuras componentes del puente Pierre Heuzé en Hérouville-Saint-Clair (Calvados) salvan la circunvalación Norte de Caen (carretera RN 413, en prolongación de la autopista A13). Estas estructuras acaban de ser consolidadas para permitir el paso del futuro tranvía con ruedas de neumáticos de la aglomeración urbana de Caen, el T.V.R.

Para reducir en todo lo posible las interrupciones del tráfico en la circunvalación, se ha adoptado la técnica Sika Carbodur de refuerzo por encolado de láminas de material compuesto epoxi-fibras de carbono.

Únicamente en siete noches de obras,

se han encolado más de 400 láminas de material compuesto, por la cara inferior de los dos tramos principales de cada estructura.

La consolidación ha incluido también el encolado de 32 láminas de 4 m, en superposición por encima de las pilas centrales, tras haber levantado la capa de rodadura (pavimento).

La reconstruction du Un ouvrage à la mémoire

De février 2000 à avril 2001, le conseil général de la Côte d'Or a procédé à la reconstruction du pont sur le canal de Bourgogne à Dijon, sur la route départementale 108G.

Ce chantier, dont les conditions de réalisation furent difficiles en raison des multiples contraintes liées au fonctionnement du site, fut l'occasion pour le groupement d'entreprises SNCTP - Maia Sonnier d'œuvrer à la réalisation d'un ouvrage, là même où Gustave Eiffel qui naquît dans le quartier construisit un pont levant à la fin du XIX^e siècle.

Le nouveau pont est constitué d'un tablier à poutrelles enrobés de 12 m de portée enjambant la voie d'eau et d'un tablier en béton armé au-dessus d'un passage inférieur, créé à l'occasion de ce projet sur la berge à l'usage des piétons et des cyclistes. L'ensemble est fondé grâce à un système de pieux et palpieux à 12 m de profondeur.

Ces travaux, d'un montant de 6,5 millions de francs (990 000 euros), ont été financés par le conseil général de la Côte d'Or et subventionnés à hauteur de 1 million de francs (152 000 euros) par la Région Bourgogne.



Vue générale de l'ouvrage depuis le quai Nicolas Rolin

General view of structure from Quai Nicolas Rolin



Détail de la passerelle avec platelage en azobé

Details of walkway with azobe flooring

■ UN OUVRAGE DONT L'ORIGINE REMONTE À 1785

Le creusement à la fin du XVIII^e siècle du canal de Bourgogne dut donner lieu à la réalisation d'un pont de pierres permettant le franchissement du chemin de Corcelles, là même où s'établit aujourd'hui la route départementale 108G.

Ce premier ouvrage fut achevé en 1785. Cependant, dès 1879, d'importants travaux modifiant les caractéristiques de la voie d'eau (approfondissement du lit, allongement des écluses) ont nécessité la destruction du pont de pierres.

C'est ainsi qu'à l'issue de dix ans de discussions, la ville de Dijon, les Ponts et Chaussées et le Génie militaire se mirent d'accord sur le type de pont qui devait lui succéder.

Le 27 février 1890, l'adjudication du nouveau pont fut accordée aux Etablissements Gustave Eiffel à Paris. Conçu par l'illustre ingénieur éponyme, il s'agissait alors d'un pont levant sur vérins hydrauliques.

Détruit lors de la Seconde Guerre mondiale, le tablier fut reconstruit à l'identique par les Etablissements Schneider au Creusot en 1946. Mais au début des années 1970, les interruptions de circulation dues au passage des bateaux ont été jugées incompatibles avec le besoin de fluidifier le trafic sans cesse augmentant.

Ce pont fut donc délaissé au profit de deux ouvrages métalliques provisoires de type "Bailey" lancés dans l'axe de l'avenue de l'Ouche nouvellement créée et mis en place dans l'attente de la création d'une pénétrante sur le centre-ville dont le tracé pressenti à l'époque empruntait le lit du canal qui devait être comblé.

Enfin, dans les années 1980, afin de soulager les ponts "Bailey" du flux des véhicules débouchant de l'avenue Eiffel pour rejoindre la place du 1^{er} Mai, un tablier en béton armé fut réalisé, reposant sur les culées réhaussées du pont levant.

■ UNE GENÈSE DU PROJET QUI AURA DURÉ TROIS ANS

Dès 1996, les ponts provisoires se révèlent coûteux en entretien, eu égard aux sollicitations engendrées par le trafic important qu'il supportait. En effet, la RD 108G - Avenue Eiffel accueille deux lignes de transport collectif urbain et constitue une voie d'accès stratégique pour rejoindre le centre-ville depuis les faubourgs ouest de Dijon.

Des renouvellements de platelages successifs assortis de nuisances sonores pour les riverains et d'un certain inconfort à l'usage ont amené le Conseil général, propriétaire de l'ouvrage et gestionnaire de la voie et la ville de Dijon à évoquer sa reconstruction définitive.

En parallèle, un besoin de refonte du carrefour formé par l'avenue Eiffel, le quai Nicolas Rolin et l'avenue de l'Ouche s'est manifesté, conforté par une demande de mise en double sens de l'une des branches du carrefour, le quai Nicolas Rolin avec pour corollaire l'intégration d'un flux supplémentaire convergeant vers ce nœud déjà proche de la saturation.

Situé juste au débouché du pont, l'aménagement de ce carrefour ne pouvait être appréhendé indépendamment de la reconstruction de l'ouvrage d'art.

pont Eiffel à Dijon de l'enfant du quartier

Eric Martinez



**RESPONSABLE
DE LA CELLULE
OPÉRATIONNELLE**
Conseil général de la Côte d'Or -
Service Routes

Aussi, la conduite de ces projets aux enjeux interdépendants devait-elle s'appuyer sur une coordination et une collaboration solides entre les services techniques du Département et de la ville de Dijon. Les études menées par cette dernière ont, en 1998, débouché sur la définition d'un carrefour maintenant le principe de la régulation par feux tricolores, abandonnant par là même l'hypothèse de création d'un giratoire.

Dès lors, les études d'avant-projet de reconstruction de l'ouvrage d'art ont pu être initiées.

■ DES BESOINS À SATISFAIRE ET DES CONTRAINTES BIEN SPÉCIFIQUES AU SITE

Le programme de l'opération s'est rapidement caractérisé par l'émergence de besoins allant au-delà de la simple reconstruction d'un pont.

En premier lieu, il s'agissait d'établir par cet ouvrage le lien entre la fonction qu'il devait assurer et le symbole que représente pour les Dijonnais ce site qui vit la naissance de Gustave Eiffel à quelques dizaines de mètres.

Aussi, sans céder à la tentation de copier un style anachronique et impropre au respect des normes de construction et aux limites économiques imposées, l'ouvrage devait s'efforcer d'évoquer le génie du plus illustre des ingénieurs de la région.

De plus, l'aménagement devait intégrer la réalisation d'une voie verte le long de la berge du canal et ainsi créer une percée en passage inférieur assurant la continuité de l'itinéraire cyclable et pédestre en devenir. De fait, les abords du pont et en particulier les rampes des quais d'accès à la berge allaient être remaniées pour s'adapter à ces modifications géométriques.

La difficulté rencontrée résidait dans la nécessité de ne pas dégrader les conditions d'habitabilité des habitants de l'immeuble situé quai Galliot et jouxtant directement le pont dont le rez-de-chaussée s'était déjà retrouvé enterré par une cour anglaise lors du rehaussement des rampes aux ouvrages Bailey, en 1971.

Enfin, cet aménagement devait être l'occasion de reconquérir de l'espace au profit des piétons par l'élargissement du trottoir longeant l'immeuble du quai Galliot, dont la largeur d'origine n'excédait pas 50 cm.

Par ailleurs, la conception dût prendre en considération les contraintes propres au fonctionnement du site en phase de travaux. En effet, s'agissant



**Terrassements en sous-œuvre
du passage inférieur**

Earthworks for underpass



Dépose du tablier Bailey

Removal of Bailey deck

**Détails des voiles de parement
sous le passage inférieur**

Details of underpass facing

d'une route sur laquelle un maintien du double sens de circulation s'imposait en permanence hormis la nuit, les solutions techniques et les sujétions de phasage s'en trouvaient limitées, d'autant qu'il était exclu d'interrompre la circulation fluviale durant les travaux.

Il fallait en outre compter sur la proximité de l'Hôpital général de Dijon qui accueille le SAMU dont l'hélicoptère bénéficie lors de ses manœuvres de décollage et d'atterrissage d'un cône d'envol à libérer de tout obstacle qui ne serait pas bien perçu en cas de brouillard, phénomène climatique courant dans la région.

Enfin, l'attrait du port du canal, de la médiathèque et de différents commerces de proximité non loin du chantier engendrent une forte fréquentation piétonne qu'il convenait de prendre en compte dans l'organisation quotidienne des cheminements le long de la zone de travaux.

■ UNE QUALITÉ ARCHITECTURALE CERTAINE ET DES MATÉRIAUX RÉPONDANT AU SOUCI D'INTÉGRATION DANS LE SITE

En complément des études techniques menées par le bureau d'études SERF, l'architecte dijonnais Gilbert Le Bris fut chargé pour définir le parti archi-

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Pieux : longueur 12 m, diamètre 800 mm, au total 30 t d'acier
- Palplanches : 70 ml de rideau, 100 t d'acier
- Béton : 400 m³ au total, pour la totalité des ouvrages
- Ferrailage : 45 t d'acier
- Poutrelles : 24 t au total
- Garde-corps : 150 ml de longueur totale
- Habillage pierre : 100 m²
- Pavés béton : 220 m²
- Béton désactivé : 260 m²

Livraison
de la passerelle métallique
Delivery of steel walkway



Bétonnage du tablier à poutrelles
enrobées
Concreting of coated-joist deck



Habillage en pierres
des murs de soutènement
quai Galliot
*Stonework of Quai Galliot
retaining walls*

UN DÉMARRAGE DU CHANTIER REMARQUÉ

A l'issue de la procédure de consultation des entreprises, c'est le groupement SNCTP/Maia Sonnier qui s'est vu attribuer le marché de travaux, mais dès l'achèvement des premiers travaux de préparation et d'installation, c'est l'intervention du Centre national des Ponts de Secours qui a marqué le démarrage du chantier.

En effet, cette structure dépendant du ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement et spécialisée dans la mise à disposition de ponts provisoires avait pour mission de récupérer les ouvrages "Bailey" cédés par le département de la Côte d'Or.

Aussi, le mardi 22 février à 20h30, un public venu nombreux malgré la rigueur de l'hiver était venu assister à la dépose du premier tablier Bailey qui devait être démonté les jours suivants avant de rejoindre Paris par camion.

Durant cette première phase, six pieux de diamètre 800 mm furent battus sur leur hauteur de 12 m. Seul l'un d'entre eux présenta un refus au bout de 4 m, s'inclinant lors du battage et obligeant à une vérification par le calcul du système de fondation ainsi obtenu.

Cette phase de chantier se sera aussi caractérisée par des réactions très négatives des riverains et des relations tendues en raison des nuisances sonores occasionnées sur cette période de deux semaines. Au-delà du respect rigoureux des horaires de battage imposées à l'entreprise Maia Sonnier, aucune disposition ne permit d'atténuer sensiblement la gêne ressentie.

Après le bétonnage des chevêtres, des murs garde-grève et des appuis, la pose des premières poutrelles métalliques de type HEA 320 a pu démarrer. Coffré, ferrailé puis bétonné, le demi-ouvrage prolongé d'une demi-dalle en béton armé réalisée à même le sol put recevoir ses équipements (étanchéité, bordures, enrobés) avant d'accueillir la circulation pour le basculement en seconde phase. Cette deuxième phase démarré en juin 2000 marquait également le démarrage des travaux réalisés par la ville de Dijon pour le réaménagement du carrefour et renforçait le besoin de coordination entre les deux chantiers.

En août 2000, la passerelle réalisée par l'entreprise ACCMA d'Autun (Saône-et-Loire) fut livrée sur le site, afin d'être équipée du platelage en azobé avant d'être lancée au-dessus du canal.

Ne restait alors qu'à assembler les garde-corps et corniches constituées d'un motif de poutre-échelle.

Enfin, la troisième et dernière phase de travaux était consacrée essentiellement à la reprise des superstructures de l'ouvrage en béton conservé des années 1980 et au traitement des quais Galliot et Navier, attenants à l'ouvrage.

► tectural des ouvrages et des aménagements connexes. L'idée force qui a sous-tendu son intervention s'appuyait sur la volonté non pas de copier le style Gustave Eiffel mais simplement d'évoquer, en signe d'hommage, des éléments de construction, des matériaux capables de susciter le souvenir du génie de cet homme de l'art tout en restant conforme aux prescriptions techniques et normatives d'aujourd'hui et aux contraintes financières imposées.

Ainsi, cet enjeu s'est en particulier cristallisé sur la création d'une passerelle métallique (bipoutre) destinée à accueillir les cheminements piétons le long de l'ouvrage routier et sur le soin apporté dans le dessin des garde-corps en forme de croix de Saint-André constituées de cornières métalliques boulonnées accompagnées d'une tôle perforée.

En outre, l'emploi de pierre calcaire de la région a-t-il été retenu pour habiller les palplanches prévues en soutènement des rampes le long des quais Galliot et Navier.

A cette occasion, 70 m de palplanches ont été battus en soutènement des rampes d'accès.

Il faut ajouter durant cette séquence la réalisation délicate par terrassement en sous-œuvre de la percée sous l'ouvrage en béton armé réalisé durant les deux phases précédentes.

Le chantier a alors été sensiblement retardé par les intempéries de l'hiver 2000/2001 mais dès les premiers jours du printemps, le béton désactivé (260 m²) composé de gravillons issus de la Tille fut mis en œuvre pour constituer la piste dévolue aux piétons et aux cyclistes sous l'ouvrage.

Achevés en avril 2001 par la réalisation par la ville de Dijon des espaces verts, le chantier aura duré 1 an, deux mois et quelques jours pour requalifier en profondeur le site et rétablir des conditions d'usage confortables et sûres.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitrise d'ouvrage

Conseil général de la Côte d'Or - Direction Infrastructures et Transports

Assistant au maître d'ouvrage

Gilbert Le Bris (architecte DPLG)

Maitrise d'œuvre

- Etudes : bureau d'études SERF
- Travaux : Conseil général de la Côte d'Or - Direction Infrastructures et Transports (J.-M. Pinte)

Contrôle extérieur

Contrôle des études d'exécution : bureau d'études SERF

Assistance au maître d'œuvre

- CETE de Lyon - LRPC d'Autun

Entreprises

- Titulaire du marché, mandataire du groupe : S.N.C.T.P.
- Cotraitant : Maia Sonnier

Sous-traitants

- Etudes d'exécution ; Cogeci
- Armatures : S.N.A.A.M.
- Passerelle métallique : ACCMA Entreprise
- Joint d'étanchéité : R.C.A.
- Etanchéité : SMAC Acieroid
- Enrobés : Colas Est
- Garde-corps et corniches sur ouvrage : Comely
- Mobilier urbain : SARL Morin

ABSTRACT

Reconstruction of Eiffel bridge in Dijon. A structure in memory of a neighbourhood's child

E. Martinez

From February 2000 to April 2001, the Côte d'Or regional council started reconstruction of the bridge over the Bourgogne canal in Dijon on highway RD 108G.

This project, under difficult working conditions owing to the many constraints related to site operations, offered the SNCTP/Maia Sonnier consortium the opportunity to work at the very site where Gustave Eiffel, who was born in the neighbourhood, built a lift bridge at the end of the 19th century.

The new bridge is designed with a coated-joist deck of 12 m span over the canal and a reinforced concrete deck over an underpass created in connection with this project on the bank used by pedestrians and cyclists. The general foundation consists of a system of piles and curtain walls at a depth of 12 m.

These works, valued at 6.5 MF (990,000 €), were financed by the Côte d'Or regional council, with a 1 MF (152,000 €) subsidy by the Burgundy region.

RESUMEN ESPAÑOL

La reconstrucción del puente Eiffel, en Dijón. Una obra en memoria del hijo del barrio

E. Martínez

Entre febrero de 2000 y abril de 2001, la Diputación general del departamento de la Côte d'Or (21) ha procedido a la reconstrucción del puente del canal de Borgoña, en Dijon, en la carretera departamental 108G.

Estas obras, cuyas condiciones de ejecución fueron difíciles debido a los múltiples imperativos relacionados con el funcionamiento del emplazamiento, han constituido la ocasión para la agrupación de empresas constructoras SNCTP/Maia Sonnier de colaborar para la ejecución de una estructura, en el mismo emplazamiento y en el propio barrio en que nació Gustave Eiffel, el cual construyó un puente levadizo hacia finales del siglo XIX.

El nuevo puente está formado por un tablero de viguetas revestidas de 12 m de luz, que salva la vía de agua y un tablero de hormigón armado por encima de un paso inferior creado con motivo de este proyecto en la margen reservada para el uso de los peatones y ciclistas. Los cimientos están formados por un sistema de pilotes y tablestacas sobre una profundidad de 12 m. Estas obras, cuyo importe se ha elevado a 6,5 millones de francos (990 000 €), ha sido costeado por la diputación provincial del departamento de la Côte d'Or y subvencionado a razón de un millón de francos (152 000 €) por la región de Borgoña.

Le viaduc de Saint-André-de-Cubzac permet à l'autoroute A10 de franchir la Dordogne aux environs de la commune de Cubzac-les-Ponts, dans le département de la Gironde. Il a été construit entre 1972 et 1974.

L'ouvrage a été initialement exploité avec une chaussée bidirectionnelle à 2 x 2 voies. Les travaux de réhabilitation de ce viaduc, achevés en juin 2001, s'inscrivent dans l'opération de mise à 2 x 3 voies de l'autoroute A10 confiée à Autoroutes du Sud de la France.

En parallèle à la réhabilitation du viaduc existant, un ouvrage permettant de doubler le franchissement de la Dordogne a été achevé en 2000. Les chaussées des deux ouvrages, neuf et ancien, sont aujourd'hui monodirectionnelles à trois voies.

Les travaux de réhabilitation comprenaient essentiellement le vérinage de l'ensemble de l'ouvrage et le remplacement des appareils d'appui, le blocage des deux joints de dilatation intermédiaires et la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle extérieure à l'intérieur du caisson.



Photo 1
Vue d'ensemble de l'ancien viaduc (à gauche) avec les passerelles d'accès aux têtes de pile et du viaduc de doublement

Overall view of old viaduct (on left) with access walkways to pier heads and doubling viaduct

■ DESCRIPTION DE L'OUVRAGE DANS SON ÉTAT INITIAL

L'ouvrage a été construit par encorbellements successifs à partir de voussoirs préfabriqués, mono-caisson à âmes inclinées, dont le hourdis supérieur est nervuré transversalement. Le pont (photo 1), d'une longueur totale de 1161,55 m, était constitué de trois tronçons discontinus :

- ◆ un viaduc d'accès rive gauche (côté Bordeaux), de longueur 283,90 m : C1-P6, travées : 36,80 - 2 x 58,0 - 57,95 - 57,90 ;
- ◆ un viaduc principal de longueur 594,10 m : P7-P12, travées : 74,05 (P6-P7) - 5 x 95,3 - 74,05 - (P12-P13) ;
- ◆ un viaduc d'accès rive droite (côté Paris), de longueur 283,55 m : P13-C18, travées : 4 x 57,90 - 36,70.

Les travées P6-P7 et P12-P13 comportaient des joints de dilatation cantilever (photo 2), les voussoirs porteurs appartenant aux viaducs d'accès et les voussoirs portés à l'ouvrage principal. Les axes des joints étaient situés respectivement à 15,25 m

Photo 2
Vue extérieure du joint cantilever avant travaux
External view of cantilever joint before works



Conception du pont de

de l'axe de la pile P6 pour le premier, et 15,25 m de l'axe de la pile P13 pour le deuxième.

Les voussoirs des viaducs d'accès sont de hauteur constante égale à 2,85 m. La hauteur des voussoirs du viaduc principal varie entre 5,50 m sur pile et 2,50 m à la clé.

Les viaducs d'accès reposaient sur une ligne unique de quatre appuis Néoprène au droit des piles courantes, et sur une ligne unique de deux appuis Néoprène avec plaques de glissement au droit des culées. Le viaduc principal reposait sur deux lignes de quatre Néoprène.

La précontrainte longitudinale était assurée par des câbles intérieurs 12T13 et 12 Ø 8 du procédé Freyssinet. Le hourdis supérieur des voussoirs sur pile est précontraint transversalement par des câbles 12 Ø 7.

Le profil en long de l'ouvrage est une parabole de 8000 m de rayon, dont le sommet est centré sur le milieu de l'ouvrage et dont les extrémités se raccordent à des pentes de 5 %.

L'ouvrage a une largeur constante de 17,20 m hors tout. L'axe en plan de l'autoroute est constitué d'un cercle de rayon 1200 m, de C1 à P3, se raccordant par une clothoïde à un alignement droit régnant jusqu'à P15, suivi par une clothoïde jusqu'à C18.

■ DÉSORDRES CONSTATÉS

Les inspections menées par le CETE de Bordeaux et par Scetauroute ont mis en évidence les désordres suivants :

- ◆ des fissures de décompression de joints conjugués, dans les travées du viaduc principal comme dans celles des viaducs d'accès, ayant pour origine une insuffisance de résistance du tablier vis-à-vis de la flexion longitudinale ;
- ◆ une déformation en plan du viaduc principal : une variation dans le temps du rayon de courbure en plan a provoqué un déplacement transversal du tablier au droit des joints cantilevers de quelques centimètres. Une première réponse à ce problème a été donnée en 1992 par la mise en place de butées transversales au droit de ces joints ;
- ◆ un fort endommagement des appareils d'appuis, certains présentant des défauts de portance.

■ TRAVAUX DE RÉHABILITATION

Les travaux de réhabilitation suivants ont été entrepris :

de la réhabilitation Saint-André-de-Cubzac

- ◆ le complexe d'étanchéité existant a été raboté afin de dégager la totalité de l'extrados du tablier, et remplacé en fin d'opération;
- ◆ l'ensemble de l'ouvrage a été relevé de 30 cm par vérinage;
- ◆ l'ensemble des appareils d'appui de l'ouvrage a été remplacé;
- ◆ les deux cantilevers de l'ouvrage ont été clavés, le bridage bloquant toutes les sollicitations (moments de flexion, moment de torsion, effort tranchant, effort normal);
- ◆ une précontrainte extérieure additionnelle a été mise en œuvre à l'intérieur du caisson;
- ◆ les équipements de sécurité ont fait l'objet d'une réfection;
- ◆ les culées ont été modifiées, les joints de chaussée sur culées remplacés.

Nous nous attacherons ci-après plus particulièrement à la description de la conception des opérations de vérinage, remplacement des appareils d'appui, clavage des cantilevers, précontrainte de renforcement et remplacement du complexe d'étanchéité.

■ VÉRINAGE DE L'OUVRAGE ET REMPLACEMENT DES APPAREILS D'APPUI

Le vérinage de 30 cm de l'ensemble de l'ouvrage avait pour objectif de permettre :

- ◆ la dépose des appareils d'appui existants;
- ◆ l'adaptation des dés d'appui existants aux nouveaux appareils d'appui et au nouveau schéma statique de l'ouvrage;
- ◆ la mise en place des nouveaux appareils d'appui.

Le vérinage a été pratiqué après rabotage des superstructures, les cantilevers n'étant pas encore bridés.

Le relevage de l'ouvrage de 300 mm s'est opéré par vérinages successifs de chacun des trois viaducs, par passes de 100 mm, en préservant une dénivellation relative maximum :

- ◆ de 50 mm longitudinalement entre deux viaducs consécutifs;
- ◆ de 10 mm longitudinalement entre deux appuis consécutifs d'un même viaduc;
- ◆ de 3 mm transversalement entre les appuis d'une même pile.

Le viaduc principal reposait sur deux files de Néoprène par pile, enfermant des moments d'encastrement de flexion longitudinale et de torsion, ainsi

que des efforts horizontaux. L'espacement en tête de pile étant très réduit, il était impossible de reprendre les moments d'encastrement de flexion longitudinale. Les vérins ont donc été couplés longitudinalement, libérant la rotation de flexion longitudinale.

Le calcul justificatif de la flexion longitudinale de l'ouvrage en configuration de vérinage a donc superposé :

- ◆ un premier schéma statique de l'ouvrage appuyé sur Néoprène, modélisés par des encastres élastiques :
 - reprenant l'état à vide de la structure existante, issu d'un recalcul complet mené par le bureau d'études du maître d'œuvre,
 - intégrant l'effet du rabotage des superstructures;
- ◆ un deuxième schéma statique de l'ouvrage appuyé sur vérins, modélisés par des appuis simples, auquel sont appliqués :
 - les moments d'encastrement et les efforts horizontaux enfermés dans les Néoprène initiaux sous charges permanentes,
 - les effets des dénivellations sous vérinage,
 - le gradient thermique et la dilatation fréquents,
 - les charges de chantier appliquées au tablier pendant le vérinage.

L'ouvrage restant trois mois sur vérins, pendant la phase de modification des dés d'appui, le schéma statique sur vérins autorisait les dilatations : les vérins étaient équipés de plaques de glissement à l'exception des vérins de deux piles par viaduc, constituant les points fixes de ces viaducs par rapport aux efforts horizontaux.

Le clavage des cantilevers a transformé trois ouvrages libres de se dilater indépendamment en un ouvrage monolithe, augmentant sensiblement les longueurs dilatables et donc l'amplitude des variations linéaires subies par les viaducs d'accès. Ainsi, la distance de la culée C1 au point fixe vis-à-vis des variations linéaires est passée de 142 m dans la structure initiale (le point fixe se trouvant alors entre P3 et P4) à 581 m dans la structure clavée (le point fixe se trouvant alors entre P9 et P10). L'ensemble de l'ouvrage reposait initialement sur des appuis Néoprène. Du fait de la modification du schéma statique de l'ouvrage, cette disposition n'était pas reproductible sur les viaducs d'accès. En conséquence :

- ◆ les piles du viaduc d'accès (P2 - P6 et P13 - P17) ont été équipées d'une file de deux appuis à pot glissants de 1 200 t chacun;
- ◆ les culées C1 et C18 d'une file de deux appuis à pot glissants de 450 t chacun;

Daniel Giacomelli



DIRECTEUR DU PROJET
Scetauroute

Louis Marracci



CHARGÉ DES ÉTUDES
D'EXÉCUTION
Bureau d'études Bouygues
Travaux Publics

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Autoroutes du Sud de la France

Maître d'œuvre

Scetauroute, Jean Muller International

Groupement d'entreprises

Bouygues Travaux Publics, VSL, Dalla Vera

Etudes d'exécution

Bureau d'études Bouygues Travaux Publics

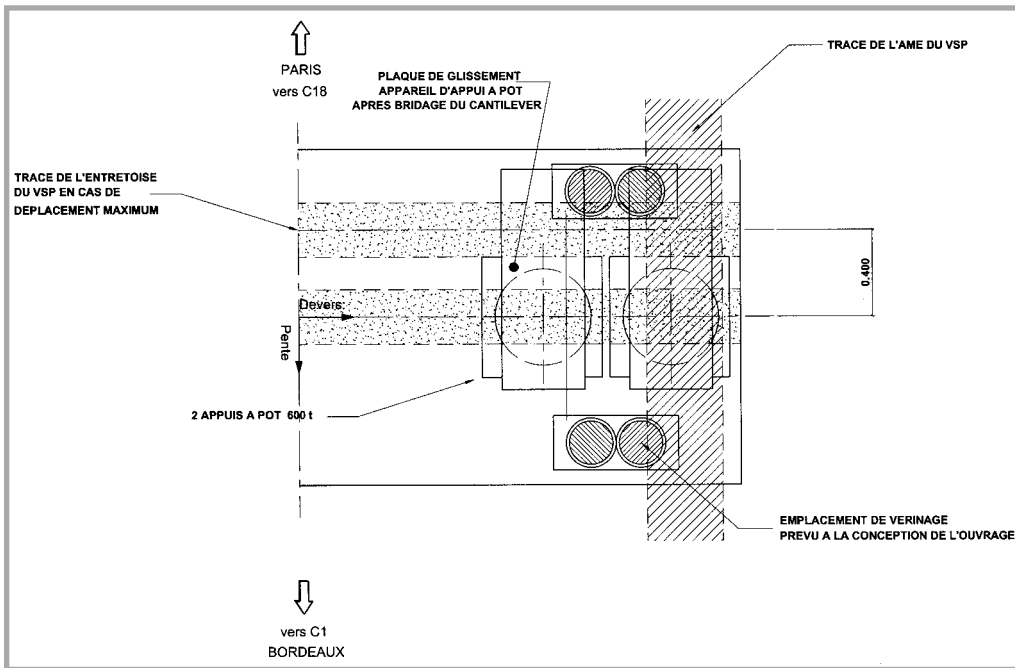


Figure 1
Demi-vue en plan de l'aménagement de tête de pile du viaduc d'accès avec vérins à l'emplacement prévu à la conception de l'ouvrage et deux appuis à pot de 600 t

Half plan design view of access viaduct pier head with jacks at location planned for the structure and two pot bearings of 600 t

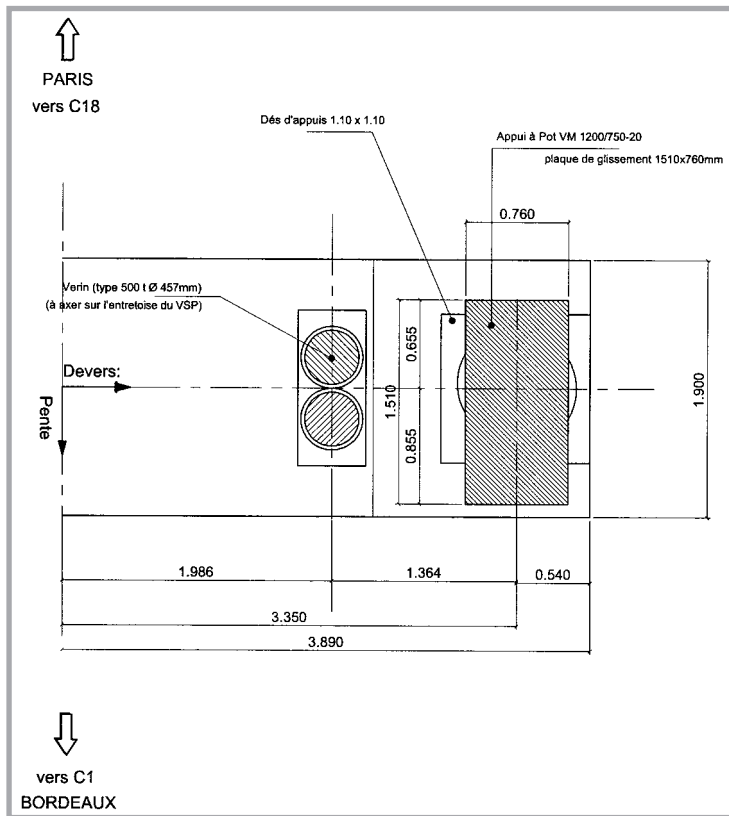


Figure 2
Demi-vue en plan de l'aménagement de tête de pile adopté pour le viaduc d'accès

Half plan view of pier head adopted for the access viaduct

Photo 3
Renforcement transversal du hourdis supérieur des VSP et V1 des viaducs d'accès en phase de vérinage

Cross reinforcement of upper slab of additional climbing lanes and first lane (V1) on access viaducts in jacking phase



- ◆ les piles P7 et P12 de deux files de quatre appuis à pot glissants de 750 t chacun ;
- ◆ les piles P8 à P11 de deux files de quatre Néoprène 800 x 800.

Sur les piles du viaduc d'accès, deux appareils d'appui de 1200 t ont été préférés à quatre appareils de 600 t, pourtant plus faciles à mettre en œuvre, du fait d'un meilleur cheminement des efforts : dans la configuration initiale, à faible déplacement longitudinal, la file de 2 x 2 appuis Néoprène était située à la verticale de l'entretoise du voussoir sur pile. Après clavage des cantilevers, les déplacements longitudinaux au droit des piles des viaducs d'accès pourront conduire à un excentrement longitudinal entre l'axe des appuis à pot et l'entretoise. Dans le cas de doublets d'appui de 600 t, l'appui intérieur tombe alors au droit d'une section non raidie du hourdis inférieur alors que l'appui extérieur reste au droit de l'âme. Du fait des différences de rigidité, ceci risque de recharger l'appui extérieur et d'induire un dysfonctionnement. De plus, il y a risque de poinçonnement du hourdis au droit de l'appui intérieur. L'utilisation d'un appui de 1200 t au lieu de deux appuis de 600 t minimise l'excentrement transversal et permet une transmission directe de la réaction d'appui à l'âme (figure 1).

L'utilisation des emplacements de vérinage prévus lors de la conception du pont s'est avérée problématique, tant pour les viaducs d'accès que pour le viaduc principal.

Dans le cas des viaducs d'accès, ces emplacements de vérinage étaient situés de part et d'autre des appuis Néoprène initiaux, dans le sens longitudinal. Ces emplacements ne permettaient pas de reconstituer le bossage sur toute la longueur de la plaque de glissement du nouvel appareil d'appui à pot, cette longueur pouvant atteindre 1,50 m du fait du monolithisme de la structure réparée (figure 1). Il fallait donc changer la position des vérins. La position retenue (figure 2) consistait à placer les vérins du côté de l'axe longitudinal de l'ouvrage, où la hauteur disponible permettait l'utilisation directe de vérins hydrauliques, sans utilisation préalable de vérins plats. Cette position permettait en outre de libérer complètement la zone des dés d'appui, en facilitant l'intervention sur ces derniers. Cette disposition éloignant la réaction d'appui de l'âme, induisait par effet de bielle un effort de traction dans le hourdis supérieur (figure 3). L'évaluation de la capacité résistante du hourdis supérieur d'après les plans de récolement, en prenant en compte une diffusion à 45° des efforts, a conduit à préconiser un renforcement transversal du hourdis supérieur de 200 t. Le renforcement s'est fait à l'aide de huit barres de précontrainte Ø 26,5 mm tendues à 25 t, s'appuyant sur des sabots bridés dans des trous d'inserts de levage des voussoirs sur pile et des voussoirs V1 (photo 3). Cette disposition est analogue à un brélage de voussoirs

préfabriqués, mais disposé ici dans le sens transversal de l'ouvrage.

Dans le cas du viaduc principal, les emplacements de vérinage prévus, situés au droit des âmes, entre les doublets d'appareils d'appui, ne posaient pas de problème particulier vis-à-vis du tablier. Par contre, les vérins étaient positionnés au droit d'une zone du chevêtre de tête de pile ne présentant quasiment aucun ferrailage dans le sens longitudinal, faisant craindre une rupture de l'équilibre du coin de béton situé à l'aplomb des vérins. L'étude de schémas de rupture réalistes a montré que la stabilité de ce coin n'était pas assurée sous les efforts appliqués (1 300 t ELS par côté) à moins de clouer ce coin sous un effort de 200 t ELS. Le problème était d'autant plus sensible que la durée d'application de la charge était de trois mois. Le renforcement adopté consiste à mettre en œuvre deux barres de précontrainte \varnothing 50 mm tendues à 100 t disposées dans la direction transversale du chevêtre (figure 4). Ces barres, cachetées et injectées, sont définitives.

La modification des dés d'appui existants devant se faire dans un environnement particulièrement exigu, a fait l'objet d'un examen attentif, afin de conserver au maximum les bossages initiaux. Les contraintes à respecter pour y parvenir étaient les suivantes :

- ◆ compatibilité de la longueur des bossages existants avec la longueur des plaques de glissement des nouveaux appareils d'appui ;
- ◆ compatibilité de la position relative du tablier par rapport aux piles dans l'état existant avec le positionnement de l'appui sur sa plaque de glissement ;
- ◆ compatibilité de la largeur des bossages existants avec la largeur des appareils d'appui.

Chacune de ces contraintes a fait l'objet d'un examen attentif, sur la base d'un relevé topographique. Cette démarche a permis de conserver les bossages de culées et des piles des viaducs d'accès les moins éloignées du centre de retrait. Les bossages supérieurs et inférieurs du viaduc principal ont dû être démolis, "l'extension" des bossages existants à partir du bossage initial par adjonction de béton ne permettant pas de garantir le monolithisme des dés d'appui, ce qui n'est pas admissible pour ces zones supportant des efforts concentrés importants. Les dés d'appui à démolir l'ont été par sciage au fil (photo 4). Le vérinage n'a occasionné aucun désordre structurel.

■ CLAVAGE DES JOINTS CANTILEVERS

Les joints cantilevers dans leur état initial présentaient les caractéristiques suivantes :

- ◆ les voussoirs portés (côté viaduc principal) re-

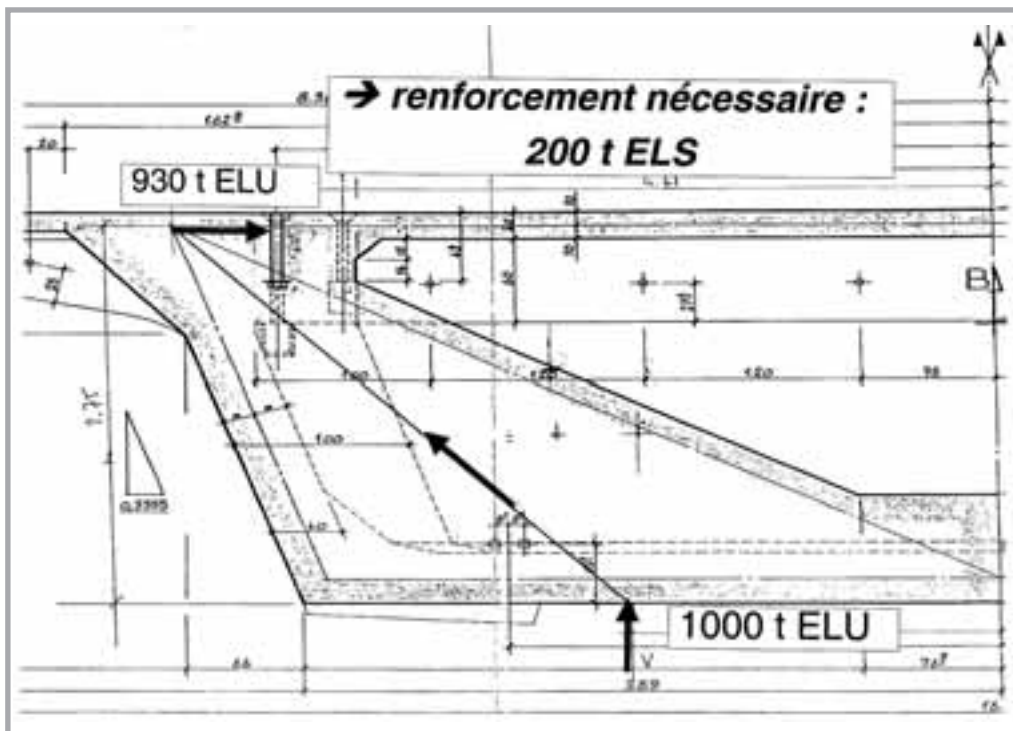


Figure 3
Effort de traction dans le hourdis supérieur des VSP des viaducs d'accès en configuration de vérinage
Tensile stress in upper slab of additional climbing lanes on access viaducts in jacking configuration

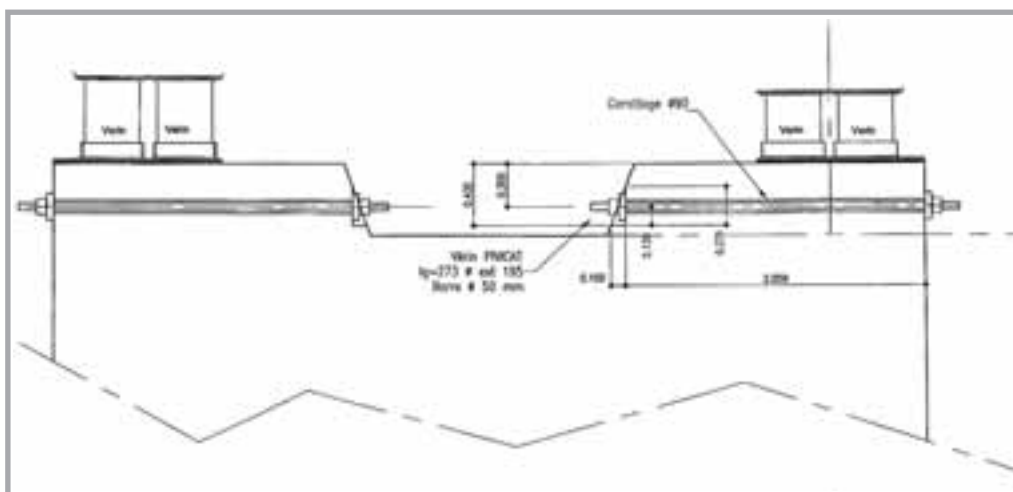


Figure 4
Coupe transversale.
Renforcement des têtes de pile du viaduc principal en configuration de vérinage
Cross section. Strengthening of main viaduct pier heads in jacking configuration



Photo 4
Sciage au fil d'un dé d'appui du viaduc principal
Wire sawing of main viaduct foundation block

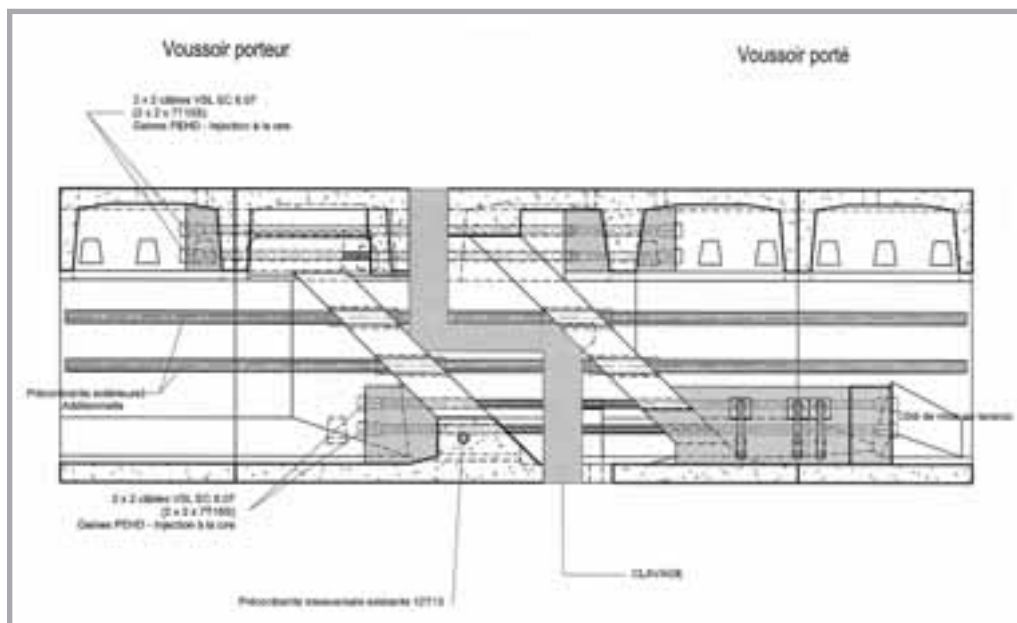


Figure 5
Coupe longitudinale du cantilever
après bridage
Longitudinal section of cantilever
after securing

posaient sur les voussoirs porteurs (côté viaduc d'accès) par l'intermédiaire d'appuis Néoprène localisés sur des consoles dans le prolongement des âmes ;

- ◆ les voussoirs d'articulation présentent des entretoises inclinées assurant la transmission de l'effort tranchant des consoles à l'intégralité de la section du tablier ;

- ◆ les voussoirs d'articulation sont fortement précontraints, longitudinalement (les câbles débouchant dans l'about des consoles), transversalement, ainsi que dans le plan des entretoises ;

- ◆ les charpentes métalliques mises en place en 1992 pour reprendre les déformations transversales parasites sont bridées l'une sur le voussoir porté, l'autre sur le voussoir porteur. Un appui à pot fonctionnant dans le plan vertical transversal est fixé à la charpente du voussoir porté.

Le principe adopté pour le bridage est le suivant (figure 5) :

- ◆ l'appui à pot assurant le blocage transversal du cantilever est remplacé par un vérin de 150 t ;

- ◆ le voussoir porté est vériné pour décharger et retirer les Néoprène. On insère à leur place des cales métalliques sur lesquelles la charge des vérins est transférée ;

- ◆ quatre cales en béton, situées aux quatre angles du caisson, sont coffrées, ferrillées et bétonnées ;

- ◆ le bridage provisoire de l'articulation pendant la phase de clavage est réalisé par l'injection de l'interface entre les cales et la face du voussoir en vis-à-vis des cales, et la mise en tension de deux paires de câbles extérieurs 27T15S traversant le joint cantilever, l'une à 0,75 Frg et l'autre à 17 % de 0,75 Frg. La section des cales et l'intensité de la précontrainte mise en œuvre sont dimensionnées pour reprendre les sollicitations sous gradient thermique fréquent $\pm 6^\circ\text{C}$ et les charges de chantier ;

- ◆ le clavage est coffré, ferrillé et bétonné : hourdis supérieur et inférieur, âmes, interface horizontale entre les deux tétons. Les cales métalliques sont noyées ;

- ◆ le bridage définitif est assuré par la section de clavage, précontrainte par trois paires de câbles

extérieurs 27T15S tendus à 0,75 Frg et huit câbles éclisses 7T15, ancrés dans des bossages rapportés. Le vérin provisoire assurant le blocage transversal est alors déchargé et retiré. La charpente métallique est laissée en place, son enlèvement risquant d'endommager la structure, mais elle n'a plus aucun rôle mécanique.

L'intérêt du bridage provisoire par cales béton est d'éviter la mise en œuvre d'une charpente extérieure lourde pour reprendre les sollicitations pendant les phases de clavage.

La principale difficulté rencontrée lors de la mise en œuvre de cette méthode a été la localisation des câbles et tiges de précontrainte existants, préalablement aux forages nécessaires à la mise en œuvre des câbles éclipse (forages longitudinaux) et des tiges de clouage des bossages d'ancrage de la précontrainte éclipse (forages transversaux). Les relevés radar se sont avérés difficiles à interpréter, du fait des fortes épaisseurs de béton et de la densité du ferrillage. On a procédé par sécurité à des préforages complémentaires, qui ont permis de conforter l'interprétation des relevés radar. Les variations de la position réelle des tiges et câbles de précontrainte existants a nécessité l'établissement de plans de forage "sur mesure" : autant de plans que de demi-voussoirs d'articulation, soit quatre implantations différentes par type de forage ! Aucun endommagement de la précontrainte existante n'a eu lieu lors des opérations de forage.

Le bridage provisoire a été réalisé par une mise en tension partielle des câbles extérieurs plutôt que par une mise en tension des câbles éclipse, pour éviter de placer les délicates opérations de forage, préalables à la mise en œuvre des câbles éclipse, sur le chemin critique du chantier.

■ PRÉCONTRAÎTE ADDITIONNELLE DE RENFORCEMENT

Les principes qui ont guidé l'établissement du tracé de la précontrainte additionnelle de ce projet sont les suivants :

- ◆ réduire le nombre des massifs additionnels d'ancrage et de déviation de la précontrainte de renforcement, ces massifs étant d'une mise en œuvre complexe (couture des efforts d'ancrage, ferrillage dense, complexité des formes) ;

- ◆ réduire les déviations des câbles au strict nécessaire pour réduire les pertes et faciliter la mise en œuvre ;

- ◆ utiliser des unités de fortes capacités pour ne pas accroître l'encombrement du caisson.

Ces idées ont conduit à développer un câblage présentant un tracé parallèle à l'extrados, évitant ainsi tout massif déviateur. Un tel tracé de précontrainte rectiligne sur une poutre hyperstatique sur ap-

puis multiples génère une précontrainte centrée. Ce choix se justifie :

- ◆ du fait que l'objectif de la précontrainte de renforcement est bien de combler un déficit de contraintes normales, et non de cisaillement. L'examen des notes de calculs de l'état existant établies par le bureau d'études du maître d'œuvre prouve en effet que les contraintes tangentes s'écartent peu des valeurs admissibles du BPEL ;

- ◆ du fait de la présence de nervures transversales sous le hourdis supérieur de l'ouvrage existant : celles-ci réduisent fortement l'efficacité d'une précontrainte ondulée, la variation d'excentricité n'étant que de 1,52 m pour une hauteur de 2,85 m dans le viaduc d'accès.

Enfin, dans le but de réduire le nombre des massifs d'ancrage, la longueur des câbles a été choisie au maximum techniquement raisonnable, ce qui est facilité par l'absence de déviation ; la longueur des câbles est comprise entre 288 et 480 m. La précontrainte principale mise en place est constituée de 2 x 4 câbles 28T15S pour le viaduc principal et 2 x 3 câbles 27T15S pour l'ouvrage d'accès. Les câbles de 28 torons au maximum sont placés dans des gaines et des ancrages de 31T15.

Les viaducs d'accès sont précontraints par des câbles allant du VSC1 ou de l'entretoise P2 à l'entretoise P7 ou P8 (respectivement C18-P17 à P12 ou P11).

Le viaduc principal est précontraint par des câbles qui vont du VSP 7 ou 8 au VSP 11 ou 12.

Il y a en tout huit massifs d'ancrage, situés au droit des voussoirs sur culées et sur piles, cloués à la structure du tablier par des barres de précontraintes courtes de type Macalloy de diamètre 50 mm (photo 5).

Les massifs d'ancrage sont coulés contre le béton ancien après repiquage soigné jusqu'aux armatures, ce qui permet d'adopter un coefficient de frottement ϕ de 1,00.

La justification de la précontrainte de clouage des massifs se base :

- ◆ à l'ELS, sur la seule résistance au frottement développée par l'interface béton ancien/massif d'ancrage, sous l'effet de la précontrainte de clouage ;
- ◆ à l'ELU, sur la résistance au frottement développée par l'interface béton ancien/massif d'ancrage, développée sous l'effet de la précontrainte de clouage, ainsi que sur la résistance des armatures présentes dans les entretoises de l'ouvrage existant, considérées comme aciers de couture.

Bien que les massifs d'ancrage soient pour la plupart "équilibrés", c'est-à-dire que les efforts horizontaux résultant à l'interface entre le massif et le béton ancien sont à peu près nuls, les phases de construction et de maintenance ultérieures ont incité à dimensionner la précontrainte de clouage sous l'effet d'efforts horizontaux correspondant à un "déséquilibre" de deux ancrages d'un même côté.



Photo 5
Massif d'ancrage de la précontrainte additionnelle sur viaduc principal, avant mise en tension des tiges de clouage

Anchoring block for additional prestressing on main viaduct before tensioning of nailing rods



Photo 6
Vue extérieure des tiges de clouage du massif d'ancrage de la précontrainte additionnelle sur culée ; la position des câbles est dessinée sur l'âme

Outside view of nailing rods on anchorage block for additional prestressing on abutment ; the position of the cables is drawn on the web

Les forages dans les âmes, préalables à l'installation des tiges de clouage, ne présentaient pas de risque d'interférence avec des câbles de précontrainte existants, dans le cas des voussoirs sur pile, les câbles étant logés dans le hourdis supérieur. Le problème se posait par contre dans les âmes des voussoirs sur culée, zone de relevage des câbles existants. La position de ceux-ci a été repérée au radar, et confirmée par préforage. L'implantation des tiges de clouage sur culée, ainsi que la conception du ferrailage de ces massifs, s'est basée sur ces relevés, pas toujours homogènes avec les plans de récolement (photo 6).

■ RÉFECTION DE LA COUCHE D'ÉTANCHÉITÉ ET DE LA COUCHE DE ROULEMENT

Le complexe initial a été intégralement raboté, jusqu'au dégagement de la totalité de l'extrados du tablier. Sur la base de relevés topographiques effectués après relevage du tablier, changement des appareils d'appui, clavage des cantilevers et mise en tension de la précontrainte additionnelle, une étude a été menée, visant à déterminer une surface rouge optimisée, respectant le critère de rayon de courbure longitudinal minimum de 3500 m et proscrivant le rabotage du tablier.

Cette étude a conduit à une quantité de reprofila-

ge très importante, du fait d'une géométrie initiale chaotique. Cette quantité de reprofilage posait en outre un problème de justification en flexion longitudinale pour quelques sections.

Il a alors été décidé d'assouplir quelque peu l'application du critère de confort, ce qui a permis, tout en maintenant des raccordements aussi progressifs que possible et en évitant le rabotage du tablier, de diminuer sensiblement les quantités de reprofilage à mettre en œuvre.

CONCLUSION

Par rapport à l'étude d'exécution "classique" d'un ouvrage neuf, l'étude du renforcement d'un ouvrage existant pose quelques problèmes spécifiques :

- ◆ la conformité quelquefois relative entre les plans de récolement et l'ouvrage réellement construit, et les surprises qui peuvent en découler, par exemple lors de la localisation *in situ* de câbles de précontrainte. D'où l'intérêt d'anticiper au maximum les reconnaissances en place, pour éviter la reprise dans l'urgence d'un *design* basé sur les documents de récolement ;

- ◆ la sous-estimation de tâches habituellement anodines lors de l'étude d'exécution d'un ouvrage neuf, qui peuvent devenir problématiques dans le cas d'une rénovation. C'est le cas de la définition de la surface rouge optimisée, qui ne pose pas de problème particulier à la fin de la construction d'un ouvrage dont la géométrie a été convenablement suivie et maîtrisée, mais qui peut entraîner des difficultés en fin de chantier pour peu que l'ouvrage ait été construit à une époque où ces problèmes étaient moins bien dominés ;

- ◆ les limites de la remise à niveau d'un ouvrage construit trente ans plus tôt, avec des règlements, des outils et des méthodes de calcul ayant connu d'importants changements. La règle voulant que dans le cas d'un renforcement, la mise en conformité d'un ouvrage au CCTG ne s'applique qu'aux parties d'ouvrage renforcées n'est pas d'application aisée. Le présent marché de renforcement, ne concernant *a priori* que le comportement longitudinal du tablier, a ainsi conduit à des renforcements provisoires ou définitifs de sa structure transversale et des têtes de pile.

COÛTS ET DÉLAIS

Le montant total du marché s'élève à 8,58 millions d'euros HT, dont 6,7 millions d'euros HT pour le lot principal, concernant les travaux de renforcement structurel proprement dit.

La commande d'études et méthodes a été passée le 29 mai 2000, le marché signé le 1^{er} août 2000. L'ouvrage a été livré le 16 juin 2001 avec deux semaines d'avance.

ABSTRACT

Design of Saint-André-de-Cubzac bridge rehabilitation

D. Giacomelli, L. Marracci

The Saint-André-de-Cubzac viaduct, completed in 1974, allows the crossing of the Dordogne by the A10 motorway. With its total length of 1 161.55 m, this viaduct was built by successive cantilevering using precast segments. It is made up of three discontinuous sections separated by cantilever expansion joints : two access viaducts, with a span of 58 m, flanking a main viaduct of 95-m span. Rehabilitation work on this viaduct was undertaken in connection with the upgrading of this motorway section from dual two-lane to dual three-lane carriageways, along with the construction of a doubling bridge over the Dordogne. The main phases of this rehabilitation included raising the entire structure by 30 cm, replacing all bearings, keying of cantilever joints and additional outer prestressing. The reinstated structure was delivered on 16 June 2001.

RESUMEN ESPAÑOL

Concepto aplicado para la rehabilitación del puente de Saint-André-de-Cubzac

D. Giacomelli y L. Marracci

El viaducto de Saint-André de-Cubzac (Gironde), terminado en 1974, permite salvar el río Dordoña por la autopista A10. De una longitud total de 1161,55 m, este viaducto fue construido por voladizos sucesivos formados por dovelas prefabricadas. Está constituido por tres tramos discontinuos, separados por juntas de dilatación cantilever : dos viaductos de acceso, de un tramo corriente de 58 m, que encuadran a un viaducto principal de tramo corriente de 95 m. La rehabilitación de este viaducto fue efectuada con motivo del ensanche de 2 x 2 canales a 2 x 3 canales de la autopista en este tramo, en paralelo con la construcción de una estructura de duplicación del franqueo del río Dordoña. Las etapas principales de la rehabilitación han consistido en la elevación de la estructura de 30 cm, la sustitución del conjunto de los aparatos de apoyo, el enclavamiento de las articulaciones cantilever y la aplica-

ción de un pretensado complementario exterior. Una vez consolidado, ha sido abierto al tráfico el 16 de junio de 2001.

Réparation du viaduc du Val de Durance sur l'autoroute A51

Robert Bondil
CHEF DU SERVICE STRUCTURES -
VIABILITÉ - SÉCURITÉ
ESCOTA

Pierre Trouillet
RESPONSABLE CELLULE OUVRAGES
D'ART - DIVISION CONSTRUCTION
ENTRETIEN
Contrôle des Autoroutes

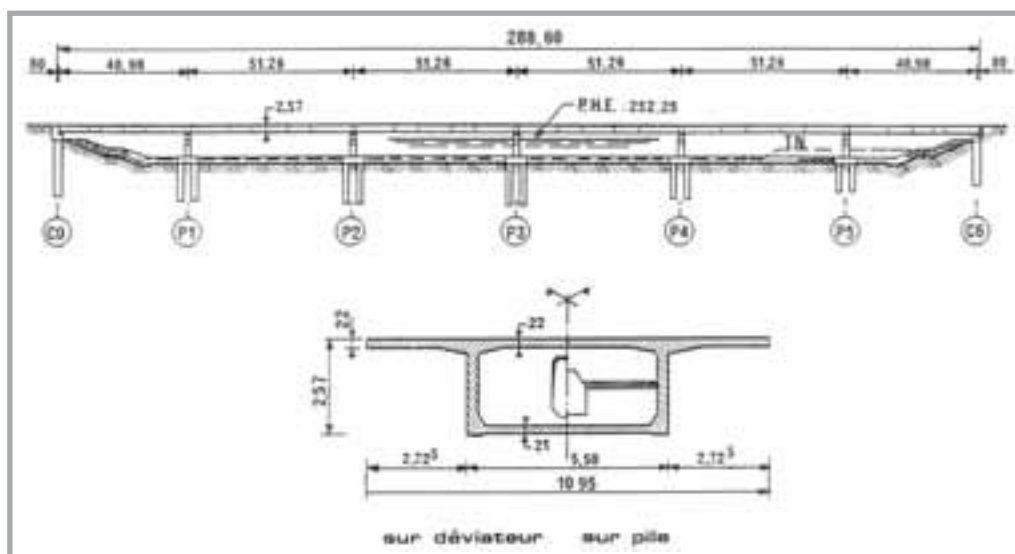
Jean-Claude Bastet
CHEF DU DOMAINE OUVRAGES D'ART
CETE - LRPC Aix-en-Provence

L'autoroute A51 franchit la Durance par un viaduc de 290 m de longueur, mis en service en 1986. Cet ouvrage présente la particularité d'une précontrainte totalement extérieure au béton. Au cours d'une inspection détaillée de l'ouvrage en 1994, la rupture d'un câble a été constatée.

Suite à cette rupture due à une corrosion anormalement rapide des armatures de précontrainte, diverses investigations ont été menées pour quantifier l'ampleur de ce phénomène.

Suite à ces investigations, il a été décidé de procéder au remplacement de tous les câbles, en faisant appel à des méthodes innovantes, en particulier pour la mise en sécurité du tablier après enlèvement de tous les câbles et pour la découpe des câbles dans des conditions optimales de sécurité pour le personnel affecté aux travaux.

Figure 1
Coupes longitudinale et transversale
Longitudinal and cross sections



■ PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Le viaduc de la Durance, sur l'autoroute A51, a été construit par Campenon Bernard à partir de septembre 1983 et mis en service en 1986. La Société de l'Autoroute Estérel Côte d'Azur Provence Alpes (ESCOTA) en est le maître d'ouvrage et Sctauroute en était le maître d'œuvre.

L'ouvrage est constitué de deux tabliers indépendants de 10 m de large et de six travées en béton précontraint, d'une longueur de 288,60 m. Les portées pour chaque tablier sont les suivantes : 40,98 m, 4 x 51,26 m et 40,98 m.

Les piles de l'ouvrage sont fondées – par l'intermédiaire d'une semelle de 1,60 m d'épaisseur – sur quatre barrettes de 0,60 m x 2,20 m. Les culées reposent sur deux barrettes de 0,60 m x 2,70 m. Les barrettes ancrées dans le substratum ont une longueur variable, suivant les appuis, de 9 à 17 m (figure 1).

Les tabliers ont été mis en place par poussage. L'ouvrage est un pont caisson de hauteur constante de 2,57 m qui fut construit sur la rive gauche de la Durance par travée entière, sur un banc de préfabrication de 85 m de longueur. Chaque tablier a été poussé par deux vérins hydrauliques à double effet de 200 t de capacité unitaire et de 1 m de course. La mise en place de chaque tablier a nécessité la mise en œuvre de palées provisoires intermédiaires entre les piles (figure 2).

Sur le réseau autoroutier concédé cinq ouvrages avaient déjà été préalablement construits avec une précontrainte partiellement extérieure :

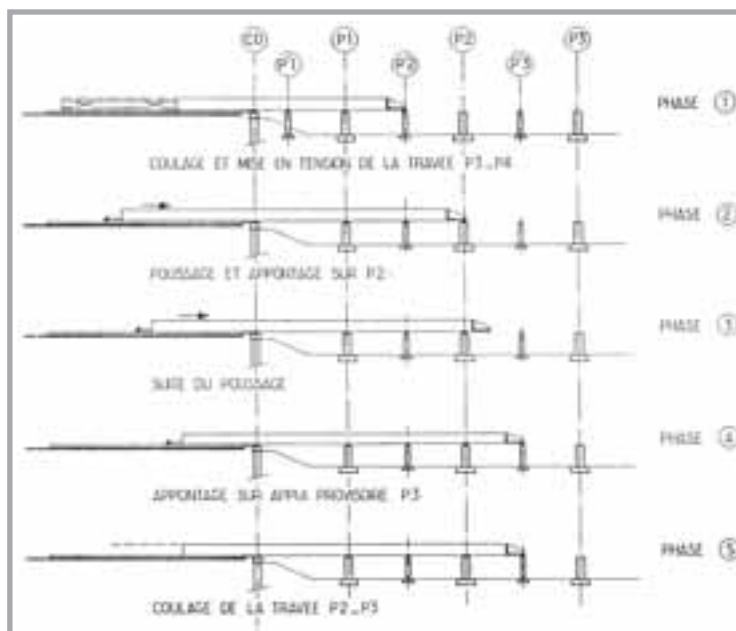


Figure 2
Schéma du poussage
d'un tablier
Deck pushing diagram

Campeon Bernard

Campeon Bernard

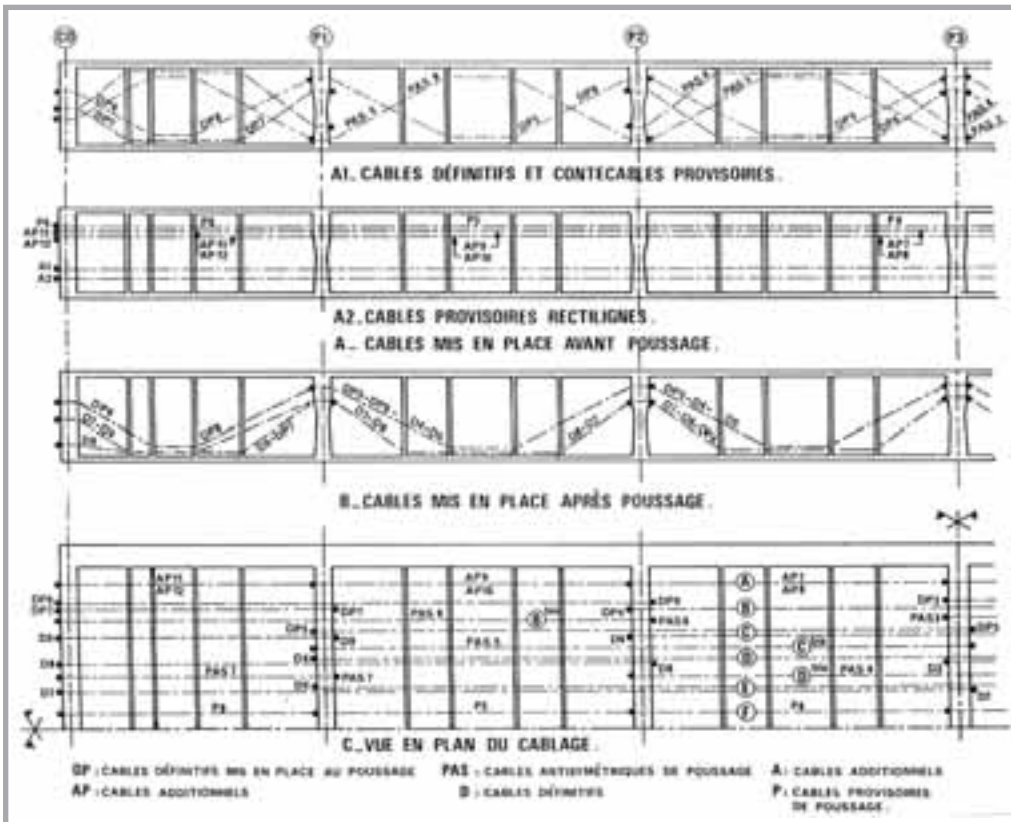
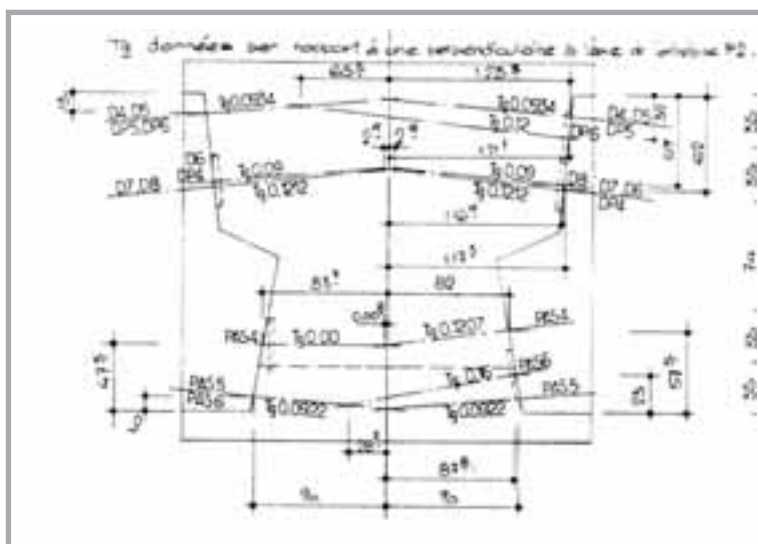


Figure 3
Chronologie de la mise en place de la pénétrante
Chronology of operations

Photo 1
Rupture du câble D5
Broken cable D5



Figure 4
Coupe entretoise sur pile
Section of bracing on pier



- ◆ A8 viaduc du Vallon des Fleurs (1982, construit à l'avancement);
- ◆ A8 viaduc de la banquière (1982, construit à l'avancement);
- ◆ A46 viaduc de Sermenaz (1983 construit par en-corbellements successifs, torons galvanisés extérieurs);
- ◆ A71 passage supérieur de Salbris (1989, âmes métalliques).

C'est le premier ouvrage poussé construit en France avec une précontrainte 100 % extérieure. Compte tenu de ce caractère innovant, il était prévu de réaliser des essais d'extraction des câbles qui ne purent être réalisés.

Aucun des ouvrages mentionnés ci-dessus n'a subi à ce jour d'avarie. La technique de la précontrainte extérieure peut donc être considérée comme éprouvée.

La précontrainte de l'ouvrage est totalement extérieure au béton, quatre types de câblages ont été utilisés :

- ◆ les câbles définitifs mis en place au poussa-ge;
- ◆ les câbles provisoires antagonistes des précédents;
- ◆ les câbles provisoires rectilignes placés au voi-sinage immédiat des hourdis;
- ◆ les câbles définitifs mis en place après poussa-ge.

La mise en œuvre chronologique de ces différents câblages est schématisée sur la figure 3.

Les câbles de la précontrainte définitive sont des 19T15 constitués de torons clairs protégés par une gaine en polyéthylène injectée au coulis de ciment. La précontrainte a été mise en œuvre par Campenon Bernard; les injections ont été réalisées par Freyssinet, avec un coulis retardé de composition, pour une gâchée :

- ◆ ciment de Champagnole CPA 55 : 300 kg;
- ◆ eau de gâchage : 105 litres;
- ◆ adjuvant BV 40 : 3,8 litres;
- ◆ adjuvant AER : 1,5 litres;

Les résultats des contrôles ont montré, d'une part que le coulis avait une exsudation à 3 heures comprise entre 0 et 1,2 % (< 2 %), et d'autre part que la fluidité mesurée variait de 8 à 10,5 secondes. Les câbles du tablier amont ont été injectés en février 1985, sans difficultés particulières; le tablier aval a été injecté en juin 1985, mais avec plus de problèmes à la fabrication du coulis (épaississement après fabrication, difficultés de mise en œuvre dues aux risques de formation de bouchons).

■ DÉCOUVERTE DU PHÉNOMÈNE

La société d'autoroutes s'est dotée d'un proces-sus de surveillance très proche de celui défini dans l'ITSEOA.

Il prévoit des visites annuelles, des inspections dé-

Campenon Bernard

Campenon Bernard

taillées, et notamment un suivi de l'ouverture des joints de chaussées.

Le 16 novembre 1994, lors d'une opération d'entretien d'un matériel de mesures installé pour suivre en continu les ouvertures des joints de chaussée de l'ouvrage, un technicien métrologue du service ouvrages d'art du LRPC d'Aix-en-Provence, a découvert dans l'ouvrage aval un câble rompu (photo 1). Il s'agissait du câble D5, ancré entre P1 et P5 dans les voussoirs sur piles, et d'une longueur de 240 m. La rupture avait eu lieu dans le voussoir de pile P1, dans une zone d'épaisseur 2,50 m, très ferrillée (figure 4).

■ INVESTIGATIONS ET EXPERTISE

Dans le cadre du cahier des charges de la société ESCOTA, compte tenu de la complexité et la nouveauté des ruptures constatées, un comité technique regroupant les experts de la société d'autoroutes, de l'IGOA Autoroutes, du Setra et du LCPC a été constitué peu de temps après le constat des ruptures.

Ce comité avait pour but :

- ◆ d'évaluer les conditions de sécurité offertes aux usagers du réseau;
- ◆ de valider la méthodologie d'investigation;
- ◆ d'évaluer les techniques de renforcement possibles (coût, sûreté, gêne au trafic).

Un comité de ce type est prévu par l'instruction technique du 19 octobre 1979 sur la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (ITSEOA, § 3.2). L'entreprise Campenon Bernard a été chargée de vérifier l'ouvrage vis-à-vis de sa portance résiduelle et des risques éventuels pour la sécurité des tiers. Sous sollicitations réglementaires les plus défavorables il apparaissait :

- ◆ une contrainte de traction très modique, pouvant être absorbée par les aciers des hourdis inférieurs;
- ◆ une contrainte de cisaillement dans la section la plus sollicitée ne dépassant que très légèrement la contrainte limite.

Les résultats de cette analyse par le calcul ont permis de conclure à la non remise en cause de l'aptitude de l'ouvrage à supporter les charges d'exploitation, après annulation des effets du câble D5.

Devant la difficulté rencontrée pour ausculter les câbles de précontrainte extérieure au voisinage de leur zone d'ancrage, une première approche a consisté à démonter l'ensemble des capots des têtes d'ancrage pour avoir une évaluation de l'état des plaques d'ancrage. Cette investigation effectuée sur les 128 capots de chaque tablier avait pour but d'estimer la qualité de l'injection des gaines aux extrémités, à partir de l'état extérieur des plaques d'ancrage sous les capots.

Il s'est avéré que 41 % des têtes avaient des traces d'oxydation et 12 % des traces de corrosion. Mais



Photo 2
Etat d'une tête d'ancrage
et de l'intérieur d'un capot
*Condition of an anchoring head
and inside of a cover*



Photo 3
Rupture des fils du câble D5
Broken strands of cable D5



Photo 4
Tête d'ancrage du câble D5
Anchoring head, cable D5

16 % des ancrages étaient fortement corrodés, et sur 5 % des capots ouverts des écoulements d'huile ou d'eau avec un PH de 12 ont été récupérés. Seules 31 % des têtes d'ancrage étaient dans un état satisfaisant (photo 2).

L'entreprise Freyssinet et le LRPC d'Aix-en-Provence ont été mandatés pour analyser contradictoirement l'origine et les causes de la rupture du câble D5.

Les différentes investigations et analyses entreprises sur les torons rompus et le coulis d'injection, par le CEBTP pour l'entreprise Freyssinet et le LCPC pour le Laboratoire régional d'Aix-en-Provence, ont montré que la rupture était due à un phénomène de dissolution d'origine alcaline, situé à l'extrémité du câble, en partie haute, dans la zone d'ancrage sur le voussoir de pile P1. La dissolution s'est produite dans une zone non injectée, mais où ont été retrouvés des produits délétères blanchâtres, résidus d'un exsudat du coulis d'injection. Il a été mis en évidence que dans une première phase, un tiers des fils des torons ont été sectionnés par dissolution, puis dans une deuxième phase, les deux tiers restants se sont rompus par striction, lors de la rupture finale du câble (photos 3, 4 et 5).

Parallèlement, le CEBTP a proposé au maître d'ouvrage de tester la méthode R.I.M.T. (Reflectomatic Impulse Measurement Technologie). Cette dernière a été testée sur un corps d'épreuve spécialement réalisé, et *in situ* sur l'ouvrage.

La méthode R.I.M.T., alors en cours de développement par la société italienne CND (Controlli Non



Photo 5
Tête d'ancrage et torons rompus
du câble D5
*Anchoring head and broken strands
of cable D5*

Photo 6
Gammagraphie
d'un câble en section
courante
*Gammagraphy
of a typical cable*

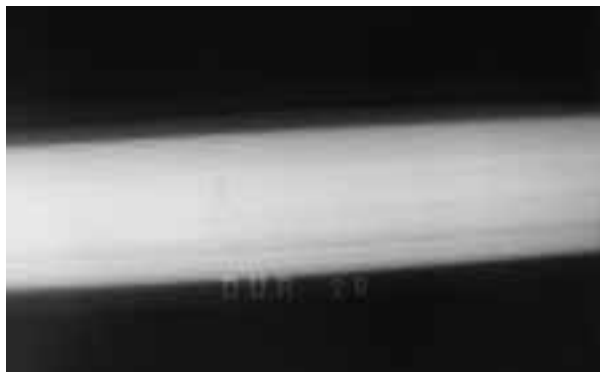


Photo 7
Fibroscope
Fibroscopy



Photo 8
Dispositif d'alarme
Alarm device

© Freyssinet

Distruttivi), suite à une recherche financée par l'administration suisse des autoroutes et menée par l'école polytechnique fédérale de Zurich, s'est révélée inadaptée et non fiable pour détecter des ruptures de fils ou des défauts de remplissage par coulis de ciment, des gaines de précontrainte de cet ouvrage.

Le LRPC de Lyon a été mandaté par le LRPC d'Aix-en-Provence pour effectuer quelques gammagraphies en section courante des câbles (33 clichés), pour évaluer l'état d'injection dans les gaines. Cette auscultation a permis de vérifier dans toutes les zones où les gammagraphies étaient réalisables, que les injections étaient correctes.

Le LRPC d'Aix-en-Provence a réalisé des césariennes sur quelques gaines, à la fois pour vérifier les résultats de la R.I.M.T. et corréler les conclusions de la campagne gammagraphique, mais également pour qualifier l'état d'injection des gaines.

Les constatations effectuées ont permis de confirmer les résultats de la gammagraphie et de constater le bon remplissage des gaines, mais aussi la présence d'une très fine pellicule de poudre blanche (1 mm) à l'interface gaine polyéthylène/coulis (photo 6).

Devant la difficulté d'accéder aux ancrages de la précontrainte sur les voussoirs de piles, le LRPC d'Aix-en-Provence, avec du matériel fibroscopique chirurgical loué à un fabricant, a réussi à pénétrer à l'intérieur de six extrémités de câbles par les lamages de têtes d'ancrages non injectées.

A l'aide d'un fibroscope de 3,8 mm de diamètre (après un repérage avec un fil électrique de 4 mm de diamètre), il a été permis de visualiser l'état de certains torons de précontrainte derrière les têtes d'ancrage.

Indépendamment de l'absence de coulis d'injection, il a pu être décelé des marques d'oxydation sur certains fils, de la cratérisation et même des traces de réduction de section (photo 7).

Le comité technique a estimé que tous les moyens techniques disponibles à ce jour pour ausculter les câbles ont été raisonnablement mis en œuvre et que le développement de techniques nouvelles relevait d'actions de recherche développement dont le coût et le délai de réalisation étaient incompatibles avec ceux du problème posé (cf. encadré "Besoins de recherche et développement").

Le comité a jugé également que la portance de l'ouvrage était assurée sous charges fréquentes. Les convois exceptionnels lourds ont été déviés sur le réseau national parallèle à l'autoroute.

■ REMPLACEMENT DU CÂBLE D5

Dans l'attente des conclusions des expertises menées sur l'ouvrage, le comité technique a demandé au maître d'ouvrage de procéder au remplacement du câble D5 du tablier aval. Cette opération a été prise en charge par l'entreprise Freyssinet qui a réalisé le chantier en janvier 1995.

Le câble 19 T15 rompu a été remplacé par un câble constitué de 19 torons gainés graissés, mis en place dans une gaine PEHD, elle-même injectée au coulis de ciment avant mise en tension des torons. Les extrémités du câble ont été coiffées d'un capot métallique étanche, injecté à la graisse, afin de se réserver la possibilité de reprendre ultérieurement la tension du nouveau câble D5.

■ SYSTÈME DE SURVEILLANCE DES CÂBLES DE PRÉCONTRAÎTE

L'ouvrage de la Durance ayant été mis sous haute surveillance depuis la rupture du câble D5, le maître d'ouvrage a sollicité le LRPC d'Aix-en-Provence pour remplacer la visite quotidienne des caissons des tabliers, effectuée par un agent du district de Meyrargues (Escota), par un système d'alerte permettant en continu de surveiller l'intégrité de la précontrainte extérieure de l'ouvrage.

La technique retenue a consisté à installer, sur chaque ancrage des 128 câbles de précontrainte, un système baptisé du "tout ou rien". Un interrupteur à lame souple commandé par un aimant permanent a été mis en place au droit de chaque tête d'ancrage; l'aimant est rendu solidaire de la gaine du câble par une liaison rigide, et en cas de rup-

ture la gaine entraîne l'aimant ce qui ouvre le circuit. Cette ouverture du contact déclenche aussitôt une alarme (photo 8).

Un système de mesure en place dans l'ouvrage alimente les 128 contacts et vérifie la continuité électrique des circuits toutes les cent millisecondes. Ce système est équipé d'un modem relié à une ligne téléphonique du réseau Telecom qui achemine les alarmes dans quatre directions possibles en fonction de leur type. En cas de rupture l'ensemble des destinataires est avisé par une alarme qui devra être obligatoirement inhibée pour cesser. Une procédure a été rédigée par le LRPC, transformée en consignes d'exploitation du système de surveillance avec un poste de commandement basé au centre d'information de la Direction d'exploitation d'Escota à Mandelieu.

■ ÉTUDE DES SOLUTIONS DE RÉPARATION

L'exploitation d'un ouvrage autoroutier avec des contraintes majeures :

- ◆ interdiction de pénétrer à l'intérieur du caisson ;
 - ◆ interdiction d'autoriser le passage des convois exceptionnels ;
 - ◆ système de surveillance déporté avec quelques fausses alarmes,
- n'est admissible ni pour un maître d'ouvrage, ni pour la desserte d'une région par des convois exceptionnels peu nombreux dans la vallée de la Durance mais pouvant difficilement emprunter les itinéraires alternatifs.

Le maître d'ouvrage en accord avec le comité technique a donc décidé de procéder sans tarder aux travaux de réparation afin d'éliminer ces contraintes. Préalablement aux travaux de réparation, il a fallu procéder aux études qui se sont déroulées en trois phases distinctes respectivement au niveau :

- ◆ du dossier de demande de principe (DDP) ;
- ◆ du dossier d'avant-projet de réparation d'ouvrage d'art (APROA) ;
- ◆ de la rédaction du dossier de consultation des entreprises (DCE).

Objectif de la réparation et méthode envisagée lors des études préliminaires

Le comité a demandé que soit calculé le nombre de câbles permettant d'assurer la stabilité de l'ouvrage à l'état limite ultime sous charges fréquentes. Cette condition avait pour but de prendre en compte la résistance des câbles non rompus tout en assurant la possibilité de remplacer au fur et à mesure les câbles rompus.

Cette condition requerrait la présence et la pleine efficacité de 24 câbles de précontrainte sur les 32 disponibles pour chaque tablier de l'ouvrage.

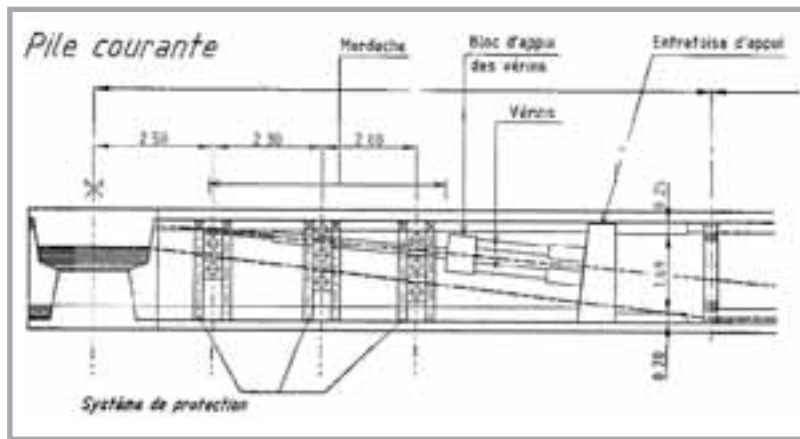


Figure 5
Principe de détension par mordache et vérins en appui sur entretoise provisoire

Principle of de-tensioning by jaw and jacks bearing on the temporary bracing

Les différentes investigations n'ayant pas permis de connaître avec précision le nombre de câbles atteints par la corrosion, il a été admis que, potentiellement, tous les câbles pouvaient être atteints à des degrés divers et que la rupture aléatoire d'un câble quelconque était possible.

Compte tenu de la différence réduite entre le nombre de câbles nécessaires pour assurer une stabilité minimale et le nombre de câbles nécessaires pour assurer la stabilité au sens réglementaire, et compte tenu du coût marginal du supplément de câbles, le comité technique a estimé qu'il était nécessaire de changer l'intégralité des câbles du tablier aval et de suspendre la dépose de ceux du tablier amont au résultat de l'examen des câbles à déposer du tablier aval.

Méthode envisagée lors des études préliminaires (dossier de demande de principe)

Les câbles à remplacer sont tous les câbles les plus longs parcourant 3 et 4 travées, les trois quarts des câbles parcourant deux travées et la moitié de ceux qui parcourent une seule travée.

L'expérience de remplacement du câble D5 ayant montré la faisabilité des opérations d'évacuation du câble coupé et son remplacement, l'étude s'est orientée vers le démontage et le remplacement des 24 câbles par paires symétriques depuis l'intérieur du caisson.

Le problème posé par les huit câbles restants n'était pas réglé ; selon l'état de corrosion constaté sur les câbles remplacés, ils pouvaient soit rester en place, soit être simplement déposés.

Pour assurer la sécurité du personnel affecté à ces travaux et intervenant à l'intérieur du caisson, nous avons pris en compte le fouettement d'un câble suite à une rupture brutale pendant le chantier. Le dispositif retenu est constitué d'un bouclier métallique pouvant être déplacé entre deux voiles verticales constituées de profilés métalliques eux-mêmes reliés à un dispositif en forme d'échelle placé autour des câbles, servant de protection pendant la coupe et de support pour la mise en place des nouveaux câbles (figure 5). Les efforts de fouettement

BESOINS DE RECHERCHE ET DÉVELOPPEMENT

A l'occasion de ce chantier plusieurs besoins de recherche et développement ont pu être dégagés :

- formulation et contrôle des coulis ;
- moyens d'accès et d'examen des câbles dans les zones de déviation,
- estimation de la capacité résiduelle de résistance d'un câble de précontrainte extérieure ;
- moyens de démontage "doux" d'une partie des câbles de précontrainte d'un ouvrage ;
- estimation des efforts de fouettement induits par la rupture d'un câble de précontrainte.

Une circulaire relative à la conception de la précontrainte extérieure a été diffusée par le ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement (n° 2001-16 du 28 février 2001) pour attirer l'attention des maîtres d'ouvrage sur les dispositions à prendre dans les ouvrages à construire pour réduire l'énergie libérée lors d'une rupture d'armature de précontrainte.

Figure 6
Coupe
du mordache
Section of jaw

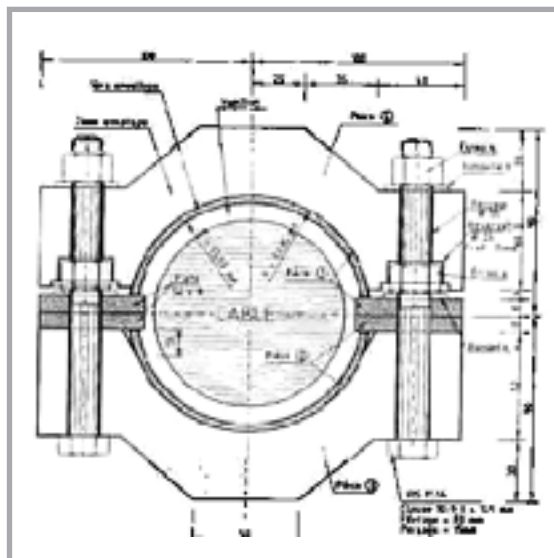
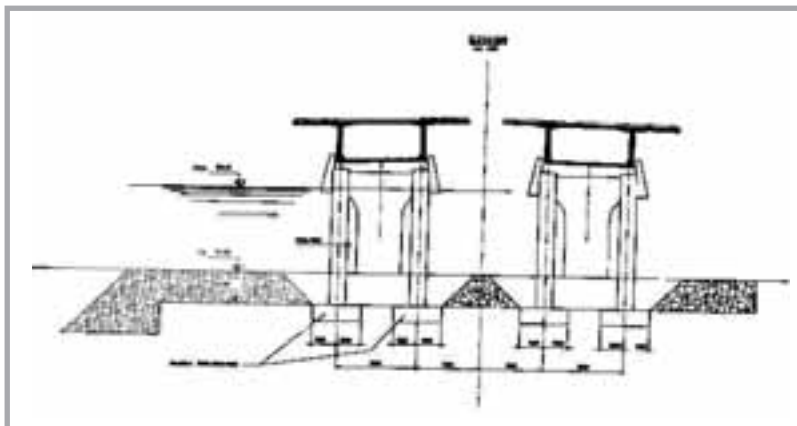


Figure 7
Palées provisoires
en rivière
Temporary bents
in river



induits par la rupture d'un câble se sont avérés délicats à estimer.

Pour éviter le risque de rupture fragile du câble à l'ancrage, un dispositif de reprise de la tension dans le câble est prévu à chaque extrémité. Le dispositif est constitué de vérins de surtension prenant appui sur des entretoises provisoires ancrées dans les hourdis inférieurs et supérieurs. Pour surtendre, puis détendre le câble après sa coupe, la liaison entre le câble et les vérins est assurée par un mordache constitué de deux demi-coquilles injectées au coulis de ciment pour assurer une liaison mécanique entre les torons et le mordache. (figure 6).

Conclusions des études préliminaires

Au cours de l'examen du dossier par le comité technique, il est apparu que la protection du personnel n'était pas assurée de façon satisfaisante, les opérations de mise en place des gaines, enfilage et mise en tension des nouveaux câbles au travers de câbles existants étaient très délicates et compliquées. De plus, les huit câbles restants pourraient présenter un risque de rupture dans le temps s'ils étaient maintenus.

Pour la suite des études et notamment la mise au point du dossier d'APROA, il a été décidé :

- ◆ de procéder au remplacement de la totalité des câbles ;
- ◆ de retenir la solution qui apporterait la meilleure protection au personnel ;
- ◆ d'étudier des solutions de détension des câbles après chauffage ;
- ◆ compte tenu du faible trafic et de la possibilité d'affecter le trafic sur une seule chaussée en 1 + 1 voie, d'étudier des solutions sans présence de personnel dans le caisson pendant la phase de coupe des câbles.

Dossier d'APROA (avant-projet de réparation d'ouvrages d'art non courant)

Ce dossier a permis d'étudier et de présenter quatre solutions :

- ◆ solutions avec présence de personnel dans le caisson :

- **solution 1** : solution du DDP avec détension par mordache et vérins appuyés sur entretoises et personnel à l'abri d'un bouclier,

- **solution 2** : variante de la solution 1 avec détension par chauffage des câbles. Elle permet de supprimer les entretoises, les mordaches et les vérins. Les câbles sont chauffés sur une longueur de l'ordre de 3 m à mi-travée, puis sectionnés à l'aide d'une scie télécommandée.

L'opération de détension est surveillée par caméra vidéo, aucun personnel n'est présent dans le caisson pendant la phase délicate de détension et de coupe. Le chauffage en plusieurs points permet une détension progressive avant sectionnement à la scie ;

- ◆ solutions sans intervention dans le caisson :

- **solution 3** : mise sur cintre du tablier à l'aide de palées provisoires dans le lit de la Durance (figure 7) et démontage complet de la précontrainte depuis l'extérieur du caisson à l'aide de fenêtres dans le hourdis supérieur. Cette solution impose un basculement de la circulation sur la chaussée opposée mais supprime le dispositif de protection à l'intérieur du caisson,

- **solution 4** : mise en place d'une précontrainte extérieure provisoire extradossée en fibre supérieure et en fibre inférieure permettant le démontage complet de la précontrainte par l'extérieur du caisson par l'intermédiaire de fenêtres dans le hourdis supérieur. Cette solution permet de s'affranchir des problèmes de crue liés aux palées provisoires dans le lit de la Durance.

Cette solution innovante et élégante a été proposée par MM. Cezard et Tanis de la société JMI. Elle a été validée par le comité technique.

Ce dossier a été présenté et approuvé par le président d'ESCOTA qui a demandé de privilégier la sécurité du personnel pendant les travaux.

Dossier de consultation des entreprises

Suite aux études précédentes, la solution du DDP a été abandonnée de même que la mise en place de palées provisoires dans le lit de la Durance, en effet, compte tenu de la durée du chantier estimée à 6 mois, il aurait fallu prendre en compte une crue décennale (photo 9).

Le dossier de consultation des entreprises comporte deux solutions de base :

- ◆ solution de base 1 : haubanage du tablier par précontrainte provisoire, découpe des câbles par des fenêtres ouvertes dans le hourdis supérieur et remplacement de la totalité de la précontrainte ;
- ◆ solution de base 2 : haubanage du tablier par précontrainte provisoire, découpe par l'intérieur du caisson à l'abri d'un dispositif de protection et remplacement de la totalité de la précontrainte.

Les entreprises consultées devaient obligatoirement répondre aux deux solutions de base et pouvaient présenter une solution variante limitée au système de détension des câbles, de protection du personnel et la méthode de mise en place de la précontrainte définitive.

Les entreprises pouvaient aussi présenter une variante portant sur le fonctionnement de l'ouvrage pendant les phases de remplacement de la précontrainte (poutre caisson BA, poutre caisson BP, haubanage, poutre de suspension...) sous réserve que cette solution permette de maintenir la structure dans un domaine de contraintes admissibles selon la réglementation en vigueur.

Malgré un délai de 2 mois accordé aux entreprises, seules les solutions de base ont été correctement étudiées par les entreprises consultées et la solution retenue pour les travaux est la solution de base 1.

■ RÉALISATION DES TRAVAUX

Les travaux principaux sont prévus dans l'ordre suivant après basculement de la circulation sur la chaussée opposée :

- ◆ rabotage général de la couche de roulement sur une épaisseur moyenne de 6 cm ;
- ◆ mise en place de la précontrainte provisoire extradossée constituée de deux câbles 25T15. Cette précontrainte est ancrée aux abouts sur une poutre métallique transversale et au droit de l'appui central, sur un bloc en béton reposant sur deux vérins plats, pour aider au décollage et permettre la réutilisation des blocs pour le deuxième tablier (photos 10 et 11). En sous-face du caisson, les câbles s'appuient sur des poutres métalliques au droit des déviateurs et sur la dalle supérieure sur des blocs béton (photo 12) ;
- ◆ ouverture des fenêtres par hydrodémolition pour conserver les armatures passives ;



Photo 9
Crue de la Durance
en 1994

*Durance flooding
in 1994*



Photo 10
Bloc d'ancrage
au milieu du tablier
*Anchoring block
in middle of deck*



Photo 11
Détail d'une fenêtre
Window detail



Photo 12
Détail de la selle d'appui
en sous-face du caisson
*Detail of bearing saddle
caisson underside*

Photo 13
Dispositif de coupe
des câbles

*Cable
cutting system*



Photo 14
Intérieur du caisson
après coupe
des câbles
*Inside of caisson
after cutting of cables*



Photo 15
Tension résiduelle
dans un câble
*Residual tension
in a cable*

*Residual tension
in a cable*



Photo 16
Difficile
positionnement
du vérin au milieu
des câbles
*Difficult positioning
of jack in middle
of cables*

*Difficult positioning
of jack in middle
of cables*



- ▶ ◆ enlèvement de la gaine en PEHD et du coulis au droit de zone de coupe des câbles par hydrodémolition ;
- ◆ chauffe du câble en plusieurs points à l'aide de chalumeaux fixés sur des bras articulés et réglés en position de chauffe et non de coupe. Un essai de convenance a montré la rupture des fils en fonction de l'élévation de la température, un allonge-

ment du câble, puis la rupture assez brutale après réduction de la section (photo 13) ;

- ◆ une fois tous les câbles coupés, possibilité d'accéder à l'intérieur du caisson pour débitage des câbles en tronçons de 2 à 3 m de longueur permettant une évacuation par les fenêtres du hourdis supérieur. Cette phase est la seule qui présente un risque mais très limité pour le personnel pour supprimer les tensions résiduelles qui peuvent subsister dans les parties de câbles entre les déviateurs (photos 14 et 15) ;

- ◆ évacuation des câbles ;
- ◆ mise en place de gaines en PEHD et enfilage des câbles ;

- ◆ mise en tension. La mise en place de vérins est délicate compte tenu de leur encombrement et de la présence d'autres câbles (photo 16). Les câbles sont tendus d'un seul côté, la distance entre les entretoises d'extrémité et le mur garde-grève ne permet pas le passage du vérin ;

- ◆ injection des câbles à la cire ;

- ◆ enlèvement de la précontrainte provisoire et reconstitution de la couche de roulement.

Le délai contractuel de 6 mois pour la réalisation de tous les travaux d'un tablier a été respecté. Les travaux du tablier aval se sont déroulés à partir de septembre 2000 et la mise en service sur le tablier a pu avoir lieu avant le week-end de pâques soit le vendredi 13 avril 2001.

En janvier et février 2001, dans le cadre du remplacement de l'intégralité de la précontrainte extérieure du tablier aval, le LRPC d'Aix-en-Provence a examiné chaque ancrage déposé, de façon à évaluer l'état réel de la précontrainte et éventuellement mettre en évidence une corrélation entre l'état des plaques d'ancrage examinées en 1994 et l'état de la précontrainte après dépose.

L'état réel des torons s'est avéré plus défavorable que ce qui avait été évalué, confirmant ainsi la nécessité des travaux et induisant la dépose des câbles du tablier amont.

Les travaux du tablier amont sont programmés entre juillet et décembre 2001 soit un délai de 5 mois rendu possible par l'expérience acquise par l'entreprise sur le premier tablier.

Le montant de l'opération qui a consisté à remplacer la totalité des câbles des deux tabliers soit environ 160 t de précontrainte et comprenant les investigations, les études, toute la signalisation et la protection des chantiers ainsi que l'ensemble des travaux tels que décrits ci-dessus s'élève à 23,5 millions de francs TTC.

■ TRAFIC – CIRCULATION PENDANT LES TRAVAUX

Sur cette section de l'A51, le trafic moyen journalier est de l'ordre de 10 000 véhicules par sens avec des pointes horaires maximum les week-ends

et principalement les week-ends allongés. L'expérience acquise à l'occasion d'autres chantiers montre que lors d'un basculement de la circulation et l'affectation d'une chaussée à 2 voies en 1 + 1, pour la voie directe, le trafic peut être ralenti entre 1 200 et 1 500 véh./h et fortement ralenti avec formation d'un bouchon au-delà de 1 500 véh./h. Pour la voie basculée, le trafic est ralenti entre 1 000 et 1 200 véh./h et fortement ralenti avec formation d'un bouchon au-delà de 1 200 véh./h.

Ces seuils sont atteints pendant quelques heures certains week-ends et la période continue de 5 mois la plus favorable se situe entre août et mi-décembre. Les périodes les plus chargées correspondent aux fêtes de fin d'année et aux week-ends de ski.

CONCLUSIONS

La rupture d'un câble de précontrainte sur un ouvrage en service reste un cas très rare et la technique de la précontrainte reste donc efficace, sûre et économique.

A l'occasion des travaux de réparation une technique originale et élégante de renforcement provisoire par précontrainte extérieure extradossée a été développée et constitue une première en France et probablement dans le monde.

La mise au point de la technique a demandé environ 2 ans ce qui peut paraître long mais qui s'explique par la prise en compte de la sécurité du personnel et le manque d'expérience pour réaliser les travaux en s'interdisant de pénétrer à l'intérieur du caisson.

Le comité technique mis en place a réuni de façon peu formelle et efficace, autour du maître d'ouvrage, les meilleurs spécialistes nationaux de l'ingénierie publique et privée et a facilité l'émergence d'une solution innovante, élégante et peu perturbante pour le trafic.

La précontrainte extradossée est une solution innovante particulièrement bien adaptée à cet ouvrage situé sur une rivière à régime torrentiel et qui peut être aussi transposée à d'autres ouvrages. Compte tenu du faible trafic de l'A51, le maître d'ouvrage a opté pour un basculement de la circulation sur la chaussée opposée ce qui a permis d'offrir une sécurité maximum au personnel affecté aux travaux. Les bouchons qui se sont produits les week-ends ont été gérés par les équipes d'intervention d'ESCOTA avec l'aide de la gendarmerie et les usagers ont été informés par la presse régionale et par des plaquettes d'information distribuées aux entrées de l'autoroute (figure 8).



Figure 8
Plaquettes d'information distribuées aux usagers de l'autoroute

Information pamphlet distributed at motorway entrances

ABSTRACT

Repair of Val de Durance viaduct on A51 motorway

R. Bondil, P. Trouillet, J.-Cl. Bastet

France's A51 motorway crosses the Durance over a viaduct 290 m long put into service in 1986. A particular feature of this structure is its prestressing which is entirely outside of the concrete. During a detailed inspection of the structure in 1994, cable breakage was noted.

Following this breakage due to abnormally fast corrosion of prestressing cables, various investigations were conducted to quantify the extent of this phenomenon.

After these investigations, it was decided to replace all the cables. Innovative methods were used, in particular for securing the deck after removal of all cables and for the cutting of cables under optimum personnel safety conditions.

RESUMEN ESPAÑOL

Reparación del viaducto en Val de Durance, en la autopista A51

R. Bondil, P. Trouillet y J.-Cl. Bastet

La autopista A51 salva el río Durance, mediante un viaducto de 290 m de longitud, puesto en servicio en 1986. Esta estructura presenta la particularidad de un pretensado totalmente exterior respecto al hormigón.

La ruptura de un cable fue comprobada en 1994 con motivo de una inspección detallada de la estructura.

A raíz de esta ruptura derivada de una corrosión anormalmente rápida de las armaduras de pretensado, se emprendieron diversas investigaciones para cuantificar la amplitud de este fenómeno.

Tras estas investigaciones se decidió proceder a la sustitución de todos los cables, recurriendo para ello a métodos innovadores, y fundamentalmente, para recuperar las condiciones de seguridad del tablero tras haber levantado todos los cables y para el corte de los cables en las mejores condiciones operativas de seguridad para el personal asignado a estos trabajos.

Pont d'Aquitaine : de remplacement

Le pont d'Aquitaine qui franchit l'estuaire de la Gironde à Bordeaux, plus long pont suspendu de France après celui du pont de Tancarville, a été mis en service en 1967. La surveillance dont il est l'objet, a permis de constater fin 1998 une corrosion significative dans les câbles porteurs. Le remplacement de la suspension a été décidé sur la base d'un élargissement à 2 x 3 voies du tablier avec séparateur central.

■ DESCRIPTION SOMMAIRE DE L'OUVRAGE EXISTANT

Le pont d'Aquitaine et son viaduc d'accès rive gauche permettent à l'A630 (rocade de Bordeaux) de franchir la Garonne. L'ouvrage principal est un pont suspendu à trois travées de portée respective 143 m, 394 m, 143 m. Sa largeur utile est de 20 m et sa surface utile est de 13600 m² (figure 1).

La suspension existante

La suspension (en acier non galvanisé) est constituée de deux faisceaux à section hexagonale comprenant 37 torons de 72,6 mm de diamètre. Chacun des torons unitaires comprend six couches de fils ronds de 4,1 mm de diamètre (127 fils) recouvertes par deux couches de fils Z de 4,5 mm d'épaisseur. Chaque câble est relié aux massifs d'ancrage par l'intermédiaire de trois tiges d'ancrages après passage au travers du collier d'épanouissement.

Chacun des faisceaux est enserré par 64 colliers supportant une suspente constituée par deux câbles à double brin de 56 mm de diamètre. Ces câbles sont constitués de 139 fils ronds de 4,1 mm de diamètre. Les suspentes sont espacées de 9,95 m d'axe en axe.

Les faisceaux de câbles s'appuient sur les pylônes par l'intermédiaire de selles d'inflexion fixes.

Le tablier

Le tablier du pont suspendu est constitué de deux poutres espacées d'axe en axe de 20,90 m et de 4,83 m de hauteur. Elles sont à triangulation de type Warren à montants. Les poutres sont reliées par des pièces de pont espacées de 9,95 m. Leurs extrémités sont fixées aux suspentes. En partie basse, les diagonales assurent le contreventement. Les pièces de pont supportent dix longerons es-

pacés de 2 m. Sur ces pièces de pont et longerons, une dalle de type Robinson supporte l'étanchéité, la chaussée et les pistes cyclables.

Le tablier est discontinu. La travée rive gauche est indépendante des travées centrales et rive droite. Ces dernières sont reliées entre elles par un système mécanique de type rotule.

Les appuis

Le massif d'ancrage rive gauche est constitué d'une structure creuse en béton armé reposant sur quatre massifs de fondation. Les tiges d'ancrage supports de suspension sont encastrées dans les murs latéraux du massif dont les dimensions sont approximativement : 40 m de longueur, 50 m de hauteur. La traction des tiges est reprise par des câbles de précontrainte. Ce massif assure également le rôle de culée côté droit du viaduc d'accès. Le massif d'ancrage rive droite est constitué d'une structure en caisson en béton précontraint de 36 m de longueur et de 25 m de largeur. Ce caisson s'appuie en arrière sur un radier et en avant sur deux piles obliques moulées dans le sol (diamètre de 6 m, longueur de 47 m). Les tiges d'ancrage sont ancrées de la même façon qu'en rive gauche, les efforts sont repris par des câbles de précontrainte.

Les pylônes de 103 m de hauteur au-dessus de leur encastrement sont constitués chacun d'eux de deux montants creux de 4 m transversalement et 5,3 m en base à 3,3 m au sommet longitudinalement (section évidée de 1,2 m de côté). Les montants sont reliés par deux traverses à hauteur du tablier et en partie supérieure. Le pylône rive gauche est fondé en rivière par l'intermédiaire d'un caisson descendant à la cote - 29 m. Le pylône rive droite est fondé sur deux massifs circulaires de 18 m de diamètre environ et descendant à la cote - 19 m.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

DDE de la Gironde

Maitre d'œuvre

DDE de la Gironde

Assistance maîtrise d'œuvre

Groupelement SETEC/Cowi

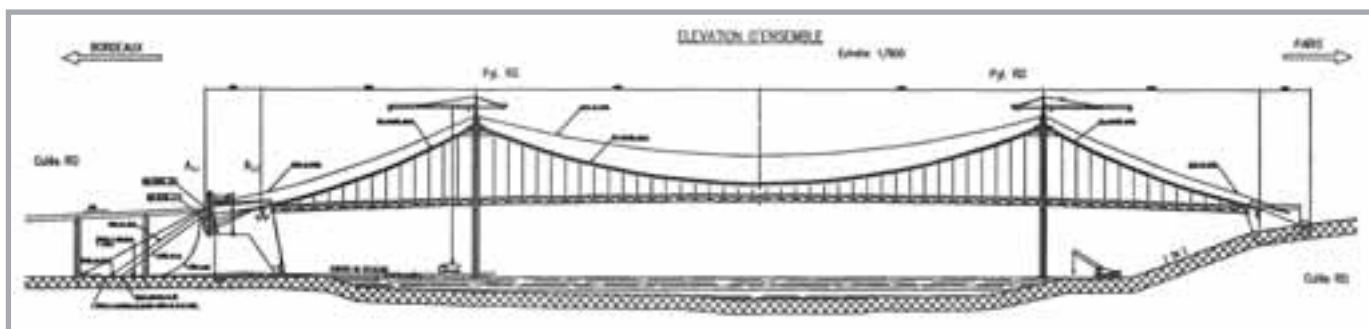
Etudes d'exécution

Dumez-GTM/Baudin Châteauneuf

Travaux

Groupelement Dumez-GTM/Baudin Châteauneuf/GTM Construction

Figure 1
Coupe longitudinale de l'ouvrage
Longitudinal section of structure



Le chantier de la suspension

■ PROJET DE RÉPARATION

Le marché de remplacement de la suspension du pont d'Aquitaine a été adjudgé au groupement Dumez-GTM, Baudin Chateauneuf, GTM Construction. Il a essentiellement pour objet :

- ◆ le remplacement de l'ensemble de la suspension ;
- ◆ l'élargissement du tablier par des structures annexes destinées à porter les pistes cyclables et passages piétonniers afin d'offrir, sur toute la longueur du pont, 2 x 3 voies de circulation avec séparateur central ;
- ◆ la modification des dispositifs d'ancrage des câbles porteurs.

■ LA SOLUTION RETENUE

Principales dispositions techniques

Le schéma statique de l'ouvrage reste inchangé. La suspension existante est remplacée par une suspension excentrée de 2,00 m à l'extérieur du tablier. Les superstructures du tablier comportent :

- ◆ une chaussée de 20 m de largeur limitée par des BN4 fixées sur la membrure supérieure des poutres de rigidité ;
- ◆ des pistes cyclables de 1,70 m de largeur, encadrées de deux garde-corps architecturés.

Le tablier est accroché aux suspentes par l'intermédiaire de consoles d'élargissement fixées sur les poutres de rigidité (figure 2).

Les suspentes sont elles-mêmes fixées aux colliers dans le plan des câbles par des chapes étriers et au tablier au moyen de culots deux trous avec étriers de réglage. Elles sont verticales sur l'ensemble du pont. Les consoles d'élargissement du tablier sont de longueur variable dans les travées de rive pour tenir compte, dans ces travées, de l'excentricité variable du nouveau câble par rapport au câble existant.

Les nouveaux câbles ont une section globale circulaire. Ils sont constitués de 61 torons au total, soit 55 torons normaux (de diamètre 60 mm) et six torons d'angle (de 42 mm de diamètre) pour donner la forme la plus circulaire possible à la section. Ils passent à l'extérieur des blocs d'ancrage existants. Les sellettes de déviation reposent sur des poutres traversant le massif d'un côté à l'autre (poutres avant) et les câbles sont ancrés en arrière de ceux-ci, sur des poutres transversales en

béton précontraint (poutres arrière). Les nouveaux câbles ont sensiblement la même élévation que les câbles porteurs existants : les cotes des points de tangence au niveau des selles déviateuses et au milieu de la travée centrale sont celles de l'ouvrage existant, seules les selles d'appui sur pylônes sont rehaussées de 44 cm.

Au sommet des pylônes les nouveaux câbles sont déportés de 2,00 m vers l'extérieur par rapport aux anciens, et à partir de ces points les câbles sont dirigés dans un plan vertical vers les points d'ancrage. L'excentrement au niveau des sellettes déviateuses est de 2,73 m. Les ouvrages en tête de pylône sont constitués de poutres en béton précontraint destinées à ceinturer les têtes et permettant de redresser les efforts dus au nouvel excentrement des charges de suspension.

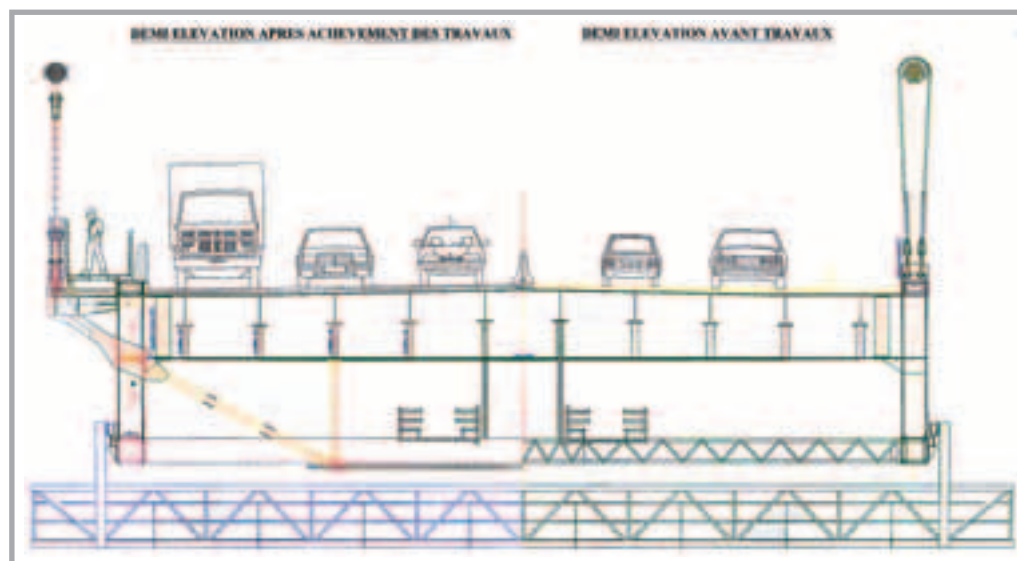


Figure 2
Demi-élévation
avant et après travaux
*Half-elevation
before and after works*

Une attention particulière a été portée à la protection des câbles porteurs. Elle comporte plusieurs barrières :

- ◆ la première barrière, la plus importante, est la galvanisation à chaud des fils élémentaires composant les torons ;
- ◆ la seconde barrière est le fil d'enveloppement en acier doux de 3,5 mm de diamètre qui sertit les torons et qui surtout sert de support au traitement de surface qui suit. Les fils d'enveloppement sont eux aussi galvanisés à chaud à 400 g/m² et apportent leur zinc à la protection anticorrosion ;
- ◆ la troisième barrière est une gaine thermorétractable destinée à permettre la circulation d'air dans le faisceau ;
- ◆ la quatrième barrière est le système de déshumidification qui insuffle de l'air sec en tête de py-

Vincent Rigoux

DIRECTEUR
DE CHANTIER
Dumez GTM



Helder Lourenço

PILOTE TECHNIQUE
Baudin Châteauneuf



Bruno Despas

RESPONSABLE
MÉTHODES
GTM Construction





lône et qui est rejeté au point bas des nappes, après contrôle de son taux d'humidité, afin d'asservir la commande de ventilation à la situation rencontrée.

Les nouvelles chambres d'ancrage seront déshumidifiées afin de protéger les câbles et les structures métalliques contre la corrosion. Pour cela, les chambres d'ancrage doivent être étanches à l'air et à l'eau.

Chaque installation comprend un ensemble complet de déshumidification avec :

- ◆ un panneau de contrôle avec un système de circulation d'air régénéré indépendant ;
- ◆ un système de circulation d'air forcé pour le volume propre des chambres ;
- ◆ un système d'amortisseur de surpressions et de sous-pressions.

Les travaux de remplacement de la suspension définitive

Ordonnancement des travaux

En préalable à toute opération sur la suspension définitive, des câbles auxiliaires ont été mis en place par le groupement afin d'une part de reprendre les charges additionnelles par rapport à la situation d'origine (poids de l'élargissement du tablier et charges de chantier) et d'autre part de soulager la suspension actuelle. Au cours de la réalisation des travaux un doublement de cette suspension provisoire a été effectué. Ce sont ainsi 20 % des efforts qui sont repris par ce dispositif auxiliaire. Les travaux de réalisation des ouvrages de génie civil sont effectués simultanément à la pose de la charpente métallique d'élargissement.

Puis intervient la mise en place de la suspension (câbles porteurs, colliers et suspentes). Le transfert de charge vers la nouvelle suspension peut alors être effectué.

Enfin, après la dépose de l'ancienne suspension, les travaux de finition tels que mise en peinture, mise en place d'un système de déshumidification des câbles porteurs et des chambres d'ancrage, mise en place des BN4, rétablissement des pistes cyclables et reconstitution des anciennes chambres d'ancrage sont réalisés.

La suspension auxiliaire

Ce dispositif proposé par le groupement consiste à créer des ancrages complémentaires aux culées et à soulager la nappe de suspension existante, en suspendant les câbles de soulagement au droit des colliers. Ceci permet de conserver un câble porteur à section dite "renforcée" et ainsi maintenir le même schéma de fonctionnement sur l'ensemble constitué des câbles porteurs et des câbles auxiliaires.

Au niveau des chambres d'ancrage

En fond de chambre d'ancrage quatre systèmes d'ancrages équivalents à ceux d'origine sont créés. Par foration, les murs arrière des culées sont traversés afin de mettre en œuvre un câble de précontrainte 27T15S par paire de câble auxiliaire. Chaque forage (16 au total) a une longueur totale d'environ 14 m avec une tolérance d'exécution imposée inférieure à 0,5 %. L'ancrage de précontrainte situé à l'intérieur des chambres est réalisé à l'aide d'une pièce conçue spécialement pour lier la précontrainte aux quatre barres Ø 75 mm environ. La trajectoire des câbles auxiliaires interfère avec quelques zones de béton armé démolies en première phase dès le démarrage des travaux.

Au niveau des colliers existants

L'objectif du dispositif mis en œuvre est de rapprocher au maximum les câbles auxiliaires des câbles existants, afin de s'affranchir des problèmes de réglage de la géométrie des suspentes. Chaque suspente auxiliaire est constituée d'un bâti métallique incluant des peignes en PEHD dans lesquels les câbles auxiliaires prennent place. Ces pièces de glissement disposées dans les suspentes auxiliaires permettent de s'affranchir des contraintes parasites qui pourraient naître lors des variations de température. Ce phénomène existe car les câbles auxiliaires ne présentent pas la même réactivité que la nappe ancienne aux variations rapides de température. De plus, le module d'élasticité des nouveaux câbles est différent de celui des anciens. Il est donc nécessaire de concevoir des suspentes aptes à retransmettre les efforts verticaux tout en laissant la possibilité de mouvements relatifs.

Les bâtis sont bridés aux colliers existants par l'intermédiaire des tiges de serrage et précontraints sur la face supérieure des colliers pour que les efforts longitudinaux passent par frottement. Les peignes sont constitués de deux parties, la partie inférieure permettant de lancer les câbles directement dans leur logement, la partie supérieure faisant office de pièce de glissement en phase de mise en tension.

En terme de montage, toutes les pièces sont manipulables à la main, ce qui a permis d'une part d'éviter *a priori* toute coupure de circulation pour cette phase de travaux, d'autre part de débiter l'installation de ces pièces sans disposer de moyens de levage particulier.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Béton : 7 000 m³
- Charpente métallique rapportée : 650 t
- Câbles porteurs : 1 640 t
- Organes de suspension : 600 t
- Dépose de la suspension existante : 2 000 t

Au niveau des têtes de pylône

Sur les selles existantes des bâtis de déviation équipés de peignes PEHD, ont été mis en place.

Au niveau des sellettes

Sur les sellettes, la déviation des câbles auxiliaires est très faible. Un bâti métallique simple, soudé sur l'ancienne sellette, permet de reporter les efforts de déviation des câbles auxiliaires.

Mise en tension du dispositif

La mise en tension des câbles se fait aux extrémités, à l'aide de vérins couplés afin d'homogénéiser et contrôler les efforts appliqués, notamment au passage des têtes de pylône où se présente la plus forte déviation. Cette procédure permet d'obtenir une répartition des efforts dans les suspentes complètement uniforme.

Les travaux de génie civil

Les ouvrages à réaliser sont répartis sur l'ensemble de l'ouvrage. Il comprennent :

◆ **au niveau de la culée rive gauche :**

- une poutre d'ancrage des câbles porteurs dite poutre arrière aérienne,
- une poutre déviateur des câbles porteurs dite poutre avant;

◆ **au niveau des têtes de pylône :**

- un réseau de poutres précontraintes destiné à ceinturer les têtes et à recevoir les selles;

◆ **au niveau de la culée rive droite :**

- une dalle de transition, porteuse de la plate-forme autoroutière, et construite sur fondations profondes, pour dégager la zone de réalisation de la poutre d'ancrage enterrée,
- une poutre d'ancrage des câbles porteurs dite poutre arrière,
- une poutre déviateur des câbles porteurs dite poutre avant.

Les poutres avant : supports de sellettes déviateurs

Les travaux de génie civil au niveau des culées sont réalisés en sous-œuvre. En effet, les poutres avant sont continues, et traversent les massifs de part en part.

Chaque extrémité de poutre est brêlée par précontrainte au massif existant. Leur section en T, inclinée d'environ 20° par rapport à la verticale, a nécessité le développement de coffrages spécifiques et une réalisation par phases, avant mise en précontrainte entre les deux voiles verticaux du massif.

Les poutres arrière d'ancrage des câbles porteurs

Les poutres arrière d'ancrage ont une section courante de 4 m de largeur par 10 m de hauteur et ont une longueur de 30 m. Elles sont réalisées en béton B60, le bétonnage s'opérant avec un système



Figure 3
Vue d'ensemble
du dispositif
de hissage
de poutre arrière
rive gauche

Overall view
of left-bank girder
hoisting system

interne de refroidissement afin de limiter les montées en température du béton à 70 °C.

Côté rive gauche, cette poutre est réalisée au sol en quatre levées successives avant d'être hissée à sa position définitive, soit 30 m plus haut (hissage de 3500 t) (figure 3). Côté rive droite, la poutre est enterrée et a donc nécessité la réalisation au préalable d'une nouvelle dalle de transition à la fois fondée sur pieux et sur culée (réalisée en trois phases de déviation de circulation). Un terrassement est ensuite réalisé en sous-œuvre sur une hauteur de 17 m avec un soutènement en berlinoise horizontale tirantée.

Ces poutres sont appuyées à l'arrière des massifs d'ancrage sur une double ligne d'appuis verticaux de type Freyssinet de 10 m de hauteur.

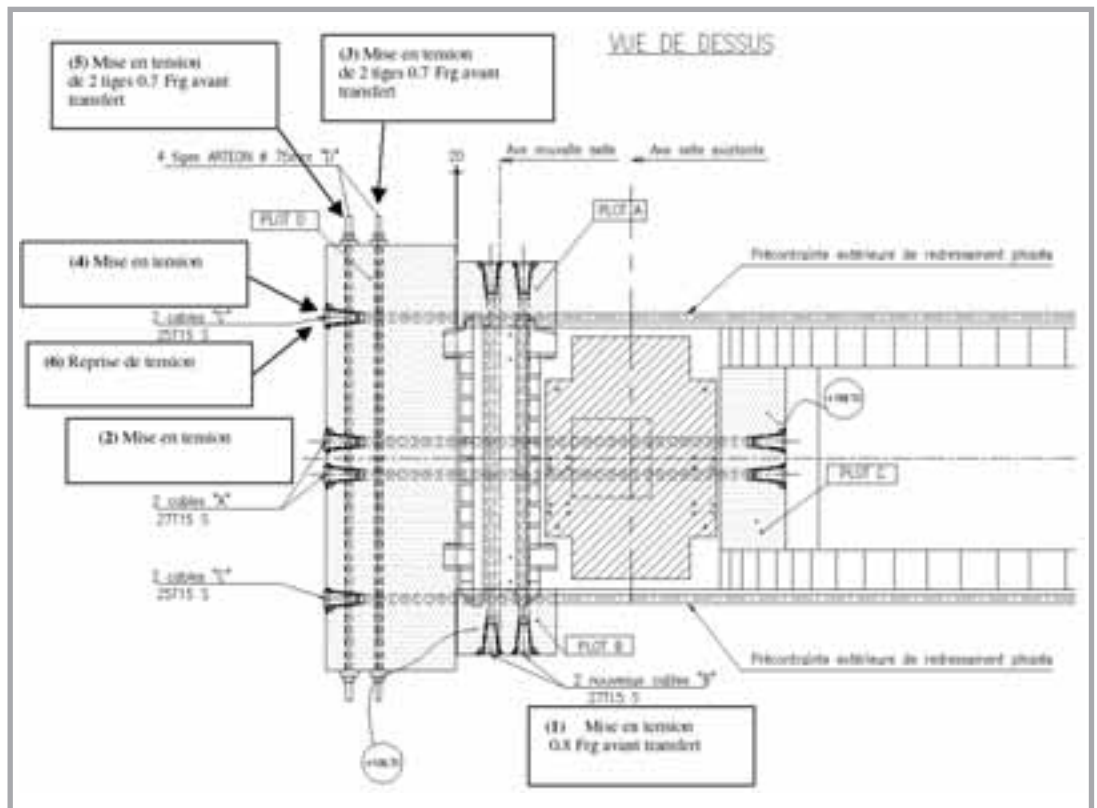
Les têtes de pylône : ceinturage précontraint des têtes existantes

Pour les renforcements des têtes de pylônes, le groupement a mis en œuvre une solution visant à réduire au maximum les carottages traversant les ouvrages existants et nécessaires à la réalisation du ceinturage en précontrainte de la tête de pylône.

Plusieurs types de précontrainte intéressent cette partie d'ouvrage :

- ◆ une précontrainte courte de fretage transversal et longitudinal (câbles "A" et "B") est mise en place à travers des forages;
- ◆ une précontrainte extérieure de renfort des entretoises (câbles "C") est disposée de part et d'autre de celles-ci et ancrée sur une poutre d'ancrage s'appuyant sur les têtes. Ces câbles (câbles "C", 4 x 25T15S) de renfort des entretoises ne sont pas mis en tension dès le début du transfert de charge. Ils le sont en liaison avec la mise en charge des nouvelles selles excentrées;
- ◆ une précontrainte par quatre tiges Artéon Ø 75 mm du plot d'ancrage des câbles extérieurs (plot "D").

Figure 4
Structures de renforcement
des têtes de pylône
*Tower head reinforcement
structures*



► Cette précontrainte a pour but de régulariser les contraintes d'appui du plot en béton sur la tête de pylône. Elle est donc phasée avec la mise en tension des câbles extérieurs (câbles "C"). L'utilisation de la précontrainte Artéon avec des ancrages à vis et de faibles rentrées d'ancrage permet d'effectuer un phasage de la mise en tension sur des câbles courts (figure 4).

Les travaux de suspension définitive

Charpente d'élargissement

L'élargissement des pièces de pont nécessite la mise en place d'une structure mécano-soudée ceinturant le tablier en partie inférieure et qui se décompose en trois parties (figure 5).

La console prolongeant la pièce de pont est de type treillis. Le sous-bandage prévu d'origine en câble est remplacé par un système composé de profilés du commerce d'une part et par des tiges filetées d'autre part permettant la mise en tension.

Les fixations principales sur les montants existants sont exécutées par boulonnage, seuls des voiles horizontaux transmettant des efforts de cisaillement sont soudés sur les âmes de ces montants. Cette solution projetée autour d'un concept de structure mécano-soudée en atelier et boulonnée HR sur le chantier, a permis :

- ◆ de ne plus réaliser de soudure à pleine pénétration, donc de diminuer les risques liés à la qualité du métal de l'existant, notamment en supprimant les assemblages comportant des pièces sollicitées

en traction perpendiculairement à leur plan de laminage susceptibles de connaître des problèmes de décollement laminaire ;

- ◆ de s'affranchir du défonçage des soudures âme/selle existantes du montant, risquant d'affaiblir la structure en cours de travaux ;

- ◆ de présenter une structure rapportée de même nature que l'existant, les matériaux utilisés présentant des caractéristiques mécaniques stables dans le temps (pas de fluage, pas de relaxation, module connu...).

Suspension nouvelle

Lancement du toron

Le poids d'une bobine de câble, correspondant à un toron, est de 14 t. Les torons sont équipés à leur extrémité côté tirage d'un obus, pièce spéciale servant à la préhension du toron et à l'accrochage sur le câble de tirage.

Le toron est accroché au câble de va-et-vient par l'obus. Il se déroule en étant retenu par le dévidoir.

Principes du lancement des câbles

En travée centrale le câble de va-et-vient est retenu vers le haut par des contre-diabolos placés tous les 200 m environ.

A l'ancrage rive droite la goulotte PEHD arrive jusqu'à la selle de déviation sur ancrage. Le câble de va-et-vient est renvoyé en rive gauche par l'intermédiaire d'une poulie et d'un mât de renvoi haubané et fixé à l'arrière de la chambre rive droite.

Lorsque l'extrémité arrière du toron sort du dévi-

doir, le culot est fixé au câble de va-et-vient. Le déroulage d'un toron se fera à la vitesse d'un homme marchant dans la passerelle à câbles : en effet, l'accrochage d'extrémité entre le toron et le câble de va et vient est surveillé en tous points et en particulier aux points singuliers de déviation pour éviter les emmêlements de câbles.

Accrochage du toron aux ancrages

On utilise les moyens de levage au-dessus des ancrages pour rentrer les culots sur les barres d'ancrages. Le toron est alors ancré à sa position définitive en rive droite et en rive gauche.

Mise en place du toron dans la nappe

Pour la préhension du toron aux points singuliers, les équipes utilisent des pinces de serrage spécialement usinées pour des câbles de diamètre 60 mm. On accroche deux pinces en tête de pylône et une pince au niveau des selles déviateurs. Le toron est alors pris en quatre points, soulevé hors de la passerelle à câble et déposé dans les deux selles et deux selles de déviation sur ancrages correspondants.

Réglage des torons à la flèche

La flèche voulue dans chaque travée est obtenue par visée d'un géomètre pour le premier toron de chaque nappe. Les torons suivants sont réglés par rapport au premier toron. Les valeurs des flèches du premier toron dans chaque travée sont fonction de la température du toron. Tous les réglages finaux se font de nuit pour obtenir une température homogène de la nappe.

Blocage des torons dans les selles

La circulation engendre des déplacements des pylônes qui peuvent produire un glissement des torons dans les selles. Pour limiter ce risque, le groupement réglera la position de la selle de manière à assurer un effort symétrique dans les torons de part et d'autre de la selle. Toutefois cette position et le frottement entre les torons et la selle ne permettent pas de s'affranchir d'un système de blocage des premiers torons sur la selle.

Formation du faisceau de câbles

Les torons sont mis en faisceaux environ tous les 20 m dans des berceaux qui ont la forme finale de la nappe. Les berceaux ne sont démontés que lors du montage des colliers. Ces berceaux sont partiellement solidaires de la passerelle à câble, ce qui prévient leur rotation sous l'effet des gradients de température dans la nappe en cours de montage.

Pose suspentes et colliers

Culottage des câbles de suspentes à la résine

Seuls les câbles destinés aux suspentes seront culottés à la résine car ils reçoivent une protection

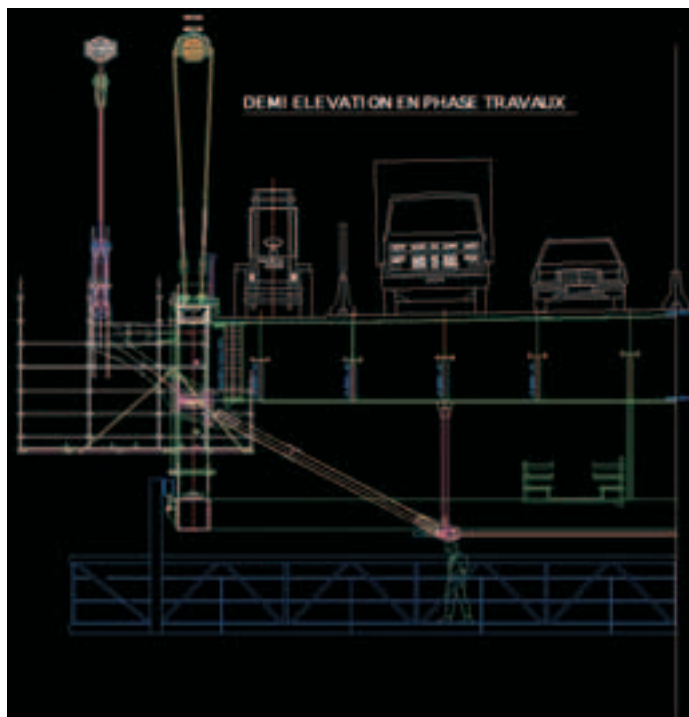


Figure 5
Demi-élévation
en phase travaux
Half-elevation
in works phase

en PEHD de 6 mm d'épaisseur qui ne supporterait pas la chaleur que dégage le zinc en fusion (métal habituellement employé pour le culottage).

Le câble fourni par une usine arrive muni de sa gaine PEHD et conditionné en bobine.

Pose des colliers

Les colliers sont soit posés à l'aide des grues à tour dans la zone proche des pylônes soit à l'aide des blondins dans les autres zones.

Implantation des colliers

Un géomètre implante la position des colliers sur les nappes. Pour réaliser cette opération il faut positionner les selles en absolu puis viser une position sur la nappe. Cette position sera déterminée grâce aux calculs qui anticipent les déplacements des colliers pendant le transfert de charge et corrigée des effets de la température.

Mise en place des colliers

Dans ces deux cas de figure (grue ou blondin), le levage des pièces se fait au-dessus de la passerelle à câble en amenant les pièces par l'extérieur de l'ouvrage pour éviter tout levage de charge au-dessus des voies circulées. Chaque collier est amené en position avec les deux parties le constituant, liées provisoirement par des chaînes. L'inclinaison selon la pente de la nappe est obtenue à l'aide de palans à chaîne. Après pose de la partie supérieure sur la nappe, la partie inférieure est relevée en position par un palan à chaîne ou un pullift.

Mise en place des suspentes

Comme pour les colliers, les suspentes sont montées à la grue ou au blondin suivant les zones, en appliquant les mêmes consignes de levage (amenée par l'extérieur et montage au-dessus de la passerelle à câbles).

Les suspentes sont levées à l'aide d'un palonnier

Figure 6
Mesures des déformés
des pylônes et tablier
en cours de transfert
de charge

*Tower and deck
deformation measurements
during load transfer*

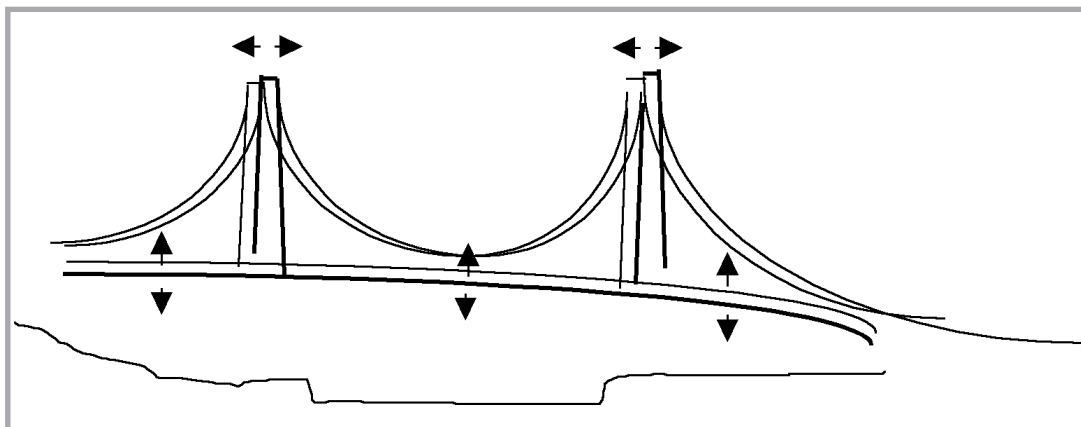


Photo 1
Vue du tablier depuis la tête d'un pylône
View of deck from tower head



Photo 2
Vue du pylône depuis la berge
View of tower from bank



spécialement conçu permettant la présentation de la suspente en sous-face de la passerelle à câbles. Une ouverture dans le plancher de celle-ci sera aménagé pour permettre le passage du culot de suspente. L'approche finale et l'engrenage est réalisée en reprenant la suspente par deux palans fixés sur la partie supérieure du palonnier.

Serrage des colliers

Les colliers sont serrés à l'aide de vérins annulaires. Toutes les tiges sont serrées simultanément.

Transfert de charge

Afin de vérifier que, pendant les opérations de transfert de charge, l'ouvrage se "déforme" conformé-

ment aux prévisions calculées par le bureau d'études, il est nécessaire de mesurer les déplacements du tablier et des têtes de pylônes.

Les mesures se font en temps masqué, et les résultats doivent être annoncés rapidement de façon à ne pas ralentir ni interrompre les travaux.

Les opérations se déroulent suivant la séquence suivante :

- ◆ positionnement des selles pour le début du transfert de charge ;
- ◆ accrochage à tension nulle de toutes les suspentes ;
- ◆ vérinage des suspentes en travée latérale rive gauche et rive droite simultanément amont aval ;
- ◆ vérinage des suspentes neuves en travée centrale simultanément amont aval ;
- ◆ dévérinage des suspentes anciennes en travées latérales rive gauche et rive droite simultanément amont aval ;
- ◆ dévérinage des suspentes anciennes en travée centrale rive droite et rive gauche simultanément amont aval ;
- ◆ contrôles sur l'ouvrage pendant les opérations de transfert :

- contrôle de la position des têtes de pylône et des selles,
- variation de l'altitude du tablier,
- contrôle du glissement des premiers colliers et des mordaches de blocage des câbles sur les selles,
- mesure de l'effort de vérinage appliqué aux suspentes,
- contrôle et mesure de l'effort dans les vérins de déplacement des selles (figure 6).

■ DÉROULEMENT DU CHANTIER

L'opération fait appel à de nombreuses techniques. Le groupement permet de réunir toutes les compétences nécessaires en limitant le nombre de sous-traitants. Ce sont les équipes de génie civilistes qui se déploient d'abord sur le chantier avant de laisser la place aux équipes de monteurs qui restent jusqu'à la période de finitions et de repli.

Contraintes particulières liées au site

La principale contrainte sur site est liée à la circulation. En effet, les travaux doivent s'effectuer sur un ouvrage quotidiennement emprunté par 90 000 véhicules. Mais le chantier est aussi environné d'habitations et d'une voie SNCF fréquentée (photos 1 et 2).

Principe de conception et gestion des pièces métalliques

L'organisation du chantier est basée sur un repérage systématique de toutes les pièces qu'elles soient définitives ou provisoires. Elles sont marquées individuellement avec le numéro qui leur est attribué. Tous les plans de méthode et les procédures associées font référence à ces numéros repères. Cette méthode de travail est indispensable compte tenu du nombre de pièces (environ 60 000 pièces définitives et 230 000 pièces provisoires). Le principe d'une préfabrication la plus poussée possible en usine a été retenu. Tous les éléments arrivent sur le chantier avec une protection anti-corrosion qui ne nécessite ensuite que des retouches ultérieures.

Enfin toutes les pièces provisoires sont conçues avec des jeux fonctionnels suffisants et contrôlés avant leur expédition sur chantier.

Moyens matériels et humains

Moyens matériels

Les contraintes liées au site ont conduit le groupement à prévoir la mise en place de moyens les plus fonctionnels possibles et à mener une réflexion toute particulière sur les moyens de manutention (figure 7) :

- ◆ utilisation de grues à tours en tête des pylônes et au droit de la culée rive droite ;
- ◆ mise en place de deux blondins en tête de pylônes et de quatre portiques de manutention ;
- ◆ mise en place de deux passerelles à câble "électrifiées" pour tous les travaux de mise en place de la nouvelle suspension. Mise en place également d'une seconde paire de passerelles à câble, plus rudimentaire que la précédente, pour assurer le démontage de l'ancienne suspension et notamment la récupération des cales en zinc qui pourraient se trouver noyées dans les nappes existantes ;
- ◆ utilisation de matériels spécifiques de levage (en nombre limité) pour assurer les compléments à partir du tablier. Ces moyens doivent rester compacte et mobile et leur usage sera réservé aux petites manutentions de complément.

Moyens humains

De par l'importance et la technicité des travaux à effectuer sur cet ouvrage, le groupement a mobili-



Figure 7
Principe des aménagements des têtes de pylône

Principe
of tower head improvements

sé prioritairement les compagnons et l'encadrement ayant participé aux chantiers de changement de la suspension de Tancarville ou bien encore de réalisation du viaduc de Chavanon.

Réduction de l'impact occasionnée sur la circulation

Les perturbations de la circulation sont limitées au mieux, en préparant systématiquement en collaboration avec les services compétents, les opérations visant à emprunter ponctuellement les voies de circulation. Ces interventions s'effectuent en priorité de nuit ou bien, comme dans le cas de la mise en place ou l'enlèvement des grues à tour en tête de pylône, en neutralisant l'ouvrage sur un week-end.

Un objectif prioritaire en matière de sécurité

Compte tenu de l'expérience acquise par le groupement dans ce genre de travaux et plus particulièrement dans le cadre du changement de la suspension du pont de Tancarville, la ligne de conduite sur les travaux réalisés en fonction des impératifs de sécurité est articulé autour de trois axes : l'utilisateur, l'ouvrage et les techniques utilisées.

Vis-à-vis de l'utilisateur

Limitation au strict minimum des interfaces entre usagers et travaux :

- ◆ voies travaux isolées par des écrans visuels de façon à réduire les risques d'accident dus à la distraction des usagers ;

- ◆ interdiction de survol des zones circulées par les moyens de manutention et tout particulièrement les grues de tête de pylône. Les approvisionnements se font à partir du côté de mise en œuvre (pieds de pylône RG comme RD);
- ◆ utilisation des voies travaux pour le transfert des personnels et matériels;
- ◆ limitation maximale des moyens de manutention depuis le tablier (utilisation de deux blondins de manutention complétés par deux grues installées en tête de pylônes).

Vis-à-vis de l'ouvrage

Le groupement veille tout particulièrement à préserver l'intégrité de la structure de l'ouvrage existant, notamment lors des investigations nécessaires sur celui-ci, en utilisant des techniques de pointe (recours au repérage radar, hydrodémolition...).

Vis-à-vis des techniques utilisées

La prestation du groupement est le fruit de l'expérience et n'utilise que des techniques qui ont prouvé leur efficacité et leur durabilité.

Une exception à cette règle se doit pourtant d'être signalée. Il s'agit de la protection anticorrosion par gainage et déshumidification des nappes de câbles porteurs. Mais celle-ci résulte des recherches entreprises par le groupement depuis plus de deux ans. Le groupement a ainsi procédé dans ses atelier à de nombreux essais sur prototype, ce qui a permis de définir et d'optimiser le dispositif global de déshumidification des câbles porteurs.

ABSTRACT

Aquitaine bridge : suspension replacement works

V. Rigoux, H. Lourenço, B. Despas

The works for the replacement of the Aquitaine bridge's suspension are similar to those carried out on the Tancarville bridge. They however include additional, innovative technical devices (auxiliary suspension designed for structural stress relief and suspension cable dehumidification) as well as structural steelwork for widening the structure during operation. These bridge repairs are very thoroughgoing and represent a landmark in the rehabilitation of existing structures.

RESUMEN ESPAÑOL

Puente de Aquitania : las obras de sustitución de la suspensión

V. Rigoux, H. Lourenço y B. Despas

Por el género de trabajos a realizar, la sustitución de la suspensión del puente de Aquitania se asemeja de aquellos efectuados en el puente de Tancarville. No obstante, en el caso presente se han completado por la implementación, por un lado de dispositivos técnicos complementarios e innovadores (suspensión auxiliar destinada a aliviar la estructura y la deshumidificación de los cables portadores) y, asimismo, de una estructura metálica en voladizo para permitir el ensanchamiento de la estructura en curso de operación. Esta reparación estructural es una de las más completas existentes y señala una etapa en la ejecución de obras de reacondicionamiento de las estructuras existentes.

Rénovation du tunnel

Un chantier essentiel

Le 2 octobre 2000, AREA donne le coup d'envoi à un vaste chantier de rénovation du tube nord du tunnel de Dullin, assurant sur l'autoroute A43 la circulation dans le sens Chambéry - Lyon. Durant neuf semaines consécutives, celui-ci est fermé au trafic afin de permettre le déroulement d'importants travaux de génie civil et de renforcement des équipements de sécurité.

Ce chantier s'inscrit dans un planning général de modernisation des tunnels de l'autoroute A43 (tunnels de Dullin et de l'Épine), devant durer plusieurs années. AREA a décidé de lancer sans tarder cette première phase pour trois raisons principales :

- ◆ le vieillissement rapide de la chaussée ;
- ◆ la difficulté à organiser des travaux de cette ampleur, sur cet axe accueillant un trafic voisin de 30 000 véhicules par jour en moyenne, dont 6 000 poids lourds ;
- ◆ la prise en compte possible de certaines dispositions de sécurité émises à la suite du diagnostic mené par le gouvernement dans tous les tunnels de plus d'un kilomètre en France.

■ UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE REVUE ET CORRIGÉE

Mis en service en 1974, le tunnel de Dullin composé de deux tubes de 1 600 m de long, est toujours équipé de sa chaussée d'origine. Celle-ci a bien résisté au trafic et au temps.

Elle a permis le passage de plus de 10 millions de véhicules lourds au cours des vingt-six dernières années, avec un entretien somme toute assez faible, mais qui a considérablement augmenté récemment.

En 1974, AREA avait préféré une chaussée constituée de dalles en béton à une chaussée bitumineuse, pour favoriser l'éclairage et pour réduire les interventions d'entretien toujours délicates à organiser dans un ouvrage souterrain.

Une chaussée sous surveillance

Cependant, au cours des dernières années, l'uni de cette chaussée s'est dégradé à cause des dalles qui se sont mises à "battre", provoquant un roulement inconfortable pour l'ensemble des automobilistes. Cette dégradation s'est traduite par : une fissuration du béton, des cassures d'angles, des épaufrures des joints. AREA a multiplié la surveillance et les interventions sur cette chaussée pour conserver un bon niveau de sécurité.

Depuis plus de cinq ans, un diagnostic était lancé afin de déterminer un programme de rénovation. Au démarrage des études la solution de reconstruction complète de la chaussée, engendrant les travaux les plus lourds et les plus gênants, n'est pas envisagée.

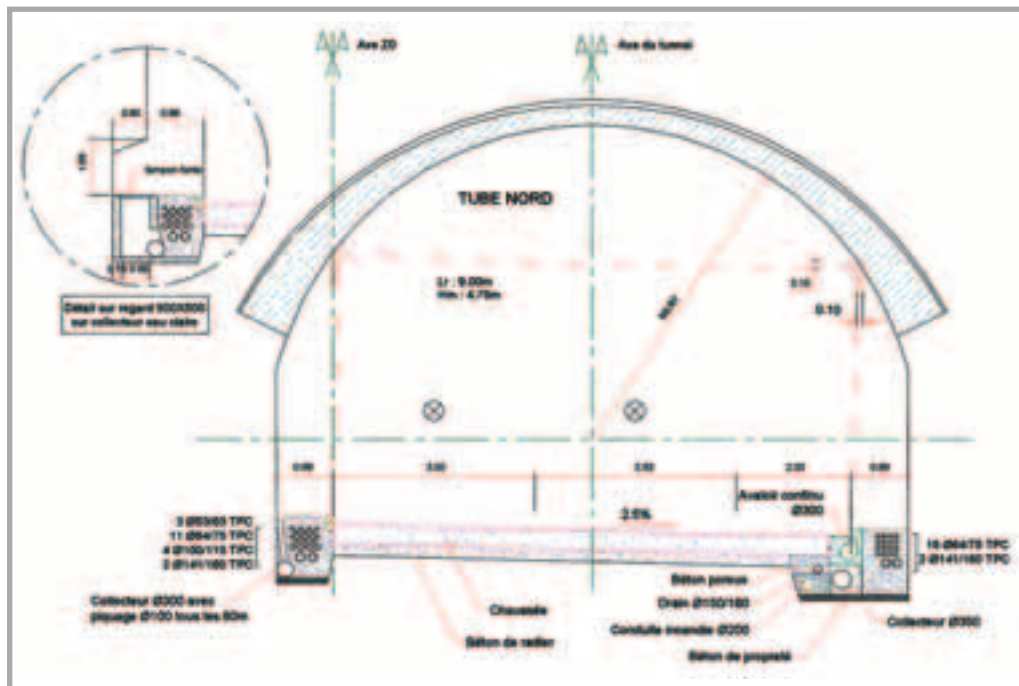
Des investigations permettant de diagnostiquer l'origine des dégradations sont engagées en vue de déterminer la réparation la plus adaptée à l'exploitation de l'ouvrage. Plusieurs sondages et campagnes de mesures de battement de dalles suivis de nombreux essais : goujonnage de dalles, sciage des dalles, injection de coulis stabilisant, surfacage par rabotage, fragmentation et rechargement, sont menés afin de ralentir la détérioration de la chaussée.

Différents prestataires sont intervenus pour ce diagnostic, le CETE de Lyon, le Laboratoire des Ponts et Chaussées, Scetauroute... A l'issue de toutes ces études, la reconstruction de la voie lente, qui supporte tout le trafic lourd, s'est avérée incontournable.

Pose du caniveau Satujo
Placing the Satujo gutter



Figure 1
Réhabilitation du tube nord.
Profil en travers après travaux
Rehabilitation of north tube.
Cross section after works



© AREA/Dullin 2000. Ch. Huret

de Dullin

Le choix d'une reconstruction complète

Le tunnel de Dullin fait partie des ouvrages de plus d'un kilomètre examinés en 1999 par le comité d'évaluation mis en place par le gouvernement après la catastrophe du tunnel du Mont-Blanc. A la suite de cet examen, il est demandé à AREA de sécuriser l'ouvrage, notamment au niveau de la récupération des liquides déversés accidentellement sur la chaussée. Pour cela, il est nécessaire de modifier notablement le dévers de la chaussée.

Au final, compte tenu de la nécessaire modification du profil en travers et du diagnostic sur l'état de la chaussée existante, AREA choisit de reprendre complètement la structure de la chaussée jusqu'au rocher du massif de Dullin avec un nouveau profil en travers (figure 1), déversé à 2,5 %, et un caniveau à fente le long du trottoir.

La structure suivante est retenue :

- ◆ 10 cm en moyenne de béton de blocage sur le rocher nettoyé ;
- ◆ 45 cm de béton compacté ;
- ◆ 7 cm de matériaux drainant 4/14 ;
- ◆ 8 cm de matériaux concassés 0/20 ;
- ◆ 27 cm de grave bitume mis en place en trois couches ;
- ◆ 4 cm de béton bitumineux mince réalisé avec des matériaux clairs.

Ce choix implique la démolition et l'évacuation de la chaussée existante, la mise à nu et l'alésage du rocher au droit des trottoirs, la reconstruction complète des trottoirs, la mise en œuvre d'une conduite multialvéolaire et d'un caniveau à fente se déversant dans des regards siphoniques, et la mise en place des différentes couches de chaussées. La structure de la chaussée retenue présente l'avantage d'être largement éprouvée par ailleurs permettant ainsi, de limiter les mises au point d'exécution lors du court délai de réalisation de l'opération.

Pour conserver l'avantage offert par la chaussée béton en ce qui concerne l'éclairage, la couche de roulement est conçue en granulats clairs afin d'obtenir un niveau R2, selon la classification définie par la Commission internationale de l'éclairage (CIE), après grenailage.

Les argiles gonflantes : une poussée sous chaussée à contrer

Comme le montre la coupe géologique (figure 2) le tunnel de Dullin traverse une faille au PM 540 qui contient un matériau constitué d'un mélange de sable, silt et argile. La largeur de cette faille est d'une dizaine de mètres en moyenne.

Cette zone comportant des matériaux très sensibles à l'eau est à l'origine des premiers désordres constatés sur la chaussée. Quelques années après la mise en service du tunnel, il était nécessaire de remplacer à cet endroit le béton hydraulique par un béton bitumineux pour éviter une dangereuse mise en escalier des dalles béton.

Afin de contrer les poussées, il est décidé de pur-

Jean-Luc Attia

DIRECTEUR
DE L'EXPLOITATION
AREA



Michel Vistorky

DÉPARTEMENT VIABILITÉ
INFRASTRUCTURE
AREA



Marc Vian

DÉPARTEMENT VIABILITÉ
INFRASTRUCTURE
AREA



Olivier de Blic

DÉPARTEMENT VIABILITÉ
INFRASTRUCTURE
AREA



Contre-voûte.
Déblai
Inverted arch.
Cuttings

© AREA/Dullin 2000. Ch. Huret

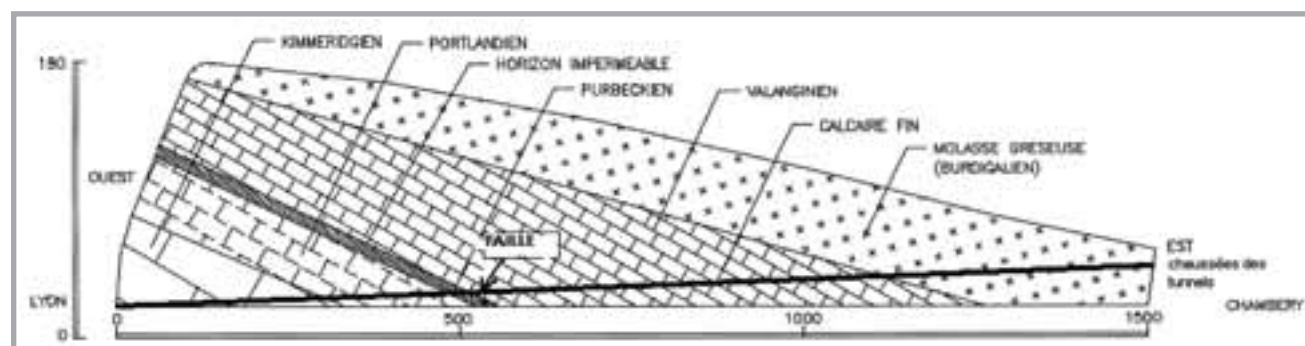


Figure 2
Coupe géologique du massif
de Dullin. Désordres liés
au gonflement des argiles
au PM 540

Geological section
of Dullin mountain formation.
Distress due to clay swelling
at milestone PM 540

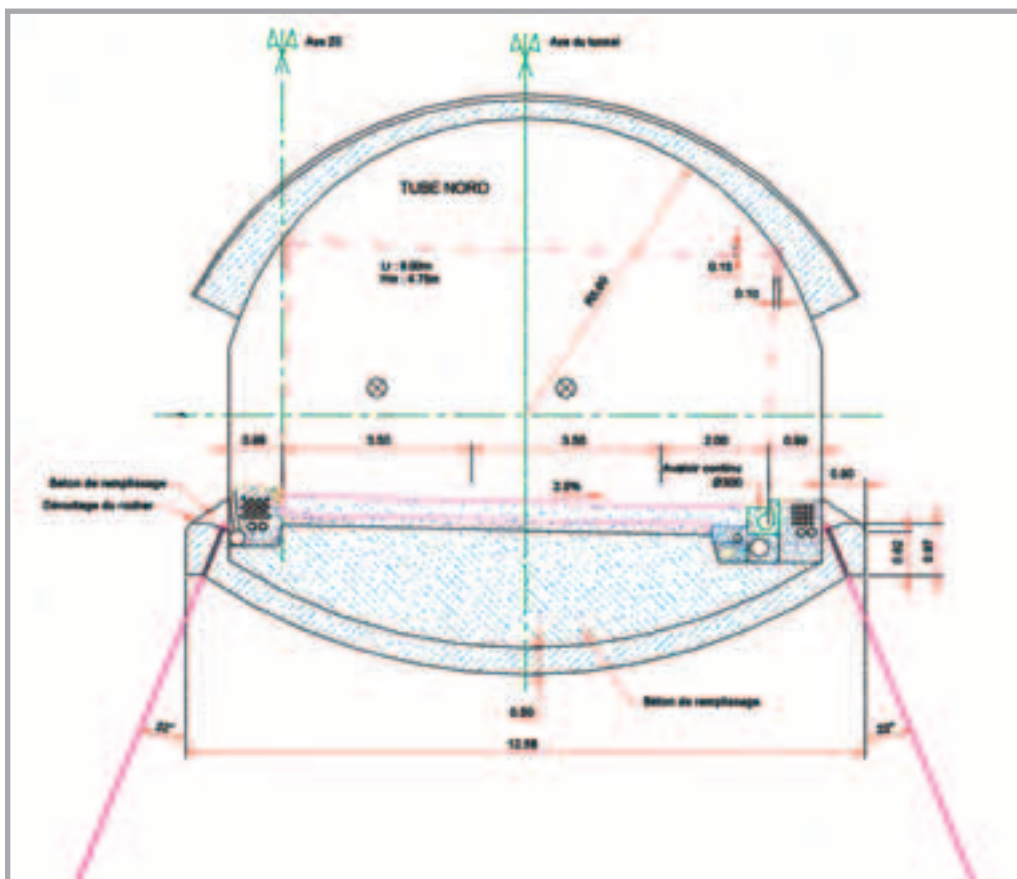


Figure 3
Réhabilitation du tube nord.
Profil en travers. Contre-voûte
Rehabilitation of north tube.
Cross section. Inverted arch



Alésage
à la niveleuse
Reaming
with grader

© AREA/Dullin 2000. Ch. Huret

► ger la faille et de construire une contre-voûte sous chaussée ancrée latéralement par des tirants de Ø 36 (figure 3).

■ MODERNISATION ET RENFORCEMENT DE LA SÉCURITÉ

Avec le terrible accident du Mont-Blanc et les réflexions menées depuis sous l'égide du gouvernement, AREA a pris en compte dans son programme de rénovation les recommandations issues du diagnostic de sécurité lancé par le Premier ministre pour tous les tunnels de plus d'un kilomètre.

Lutte contre la propagation des liquides en feu : caniveau à fente continue et regards siphoniques

Un caniveau, disposé en accotement permet de limiter la propagation d'incendie par les matières

dangereuses répandues accidentellement. Les eaux de chaussée, ou une éventuelle pollution, sont collectées par un avaloir continu à fente, relié au collecteur d'assainissement principal par des regards siphoniques disposés tous les 50 m et destinés à éviter la propagation d'un incendie grâce à un siphon, sur tout le linéaire du tunnel (figure 4).

Protection des câbles : multialvéolaire

Tous les câblages, courants forts et courants faibles, sont changés et installés dans un caniveau multialvéolaire noyé dans le béton sous les trottoirs. Cet ouvrage est dimensionné pour supporter de nouvelles liaisons liées à l'éventuelle mise en place d'équipements supplémentaires de ventilation, de bornes d'appel d'urgence, de caméras vidéo... au total, 35 km de câbles sont tirés.

Lutte contre le feu : conduite et bornes incendie

Une conduite incendie Ø 200, sous pression et noyée dans le béton du trottoir, alimente les bornes installées dans les niches de sécurité situées tous les 200 m.

Fermeture du tunnel

Des barrières de fermeture à l'entrée de chaque tunnel, télécommandées depuis le PC de circulation, permettent d'interrompre très rapidement le trafic en cas d'événements répertoriés.

Accès de secours

La bande d'arrêt d'urgence, permettant l'accès au tunnel aux services de secours, est élargie. Une voie de retournement au niveau de la tête ouest du tunnel est créée afin de faciliter le passage d'un tube à l'autre pour les véhicules de service et de secours.

Des plaquettes de signalisation des issues de secours sont rajoutées. Par ailleurs, le nombre de bornes d'appel d'urgence est augmenté à raison d'une borne tous les 200 m.

■ UNE ORGANISATION HUMAINE DU CHANTIER EXCEPTIONNELLE

L'importance des travaux à conduire a exigé l'étude de différents scénarii d'organisation du chantier. L'option finalement retenue prévoyait la fermeture du tube nord du tunnel de Dullin pendant 9 semaines consécutives et l'exécution des travaux 7 jours sur 7, 24 heures sur 24. Une organisation tout à fait particulière, et exigeante à l'égard des intervenants sur le site, est mise en place.

La maîtrise d'œuvre travaux est assurée par AREA et organisée de façon suivante, l'ingénieur Génie civil du département Viabilité Infrastructure encadre une équipe composée de deux conducteurs et trois surveillants travaux qui assurent une conduite du chantier, sur place, de façon permanente.

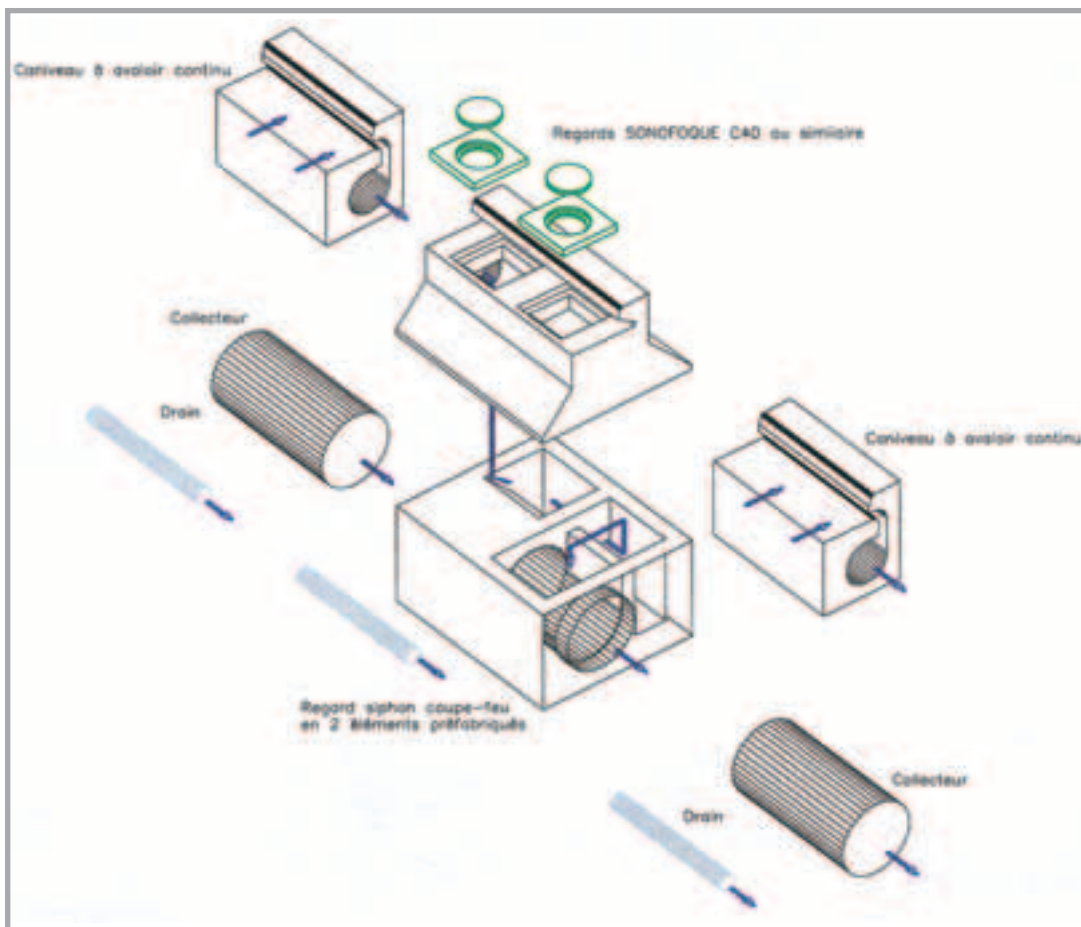


Figure 4
Caniveau à avaloir continu
et regards siphoides
Gutter with continuous gully
and drain cover trap

UNE INFORMATION ADAPTÉE

Outre un renforcement de la signalisation usuelle de chantier, sur zone, un certain nombre de dispositifs de communication sont mis en œuvre :

- ◆ annonce des travaux avant les barrières de péage des échangeurs situés de part et d'autre du tunnel;
- ◆ diffusion en entrée de péage, sur l'axe Lyon-Chambéry, de près de 200 000 exemplaires d'un dépliant d'information. L'objectif principal est de diffuser au plus grand nombre, les règles de sécurité à respecter aussi bien au moment de la traversée de la zone en travaux, qu'en cas d'incident ou d'incendie à l'intérieur du tunnel (document traduit en anglais, allemand, italien);
- ◆ des insertions publicitaires dans la presse quotidienne et magazine régionale ont permis de communiquer hors contexte autoroute;
- ◆ diffusion de bulletins d'information sur les ondes de France Bleu Pays de Savoie, via le service radio

AREA;

- ◆ utilisation des panneaux lumineux d'information, afin d'annoncer les perturbations;
- ◆ organisation de deux conférences de presse, dont une à l'attention de la presse spécialisée travaux publics.

Les entreprises mettent en place des moyens humains et matériels très importants, et font preuve de réactivité en étant opérationnelles dès la fermeture du tube.

Près de 300 personnes se relaient 6 jours sur 7, en travail posté entre le 2 octobre et le 4 décembre 2000.

■ ORGANISATION DE LA CIRCULATION PENDANT LA PHASE TRAVAUX

De nombreux critères ont été pris en compte avant de retenir l'option de la fermeture complète du tunnel en travaux. En plus de la gêne occasionnée aux automobilistes, il a fallu aussi tenir compte de la sécurité du trafic ou du chantier, du maintien des possibilités de passage des chasse-neige ou encore des méthodes d'intervention sur les véhicules en panne.

Le tube nord du tunnel de Dullin étant fermé, la circulation du sens Chambéry-Lyon est basculée dans le tube sud restant en service mais selon une nouvelle configuration. Cette situation est génératrice de perturbations aux abords de ce tunnel où la part du trafic poids lourds dépasse 20 %.

Monodirectionnel en situation normale, le tube sud a été reconfiguré pour accueillir l'autre sens de circulation. Sa largeur roulable de 9 m se décompose en deux voies de 3,50 m de largeur, qui accueillent chacune un sens de circulation. Une bande centrale de sécurité de 2 m de largeur, délimitée par des bandes jaunes et des balises auto-relevables



© AREA/Dullin 2000. Ch. Huret

Mise en œuvre du revêtement en grave-bitume

Application of asphalt surfacing

est réservée. La vitesse est limitée à 60 km/heure sur les 1 600 m de longueur du tunnel.

La signalisation tant à l'extérieur qu'à l'intérieur du tunnel en circulation est renforcée. Les issues de secours sont toujours maintenues dans le tube en circulation et des rondes de sécurité 24 heures sur 24 sont instaurées.

■ UN BILAN DES TRAVAUX SATISFAISANT

Les objectifs fixés au démarrage de l'opération sont atteints : respect du planning, maîtrise du budget et réalisation d'un ouvrage de qualité.

Par ailleurs, si un certain nombre de bouchons



Circulation à double sens dans le tube sud
Two-way traffic in the south tube

se sont produits, d'une longueur maximum de 6 km, on a constaté qu'en moyenne, le trajet Lyon-Chambéry était allongé de 15 minutes environ aux heures de pointe. Peu d'incidents sont à signaler, la bande centrale de sécurité a été utilisée par les automobilistes en difficulté. Les barrières de fermeture du tunnel ont été actionnées pour des mini-coupures de circulation, afin d'évacuer principalement des véhicules en panne.

La réussite de ce challenge est due à un réel partenariat entre les entreprises et AREA. La rénovation du second tube du tunnel de Dullin a démarré le 17 septembre 2001.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Les entreprises et fournisseurs du chantier ont été déterminés à la suite d'appels d'offres lancés par AREA avec l'assistance de Scetauroute (Direction des travaux et tunnels souterrains), chargé de la mise au point des dossiers.

Entreprises

Terrassements

Guintoli - Bianco - Razel

Réseaux/équipements

- Guintoli - EHTP - Stepe - Serpollet - ETDE
- Valerian - Deschiron

Contre-voûte

Campenon Bernard Régions

Chaussées

Jean Lefebvre - Eurovia

Conception et fourniture des caniveaux

Compassi

Etudes et contrôles

- Scetauroute DTTS
- Setec
- Sores
- Presents
- Ingedia

ABSTRACT

Renovation of Dullin tunnel. An essential project

J.-L. Attia, M. Vistoroky, M. Vian, O. de Blic

On 2 October 2000, French motorway operator AREA initiated a vast project to restore the north tube of the Dullin tunnel, which handles traffic on the A43 motorway in the Chambéry-to-Lyon direction. Durant nine consecutive weeks, the facility was closed to traffic to allow major civil engineering and reinforcement works designed to improve safety. The pavement was entirely reconstructed down to the Dullin formation's bedrock with a new cross section, cross-sloping 2.5 %, and a slotted gutter along the walkway making it possible limit fire propagation by accidentally spilled hazardous materials.

All cables (power and communication) were replaced; the fire-fighting system was revamped, accident closure barriers were installed and safety devices strengthened.

These works form part of the general plan for the modernisation on the A43 motorway (Dullin and Epine tunnels) and are to go on for several years.

RESUMEN ESPAÑOL

Rehabilitación del puente de Dullin. Una obra primordial

J.-L. Attia, M. Vistoroky, M. Vian y O. de Blic

El 2 de octubre de 2000, AREA ha dado la señal de salida de una amplia obra de renovación del tubo Norte del túnel de Dullin, que permite el tráfico rodado en la autopista A43, en el sentido Chambéry - Lyon. Durante nueve semanas consecutivas, el túnel fue cerrado al tráfico con objeto de permitir el desarrollo de importantes obras de ingeniería civil y el refuerzo de los equipos de seguridad.

La estructura del pavimento ha sido totalmente renovada hasta encontrar la roca del macizo de Dullin, con un nuevo perfil transversal, con un peralte de 2,5 % y una cuneta de hendidura que corre a lo largo de una banqueta (acera) que permite limitar la propagación de incendios derivados de materias peligrosas esparcidas accidentalmente. Todos los tendidos de cables

eléctricos (corrientes fuertes y débiles) se han cambiado, y se ha examinado el sistema de lucha contra los incendios, disponiendo barretas en caso de incidente, reforzando también los dispositivos de emergencia.

Las obras se inscriben en una planificación general de modernización de los túneles de la autopista A43 (túneles de Dullin y de l'Epine) que deberán prolongarse durante varios años.

Le tunnel du Mont-Blanc

La sécurité au cœur du programme de modernisation et de réhabilitation

A la suite de l'incendie du 24 mars 1999, les deux sociétés concessionnaires du tunnel du Mont-Blanc, ATMB et SITMB, ont proposé un programme de modernisation et de réhabilitation de l'ouvrage pour assurer aux usagers des conditions optimales de sécurité.

Le 14 décembre 1999 deux instances représentant les Etats français italiens – la Commission intergouvernementale de contrôle et le comité de Sécurité – ont validé définitivement ce programme. Il met en œuvre les recommandations des experts et les nouvelles exigences fixées par l'instruction technique sur la sécurité dans les tunnels routiers du 25 août 2000.

Les deux sociétés concessionnaires financent la totalité des travaux dont le montant est évalué à 300 millions d'euros HT. L'Union européenne a accordé une subvention de 22,5 millions d'euros pour les études et les équipements de sécurité.

La répartition du montant total des travaux se décompose comme suit :

- ◆ nouvelles installations : 80 % ;
- ◆ réparations : 20 %.

Avec :

- ◆ génie civil : 40 % ;
- ◆ équipements : 60 %.

La conception, les équipements et les nouvelles conditions d'exploitation du futur tunnel lui permettront de réouvrir dans des conditions de très haute sécurité. Pour cela, le programme de travaux s'articule autour de quatre axes : des aménagements spécifiques, des équipements de sécurité et d'exploitation parmi les plus performants, le renforcement des moyens de secours et la constitution d'une structure unique d'exploitation, le GEIE du tunnel du Mont-Blanc. Créé en mai 2000, le Groupement européen d'intérêt économique du tunnel du Mont-Blanc (GEIE TMB) assure trois grandes missions pendant les travaux et jusqu'à la réouverture : il veille à l'unicité fonctionnelle des travaux en s'appuyant sur un contrôle extérieur, il assure la réception des travaux conjointement avec les deux sociétés et il met en place et forme les équipes d'exploitation.

Quatre objectifs sont assignés au programme de réhabilitation :

- ◆ permettre aux usagers de circuler en toute sécurité ;
- ◆ accroître la rapidité d'intervention des secours en cas d'incident ;
- ◆ mettre les usagers en sécurité et faciliter leur évacuation ;
- ◆ assurer la qualité de l'air et l'efficacité du désenfumage.

Cet article présente ce programme de travaux, l'un des plus grands chantiers européens de ce début de siècle (photo 1).



Photo 1
Un chantier de grande envergure
A project of impressive scope

■ LES INTERVENANTS SUR LE CHANTIER

Maîtrise d'ouvrage : une direction technique commune ATMB et SITMB

Pour le génie civil, ATMB est maître d'ouvrage sur la concession française et SITMB sur la concession italienne. Pour les équipements, les marchés sont confiés pour la totalité de l'ouvrage à des entreprises communes pour les deux concessions, afin de garantir l'unicité des dispositifs de sécurité. La direction technique des travaux est composée



d'une équipe franco-italienne : M. Jean-Yves Lapierre pour ATMB et de M. Vincenzo Pozzi pour SITMB.

Plus de 40 personnes des directions de la construction et de l'exploitation d'ATMB travaillent depuis le début sur le chantier.

Photo 2
L'entrée du chantier
Entrance to worksite



Assistance à maîtrise d'ouvrage : Systra et HBI/Sitec

La société Systra, filiale de la SNCF et de la RATP, a été choisie après appel d'offres par ATMB pour l'assistance à maîtrise d'ouvrage du chantier menée dans la partie française. Pour SITMB, cette mission est assurée par HBI/Sitec. Leur rôle pendant les travaux consiste à assister ATMB et SITMB dans le suivi des coûts et des délais, ainsi que dans la gestion administrative des contrats d'entreprises prestataires.

La coordination santé-sécurité : Présents et Sergio Ravet/préfet Corbo

ATMB a choisi le cabinet Présents pour la coordination de la sécurité et la protection de la santé sur le chantier côté français. Sa mission s'étend sur la totalité de la concession française et est définie par la loi française. Côté italien, cette mission est assurée par le cabinet Sergio Ravet en étroite collaboration avec le préfet Corbo.

L'équipe de Présents est composée d'un coordinateur sécurité, de son assistant ainsi que de quatre conseillers en prévention. Un conseiller prévention du cabinet Présents est sur le chantier 24 heures sur 24, 6 jours sur 7.

Scetauroute/Spea : un maître d'œuvre unique

Le groupement Scetauroute/Spea a été choisi par ATMB et SITMB comme maître d'œuvre unique des travaux de réhabilitation et de modernisation de l'ouvrage.

Une équipe franco-italienne du groupement Scetauroute/Spea de 40 personnes est présente en permanence sur le chantier et aux deux têtes du tunnel.

Les entreprises prestataires

Les entreprises prestataires pour le chantier de génie civil

Les travaux ont été confiés au groupement Bouygues TP/GTM-Dumez/Impregilo côté français et à Cossi côté italien, pour un montant total de 48,6 millions d'euros HT soit 40 % du montant du programme.

Les entreprises prestataires pour le chantier des équipements

Dans le cadre du chantier des équipements, les marchés sont passés pour la totalité de l'ouvrage afin de garantir l'unicité des dispositifs de sécurité dans le tunnel.

Au cours du deuxième semestre 2000, ATMB et SITMB, les deux sociétés concessionnaires du tunnel du Mont-Blanc, ont lancé les procédures de consultation européenne pour les principaux marchés d'équipements.

Huit groupements ont ainsi été sélectionnés pour les équipements d'exploitation :

- ◆ Alstom-Gemmo Impianti pour le lot énergie, vidéo surveillance, réseaux informatiques et la gestion technique centralisée ;
- ◆ Alstom pour la détection incendie ;
- ◆ Howden/Sirocco/Yvroud/Martina pour la ventilation ;
- ◆ Philips/Comatelec pour l'éclairage ;
- ◆ CCC/Gemmo pour le réseau incendie ;
- ◆ SEE/BPG/Fabre/Nuclétude pour le lot radio communication ;
- ◆ Self-Time/Acis pour la signalisation ;
- ◆ Techno Sistemi pour le portail thermographique.

Le Groupement européen d'intérêt économique du tunnel du Mont-Blanc (GEIE), futur exploitant unique

Le GEIE assure trois grandes missions jusqu'à la réouverture du tunnel : veiller à la totale unicité des travaux en s'appuyant sur un contrôle extérieur, assurer conjointement avec ATMB et SITMB la réception des travaux et préparer la mise en place et la formation d'équipes communes.

À la réouverture du tunnel, le GEIE exercera les responsabilités jusqu'à présent exercées conjointement par ATMB et SITMB : maintenance et gestion, entretien de l'ouvrage, maîtrise d'ouvrage pour les travaux d'entretien et d'amélioration et perception des recettes de péages.

Futur exploitant unique, le GEIE interviendra sur tous les sujets touchant à la sécurité.

A ce titre, le GEIE a signé le 23 juin 2001 à Aos-

te une convention de service avec le Service départemental d'incendie et de secours de Haute-Savoie 74, et la Région autonome de la vallée d'Aoste. Cette convention définit les moyens (humains, financiers et d'organisation) que les trois contractants s'engagent à déployer pour assurer la sécurité et les premières interventions de secours à la réouverture du tunnel du Mont-Blanc. Des équipes de secours seront présentes aux deux têtes et au centre de l'ouvrage, 24 heures sur 24. D'autre part, les services publics français et italiens ont la charge d'élaborer conjointement le Plan binational d'Intervention et de Secours.

■ LA POLITIQUE SÉCURITÉ ET LE CONTRÔLE QUALITÉ

Des mesures spécifiques

Du fait de l'ampleur du chantier et de son caractère souterrain, des mesures ont été mises en place pour l'organisation du chantier et le matériel disponible pour les équipes de travail : contrôle permanent du taux de CO, réseaux d'alerte dédiés, maintien d'une voie de circulation, appareils respiratoires individuels (photo 2).

Les moyens d'intervention permanents

Des moyens d'intervention spécifiques et renforcés sont également en place sur le chantier :

- ◆ une équipe de secours de trois personnes est présente en permanence à chaque tête du tunnel ;
- ◆ une coordination en continu est assurée avec les secours extérieurs et l'inspection du travail ;
- ◆ des visites et des exercices hebdomadaires sont organisés avec les pompiers de Chamonix ;
- ◆ pour les secours, un véhicule 4 x 4 anti-incendie et une ambulance V.S.A.B stationnent en permanence sur les plates-formes.

La coordination des secours

L'organisation de la sécurité du chantier repose sur l'élaboration de plusieurs documents, mis au point au fur et à mesure du choix des entreprises, en concertation avec les organismes publics de prévention et de secours.

- ◆ le Plan général de coordination en matière de sécurité et de protection de la santé (PGC) qui couvre toutes les étapes du chantier ;
- ◆ le Plan particulier de sécurité et de protection de la santé (PPSPS), qui décrit les moyens et les méthodes dont chaque entreprise se dote pour appliquer le PGC ;
- ◆ le Dossier de gestion des incidents et accidents qui est établi avec le centre de secours de Chamonix et mis à jour avec le SDIS 74.



Photo 3
Lavage à haute pression
High-pressure washing

Ainsi, lorsqu'un malaise ou un incident survient, les secours qu'ils soient internes ou externes bénéficient d'une grande réactivité.

Le respect de ces plans de sécurité est de la responsabilité du maître d'œuvre.

Le contrôle qualité

Quatre niveaux de contrôles internes et externes ont été mis en place pour vérifier la qualité des travaux et des équipements :

- ◆ l'entreprise prestataire assure le premier contrôle interne ;
- ◆ le maître d'œuvre (Scetauroute/Spea) effectue un deuxième contrôle qualité ;
- ◆ un organisme extérieur (expert, laboratoire) réalise un troisième niveau de contrôle ;
- ◆ un second cabinet indépendant attestera, auprès de la ClG, de la conformité des travaux réalisés.

■ LES QUATRE GRANDES PHASES DU CHANTIER

Les travaux préparatoires de nettoyage fonctionnel côté français

Préalable indispensable aux travaux de génie civil, le chantier de nettoyage a permis d'éliminer entre mi-avril et mi-juillet 2000 les dépôts de suies et résidus de fumées rendus corrosifs pour le béton comme pour les équipements.

Nettoyage et neutralisation de la corrosion

Le nettoyage du béton (parois et gaines) a été réalisé par un lavage à eau sous haute pression avec, si nécessaire, ajout de détergents (photo 3). La neutralisation des agents corrosifs sur le béton et sur les équipements a été faite par voie chimique. De multiples modes d'application ont ensuite été utilisés en fonction de la taille et de la nature des équipements à traiter.

La maîtrise d'œuvre de ce chantier a été confiée à

Photo 4
Le contrôle
des eaux
Water control



Photo 5
Le rétablissement
des réseaux
*Restoral
of networks*



Photo 6
Le forage
des abris
*Drilling
for shelters*



EMTS et à Actis, Belfor, CSD Azur, OGCI, Ortec, Relectronic et Serpol.

Cent vingt personnes étaient présentes sur le chantier qui a demandé la mobilisation de plus de 25 millions de francs de matériel et d'équipements.

Privilégier le traitement des eaux de lavage sur place

Les eaux de nettoyage ont été traitées sur place par une station mobile installée sur la plate-forme en trois étapes : décantation, traitement physico-chimique, filtration sur charbon actif.

Après traitement et contrôle, les eaux de lavage sont rejetées en milieu naturel.

Les déchets solides récupérés ont été évacués en centre de traitement agréé selon leur nature.

L'ensemble de ce dispositif de traitement a fait l'objet d'une demande d'autorisation auprès de la Drire, en application de la loi sur l'eau (photo 4).

Travaux de sécurisation

A l'issue des travaux de nettoyage, les travaux préalables de sécurisation ont été lancés, tandis que débutaient les travaux de génie civil côté italien. Ainsi, en août 2000, les réseaux électriques et radios ont été posés et les réseaux de haute tension et d'appel d'urgence rétablis côté français (photo 5).

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Volume de béton à démolir : 5 100 m³
- Poids des rochers à excaver : 55 000 t
- Volume de béton à couler pour revêtir les abris et cameaux de désenfumage : 22 000 m³

Pour soutenir le rocher :

- Volume de béton projeté à utiliser : 5 000 m³
- Poids des cintres : 250 t
- Poids des boulons de clouage : 55 t

Les machines en présence

Equipement de sciage :

- Trois Jumbos (2 et 3 bras) : foration et pose d'ancrages pour le soutènement
- Pelles hydrauliques et brise-roches
- Chargeurs et camions
- Nacelles et pompes à béton
- Coffrages outils
- Deux robots de projection de béton
- Trois boulonneurs
- Six outils de coffrage spécialement réalisés pour le projet

Tous les matériels étaient neufs (sortie d'usine) ou très récents et conformes aux normes anti-pollution. Ceux fonctionnant au gasoil ont été équipés de pots catalytiques

Le chantier de génie civil

Les travaux de génie civil ont débuté mi-octobre 2000 en France et mi-juillet 2000 en Italie en partant de la fin de chaque concession dans le tunnel pour progresser vers les deux têtes du tunnel (cf. encadré "Les principales quantités" et photo 6).

Réalisations

Les travaux de génie civil ont porté principalement sur la construction de :

- ◆ 116 carneaux de désenfumage;
- ◆ 37 abris pour les usagers;
- ◆ 116 niches de sécurité pour les usagers;
- ◆ 78 niches incendie pour les pompiers;
- ◆ 1 poste central pour les équipes de secours;
- ◆ 4 réservoirs incendie d'une capacité utile de 120 m³.

A cette liste, s'ajoute, côté italien, la réfection de la voûte, de trois garages et de la chaussée suite à l'incendie.

Le chantier franco-italien de pose des équipements

Les marchés des travaux d'équipements ont été passés pour la totalité de l'ouvrage afin de garantir l'unicité des dispositifs de sécurité dans le tunnel. Le montant total de ces marchés représente environ 60 % du coût total de l'opération. Les marchés de pose des équipements ont donc quasiment tous été attribués à des groupements franco-italiens.

Les phases du chantier

La pose des équipements a commencé en parallèle des dernières phases du chantier de génie civil. Cette phase de travaux inclut la fourniture et la pose des équipements sur toutes les parties de l'ouvrage : tunnel, voûte et gaines.

Pour ce chantier, le tunnel a été organisé en huit tronçons de 1450 m, chacun étant traité de manière autonome : les différentes phases du chantier s'y superposent.

La première phase a concerné la pose des conduites incendie, des câbles d'alimentation électrique dans les gaines et les équipements électriques des refuges. En même temps, les trois ventilateurs des deux têtes du tunnel ont été démontés et remplacés.

Pendant la deuxième phase, les câbles électriques, les accélérateurs de ventilation et les trappes télécommandées des carneaux de désenfumage sont posés.

La troisième phase met en œuvre la pose des câbles radio, la détection thermométrique et les anémomètres.

Enfin, le chantier s'achèvera par la pose des équipements de signalisation et des parements des côtés du tunnel.



Photo 7
Séparation
des deux parties
du tunnel
pour le génie civil

*Tunnel separated
in two for civil
engineering*

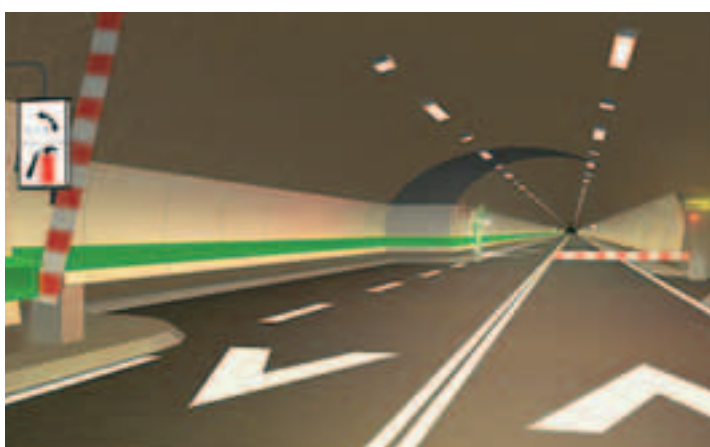


Photo 8
En cas d'incident,
des demi-barrières
arrêtent les véhicules

*In an accident occurs,
half-barriers stop
the vehicles*

Un sas assure la sécurité des intervenants sur le chantier et contrôle la ventilation de l'ouvrage pendant les différentes phases des travaux de génie civil, notamment lors des tirs à l'explosif (photo 7).

Les équipements de sécurité

Les équipements installés constituent un système permettant d'accroître la sécurité en phase d'exploitation normale en cas d'accident :

- ◆ la signalisation dynamique informera les usagers : panneaux à messages variables, feux rouges, barrières, radio, flashes lumineux pour les abris (photo 8);

- ◆ une gestion technique centralisée (GTC) de tous les équipements de sécurité remplira trois grandes fonctions : collecte et analyse des données, aide à la décision pour l'exploitation et commande des équipements. Pour la première fois installée dans un tunnel routier, la GTC permettra aux opérateurs d'être informés en temps réel du moindre événement. Pour collecter les informations nécessaires à la gestion de la sécurité, la GTC sera reliée à l'ensemble des équipements du tunnel et pourra traiter entre 20 000 et 25 000 informations simultanément;

Photo 9
Soixante-seize accélérateurs longitudinaux

Seventy-six longitudinal accelerators



LA POSE DES ÉQUIPEMENTS EN CHIFFRES

- Montant estimé des travaux : 110 millions d'euros HT
- Effectifs mobilisés : 1 000 personnes (réparties sur 5 postes de 200)

Équipements incendie

- Extincteurs : 116
- Bouches à incendies : 78
- Vannes : 77
- Ventilateurs en tête d'ouvrage : 6
- Accélérateurs longitudinaux : 76

Équipements de gestion du trafic et d'information des usagers

- Panneaux à messages variables : 20
- Feux rouges : 40
- Feux clignotants : 39
- Pictogrammes réfléchissants : 464
- Demi-barrières : 40
- Moniteurs informatiques de la GTC : 68

Les équipements d'alimentation en énergie, de détection et de vidéo surveillance

- Câbles de détection thermographique : 11,6 km
- Câbles radio : 25 km
- Câbles électriques basse tension : 180 km
- Câbles électriques haute tension : 30 km
- Capteurs thermographiques : 3 860
- Caméras de détection automatique d'incident : 120
- Opacimètres : 232

◆ une salle de commande unique pilotera l'ensemble du tunnel, où deux opérateurs seront postés en permanence. Cette salle est doublée d'une salle de secours identique ;

◆ une détection automatique d'incident par analyse des images vidéo de 120 caméras détectera toute anomalie dans le trafic (objet sur la chaussée, ralentissement...). Les images filmées seront analysées en quelques fractions de secondes par la GTC qui mettra les équipements de sécurité en conformité avec l'incident détecté ;

◆ un réseau de radiocommunication informera directement les usagers en cas d'incident, sur décision de la salle de commande ou automatiquement par la GTC ;

◆ une détection incendie tout au long de l'ouvrage sera capable de détecter toute élévation de température grâce à des capteurs disposés tous les trois mètres. Ce câble de détection thermographique sera complété par la présence de 232 opacimètres. Ces indications permettront de commander les accélérateurs longitudinaux afin de bloquer les fumées et de sélectionner les carneaux de désenfumage à activer (photo 9) ;

◆ quatre réservoirs de 120 m³ alimenteront un réseau incendie et 78 bouches incendie ;

◆ la capacité d'extraction des fumées sera portée à 150 m³ par section de 600 m grâce à deux centrales d'extraction de tête, quatre centrales relais et 116 carneaux de désenfumage ;

◆ une série de 76 ventilateurs sera installée en voûte et assure la stabilisation du courant d'air longitudinal. La GTC calculera automatiquement leurs régimes de fonctionnement en fonction des différences de pression atmosphérique entre les deux têtes.

Organisation des équipes

La rotation des équipes et les temps de travail sont organisés, côté français, 6 jours sur 7 en trois postes de travail de 8 heures. Deux postes sont dédiés à la pose des équipements et un poste à l'approvisionnement. Les ouvriers postés travaillent trois semaines et récupèrent la quatrième semaine pour que le nombre moyen d'heures travaillées n'excède pas 35 heures. Les ouvriers italiens sont organisés en deux équipes de 11 heures chacune, 7 jours sur 7. Au plus fort des travaux, 1 000 personnes sont donc présentes sur le chantier soit 200 personnes simultanément sur cinq postes.

La formation des équipes du GEIE

La sécurité du tunnel du Mont-Blanc reposera à la fois sur des équipements innovants et un renforcement des moyens humains. Pour garantir une parfaite maîtrise de ces équipements, un programme de formation a été lancé début juin 2001 pour les équipes du GEIE, structure unique d'exploitation du tunnel à sa réouverture.

Les opérateurs ont débuté en juin une formation

sur l'ensemble du système d'exploitation du tunnel : équipements de sécurité, de détection et de gestion des procédures, en interne, en collaboration avec les intervenants extérieurs (pompiers, services de la gendarmerie...).

Au mois de juillet 2001, les opérateurs sécurité trafic ont perfectionné leurs connaissances techniques sur un simulateur d'Alstom situé à Lyon. La troisième étape a eu lieu au mois d'août pour la formation aux équipements sur le terrain, avec une mise en situation réelle.

En outre, un transfert de compétences des entreprises présentes sur le chantier vers les équipes du GEIE est assuré à trois moments clés :

- ◆ les essais en usine ;
- ◆ les essais par lot (ventilation, réseau...) avec les opérateurs concernés ;
- ◆ les essais lors de l'intégration du système.

La formation des opérateurs de sécurité et des équipes techniques précède les essais approfondis de fonctionnement des équipements réalisés lors de la marche à blanc, préalablement à la réouverture.

En outre, les équipes des services de secours français et italiens d'intervention immédiate bénéficient d'une formation initiale liée à leurs nouvelles missions, de formations spécialisées tenant compte des risques spécifiques du site et de formations particulièrement liées à l'unicité d'intervention et à la coordination avec les équipes d'exploitation du GEIE du tunnel du Mont-Blanc (exemple : langues italienne et française).

La marche à blanc des équipements

A l'issue de la pose des équipements et préalablement à la réouverture, des essais approfondis de fonctionnement des équipements et une vérification de la maîtrise de l'ensemble des dispositifs par les agents d'exploitation et le personnel public de secours seront réalisés. Ces essais marqueront la fin du programme de réhabilitation de l'ouvrage à l'automne 2001.

ABSTRACT

The Mont-Blanc tunnel. Modernisation and rehabilitation programme focusing on safety

B. Levy

Following the fire on 24 March 1999, the two concessionary companies of the Mont-Blanc tunnel proposed a tunnel modernisation and rehabilitation programme to provide optimum user safety. Approved by the French and Italian governments on 14 December 1999, this programme meets four objectives :

- enable users to travel in full safety ;
- improve the speed of rescue operations in case of trouble ;
- get users to safe areas and facilitate their evacuation ;
- ensure proper air quality and efficient smoke removal.

Started in April 1999, the works include four phases : preparatory clean-up, civil engineering, installation of equipment, and tests before re-opening. A single French-Italian project head was chosen in order to guarantee coordinated works and equipment consistency in the future tunnel.

For this project, which is one of Europe's largest, some 1,500 people have been mobilised.

RESUMEN ESPAÑOL

Túnel del Mont Blanc. La seguridad en pleno centro del programa de modernización y rehabilitación

B. Levy

A raíz del incendio del 24 de marzo de 1999, las dos empresas concesionarias del túnel del Mont Blanc han propuesto un programa de modernización y rehabilitación de la estructura para garantizar a los usuarios las mejores condiciones en cuanto a la seguridad. Este programa, aprobado por los Estados francés e italiano el 14 de diciembre de 1999, corresponde a cuatro objetivos :

- permitir a los usuarios circular con toda seguridad ;
- incrementar la rapidez de intervención de los socorros en caso de incidente ;
- garantizar la seguridad de los usuarios y facilitar su evacuación ;

- obtener la calidad del aire y la eficacia de la extracción de humos.

Comenzadas en abril de 1999, las obras se dividen en cuatro etapas : trabajos preparatorios de limpieza, de ingeniería civil, instalación de equipos y pruebas antes de la reapertura. Un responsable único de las obras ha sido designado, con objeto de garantizar la unificación de las obras y la coherencia de los equipos del futuro túnel.

Para la ejecución de estas obras – una de las mayores de Europa en su género – han trabajado cerca de 1.500 personas.

SNCF Rouen

Confortement de la tranchée

La société Ouest Acro a été retenue par la SNCF pour réaliser le confortement de talus le long de la voie ferrée en plein centre-ville de Rouen "tranchée St-Hilaire". Le chantier d'une configuration particulière parce que difficilement accessible, était tout à fait adapté aux techniques d'accès difficiles. La SNCF a donc confié la responsabilité de ce chantier particulier à Ouest Acro spécialiste des métiers de la corde et qui dispose notamment d'un agrément pour certains chantiers SNCF.

Atelier de forage
au-dessus des voies ferrées.
Pompes Atlas Copco 32,
diamètre 10 mm, profondeur 6 m

*Drilling over the railway tracks.
Atlas Copco 32 pumps,
10 mm dia., 6 m depth*



■ PRÉSENTATION

Plusieurs contraintes caractérisent ce chantier :

- ◆ accès impossible par la route. Seules des ruelles étroites peuvent mener aux talus du chantier (l'autorisation de voirie pour bloquer les rues a été très ponctuelle);
- ◆ des lignes électriques urbaines EDF empêchant toute manutention par grue;
- ◆ la proximité des habitations (notamment une résidence pour personnes âgées). Le chantier étant situé en plein centre-ville les nuisances sonores étaient donc à prendre en compte tout au long des travaux;
- ◆ la voie ferrée par elle-même. En effet la présence de caténaires a entraîné des contraintes de travail de jour et de nuit (risque électrique dans un rayon de 3 m – impossibilité de travailler en cours d'exploitation de la voie ferrée);
- ◆ le gabarit des machines de forage utilisées empiétait sur la voie ferrée.

Ce marché d'un montant de 1,7 million de francs

comporte d'autre part des contraintes de planning suivant le cahier des charges SNCF pour une raison d'exploitation de la voie ferrée; démarrés le 17 juillet, les travaux s'achèveront obligatoirement le 24 septembre 2001 (soit 70 jours calendaires de travaux effectifs) pour une surface à traiter de 3800 m².

■ LE CHANTIER

Configuration du site

Accès difficile par l'absence de route, ce qui justifiait l'intervention sur le chantier de techniciens cordistes.

Le site à travailler est fait de craie comportant des poches d'argile et des bandes de silex.

Préparation du chantier

Mise en place des accessibilités et d'une clôture de sécurité au-dessus des deux têtes de tunnel, des deux têtes de cônes et de la tranchée Saint-Hilaire.

Un débroussaillage systématique du site a été effectué.

Les travaux de confortement

Le confortement de la paroi a été réalisé par l'intermédiaire de forages suivant des diamètres de 64 mm et 100 mm, suivant le cahier des charges du client :

- ◆ forages diamètre 64 effectués par LC 50 (marteau hors trou) sur CFL 67 - Forages de 4 m de long soit 60 m linéaires pour le chantier;
- ◆ forages diamètre 100 effectués par blaireau sur Atlas Copco (marteau fond de trou) sur 6 m de long (environ 2300 m linéaires).

Les forages ont été réalisés à l'aide de matériel pneumatique.

Des barres d'ancrage "Gewi" diamètre 25 ont été mises en place, équipées de centreurs et canules d'injection.

Les barres d'ancrage des lignes inférieures du talus ont été manchonnées tous les deux ou trois mètres, suivant le cas afin de ne pas engager les gabarits de la voie ferrée ou des caténaires lors de leur mise en place dans les trous.

Des chaussettes de rétention ont été utilisées pour les trous les plus fracturés afin d'éviter des déperditions de coulis dans le terrain.



rocheuse Saint-Hilaire

Les injections ont été faites au moyen de machines haute turbulence par un coulis ciment CEM 52.5 PM d'une densité C/E = 2.

Les essais de convenance ont été confiés au CETE de Rouen (pour essai de fluidité et résistance de compression à 7 jours selon les exigences du client). Une dévégétalisation a été effectuée à l'aide de produit à base de chlorate de soude.

Les ancrages ont ensuite été scellés puis des nappes grillagées ont été posées :

- ◆ soit en simple grillage double torsion 60 x 80 ;
- ◆ soit en grillage double torsion 60 x 80 + fibre polypropylène, type Macmat.

Ce simple grillage permet de maintenir un terrain cohérent ou fracturé mais composé de roches dures. Le Macmat quant à lui permet de maintenir un terrain meuble présentant l'avantage d'être revégétalisable par un hydro-ensemencement. Il a été procédé à la mise en place d'une fine couche de terre à travers les fils de polypropylène.

Les talus se tiennent ensuite grâce aux ancrages et végétaux repoussant au travers des fibres.

Au total ce sont environ :

- ◆ 3200 m² de grillage galvanisé qui a été posé ;
- ◆ 1500 m² de Macmat ;
- ◆ 65 t de ciment.



Détail de la rampe de forage adaptée au travail en milieu naturel subvertical

Detail of drilling system designed to work in subvertical natural sites

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'œuvre

M. Georges Moulin (chef de projet)

Maitre d'ouvrage

SNCF

Intervenant

Ouest Acro

ABSTRACT

French Railways Rouen. Strengthening of Saint-Hilaire rock trench

L. Boisnard

The company Ouest Acro was chosen by SNCF (French Railways) for slope reinforcement along the railway line in Rouen's town centre (Saint Hilaire project section). The working techniques, and their particular configuration owing to difficult access, were well suited to the confined conditions. To head this special project, SNCF chose Ouest Acro, a company specialising in the use rope and climbing techniques on construction projects, and having acquired particular certification for SNCF worksites.

RESUMEN ESPAÑOL

SNCF Ruán. Consolidación del tramo rocoso Saint-Hilaire

L. Boisnard

La sociedad Ouest Acro ha sido seleccionada por los Ferrocarriles Franceses (SNCF) para la ejecución de la consolidación del talud de la vía férrea en pleno casco antiguo de la ciudad de Ruán "trinchera St-Hilaire". Las obras, de una configuración particular debido a las dificultades de acceso, correspondían totalmente a las técnicas de acceso difíciles. Por consiguiente, la SNCF ha puesto estas obras particulares en manos de la sociedad Ouest Acro, especialista en las profesiones que utilizan cuerdas para su ejecución ya que, entre otras cosas, dispone de una certificación para ciertas obras de la SNCF.

Le confortement du à Chabrillan (Drôme) : exceptionnels pour

Plus de 2 ans après la réalisation d'un déblai de la ligne du TGV Méditerranée dans la Drôme qui n'avait pas posé de problèmes importants lors de son exécution, RFF et SNCF ont dû faire face à un important glissement de terrain mettant en jeu près de 1 200 000 m³ de matériaux.

La complexité de la géologie et les pendages des différentes couches n'avaient pas été mis en évidence, ni lors des campagnes de reconnaissance préalable et spécifique en 1995, ni à l'occasion des terrassements en 1998.

Un confortement a donc été décidé trois mois avant la mise en service de la ligne nouvelle prévue pour le 10 juin 2001.

Le chantier est exceptionnel, non par la technique, mais par l'importance des moyens en matériel et en personnel à mettre en œuvre dans un délai particulièrement court.

600 000 m³ ont en effet dû être tassés dans un délai calendaire de 50 jours. Plus de 50 engins et près de 150 personnes ont été mobilisés en moins de 10 jours par le groupement d'entreprises.

L'article présente le problème que RFF et SNCF ont eu à résoudre avec une description précise du contexte géologique et hydrogéologique.

Photo 1
Fissure
dans le talus routier
(après déboisement)
*Crack in the road slope
(after forest clearing)*



■ PRÉSENTATION

Le déblai de Chabrillan est situé dans le département de la Drôme entre les KM 529 + 500 et 530 + 510 de la ligne TGV Méditerranée, en rive droite de la rivière Grenette dominé par le village de la Roche-sur-Grâne.

Ce déblai a été réalisé sans difficulté majeure par le groupement d'entreprises Roger Martin - Perrier - Berthouly dans le cadre des terrassements généraux du lot TOARC 19 qui se sont achevés en juillet 1998.

En juin 2000, en circulant sur le "chemin des limites", situé sur la commune de Chabrillan à plus de 200 m de l'axe du TGV côté V1, à l'occasion d'une tournée périodique de surveillance, un agent SNCF a détecté une déformation de la chaussée.

En septembre 2000, cette déformation qui faisait depuis juin l'objet d'une surveillance régulière, s'est accentuée avec création d'une fissure verticale (photo 1) de plusieurs centimètres de large dans le talus routier.

Bien qu'aucune anomalie n'ait été décelée sur le talus du déblai TGV, les services techniques de la SNCF ont décidé de poursuivre la surveillance de cette chaussée par un contrôle périodique de son nivellement et par des mesures d'écartement de la fissure.

En novembre, ces mesures ont confirmé une accentuation des désordres de la chaussée et, sur le terrain, on a constaté le prolongement de la fissure sur une trentaine de mètres de long dans le talus routier.

Les services techniques de la SNCF ont alors décidé de confier une expertise à Terrasol en lui de-

mandant de confirmer la nécessité de mettre en place une instrumentation du massif surplombant la plate-forme ferroviaire.

Le 26 janvier 2001, la fissure se développait sur une longueur de 400 m vers le nord, parallèlement à la crête du déblai TGV, à 150 m de celui-ci montrant ainsi que le mouvement concernait bien le déblai ferroviaire, la masse en mouvement pouvant être évaluée à près de 1 200 000 m³.

Une première ligne de tubes inclinométriques et piézométriques, associée à un suivi topographique de précision des installations existantes (poteaux caténaires, voies, pylônes EDF) à partir de bornes fixes ont été alors mis en place. Courant février, à la suite de la découverte de cavités en forme de fissures sur le talus du déblai ferroviaire V1, une expertise karstique a été commandée à la société Bardot et Cie. Cette société recensera quatre cavités dans le secteur, dont un fontis de 1,00 m de diamètre et 1 m de profondeur sur le talus V1.

Devant l'importance présumée du phénomène et de ses conséquences, une cellule d'expertise a été créée rassemblant les sociétés Terrasol, Bardot, les services techniques de la direction de la ligne nouvelle TGV Méditerranée et les experts de la direction de l'Ingénierie de la SNCF.

Un complément d'instrumentation a été décidé et mis en œuvre pour déterminer l'étendue de la zone instable, ainsi que le ou les plans de glissement permettant d'expliquer le phénomène constaté et définir la méthode de confortement du massif.

Le 5 mars 2001, soit 3 mois avant la mise en service commerciale de la ligne nouvelle, les premières mesures inclinométriques confirmaient le mouvement du massif vers la plate-forme ferroviaire à raison de 1 mm par jour entre le KM 500 + 280 et 500 + 580.

Contexte géologique et hydrogéologique

L'étude géologique et hydrogéologique a été confiée à l'entreprise Bardot et Cie. La structure assez complexe du massif a été confirmée à l'issue des travaux de stabilisation.

Stratigraphie (figures 1 et 2)

La colonne stratigraphique du secteur du déblai fait apparaître de la base au sommet :

- ◆ les marnes et les sables de l'Oligocène inférieur (Stampien) entaillés par le creusement de la vallée de la Grenette ;
- ◆ les calcaires lacustres de l'Oligocène supé-

déblai TGV moyens délai exceptionnel

Marie-Josephe Poitout
ADJOINTE AU CHEF
DU DÉPARTEMENT ETUDE DE LIGNE
(IG. LG)
SNCF - Direction de l'Ingénierie

Michel Roujon
CHEF DU SERVICE GÉNIE CIVIL
SNCF - Direction de la ligne nouvelle
TGV Méditerranée

Jean-Marie Devel
CHEF DU GROUPE GÉOTECHNIQUE
ET HYDRAULIQUE
SNCF - Direction de la ligne nouvelle
TGV Méditerranée

rieur (Chattien) formant une corniche (barre supérieure). Leur épaisseur initiale est de l'ordre de 15 à 20 m, mais ils ne dépassent pas 5 à 6 m sur ce secteur en raison de leur troncature par la surface de transgression burdigalienne ;

◆ les molasses du Burdigalien reposant en discordance sur la surface érodée des terrains de l'Oligocène. Ces molasses commencent par des calcaires coquillés d'une épaisseur inférieure à 5 m, ils contiennent des galets et des modules glauconieux à la base qui soulignent la discordance. Une couche marneuse les sépare de la molasse gréseuse et sableuse susjacente dont l'épaisseur peut dépasser 10 m. Au sommet se trouvent des calcaires cristallins blancs assez massifs.

Structure

Les calcaires de l'Oligocène présentent un pendage général vers le N-N-O. d'une quinzaine de degrés, et ils forment côté ouest la base de la corniche regardant au sud la vallée de la Grenette.

Une faille inverse, globalement parallèle au tracé du TGV (S-S.-O./N-N.-E.), affecte l'Oligocène et le Miocène situé au-dessus. Le tracé de cette faille a été repéré au sud du déblai au niveau du rétablissement routier.

A l'est de cette faille, les calcaires coquillés du Burdigalien forment un entablement limité au sud par une corniche à regard sud et pendage apparent vers le N.-E.

A l'ouest de cette faille, les calcaires coquillés forment la partie supérieure de la corniche à regard

sud où la discordance est visible. Puis, ces calcaires s'enfoncent à 3° environ selon un pendage apparent vers le nord. Cette barre de calcaire passe sous le niveau du fond du déblai au pK 530 380 au pied du talus ouest. Côté talus Est, les couches du Burdigalien se redressent en se rapprochant de la faille pour être presque verticales à l'est du déblai.

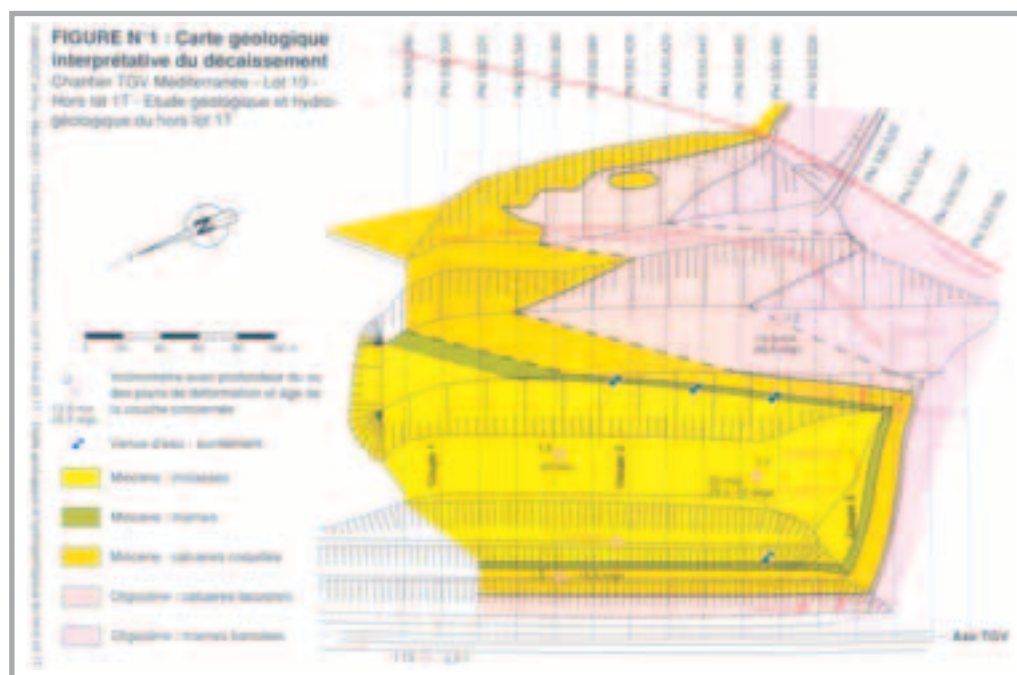


Figure 1
Carte géologique
interprétative
du décaissement
*Interpretative
geological map
of excavations*

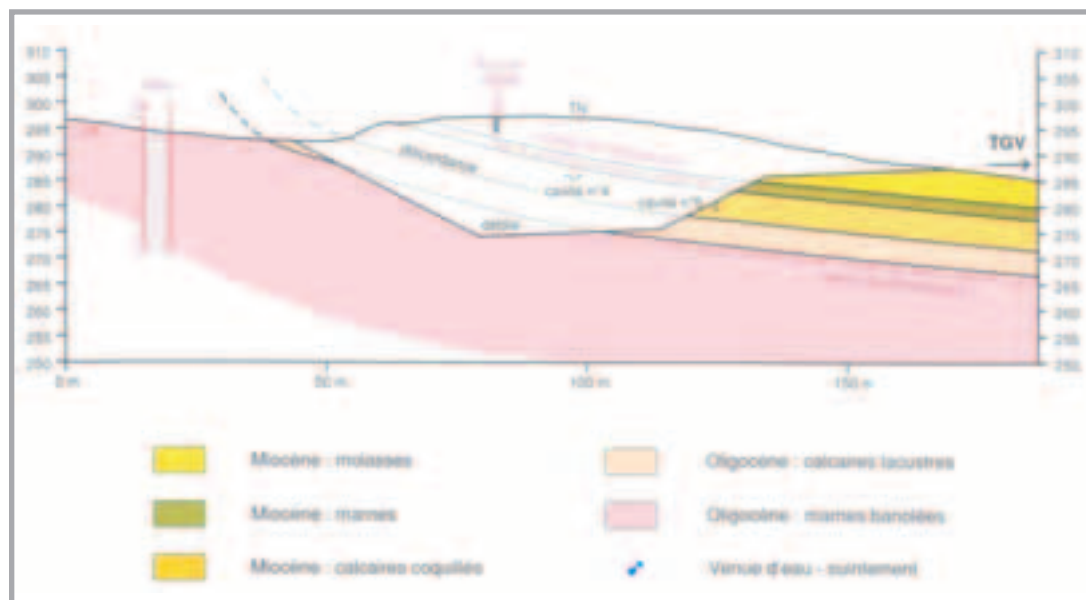


Figure 2
Coupe géologique
interprétative
du déblai
au PK L 530 520
*Interpretative
geological map
of cutting at marker
Pk L 530 520*



Nota : Sur la photo 2 prise à l'occasion des travaux, on voit le contact de la discordance affleurer par endroit.

Globalement, les molasses burdigaliennes forment une demi-gouttière redressée contre la faille située à l'est et en pente vers le nord.

L'aquifère poreux du Burdigalien

A l'échelle de l'extension de la butte affectée par les glissements, on a globalement un aquifère poreux constitué par les sables gréseux jaunes dont le mur imperméable est matérialisé par la couche de marnes sableuses grises. Ces dernières arrivent à l'affleurement au niveau de la voie TGV entre les pK 530 000 et 530 200.

Profils géologiques

A partir des *cutting* relevés au moment de la mise en place de l'instrumentation et des reconnaissances de sols de la campagne générale réalisée en 1995 dans la cadre du projet TGV, Terrasol a pu établir trois profils géologiques en regroupant les différents faciès en unité relativement homogènes sachant qu'il est délicat de faire des différences entre marnes, marnes sableuses, grès calcaires et calcaires.

Profil AA : ligne de sondages entre les inclinomètres I2-I1-I6 (figure 3)

On rencontre depuis la surface :

- ◆ 5 à 10 m de terrain à dominante sableuse (mais contenant une proportion non négligeable de carbonates) : sables, grès, calcaires gréseux ;
- ◆ un niveau à dominante marneuse, avec une intercalation de marnes sableuses, s'épaississant jusqu'à 15 m à l'aval ;
- ◆ le niveau repère que constitue le falun (base du Miocène), fortement redressé vers l'amont, et épais de 5 m environ ;
- ◆ un niveau de calcaire marneux de l'Oligocène, également épais de 5 m environ, qui affleure en base de talus du déblai TGV ;
- ◆ des marnes bariolées assez argileuses, passant en profondeur à des marno-calcaires, et qui constituent la plate-forme TGV.

Profil BB : ligne de sondage entre les inclinomètres I3-I4-I5-I14 (figure 4)

Avec un profil comparable depuis la surface :

- ◆ environ 10 m de terrain à dominante sableuse : sable et grès ;
- ◆ un niveau à dominante marno-sableuse, s'épaississant jusqu'à 15 m à l'aval et se terminant par un petit banc calcaire ;
- ◆ le falun, niveau repère très fortement redressé vers l'amont et épais de 5 m environ ;
- ◆ le niveau de calcaire marneux de l'Oligocène, également épais de 5 m environ, qui affleure en base du talus du déblai TGV ;
- ◆ des marnes bariolées assez argileuses, passant en profondeur à des marno-calcaires, et qui constituent la plate-forme TGV.

Profil CC : ligne de sondage entre les inclinomètres I8-I9-I15 (figure 5)

Avec les mêmes terrains mais en épaisseurs sensiblement différentes depuis la surface :

- ◆ 5 à 12 m de terrain à dominante sableuse ;
- ◆ un épais niveau à dominante marneuse avec une intercalation de marnes sableuses à gréseuses et calcaires marneux sur au moins 35 m d'épaisseur ; il constitue la plate-forme TGV ;
- ◆ le niveau repère que constitue le falun n'a pas été rencontré sur ce profil.

Il ressort des profils AA et BB, une configuration dé-

Photo 2
Stratigraphie.
Vue de la stratigraphie générale de la zone d'étude et notamment la discordance entre les calcaires oligocènes et les calcaires miocènes

Stratigraphy. View of general stratigraphy of site, showing in particular the disharmony between Oligocene limestone and Miocene limestone



© Bardot

L'aquifère karstique

Sous l'aquifère poreux se trouve un aquifère karstique constitué par les calcaires coquillés du Burdigalien et les calcaires lacustres de l'Oligocène supérieur (Chattien). Bien que séparés par la discordance, ces deux étages géologiques constituent un seul aquifère. Le mur est matérialisé par les marnes bariolées de l'Oligocène à N-N.-O. en direction de la voie TGV. L'extension de l'aquifère est donc limitée au sud par la corniche de la vallée de la Grenette.

Les circulations induites par le fonctionnement de cet aquifère ne sont pas négligeables même si les indices karstiques observés se concentrent aux abords de la corniche sud. En effet, les soutirages hérités ou fonctionnels ont été observés soit directement sur les affleurements de calcaires Oligocènes, soit dans le prolongement de fractures (N 130° à N 160°) affectant à la fois les calcaires Oligocènes et les calcaires coquillés burdigaliens et se propageant parfois plus haut jusque dans les sables gréseux.

Le point d'émergence des eaux de ce système semble être la source Cordeil située environ 800 m au nord de la zone et à l'est du tracé TGV. L'eau sort d'une interstrate située à la base d'un banc de calcaire coquillé miocène en un point très localisé, ce qui est caractéristique d'une ébauche de circulation karstique.

favorable du fait de la présence de niveaux argileux surmontant le falun et des marnes bariolées sous le calcaire Oligocène, l'ensemble étant fortement redressé à l'amont, vraisemblablement du fait de la faille régionale.

Ni les campagnes de reconnaissance géotechnique générale et spécifique du déblai réalisées en 1995, qui portaient sur l'emprise du déblai TGV, ni la réalisation des travaux de terrassement n'avaient permis d'alerter la SNCF sur l'existence en amont du déblai de cette configuration potentiellement instable des terrains.

Données géotechniques

Des essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons prélevés dans les différents sondages :

- ◆ les sables argileux de surface ont une teneur en eau modérée ($w = 12$ à 14%) et contiennent 20 à 30 % de fines ($< 80 \mu\text{m}$) avec des valeurs au bleu (VB) variables de 0,8 à 1,7 ; ils peuvent être carbonatés (teneur en $\text{CaCO}_3 = 20$ à 30 % mais descendant à 5 % ou montant à 52 %). Leur classe GTR est B5 à B6 ;

- ◆ les échantillons de calcaires sont en fait des marnes ou calcaires marneux ($\% \text{CaCO}_3 = 45$ à 90%), à teneur en eau très variable ($w = 3$ à 14%) avec des résistances en compression R_c de 8 à 17 MPa mais pouvant descendre à 1,2 MPa et des vitesses sismiques sur échantillons comprises entre 2000 et 4200 m/s en bonne corrélation avec les résistances.

Les marnes argileuses contiennent une proportion non négligeable de carbonates (28 à 40 %) et sont de véritables sols fins ($\% < 80 \mu\text{m} = 100\%$; $\% < 2 \mu\text{m} = 40$ à 75%). Leur teneur en eau est généralement modérée ($w = 12$ à 19% sauf en SC4 - 39,4 m avec $w = 42\%$). Elles sont plastiques (IP = 30 environ mais jusqu'à 70 pour SC4 - 39,4 m), "actives" ($A = 0,6$ à $1,75$) et leur consistance est élevée (IC = 1,1 à 1,4).

La résistance au cisaillement effective des marnes argileuses montre en général un cohésion très faible ($c' = 0$ à 20 kPa) avec un angle de frottement de 18 - 19° pour trois échantillons (dont SC4 - 39,4 m très plastique) et 31° pour le quatrième.

Il apparaît donc une très forte hétérogénéité des sols allant de calcaires ou marno-calcaires semi-rocheux, en passant par des sables calcaires limoneux, à des marnes argileuses très plastiques et de faible résistance au cisaillement.

Cette hétérogénéité des sols n'avait pas non plus été mise à ce point en évidence lors de la campagne de reconnaissance préalable, ni pendant les travaux.

Données piézométriques

A l'approche du vallon au profil AA, correspondant à l'extrémité sud du déblai TGV, la nappe est très basse, à environ 30/35 m de profondeur corres-

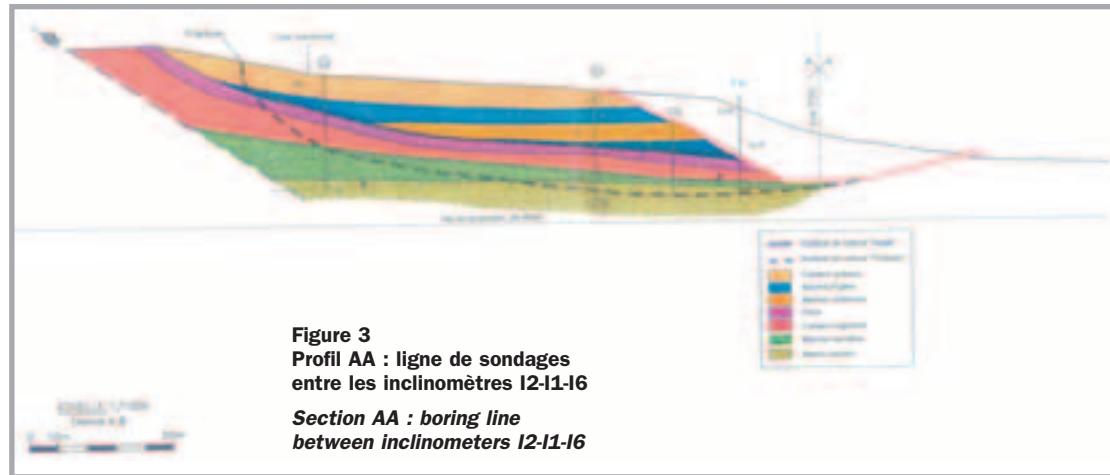


Figure 3
Profil AA : ligne de sondages
entre les inclinomètres 12-11-16
Section AA : boring line
between inclinometers 12-11-16

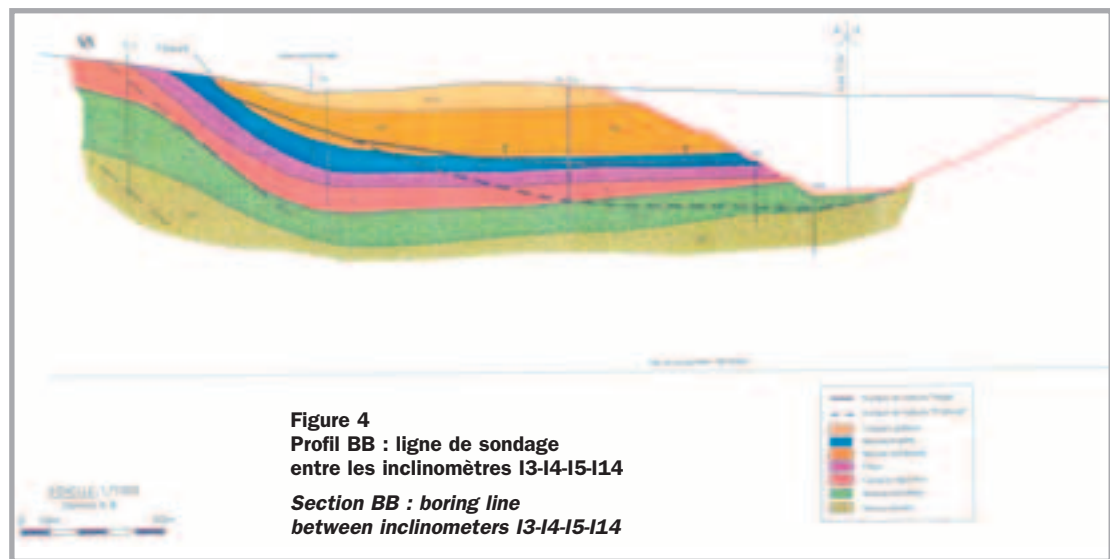


Figure 4
Profil BB : ligne de sondage
entre les inclinomètres 13-14-15-14
Section BB : boring line
between inclinometers 13-14-15-14

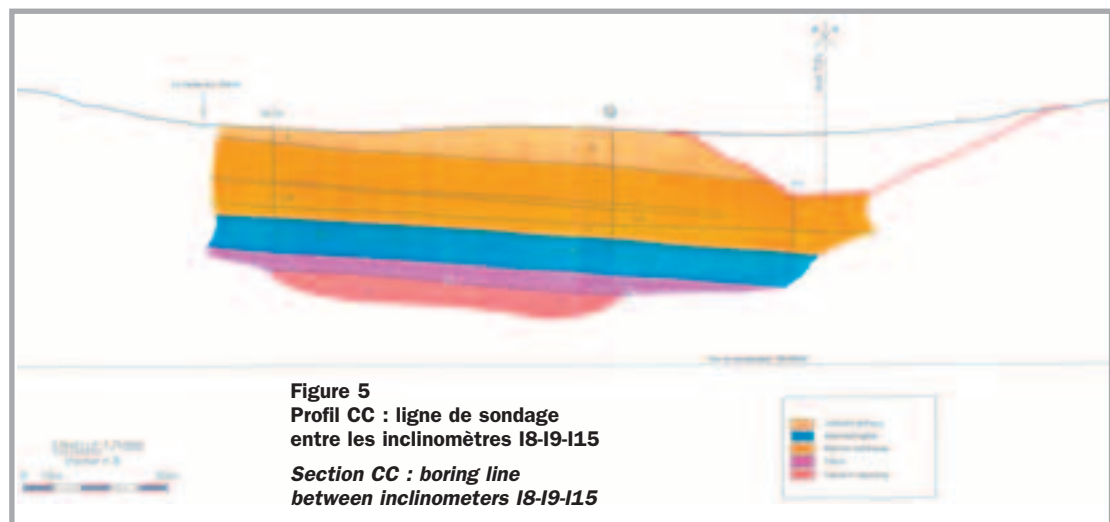


Figure 5
Profil CC : ligne de sondage
entre les inclinomètres 18-19-115
Section CC : boring line
between inclinometers 18-19-115

pondant au niveau de la plate-forme TGV en raison vraisemblablement du drainage naturel du versant. Ces niveaux argileux sièges du glissement sont dans ce secteur *a priori* hors nappe.

Dans la partie centrale du déblai (profil BB), la nappe est située à 18 m de profondeur, soit à 15 m au-dessus de la plate-forme TGV et correspond aux venues d'eau relevées sur le talus du déblai TGV. Les niveaux argileux encadrant le falun sont ici sous le niveau de la nappe.

Figure 6
Emprise
du glissement
Extent
of landslide

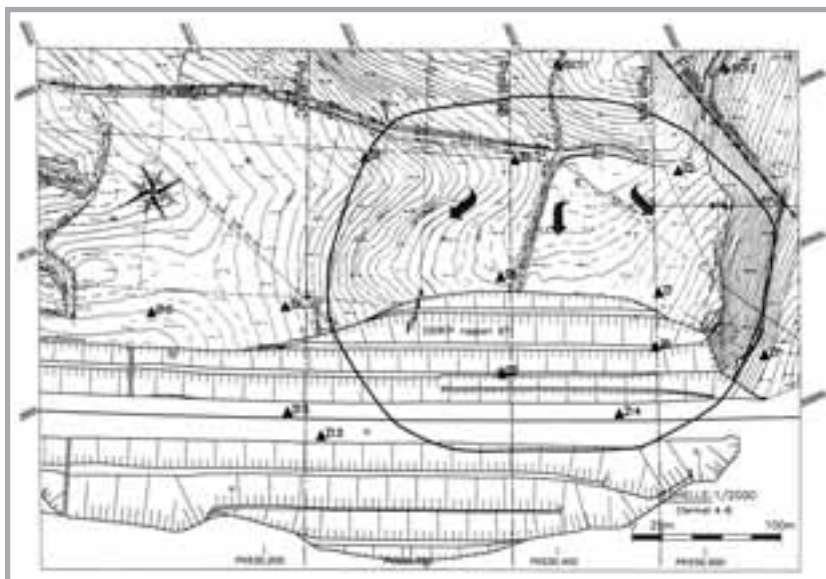


Figure 7
Sécurité apportée par les travaux.
Rupture partie superficielle
Safety afforded by the works.
Failure in surface part

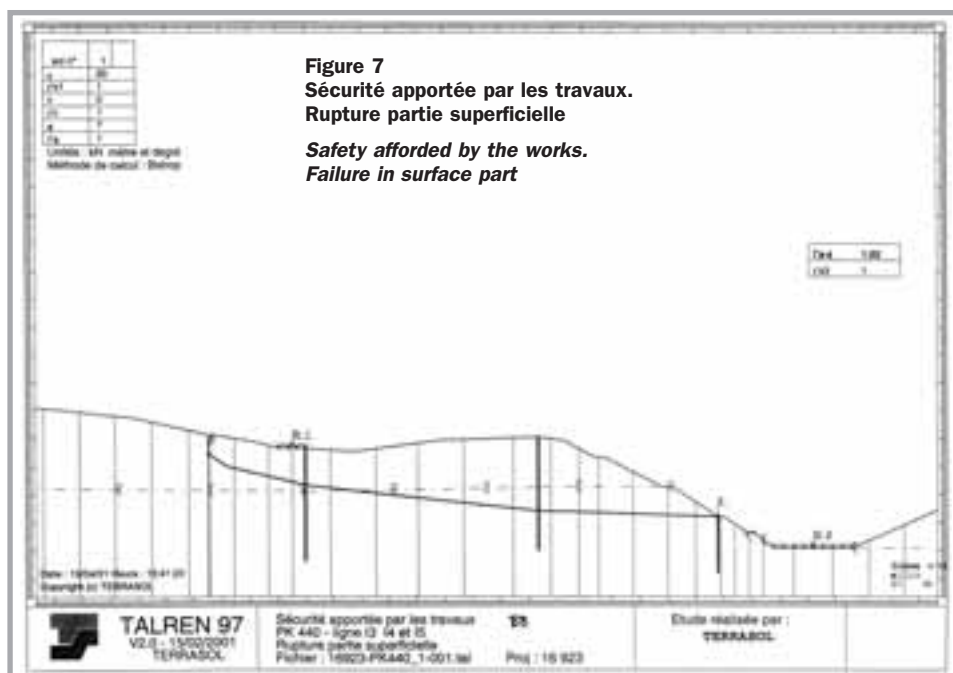
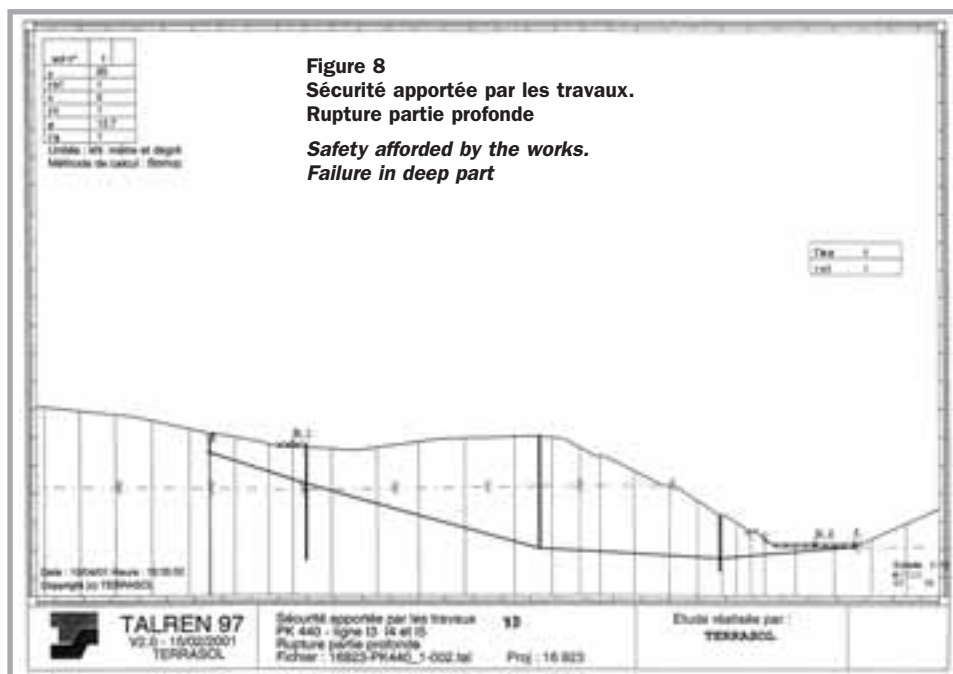


Figure 8
Sécurité apportée par les travaux.
Rupture partie profonde
Safety afforded by the works.
Failure in deep part



Analyse du glissement

Sur le profil AA situé au sud du déblai on distingue une surface de glissement très marquée passant à 13 m de profondeur dans l'inclinomètre I2, à 19 m dans l'inclinomètre I1, à 11 m dans l'inclinomètre I6 et recoupant le talus du déblai TGV à 7 m au-dessus de la plate-forme et siège de mouvements à vitesse sensiblement constante à 1,5 mm/jour. Cette surface de glissement se développe essentiellement dans les niveaux de marnes argileuses surmontant le banc de falun (base du Miocène). Sur le profil BB situé au milieu du déblai on distingue une première surface de glissement très marquée passant à 13 m de profondeur dans l'inclinomètre I3, à 26 m dans l'inclinomètre I4 et ressortant dans le talus à 10 m au-dessus de l'inclinomètre I5 avec des mouvements également linéaires mais plus faibles de l'ordre de 0,5 mm/jour. Cette surface se situe toujours dans les marnes argileuses au-dessus du falun. On distingue également une deuxième surface de glissement plus profonde passant également à 13 m de profondeur dans l'inclinomètre I2, sous la base de l'inclinomètre I4, à 15 m de profondeur à l'inclinomètre I14 puis sous la plate-forme TGV. Les mesures topographiques de précision ont également permis de confirmer le mouvement. Les résultats obtenus grâce à l'instrumentation mise en place, ont permis de cerner l'emprise du glissement (figure 6).

Etude de la stabilité du confortement

L'étude de stabilité faite à l'aide du logiciel TALREN par Terrasol et la direction de l'Ingénierie de la SNCF, a considéré une rupture non circulaire. Les profils AA et BB ont servi à cette modélisation (figures 7, 8, 9 et 10).

Le calcul de stabilité a été fait en se plaçant dans l'hypothèse de caractéristiques résiduelles sur la base suivante :

- ◆ calage des caractéristiques mécaniques le long des surfaces de rupture pour obtenir $F = 1$ sur chacune des surfaces (hautes, profondes et mixtes) avec une cohésion $C_{res} = 0$ et un angle de frottement ϕ déduit du calcul ;
- ◆ vérification de l'amélioration apportée par le terrassement proposé en tenant compte, s'il y a lieu, du rabattement de nappe créée par les terrassements et par une éventuelle tranchée drainante ;
- ◆ contrôle de la stabilité du merlon laissé en place.

Choix du confortement
(figures 11 et 12)

La masse en mouvement était estimée à 1175000 m³. La seule solution envisageable, compte tenu de l'importance de cette masse en mou-

vement, était une solution de terrassement par déblaiement.

Le profil du déblai à réaliser pour stabiliser le massif a été déterminé en prenant en considération les deux plans de glissement des profils AA et BB et la nécessité de décharger la partie amont du glissement tout en optimisant le volume à terrasser. Il a donc été décidé d'étudier du point de vue stabilité un décaissement partiel du terrain sous forme d'un chenal de 300 m de longueur et de 35 m de largeur en partie basse, avec des talus à 2/1 (2H/1V) avec une risberme pour rétablir le "chemin des limites" et écrêtement du merlon restant entre le décaissement et le talus du déblai TGV de manière à conserver sur celui-ci une zone de circulation de 35 m pour d'éventuelles interventions ultérieures. Le volume à extraire représentait 600 000 m³.

Ce dispositif de terrassement pourrait être complété par un dispositif de drainage profond de l'aquifère inférieur côté nord du "chenal" ; la décision sera prise en fonction du résultat du suivi piézométrique en cours.

Instrumentation

Elle a permis :

- ◆ de définir les limites du glissement tant en profondeur qu'en surface ;
- ◆ de contrôler, en phase travaux, la stabilité du merlon laissé en place.

Elle permet également aujourd'hui de suivre la piézométrie des différents aquifères pour permettre de choisir la solution définitive à retenir pour le rabattement de la nappe nécessaire à contrecarrer d'éventuels mouvements en profondeur.

Au total il aura été réalisé, par le CEBTP ainsi que Fondasol :

- ◆ 5 sondages carottés ;
- ◆ 25 tubes inclinométriques ;
- ◆ 12 tubes piézométriques.

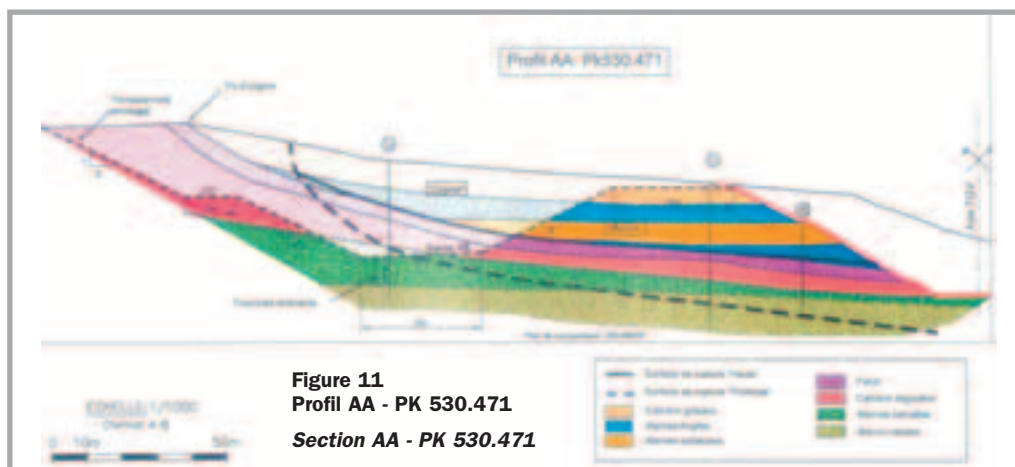
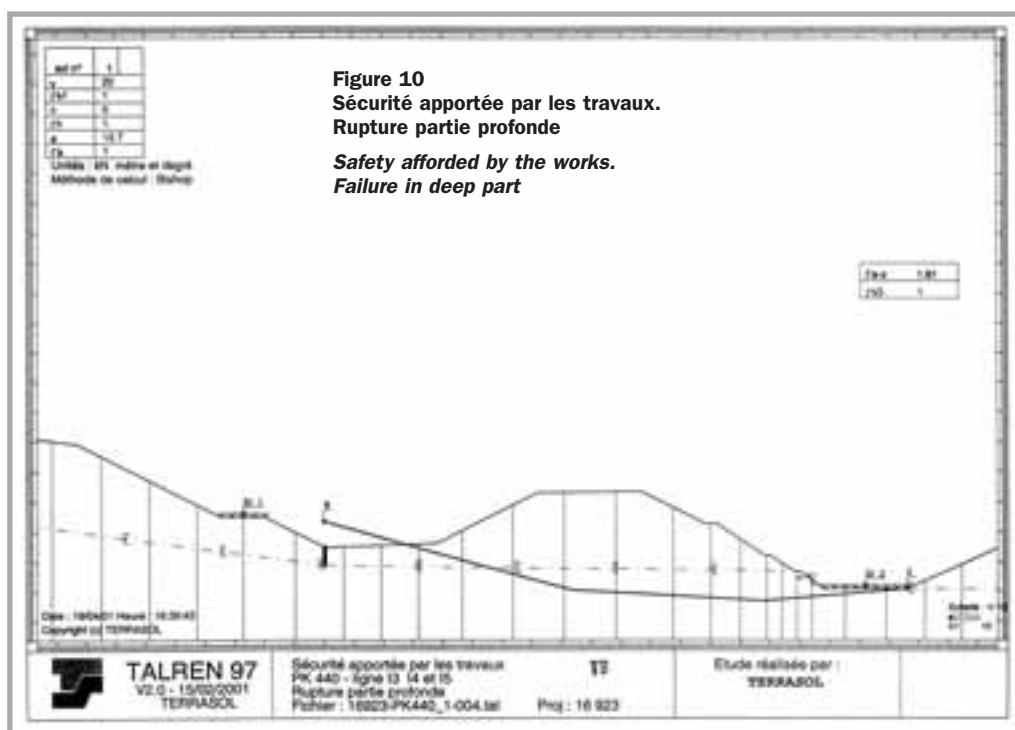
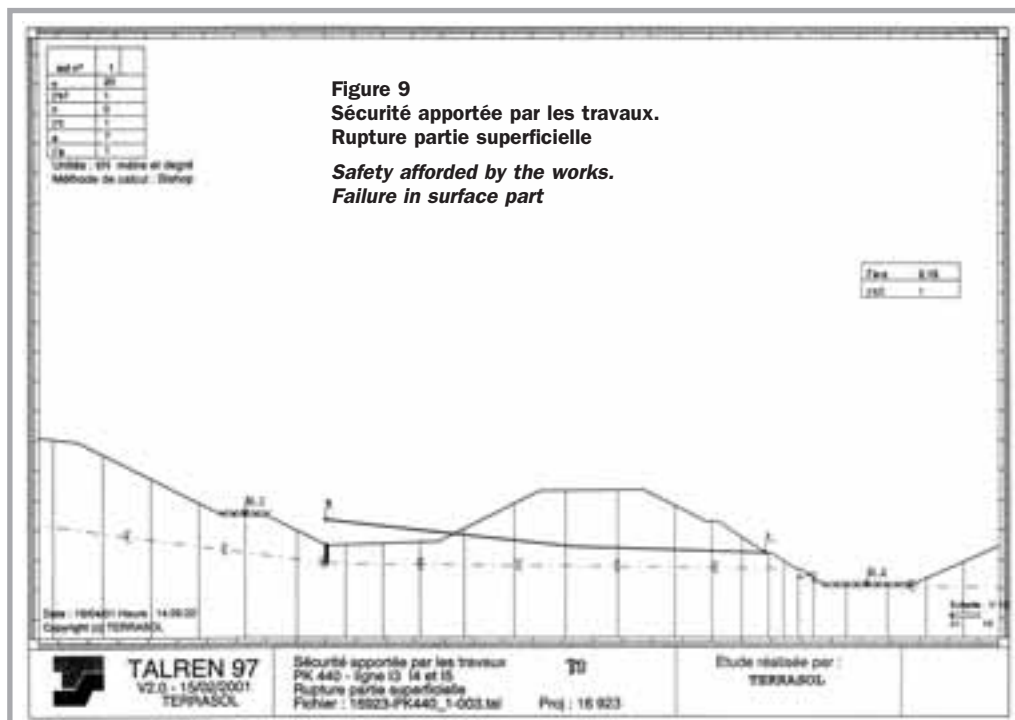
Par ailleurs, 30 points de nivellement ont été installés et sont suivis par le service topographique de la direction de l'Ingénierie.

Les travaux de confortement

La consultation des entreprises

RFF et la SNCF ont choisi de lancer très rapidement les travaux afin d'obtenir une stabilisation du massif préalablement à la mise en service de la ligne nouvelle prévue le 10 juin 2001. Pour cela les travaux de terrassements de grande masse devaient être achevés pour la fin du mois de mai 2001 avec un ordre de service au 9 avril.

Le dossier de consultation des entreprises mettait particulièrement l'accent sur les moyens que l'entrepreneur devait mettre en place pour garantir le délai correspondant aux travaux de grande masse. Des pénalités lourdes étaient prévues en cas de



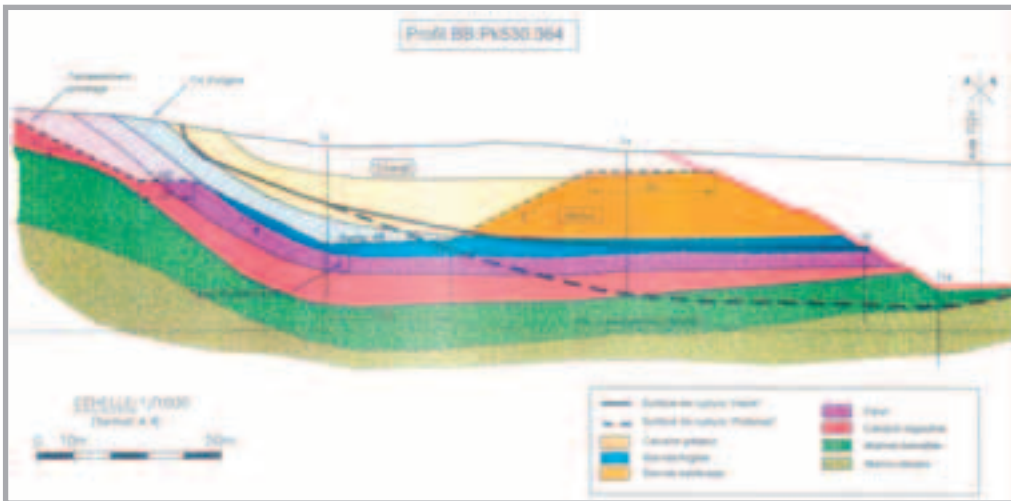


Figure 12
Profil BB - PK 530.364
Section BB - PK 530.364



Photo 3
Ateliers de minage -
Atelier de terrassement
Blasting equipment -
Earthworking equipment

► retard de l'entrepreneur; une prime pour avance l'était également, pour motiver encore plus l'entreprise.
 Enfin, il est également important de souligner que les critères de choix pour l'attribution de ce marché étaient, dans l'ordre, les garanties présentées en vue du respect du délai d'exécution, la qualité technique de l'offre jugée au travers du mémoire et les conditions financières.
 C'est le groupement Deschiron (mandataire), GTM, Guintoli, Valérian, qui a été retenu pour un marché de 35 millions de francs.

La réalisation des travaux

Pour son programme d'exécution, le groupement disposait de 50 jours de calendrier, y compris 8 jours d'intempéries normalement prévisibles.
 Dès la réception de l'ordre de service, le groupement d'entreprises a mobilisé très rapidement et de manière exemplaire toute la logistique nécessaire permettant un démarrage rapide du chantier (plus de 50 engins et 150 personnes). Cela mérite d'être souligné.

Pendant la mise au point de la principale procédure travaux relative à l'extraction des matériaux à l'explosif à laquelle le maître d'œuvre avait subordonné le démarrage du chantier, se sont déroulés les travaux d'implantation des entrées en terre et de décapage du sol.

Une semaine après l'ordre de service des moyens exceptionnels sont arrivés sur le chantier, comprenant notamment un atelier complet de terrassement mis en *stand by* dont la présence était exigée dans le marché, pour faire face à toute défaillance de matériel ou à tout aléa et garantir encore mieux le respect du délai.

Le parc de matériel mis en œuvre par le groupement d'entreprises a été le suivant :

- ◆ pelles hydrauliques : 5 Liebherr 974 ; 1 Caterpillar 375 ; 1 Furukawa 330 ;
- ◆ bouteurs : 1 Caterpillar D10, 1D8 charrue, 1D8, 1D7, 1D6 ; 1 Liebherr 752 ;
- ◆ tombereaux : 12 Caterpillar 773D, 10 Caterpillar 769D ; 2 Volvo A25 ;
- ◆ niveleuses : 2 Caterpillar 14G et M ;
- ◆ foreuses : 1 Atlas Copco Roc F9 ; 1 Furukawa HCR 150 ; 1 Ingersoll Rond Excel 600 ;
- ◆ arroseuses (photo 3) ;
- ◆ compacteurs ;
- ◆ camions d'approvisionnement.

Pour tenir compte de l'hétérogénéité du sol, le marché avait prévu de dimensionner les ateliers en considérant 70 % de terrain exploitable à l'explosif.

Le minage a été sous-traité par le groupement aux entreprises Stips et Sertofex.

Le minage a été réalisé essentiellement dans les calcaires et dans les grès. Pour éviter les risques de projection de matériaux vers la plate-forme ferroviaire, où circulaient en permanence les trains d'essais, un géotextile a été mis en œuvre.

Le groupement a retenu un travail à deux postes de 10 heures, de 3 heures à 23 heures, six jours par semaine en excluant *a priori* les dimanches et jours fériés.

Ce chantier de terrassement n'a pas posé pas de véritables difficultés techniques ; c'est l'aspect sécurité qui a été le problème le plus important à résoudre pour les dirigeants de ce chantier.

En effet, les engins ont dû tourner avec une production maximale de 35 000 m³/jour dans un espace restreint puisque l'emprise du déblai se réduisait au fur et à mesure des terrassements (200 m au démarrage du chantier pour aboutir à 35 m d'emprise à la fin de l'excavation), les déblais étant mis en dépôt définitif à quelques centaines de mètres du déblai.

Les moyens de surveillance mis en place par le maître d'œuvre ont été les suivants :

- ◆ suivi technique des tirs de mines et contrôle des vibrations par la société Fondasol (M. Allard) pour chaque opération de minage, des capteurs ayant été installés sur les maisons les plus proches, la



Photo 4
Chantier terminé. Au fond : le dépôt. Sur la droite : le rétablissement du "chemin des limites" (sur la risberme). Sur la gauche : le merlon laissé en place

Completed project. In background, the depot. On right : the restoral of the "limit path" (on the berm). On left : berm left in place

culée nord du viaduc de la Grenette et trois poteaux caténaires ;

- ◆ suivi de la géologie mise en évidence au fur et à mesure des terrassements par Fondasol, Bardot et Cie et Terrasol ;

- ◆ suivi de l'instrumentation par Fondasol ;

- ◆ interprétation permanente des résultats et du suivi géologique par Terrasol et la direction de l'Ingénierie pour confirmer les hypothèses de calculs et la validité de la solution retenue.

Les travaux de grande masse se sont achevés le 17 mai 2001 avec 14 jours d'avance sur le délai contractuel (photo 4) permettant la mise en service de la ligne avec un talus stabilisé.

Ce déblai reste toutefois sous surveillance renforcée pendant plusieurs mois pour confirmer la stabilisation complète.

ABSTRACT

Reinforcement of TGV high-speed train cuttings at Chabrilan in the Drôme region : exceptional resources for exceptional deadlines

M.-J. Poitout, M. Roujon, J.-M. Devel

More than 2 years after the completion of cuttings for the TGV Mediterranean high-speed train in the Drôme region, which did not entail any major problems during the works, RFF (French rail authorities) and SNCF (French Railways) had to deal with a massive landslide involving about 1.2 million cu. m of materials.

The geological complexity and dips in the different seams had not been noted, neither during prior and specific reconnaissance investigations in 1995, nor at the time of earthworks in 1998.

Strengthening works were thus decided on three months before the inauguration of the new line scheduled for 10 June 2001.

The project is exceptional, not because of its technical aspects, but because of the equipment and human resources involved and the particularly short deadlines.

600 000 cu. m of materials were moved in a period of 50 calendar days. Over 50 machines and 150 people were mobilised in less than 10 days by the consortium.

The article describes the problem that RFF and SNCF had to solve, with details on the geological and hydrogeological context.

RESUMEN ESPAÑOL

Consolidación del desmonte de la línea de alta velocidad (TGV) en Chabrilan, en el departamento del Drôme : medios excepcionales para un plazo excepcional

M.-J. Poitout, M. Roujon y J.-M. Devel

Transcurridos más de dos años tras la ejecución de un desmonte en la línea de alta velocidad (TGV) Mediterráneo, en el departamento del Drôme, que no había planteado problemas significativos en el momento de su ejecución, RFF y SNCF han tenido que hacer frente a

un importante deslizamiento del terreno que ha precisado un movimiento de materiales equivalente a 1 200 000 m³. La complejidad de la geología y las pendientes de las diversas capas, no se habían señalado, ni durante las campañas preliminares y específicas de reconocimiento en 1995, ni con motivo de los movimientos de tierras en 1998. Por consiguiente, se ha decidido proceder a una consolidación tres meses antes de la puesta en servicio de la nueva línea, proyectada para el 10 de junio de 2001.

Estas obras presentan características excepcionales, no ya por la técnica, sino, mejor aún por la importancia de los medios de equipos y de personal a emplear en un plazo sumamente corto. Efectivamente, los movimientos de tierras han supuesto 600 000 m³, que se han llevado a cabo en un plazo de 50 días útiles. Más de 50 máquinas y cerca de 150 personas pertenecientes a la agrupación de empresas han terminado en menos de 10 días.

En este artículo se expone el problema que RFF y SNCF han tenido que resolver, con una descripción precisa del contexto geológico e hidrogeológico.

Suite à d'importantes intempéries, le rempart du château de Saumur s'est effondré dans la nuit du samedi 21 avril au dimanche 22 avril 2001 faisant deux blessés. Survenu sur des fortifications érigées sous le règne d'Henri IV, l'effondrement a provoqué des dégâts matériels de très grande importance sur un site situé en plein centre-ville, dans une zone hautement urbanisée. Cet accident s'explique par les fortes précipitations au cours des semaines précédentes. Une intervention de mise en sécurité du site a dû se mettre en place dans l'urgence. L'objet du chantier a été en premier lieu de purger la falaise et consolider les deux cicatrices du rempart resté debout. La société Ouest Acro a été désignée pour intervenir d'une façon immédiate sur le chantier. Dès le mardi 24, Ouest Acro dépêchait, après étude du site, une équipe de huit personnes.

Mise en sécurité provisoire au château de Saumur

■ L'INTERVENTION DE OUEST ACRO

Spécialiste des travaux dits "d'accès difficiles", "acrobatiques" ou encore "en hauteur", les activités de la société Ouest Acro offrent à ce jour une large gamme des produits sur des secteurs spécifiques basés sur les métiers de la corde selon des techniques empruntées à l'escalade et à la spéléologie, permettant d'intervenir en des lieux difficiles d'accès de façon sécuritaire, rapide et propre. Les techniques dites "légères" du métier de cordiste étaient parfaitement adaptées au chantier à réaliser : rapidité de mise en place, souplesse d'intervention, associées à un moindre coût, et à une sécurité optimale.

C'est la société Simecsol qui a été choisie par la ville de Saumur en qualité de bureau d'études.

La première tranche de ce chantier a été évaluée à 1,350 million de francs.

■ CHANTIER

La problématique du chantier

L'effondrement du rempart a été causé par l'écrasement de la masse rocheuse (tuffeau) gonflée par les intempéries. La priorité était la mise en sécurité des deux zones d'arrachement par purge de toutes les instabilités (les murs, les créneaux, les masses de terre qui restaient en suspens...). La configuration du site très escarpé ne permettait pas de recourir à des procédés traditionnels. Une intervention sur cordes s'imposait donc.

■ LES TECHNIQUES UTILISÉES

Mise en sécurité du site

Les travaux suivants ont été effectués :

- ◆ arasement des créneaux et du mur carcéral intérieur au niveau du sol pour décharger l'arrière de l'effondrement ;
- ◆ évacuation des éléments instables ;
- ◆ décharge ponctuelle sur les deux cicatrices, au burin pneumatique.

Confortement du site

Le bureau d'études, spécialiste en géotechnique, a déterminé en fonction des instabilités les zones de clouage et le type d'ancrage utilisé.

Le chantier s'est déroulé comme suit :

- ◆ pose sur les deux cicatrices, par les techniciens cordistes, de grillage de protection (à maille hexagonales double torsion 60 x 80 en crapal) par déroulage, afin d'éviter l'érosion face au risque de nouvel éboulement d'un site toujours instable ;
 - ◆ pose d'un *liner* sur le grillage afin d'assurer une certaine étanchéité ;
 - ◆ ceinturage du dispositif avec des câbles en acier de diamètre 16 afin de solidariser l'ensemble pour une mise en sécurité du site. Le matériel utilisé : un palan à chaîne. Contrôle de la tension des câbles par dynamomètres ;
 - ◆ confortement de la cicatrice du côté Est du rempart par ancrages passifs, en diamètre 25 longueur 3 m, dans l'épaisseur du mur à travers la première protection installée pour le renforcement de la stabilité ;
 - ◆ le processus consiste à forer un trou, introduire le clou avec du scellement jusqu'au fond du trou, sceller le clou jusqu'au col du trou. Le matériel utilisé pour cette opération comprenait : un CFL équipé d'un T28 et d'un compresseur 17 000 litres (alimentation simultanée du LC50 et ponctuellement de la centrale d'injection double bac) ;
 - ◆ injection de coulis de ciment au niveau des ancrages par centrale d'injection sous pression (six barres maximum – mesures imposées par le bureau d'études pour la préservation du terrain) ;
 - ◆ autocontrôle de qualité au moyen du cône de Marsh et d'une balance densimétrique.
- L'éboulement a mis en évidence un glacié en béton datant de 1941 sur la partie ouest du rempart. De ce fait, et afin d'augmenter le coefficient de sécurité du périmètre de l'effondrement, le glacié a été épinglé au mur du rempart par l'intermédiaire d'un

Purge d'éléments de maçonnerie instables

Removal of unstable masonry elements



chariot de foration légère, avec mise en place de tirants d'ancrage de 25 mm de diamètre – 3 m de long –, selon le processus décrit plus haut, et de barbacanes de décharge afin d'évacuer l'eau des zones d'infiltration.

Le dimensionnement a été réalisé par Simecsol (bureau d'études choisi pour le suivi du chantier). Il a été procédé à une dizaine de carottages (diamètre 80 mm) de 3 m de profondeur dans le glaucis afin de connaître l'état du terrain à l'arrière. Les prélèvements ont été répertoriés et stockés pour analyse.

Remaniement du site

Il a ensuite fallu redonner un profil d'équilibre au talus restant, afin d'éviter un nouveau glissement de terrain.

La solution adoptée a consisté à couper la pente en réalisant une plate-forme afin de séparer les forces d'appui. Après le reprofilage de la pente, une bâche en PVC de 1 500 m² a été posée sur l'ensemble du talus afin de prévenir l'érosion, dans l'attente d'un confortement définitif.

Travaux de confortement

En septembre-octobre une seconde phase de consolidation d'un montant de 1,4 million de francs sera entamée selon les procédés suivants :

- ◆ piquetage des implantations de cornières ;
- ◆ insertion de cornières en fer 50 x 50 épaisseur de 3 mm par 5 m de long en vibrofonçage afin de rendre le talus monolithique. En tout, ce sont 7500 m de cornières qui seront posées suivant un maillage de 0,60 m x 0,60 m, ceci avant une reconstruction définitive du site ;

- ◆ la bâche sera reposée à l'issue de ces travaux. La réalisation de cette seconde tranche de travaux interviendra après la mise en place d'un bouton en terre armée (à la charge d'une entreprise de BTP traditionnelle).

Les cordistes de Ouest Acro devront de ce fait adapter le matériel de fonçage utilisé au nouveau profil du site :

- ◆ modification du châssis du matériel de battage afin d'effectuer les travaux sans couper les cornières.

Dans un souci de qualité, et selon le cahier des charges de Simecsol, les 1 500 cornières seront identifiées d'une façon individuelle avec les paramètres imposés.



Clouage provisoire
Temporary nailing

Luc Boisnard

DIRECTEUR GÉNÉRAL
Ouest Acro SA



LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Ville de Saumur

Maîtres d'œuvre

- Simecsol
- Mester De Parage

Entreprises

- Ardoin (TP)
- Ouest Acro

ABSTRACT

Temporary protection at Saumur chateau

L. Boisnard

At the time of the Saumur rampart collapse, the urgency and the configuration of the steep site called for the intervention of specialists in rope and climbing techniques. Ouest Acro used acrobatic techniques to clear the site, place spikes in rocky formations, install weep-holes, set up rockfall prevention netting and thus ensure site protection.

A second works phase will allow additional strengthening before final reconstruction.

RESUMEN ESPAÑOL

Acondicionamientos para obtener la seguridad provisional del amurallado de Saumur

L. Boisnard

La urgencia y la configuración del emplazamiento escarpado que se ha producido con motivo de un corrimiento de tierras en el amurallado de Saumur ha permitido darse cuenta de la necesidad de intervenir por medio de especialistas de los trabajos en que se utilizan cuerdas.

Ouest Acro ha sabido aplicar las técnicas de obras acrobáticas para simultáneamente, despejar el emplazamiento, enclavar las masas rocosas, instalar mecánicas de descarga, instalar enrejillados antideslizamientos, y poner así el emplazamiento en condiciones de seguridad.

Una segunda etapa de obras permitirá conseguir una consolidación suplementaria, antes de proceder a una reconstrucción definitiva.

Le peu d'attrait des jeunes pour le BTP Une fatalité, un résultat objectivement prévisible ou un "effet mammoth" de plus ?

Les professions du BTP ont besoin de jeunes de tous niveaux de qualifications. Cette affirmation n'est pas nouvelle. De hauts responsables de nos professions ont souvent vivement exprimé ce besoin et, à certaines époques, ont été entendus. Ainsi, on peut citer la très forte action passée de dirigeants éclairés de la FNTP, de la FFB et du SNBATI qui, convaincus que l'un des problèmes majeurs résidait dans l'absence de professeurs spécialisés, contribuèrent si fortement à la création de la première agrégation technologique instituée en France (l'agrégation de génie civil d'ailleurs très vite suivie par les agrégations de génie mécanique, génie électrique, etc. relevant d'autres secteurs industriels). Aujourd'hui, et trente ans après l'épisode rappelé, il peut être important de rechercher et d'analyser les causes internes au système éducatif qui contribuent à ce peu d'attrait pour le BTP chez les jeunes. Bien sûr, notons que, à ces causes internes s'en ajoutent d'autres d'ordres sociologique, culturel et professionnel.

Une première partie de notre observation du système éducatif va d'abord consister à comparer les moyens de formation consacrés aux trois secteurs industriels que sont :

- ◆ le génie mécanique et la productique (notons **GM**);
- ◆ le génie électrique et l'automatique (notons **EEA**);
- ◆ le bâtiment et les travaux publics (notons **BTP**), souvent appelé génie civil par le système éducatif par traduction littérale du "civil engineering" anglo-saxon.

Ces trois secteurs économiques sont, au plan industriel, macroscopiquement comparables à de multiples points de vue :

- ◆ le nombre d'emplois techniques directs et induits toujours situés sur les vingt dernières années entre 1 200 000 et 1 800 000;
- ◆ les tailles des entreprises (répartition entre grandes, PME et artisanat);
- ◆ la nature du travail (travaux neufs et maintenances);
- ◆ les modes d'organisation de la production (entreprises générales, entreprises spécialisées, sous-traitance...);
- ◆ les sensibilités fortes des marchés à l'international (ainsi, près de 40 % des marchés des entreprises françaises de travaux publics se font à l'étranger).
- ◆ etc.

■ ANALYSE DU FLUX DES JEUNES FORMÉS

Observons la répartition des flux d'étudiants en année terminale des formations des trois spécialités GM, EEA et BTP, spécialités toutes prises au sens large et donc intégrant toutes les nombreuses filières et options (références RERS-DPD-MEN, éditions 1999 et 2000).

La formation initiale publique + privée (cf. tableau I)

Mais, penseront beaucoup, ce très lourd déficit en formation initiale est sûrement compensé par

la formation diplômante par apprentissage, voie de formation traditionnelle du BTP. Vérifions donc l'état actuel de cette formation diplômante du point de vue des effectifs d'apprentis et assimilés.

L'apprentissage (effectifs 1998-1999) (cf. tableau II)

Bien sûr, beaucoup vont encore dire qu'il existe beaucoup de formations continues non diplômantes mais efficaces dans le BTP.

C'est vrai... mais :

- ◆ c'est aussi très vrai en génie mécanique et génie électrique !;
- ◆ à l'heure de l'international et de la mobilité des emplois, les formations non diplômantes, si elles satisfont parfaitement l'employé de 40 ou 50 ans, n'exercent aucun attrait pour le jeune... au contraire elles peuvent contribuer à le dissuader d'aller vers le secteur qui privilégie trop ce type de formation.

Pour former, il faut des formateurs

Analysons les effectifs de professeurs du ministère de l'Education nationale dans ces mêmes disciplines de la production (statistiques 98-99) (cf. tableau III).

Rappelons que l'agrégation de BTP appelée agrégation de génie civil formant les professeurs pour lycées techniques, (Bac et BTS), pour IUT et pour formations universitaires et écoles d'ingénieurs,

Niveaux et coûts	Totaux secteurs Génie mécanique + Génie électrique + Bâtiment TP	Totaux BTP seul	%	Types d'établissements
D.U.T.	35 336	3 775	11%	I.U.T.
B.T.S.	34 530	3 475	10%	Lycées tech.
BAC Techno (STI)	48 709	2 413	5%	Lycées tech.
BAC Prof.	32 747	2 075	6%	Lycées prof.
CAP. BEP	111 875	8 743	8%	Lycées prof.
Dépenses consacrées à la formation (en millions d' €)	2 373 M €	184 M €	7,70%	... "Bercy"

Tableau I
La formation initiale publique + privée

est passée, pour les disciplines du gros œuvre, de 63 postes (1990 → 1994) à 23 postes (2000)... ce qui, compte tenu des besoins de l'enseignement supérieur (IUT, IUP, maîtrises, écoles d'ingénieurs,...) va réduire considérablement l'arrivée de professeurs agrégés de génie civil en lycées, ce nombre de jeunes enseignants est déjà très notablement inférieur aux départs normaux de leurs aînés vers la retraite ou l'enseignement supérieur ou d'autres carrières.

Les conséquences seront vite mesurables : affaiblissement du niveau de formation, fermeture de classes ou, plus vraisemblablement, les deux à la fois.

■ L'ÉVEIL AUX MÉTIERS

Pendant des décennies, on a pu faire avec raison le reproche au système éducatif de ne pas se préoccuper d'éveiller les jeunes à leur avenir professionnel. Depuis quinze ans, tous les ministres successifs se sont attachés à corriger ce grave déficit d'information, le plus souvent en étroite liaison avec les organisations professionnelles et, au plan méthodologique, en intégrant cet "éveil" dans les programmes obligatoires (tels "éducation au choix" et, plus récemment "connaissance des métiers").

Examinons, pour chaque niveau de formation, les innovations et, bien sûr, leurs spécificités par rapport aux métiers que nous observons dans notre analyse.

En lycées d'enseignement général et/ou technologique

En classe de seconde, classe de "détermination", on doit noter un très judicieux développement d'un enseignement d'"éveil aux technologies industrielles" appelé "initiation aux sciences de l'ingénieur". Malheureusement, cet enseignement est exclusivement centré sur les métiers de la mécanique-productique et de l'électronique-électrotechnique-automatique.

Dans les programmes élaborés par des "experts" (?), il n'existe aucune référence aux métiers du BTP alors que le public concerné est celui de nos futures formations d'ingénieurs, pour une part, via les bacs scientifiques, et celui de nos futurs techniciens supérieurs, (IUT et BTS) pour l'autre part, via les bacs STI (ou bacs technologiques). On a là une contribution à l'explication des difficultés actuelles de recrutement des classes de bacs STI génie civil et des classes de techniciens supérieurs.

Les conséquences sont et seront lourdes et dramatiques pour les professions du BTP et pour l'emploi des jeunes !

	Génie mécanique + Génie électrique + Bâtiment-T.P.	BTP seul	%
Niveau I et II (ing. et +)	4 202	117	3%
Niveau III (BTS – DUT)	8 002	410	5%
Niveau IV (BAC, B.T.)	29 524	3 915	13%
Niveau V (CAP)	154 402	33 550	22%
Totaux	196 124	37 992	19%

Tableau II
L'apprentissage
(effectifs 1998-1999)

	Nombre de professeurs titulaires	
	Totaux GM + EEA + BTP	BTP seul
Lycées professionnels (CAP/BEP/Bac Pro)	19 155	1 550 (8 %)
Lycées techniques (Bac STI/BTS)	17 927	1 224 (7 %)
% + 50 ans	31,20%	34,90%
	Nombre de maîtres auxiliaires	
	2 747 (5 %)	472 (17 %)

Tableau III
Effectifs de professeurs
du ministère
de l'Education nationale

En collèges

L'éveil à la technologie pour tous les élèves est en train, ces dernières années, de se généraliser. Malheureusement, là aussi, les programmes, les directives, et les orientations de l'Inspection générale des STI, visant à ouvrir la curiosité, le goût et l'esprit des élèves s'appuient sur les seuls secteurs du Génie mécanique et de l'EEA et ne font jamais aucune référence au secteur du BTP. Il y a là tous les prémices d'une pré-orientation future des meilleurs élèves qui compromet l'existence même du secteur BTP au sein du système éducatif.

Les conséquences sont et seront à nouveau lourdes et dramatiques pour nos professions et pour l'emploi des jeunes !

En classes préparatoires

Les nouveaux programmes de "taupe", longuement discutés et élaborés il y a quelques années, laissent désormais une place significative aux sciences de l'ingénieur mais orientées, notamment dans les "taupes" PT et TSI, exclusivement vers la mécanique et les automatismes. A titre d'exemple, la préparation et la présentation, le jour du concours, d'un travail personnel (appelé T.I.P.E.) s'inspirant d'un problème industriel ; cette épreuve, de nature à constituer un éveil motivant et un premier élément d'orientation du futur ingénieur vers un secteur industriel, a été très encadrée par des "spécialistes" (?) en laissant totalement de côté le BTP. Le résultat aujourd'hui est frappant : ces projets individuels font, par milliers, référence à la mécanique et à l'EEA et, pour quelques unités isolées – qui ne trouvent leur explication que dans les relations familiales du candidat – au BTP.

Les conséquences sont et seront très lourdes quand il nous faut et faudra trouver de jeunes spécialistes de BTP, à la sortie de nos formations d'ingénieurs.

■ LES CORPS DE L'INSPECTION POUR LES "SCIENCES ET TECHNIQUES INDUSTRIELLES" (S.T.I.)

Ce corps, indispensable, joue un rôle fondamental. Observons le poids que représente les spécialistes de BTP au sein de l'Inspection générale S.T.I. après avoir rappelé que dans la nomenclature de l'Education nationale, cette Inspection générale regroupe, les secteurs du génie mécanique productique, de l'électronique électrotechnique automatique, du bâtiment-travaux publics (et de quelques autres spécialités à effectif d'élèves très réduit).

Rappel des missions

Pour l'enseignement secondaire (bacs et classes préparatoires), pour l'enseignement technologique (Bacs STI et BTS) et pour l'enseignement professionnel (CAP, BEP, Bacs PRO), le corps de l'inspection joue un rôle essentiel en matière :

- ◆ de liaison avec les professions ;
 - ◆ d'études prospectives, de création, d'adaptation et de fermeture des formations,
 - ◆ d'organisation des examens et des concours ;
 - ◆ de recrutement, de contrôle et d'évaluation, d'animation et de formation continue des professeurs ;
 - ◆ de relations et d'échanges internationaux par disciplines ;
 - ◆ de promotion et de défense de la spécialité au sein de l'ensemble du système éducatif.
- En fait, il existe trois types d'inspecteurs "Sciences et techniques industrielles" :
- ◆ les inspecteurs généraux (et chargés de missions) (IGEN) (autorité nationale) ;
 - ◆ les inspecteurs d'académie, inspecteurs pédagogiques régionaux (IA-IPR) (autorité académique ou régionale pour les lycées) ;
 - ◆ les inspecteurs de l'Education nationale (IEN-ET) (autorité académique ou régionale pour les lycées professionnels).

► **Effectifs 1999 dans le secteur industriel (S.T.I.)**

(Cf. tableau IV).

Les conséquences de cet énorme et inadmissible sous-effectif d'inspecteurs à profil BTP

- ◆ **Quid des missions de base** qui viennent d'être rappelées (cf. supra "Rappel des missions") ?
- ◆ **L'obligation de limiter**, par manque d'inspecteurs :
 - **le dialogue avec les professionnels du BTP** : il n'existe aucun inspecteur IA-IPR spécialiste de BTP dans la très grande majorité des académies rendant difficile le nécessaire dialogue de proximité avec les entreprises locales et leurs organisations professionnelles ;
 - **la spécialisation des formations** (ex. : suppression d'options du domaine BTP, limitation des contenus d'enseignement aux aspects "généralistes" et insuffisamment professionnels...);
 - **la spécialité des professeurs** (ex. : suppression des options second œuvre à certains concours de recrutement de professeurs pour classes STI et BTS tels agrégation et CAPET).
- ◆ **Une carte scolaire souvent incohérente** (ex. les départements 78 et 92, sièges de nombreuses entreprises de BTP parmi les plus grandes européennes et zone de nombreux chantiers n'ont pas un seul lycée technologique BTP alors qu'il existe dans ces mêmes départements de très nombreuses sections spécialisées en génie mécanique et génie électrique dans de nombreux lycées).
- ◆ Dans beaucoup de départements/académies n'ayant pas d'inspecteurs spécialistes de BTP (la très grande majorité, comme déjà dit), **les filières BTP, très mal défendues au sein du MEN, servent trop souvent de filière "dépotoir" aux autres spécialités technologiques**, elles, beaucoup plus structurées et organisées par leurs nombreux spécialistes du corps de l'Inspection comme indiqué sur le tableau IV.
- ◆ **Quid de l'évaluation des professeurs de BTP**, le plus souvent inspectés et notés dans leurs académies par des inspecteurs spécialistes d'électronique ou de construction automobile (cruelle

réalité dans 22 académies de la France métropolitaine sur 26) qui ne cesse de décourager les meilleurs professeurs de lycée et qui contribue à laisser assoupiés les moins performants tant ils savent que la note d'aptitude pédagogique générale viendra bien avant l'évaluation de la compétence disciplinaire sur laquelle, dans la très grande majorité des cas, aucun avis sérieux ne peut être formulé par l'IA-IPR qui a mission d'évaluation).

- ◆ **La démotivation des meilleurs enseignants** ; ainsi on peut observer que les agrégés de génie civil, ces dernières années, saisissent les nombreuses opportunités pour s'échapper (enseignement supérieur, conversion thématique vers les N.T.I., fonctions administratives, services techniques du ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, etc.).
- ◆ Evidemment chacun analysera le **très faible poids** que peuvent avoir **les quelques malheureux et pourtant tous excellents et dévoués, inspecteurs spécialistes de BTP** face à leurs très nombreux collègues inspecteurs des autres secteurs industriels en matière de défense de la discipline et d'actions amont d'orientation des élèves, bref en matière de lobbying en faveur du BTP au sein du système éducatif. Cet énorme déficit d'inspecteurs apporte une très large explication au paradoxe actuel de classes de BTP insuffisamment nombreuses et ayant malgré cela beaucoup de peine à se remplir.

■ **À QUAND LA FIN DE "L'EFFET MAMMOUTH" ?**

Pour les connaître presque tous personnellement, je peux témoigner qu'actuellement, un peu comme il y a trente ans, les présidents de fédérations et de syndicats professionnels (FNTP, FFB, UMGO, EGF-BTP, SFIC, FIB, SNBPE, SCM...) sont tous des dirigeants très sensibles aux problèmes de formation d'une part, très favorables au dialogue avec le système éducatif d'autre part. J'observe aussi que les ministres, récents ou actuels, en charge de l'Education et de la formation professionnelle et certains de leurs conseillers parmi les plus proches sont, eux aussi, très à l'écoute des professions notamment des pro-

fessions du BTP avec lesquelles d'ailleurs, ils ont récemment élaboré et signé d'excellentes et exemplaires conventions.

Il demeure que la puissante Inspection générale "S.T.I." et les différents "groupes d'experts" associés chargés des programmes agissent, ces dernières années comme s'ils souhaitaient marginaliser le BTP (génie civil dans le vocabulaire du M.E.N.) au sein du système éducatif et n'en garder notamment que le minimum nécessaire aux rassemblements d'élèves réputés trop difficiles pour aller ailleurs. Cette action interne, dont je ne peux croire qu'elle soit délibérée, est assez typique de ce que le ministre Claude Allegre dénonçait vivement en parlant de "mammoth". De fait, elle se poursuit dans le dos des ministres et de leurs cabinets et au mépris des réalités économiques et des réalités sociales notamment en terme d'emplois. Ainsi jusqu'en 1999, il y avait encore deux inspecteurs généraux de génie civil ; aujourd'hui, il n'y en a plus qu'un ; beaucoup de bruits de couloirs laissent penser que dans quelques semaines, il n'y en aura plus du tout... laissant ainsi totalement isolés et désespérés, parce que sans responsables nationaux, les quelques très rares autres inspecteurs S.T.I. du secteur BTP tant au niveau des enseignements généraux et technologiques que des enseignements professionnels.

Il reste à se demander combien de temps encore de hauts fonctionnaires, persuadés que leur pouvoir personnel se mesure aussi à leur capacité à étouffer les spécialités qui ne sont pas précisément les leurs, vont pouvoir continuer d'agir au mépris de l'équilibre de nos professions, au mépris des besoins du pays, au mépris des jeunes et de leur famille et, au bout du compte au mépris des ministres successifs qu'ils ont vocation à servir. La capacité qu'aura l'Education nationale à rééquilibrer rapidement la composition de son corps d'Inspection des Sciences et techniques industrielles et donc à recruter dans les mois à venir, parmi des spécialistes de BTP, deux ou trois inspecteurs généraux (IGEN) et une douzaine d'autres inspecteurs (notamment IA-IPR) parmi, rappelons-le, les quatre centaines d'inspecteurs STI, sera, au-delà de tous discours, la vraie réponse à cette question.

Pour avoir refusé, il y a 18 ans la proposition de nomination à l'Inspection générale que me faisait le cabinet du ministre de l'époque, je remercie le lecteur de ne voir dans ce texte aucune trace d'ambition personnelle tant d'années plus tard et de n'y trouver que la marque d'un égal et très fort attachement au système éducatif, au secteur de la construction et au dialogue entre ces deux incontournables "acteurs de vie" pour le pays.

Yves Malier
École Normale Supérieure de Cachan

	Nombre d'inspecteurs des Sciences et techniques industrielles	Dont nombre d'inspecteurs spécialistes de BTP
Inspecteurs généraux et chargés de mission	15 IGEN 3 ch. de mission	1 IGEN seulement
IA-IPR (lycées gén. et tech.)	115 IA-IPR	4 BTP seulement
I.E.N.-E.T. (lycées profes.)	250 IEN-ET environ	25 IEN-ET issus du BTP seulement

Tableau IV
Effectifs 1999 dans le secteur industriel (STI)