

Travaux

n° 802

PONTS

- Le viaduc du Charmaix en Savoie
- Réhabilitation du pont Royal à Paris
- Rénovation du pont du Pouzin
- Confortement d'ouvrages sur la RN 311 à Argenteuil
- A49. Grenoble/Valence. Gainage des haubans du viaduc sur l'Isère
- La passerelle d'Agen et le pont de Bellevue à Nantes

TUNNELS

- Le tunnel du Saint-Antoine
- Confortement de l'assise du tunnel immergé de Rostock (RFA)

DIVERS

- Réhabilitation du château d'eau de Mèze dans l'Hérault
- Le Grand hôtel de l'Arsenal à Metz
- Réhabilitation du musée de l'Orangerie
- Réparation et renforcement d'ouvrages. Bien plus complexe qu'une nouvelle construction...



Réhabilitation d'ouvrages

Sommaire

Travaux
numéro 802

novembre 2003

Réhabilitation d'ouvrages



Notre couverture

Le musée de l'Orangerie
en travaux

© Lainé Delau

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

RÉDACTION

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

SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

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

VENTES ET ABONNEMENTS

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

France (11 numéros) : 163 € TTC
Etranger (11 numéros) : 200 €
Etudiants (11 numéros) : 56 €
Prix du numéro : 20 € (+ frais de port)

MAQUETTE

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

PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle
Isabelle Duflos
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 1
Daniel Tardy

actualités 6

techniques
et matériaux 13

matériels 15

PRÉFACE 19
Hélène Abel

RÉHABILITATION - PONTS 20
◆ Le viaduc du Charmaix en Savoie. Un ouvrage à géométrie variable
- *The Charmaix viaduct in the Savoy region. A variable-geometry structure*
A. de Meyrignac, L. Brassac

◆ Réhabilitation du pont Royal sur la Seine à Paris
- *Renovation of Pont Royal bridge over the Seine in Paris*
Th. Dallais

◆ La rénovation du pont du Pouzin. Démolition et reconstruction complète de la dalle béton et remise en peinture
- *Renovation of Pouzin Bridge. Demolition and complete reconstruction of the concrete slab and repainting*
G. Mahot, C. Augonnet

◆ Confortement d'ouvrages sur la RN311 à Argenteuil
- *Consolidation of civil engineering structures on the RN311 highway in Argenteuil*
Gr. Nicolle, P. Charles

◆ Autoroute A49. Grenoble/Valence. Gainage des haubans du viaduc sur l'Isère
- *A49 motorway. Grenoble/Valence. Sheathing of stay cables on the viaduct over the Isère*
D. Noël, Ph. Jacquet, P. Malouet, J.-M. Sanchez, J.-M. Joly

◆ Deux réhabilitations novatrices. La passerelle d'Agen et le pont de Bellevue à Nantes
- *Two innovative renovation schemes. The Agen foot bridge and Bellevue bridge in Nantes*
S. Petit, Ch. Houix



Sommaire

novembre 2003

Réhabilitation d'ouvrages

Dans les prochains numéros

- Ponts
- International
- Travaux souterrains
- Tunnel de Toulon
- Routes
- Sols et fondations
- Eau
- Terrassements



RÉHABILITATION - TUNNELS

◆ Le tunnel du Saint-Antoine. Mise au gabarit B1 et régénération de l'ouvrage
- *Saint-Antoine tunnel. Structure enlargement to B1 gauge and tunnel revamping*

Ph. Idrac, B. Lobbedez

56



◆ Confortement de l'assise du tunnel immergé de Rostock (RFA)
- *Consolidation of the footing of the submerged Rostock tunnel (Germany)*

J.-P. Fundenberger

62



RÉHABILITATION - DIVERS

◆ Réhabilitation du château d'eau de Mèze dans l'Hérault
- *Renovation of the Mèze water tower in the Hérault region*

G. Leca

65



◆ Le Grand Hôtel de l'Arsenal à Metz (57). Reprise en sous-œuvre d'un bâtiment par des colonnes de jet grouting
- *The Grand Hôtel de l'Arsenal in Metz (57). Underpinning of a building by jet grouting columns*

V. Spitz

69



◆ Musée de l'Orangerie. Surveillance vibratoire des Nymphéas de Monet pendant les travaux de réhabilitation du musée
- *Renovation of the Orangerie museum. Monitoring of the "Nymphéas" for vibration during the works*

J. Lebreton, A. Pinelli

72



◆ Réparation et renforcement d'ouvrages. Bien plus complexe qu'une nouvelle construction...
- *Repairs & strengthening. Far more complex than new construction...*

B. Gallagher

77

ABONNEMENT TRAVAUX

Encart après p. 48

répertoire des fournisseurs

83

INDEX DES ANNONCEURS

ATC BTP	61	LANCY-MIXJET	13
COFEX	2	LÉON GROSSE.....2È DE COUVERTURE	
DEMATHIEU & BARD	4	PRO BTP	3È DE COUVERTURE
FCID	2	SEVA ACTIVITÉ FIBRAFLEX / ST GOBAIN.....	10
GETEC	18	SOLÉTANCHE BACHY	9
GTM CONSTRUCTION	4È DE COUVERTURE	STRRES	18
HEAVEN CLIMBER	25	TUBOSIDER.....	15
ICE FRANCE.....	7		

Avec la mise en œuvre par la Direction des routes de l'opération d'évaluation de son patrimoine ouvrages d'art, dont le sigle IQOA (Image qualité des ouvrages d'art) est maintenant bien connu des spécialistes en France et bien au-delà de nos frontières, la méthodologie française en matière de gestion du patrimoine, de technique de réparation des ouvrages ainsi qu'en matière de définition des équipements fait figure de référence en Europe. Les multiples échanges du Réseau scientifique et technique du ministère avec nos voisins et les demandes d'expertise qui les accompagnent en témoignent. Par suite, le domaine de la gestion et de la réparation a vu s'intéresser ou se créer nombre d'entreprises de génie civil. Il n'en reste pas moins un sujet très exigeant tant du point de vue technique que juridique. Aussi je me réjouis de voir la revue *Travaux* lui consacrer ce numéro spécial.

Après dix années de fonctionnement, le bilan d'IQOA révèle l'intérêt d'un dispositif de management collectif des ouvrages, dès lors qu'ils sont liés entre eux par une logique d'itinéraire ou selon les besoins, par toute autre logique géographique ou technique. Cette méthode permet de garantir la régularité et l'homogénéité du recueil des informations sur les ponts, les murs de soutènement et les tunnels. Il est donc l'outil indispensable et préalable à toute réflexion sur une stratégie de maintenance. Enfin, avec l'ensemble de ses catalogues de désordres, l'opération IQOA se révèle un puissant vecteur de formation. Mais après dix années de bons et loyaux services et l'évolution de l'informatique, rien d'étonnant que le logiciel servant de base à IQOA s'essouffle. Il est aujourd'hui relayé par l'outil LAGORA qui comprend la méthodologie IQOA et intègre de nouvelles fonctions indispensables à la gestion des actions de maintenance sur le terrain. Géré comme une véritable base de données, il facilite aussi les simulations de scénarios de maintenance et les réflexions sur la répartition des crédits.

Ne négligeons pas non plus l'effet d'entraînement au-delà de nos frontières. Le Setra (1) mène avec la Direction des routes des actions de coopération technique internationale très riches, en particulier sur ce sujet avec l'Etat fédéral allemand. Notre volonté d'évaluation réciproque porte évidemment sur le contenu de la doctrine, la comparaison des lois de vieillissement des ouvrages et de nos méthodes de gestion. Mais en tant que maîtres d'ouvrages voisins, nos préoccupations concernent en priorité les contours du gisement technique européen : savoir-faire des entreprises et évolution des marchés, disponibilité et fiabilité du matériel à haute technologie, besoin de recherche et d'innovation, comparaison de nos modes de consultation

et orientation de la normalisation européenne. Les différents maîtres d'ouvrage ont chacun leur culture, leur expérience, leur langage mais tous ont les mêmes responsabilités : la sécurité, la qualité des projets (qualité économique, environnementale, esthétique et fonctionnelle), et la communication.

Ce sont les aspects juridiques, en particulier l'importance de bien définir les rôles et les responsabilités de chaque intervenant, tant dans la maintenance préventive et l'utilisation d'outils partagés de gestion que dans le projet de réparation lui-même, qui constituent une difficulté essentielle, et cette difficulté n'est pas toujours bien perçue, ou seulement trop tard, par les intervenants. En clair, un rapport d'inspection détaillé ne peut constituer ni un diagnostic, ni un projet de réparation, ou le mode opératoire d'un moyen d'investigation ne suffit pas à définir un protocole d'essais.

La bonne maîtrise d'un projet de réparation exige aussi qu'un expert en assure le pilotage. Parmi les opérations nécessaires à l'évaluation d'un pont, la plus délicate concerne l'estimation de sa capacité portante. Celle-ci dépend de l'évolution des principes de sécurité, des changements dans les règles de charge et de calcul, des modifications avec le temps des propriétés des matériaux de construction. La normalisation européenne prend progressivement et massivement sa place mais dans le domaine de la gestion du patrimoine et de la réparation, on ne pourra s'appuyer complètement sur les normes.

Les exemples de réparation traités dans ce numéro sont riches et variés. Ils nous montrent combien la profession a déjà développé des procédés performants de réparation tant dans le domaine des ponts à câbles que dans la géotechnique. Les ouvrages comme le pont Royal ou la passerelle d'Agen sont traités avec la maîtrise et le respect que l'on doit à ces monuments. Mais il s'agit là d'exemples où les pathologies ont pu être décelées à temps.

Dans la gestion de leurs ouvrages, les maîtres d'ouvrage sont en premier lieu confrontés à des difficultés quotidiennes d'appréciation des risques : comment reconnaître rapidement l'état d'un câble ou d'un tirant, celui d'une fixation de corniches ou celui d'un mât de signalisation ? Surtout confrontés à des problèmes techniques d'investigation sur les zones non accessibles mais portant sur des phénomènes assez simples de corrosion, les maîtres d'ouvrage sont toujours demandeurs d'avancées technologiques dans le domaine de la gestion préventive.

Le maillon principal de la chaîne doit rester l'entretien courant des ouvrages. Telle est la devise de la Direction des routes dont je me fais l'écho : "*Entretien pour ne pas réparer, réparer pour ne pas démolir.*"



■ HÉLÈNE ABEL

Chef du Centre
des techniques
ouvrages d'art

Setra (1)

(1) Service d'études techniques des routes et autoroutes. Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer.

Le viaduc du Charmaix

Un ouvrage à géométrie variable

Le viaduc du Charmaix, situé en Savoie à 2 km de l'entrée du tunnel du Fréjus au PR 193 sur l'autoroute de la Maurienne (A43), a été construit en 1976-77, sur deux versants initialement supposés stables.

Peu après sa construction, des déformations alarmantes ont mis en évidence une instabilité des versants sur lesquels est fondé l'ouvrage : ces mouvements ont entraîné un déplacement des pieds des piles du viaduc, avec pour conséquence des déformations qui compromettaient sa pérennité.

Plusieurs solutions ont alors été envisagées, parmi lesquelles la démolition du viaduc et son remplacement par un ouvrage adapté ou la mise en place d'un remblai de grande hauteur... toutes écartées en raison de leur coût excessif.

C'est finalement Jean Tonello, du Cabinet Tonello, qui apportera une solution originale au problème. Il proposa de transformer le viaduc en "ouvrage à géométrie variable", par l'installation aux pieds des piles d'un dispositif permettant de les bouger, horizontalement et verticalement, donnant ainsi la possibilité, à intervalles réguliers, de déplacer l'ouvrage pour le remettre à sa place initiale.



Vue générale du viaduc
General view of the viaduct



Vue des piles du viaduc
View of the viaduct piers

Cette méthode a été expérimentée en 1986 sur la pile n° 5. Celle-ci a été désolidarisée de la semelle de fondation et déplacée à l'aide de vérins. Cette opération a permis d'annuler les sollicitations créées dans l'ouvrage du fait des mouvements du sol en corrigeant la géométrie. Lors de cet essai, la pile n° 5 a été déplacée puis remise à sa place initiale : cette expérimentation a permis de vérifier la pertinence de cette technologie de recalage du viaduc. Le dispositif a été ensuite étendu aux cinq autres piles entre 1989 et 1990, faisant ainsi du viaduc du Charmaix un ouvrage utilisant une technologie totalement originale et novatrice. Un premier "recalage" de l'ouvrage a donc été réalisé en 1990, puis un second a eu lieu en 1997. Le

troisième est actuellement en cours et se terminera en octobre 2003. A noter que cette opération se fait alors que les véhicules circulent normalement sur l'ouvrage.

Au rythme de 1,5 cm par an, les mouvements des versants du viaduc du Charmaix pourront être compensés par ce système de recalage pendant une durée théorique de 40 ans.

■ 1980 : PREMIÈRE ALERTE SUR LA PILE N° 7

Le viaduc du Charmaix, situé à une altitude de 1 100 m sur la rampe d'accès au tunnel du Fréjus, a été construit sur des versants montagneux formés par une couche d'éboulis schisteux de 40 m d'épaisseur environ.

La stabilité de ces versants s'est révélée inférieure aux hypothèses faites préalablement à la construction de l'ouvrage, et les mouvements des versants ont entraîné le déplacement des pieds de pile du viaduc, avec pour conséquence des déformations dans le tablier. En 1980, soit 2 ans après la fin de la construction, on constate que deux poutres du tablier, initialement séparées de 5 cm sont entrées en contact au sommet de la pile n° 7, compromettant gravement la pérennité de l'ouvrage.

Les mesures effectuées durant l'année 1980 confirment que les deux versants du viaduc sont soumis à des glissements lents et permanents (1 à 2 cm par an), avec une accélération au moment de la fonte des neiges. Vu l'ampleur des masses en jeu, il semble impossible de pouvoir stabiliser la montagne.

■ SOLUTIONS ENVISAGÉES EN 1986

Différentes solutions ont alors été envisagées pour adapter l'ouvrage aux déplacements du sol :

- ◆ la démolition de l'ouvrage et son remplacement par un nouveau viaduc avec des fondations adaptées ;
- ◆ la démolition et le remplacement par un remblai de grande hauteur ;
- ◆ la reprise en sous-œuvre des fondations par réalisation de pieux protégés par des viroles en béton de 5 m de diamètre.

En raison de leur coût excessif (50 MF en valeur de 1983), aucune de ces solutions n'a été retenue. C'est finalement Jean Tonello du BET Tonello qui

en Savoie

Arnaud de Meyrignac



CHEF DU SERVICE
INFRASTRUCTURES
Société française du tunnel
routier du Fréjus (SFTRF)

Laurence Brassac



RESPONSABLE
DE LA COMMUNICATION
Société française du tunnel
routier du Fréjus (SFTRF)

apportera une solution totalement novatrice : transformer le viaduc en ouvrage à géométrie variable. En cherchant à s'opposer aux déplacements là où ils sont, c'est-à-dire au niveau du sol, on allait créer au pied des piles et sur les culées une interface de manœuvre permettant de déplacer chacun d'eux selon les six degrés de liberté. Ce dispositif permettrait, à intervalles réguliers, de remettre l'ouvrage à sa place initiale.

■ LES PILES MOBILES : UNE TECHNOLOGIE INÉDITE

La pile n° 5 a donc été aménagée à titre expérimental en 1987. L'opération avait alors permis de vérifier que la technologie de recalage du viaduc était parfaitement maîtrisée, tant pour les phases délicates de génie civil que pour le pilotage des manœuvres et la bonne représentativité du modèle numérique.

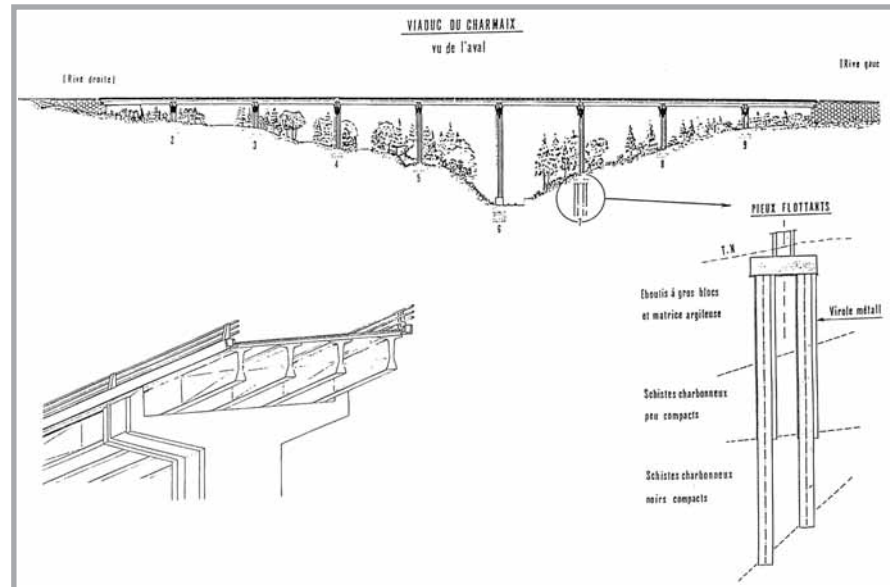


Schéma du viaduc vu de l'aval et détail de la pile P4

Diagram of the viaduct seen from downstream and detail of pier P4

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES DU VIADUC DU CHARMAIX

- Altitude : 1 100 m
- Pente longitudinale : 3,1 %
- Longueur totale : 346 m
- Hauteur : de 9,8 m à 41,8 m
- Largeur utile du tablier : 12 m
- Ouvrage à 9 travées constituées chacune par quatre poutres précontraintes préfabriquées reliées par un hourdis continu coulé en place. Travées attelées par le hourdis sauf P4 et P7
- Travée : 34 m – 7 x 40 m – 32 m
- Piles creuses à voile de 0,35

La plupart des appuis sont fondés sur semelles superficielles sauf :

- la culée rive droite fondée sur 5 puits marocains de 8 m de profondeur ;
- la pile n° 6 fondée sur une semelle massive en béton à l'abri des affouillements du torrent ;
- la pile n° 7 fondée sur pieux flottants, ancrés dans le rocher en place ;
- la culée rive gauche constituée par un massif en terre armée.



Détail du pied de la pile n° 6

Detail of the base of pier No. 6



Détail du pied de la pile n° 7

Detail of the base of pier No. 7

Talons de poutres en butée sur la pile P7 en 1981
Girder bottom flanges bearing against pier P7 in 1981



Travaux sur la pile n° 5. Dégagement de la fondation
Work on pier No. 5. Clearing the foundation



Travaux sur la pile n° 5. Ferrailage de la contre-semelle
Work on pier No. 5. Reinforcing the counter-footing

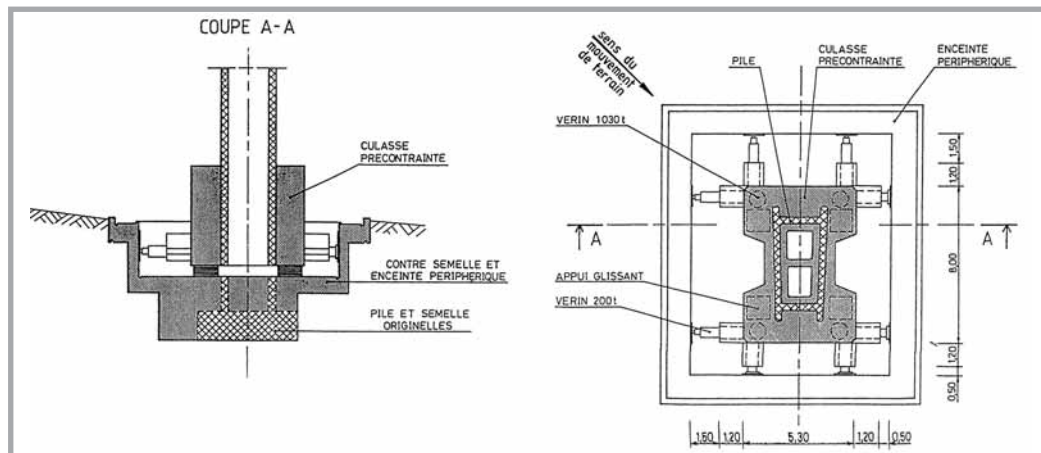


Travaux sur la pile n° 5. Ferrailage de la culasse précontrainte
Work on pier No. 5. Reinforcing the prestressed abutment



Travaux sur la pile n° 5. Culasse précontrainte
Work on pier No. 5. Prestressed abutment

Coupe du dispositif d'aménagement d'un pied de pile
Cross section of the system for developing a pier base



Entre 1989 et 1990, le dispositif a été étendu à l'ensemble de l'ouvrage, et les premières manœuvres de recalage se sont déroulées en octobre 1990.

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES DE L'AMÉNAGEMENT D'UN PIED DE PILE

La culasse a été bétonnée sur ses appuis glissants. Pour pouvoir procéder à la découpe du fût de pile, quatre vérins ont été mis en place, mis en charge puis bloqués avec leurs écrous de sécurité. La pile, entre culasse et contre-semelle, a ensuite été découpée sur 30 cm de hauteur. La dépose de la culasse sur appuis glissants a consisté alors à soulever légèrement la culasse afin de pouvoir débloquer les écrous de sécurité de vérins, puis à laisser descendre la culasse par paliers de 0,1 mm jusqu'à ce qu'elle repose uniquement sur les quatre appuis glissants. Cette opération est réalisée en agissant sur les quatre vérins commandés chacun par une pompe hydraulique. Cette manœuvre a permis notamment de déterminer la descente de charge aux quatre angles de la culasse. Pendant cette manœuvre, la culasse était verrouillée contre l'enceinte périphérique.

MANŒUVRES DE DÉPLACEMENT

Les manœuvres de déplacement en X ou en Y sont réalisées en agissant sur les quatre vérins disposés en opposition suivant deux axes parallèles placés entre les bras orthogonaux de la culasse et le mur périphérique.

On ne peut envisager de déplacer brutalement un pied de pile de 15 cm sans se préoccuper des piles voisines. A cet effet, un modèle numérique des comportements du viaduc a été élaboré par la DOA du CETE de Lyon. Ce modèle permet de déterminer les conséquences d'un déplacement unitaire d'un pied



Détail d'un vérin latéral contre l'enceinte périphérique
Detail of a lateral jack against the peripheral enclosure wall



Détail d'un appui glissant
Detail of a sliding support

de pile sur la structure de l'ensemble du viaduc. Il a donc été possible à partir de ce modèle de déterminer l'ensemble des manœuvres élémentaires qu'il y a lieu de réaliser pour ramener le viaduc dans sa position initiale.

La cohérence entre les prévisions du modèle numérique et le comportement effectif du viaduc est vérifiée par un suivi topographique pendant les manœuvres.

Tableau I
Mesures des déplacements effectués lors des deux précédents recalages du viaduc (1990 et 1997) et prévisions 2003 (valeurs en cm)

Displacement measurements made during the previous two realignments of the viaduct (1990 and 1997) and projections for 2003 (values in cm)

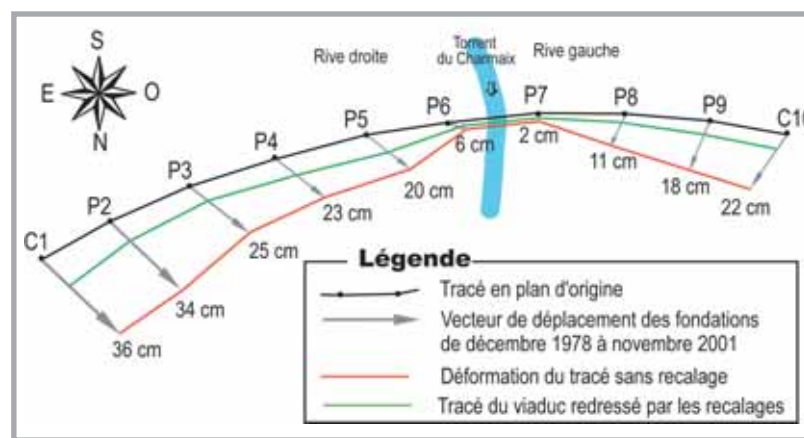
	1990			1997			PREVISIONS 2003			CUMUL		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z
P2	5,8	-17,7		1,1	-10	10	2,4	-6,7	0	9,3	-34,4	10
P3	7,2	-11		3,6	-2,2	3	2,3	-5,2	0	13,1	-18,4	3
P4	7,5	-8,2		3,1	-1,8	3	3,7	-5,2	4	14,3	-15,2	7
P5	6,1	-5,6		3	-1,6	5	0	-5,1	0	9,1	-12,3	5
P6 FIXE												
P7 VIROLES												
P8	-2,2	-6,8				7	0	-4	0	-2,2	-10,8	7
P9	-3,7	-12,7				3	0,5	-4	0	-3,2	-16,7	3

MESURES

Mesures des déplacements effectués lors des deux précédents recalages du viaduc (1990 et 1997) et prévisions 2003 sont reportées sur le tableau I (valeurs en cm).

MANŒUVRES DU RECALAGE EN COURS (SEPTEMBRE-OCTOBRE 2003)

Un recalage est actuellement en cours sur le viaduc du Charmaix. Ces manœuvres se font en plu-



Synthèse des résultats de la surveillance topographique du viaduc du Charmaix
Summary of the results of topographic monitoring of the Charmaix viaduct

sieurs étapes (mise en place des vérins, mesures et recalage) sur une durée de deux mois environ. Cette opération se fait sans arrêt de la circulation et est donc totalement transparente pour les véhicules circulant sur l'ouvrage.

PERSPECTIVES

Au rythme de 1,5 cm par an, les mouvements des versants pourront être compensés par ce système de recalage de l'ouvrage pour une durée de 40 ans. Mais il s'agit d'une date théorique, qui doit tenir compte d'éléments subjectifs :



Vue du tablier du viaduc
View of the viaduct deck

- ◆ les mouvements des versants peuvent connaître une accélération ;
 - ◆ les compensations par recalage étant faites a posteriori, l'ouvrage subit de réelles contraintes entre deux recalages et subit par conséquent une certaine "fatigue" ;
 - ◆ les contraintes subies par l'ouvrage sont anarchiques, sans lois mathématiques.
- En raison de l'importance stratégique du viaduc de Charmaix pour l'A43 et le tunnel du Fréjus, son remplacement est donc envisagé sous une douzaine d'années.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Société française du tunnel routier du Fréjus (SFTRF)

Maître d'œuvre

SFTRF Cesam

Conseils

- Cabinet Tonello (Aix-les-Bains)
- Plaut Conseil (Chambéry)
- Speck Acepa (Paris)

Entreprise

VSL (St-Quentin-en-Yvelines)

Géomètre

GE-ARC (St-Michel-de-Maurienne)

Coordiantion sécurité

Socotec (Chambéry)

ABSTRACT

The Charmaix viaduct in the Savoy region. A variable-geometry structure

A. de Meyrignac, L. Brassac

The Charmaix viaduct, situated in the Savoy region 2 kilometres from the entrance to the Fréjus Tunnel at PR 193 on the La Maurienne motorway (A43), was built in 1976-77, on two slopes originally assumed as being stable. Not long after its construction, alarming deformation highlighted the instability of the slopes on which the structure's foundations are established : these movements caused displacement of the bases of the viaduct piers, with resultant deformation compromising the structure's permanence. An original solution to the problem was finally provided by Cabinet Tonello, involving conversion of the viaduct into a "variable-geometry structure", by setting up at the base of the piers a system allowing them to be moved horizontally and vertically, thus making it possible, at regular intervals, to move the structure back into its original position.

This method was experimented in 1986 on pier No. 5, thereby making it possible to verify the appropriateness of this viaduct realignment technology.

RESUMEN ESPAÑOL

El viaducto de Le Charmaix, en Saboya. Una estructura de geometría variable

A. de Meyrignac y L. Brassac

El viaducto de Le Charmaix, ubicado en Saboya, a 2 km de la entrada del túnel del Frejus, en el PR 193 de la autopista de La Maurienne (A43) fue construido en 1976-77, en dos vertientes que, inicialmente, se suponía que fuesen estables. Poco tiempo después de su construcción, aparecieron deformaciones alarmantes relativas a una inestabilidad de las vertientes sobre las cuales se encuentran los cimientos de la estructura : tales movimientos han acarreado un desplazamiento de las bases de soporte de las propias pilas del viaducto, que han tenido como consecuencia deformaciones que comprometían su perennidad. Finalmente, fue introducida una solu-

ción original para resolver el problema planteado, por parte del Gabinete Tonello, que consiste en transformar el viaducto en forma de "estructura de geometría variable", por la instalación en las bases de las pilas de un dispositivo que permite su desplazamiento, horizontal y verticalmente, que dan así la posibilidad, con intervalos regulares, de desplazar la estructura para que vuelva a ocupar su posición inicial. Este método fue experimentado en 1986 en la pila nº 5, con lo cual se ha podido comprobar la pertinencia de la toma de posición normal del viaducto.

Réhabilitation du pont à Paris

Le pont Royal a été construit par Louis XIV. C'est un des plus anciens et des plus majestueux ponts de Paris.

La réhabilitation concerne les voûtes des arches et nécessite des travaux délicats de démolition et de purge, de rejointoiement de pierres, d'injection de coulis de ciment fluidifié et enfin de garnissage en béton projeté armé. Les opérations font appel à un échafaudage monté sur barges, dont la forme doit être adaptée à celle de chaque arche. Les approvisionnements et l'évacuation des déblais se font par voie fluviale.

Après le Pont Neuf et le pont Marie, le pont Royal figure parmi les ponts de Paris les plus anciennement construits. Près de son emplacement actuel se trouvait d'abord un bac à péage institué par lettres patentes d'Henri II (1550). En 1632, le bureau de la ville décide, pour faciliter les communications entre le faubourg Saint-Germain et les palais du Louvre et des Tuileries, de remplacer ce bac par un pont de bois.

Composé de quinze arches et monté sur pilotis, le pont de bois est ruiné par un incendie en 1654. Il est reconstruit en bois, mais, dans la nuit du 28 au 29 février 1684, c'est la débâcle de la Seine prise en glace qui emporte huit de ses arches.

Louis XIV décide alors de le remplacer en construisant un pont de pierre qui permettra au faubourg Saint-Germain de prendre son véritable essor et qui répondra à la majesté et à la splendeur du lieu. Le roi prend entièrement à sa charge le coût de la construction de l'ouvrage. C'est le pont Royal.

La pose de la première pierre a lieu le 25 octobre 1685 et l'ouvrage est achevé dès 1689, en un temps record pour l'époque.

Les arches 1 et 2 sont réhabilitées en 1990. La réhabilitation et la consolidation des trois autres arches, qui portent les numéros 3, 4 et 5, est confiée à Solétanche Bachy dont les travaux commencent début avril 2003.

LES TRAVAUX EN COURS

La pathologie se caractérise en premier lieu par une dégradation prononcée des joints provoquant la décohesion de la maçonnerie de pierre de taille. Elle a pour origine les circulations d'eau pluviale dans le corps de l'ouvrage avec accumulation à l'extrados de la contre-voûte en maçonnerie de pierres de meulière rapportée.

Les pierres de taille, d'époque pour la plupart, sont de différentes variétés de calcaire provenant de la carrière de Vaugirard. Il s'agit d'un calcaire blanc, tendre et poreux.

Ce matériau avait subi des dégradations entraînant une perte de matière à l'intrados de la voûte, laquelle avait été, il y a plus d'un siècle, rattrapée en épaisseur par la contre-voûte déjà évoquée. Cette contre-voûte est accrochée par des clous.

La contre-voûte actuelle présente les inconvénients suivants :

- ◆ suspendue à la voûte, elle apporte un poids mort sollicitant davantage l'ouvrage ;
- ◆ le gonflement par corrosion de ses clous d'accrochage provoque la fracturation des pierres ;

Vue générale du pont Royal avec ses cinq arches, le palais du Louvre à gauche, le Grand Palais à l'arrière plan à droite

General view of the Pont Royal bridge with its five arches, the "Palais du Louvre" on the left, and the "Grand Palais" in the background on the right



© Emmanuel Galfard

L'OUVRAGE

Le pont Royal, long de 128 m et large de 17 m, comporte cinq arches en plein cintre, soutenues par quatre piles et deux culées. L'arche centrale, la plus haute, a une portée de 23 m, les arches latérales s'ouvrent sur 22 m et les arches de rives sur 20 m. Le profil est en dos d'âne parfaitement symétrique.

Ce magnifique ouvrage ne subit par la suite que très peu de modifications, et il est classé monument historique en 1939.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maîtrise d'ouvrage

Ville de Paris. Direction de la voirie et des déplacements

Client et maîtrise d'œuvre

Ville de Paris. Section des ouvrages d'art et du périphérique

Bureau de contrôle

Rincenc BTP

Entreprise

Solétanche Bachy France

Bureau d'études

Solétanche Bachy. Service projets

Coordonnateur sécurité

Ouest Coordination

Royal sur la Seine

Thomas Dallais

INGÉNIEUR TRAVAUX
Solétanche Bachy France



◆ elle constitue une barrière étanche qui entraîne le confinement et la stagnation des eaux d'infiltration.

La réhabilitation des arches 3, 4 et 5 est prévue par injections.

Il faut accéder en tout point de la voûte et enchaîner les différentes phases d'exécution. Les travaux sont réalisés à partir d'une plate-forme nautique constituée de deux pontons de 37 x 9 m et de 43 x 11 m jumelés. C'est ainsi que plus de 800 m² de plate-forme flottante sont mis en place successivement sous chaque arche.

Ensuite, un échafaudage épousant au mieux la forme de la voûte et reposant sur cette plate-forme est adapté aux dimensions de chacune des trois arches et règne sur la largeur totale du pont. Les pontons étant soumis aux remous créés par le trafic fluvial, particulièrement dense en été, l'échafaudage doit supporter les mouvements différentiels des deux pontons.

La première phase de travaux consiste à purger la contre-voûte. D'une épaisseur d'environ 20 cm, celle-ci se révèle beaucoup plus résistante et adhérente que prévu. Après des essais mécanisés à la raboteuse qui se révèlent non concluants, il faut recourir au marteau piqueur à main. Afin de ne pas déstabiliser la voûte, la démolition est effectuée par bandeaux de 2,50 m. Les pierres découvertes sont calées et rejointoyées à l'avancement en cas d'instabilité. C'est au total 170 tonnes de déblais de contre-voûte par arche qu'il faut évacuer au moyen d'une barge de servitude.

Ensuite sont réalisées les injections de régénération. Celles-ci ont pour but de consolider les maçonneries fracturées, de régénérer les joints au mortier par ajout d'un liant et enfin de combler les cavités éventuelles. Ce traitement permet de recréer un certain monolithisme.

Les injections nécessitent le percement d'un forage de 30 mm de diamètre à chaque angle de pierre. Ceci représente, par arche, 3 400 forages et une longueur forée de 2,5 km. Une fois équipés de canules, les forages sont injectés à l'aide d'un coulis bentonite-ciment avec un rapport C/E = 0,6 auquel on incorpore un adjuvant fluidifiant pour augmenter sa pénétration dans les joints à régénérer et dans les fissures.

L'utilisation de pompes à faible débit (150 à 300 l/h) et du système de contrôle SPICE permet l'enregistrement des paramètres d'injection en temps réel et la parfaite maîtrise des débits et des pressions d'injection (entre 2 et 5 bars). Les quantités injectées représentent une moyenne de 50 m³ par



Plan rapproché sur l'installation flottante sous l'arche centrale

Close-up view of the floating system under the central arch



Les canules d'injection, une à l'angle de chaque pierre

The injection nozzles, one in the corner of each stone

arche avec des volumes ne dépassant pas 500 litres par forage.

La phase suivante est la mise en œuvre des contre-voûtes en béton projeté, par voie sèche, à l'intrados des arches, afin d'en améliorer la capacité résistante.

Ces nouvelles contre-voûtes s'appuient en pied sur des longrines de 40 cm d'épaisseur engravées dans les maçonneries saines des piles et culées et réalisées au ras de l'eau à partir de plates-formes en porte-à-faux qui sont liaisonnées à l'échafaudage.

Le béton projeté est armé par un treillis soudé qui est fixé à la voûte par des ancrages scellés à la résine sur 25 cm, à raison de quatre ancrage par mètre carré.

La principale difficulté de cette phase est le réglage géométrique de la face vue, qui nécessite la mise en place de gabarits de réglages constitués de neuf cerces scellées à la voûte. Ces gabarits re-



© Emmanuel Gaiffard

Reconstitution de la contre-voute, par béton projeté sur treillis soudé

Reconstitution of the inverted arch, by shotcrete on welded wire mesh

► prennent avec précision la forme des pierres de bandeau et définissent alors une surface cylindrique en retrait de 2 cm par rapport à la surface de référence des bandeaux amont et aval. Ce retrait de 2 cm permet de réserver l'épaisseur nécessaire à la mise en œuvre ultérieure d'un enduit qui sera ainsi arasé au niveau des bandeaux et rétablira le gabarit d'origine.

Le chantier a commencé en avril par l'arche n° 5 qui est une arche de rive, se poursuit par l'arche n° 3 qui est l'arche centrale et se terminera par l'arche n° 4 fin décembre 2003. Il est recommandé d'avoir quitté les lieux avant les crues d'hiver.

ABSTRACT

Renovation of Pont Royal bridge over the Seine in Paris

Th. Dallais

The Pont Royal bridge, built under Louis XIV, is one of the oldest and most majestic bridges in Paris.

The renovation, concerning the vaults of the arches, requires difficult work of demolition and drainage, repointing of stones, injection of fluidified cement grout and, finally, lining with reinforced shotcrete. The operations involve the use of a scaffolding mounted on barges, the shape of which must be adapted to the shape of each arch. Procurement of supplies and removal of earth cuts take place by river transport.

RESUMEN ESPAÑOL

Rehabilitación del puente Royal sobre el río Sena, en París

Th. Dallais

El puente Royal fue construido durante el reinado de Luis XIV, siendo uno de los más antiguos y majestuosos puentes de París.

Su rehabilitación se refiere a las bóvedas de los arcos y precisa efectuar trabajos delicados de derribo y purga, de rejuntado de las piedras, de inyección de lechada de cemento fluidificado y, finalmente, guarnición de hormigón proyectado armado. Las operaciones precisan el empleo de andamios instalados sobre embarcaciones, cuya forma debe estar adaptada a aquella de cada arco. Los aprovisionamientos y la evacuación de los escombros se efectúan por vía fluvial.

La rénovation du pont du Pouzin

Démolition et reconstruction complète de la dalle béton et remise en peinture

L'état de dégradation inquiétant de la dalle en béton armé du pont du Pouzin (pont à poutres Warren franchissant le Rhône au sud de Valence) a conduit les acteurs économiques et les élus locaux à privilégier une solution de réparation par reconstruction complète. Afin de minimiser l'impact sur le trafic et sur l'activité économique de la région, plusieurs mois d'études et plusieurs projets ont été élaborés et aboutissent à la désignation du groupement d'entreprises GTM-Lassarat-Bonnard sur appel d'offres restreint et sur la base d'un planning optimisé de 3,5 mois de fermeture complète au lieu des 8 mois envisagés.

Une préparation conséquente et une organisation en différentes tâches successives de l'ensemble du chantier permettent aux entrepreneurs de démolir intégralement puis de reconstruire la dalle en béton armé, connectée à la charpente métallique et de remettre en peinture la totalité de l'ouvrage et de tenir ainsi leur pari sur le délai.

■ GÉNÉRALITÉS

Les 300 mètres du pont actuel (photo 1) permettent à la RN 304 de franchir le Rhône au Pouzin (sud de Valence). Repartie en trois travées, sa structure est constituée de poutres métalliques et d'une dalle béton supportant la chaussée.

La géométrie de l'ouvrage permet d'assurer la navigation fluviale en offrant un gabarit de 61,50 m de large et de 7 m de haut aux bateaux. Des réseaux tels que l'eau potable, le téléphone, l'électricité, le gaz ou encore l'éclairage sont intégrés à cet ouvrage.

Ce pont construit en 1960 et 1961 par la Compagnie Nationale du Rhône n'est pas le premier ouvrage de franchissement construit à cet endroit-là. Le premier pont fut construit en 1849. C'était un pont suspendu à trois travées indépendantes avec un tablier en bois. Détruit pendant la Seconde Guerre mondiale, il fut remplacé en 1946 par un nouveau pont suspendu mais cette fois-ci avec un tablier métallique conservant les piles du premier pont. Le pont actuel repose lui aussi sur les piles de ses prédécesseurs. Il a été construit sur appuis provisoires et mis en place sur appuis définitifs par rigo latéral.

En 1996 et 1997, suite à deux petits effondrements localisés de la dalle béton, des examens approfondis menés par le Cete de Lyon de 1997 à 1999 aboutissent à un diagnostic précis : les appuis et les fondations de l'ouvrage sont pérennes mais la reconstruction de la dalle est impérative.

La probabilité que de nouveaux incidents se produisent à court terme ou moyen terme pouvant mettre en danger les usagers de la route s'avère importante.



Photo 1
Vue générale
de l'ouvrage
avant travaux

*General view
of the structure
prior to the works*

La dégradation progressive de la dalle aurait nécessité des restrictions de circulation et de tonnage des véhicules sur l'ouvrage. Dès lors, les études se poursuivent mettant en évidence que des réparations ponctuelles ne peuvent pas garantir la pérennité de l'ouvrage. Seule une reconstruction complète de la dalle permet de réaliser le meilleur compromis entre les critères techniques, économique et financier.

■ LES ÉTUDES

Procéder aux travaux le plus rapidement possible compte tenu de l'état de l'ouvrage, tout en évitant la période estivale et son trafic important à vocation touristique, était une préoccupation majeure des acteurs économiques et des élus ardéchois. Concertations locales et nationales, élaboration du projet détaillé, mise au point des schémas de dé-

► viation, consultation des entreprises et mise en place du financement nécessaire furent conduits tout au long des années 2002 et 2003. Un premier avant-projet de réparation a été présenté en novembre 1999 avec un délai global de travaux de 10 mois incluant une coupure totale à la circulation de 6 mois. Ce dossier après avis favorable du réseau technique a reçu le 2 février 2001 l'approbation ministérielle. Un second avant-projet de réparation plus détaillé a été étudié et présenté en octobre 2001 au ministère afin de prendre en compte une réduction du délai d'exécution de démolition et de reconstruction de la dalle au minimum techniquement possible soit 4 mois, le délai global est réduit à 8 mois. Le montant de l'opération est augmenté. Le ministère par lettre du 15 mars 2002 a confirmé l'inscription de l'opération au titre du programme 2003 avec une ouverture de l'autorisation de programme nécessaire à l'engagement du marché de travaux début janvier 2003. Le montant des travaux et signalisation nécessaire à cette déviation a été estimé à 2 M€ TTC.

variable de 9,66 m à 9,87 m suivant les travées). Ces pièces de pont supportent trois files de longerons distants de 2,70 m d'axe en axe et de hauteur identique aux pièces de pont. Côté aval, des consoles métalliques extérieures à la poutre supportent un trottoir. La liaison des membrures inférieures est complétée par un contreventement horizontal. Les membrures supérieures ne sont pas reliées. Tous les éléments de la structure sont en acier Ac.55 et sont assemblés à l'aide de rivets Ac. R42. La dalle de couverture en béton armé de 16 cm d'épaisseur et de 6,70 m de largeur s'appuie sur les pièces de pont et sur les longerons. La chaussée de 6,00 m est bordée par deux chasse-routes de 0,35 m. Le trottoir de 1,25 m de large, disposé en encorbellement à l'extérieur de la poutre aval, est constitué par une dalle en béton armé s'appuyant sur les consoles métalliques. Le béton de la dalle est relié à la poutraison horizontale (pièces de pont et longerons) à l'aide de connecteurs antisoulèvement constitués de plats 55/5 pliés à 45° dans les deux directions et espacés d'environ 50 cm.

L'ouvrage a été calculé conformément aux prescriptions :

- ◆ du règlement du 10 mai 1927 sur le calcul et les épreuves des ponts métalliques, modifié par la circulaire A n° 1 du 29 août 1940 en ce qui concerne les surcharges ;
 - ◆ de la circulaire A n° 27 du 11 février 1946 relative aux conditions de circulation des matériels militaires lourds.
- L'ouvrage a été calculé pour supporter les véhicules type 2^e classe ;
- ◆ du cahier des spécifications générales de la CNR (Titre II - Article 4) pour l'effet du vent.

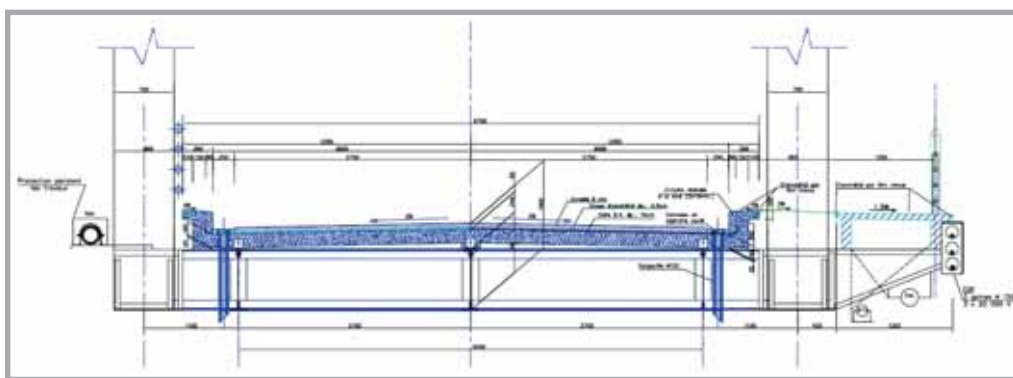


Figure 1
Coupe transversale
de l'ouvrage
Cross section
of the structure

■ LES DONNÉES DU PROJET

Caractéristiques du tablier

Le tracé en plan de l'ouvrage correspond à un alignement droit sur la longueur de l'ouvrage. Son profil en long est constitué par :

- ◆ un arc de cercle de 1 200 m de rayon avec un point haut au milieu de l'ouvrage ;
- ◆ une pente de 5 % vers les deux culées.

Le profil en travers (figure 1) présente une largeur entre intérieur des poutres transversales égale à 6,90 m. La chaussée est constituée de deux voies de 3,00 m bordées par des chasse-routes.

L'ouvrage est un pont droit à trois travées continues (98,69 m - 96,64 m - 97,09 m).

Son tablier à charpente métallique comporte deux poutres latérales à treillis de type "Warren" :

- ◆ hauteur des poutres : 7,00 m ;
- ◆ entraxe des poutres : 7,60 m.

Les deux poutres sont reliées au droit des nœuds de la membrure inférieure par des pièces de pont en forme de I de 70 cm de hauteur (espacement

Les contraintes

La durée de coupure de circulation devra être réduite au minimum. Une durée maximale de 4 mois pourrait être acceptable. Une déviation provisoire de la circulation a été étudiée. Les travaux de réparation seront soumis aux contraintes de navigation, le Rhône étant navigable à cet endroit.

Compte tenu du profil en long de l'intrados du tablier, la passe navigable de 60,00 m x 7,00 m est située au milieu de la travée centrale. Pendant les travaux, en accord avec les services de la navigation, cette passe navigable pourra être réduite à 50,00 m x 6,30 m.

Un certain nombre de réseaux transitent par l'ouvrage et devront être maintenus pendant les travaux. Il s'agit :

- ◆ d'une canalisation GDF de transport de gaz haute pression (67 bars) Ø 168,3 x 5,56 fixée côté amont, sur des supports extérieurs prenant appui tous les 2 m environ en partie supérieure de la

membrure inférieure de la poutre principale ;

◆ de trois câbles EDF de 20000 volts situés dans des gaines Ø 150 fixées côté aval, sur la structure en béton armé constituant le trottoir ;

◆ de réseaux France Télécom (réseaux local et régional, et réseau fibres optiques) situés dans un fourreau Ø 200 accroché côté aval, sous la structure en béton armé constituant le trottoir ;

◆ d'une canalisation d'eau potable Ø 250 accrochée côté aval, sous la structure en béton armé constituant le trottoir ;

◆ d'un câble d'éclairage public côté Le Pouzin.

Seule la canalisation GDF ne nécessite pas de déplacement pendant les travaux. Tous les autres réseaux fixés à la structure en béton armé constituant le trottoir devront être supportés provisoirement pendant les travaux de réfection de la structure en béton armé sous trottoirs.

L'appel d'offres et le choix des entreprises

La procédure retenue est un appel d'offres restreint. Le dossier d'appel d'offres a été adressé aux entreprises le 28 juin 2002. Le dépouillement des offres a été fait le 19 septembre.

Les travaux comprennent :

◆ des prestations de génie civil avec démolition et reconstruction de la chaussée et de la dalle ; 2900 m² de coffrages, 400 m³ de béton, 110 t d'armatures et 3000 connecteurs ;

◆ des travaux de décapage et de remise en peinture de la structure métallique ; sur 14 500 m².

La solution de base reposait sur une construction de dalle coulée en place. Les candidats pouvaient présenter une variante sur les modalités d'exécution de la dalle.

Le délai d'exécution des travaux était laissé à l'initiative des candidats, sans pouvoir toutefois dépasser le "délai plafond" de 8 mois, composé de trois phases :

◆ 1^{re} phase de travaux préalable à la fermeture totale d'une durée variable à préciser ;

◆ 2^e phase correspondant à la fermeture totale de l'ouvrage pour démolition et reconstruction de la dalle et de la chaussée, d'une durée fixe de 4 mois ;

◆ 3^e phase de travaux nécessaire à leur achèvement d'une durée variable à préciser.

Les critères de jugement des offres étaient par ordre décroissant :

◆ 1 - La valeur technique des propositions de l'entreprise ;

◆ 2 - Le délai d'exécution des travaux ;

◆ 3 - Les prix des prestations.

Les variantes permettant de réduire les délais étaient admises.

Procéder au choix de l'entreprise était un moment clé de cette opération. Il fallait en effet choisir une solution fiable techniquement et qui offrait le délai le plus court de réalisation afin de pénaliser le moins

possible l'activité économique ardéchoise et locale.

L'offre la plus avantageuse sur l'ensemble hiérarchisé des trois critères a été présentée par le groupement GTM - Bonnard - Lassarat avec une solution de dalle coulée en place dans un délai global de 4 mois et 7 jours (15 J + 3,5 mois + 7 J) comprenant seulement 3,5 mois de fermeture totale grâce à un renforcement des équipes et une organisation de chantier particulière.

Le délai de fermeture proposé par le groupement, nettement inférieur au délai initial de 8 mois prévu par le projet, a permis de réduire l'impact sur la circulation qui a été maintenue grâce à la mise en place de déviations provisoires empruntant les ponts voisins franchissant le Rhône.

■ LES TRAVAUX

Préparation

Au moment de la préparation et des études d'exécution, les principes d'organisation de chantier et de phasage imaginés pour la remise de l'offre ont été approfondis. Ainsi, le caractère linéaire et répétitif de l'ouvrage a conduit le groupement à baser son organisation sur une trame représentant 10 m de l'ouvrage. Cette trame unitaire voit se succéder en 10 jours des ateliers bien définis pour aboutir à une rénovation complète sur ces 10 m, de la démolition à la remise en peinture.

Le caractère très sensible et déterminant du choix des moyens de levage à utiliser sur le chantier a posé de nombreux problèmes à l'équipe de chantier qui a finalement opté pour la mise en place d'un pont roulant.

Ce matériel spécifique pour ce chantier a été conçu, fabriqué sur mesure et monté sur site par l'entreprise GTM GCS elle-même lors des quinze premiers jours de chantier. Il est composé de deux rails de roulement en IPE 400 espacés de 6,00 m fixés tous les 10 m sur des HEB 180 appuyés et bridés sur le haut des poutres Warren au droit des nœuds. Le chariot porte charge est motorisé par deux treuils avaleur de câble.

Un engin de chantier plus classique a également été utilisé pour les manœuvres hors du pont.

Afin de récupérer tous les matériaux issus de la démolition et de ne rejeter dans le milieu naturel au

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer

Maître d'œuvre

Direction départementale de l'Équipement de l'Ardèche

Bureau d'études

Artcad

Entreprise

• Démolition-reconstruction : GTM GCS Centre Travaux Spéciaux de Lyon (mandataire du groupement)

• Evacuation des déchets de démolition : Bonnard SA

• Remise en peinture : Entreprise Philippe Lassarat

Sous-traitants

• Sciage : DSD Firoc

• Joints de chaussées : RCA

• Etanchéité et enrobé : Colas Rhône-Alpes

• Revêtement polyuréthane à chaud : Ceri SERP

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Béton : 400 m³
- Acier : 110 t
- Coffrages perdus : 1 800 m²
- Connecteurs : 8 500 kg
- Décapage des poutres et peinture : 14 500 m²

Photos 2 et 3
L'échafaudage périmétrique forme un véritable confinement de protection vis-à-vis de l'extérieur du chantier et notamment du Rhône. Les piétons sont protégés par un tunnel indépendant

The perimetric scaffolding forms a veritable confinement system providing protection relative to the outside of the construction site, and in particular the Rhone River. Pedestrians are protected by an independent tunnel



Photo 4
La trame de 10 m de la dalle (entre pièces de pont) est sciée en quatre éléments qui sont enlevés avec le pont roulant puis évacués

The 10-metre frame of the slab (between bridge parts) is sawed into four elements which are removed by overhead travelling crane and then taken away

Photo 5
Le béton existant situé en dehors de l'emprise des parties sciées est démoli à l'aide d'une pince hydraulique

The existing concrete located outside the area of the sawed sections is demolished using hydraulic tongs



cun matériau mis en œuvre, une protection transversale complète de la structure a été mise en place. Cette protection a été réalisée avec une structure tubulaire de type échafaudage courant, en forme de "U" accrochée à la charpente métallique. Le pont est ainsi complètement confiné, au fur et à mesure de l'avancement du chantier (photos 2 et 3).

Un platelage de travail et de récupération des déchets a été installé en partie inférieure du "U", sous le tablier. Les parties latérales ont été fermées à l'aide de bâches thermorétractables.

Démolition

Après rabotage de la couche de roulement et de l'étanchéité, la dalle existante en béton armé de 16 cm d'épaisseur (liée à la structure métallique par des plats antisoulèvements) est découpée par des sciages périphériques, le long de la structure métallique, permettant ainsi de dégager des éléments de 2,40 m x 4,80 m maintenus provisoirement en place par des profilés transversaux. Le pont roulant autorise ensuite le levage de ces éléments et leur prise en charge jusqu'à la remorque qui les évacue quotidiennement (photo 4). A partir d'un platelage de travail provisoire, les parties de dalle au droit des longerons et des pièces de pont sont ensuite broyées à la pince hydraulique puis au marteau-piqueur léger pour obtenir le dégagement complet de la structure métallique (photo 5). Les rives de la dalle (relevés et chasse-roues) sont également sciées le long des longerons et découpées en longueur de 10 m par des carottages sécants puis levés et évacués à l'aide du pont roulant.

Reconstruction

Une fois mis à nu, l'extrados de la structure métallique est sablé et recouvert d'une peinture anticorrosion. Immédiatement après, commence sur les longerons et les pièces de pont, la soudure des cornières de rives destinées à servir d'appui pour les coffrages perdus de la dalle en bacs acier autoporteurs de 2,50 m de portée. Le platelage provisoire est alors déplacé et les bacs acier sont fixés sur les cornières d'appui. Pour la réalisation des rives de la dalle, la solution choisie a été celle des éléments préfabriqués, livrés par longueur de 10 m et disposés entre les pièces de pont à l'aide du pont roulant.

La reconstruction de la dalle se poursuit par la mise en place de cornières 120 mm x 120 mm de 10 cm de large en acier S355 qui constituent la connexion de la dalle. Ils sont soudés sur les longerons et les pièces de pont de la structure métalliques, à raison de 90 unités par trame de 10 m (photo 6). L'ensemble (bacs acier, connecteurs et éléments préfabriqués) est donc prêt à recevoir les armatures

(285 kg/m²) acheminées au droit de la zone par le pont roulant. Enfin le béton B35G + S (300 m² environ), livrés par des camions toupies est coulé au moyen de bennes à volant suspendues au pont roulant (photo 7). Le fonctionnement à l'avancement permet notamment aux camions toupies d'accéder à quelques dizaines de mètres de la trame à couler, en roulant sur les trames précédemment bétonnées évitant ainsi le recours à la pompe à béton. La dalle terminée, le champ est libre pour les tâches de sablage et de peinture (photo 8) qui suivent le "train" et à l'issue desquelles le démontage de l'échafaudage peut être réalisé, suivi par les travaux de superstructures tels que l'étanchéité, l'enrobé, les bordures coulées en place et les joints de chaussées (photo 9).

■ LE CALENDRIER DES TRAVAUX

Phasage

L'enchaînement des tâches successives par trame est le suivant :

- ◆ jour J - 1 : libération de la trame avec l'échafaudage mis en place ;
- ◆ jour J : sciage des dalles ;
- ◆ jour J + 1 : évacuation des dalles et fin de la démolition ;
- ◆ jour J + 2 : soudure des cornières et mise en place du coffrage perdu ;
- ◆ jour J + 3 : soudure des connecteurs ;
- ◆ jour J + 4 : pose des éléments préfabriqués et début du ferrailage de la dalle ;
- ◆ jour J + 5 : fin du ferrailage de la dalle ;
- ◆ jour J + 6 : bétonnage de la dalle ;
- ◆ jour J + 7 : pas d'activité pour dégager une longueur de sécurité vis-à-vis du sablage ;
- ◆ jour J + 8 : idem ;
- ◆ jour J + 9 : sablage de la poutraison inférieure ;
- ◆ jour J + 10 : sablage de la poutraison supérieure ;
- ◆ jour J + 11 : peinture première couche ;
- ◆ jour J + 12 : peinture deuxième couche ;
- ◆ jour J + 13 : finitions de la peinture.

Les délais

Les tâches de montage de l'échafaudage ont pu démarrer avec le début du chantier, le 3 février 2003 et avec une cadence de 50 ml par semaine. Le premier sciage de la première trame s'est déroulé le 19 février 2003 et le bétonnage de la dernière trame a eu lieu le 16 avril 2003 soit 40 jours travaillés pour 30 trames de 10 m.

La peinture a démarré le 17 mars pour se terminer le 9 mai 2003. Les tâches d'étanchéité, enrobé, joints de chaussées et de revêtement polyuréthane à chaud se sont déroulées entre le 22 avril 2003 et le 6 juin 2003.



Photo 6
Les connecteurs sont soudés sur la poutraison métallique après la pose du coffrage perdu et des éléments de rive préfabriqués

The connectors are welded onto the steel girdering after installing the permanent forms and prefabricated edge elements



Photo 7
Le bétonnage se fait à l'aide du pont roulant. Le ferrailage est essentiellement composé de barres droites

Concreting is performed using the overhead travelling crane. The reinforcements consist mainly of straight bars



Photo 8
Les travaux de reconstruction de la dalle avancent, il est temps de démarrer les premières couches de peinture

The slab reconstruction work is progressing; it is time to start the first coats of paint



Photo 9
Vue générale de l'ouvrage après travaux
General view of the structure after the works

Le calendrier global ainsi que les délais partiels ont été parfaitement respectés par le groupement.

Début du chantier le 3 février 2003.

Première phase : travaux préparatoires avec circulation coupée la journée (8h45 - 17h00) du 3 février 2003 au 16 février 2003.

Deuxième phase : travaux de démolition, de reconstruction et de peinture avec coupure totale de la circulation du 17 février au 1^{er} juin 2003.

Troisième phase : fin des travaux de superstructures avec circulation alternée sur l'ouvrage du 2 juin au 6 juin 2003.

Fin du délai avec remise en circulation complète de l'ouvrage le 6 juin 2003 à 16h00.

Le budget

Le montant global du marché s'élève à 2041 000 € avec notamment 642 000 € pour la partie démolition reconstruction et 608 000 € pour la remise en peinture.

ABSTRACT

Renovation of Pouzin Bridge. Demolition and complete reconstruction of the concrete slab and repainting

G. Mahot, C. Augonnet

The worrying state of deterioration of the reinforced concrete slab of Pouzin Bridge (Warren girder bridge crossing the Rhone south of Valence) led the local economic players and politicians to give priority to a repair solution involving complete reconstruction.

In order to minimise the impact on traffic and on the region's economic activity, engineering work was performed over several months and several projects were produced, leading to a contract award to the GTM-Lassarat-Bonnard consortium upon a restricted invitation to tender and on the basis of an optimised schedule of 3.5 months' complete closure instead of the 8 months planned.

Major preparation work and organisation of the project as a whole into various successive tasks enabled the contractors to demolish entirely and then reconstruct the reinforced concrete slab, connected to the steel structure, and to repaint the entire structure, thus succeeding in meeting deadlines.

RESUMEN ESPAÑOL

La renovación del puente de Le Pouzin. Derribo y reconstrucción completa de la losa de hormigón y trabajos de pintura

G. Mahot y C. Augonnet

El inquietante estado de degradación de la losa de hormigón armado del puente de Le Pouzin (puente formado por vigas Warren que salvan el Ródano por el sur de la ciudad de Valence), han conducido a los actores económicos y a los responsables municipales a preferir una solución de reparación mediante una reconstrucción completa. Con objeto de reducir en todo lo posible el impacto sobre el tráfico rodado y la propia actividad económica de la región, se han precisado varios meses de estudios y la elaboración de diversos proyectos, que han conducido a designar para esta tarea al grupo de empresas constructoras GTM-Lassarat-Bonnard, tras una

licitación restringida y según una planificación optimizada de tres meses y medio de cierre completo del tráfico rodado, en lugar de los 8 meses previamente contemplados.

Una preparación consecuyente y una organización según las distintas y sucesivas tareas del conjunto de la obra han permitido a los contratistas derribar íntegramente la losa de hormigón armado y, acto seguido, proceder a su reconstrucción, su conexión con la estructura metálica, rehacer la pintura de la totalidad de la estructura y respetar de este modo su apuesta sobre el plazo concertado.

Confortement d'ouvrages sur la RN 311 à Argenteuil

Grégoire Nicolle



RESPONSABLE
DU SERVICE
DES GRANDES
INFRASTRUCTURES
DDE du Val d'Oise (DDE 95)

Pascal Charles



RESPONSABLE
DU GROUPE OUVRAGES
D'ART
Direction régionale
de l'Équipement d'Île-de-France
(DREIF)

Deux ouvrages de la RN 311 à Argenteuil ont vu leur structure réparée au cours de l'année 2001. L'un de ces ouvrages, un passage inférieur en portique simple fondé sur semelles superficielles, présentait une fracture très importante sur l'un de ses murs en retour, du fait de tassements différentiels conséquents. L'autre ouvrage, une culée creuse longue de 215 m servant d'appui pour le viaduc d'Orgemont laissait apparaître de nombreux désordres sur la dalle supérieure, à l'origine monolithique, mais très largement fissurée. L'originalité de ces deux réparations réside d'une part pour le passage inférieur d'Épinay en la mise en place d'un remblai allégé en polystyrène derrière les piédroits (et supportant la chaussée) de façon à limiter les tassements, et d'autre part pour la culée du viaduc d'Orgemont, le découpage effectif par hydrodémolition et sciage de la dalle en plots indépendants et la création de poutres de retombée aux extrémités de ces plots afin d'assurer une liaison rigide au niveau des joints entre plots.

■ DESCRIPTION DE L'OPÉRATION

Description des ouvrages

Construit dans les années 70, le **PI (passage inférieur) de la rue d'Épinay** (photo 1) permet à la RN 311 de franchir la rue d'Épinay. Il comporte trois voies montantes (sens Seine-Pontoise) et deux voies descendantes (sens Pontoise-Seine). Cet ouvrage est un portique ouvert d'une ouverture droite de 10 m, d'une largeur de 28,16 m et d'un biais de 67,8 grades. Les semelles des piédroits ont une épaisseur de 0,60 m et une largeur de 4,40 m. Les piédroits ont une épaisseur de 0,40 m et des hauteurs variables comprises entre 5,70 m et 7,70 m. La traverse, de 55 cm d'épaisseur au centre, est encadrée sur les piédroits sans goussets. Les murs en retour sont encadrés aux piédroits sur toute leur hauteur. Ils ont une épaisseur de 0,54 m et des longueurs variables : 7,70 m pour les deux murs côté Seine, 9 m et 11,20 m côté Pontoise. Ces murs sont fondés sur des semelles de 0,60 m d'épaisseur et 4,00 m de largeur, en prolongement des semelles sous piédroits. Des dalles de transition de longueur biaise 4 m et d'épaisseur 0,30 m sont appuyées sur les piédroits par l'intermédiaire de corbeaux.

Le sens montant (sens Seine-Pontoise) comporte deux voies normales et une voie pour véhicules lents. Une glissière et une barrière de type "Provence renforcée" sont disposées à droite et une simple glissière côté TPC.

Le sens descendant (sens Pontoise-Seine) est constitué de deux voies comportant à droite une glissière et une barrière BN1 (muret californien) et une BN1 côté TPC.



Photo 1
Le pont d'Épinay
Epinay bridge

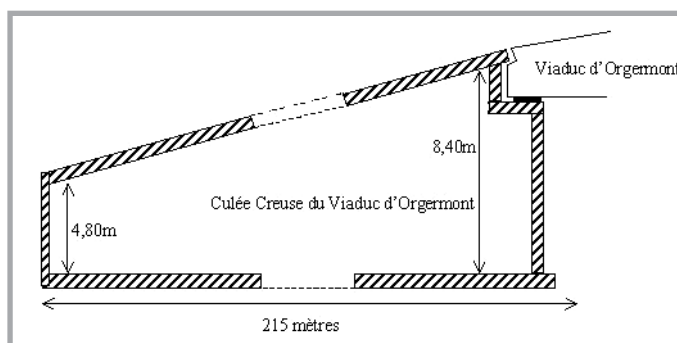


Figure 1
Coupe longitudinale
de la culée creuse
d'Orgemont
Longitudinal section
of the hollow abutment
of Orgemont

Le **viaduc d'Orgemont** porte la RN 311. Il est constitué par deux tabliers accolés en béton précontraint comportant 12 travées de 35 m. A l'extrémité ouest, un ouvrage en béton armé de 215 m de longueur, dénommé "culée creuse", donne accès au viaduc (figure 1). La culée creuse est composée de trois voiles verticales supportant une dalle de couverture encadrée, l'ensemble constitue un ouvrage monolithique de 215 m de longueur dont la coupe transversale est celle d'un portique à deux travées de 10,70 m et 12,20 m de portée. Les voiles et la dalle ont une épaisseur de 40 cm. L'ouvrage est

Photo 2
Fracture
du pont d'Épinay
Fracture of Epinay
bridge



fondé sur des barrettes perpendiculaires à l'axe longitudinal de l'ouvrage, espacées de 10 m sous le voile central et de 13 m sous les voiles latéraux. Les voiles sont reliés aux barrettes par une longrine carrée de 1,40 m de côté. L'étanchéité, réalisée il y a une vingtaine d'années, est constituée de feuilles préfabriquées. Le profil en travers comporte deux sens de circulation séparés par un TPC de 1,50 m. Les équipements comportent dans la partie centrale deux glissières GS2 en limites du TPC, et sur chaque rive une glissière GS2 au droit du piédroit latéral, un passage de service de 0,60 m et un garde-corps reposant sur une console encastrée en tête du piédroit. Dans le sens longitudinal de l'ouvrage, le bétonnage des piédroits et de la traverse a été réalisé par plots de 10 m à raison d'un plot tous les 5 jours pour les piédroits, et 10 jours pour la traverse.

Désordres constatés

Le PI d'Épinay a été réceptionné en 1972. En 1979, a été signalée la présence de fissures, voire de fractures verticales importantes (15 à 20 mm en partie supérieure sur 1 à 2 m) (photo 2), à l'encastrement des quatre murs en retour sur les piédroits. En 1980, les murs en retour sont partiellement désolidarisés des piédroits. Un renforcement par des tirants est étudié pour éviter leur basculement. En 1981, il est décidé de surseoir à l'exécution des tirants et de procéder à une observation de deux ans comprenant un nivellement du couronnement ainsi qu'un suivi de la fissuration et de l'inclinaison des murs. Un colmatage d'étanchéité des fissures est réalisé.

En 1984, l'examen des nivellements effectués en tête des murs et du portique montre un tassement différentiel non stabilisé de l'ouvrage, concernant principalement les murs en retour et le piédroit côté Seine. Conclusion : l'insuffisance des sols est donnée comme la cause principale des désordres.

En 1986, une analyse géologique fait apparaître que le piédroit et les murs en retour côté Seine reposent sur des remblais anciens très hétérogènes, dont les pressions limites varient de 2,2 à 16,5 bars. Au nord côté Pontoise, le piédroit et les murs sont fondés sur des couches successives de gypse et de marnes de caractéristiques supérieures à 40 bars. Le piédroit côté Seine a subi un tassement variable allant jusqu'à 12 cm côté Orgemont (figure 2). Un recalcul (figure 3) de la structure intégrant ces tassements différentiels importants a montré que les encastresments piédroits/murs en retour sont fissurés sur toute leur hauteur (y compris au niveau des semelles). Côté Seine, les contraintes calculées dans les aciers montrent que les murs et leurs semelles sont totalement désolidarisés du piédroit. L'étude de stabilité des murs en retour indépendants montre que les états-limites habituels ne sont pas tous vérifiés. De plus, de lé-

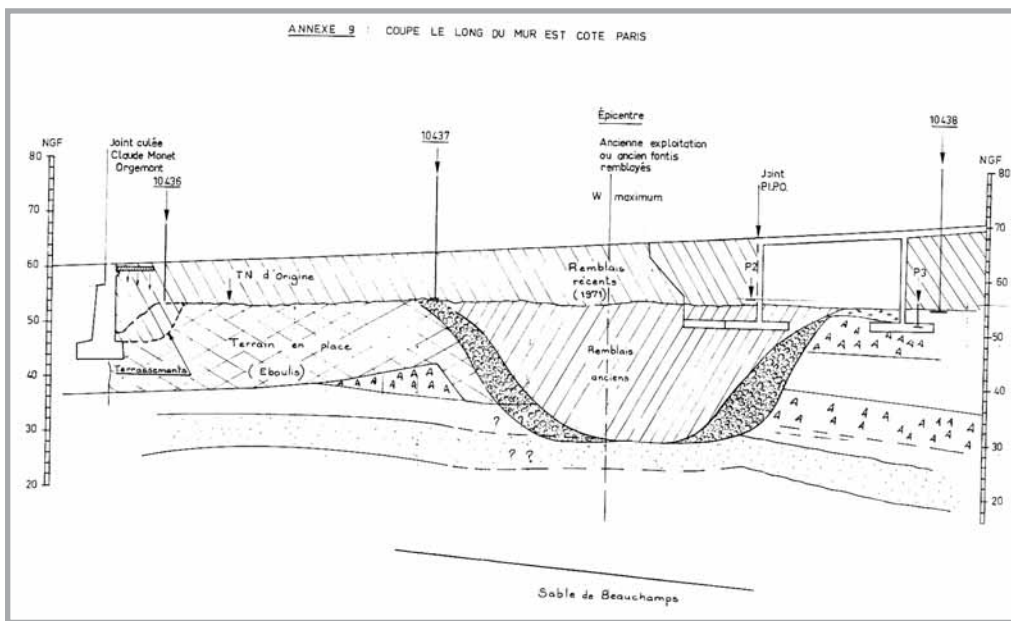
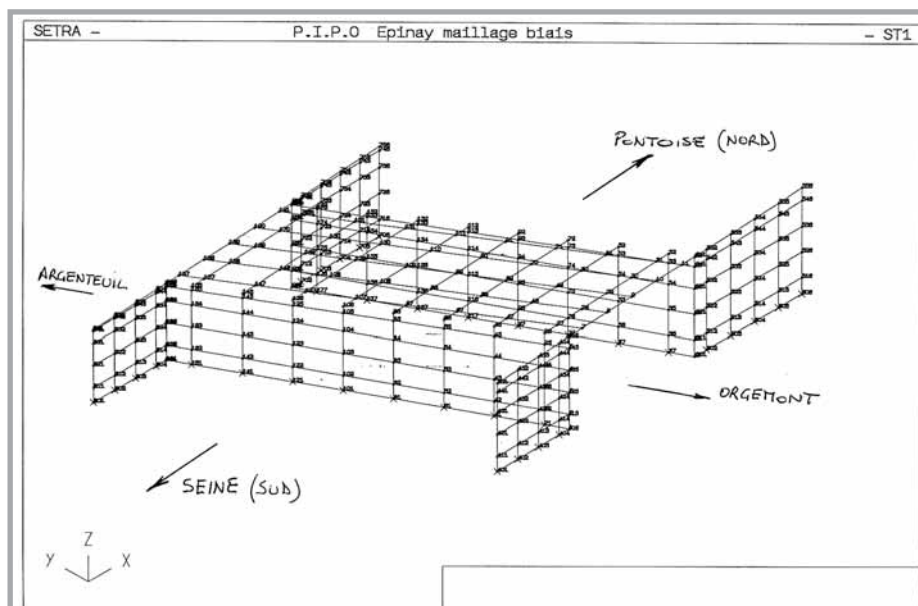


Figure 2
Coupe géologique
au droit du pont d'Épinay
Geological cross section at the level
of Epinay bridge

Figure 3
Modèle de calcul du pont d'Épinay
Epinay bridge computation model



mois semaine	Août 2001				Septembre				Octobre				Novembre				Décembre			Janvier 2002						
	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	1	2	3	4
Balisage																										
Rabotage																										
Hydrodémolition - Sciage																										
Coffrage - Bétonnage poutres																										
Nettoyage traverse																										
Etanchéité																										
GBA + capots																										
Enrobés - Joints de chaussée																										
Bascule de la circulation																										
Rabotage																										
Hydrodémolition - Sciage																										
Coffrage - Bétonnage poutres																										
Nettoyage traverse																										
Etanchéité																										
GBA + capots																										
Enrobés - Joints de chaussée																										
Remise en circulation																										

Tableau I
Calendrier des opérations

Project timetable

gers dépassements de contraintes sont observés en traverse et sur les piédroits. Il semble que les tassements sont stabilisés aujourd'hui. En revanche, tout rechargement de chaussée peut conduire à de nouveaux tassements : un tassement supplémentaire de 2 cm conduirait à des contraintes dépassant les limites élastiques des armatures et provoquerait des désordres structurels importants. Il était donc important de procéder à l'allègement du sol de fondation côté Seine pour éviter tout tassement ultérieur. Il fallait aussi réduire la poussée des terres sur les piédroits pour diminuer les efforts dans le portique, et sur les murs en retour pour empêcher leur déversement.

En juin 1996, il a été constaté que la culée creuse du viaduc d'Orgemont était dans "un mauvais état structurel". La dalle, à l'origine monolithique, s'est découpée progressivement en plots délimités par les joints de clavage entre plots de bétonnage. La traverse présentait des battements de dalle, accompagnés d'écoulements d'eau et d'aciers cisailés. Ces désordres se répercutent sur la chaussée par des départs de matériaux et des ruptures de profil. Il n'existe cependant pas de fissure parallèle au piédroit qui aurait pu provenir de la modification du fonctionnement de la dalle induite par ces fissures perpendiculaires aux piédroits.

Il existe également des fissures plus fines de type retrait, sèches et non évolutives réparties sur toute la longueur de l'ouvrage. Les nombreux écoulements d'eau observés dans toute la traverse révèlent le mauvais état de l'étanchéité qui est constituée de feuilles préfabriquées et date d'une vingtaine d'années. Enfin, les dispositifs de retenue et la visserie de fixation des candélabres sont corrodés. Les analyses qui ont été faites ont attribué les désordres aux actions de la température et du re-

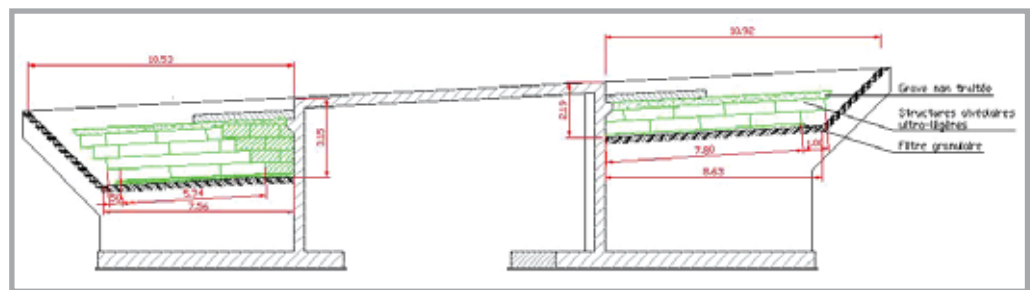


Figure 4
Réparation projetée du pont d'Epinay
Planned repair of Epinay bridge

trait sur cet ouvrage monolithique de 215 m de longueur et prévoit d'y remédier en découpant l'ouvrage en plusieurs plots indépendants.

Réparations projetées

Afin d'alléger les remblais de part et d'autre de l'ouvrage du PI d'Epinay, les travaux de la réparation de l'ouvrage consistaient à mettre en place des structures alvéolaires ultra-légères sur une hauteur de 2,00 m derrière le piédroit côté Seine, de 2,00 m de large le long des murs en retour côté Seine et de 1,00 m d'épaisseur le long des murs en retour côté Pontoise (figure 4). En parallèle, il était prévu le traitement des fractures ou fissures aux liaisons piédroits/murs en retour pour réaliser des joints souples et éviter le passage des eaux et les pertes de remblais.

D'autres réparations étaient prévues lors de la même opération : la remise en œuvre d'un enduit de protection (badigeon) derrière les différents murs, la protection anticorrosion et la mise en peinture des dispositifs de retenue du bord droit de la voie montante (côté Orgemont), la mise en place de corniches en aluminium côté voie montante, le ragréage ponctuel des parties de béton détériorées, la mise en peinture de l'ouvrage, et la reconstitution des chaussées.

Pour la culée creuse du viaduc d'Orgemont, les tra-

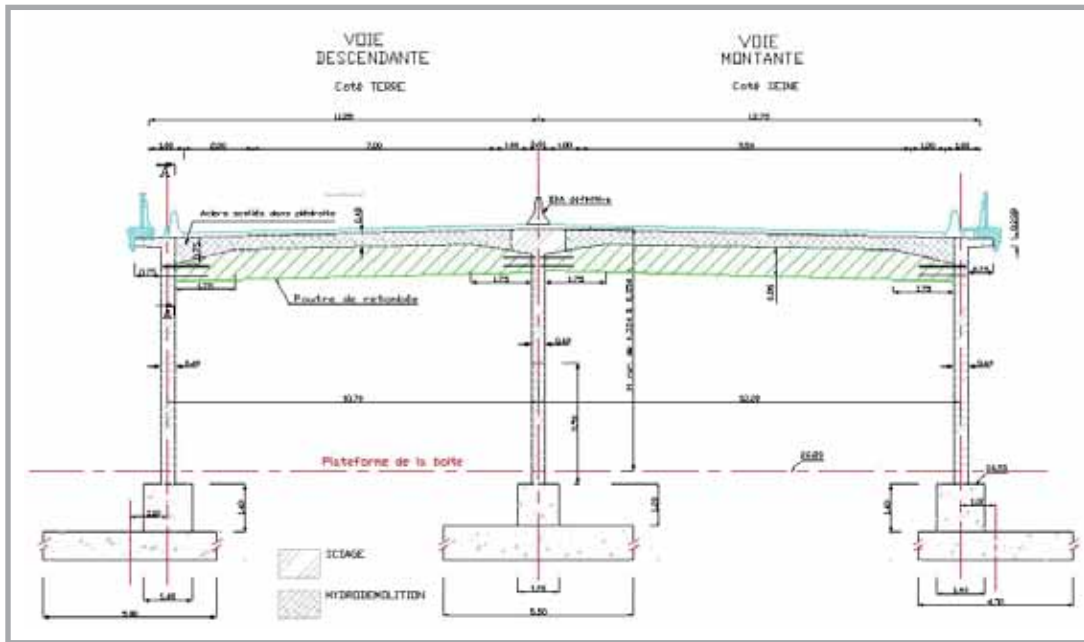


Figure 5
Réparation projetée
de la culée creuse
d'Orgemont
*Planned repair
of the hollow abutment
of Orgemont*

Photo 3
Balisage sur le viaduc
d'Orgemont
*Marking out
on the Orgemont viaduct*



Photo 4
Résultat
de l'hydrodémolition
*Result
of hydrodemolition*



▼
vau de réparation projetés consistaient à découper la dalle et les piédroits du portique par hydrodémolition et sciage au niveau de certains joints fissurés et à traiter ces sections. Les extrémités du plot ainsi délimitées devaient être équipées de joints de chaussée et renforcées par deux poutres jumelées de retombée pour éliminer les battements de dalle en bord libre (figure 5). Certains des joints créés sont situés au droit des ouvertures de communication du voile central.

Ces ouvertures seraient obturées avant la réalisation du sciage de la dalle, afin de conserver des conditions d'appui adéquates. Il était également prévu de refaire l'étanchéité de la chaussée et des caniveaux, de remplacer les glissières de sécurité existantes par des dispositifs de retenue du type GBA et DBA, de remettre à la norme les garde-corps par l'adjonction de rehausses métalliques, de mettre en place la protection anticorrosion et la mise en peinture des garde-corps métalliques, et de traiter des petits désordres tels qu'éclats de béton et petites fissures.

■ DESCRIPTION DES TRAVAUX RÉALISÉS

Les travaux de réparation des deux ouvrages ont consisté à réaliser les opérations suivantes.

Sur le **PI d'Épinay** :

- ◆ drainage des remblais jusqu'au fond des terrassements réalisés ;
- ◆ allègement des remblais de l'ouvrage par la mise en place de structures alvéolaires ultra-légères afin d'arrêter les tassements ;
- ◆ traitement des fractures et fissures pour éviter le passage des eaux et les pertes de remblais ;
- ◆ mise en œuvre d'un enduit de protection derrière les différents murs, ragréage ponctuel des parties de béton détériorées, mise en peinture de l'ouvrage ;
- ◆ reconstitution des chaussées après fraisage ;

Photo 5
Robot d'hydrodémolition
Hydrodemolition robot



◆ remise en état des équipements (dispositifs de retenue, éclairage public, corniches...).

Sur la **culée creuse du viaduc d'Orgemont** :

◆ découpe de la dalle et des piédroits par hydrodémolition et sciage au niveau des joints fissurés ;

◆ réfection des joints et renforcement par une poutre de retombée afin d'éliminer les battements de dalle en bord libre ;

◆ réfection de l'étanchéité de la chaussée et des caniveaux (assainissement) ;

◆ mise aux normes des dispositifs de retenue en substituant les glissières par une GBA en TPC et des GBA en rive ;

◆ remise aux normes des autres équipements ;

◆ réfection des chaussées ;

◆ nettoyage de l'intérieur de la culée (démolitions et évacuation).

■ DÉROULEMENT DES TRAVAUX

Exploitation sous chantier

La RN 311 supporte près de 35 000 véhicules par jour. Afin de réduire la durée de la gêne à l'utilisateur et les coûts de balisage, les travaux sur les deux ouvrages ont été réalisés simultanément par demi-ouvrage avec réduction du nombre de voies actuelles et basculement sur la chaussée du sens opposé. Les basculements de circulation se sont faits à hauteur des interruptions existantes du terre-plein central.

Les travaux ont donc été réalisés en deux phases : circulation sur voies montantes et travaux sur voies descendantes, et circulation sur voies descendantes et travaux sur voies montantes.

Dans les deux phases, la séparation des voies circulées (hors zone de chantier) a été faite à l'aide de K5c fixés sur la chaussée par des spits (dispositif efficace, moins encombrant et moins onéreux que des GBA lourdes). Dans les zones de travaux, la séparation a été matérialisée par des GBA lourdes (photo 3).

L'information des usagers dans ce secteur très circulé (proximité d'A15 et d'A86) a été assurée par des panneaux posés sur les axes du secteur, et renforcée par une campagne spécifique du fait de la coordination de ce chantier avec des interventions sur A15.

Malgré leur durée relativement importante, les restrictions de circulation du fait des travaux n'ont fait l'objet de protestation ni des usagers, ni des collectivités. Un accident a été constaté, sans mort, dû à une vitesse excessive sur le viaduc.

Méthodes et techniques

Hydrodémolition, sciages et forages

La découpe des traverses par hydrodémolition présente l'intérêt de préserver les aciers (photo 4)



Photo 6
Sciage
Sawing



Photo 7
Remblais allégés
Light-weight
embankment

et de faciliter la reconstitution ultérieure des poutres de retombée. Deux robots (photo 5) ont été mis en œuvre sur le chantier, pendant deux phases de près de trois semaines. La complexité de cette prestation, qui nécessite un approvisionnement en eau conséquent, et son coût unitaire élevé malgré les quantités réalisées (85 m³ démolis) ont conduit à optimiser les limites entre l'hydrodémolition et le sciage (photo 6), notamment lorsque l'épaisseur à démolir augmente au niveau des goussets.

Dans l'organisation du chantier, les principales difficultés qui ont été surmontées concernent la coactivité avec la reconstitution des poutres de retombée, rendue extrêmement difficile par le bruit et la chaleur dégagés par l'hydrodémolition à l'intérieur de la culée.

Près de 155 m² de traverse et de piédroit ont par ailleurs été sciés au disque, sur des épaisseurs importantes. Le découpage des piédroits n'a par contre pas été nécessaire sous le niveau du terrain naturel.

Remblais allégés

Les structures alvéolaires allégées ont été remplacées par du polystyrène (photo 7), plus léger, plus facile à mettre en œuvre, et beaucoup moins

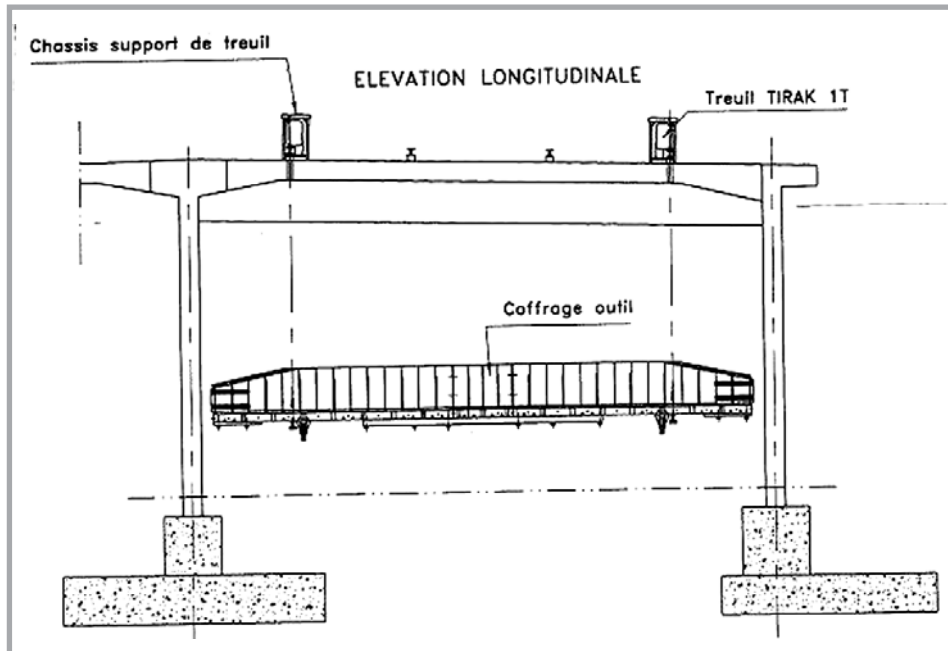


Figure 6
Coffrage de la poutre de retombée de la culée creuse d'Orgemont
Shuttering of the downstand beam for the Orgemont hollow abutment



Photo 8
Mise en place du coffrage de la poutre de retombée
Installing formwork for the downstand beam



Photo 9
Bétonnage de la poutre de retombée
Concreting of the downstand beam

onéreux. Le polystyrène nécessite par contre la mise en œuvre d'une dalle de protection contre les hydrocarbures. Près de 270 m³ ont ainsi été mis en place.

Poutres de retombée

L'entreprise a mis au point un outil coffrant innovant par ses capacités d'adaptation (variations de dimensions permettant de suivre l'élargissement de la culée sous la création de la voie véhicules lents). Ce coffrage outil "moulé", à la forme de l'intrados de la traverse et des formes de poutres, était élevé à l'aide de treuils (figure 6 et photos 8, 9 et 10), redescendu après séchage du béton et translaté à l'aide des roues. Le chantier a nécessité la mise en œuvre de 310 m³ de béton et 55 t d'acier.

Étanchéité et joints de chaussée

Après décapage du système enrobés et étanchéité existants, il s'est avéré que l'état de surface du tablier (fers apparents, béton frais lors de la mise en œuvre de la précédente étanchéité) ne permettait pas de mettre en œuvre une étanchéité de type 8/22. Celle-ci a été remplacée sur les 5 000 m² concernés par un système monocouche, le "Néophalte Pont" qui a permis d'une part de réaliser un système d'étanchéité performant et d'autre part de gagner du temps sur le calendrier d'exécution de part sa mise en œuvre (gain du temps de séchage entre couches par rapport au système initial et moindre sensibilité du calendrier des travaux aux intempéries).

A noter que la pente longitudinale combinée au dévers en courbe de l'ouvrage (maximum 7 %) constituait une contrainte forte pour ce matériau. Les joints de chaussée entre poutres de retombée,

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Etat - Direction des Routes

Maître d'œuvre

DDE du Val d'Oise - Service des grandes infrastructures - Cellule départementale des ouvrages d'art assistée par :

- la Direction régionale de l'Équipement - Division des études d'infrastructures de transport et des ouvrages d'art
- le Laboratoire régional de l'Ouest parisien

Entreprises

Demathieu et Bard (mandataire)

Sous-traitants

- Somaro : balisage
- RCA : joints de chaussée
- Bonnefond : hydrodémolition
- SFB : forages et sciage
- SMAC : étanchéité
- Routière Morin : enrobés

Tableau II
Bilan financier
Financial balance

RN311	Montant H.T.
Installations de chantier et exploitation	426 653,25
PI D'EPINAY	315 636,23
Travaux préparatoires	55 147,60
Allègement de remblais	110 924,44
Dalles de transition	21 412,71
Traitement des fissures et fractures, travaux de ragréages	47 403,05
Peinture de l'ouvrage	22 930,39
Corniches	8 733,48
Dispositifs de retenue	11 591,89
Chaussées	37 492,67
CULEE CREUSE DU VIADUC D'ORGEMONT	1 140 191,77
Travaux préparatoires	71 862,12
Traverse	390 747,47
Poutre de retombée et reconstitution du piédroit central (ouvertures)	220 235,00
Piédroits	76 567,92
Étanchéité et joints	215 413,28
Dispositifs de retenue	159 918,98
Essais	5 447,00
Total HT	1 882 481,25
TVA	368 966,32
Total TTC (en euros)	2 251 447,57



Photo 10
Poutre de retombée
Downstand beam



Photo 11
Le pont d'Epinay après travaux
Epinay bridge after the works

mis en place sur 260 ml après comparaison avec des joints "semi-lourds type III", sont des joints à revêtement amélioré type "rubberjoint", adaptés au trafic lourd supporté par la voie. Ils ont été mis en œuvre en deux phases, avec une reprise au centre de l'ouvrage.

■ BILANS (photo 11)

Conclusions techniques

Ce chantier de grande envergure dans le domaine de la réparation a permis de remettre en état deux ouvrages. Il s'est caractérisé par :

- ◆ l'optimisation de l'exploitation de la route : regroupement des interventions sur deux ouvrages proches afin de minimiser les coûts de balisage et la gêne à l'utilisateur ;
- ◆ la mise en œuvre de solutions techniques innovantes : remblais allégés, hydrodémolition, outil coffrage, étanchéité et joints.

ABSTRACT

Consolidation of civil engineering structures on the RN 311 highway in Argenteuil

Gr. Nicolle, P. Charles

Two structures on the RN 311 highway in Argenteuil saw their structure repaired during 2001. One of these structures, an underpass consisting of a simple portal structure based on surface foundation plates, had a very large fracture on one of its return walls, as a result of major differential subsidence. On the other structure, a hollow abutment 215 metres long serving as a support for the Orgemont viaduct, major damage could be seen on the upper slab, originally monolithic but very extensively cracked. The originality of these two repairs lies, for the Epinay underpass on the one hand, in the laying of a light-weight polystyrene embankment behind the columns (and supporting the pavement) so as to limit subsidence, and for the abutment of the Orgemont viaduct on the other hand, in effective cutting out by hydrodemolition and sawing of the slab into independent sections and the creation of downstand beams at the ends of these sections so as to ensure a rigid connection at the joints between sections.

RESUMEN ESPAÑOL

Consolidación de las estructuras de la carretera nacional RN 311 en Argenteuil

Gr. Nicolle y P. Charles

Dos estructuras de la RN 311 en Argenteuil, han sido objeto de una reparación durante el transcurso del año 2001. Una de ellas, o sea un paso inferior en estructura aporticada simple con cimientos sobre zapatas superficiales, presentaba una fractura sumamente importante en uno de sus muros de acompañamiento, derivada de asentamientos diferenciales consecutivos. La otra estructura, formada por un estribo hueco de 215 m de longitud que constituye el apoyo para el viaducto de Orgemont, presentaba numerosos desórdenes en su placa superior, de origen monolítico, pero muy ampliamente fisurada. La originalidad de estas dos reparaciones se funda, en primer lugar, para

el Paso Inferior de Epinay, en el emplazamiento de un terraplenado aligerado de poliestireno, ubicado detrás de los soportes de descarga ligeros, (y que soporta el pavimento), con objeto de limitar los asentamientos y, en segundo lugar para el estribo del viaducto de Orgemont, el corte efectivo por hidroderrido y serrado de la losa en conjuntos independientes y la creación de vigas de arranque en los extremos de estos bloques con objeto de permitir un enlace rígido a nivel de las juntas entre bloques.

A49 Grenoble/Valence

Gainage des haubans

Le viaduc de l'Isère, réalisé entre décembre 1989 et décembre 1991 (mis en service le 20 décembre 1991) permet à l'autoroute A49 de franchir l'Isère à hauteur des communes de la Beaume d'Hostun (Drôme) et de Saint-Lattier (Isère). L'autoroute A49, concédée à la société AREA, relie le contournement de Valence à l'échangeur de Voreppe sur l'autoroute A48, à proximité de Grenoble.

Le viaduc sur l'Isère, premier pont haubané français de grande portée supportant une autoroute au sens strict du terme, est un ouvrage exceptionnel et, à de nombreux titres, innovant. Il s'agit d'un pont haubané à tablier unique, supportant les deux chaussées autoroutières unidirectionnelles, et à pylône unique. Le haubanage est axial et symétrique par rapport au pylône, avec une disposition en éventail. Ce haubanage axial, en éventail, est constitué de deux nappes de 17 haubans passant sur des selles en tête de pylône et ancrés sous le tablier au droit du terre-plein central (TPC).

Après quelques années de service, pendant lesquelles l'ouvrage était surveillé au titre de la maintenance par des visites régulières d'inspection, il est apparu que le PEHD qui gainait les torons était soumis à un phénomène de *stress-cracking* (rupture par fissuration sous tension de longue durée) qui n'avait encore jamais été observé dans un tel emploi. A la suite d'une expertise approfondie, Scetauroute le maître d'œuvre, Redealli le fournisseur des torons gainés galvanisés, et Bouygues TP l'entrepreneur, ont convenu avec AREA de réaliser les travaux de remise à niveau de la protection des haubans.

Le système de réhabilitation retenu consiste à enfiler une gaine PEHD de protection générale autour de chaque hauban. Pour permettre son enfilage, la gaine est fendue longitudinalement puis soudée par extrusion après son enfilage. Elle est ensuite injectée à la cire pétrolière pour protéger définitivement les torons. Les dispositions d'extrémités haute et basse comportent une gaine en polyéthylène thermorétractable, doublée d'une manchette de dilatation PEHD pour les effets thermiques importants (écart de dilatation entre la gaine et les torons). Enfin, les zones de haubans situées à la jonction de la tête du pylône sont coiffées par des capots métalliques galvanisés, qui viennent prolonger le capotage d'origine, et sont injectées à la résine de polyuréthane, produit de remplissage souple qui supportera les petits mouvements des haubans liés au vent. Un complexe d'étanchéité recouvre le capotage d'origine et se raccorde aux nouveaux capots.

■ DESCRIPTION DE L'OUVRAGE DANS SON ÉTAT INITIAL

(figure 1, photos 1 et 2)

Le viaduc de franchissement de l'Isère par l'autoroute A49 est une des belles références de Scetauroute et de Bouygues TP en matière de pont à haubans.

Conçu par Jean Müller, avec une architecture affinée par Alain Spielman, il a été construit en 1990 et 1991, pour le compte de AREA, maître d'ouvrage. A la suite du pont de Pertuiset construit par GFC, c'était pour le groupe Bouygues le deuxième pont à haubans composés de torons parallèles et le premier pont à haubans supportant une autoroute.

Le tablier unique de l'ouvrage, de longueur 304 m et de largeur 21,40 m, est supporté par un haubanage central composé de deux nappes de 17 haubans en éventail, déviés sur une selle en tête de pylône. Le tablier en béton a été construit par encorbellements successifs à partir du pylône auquel il est encastré. Le pylône situé en bordure rive droite de l'Isère, à 140 m de la culée côté Grenoble, présente une hauteur de 94,80 m.

Outre l'Isère et ses versants relativement abrupts notamment en rive gauche, la brèche franchie comporte en rive droite une voie ferrée et des voiries locales.

Au-dessus du tablier, le pylône a une hauteur de 57,50 m et les 4 x 17 tronçons de haubans, une longueur comprise entre 58 m (H1) et 153 m (H17). Les haubans sont constitués de 15 à 37 torons T15 super, parallèles, individuellement protégés par une galvanisation et une gaine polyéthylène haute densité. La double nappe de haubans est axiale et en éventail parfait, c'est-à-dire que tous les haubans passent au sommet du pylône où ils sont individuellement déviés par l'intermédiaire de selles métalliques disposées côte à côte. Ces selles sont réparties suivant trois familles de cylindres transversaux de rayons respectifs : 2,50 m - 3,50 m et 5,00 m. Elles sont fermées par des capots métalliques et les haubans sont scellés au pylône par une injection à la résine. Au niveau du tablier, les haubans sont espacés longitudinalement de 8,00 m et la distance transversale entre les deux nappes est de 0,80 m.

Afin d'assurer les scellements à la résine des torons de haubans à leurs extrémités et en tête de pylône, leurs gaines PEHD ont été retirées dans la traversée des blocs d'ancrage et sur leurs passages en selles.

Les ancrages Stronghold mis en place dans le ta-

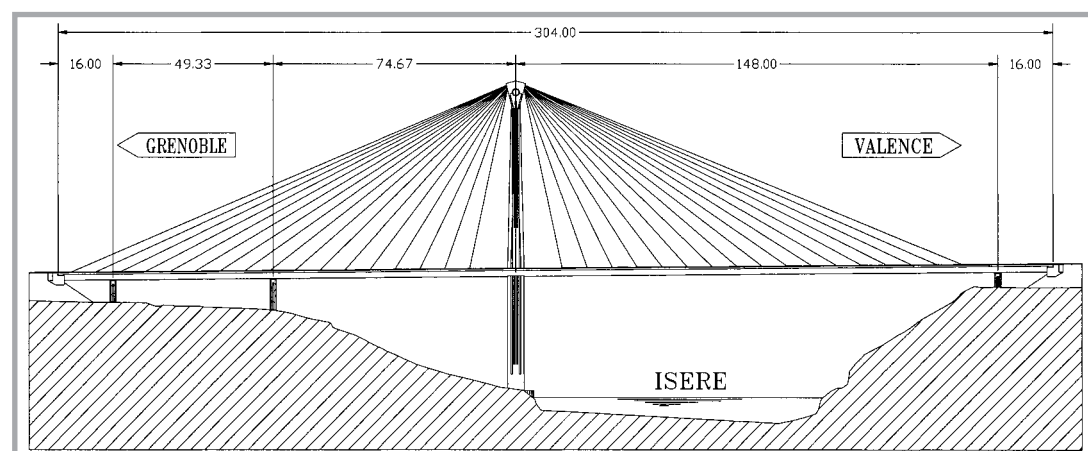


Figure 1
Elévation de l'ouvrage
Elevation view
of the structure

du viaduc sur l'Isère

blier, au travers de tubes de réservation en acier galvanisé, sont de type actif, réglable, démontable et remplaçable. Ils sont constitués de bas en haut :

- ◆ d'un capot démontable en intrados, injecté à la cire pétrolière, contenant l'extrémité des torons en attente, en prévision de réglage de tension ou de démontage du hauban;
- ◆ de la plaque d'appui ou de répartition en intrados;
- ◆ du bloc d'ancrage proprement dit, injecté à la résine époxy chargée de poudre de zinc et de billes d'acier, y compris la plaque d'ancrage et l'écrou de régulation;
- ◆ d'un tube en polyéthylène dans la traversée du tablier, surmonté d'un tube en acier formant tube anti-vandalisme jusqu'à 2,50 m au-dessus de l'extrados, l'ensemble injecté au coulis de ciment;
- ◆ de deux anneaux guides en caoutchouc (un au niveau du hourdis inférieur et un au niveau du hourdis supérieur) jouant le double rôle de filtre des moments de flexion et d'amortisseur pour les haubans.

- fissures longitudinales ou en spirales moins importantes,
- lorsqu'il y a conjugaison des deux types de fissures, on note un décollement de la gaine,
- les désordres affectent principalement les gaines des torons les plus longs placés en partie supérieure des haubans;

- ◆ **pour les torons**, une efflorescence blanchâtre (rouille blanche) à l'emplacement des fissures et sous la gaine au voisinage de ces fissures. Un contrôle par la suite, de l'épaisseur de zinc a démontré que la protection n'avait pas été affectée avant la réhabilitation;
- ◆ **pour les ancrages** après démontage des capots :
- cire d'aspect hétérogène (photo 3),
- présence plus ou moins importante d'eau dans 69 % des ancrages visités,
- oxydation légère des parties métalliques de l'ancrage (bloc et plaque d'ancrage, bague filetée).
Les conclusions générales ont été :
◆ la fissuration des gaines PEHD protégeant les

■ DÉSORDRS CONSTATÉS

Au cours d'une visite de maintenance, effectuée par Scetauroute en janvier 1994, il a été constaté différents désordres sur les haubans (fissures affectant les gaines de protection en polyéthylène) et des entrées d'eau dans les systèmes d'ancrage. Des investigations complémentaires ont permis d'aboutir au constat suivant :

- ◆ **pour les gaines** PEHD des torons (photo 2) :
- très nombreuses fissures annulaires dont l'ouverture dépasse parfois 10 mm,



Photo 2
Tête de pylône après pose de la passerelle. On peut visualiser le phénomène de fissuration des gaines (piquetage blanc sur les torons noirs)

Tower head after installing the foot bridge. You can see the phenomenon of sheath cracking (white markings on the black strands)



Photo 1
L'ouvrage en travaux : deux ateliers d'enfilage sur le tablier, capotes bleues de protection lors des injections de cire pétrolière
The structure during the works : two jacking plants on the deck, blue protective coats during injection of paraffin wax



Photo 3
Aspect hétérogène de la cire dans les capots des ancrages
Heterogeneous appearance of the wax in the anchorage covers

Didier Noël



SERVICE MÉTHODES ET PRIX, RESPONSABLE DES MÉTHODES DU PROJET
Bouygues Travaux Publics

Philippe Jacquet



RESPONSABLE ADJOINT DIRECTION TECHNIQUE
Bouygues Travaux Publics

Pierre Malouet



DIRECTEUR DE PROJET OUVRAGES D'ART
Scetauroute Département Ouvrage d'art

Jean-Michel Sanchez



CONDUCTEUR D'OPÉRATION AREA

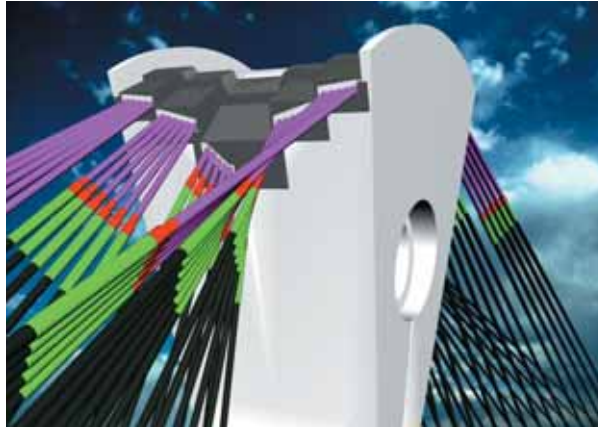
Jean-Marc Joly



RESPONSABLE DU SOUS-TRAITANT POLYFUSION/EXTRUSION
Atelier Frans-Bonhomme de Goussainville

Figure 2

Description des travaux en tête de pylône
- En noir, le gainage par tube PEHD injecté à la cire - En vert, le manchon de dilatation en PEHD - En violet, le gainage par thermorétractable injecté à la cire - En noir au-dessus, le nouveau capotage injecté à la résine polyuréthane bi-composant



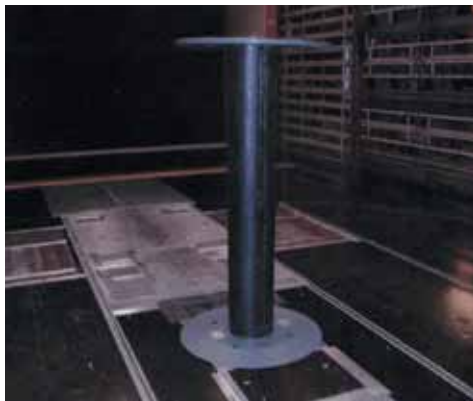
Description of the works at the tower head - In black, sheathing by high-density polyethylene tube injected with wax - In green, the HD polyethylene expansion coupling - In purple, heat-shrinkable sheath injected with wax - In black above, the new cover injected with two-component polyurethane resin

Figure 3

Description des travaux au niveau du tablier - En noir, le gainage par tube PEHD injecté à la cire - En rouge, la connexion aux tubes anti-vandalisme par colliers métalliques et thermorétractables



Description of works at the deck level - In black, sheathing by HD polyethylene tube injected with wax - In red, connection to the anti-vandalism tubes by heat-shrinkable metallic clips



Photos 4 et 5
Essais aérodynamiques sur les haubans avant et après gainage général

Aerodynamic testing of the stay cables before and after general sheathing



Photo 6
Essais d'injection à la cire des tubes PEHD fendus et ressoudés
Wax injection tests on split and re-welded HD polyethylene tubes



torons supprime une protection contre la corrosion. La durée de vie des haubans ne peut qu'en être raccourcie ;

- ◆ la présence d'eau dans les ancrages est anormale et peut à long terme compromettre le fonctionnement de l'ancrage (reprise de tension).

Les travaux préconisés pour remédier aux désordres doivent permettre de résoudre les problèmes suivants :

- ◆ restituer la seconde protection anticorrosion défectueuse ;
- ◆ assurer l'étanchéité à la pénétration des haubans dans les tubes anti-vandalisme ;
- ◆ s'opposer au battement des torons sous l'action du vent ;
- ◆ réviser les dispositifs d'ancrage (remplissage cire notamment).

■ TRAVAUX DE RÉHABILITATION

Les travaux de réparation ont consisté à :

- ◆ reconstituer la deuxième protection anticorrosion des haubans, par la mise en place d'une gaine PEHD générale autour du faisceau de torons ou quand l'encombrement ne le permet pas, par la mise en place de gaine polyéthylène thermorétractable ;
- ◆ raccorder de manière étanche cette protection aux selles et aux tubes anti-vandalisme ;
- ◆ injecter à la cire pétrolière les vides entre les torons et la gaine PEHD ou la gaine polyéthylène thermorétractable ;
- ◆ réviser les dispositifs d'ancrage par purge de la cire existante puis ré-injection de cire dans les capots (figures 2 et 3).

Avant de commencer les travaux, des essais préliminaires ont été réalisés :

- ◆ des essais aérodynamiques pour vérifier que les effets du vent sur les haubans avec leur nouvelle gaine étaient moins défavorables que le faisceau de torons d'origine (photos 4 et 5) ;
- ◆ des essais d'injection à la cire pétrolière des tubes PEHD fendus et ressoudés (photo 6) ;
- ◆ des essais d'injection à la cire pétrolière des gaines polyéthylènes thermorétractables (photos 7 et 8).

Une EPROA (Étude préliminaire de réparation d'ouvrage d'art) a été établie en juin 2000 par les sociétés Bouygues, Redaelli et Scetauroute. Ce dossier présente :

- ◆ l'inventaire des données et contraintes du projet de réparation (géométriques, fonctionnelles et naturelles) ;
- ◆ les exigences techniques du projet de réparation ;
- ◆ l'inventaire des solutions envisageables et envisagées ;
- ◆ la définition et l'estimation des solutions envisagées ;
- ◆ l'analyse comparative des solutions envisagées ;

- ◆ les conclusions et les propositions de choix de la solution retenue ;

- ◆ l'orientation de la suite de l'étude.

Il a fait l'objet d'un contrôle extérieur réalisé conjointement par le Setra, R/CA et AREA.

Conformément à la circulaire n° 87-88 du 27 octobre 1987, un APROA (Avant-projet de réparation d'ouvrage d'art) a été établi en juin 2002.

Ce dossier présente :

- ◆ les données et contraintes du projet de réparation (géométriques, fonctionnelles et naturelles) ;

- ◆ les exigences techniques du projet de réparation ;

- ◆ le rappel des solutions envisagées à l'EPROA et du choix de la solution retenue ;

- ◆ la solution retenue, le coût et le délai de la solution retenue, inchangés par rapport à l'EPROA révisé ;

- ◆ les réponses au contrôle extérieur de l'EPROA.

■ ACCÈS À LA TÊTE DE PYLÔNE

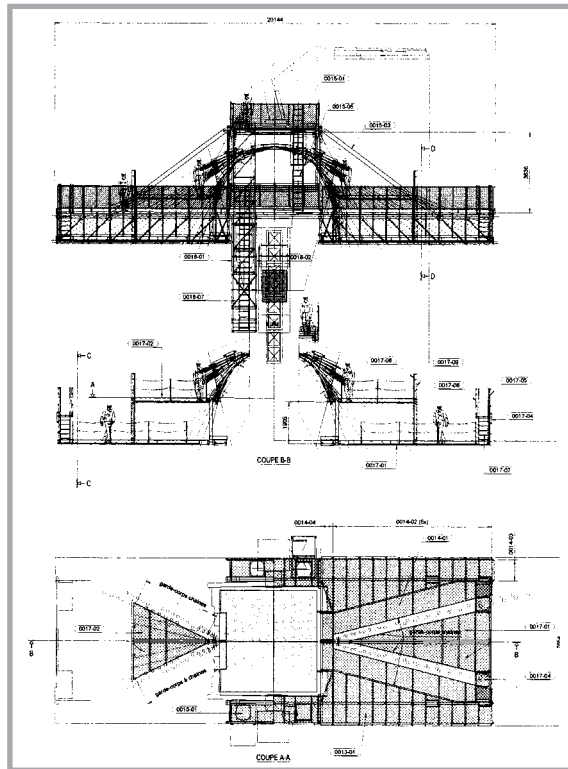
Pour mettre en œuvre cette nouvelle protection, il a fallu concevoir une passerelle complexe de tête de pylône, facile à mettre en place, et très protectrice, à la fois pour les compagnons qui travaillent dessus, et pour la circulation en dessous (figures 4 et 5 et photo 9).

Cette passerelle de 30 t de charpente, a été mise en place de nuit (sous coupure de circulation) en cinq colis, au moyen d'une grue télescopique de 200 t, rehaussée d'une flèche de 35 m pour hisser les éléments à 50 m au-dessus du tablier. La pose a duré deux nuits (photos 10 et 11).

Photo 9
Passerelle tête de pylône en place
Tower-head foot bridge in place

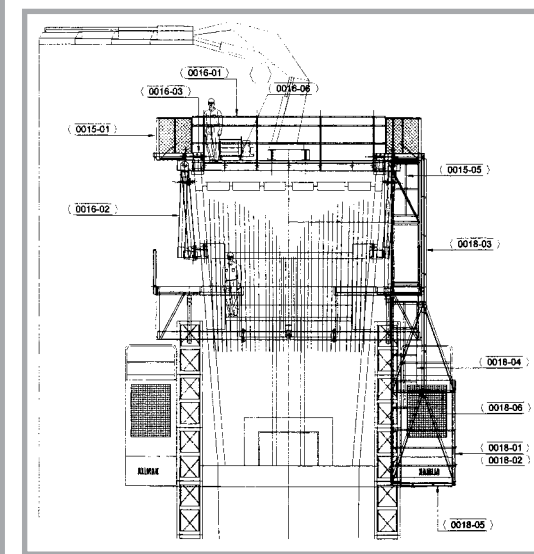


Photos 7 et 8
Essais d'injection à la cire des thermorétractables
Wax injection tests on heat-shrinkable elements



Figures 4 et 5
Plan de la passerelle tête de pylône

Drawing of the tower-head foot bridge



Photos 10 et 11
Pose de la passerelle tête de pylône.
Levage du podium à gauche et d'une des deux passerelles latérales extérieures à droite

*Installation of the tower-head foot bridge.
Lifting the podium on the left and one of the two external side foot bridges on the right*



Photo 12
Podium de la passerelle tête de pylône
The tower-head foot bridge podium



La passerelle tête de pylône a été conçue pour permettre un accès en tête des haubans (partout où il fallait mettre des gaines polyéthylènes thermo-rétractables) sur plusieurs niveaux et à une distance d'environ 10 m de part et d'autre de l'axe du pylône. D'autre part, afin de ne pas avoir d'opération lourde de fixation de la passerelle sans accès sécurisé, il ne fallait pas avoir à utiliser d'insert scellé dans le béton de la tête de pylône. La fixation de la passerelle a donc été réalisée en utilisant la forme de la tête de pylône et notamment l'œil se trouvant en son centre.

La passerelle est ainsi constituée des éléments suivants :

- ◆ le podium est appuyé sur les deux flasques latérales de la tête de pylône, et il est bridé sur la tête de pylône à l'aide de deux bras qui permettent de venir chercher un appui à l'intérieur de l'œil (photo 12) ;

- ◆ chacune des passerelles latérales extérieures vient s'accrocher en partie haute sur le podium, et s'appuyer en partie basse sur la face du pylône. D'autre part, après la pose des deux passerelles latérales extérieures, puis des passerelles latérales intérieures, on vient connecter les deux extrémités des passerelles latérales extérieures afin de ceinturer le pylône. Chacune des passerelles latérales extérieures a une partie en porte-à-faux avant permettant de venir s'approcher au plus près des haubans ;

- ◆ à chacune des passerelles latérales extérieures est suspendue une recette d'ascenseur permettant l'accès de l'ascenseur à la passerelle tête de pylône. Il faut une recette de chaque côté, car l'ascenseur est changé de côté pour chacune des phases de travail sur les haubans est et ouest ;

- ◆ afin de permettre l'accès à l'intérieur des deux nappes de haubans et vers la selle, une passerelle intérieure a été ajoutée de part et d'autre du pylône en longitudinal. Cette passerelle intérieure prend appui à l'extrémité des passerelles latérales

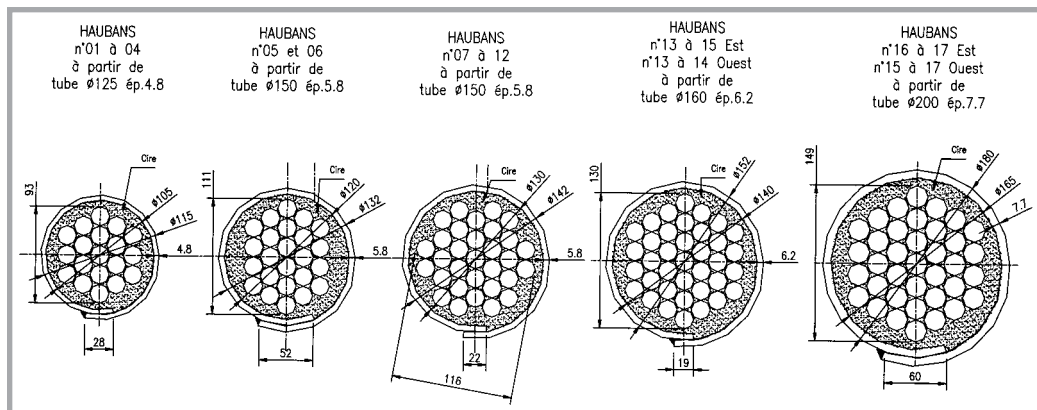


Figure 6
Caractéristiques géométriques des gaines utilisées
Geometric characteristics of the sheaths used

Photo 13
Soudure bout à bout par polyfusion des gaines
Butt welding of the sheaths by polyfusion



Figure 7
Système de guidage du tube
Tube feed system

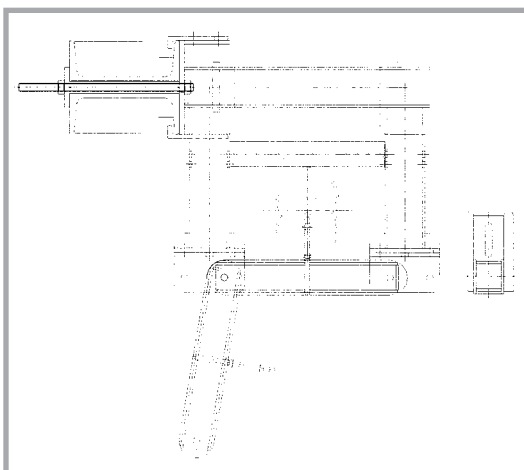


Figure 8
Système d'ouverture du profil. A noter que les roulements réf. 9 et 10 ont été remplacés par des plats (cf. photo 15)

Section opening system. Note that rolling bearings ref. 9 and 10 have been replaced by flat bearings. See photo 15

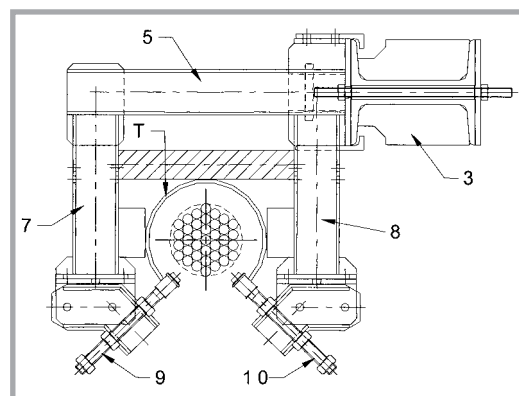
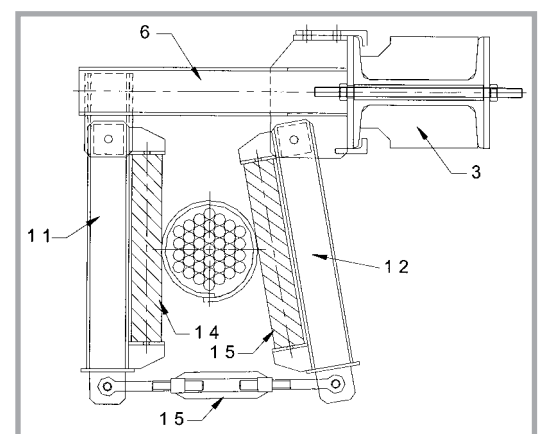


Figure 9
Système de resserrage du profil autour du hauban
System for tightening the section around the stay cable



extérieures, et à la connexion près du pylône entre les passerelles latérales intérieures.

L'accès à cette passerelle était réalisé à l'aide d'un ascenseur Interverct PLA 1200. D'autre part, durant les phases provisoires (montage et démontage de la passerelle, transfert de l'ascenseur du tablier est au tablier ouest) l'accès par l'intérieur du pylône (90 m d'échelle à crinoline) a pu être utilisé.

■ MISE EN PLACE DES GAINES PEHD AUTOUR DES FAISCEAUX DE TORONS

Les gaines sont livrées en longueur de 12 m et quatre diamètres (125 mm, 150 mm, 160 mm et 200 mm) adaptés aux sections des haubans (figure 6).

Les tubes PEHD sont de type PE 80 de couleur noire avec matière première en Hostalen GM 5010 T3.

Elles sont fendues en profil ouvert, puis soudées bout à bout par polyfusion (soudure dite "au miroir"). La soudure par polyfusion consiste à chauffer à une température de ± 205 °C les extrémités des tubes à souder après avoir aligné et raboté les surfaces en vis-à-vis. Ensuite on vient presser les deux surfaces l'une contre l'autre pendant un temps et avec une pression dépendant du type de tube PEHD utilisé. Cette soudure se fait sans apport de matière et permet de reconstituer un tube avec des caractéristiques équivalentes au tube sans soudure (photo 13).

Pour la mise en place, les gaines sont introduites dans une enfleuse qui doit :

- ◆ les guider sur une courbe pour venir tangenter le hauban (figure 7) ;
- ◆ ouvrir le profil pour passer autour du hauban (figure 8) ;
- ◆ resserrer le tube autour du hauban en amenant les bords du tube ouvert en recouvrement (figure 9) ;
- ◆ offrir une position de travail confortable et sûre aux soudeurs qui "referment le profil" longitudinalement (figure 10 et photos 14 et 15).

La soudure longitudinale, en cours d'enfilage des gaines, est réalisée en continu au fur et à mesure de leur hissage au moyen d'extrudeuses. Le soudage à extrusion est un soudage avec apport de matière identique à la matière des tubes (Hostalen GM 5010 T3 noir). La matière d'apport est homogène et complètement plastifiée à une température d'environ 220 °C. Les surfaces à assembler sont chauffées à l'air chaud à température de soudage voisine de 220 °C. La masse extrudée est répartie et pressée à l'aide du patin de guidage et du savoir-faire de l'opérateur.

Préalablement à l'extrusion, les surfaces d'accrochage sont d'abord grattées ou dépolies à l'aide d'une disqueuse à disque abrasif fin. Ensuite ces

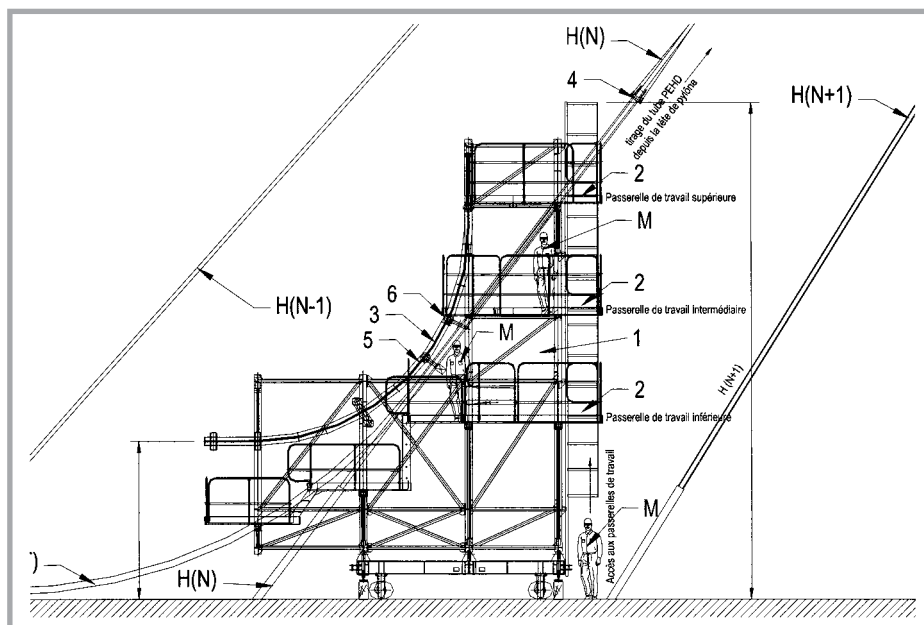


Figure 10
Plan d'ensemble de l'outil d'enfilage
General plan of the jacketing tool



Photo 14
Vue d'ensemble de l'outil d'enfilage, avec en arrière plan des opérations d'injection
Overall view of the jacketing tool, with injection moulding operations in the background



Photo 15
Enfilage des gaines : de gauche à droite, guidage et ouverture du profil PEHD, enfilage, resserrage du profil PEHD, dépolissage des surfaces à souder, pointage, fermeture du profil en soudant par extrusion
Sheath jacketing : from left to right, feeding and opening the high-density polyethylene section, jacketing, tightening the HD polyethylene section, ull-grinding of surfaces to be welded, tack welding, closing the section by extrusion welding

surfaces sont pointées avec un bec à pointer, par chauffage à ± 200 °C afin d'obtenir un maintien provisoire des surfaces pour ne pas avoir de déplacement lors de l'extrusion.

Le "moteur" d'entraînement est un treuil installé sur la plate-forme de tête, qui tracte le tube PEHD sur le hauban. La vitesse d'enroulement du treuil est asservie sur la vitesse de soudage des extrudeuses afin de limiter les mouvements des opéra-

Photo 16
Système d'accrochage
du tube PEHD au treuil
*System for attaching
the HD polyethylene tube
to the winch*



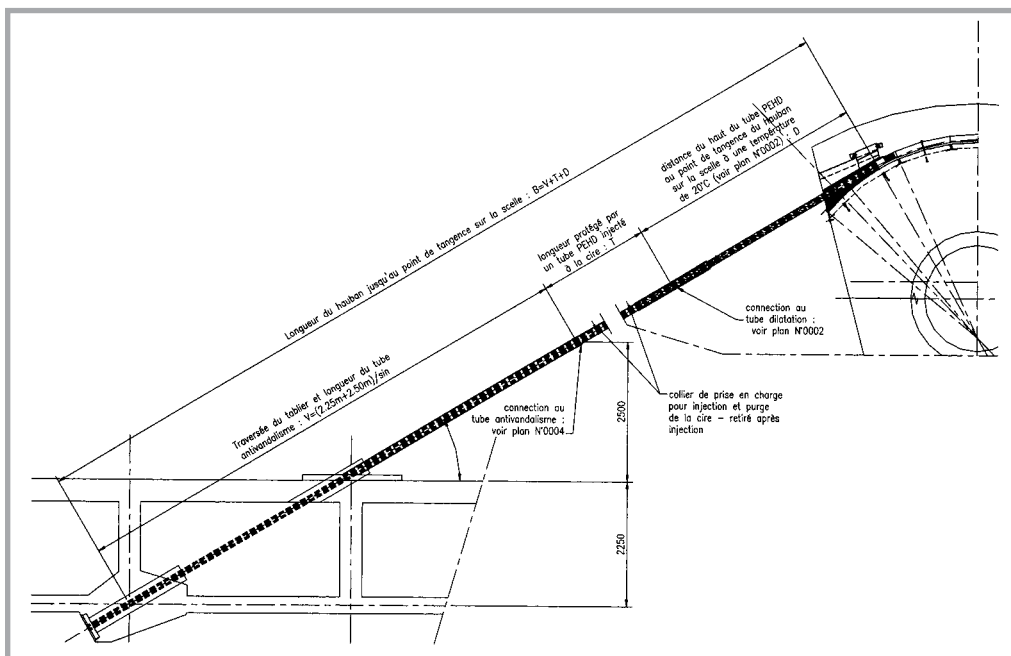
Photo 17
Mise en place
des thermorétractables
*Installing heat-shrinkable
elements*



LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Tube PEHD Ø 125, 150, 160, 200 et 250 : 7 938 m
- File à extruder en PEHD : 706 kg
- Thermorétractable manchette fendue : 535 m
- Cire pétrolière d'injection : 43 180 kg
- Résine polyuréthane bi-composant : 2 880 kg

Figure 11
Séquence d'injection des haubans
Stay cable injection moulding sequence



teurs. Un collier de traction libre en rotation est fixé à la tête du tube enfilé (photo 16).

■ MISE EN PLACE DES GAINES POLYÉTHYLÈNES THERMORÉTRACTABLES À LA CONNEXION AVEC LA SELLE

Les tubes PEHD ont un fort coefficient de dilatation ($\approx 0,2 \text{ mm/m/}^\circ\text{C}$), ce qui oblige à installer des manchons de dilatations de 1 à 2 m de long en tête des gaines. Le rapprochement des haubans à proximité de la selle et l'augmentation de leur diamètre du fait de ce manchon, nécessite un éloignement plus ou moins grand en fonction de la famille du hauban, de l'extrémité des tubes PEHD aux points de tangence entre le hauban et la selle (points de pénétration du hauban sous le capot de selle existant). Cette zone non protégée par les tubes PEHD, l'est de deux manières différentes :

- ◆ par un nouveau capot rempli de résine polyuréthane bi-composant pour la partie au-dessus du pylône ;
- ◆ par des manchettes fendues en PEHD thermorétractables pour le reste.

Les PEHD thermorétractables sont mis en place par chauffage avec un pistolet à air chaud (température de rétraction comprise entre 90 et 100 °C) en partant du centre vers une extrémité et en chauffant régulièrement sur tout le pourtour. L'opération est terminée lorsque la gaine repose correctement et régulièrement sur les torons et que la colle a flué aux extrémités (photo 17).

Les thermorétractables doivent être positionnés avant l'enfilage des tubes PEHD, car ces derniers viennent les recouvrir d'une valeur de dilatation créée par la variation entre la température du jour de mise en place et un minimum de - 30 °C.

■ INJECTION DES HAUBANS À LA CIRE PÉTROLIÈRE CP-HPF

L'injection des haubans est réalisée en quatre phases (figure 11) :

- ◆ phase 1 : remplissage en partie basse d'un polyuréthane bi-composant souple, le J-Thane Bi-flex, pour accroître l'étanchéité basse ;
- ◆ phase 2 : injection d'un bouchon de cire jusqu'à une hauteur d'environ 10 m ou 20 m (photo 18) ;
- ◆ phase 3 : injection de la totalité du tube PEHD jusqu'à une hauteur $\approx 50 \text{ m}$;
- ◆ phase 4 : injection des manchons thermorétractables assurant la connexion à la selle.

La cire est livrée par fût de 200 l soit 170 kg. La cire est chauffée à l'aide de trois ceintures chauffantes disposées sur chaque fût. Après 10 à 12 heures de chauffe, la cire a atteint au minimum

chaussée opposée. Le basculement a été mis en place entre les deux ITPC encadrant le viaduc. Les deux sens de circulation étaient séparés par des séparateurs temporaires en béton.

Les week-ends de forte affluence présumée, ce balisage était replié et la circulation rendue à une voie (voie lente) dans le sens occupé par les installations de chantier et à deux voies dans le sens opposé.

Enfin, comme l'autoroute A49 constitue un itinéraire de délestage de l'autoroute A7 en cas de difficulté majeure dans la vallée du Rhône, le calendrier des travaux a dû être calé sur celui des migrations estivales pour permettre à la circulation de s'écouler sur deux voies dans le sens nord-sud les week-ends avant le 15 août, et à deux voies dans le sens opposé au-delà.

Le chantier a débuté en juin 2002 par l'installation sur la chaussée Est pour la phase des travaux sur la nappe de haubans Est. Cette phase a pris fin le 15 août avec le transfert des installations sur la chaussée ouest pour travailler sur la deuxième nappe de haubans et sur l'étanchéité de la tête de pylône jusqu'à fin novembre 2002.

Grâce à cette organisation et à l'excellente coopération entre l'entreprise, le maître d'œuvre et l'exploitant, ce chantier d'ampleur s'est déroulé sans gêne notable à l'écoulement normal du trafic.

CONCLUSIONS

Cette méthode, dont le brevet a été déposé, est une solution économique (225 €/ml dans ce cas) de réhabilitation des gainages de hauban. Elle peut s'appliquer à tous les types de pont à haubans. Elle permet d'autre part de maintenir en service l'ouvrage pendant la réalisation des travaux.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Société d'autoroute AREA

Maître d'œuvre

Scetauroute - Direction opérationnelle de Lyon.
Codétenteur du brevet du procédé de réhabilitation avec Bouygues Travaux Publics

Entreprise

Bouygues Travaux Publics

Etudes d'exécution

Direction Technique Bouygues Travaux Publics

Principal sous-traitant spécialisé : polyfusion/extrusion du PEHD

Atelier Frans-Bonhomme Goussainville

ABSTRACT

A49 motorway.
Grenoble/Valence.
Sheathing of stay cables
on the viaduct over
the Isère

D. Noël, Ph. Jacquet, P. Malouet, J.-M. Sanchez, J.-M. Joly

The Isère viaduct on the A49 motorway is a single-deck cable-stayed bridge, supporting the two one-way motorway carriageways, and with a single tower. After several years' operation, it became apparent that the HD polyethylene that sheathed the strands was subject to stress-cracking (cracking failure under chronic tension) which had never yet been observed in such an application.

The renovation system adopted involves jacketing each stay cable with a HD polyethylene general protective sheath. To enable jacketing the sheath is slit longitudinally, and it is then welded by extrusion after jacketing. It is then injected with paraffin wax to protect the strands permanently. Finally, the cable-stay zones located at the junction with the tower head are topped with galvanised steel covers, which extend the original covering, and are injected with polyurethane resin, a flexible filler which will withstand the slight wind-related stay cable movements. A damp-proof course overlays the original cover and is connected to the new covers.

RESUMEN ESPAÑOL

Autopista A49. Grenoble-Valence. Revestimiento de los contravientos del viaducto sobre el Isère

D. Noël, Ph. Jacquet, P. Malouet, J.-M. Sanchez y J.-M. Joly

El viaducto del río Isère, en la autopista A49, es un puente colgante de tablero único, que soporta las dos calzadas unidireccionales y de pila única. Tras algunos años de servicio, se ha descubierto que el PEHD empleado para el revestimiento de los cordones se encontraba sometido a un fenómeno de stress-cracking (ruptura por fisuración bajo tensiones de larga duración) que no se había observado nunca en un empleo semejante.

El sistema de rehabilitación adoptado consiste en introducir una funda de

revestimiento PEHD de protección general alrededor de cada cordón. Para permitir su introducción, el revestimiento de la funda va hendido longitudinalmente y, a continuación soldado por extrusión después de su introducción. A continuación se inyecta con cera de petróleo para así proteger eficazmente los cordones. Finalmente, las zonas de los tirantes situadas en la intersección con la cabeza de la torre, van revestidas mediante cubiertas metálicas galvanizadas, que vienen a prolongar el recubrimiento de origen y van inyectadas con resina de poliuretano, producto de relleno flexible que habrá de soportar los ligeros desplazamientos de los tirantes debido al viento. Un complejo de hermeticidad reviste el recubrimiento de origen y se conecta con los nuevos recubrimientos.

Deux réhabilitations novatrices La passerelle d'Agen et à Nantes

Avec ses 263 m, la passerelle d'Agen s'impose comme l'un des plus longs ouvrages piétons suspendus de France

With its 263-metre length, the Agen foot bridge is remarkable as one of the longest suspended pedestrian bridges in France



Sébastien Petit

INGÉNIEUR DIVISION
STRUCTURES À CÂBLES
Freyssinet



■ LA PASSERELLE D'AGEN

Plus de 150 ans après sa construction, la passerelle d'Agen n'offrait plus la sécurité requise pour ses usagers. Après plusieurs hésitations entre destruction et réhabilitation, Freyssinet a proposé une solution à mi-chemin qui consiste en un remplacement de la suspension, des ancrages des câbles des pylônes et du tablier. Un chantier de dix-sept mois.

Un ouvrage ancré dans l'histoire...

Construite en 1839 pour franchir la Garonne et relier la commune du Passage et la ville d'Agen, la passerelle d'Agen est, avec ses 263 m, l'un des plus longs ouvrages piétonniers suspendus de France.

Sa première suspension faisait appel à des chaînes. Elle fut remplacée par des fils en acier successivement en 1883, 1894 puis en 1936. L'ouvrage actuel comporte cinq travées dont trois suspendues de 29,5 m, 174,25 m et 20,6 m de portée. Le tablier, de 2,30 m de large, est une structure métallique avec un platelage en bois. Les câbles de suspension reposent sur des selles disposées sur des pylônes en maçonnerie de 18 m de haut. En rive gauche, les deux travées d'accès sont constituées de poutres-treillis.

Le vieillissement de l'ouvrage et ses problèmes structurels (l'éclatement du tablier ne permettait pas de résister convenablement aux sollicitations dynamiques) avaient conduit à la fermeture totale de la passerelle en 1997. Toutefois, face aux protestations des usagers, l'ouvrage avait été rouvert au public dans des conditions très strictes : pas plus de quinze personnes à la fois sur le tablier, et fermeture de la passerelle par vent de plus de 45 km/h. Parallèlement, une solution de passerelle neuve non suspendue était mise à l'étude.

Pour améliorer le fonctionnement structurel de la travée suspendue, des câbles latéraux de stabilité ont été installés

To improve the structural performance of the suspended span, lateral stabilising cables were installed



LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage
Ville d'Agen

Maître d'œuvre
EEG Simecsol

Architecte
Stéphane Brassie

Entreprise générale
Freyssinet

Détruire ou réhabiliter ?

La fin annoncée d'un ouvrage marquant du paysage agenais soulevait bien des polémiques au niveau local. Mais Freyssinet, qui avait eu l'occasion de réaliser des travaux d'entretien sur la passerelle, arriva finalement à convaincre le maître d'ouvrage qu'un sauvetage était envisageable. En 1999, un appel d'offres était donc lancé pour une remise en état de l'ouvrage conservant tou-

le pont de Bellevue

tefois les conditions d'exploitation de l'ancienne passerelle. Cette consultation se révéla infructueuse et un autre appel d'offres fut lancé l'année suivante; Freyssinet remporta le marché sur une solution variante.

Un ouvrage quasiment refait à neuf...

Dans la solution proposée, la suspension, les ancrages des câbles, les pylônes et le tablier devaient être refaits à neuf et les travées d'accès suspendues devaient être remplacées par des poutres-trellis isostatiques.

Un chantier qui nécessita dix-sept mois de travail acharné!

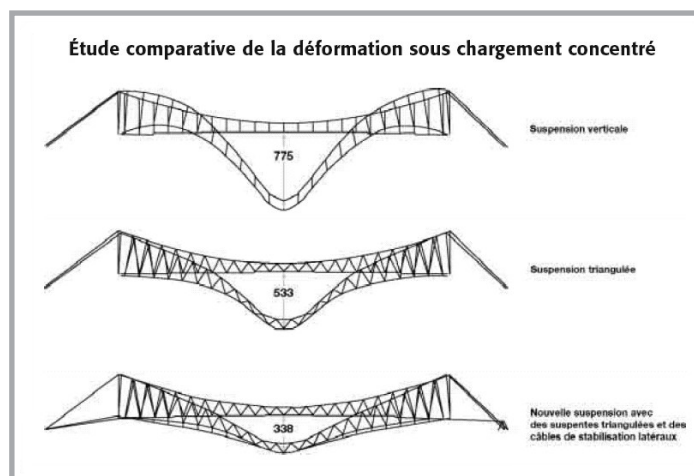
Les anciens pylônes en maçonnerie, datant de 1841, ont donc été démontés pierre par pierre et remplacés par deux mâts métalliques de 20 m de haut, articulés en pied et sur lesquels prennent place des selles fixes. Ces nouveaux fûts sont fondés sur des micropieux forés à travers les embases des piles en maçonnerie. La suspension a été remplacée par deux câbles porteurs à fils ronds galvanisés de 60 mm de diamètre, sur lesquels sont fixées quatre-vingt-huit suspentes en V, en câbles à fils ronds de 16 mm de diamètre, ancrées aux pièces de pont du tablier.

En outre, afin d'améliorer le fonctionnement structurel de la travée suspendue – notamment vis-à-vis des effets du vent et de la stabilité transversale – des câbles latéraux de stabilité ont été prévus à l'image de ce qui avait été fait pour la passerelle de Tours sur le Cher. Ces quatre câbles sont fixés sur de nouveaux massifs d'ancrage cloués au sol par des tirants actifs. Les câbles latéraux sont associés à la suspension triangulée à laquelle ils appliquent un préchargement. L'ensemble constitue finalement une structure plus stable et moins déformable qu'une suspension traditionnelle, et grâce à ces dispositions, la nouvelle passerelle peut procurer aux usagers un sentiment de sécurité et de confort. Le nouveau tablier mis en œuvre se compose de deux longerons en poutrelles métalliques laminées reliées par des pièces de pont transversales.

Cette configuration permet de conserver l'aspect de finesse et de légèreté qui caractérisait l'ancienne structure. Le platelage a été réalisé en bois exotique. La pose du nouveau tablier a été effectuée en s'appuyant sur l'ancien, puis le nouvel ouvrage a été utilisé pour démonter la structure d'origine. Les travaux se sont achevés fin décembre 2002.

... en parfait accord avec l'histoire et le site

Le nouvel ouvrage, dont les formes générales rappellent celles de la passerelle originelle malgré une structure beaucoup plus moderne, a fait l'unanimité auprès de la population locale. Lors de la cérémonie d'inauguration, Freyssinet s'est d'ailleurs vu remettre par l'Association "La Passerelle" un bloc de pierre prélevé dans les anciens pylônes.



Etude comparative de la déformation sous chargement concentré
Comparative study of deformation under concentrated loading



Les anciens pylônes datant de 1841, ont laissé leur place à deux mâts métalliques de 20 m de haut articulés en pieds et sur lesquels prennent place des selles fixes

The old towers, dating from 1841, have made way for two steel masts 20 metres high with articulated bases and on which fixed saddles are installed

L'élargissement du tablier amont s'effectue par la mise en place de 11 dalles de 300 t chacune, de 37 m de long et de 15,2 m de large

The upstream deck is widened by laying 11 slabs weighing 300 tonnes each, 37 metres long and 15.2 metres wide



Christophe Houix

CONDUCTEUR
DE TRAVAUX
Freyssinet



■ LE PONT DE BELLEVUE À NANTES

Des méthodes d'exécution originales donnent souvent un caractère novateur à un chantier classique. Tel est le cas sur le pont de Bellevue, à Nantes, où le groupement Freyssinet-Dodin réussit à faire cohabiter travaux d'élargissement et circulation routière.

6 5 000 véhicules dont 10 % de poids lourds empruntent quotidiennement la voie unique qui relie les périphériques sud et est de l'agglomération nantaise.

Point de passage obligé et surtout point sensible de cet axe routier, le pont de Bellevue, sur la Loire, connaît aux heures de pointe d'impressionnants

engorgements, qui ont conduit le Conseil général de Loire-Atlantique à décider l'élargissement de l'ouvrage. En cours de réalisation, ces travaux contribueront à améliorer la fluidité de la circulation et assureront la continuité à 2 x 2 voies du périphérique nantais avec l'aménagement d'échangeurs de part et d'autre de l'ouvrage.

15 mois de travaux

Le pont de Bellevue est constitué de deux tabliers parallèles indépendants, l'un, aval, de 370 m de long et 10,5 m de large, correspond au périphérique intérieur, l'autre, amont, de 385 m de long et 12 m de large, au périphérique extérieur.

Sur l'ouvrage amont les travaux consistent à élargir le tablier de 3,20 m pour créer non seulement des aménagements routiers (bande d'arrêt d'urgence) mais aussi des espaces réservés aux piétons et aux cyclistes, leur permettant de franchir la Loire en toute sécurité. L'intervention durera dix mois au total pour le tablier amont et seulement cinq pour le tablier aval.

Pour l'ouvrage amont, 11 dalles de 300 t chacune, de 37 m de long sur 15,2 m de large et 22 cm d'épaisseur, sont coulées en place sur le tablier existant. Près de 15 000 trous de 3,6 cm de diamètre ont été percés dans le hourdis supérieur pour recevoir les connecteurs qui solidarissent la nouvelle dalle à l'ouvrage existant.

Côté amont, l'élargissement du tablier requiert l'utilisation d'un outil coffrant. Dans le caisson, le groupement met en œuvre des câbles de précontrainte pour reprendre les charges de la nouvelle dalle. L'intervention permet également de remplacer les appareils d'appui et les joints de chaussée.

Une méthode d'exécution originale a toutefois dû être mise en œuvre pour concilier les travaux de ferrailage et de bétonnage avec l'importante circulation. Le groupement a ainsi installé sur le tablier un autopont provisoire long de 90 m, large de 7 m et d'une masse de 160 t, qui recouvre le chantier au fur et à mesure de son avancement et permet aux véhicules d'enjamber la zone de travaux – une première en France. Cette solution impose bien

Le pont de Bellevue est constitué de deux tabliers parallèles appelés amont (385 m de long pour 12 m de large) pour le périphérique extérieur et aval (370 m de long pour 10,5 m de large) pour l'intérieur. Pour limiter les perturbations pendant les travaux, un autopont mobile a été mis en place, une première en France

Bellevue bridge consists of two parallel decks called the upstream deck (385 metres long and 12 metres wide) for the external ring road and downstream (370 metres long and 10.5 metres wide) for the internal road. To limit disturbance during the works, a movable prefabricated flyover was set up, a first in France





Près de 15 000 trous, de 17 cm de profondeur et de 3,6 cm de diamètre, ont été percés dans le tablier, pour accueillir des connecteurs qui solidarissent la nouvelle dalle avec l'ouvrage existant

Around 15,000 holes, 17 cm in depth and 3.6 cm in diameter, were drilled in the deck, to receive connectors which link the new slab with the existing structure

sûr le respect de règles très strictes en matière de sécurité, ainsi la vitesse est-elle limitée à 30 km/h pour les automobilistes, et pour éviter au maximum les perturbations, les opérations les plus importantes se déroulent pendant le week-end, sans interruption de la circulation.

Une opération délicate

Chaque vendredi soir à 20 heures, le pont en travaux est interdit aux véhicules, et la circulation est basculée sur l'autre tablier, où elle s'effectue sur une voie dans chaque sens. A partir de 22 heures, l'autopont est déplacé, opération délicate compte tenu de ses dimensions. Le samedi matin est consacré au bétonnage des zones ferrillées le week-end précédent grâce à un équipage mobile à l'abri de l'autopont ; simultanément, le tronçon suivant est ferrillé à la grue. L'autopont est déplacé au-dessus de la zone ferrillée. Après une journée de séchage, le dimanche, le béton a atteint une résistance suffisante pour que la circulation puisse être rétablie le lundi matin dès 7 heures.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer

Maître d'œuvre

DDE de Loire-Atlantique

Entreprise générale

Groupement Freyssinet (mandataire) - Dodin

ABSTRACT

Two innovative renovation schemes. The Agen foot bridge and Bellevue bridge in Nantes

S. Petit, Ch. Houix

The Agen foot bridge crosses the Garonne River, serving as a link between the commune of Passage and the city from which it takes its name.

It consists of a suspended 174-metre span. Freyssinet performed work over 17 months to dismantle the existing structure and reconstruct it by providing it with a new deck and new towers, while preserving the original piers. Another remarkable project involved the widening of Bellevue bridge, the work on which was entrusted to the Freyssinet-Dodin consortium.

The structure consists of two parallel decks more than 370 metres long crossing the Loire River, and supporting the ring road at Nantes.

It was widened by means of slabs poured in place, joined to the existing structure by connectors. The work was carried out without interrupting the traffic.

RESUMEN ESPAÑOL

Dos rehabilitaciones innovadoras. La pasarela de Agen y el puente de Bellevue, en Nantes

S. Petit, Ch. Houix

La pasarela peatonal de Agen salva el río Garona y permite el enlace entre el municipio de Le Passage y la ciudad que lleva su nombre.

Esta pasarela está formada por un tramo colgante de 174 m. La empresa Freyssinet ha intervenido durante 17 meses para desmontar la estructura existente y su ulterior reconstrucción, dotándola de un nuevo tablero y de nuevas torres pero siempre conservando las pilas de origen.

Otras obras dignas de mención, el ensanche del puente de Bellevue, cuyas obras se han encargado al Grupo Freyssinet-Dodin. Esta estructura está formada por dos tableros paralelos de más de 370 metros que salvan el río Loira y soporta simultáneamente la circunvalación de Nantes.

Su ensanche se efectúa por medio de losas coladas in situ y van acopladas a la estructura existente por medio de

conectores. Estas obras se han emprendido sin necesidad de interrumpir el tráfico rodado.

Le tunnel du Saint-Antoine Mise au gabarit B1 et de l'ouvrage

Afin d'assurer le transport d'ensembles routiers (tracteur + remorque) directement embarqués sur un wagon type Modalhor, principe du ferroutage, de nombreux ouvrages sont à adapter à ce nouveau gabarit.

C'est pourquoi RFF (Réseau Ferré Français) a lancé une campagne de mise au gabarit de nombreux tunnels sur la ligne de Dijon à Modane. Le tunnel du Saint-Antoine, dernier ouvrage important entre la gare de Modane et le tunnel transfrontalier dit du Mont-Cenis, entame donc cette campagne. Long de 598 m, les travaux à réaliser ont pour but de conforter la maçonnerie de l'ouvrage tout en dégagant le gabarit dit B1. Pour ne pas déstabiliser l'ouvrage laissé en circulation sur une voie pendant la durée des travaux, un phasage strict est imposé. Des poutres en béton projeté armé sont encastrées tous les deux mètres, puis la partie intermédiaire est rescindée et confinée en béton projeté.

Un chemisage complet de l'ouvrage en béton projeté armé d'un treillis soudé est ensuite réalisé.

Ces travaux se sont déroulés de mars à novembre 2002, mobilisant de nombreux moyens en matériel (3 scies auréolaires hydrauliques, 2 engins de démolition télécommandés, 2 locotracteurs, 12 wagons plats sur lesquels est embarqué le matériel et évacué le marinage...) ainsi que de nombreux moyens en personnel (effectif maximum de 50 personnes, dont 40 ouvriers spécialisés).



Vue de la tête de tunnel côté Modane
View of the tunnel portal on the Modane side

SITUATION

Le tunnel du Saint-Antoine est situé sur la ligne de Modane à Bardonnèche, exploité par les chemins de fer italiens, du km 238,627 au km 239,225. Ce tunnel, à double voie électrifiée en 3000 V continu, livre passage à 108 mouvements journaliers. Le tunnel du Saint-Antoine, construit dans les années 1870, est le dernier ouvrage important entre la gare de Modane et le tunnel transfrontalier ferroviaire dit du Mont-Cenis.

HISTORIQUE

- 1869 : construction du souterrain par l'entreprise Clausse Frères
- 1871-1872 : ouverture successive de la voie 2 puis de la voie 1
- 1929 : électrification de la ligne en courant triphasé
- 1961 : électrification de la ligne en courant continu 3000 V
- 1979 : rupture de la voûte entre les PM 515 à 521, en rein droit, vraisemblablement due à l'exploitation d'une carrière en couverture
- 1982 : traitement de terrain, busage du drain central, drainage par forage d'appel d'eau aboutissant dans des regards en base de piédroit
- 1995 : dégagement des gabarits C30 et P30

CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

L'ouvrage d'une longueur de 598 m, est en courbe de centre droit, rayon de 345 m, sur toute la longueur le l'ouvrage, avec une rampe de 19 mm/m. La section interne est en voûte à rayons multiples reposant sur des piédroits courbes, laissant une ouverture maximale de 8,00 m et une hauteur libre sous la clé d'environ 6,75 m. L'ensemble du tunnel ne présente pas de radier continu, mais un radier disparate, sur l'une ou l'autre voie de circulation.

CONSTITUTION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est entièrement revêtu de matériaux de quartzite ou de grès schisteux. Les moellons sont dégrossis en piédroit (épaisseur de 0,50 m à 1,20 m) et têtus en voûte (épaisseur 0,80 à 1,20 m). Deux zones ont été reconstruites en béton coulé : PM 260 à 280 et PM 513 à 526. Ces zones ne seront donc pas concernées par le renforcement de l'ouvrage. L'évacuation des eaux s'effectue par des barbacanes et des saignées de drainage débouchant dans des regards raccordés au caniveau central en maçonnerie.

GÉOLOGIE

Cet ouvrage est percé, sur les 200 premiers mètres, dans le trias anhydritique, associé à du gypse et du sel gemme. Puis il pénètre, sur 300 m environ, dans le cône de déjection du ruisseau du Saint-Antoine composé de blocs et de galets de nature diverse. Ce cône est le centre de circulation importante d'eau. Enfin sur les 70 derniers mètres, le tunnel tangente un contact entre quartzite très dur et des éboulis. La hauteur maximale au-dessus de la clé de voûte est de 47 m, le ruisseau du Saint-Antoine se situant à l'aplomb du PM 295.

AVARIES

L'humidité dans cet ouvrage est assez temporaire, mais elle provoque, en période de froid intense, des glaciations importantes. De nombreuses irrégularités géométriques dénotent des problèmes de construction associés à des fissures transversales ou biaises. Les avaries les plus préoccupantes sont les dégradations de maçonnerie ou de reprises au-

régénération

tour des réfections de béton de maçonnerie. De plus, dans certaines zones, la maçonnerie est en très mauvais état.

■ OBJECTIF DU CHANTIER

Les travaux réalisés ont pour but, de conforter la maçonnerie de l'ouvrage, et de dégager le gabarit B1, afin que la ligne soit exploitable pour le fret SNCF, avec l'utilisation des nouveaux wagons de transport Modalohr. Ils consistent aussi en l'aménagement de niche refuge pour le personnel de maintenance SNCF.

Ce chantier entre dans un programme d'investissement important de la part de RFF (Réseau Ferré de France), pour permettre la mise en service du transport fret. Il concerne la ligne de Dijon à Modane, avec un travail important dans la région mauriannaise.

■ L'AUTOROUTE FERROVIAIRE

L'autoroute ferroviaire est un nouveau service, complémentaire au transport conventionnel (transport des marchandises dans des wagons appropriés) et au transport combiné par conteneurs. Les ensembles routiers ou remorques seules pourront être chargés dans les trains pour passer les Alpes entre la France et l'Italie.

La première phase sera expérimentale, jusqu'à 2006, afin de connaître la fiabilité du système, qui sera largement diffusé par la suite. Pour ce faire, une base de transports spécifiques est construite à Aiton pour permettre le chargement des camions sur les wagons spécifiques Modalohr.

■ LE WAGON MODALOHR

Le wagon Modalohr, choisi pour ce service, possède une plate-forme surbaissée qui permet de charger des ensembles routiers ou des remorques mesurant jusqu'à 4 m de hauteur soit environ 90 % du parc. Le chargement et le déchargement des camions s'effectuent en simultané et en un temps très bref grâce à la rotation du plateau du wagon. Contrairement au mode de chargement en file indienne, ce système rend également possible le transport des remorques des camions sans le tracteur, permettant ainsi un transport plus performant pouvant atteindre 600 000 remorques par an.

■ CONDITIONS DE RÉALISATION DES TRAVAUX

Le chantier se découpe en deux phases de travail :
◆ du 4 février 2002 au 15 juin 2002, l'amplitude de travail d'environ 13 heures par jour (5 h 30 - 19 h 30), 6 jours sur 7, le jour de repos étant le mercredi ;

◆ après le 15 juin, l'amplitude de travail est de 24 heures sur 24, 5 jours sur 7, repos le dimanche, et utilisation du samedi en entretien du matériel. Les travaux se déroulent sur une voie dite "voie de chantier" tandis que l'autre voie est laissée libre à la circulation avec un ralentissement à 40 km/h. La caténaire est consignée sur la voie de chantier.



Aperçu des installations de chantier
Overview of the site facilities



Aperçu des moyens mis en œuvre pour la réalisation du chantier

Overview of the resources employed for execution of the project

■ LOGISTIQUE MISE EN PLACE

Dans un souci de recherche d'industrialisation du chantier, le groupement d'entreprises a opté pour une logistique particulière. La base vie, les équipements de maintenance, l'ensemble des sources d'énergie, la totalité de l'approvisionnement en ma-

MOYENS EN MATÉRIEL

Cantonnement à la tête du tunnel - Côté Modane

- 5 bureaux équipés PTT
- 2 sanitaires
- 1 réfectoire
- 2 vestiaires
- 1 salle de réunion
- 1 branchement d'eau et EDF
- 1 transformateur 20000 V
- 2 containers de stockage et atelier

Installations en tête côté Modane

- 1 cuve à eau 35000 l équipée d'un surpresseur
- 6 silos de stockage de béton projeté
- 2 machines à projeté type Aliva 262
- 1 aire de stockage et manutention de chaque côté des voies, munie d'un quai de déchargement
- 1 élévateur télescopique
- 2 compresseurs électriques 25 000 l

Installations en tête côté Bardonnèche

- 3 silos de stockage de béton projeté
- 1 machine à projeté type Aliva 262
- 1 aire de stockage et manutention de chaque côté des voies, munie d'un quai de déchargement
- 1 élévateur télescopique

Installations fixes en tunnel

- 1 éclairage d'ambiance
- *Protection de la plate-forme par géotextile*

Energie embarquée sur trains travaux

- 3 groupes électrogènes 150 kVa pour les scies
- 2 groupes électrogènes 60 kVa pour les Brokks

Echafaudages et protection vis-à-vis de la voie circulée

- 2 nacelles élévatrices
- 2 modules échafaudages de projection de béton

Matériel spécifique

- 3 scies auréolaires
- 2 engins de démolition télécommandés type Brokk
- 1 mini-pelle munie d'une benne preneuse
- 2 mini-chargeurs
- 1 barre d'attelage
- 3 kits de traction
- 2 écrans télescopiques de 9 ml
- 1 wagon de 18 ml équipé d'écran télescopique, d'une plate-forme échafaudage de 10 ml et de bacs de récupération de déblais
- 2 locotracteurs (dans la période du 15 juin au 15 novembre)

Matériel mis à disposition par la SNCF

- 12 wagons plats type R90 et K50
- 3 wagons pousseurs
- 2 locotracteurs munis d'épurateur (dans la période du 3 mars au 15 juin)

tériaux et en béton projeté, ainsi que l'évacuation du marinage sont mis en place à proximité de l'ouvrage sur des plates-formes situées au niveau des deux têtes du tunnel.

Ces dispositions ainsi que l'utilisation de matériel majoritairement électrique ont pour but de limiter au maximum les engins thermiques à l'intérieur du tunnel et les nuisances vis-à-vis des proches habitations.

■ PASSAGE DU GABARIT AVANT TRAVAUX

Avant de commencer les travaux, il est réalisé un passage de simulateur de gabarit, dans le but de contrôler si la prévision de rescindement est correcte, par rapport la position des voies. Les cotes de rescindement sur la totalité de l'ouvrage sont vérifiées. Ce simulateur est un engin qui reproduit l'enveloppe des wagons et permet ainsi de connaître les zones critiques d'engagement de la maçonnerie. De plus ce système permet de positionner les génératrices du tunnel, et ainsi connaître la délimitation des zones à traiter. Le nom des génératrices correspond au développé métrique du tunnel; génératrice 1D correspondant à la génératrice se situant sur la droite de la clé de voûte, à un mètre de développé de cette dernière. Pour ce chantier les zones à traiter se situent entre la génératrice 2.5 et 6.5 de chaque côté de la clé de voûte.

■ SCIAGE DES RAIDISSEURS

Tous les deux mètres linaires, des poutres en béton armé appelées "raidisseurs" sont encastées dans la maçonnerie.

Pour réaliser ces raidisseurs de 4 m de développé et d'une largeur de 50 cm, un sciage de délimitation est tout d'abord effectué à l'aide d'une scie munie d'un disque diamanté de 1 200 mm de dia-

MOYENS EN PERSONNEL

(Effectif maximum)

Encadrement

- 1 directeur de travaux
- 1 directeur adjoint
- 2 conducteurs de travaux
- 1 aide conducteur de travaux
- 1 agent administratif

Equipes tunnel

Trois équipes composées de :

- 1 chef de poste
- 1 mécanicien de chantier
- 2 chefs d'équipe
- Jusqu'à 10 ouvriers spécialisés
- Entretien du matériel : 2 ouvriers



mètre, portée par un bras hydraulique dont la cinématique est spécialement adaptée pour décrire la voûte.

■ RÉALISATION DES RAIDISSEURS

Avec un phasage minimum d'un sur deux, les raidisseurs sont ensuite abattus sur une profondeur allant de 35 cm en haut et en bas, à 61 cm au droit de la corne du gabarit GB1 soit à 4,26 m au-dessus du plan de roulement dénommé "génératrice 4".

La démolition se fait à l'aide d'un robot télécommandé muni d'un BRH. Les déblais sont récupérés et stockés sur le wagon pour y être évacués hors de l'ouvrage. Le fond de fouille est confiné en béton projeté.

Une cage d'armature préfabriquée cintrée est réglée et maintenue dans la fouille matérialisant le futur gain de débouché et servant de repère pour la suite du chantier. La poutre est ensuite bétonnée jusqu'à laisser apparent les filants d'intrados. Les retombées de béton projeté sont également récupérées et stockées sur le wagon. De chaque côté des futures niches, ces raidisseurs sont prolongés jusqu'en base de piédroit. Au total 514 raidisseurs sont à réaliser sur l'ensemble de l'ouvrage.

■ SCIAGE DES PLOTS PAIRS

Une fois les poutres réalisées, la partie intermédiaire appelée "plots" est prédécoupée par sciage distant de 11 cm environ. Les plots sont sciés avec un phasage d'un sur deux.



Sciage de maçonnerie à l'aide de scie auréolaire spécialement étudiée pour ce type de travaux
Sawing masonry with a ring saw specially designed for this type of work



Réalisation de raidisseur à l'aide d'un engin télécommandé muni d'un BRH
Construction of stiffeners using a remote controlled machine fitted with a hydraulic rock breaker

La profondeur des traits de scie est variable de 4 cm, en haut et en bas du plot, à 30 cm en génératrice 4.

Cette profondeur est gérée par un système de détection par ultrasons monté sur la tête de sciage. Ces sciages sont réalisés avec le même outil que pour les raidisseurs, muni de disque de diamètre 1 000 mm.

■ DÉMOLITION DES PLOTS PAIRS

La démolition d'un plot se scinde à la réalisation de deux demi-plots. Les cages d'armature précédemment réalisées servent de repère de profondeur pour la démolition des plots.

Un premier demi-plot est démoli suivant la même technique que les raidisseurs, puis il est confiné par 4 cm de béton projeté. La deuxième moitié est traitée lors d'un deuxième passage.

L'organisation mise en place permet de démolir le demi-plot suivant pendant le confinement du précédent.

Réalisation de niches supplémentaires
Construction of additional recesses



Atelier de pose de treillis soudé
Welded wire mesh laying plant



Le terrassement s'effectue à l'aide d'une mini-pelle embarquée sur le wagon. Posés sur un lit de béton, les éléments préfabriqués prennent place le long du piédroit. Un complément en ballast est remis entre le caniveau et la tête de traverse.

■ CRÉATION DE NICHE

A l'occasion des travaux, la mise en conformité de l'ouvrage passe par la création de niches à personnel supplémentaire. Cinq niches de part et d'autre de l'ouvrage sont créées. Trois ancrages autoforants reprennent la maçonnerie se trouvant au-dessus de la niche.

Un prédécoupage par forage est ensuite réalisé. L'abattage et le chemisage de la niche se font en quatre passes pour ne pas déstabiliser le terrain. L'engin de démolition est posé sur un lorry abattant au BRH et chargeant les déblais sur wagon.

■ CHEMISAGE DE L'OUVRAGE

L'ensemble des zones où le gabarit est dégagé subit un chemisage complet par la mise en œuvre de 10 cm de béton projeté armé d'un treillis soudé ST 50. Le drainage par bandes alvéolées récupérant les forages d'appel d'eau créés dans les plots, et la pose du treillis soudé se fait simultanément. Le treillis soudé est précintré pour faciliter la pose. Des repères d'épaisseur sont implantés pour matérialiser l'épaisseur de béton à mettre en place. Le bétonnage peut ensuite être entrepris. Le chemisage d'une demi-voûte est réalisé en trois parties : le piédroit, le rein, puis la voûte ; 8 600 m² de tunnel sont revêtus.

▶ ■ SCIAGE DES PLOTS IMPAIRS

Après la réalisation des plots encadrants, une nouvelle campagne de sciage est réalisée.

Le chantier représente 25 000 mètres linéaires de sciage. Cette tâche est réalisée à l'aide de trois machines.

■ DÉMOLITION DES PLOTS IMPAIRS

L'ensemble de ces démolitions est entrepris par deux ateliers. Trois mille mètres cubes de maçonnerie sont à évacuer de l'ouvrage.

■ POSE D'UN CANIVEAU

Afin de recueillir les eaux en provenance des bandes drainantes pour les évacuer hors du tunnel, un caniveau est mis en place en base de chacun des piédroits. Du côté "voie 2", ce caniveau est doublé par un caniveau câble en remplacement de l'existant.

■ CONDITIONS PARTICULIÈRES

Les travaux débutent par la voie 1 et sont reproduits symétriquement sur la voie 2.

Un ripage de cette voie est nécessaire pour mettre en place un entraxe de voie au gabarit européen. Cette opération est menée à l'aide d'une machine ferroviaire appelée "bourreuse".

Dans un souci de sécurité notamment vis-à-vis de la voie circulée et d'optimisation de la période de travail, des aménagements particuliers sont mis en place sur les trains travaux.

Les travaux sont effectués en trois postes, soit un effectif total d'environ 50 personnes.

Les ateliers de béton projeté sont équipés d'écrans télescopiques isolant complètement le poste de travail et la voie circulée, notamment contre les rebonds de béton projeté.

L'atelier de béton projeté en voûte est également équipé de bacs de récupération facilitant le nettoyage.

QUELQUES CHIFFRES DU CHANTIER

- Coût total du projet mené par RFF : 13 700 000 € HT
- Sciage réalisé durant le chantier : 25 000 ml
- Nombre d'heures d'intervention : 3 810
- Maçonnerie sortie de l'ouvrage : 1 510 m³



Atelier de béton projeté
Shotcrete plant

Le déchargement du marinage et tous les travaux de maintenance du train travaux se font à partir d'aires aménagées de chaque côté du tunnel. La mise en place de kit de traction permet d'ajouter des ateliers de travail autonome.

ABSTRACT

Saint-Antoine tunnel.
Structure enlargement
to B1 gauge and tunnel
revamping

Ph. Idrac, B. Lobbedez

In order to transport vehicle combinations (tractor + trailer) loaded directly on a Modalhor type wagon, according to the principle of rail-road transport, numerous structures have to be adapted to this new gauge.

That is why RFF (Réseau Ferré Français) has launched a campaign to enlarge the structure gauge of numerous tunnels on the line from Dijon to Modane. Saint-Antoine tunnel, the last major structure between the station of Modane and the so-called Mont-Cenis cross-border tunnel, therefore kicks off this campaign. The tunnel is 598 metres long, and the work to be performed aims to strengthen the masonry of the structure while at the same time enlarging it to the so-called B1 structure gauge. So as not to destabilise the structure, on which traffic was allowed to continue on one track throughout the works, strict scheduling was required. Reinforced shotcrete girders were embedded every two metres, then the intermediate section was split up again and confined in shotcrete.

The structure was then completely lined with shotcrete reinforced by welded wire mesh.

This work took place between March and November 2002, employing extensive material resources (3 hydraulic ring saws, 2 remote controlled demolition machines, 2 light rail motor tractors, 12 flat wagons on which the equipment was loaded and mucking was removed, etc.) and extensive personnel (maximum workforce of 50 people, including 40 skilled workers).

RESUMEN ESPAÑOL

El túnel del Saint-Antoine.
Ampliación según el gálibo
B1 y regeneración de la
estructura

Ph. Idrac y B. Lobbedez

Con objeto de permitir el transporte de conjuntos viarios (tractor + remolque) directamente embarcados sobre un vagón del tipo Modalhor, principio del transporte combinado ferrocarril-car-

retera, será preciso adaptar numerosas estructuras a este nuevo gálibo. Por este motivo, RFF (Réseau Ferré de France) -Red Ferroviaria Francesa- ha iniciado una campaña de adaptación al gálibo de numerosos túneles de la línea de Dijón a Modane. El túnel del Saint-Antoine, última estructura importante entre la estación de Modane y el túnel transfronterizo denominado del Mont-Cenis motiva, por consiguiente, el inicio de esta campaña. De una longitud de 598 metros, las obras que se han de ejecutar tienen por objeto consolidar la obra de fábrica de la estructura, al mismo tiempo que se aumenta hasta obtener el gálibo denominado B1. Para no desestabilizar esta estructura que permanece en circulación sobre una vía durante la ejecución de las obras, se impone respetar unas fases sumamente estrictas. Así, las vigas de hormigón proyectado armado se empujan cada dos metros, y acto seguido, la parte intermediaria se rescinde y se confina mediante hormigón proyectado. A continuación, se ejecuta un blindaje envolvente de la estructura mediante hormigón proyectado armado con una malla soldada.

Estas obras se han ejecutado desde marzo a noviembre de 2002, utilizando numerosos medios de equipo (tres sierras circulares hidráulicas, dos equipos de derribo accionados a distancia, 2 locomotoras de maniobra, 12 vagones planos, en los cuales se embarcan los equipos y se evacuan los escombros...), así como numerosos medios de personal (plantilla máxima de 50 personas, de las cuales 40 obreros especialistas).

Confortement de l'assise de Rostock (RFA)

A la suite d'une fuite liée à l'endommagement d'un joint provisoire lors de la pose des caissons immergés de la traversée sous-fluviale de la Warnow à Rostock, une dégradation possible de l'assise sableuse avait été constatée.

Les travaux de réparation ont consisté à réaliser une injection instrumentée et maîtrisée pour conforter l'assise du tunnel immergé, mise en œuvre par remblayage hydraulique. Les forages seront réalisés sous sas pour éviter tout prélèvement supplémentaire de sable dans le lit.

Mise en flottaison
Putting afloat



■ L'OUVRAGE

Dans le cadre d'un marché en concession le constructeur réalise la traversée sous-fluviale de la Warnow à Rostock, un tunnel immergé long de 750 m. Les caissons bi-tubes de 15 m de long (deux voies de circulation par tube) sont préfabriqués dans une darse et assemblés par précontrainte en éléments de 120 m. Après remorquage ces éléments sont immergés dans le lit de la Warnow. Ils reposent sur un lit de sable, injecté après immersion. La précontrainte d'assemblage est ensuite relâchée.

◆ une reconnaissance par impédance mécanique ou radar. Particulièrement adaptés, de par l'absence d'impact sur l'ouvrage définitif, ces essais sont cependant abandonnés suite à leur manque de fiabilité dans ce contexte particulier : radier épais (1,20 m) à double lit d'armatures, difficultés d'apprécier l'amplitude des vides sous le radier ;

◆ une reconnaissance systématique de la zone par carottages. Elle préconise de nombreux forages (plus de 150) de très faible diamètre (10 mm). La prise en compte de l'incidence de ces forages sur les armatures et l'étanchéité finale à assurer, conduisent à l'abandon de cette proposition.

En l'absence de reconnaissances complémentaires le traitement se fonde sur l'analyse des désordres générés par la fuite (rapport du géologue), un nombre restreint de forages (maille évolutive prise en compte), un contrôle permanent pendant les travaux, une exploitation fine des données d'injection et des réponses obtenues aux sollicitations, une surveillance topographique automatique permanente.

■ LES CONTRAINTES

Les travaux de confortation sont à réaliser depuis l'intérieur du tunnel, ils intéressent pour le moins les tubes nord et sud des caissons TE 6.8 et TE 6.7. La charge hydrostatique au niveau du radier est de 9 m environ, les forages seront réalisés sous sas pour éviter tout prélèvement supplémentaire de sable dans le lit.

Les zones moins sollicitées des armatures sont recensées afin de définir les aires de forage acceptables. Afin de minimiser l'impact des forages sur les armatures du radier leur position est préalablement reconnue par détecteur de métaux, ils sont implantés au centre des mailles d'armatures tracées au sol.

Les calculs de stabilité, menés par le bureau d'ingénieurs Bung, concluent au soulèvement du caisson dès qu'une surpression de 55 KPa intéresse l'ensemble du radier du caisson.

■ LE CONCEPT

Parmi les solutions proposées le client retient la proposition technique d'Intrafor, basée sur l'évaluation des désordres établie par le géologue. Elle se caractérise par :

◆ un nombre restreint de forages (une douzaine) de faible diamètre (56 mm) à réaliser sous sas par-

■ L'ORIGINE DU CONFORTEMENT

A l'issue de la pose du dernier élément (n° 6), une fuite sous le radier de l'ordre de 40 m³/heure est apparue lors de la réalisation du portail ouest. Celle-ci, due à un endommagement du joint provisoire lors de la pose, a été stoppée par la réalisation du joint définitif. Toutefois les eaux collectées étaient chargées en fines particules de sable provenant de l'assise des caissons. Une estimation des quantités de sable prélevées conduit à envisager une possible dégradation de l'assise sableuse sous les trois derniers caissons (TE 6.8, 6.7 et 6.6). Dans ce contexte la dégradation décroît rapidement quand on s'éloigne du portail vers l'est.

L'ouvrage est conçu pour un appui minimum de 70 % de la surface du caisson sur son lit. Un confortement local de l'assise est recommandé pour contrôler la présence de l'appui adéquat.

■ L'INVESTIGATION

Deux types de reconnaissance préliminaire sont envisagés pour cartographier les désordres :

du tunnel immergé

faitement étanche en plusieurs phases (phase initiale cinq unités) ;

- ◆ l'utilisation du forage pour appréhender l'état de l'interface béton et traiter les forages depuis le centre de l'entonnoir (ordre chronologique d'injection) ;
- ◆ l'équipement de l'ensemble des forages avec des vannes de décharge et de manomètres adéquats pour mesurer le rayon d'action et la répartition des pressions au voisinage du forage en cours d'injection tout en offrant la possibilité de purger ;
- ◆ l'injection d'un coulis fluide, sous très faible pression (120 KPa en tête de forage) en adaptant le débit de la pompe aux capacités des forages ;
- ◆ l'enregistrement en tête de forage des débits, pressions et volumes de coulis mis en œuvre assorti de l'arrêt automatique de la pompe à un seuil de pression prédéterminé ;
- ◆ l'évaluation permanente de l'évolution du comblement, de la diffusion du coulis sous le radier et par voie de conséquence la détermination de la localisation des forages complémentaires à entreprendre ;
- ◆ l'adoption d'un procédé de traitement à sécurité renforcée basé sur l'analyse des risques et la redondance des moyens et mesures (confinement des zones à traiter munies de pompes d'exhaure, ballast d'obturation de forage, ancrages surdimensionnés du sas et contrôles du serrage à la clef dynamométrique, retrait de la carotte avant percement du radier, obturateurs de secours à disposition, plan d'action coordination, code d'alerte-arrêt des pompes) ;
- ◆ le forage du coulis d'injection durci sur un mètre de hauteur, le contrôle d'étanchéité en fin de forage, la mise en place du mortier à retrait compensé (Pagel Béton) coiffé de la plaque inox munie d'un joint Néoprène et maintenue par les goujons (serrage à la clef dynamométrique) ;
- ◆ le suivi permanent en altimétrie de l'ouvrage pendant les travaux d'injection (laser tournant automatique, observation des marques de plâtre sur les fissures existantes).

■ LES TRAVAUX

Déroulement

- ◆ Arrivée sur site le 10 février 2003, repliement terminé le 5 mars 2003.
- ◆ Mise en place des sas du 13 février 2003 au 25 février 2003.

- ◆ Carottage au diamant du 14 février 2003 au 26 février 2003.
- ◆ Injection de Dämmert du 19 février 2003 au 26 février 2003.
- ◆ Reforage, scellement au mortier et plaques : 27 et 28 février 2003.
- ◆ Installation repliée le 28 février 2003.



Réalisation
des caissons
*Construction
of the caissons*

Métré

- ◆ Mise en place de sas : 10 unités.
- ◆ Carottage béton : 10 forages, soit 12,50 m.
- ◆ Injection de Dämmert : 42,6 m³, dosage E/C = 0,7.

Moyens

Le personnel d'exécution se composait de :

- ◆ 1 conducteur de travaux ;
- ◆ 1 sondeur ;
- ◆ 1 injecteur ;
- ◆ 2 aides (fabrication coulis, forage).

Matériel

Le matériel affecté au chantier comprenait :

- ◆ 1 sondeuse hydraulique Diamant Boart DB 851 ;
- ◆ 1 carottier T56, couronne imprégnée diamants ;
- ◆ 1 centrale de fabrication injection de coulis : châssis tirant pompes d'injection : 1 PPC 15000, 1 PPC 3000 ;
- ◆ 1 pompe d'injection Obermann P 36-2 ;
- ◆ 1 enregistreur de pression, volume et débit Lutin (Lutz) ;
- ◆ 1 lot de sas, manomètres, vannes, armoires électriques, pompes ;
- ◆ 1 laser automatique.



Les caissons reliés entre eux pour former la traversée sous-fluviale

The caissons linked together to form the under-river crossing

► Résultat

Le noyau des désordres est traité par trois forages absorbant 33,4 m³ de coulis (78 % du volume total de coulis mis en œuvre), dont deux sont situés près de la fuite et le troisième, voisin des premiers, près du mur séparateur médian. Six autres forages localisés sur un cercle encagent les forages de traitement du noyau. Un dernier forage situé à l'extérieur du cercle près du mur médian vers l'extrémité Est du caisson TE 6.7 permet de vérifier l'état de l'assise. Notons que la distribution des absorptions se recoupe parfaitement avec l'analyse originelle des désordres par le géologue.

L'injection des forages est stoppée en règle générale avec l'apparition de pressions voisines du seuil déterminé à l'aide de la surpression par rapport à la nappe, hormis pour un forage périphérique amorçant un soulèvement d'ordre millimétrique. Lors du reforage des forages de traitement, tous sont étanches, matérialisant la présence au final d'une couche de coulis sous le radier.

Pendant les travaux de confortation aucun sable n'est soutiré, l'absence de tassement est mesurée par altimétrie et confirmée par la surveillance des plots témoins de plâtre mis en place sur les fissures antérieures. Après la coupe des câbles de précontrainte l'affaissement des caissons traités est de 4 mm, équivalent à celui constaté sur les éléments standards.

Le succès des travaux réalisés démontre qu'une injection instrumentée et maîtrisée est parfaitement adaptée pour la confortation de l'assise d'un tunnel immergé reposant sur un lit de sable mis en œuvre par remblayage hydraulique.

ABSTRACT

Consolidation of the footing of the submerged Rostock tunnel (Germany)

J.-P. Fundenberger

Following a leak caused by damage to a provisional seal when laying the submerged caissons for the under-river crossing from Warnow to Rostock, a possible deterioration of the sandy foundation had been detected.

The repair work involved performing controlled injection with sensors to consolidate the foundation of the submerged tunnel, placed by hydraulic backfilling. The drilling was performed in an air lock to avoid removing any additional sand from the river bed.

RESUMEN ESPAÑOL

Consolidación de la base de apoyo del túnel sumergido de Rostock (RFA)

J.-P. Fundenberger

A raíz de una fuga derivada de los daños causados en una junta provisional con motivo de la instalación de cajones sumergidos de la travesía subfluvial del Warnow, en Rostock, se pudo comprobar una degradación posible de la base arenosa de los cajones.

Las obras de reparación han consistido en efectuar una inyección instrumentada y controlada para consolidar la base de apoyo del túnel sumergido, implementada por relleno hidráulico. Las perforaciones se llevarán a cabo mediante esclusa para evitar cualquier movimiento suplementario de la arena en el cauce del río.

Réhabilitation du château d'eau de Mèze dans l'Hérault

Gérard Leca



PRÉSIDENT
Résina SA

VICE-PRÉSIDENT
DU GÉNIE CIVIL DE L'EAU
ET DE L'ENVIRONNEMENT

(Syndicat de spécialité affilié
à la FNTF)

Cet ouvrage de 2000 m³ sur tour de 20 ml, construit dans les années 1970, présentait d'importantes dégradations de sa structure porteuse, ainsi qu'une étanchéité défectueuse. Après l'analyse des bétons, les travaux de reprise à l'aide de mortier prédosé fibré de réparation étaient effectués après passivation des aciers d'armatures corrodés, puis un traitement général préventif et curatif (par imprégnation) de la corrosion des armatures était appliqué. L'étanchéité intérieure existante dégradée était éliminée à l'eau en ultra haute pression (2000 bars) et une nouvelle étanchéité adhérente en composite époxy-uréthane et fibres de verres (système Gepox) était mise en place.

■ CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

La ville de Mèze se situe dans l'Hérault, à 30 km au sud-ouest de Montpellier, en bordure de l'étang de Thau. Son alimentation en eau potable est assurée par des réservoirs au sol et un château d'eau. Ce dernier se trouve sur une colline qui domine la ville et l'étang.

L'ouvrage n'a fait l'objet d'aucuns travaux depuis sa construction dans les années 1970 et sa structure externe, puis son étanchéité ont manifesté des signes de plus en plus importants de dégradation.

Le réservoir de Mèze est constitué d'une cuve de 2000 m³ reposant sur 12 poteaux de 20 ml de hauteur.

L'ensemble de l'ouvrage est en béton armé brut de décoffrage, seul l'intérieur de cuve avait reçu un revêtement d'imperméabilisation.

■ ÉTAT DES DÉGRADATIONS PRINCIPALES

Les poteaux supports de la cuve et de la cage d'escalier ainsi que la sous-face de la couverture présentaient des éclatements de bétons mettant à nu les aciers d'armatures corrodés sur environ 1 300 m² (plus de la moitié de leur surface) (photo 1).

Les jours de grands vents, une pluie de béton tombait au pied de l'ouvrage fort heureusement isolé et clôturé.

La paroi de cuve s'était fissurée et le revêtement en place, cloqué et rompu au droit des fissures, n'en assurait plus l'étanchéité.

Les serrureries métalliques du fait de leur ancienneté et de la proximité du bord de mer étaient très corrodées.



Photo 1
État initial
Original condition

La ville de Mèze décidait donc de réhabiliter l'ouvrage et après études et consultations elle attribuait, en février 2002, le marché de travaux à la société Résina SA, spécialiste de la réhabilitation de château d'eau.

Les travaux ont été réalisés entre juillet 2002 et décembre 2003.

■ RÉHABILITATION DES STRUCTURES BÉTONS EXTERNES

Préalablement aux travaux de réparation proprement dits, une analyse des bétons dans les zones les plus dégradées était demandée à l'entreprise afin de définir plus précisément les causes des



Photo 2
Vue générale
et échafaudage
*General view
and scaffolding*



Photo 3
Chef d'équipe sur la nacelle
Team leader on the platform



Photo 4
Repiquage
des bétons
*Repairing
concretes*



Photo 5
Traitement des aciers
et ravalement
*Steel treatment
and resurfacing*

► désordres et de vérifier la compatibilité des traitements prévus.

Ces essais ont été confiés au CEBTP de Montpellier qui a procédé à une analyse des bétons prélevés par carottage sur huit zones dégradées, à partir des moyens d'accès mis en place par l'entreprise. Il en ressort les résultats suivants :

- ◆ l'essai de compression donne une valeur moyenne arithmétique satisfaisante de 33,6 MPa;
- ◆ la porosité varie de moyenne à excellente (12,6 à 18,3 %);
- ◆ la teneur en chlorures est dans la norme P18011 et très près de la récente norme EN 206 (0,10 à 0,45 % sur ciment);
- ◆ la carbonatation évolue entre quelques millimètres et 22 mm, ce qui est un résultat relativement satisfaisant compte tenu de l'âge de l'ouvrage. Conformément au diagnostic initial, les bétons, malgré les désordres importants, étaient de bonne qualité et la remise en état des zones dégradées permettrait à l'ouvrage de retrouver son intégrité initiale.

Les travaux ont été réalisés de la manière suivante :

- ◆ mise en place des échafaudages : la géométrie complexe de l'ouvrage et la nature des opérations multiples sur une même zone avec des temps de séchage intermédiaires ont nécessité la mise en place simultanée de plusieurs moyens d'accès :
 - plateaux à déport spécifiques Résina avec treuils électriques pour accéder aux faces latérales des poteaux et à la cuve,
 - nacelles autoélevatrices pour la sous-face de fond de cuve et l'escalier central (photos 2 et 3);
- ◆ décapage à 200 bars de l'ensemble des surfaces extérieures pour éliminer les salissures, les laitances érodées, les chlorures apportés par le vent de la mer toute proche;
- ◆ repiquage des bétons dégradés au burineur électro-pneumatique de manière à dégager les armatures corrodées (photo 4);
- ◆ traitement des armatures après décapage au mortier passivant Sika Monotop 610 AC;
- ◆ ragréage des bétons au mortier prédosé fibré de réparation norme NF classe 3 des bétons Sikatop 122 F, Monotop 612 F (classe 2) et resurfacing Sikatop 121 S.

Une attention particulière a été portée à la finition compte tenu de la qualité architecturale de l'ouvrage et de la reprise partielle et aléatoire des surfaces afin que les reprises se fondent dans l'existant (photo 5);

◆ traitement curatif et préventif de la corrosion des armatures à l'aide de Ferrogard 903, imprégnation inhibitrice de corrosion qui migre dans le béton et se fixe à la surface des aciers et qui constitue une protection complémentaire du fait de la pathologie très importante de l'ouvrage;

◆ imperméabilisation des façades systèmes I3 et I2 à l'aide du procédé Technofas 3000 sur l'ensemble des surfaces afin de protéger la structure et de redonner une harmonie esthétique à l'ouvrage.

A noter que les reprises des bétons ne sont pas visibles après ravalement (photo 6).

Bilan des opérations

- ◆ 2 500 heures de travail;
- ◆ 1,475 t d'inhibiteur de corrosion;
- ◆ 24 t de mortier de réparation;
- ◆ 4 t de revêtement d'imperméabilisation.

■ RÉHABILITATION DE L'ÉTANCHÉITÉ INTÉRIEURE DE LA CUVE

Le revêtement intérieur ne remplissait plus sa fonction d'imperméabilisation des surfaces du fait de l'apparition de fissures et de dégradations locales. Par ailleurs le produit utilisé à l'origine en phase

solvant ne correspondait plus aux normes actuelles (décret de mai 1997).

Après des travaux de modification des canalisations menés par la collectivité pour assurer le maintien de la distribution d'eau pendant les travaux, le réservoir a pu être vidé pour les travaux de remise en état trentenaire, à savoir :

- ◆ mise en place d'un éclairage général, d'un déshumidificateur et d'une ventilation forcée (3000 m³/heure) de la cuve afin de créer des conditions de travail adaptées pour le personnel et la mise en œuvre des techniques ;

- ◆ mise en place d'échafaudages fixes et mobiles à base d'éléments modulaires, l'accès ne pouvant s'effectuer que par une trappe de 1 m² en couverture, pour accéder à l'ensemble des surfaces ;
- ◆ reprises des bétons dégradés en sous-face de couverture suivant la même méthodologie que sur l'extérieur de l'ouvrage ;

- ◆ décapage de l'ancienne étanchéité à l'eau en ultra haute pression (2 000 bars) ; cette technique est particulièrement adaptée aux ouvrages d'eau potable car :

- elle utilise l'eau du réseau et évite toute pollution,
- elle est rapide et limite l'immobilisation de l'ouvrage,

- elle permet l'élimination des revêtements très adhérents et cohésifs et ne laisse en place que les bétons ou enduits suffisamment résistants,

- elle est écologique, car seul le déchet de l'ancien revêtement est évacué en décharge, l'eau étant rejetée dans le réseau de vidange après filtration ;

- ◆ reconstitution du support dans les zones dégradées (superficiellement) par ragréage au mortier spécial Monotop 612 F ;

- ◆ traitement des points singuliers :

- fissures : rebouchage par application d'une pâte époxy souple P 500 S du système Gepox,

- traversées de canalisations : création d'un joint souple à l'aide de P500 S ;

- ◆ revêtement d'étanchéité. Mise en place d'un composite fibre de verre et résine époxy-uréthane, sans solvant, adhérent sur les surfaces fissurées de la cuve comprenant :

- une couche primaire d'adhérence Gepox RMX de couleur gris clair,

- une armature de fibres de verre verranne déformable et résistante prise en sandwich entre deux couches de résine époxy-uréthane semi-souple Gepox RMY de couleur blanc cassé,

- une armature de finition en fibre de verre sillonne également prise en sandwich entre deux couches de résine époxy-uréthane semi-souple Gepox RMY de couleur blanc cassé.

L'ensemble du revêtement représente 2,2 kg/m², soit environ 2 mm d'épaisseur.

Les poteaux internes de la cuve et la cheminée centrale ont reçu un revêtement d'imperméabilisation en deux couches de Gepox RMX.

Le revêtement est lisse, grâce à la toile de finition,



Photo 6
Ravalement terminé
Completed resurfacing



Photo 7
Intérieur de la cuve
avant travaux

*Inside of the tank
prior to the works*



Photo 8
Intérieur fini
de la cuve
*Finished
inside of the tank*

ce qui évite l'encrassement et facilite le nettoyage annuel, la résine Gepox est compatible avec les acides organiques de nettoyage agréés par le ministère de la santé (type Herli) (photos 7 et 8).

Bilan des opérations

- ◆ 600 heures de travail ;
- ◆ 1 800 kg de résines Gepox ;
- ◆ 1 100 m² d'armatures en fibres de verre.

► ■ CONCLUSION

L'ensemble de la réhabilitation représente un coût de 265 000 € HT, ce qui correspond à environ un cinquième de la valeur actuelle de l'ouvrage.

Les ouvrages de stockage et de distribution d'eau potable ont été construits pour l'essentiel entre 1920 et 1970.

Leur structure se dégrade avec le temps sous l'effet des sollicitations auxquelles ils sont soumis (pluie, vent, gel et canicule, variation de charges, carbonatation...) et la qualité de leur étanchéité interne se révèle le plus souvent très éloignée des normes actuelles.

Leur réhabilitation périodique permettra leur remise à niveau, la correction des défauts de conception ou de réalisation, l'adaptation à l'évolution des normes sanitaires et leur intégration esthétique dans l'environnement.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Ville de Mèze

Maître d'œuvre

M. Bartoli & Bureau d'études Bel

Coordonnateur S.P.S. et bureau de contrôle

Qualiconsult

Attributaire du marché

Résina

Sous-traitant décapage 2000 bars

Aquatec

ABSTRACT

Renovation of the Mèze water tower in the Hérault region

G. Leca

On this structure of capacity 2,000 cu. m on a 20-metre tower, built in the 1970s, extensive deterioration of the load-bearing structure and defective leakproofing could be observed.

After analysing the concretes, reworking by means of premeasured fibrous repair mortar was performed after passivation of the corroded armouring steels, then a general preventive and remedial treatment (by impregnation) was applied for armouring corrosion. The existing deteriorated interior leakproofing was removed by water under ultra high pressure (2,000 bar) and a new adhesive leakproofing of epoxy-urethane composite and glass fibre (Gepox system) was put in place.

RESUMEN ESPAÑOL

Rehabilitación del depósito de aguas elevado de Mèze, en el departamento del Hérault

G. Leca

Esta estructura, de 2 000 m³ de una circunferencia de 20 metros lineales, que fue construida durante los años 1970, presentaba importantes degradaciones de su estructura portadora, así como defectos de hermeticidad. Tras análisis de los hormigones, las obras de recalce mediante mortero pre-dosificado y fibrado empleado para la reparación se han realizado tras pasivación de los aceros de las armaduras atacadas por la corrosión y finalmente, se aplicó un tratamiento preventivo general y curativo (por impregnación) de las armaduras metálicas. La impermeabilidad interior existente que estaba degradada, se ha eliminado mediante agua proyectada por ultrapresión (2000 bares) y, finalmente, se aplicó una nueva impermeabilidad adherente mediante material compuesto epoxi-uretano y fibras de vidrio (sistema Gepox).

Le Grand Hôtel de l'Arsenal à Metz (Moselle)

Reprise en sous-œuvre d'un bâtiment par des colonnes de jet grouting

Dans le cadre de la transformation d'un bâtiment du XVI^e siècle en hôtel de luxe, Keller Fondations Spéciales a réalisé une reprise en sous-œuvre des fondations par des demi-colonnes de Soilcrete®.

Cette technique permet de découper le sol sans le comprimer et de reconstituer un béton de sol.

■ PRÉSENTATION DU PROJET

Le projet a consisté en la restructuration de l'ancien Magasin aux Vivres à Metz (XVI^e siècle) en un hôtel de luxe. Il est prévu d'abaisser le niveau du sous-sol afin d'offrir un volume plus intéressant.

Une reprise en sous-œuvre des fondations s'est avérée nécessaire afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage avant de réaliser les travaux de terrassement. Ainsi, Keller Fondations Spéciales a été retenue par la Société d'Investissement du Magasin aux Vivres (SIMAV) pour réaliser les travaux de reprise en sous-œuvre du bâtiment par jet grouting.

Le bâtiment, de 81,40 m de longueur et de 19,65 m de largeur, a un sous-sol constitué de trois voûtes d'environ 4,50 m de portée.

Les murs intérieurs et extérieurs ont une épaisseur respective de 0,90 et 1,20 m et sont maçonnés soit à l'aide de pierres sèches, soit de cailloutis liés au mortier de chaux.

Les murs de façade sont ancrés de 30 cm dans le terrain et les murs intérieurs de 1,20 m. Cette profondeur n'est bien entendu pas suffisante pour l'ancrage du mur et pour reprendre la poussée horizontale de la terre placée à l'extérieur des murs de façade.

■ NATURE ET CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES SOLS

La campagne de reconnaissance s'était composée de trois sondages de reconnaissance géologique avec essais pressiométriques.

Les sondages ont mis en évidence successivement :

- ◆ des remblais sablo-limoneux jusqu'à des profondeurs variables de + 0,50 à - 0,50 m par rapport à la cote de la plate-forme prévue ;
- ◆ des sables (parfois légèrement argileux) avec quelques graviers sur 0,70 m à 0,90 m d'épaisseur ;
- ◆ des sables et graviers jusqu'à la base des sondages.



Photo 1
Ancien Magasin
aux Vivres

Old "Magasin
aux Vivres"

■ PRÉSENTATION DE LA SOLUTION TECHNIQUE KELLER

Compte tenu de la nature du sol, Keller a proposé une solution technique de Soilcrete® double (air + coulis de ciment), de manière à approfondir les fondations par des demi-colonnes de Ø 1,60 m et de profondeur variable en fonction des charges à reprendre (de 35 t/ml à 244 t).

Les colonnes de Soilcrete® sont dimensionnées, en termes de pointe et frottement latéral, comme des éléments de fondation profonde mis en œuvre par injection à faible pression.

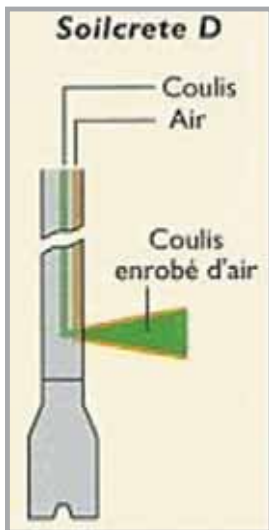
Par expérience, on utilise un coulis de ciment qui, mélangé au terrain en place, permet d'obtenir un béton de sol avec une résistance caractéristique à la compression minimale $f_{c28} = 9$ MPa.

Méthodologie d'exécution

Le Soilcrete® est le résultat de deux opérations simultanées :

- ◆ restructuration d'un volume de sol par un jet de fluide à grande énergie ;
- ◆ incorporation d'un coulis de ciment avec les particules de sol en suspension.

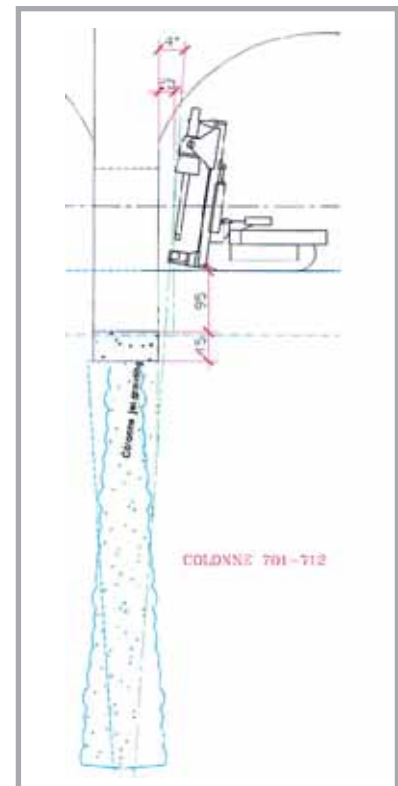
Ces deux opérations s'accompagnent d'un mouvement de rotation ascendant de l'outil. On obtient



Soilcrete® double jet (D)
Soilcrete® double jet (D)



Dégarnissage de colonnes de jet grouting sous mur existant
Stripping of jet grouting columns under existing wall



Élévation. Colonnes sous mur filant et poteaux
Elevation view. Columns under continuous wall and posts

Demi-colonne d'essai dégarnie
Stripped test half-column



- ▶ alors un béton de sol in situ qui possède une résistance élevée.
- D'autre part, le Soilcrete® permet la remontée à la surface des spoils (excès de terrain déstructuré mélangé au coulis de lançage) à travers le vide annulaire le long du train de tige.
- Ici, la technologie du Soilcrete® double (D) a été choisie pour son aptitude à travailler de manière efficace dans les sables et graviers.
- Dans le cas présent, les résultats des éprouvettes ont permis de vérifier un $f_{c28} = 11,28$ MPa moyen sur les spoils et un $f_{c28} = 9,98$ MPa sur le coulis en sortie de pompe.

Reprise en sous-œuvre manuelle

Il s'est avéré que l'arase inférieure des fondations du mur de façade côté Arsenal variait entre - 40 et + 10 cm par rapport au niveau de la plate-forme de travail.

Dans cette configuration, il est impossible d'injecter sur les 50 derniers centimètres pour des raisons de sécurité (projections très violentes de coulis

et de sol). La solution adoptée a donc consisté à faire une reprise en sous-œuvre manuelle du mur, sous 30 colonnes par massif de coulis. Cette opération s'est effectuée en trois phases :

- ◆ déblaiement manuel d'un dé de 1,00 x 1,00 x 0,80 m à droite de l'axe de la colonne et coulage en pleine fouille de coulis de ciment et séchage ;
 - ◆ même opération à gauche à 48 heures d'intervalle ;
 - ◆ réalisation de la colonne de jet grouting.
- Cette solution permet de travailler en toute sécurité et d'assurer une bonne interface fondation/colonne.

LES MOYENS DE MISE EN ŒUVRE

L'atelier de Soilcrete® se compose de :

- ◆ foreuse KB1 ;
- ◆ groupe hydraulique ;
- ◆ pompe HT 400 (Halliburton) ;
- ◆ centrale à coulis (AKM) ;
- ◆ deux silos à ciment 25 t + vis ;
- ◆ bac tampon à coulis 2 m³ ;
- ◆ bac tampon à eau 4 m³ ;
- ◆ groupe électrogène 250 KVA ;
- ◆ pompe à spoils Toyo ;
- ◆ compresseur 5 000 litres/5 bars.



Réalisation d'une colonne de jet grouting
Execution of a jet grouting column

Evacuation des spoils

Le bâtiment a la particularité d'être entouré d'anciens cimetières gallo-romains. De ce fait, toute fouille dans l'enceinte et à l'extérieur du site est interdite par les archéologues.

Ainsi, les spoils ont été évacués sous forme liquide dans des bennes étanches, puis, après prise, ils ont été recyclés par concassage.

ABSTRACT

The Grand Hôtel de l' Arsenal in Metz (57). Underpinning of a building by jet grouting columns

V. Spitz

As part of the conversion of a 16 th century building into a luxury hotel, Keller Fondations Spéciales performed underpinning of the foundations with half-columns of Soilcrete®.

This technique enables the floor to be cut out without compressing it, and permits reconstitution of a floor concrete.

RESUMEN ESPAÑOL

El Grand Hôtel del Arsenal, en Metz (57). Recalce de cimientos de un edificio mediante columnas de jet grouting

V. Spitz

Operando en el contexto de la transformación de un edificio edificado durante el siglo XVI en un hotel de lujo, Keller Fondations Spéciales ha efectuado el recalce de los cimientos mediante Soilcrete®.

Este procedimiento técnico permite recortar el suelo sin comprimirlo y reconstituir un hormigón de suelo.

Réhabilitation du musée Surveillance vibratoire des pendant les travaux

Pour la restructuration du musée de l'Orangerie à Paris, et son agrandissement, il était impossible de déplacer les grands ensembles muraux des Nymphéas de Monet.

Ces frises, déployées en double ellipse sur environ 500 m², étaient à protéger en particulier lors de l'exécution des travaux de gros œuvre (curage, démolition, terrassement, reprises en sous-œuvre du bâtiment...). Vingt-quatre heures sur vingt-quatre les œuvres sont surveillées et protégées contre :

- la poussière;
- les vibrations;
- les variations de température;
- les mouvements du bâtiment;
- les intempéries.

Une attention toute particulière a été apportée pour la surveillance vibratoire lors des travaux de démolitions.



Les Nymphéas de Monet
The Nymphéas by Monet



Photo 1
Démolition intérieure
aile ouest
*Interior demolition
of the western wing*

LE BÂTIMENT

1852 : construction de l'Orangerie des Tuileries pour abriter les orangers du jardin pendant l'hiver.

1918 : Claude Monet annonce son intention de faire don des Nymphéas, grandiose frise déployée en une double ellipse sur 500 m², qui bénéficie de l'éclairage naturel.

1927 : découverte des Nymphéas par le public.

Entre 1959 et 1963 : acquisition par l'Etat de la collection Jean Walter et Paul Guillaume

1964 : un étage est construit au-dessus des Nymphéas les privant ainsi de leur éclairage naturel.

2003 : c'est ce plafond en béton que s'apprête à démolir les architectes de l'agence Brachet - Lajus Puejo.

■ L'OBJECTIF DES TRAVAUX

Laisser apparaître la verrière d'origine partiellement ou à travers des vélums. Les portes seront démurées, le vestibule initial reconstruit avec sa double vue sur la Seine et les Tuileries.

La collection Walter-Guillaume bénéficiera de nouveaux espaces creusés en sous-sol, sous la terrasse nord du musée, sur une surface de 2900 m². Eclairage naturel, provenant de puits longeant la façade du musée, et lumière artificielle seront associés.

Les principaux objectifs sont de retrouver l'identité du bâtiment, de respecter la spécificité des collections et offrir de bonnes conditions d'accueil au public.

■ L'ENJEU

Dans le cadre des travaux de réhabilitation et d'extension du musée de l'Orangerie, une attention particulière a dû être apportée à l'incidence sur les Nymphéas des vibrations suscitées par les différents travaux, à commencer par les travaux de démolition, de terrassement, etc.

La démolition

En effet, les travaux de démolition sont particulièrement lourds :

- ◆ démolition totale des cloisons et planchers des R + 1, RDC et sous-sol de la partie ouest du bâtiment (photo 1);

- ◆ démolition totale des cloisons et planchers des R + 1, RDC et sous-sol de la zone centrale, immédiatement voisine de la zone des Nymphéas;

- ◆ ouverture de baies (démolition des remplissages) sur près des 3/4 des façades (photo 2);

- ◆ sciage des planchers hauts des salles des Nymphéas elles-mêmes (photo 3);

- ◆ restructuration du sous-sol, sous la salle des Nymphéas.

A ces travaux de démolition s'ajoutent d'importants travaux de terrassement en vue de la construction d'une extension souterraine. La moitié de ces terrassements sont effectués le long de la zone des Nymphéas (photo 4).

L'interaction sur les toiles

Les huit toiles sont marouflées sur les murs de deux salles ovales, qui avaient été conçues spé-

de l'Orangerie "Nymphéas"

Jacques Lebreton
CHEF DE SERVICE
Lainé Delau



Anthony Pinelli
STAGIAIRE
Lainé Delau



Photo 2
Ouverture des façades
Opening the facades

cialement pour les accueillir. Le fait que ces toiles soient ainsi "collées" sur ces murs les rend tout à fait indéplaçables : c'est pourquoi les Nymphéas ne sont pas déposées, pendant toute la durée des travaux. Avant tous travaux, deux protections sont nécessaires :

- ◆ une première protection des toiles a été réalisée : elle est constituée de films plastiques portés par des cadres bois, dans le but de protéger les toiles des chocs directs et de la poussière (photo 5) ;

- ◆ une deuxième protection plus lourde est constituée de panneaux verticaux type Placostil, pour protéger les toiles de chutes accidentelles de matériaux lors de la démolition. Il s'agit là en fait de véritables compartimentages, étanches à l'air. Des portes d'accès permettent d'y entrer, afin de toujours pouvoir assurer une surveillance visuelle des toiles par les équipes de restaurateurs.

Par ailleurs, un réseau de ventilation, chauffage a été mis en place, afin de maintenir les Nymphéas à température et degré d'hygrométrie constants (photo 6).

Un platelage général de protection est réalisé sous le plancher haut de chacune des deux salles ovales. Il constitue un bac étanche et isolant visant à protéger entièrement les salles lors de la démolition du plafond.

■ LA SURVEILLANCE VIBRATOIRE

La prescription

Une surveillance vibratoire des Nymphéas doit être effectuée, afin de contrôler l'incidence des travaux sur les toiles et d'éviter tout dommage. La gran-



Photo 3
Sciage
des planchers
Sawing floors



Photo 4
Terrassements
extérieurs
*Exterior
earthworks*



Photo 5
Protection
anti-poussière
*Protection
against dust*



Photo 6
Protection
lourde
*Heavy
protection*

- leur contrôlée est la vitesse particulière des vibrations, en millimètre/s. La norme ISO précise les seuils de dommage suivants :
- ◆ 1^{re} catégorie : seuil de dommage = 3 à 5 mm/s ;
 - ◆ 2^e catégorie : dommages mineurs = 5 à 30 mm/s ;
 - ◆ 3^e catégorie : dommages majeurs = 100 mm/s.
- Pour assurer une sécurité maximale, le seuil de vitesse particulière à ne pas dépasser dans la zone Nymphéas, et particulièrement au droit des murs supports des Nymphéas, est de 3 mm/s.

Photo 7
Capteur
de vibrations
Vibration sensor



Le système mis en œuvre

Les capteurs de vibration

Pour que la surveillance soit optimale, 24 capteurs de vibration ont été mis en place. Chacune des huit toiles est surveillée par trois capteurs, qui sont disposés de façon à les "ceinturer". En effet, deux capteurs sont posés en pied de cloison, un à chaque extrémité. Un troisième est fixé en tête de cloison, au milieu de la longueur. Ces capteurs sont des sismomètres JPG type SM6. Chaque "triplet" est relié à un amplificateur de charge. Ces huit amplificateurs ont été conçus spécialement pour cette opération. De là, le système est relié à deux enregistreurs, par l'intermédiaire d'un système électronique, spécialement conçu pour la surveillance des Nymphéas (photo 7).

Les enregistreurs

Les deux enregistreurs sont de deux types différents. Le premier est un enregistreur graphique Kon-

tron type Poly-Rec 30+5. Il assure la saisie des données transmises par les capteurs et les transcrit par l'impression de points sur une bande papier. Pour cela, il interroge successivement chacune des 24 voies reliées aux 24 capteurs, et ce en l'espace de 2,4 s. Un écran à cristaux liquides permet également de surveiller en direct la valeur captée par telle ou telle voie.

Le deuxième enregistreur est un enregistreur magnétique. Il assure l'enregistrement en continu des signaux reçus par chacun des 24 capteurs. Il possède également un écran plasma permettant la visualisation directe et continue des 24 voies, ou bien l'étude détaillée d'une voie sélectionnée.

L'enregistreur magnétique est complémentaire de l'enregistreur graphique, dans la mesure où son enregistrement est continu : une relecture de la bande magnétique permet de connaître l'état précis de chaque voie à un moment donné (photo 8).

Les alarmes

Enfin, le système électronique est relié à un système d'alarmes et de pré-alarmes.

Le déclenchement de la pré-alarme se fait dès que le seuil de 2 mm/s est atteint par l'un des capteurs. Cette première alarme permet d'accroître la vigilance, afin de ne pas atteindre un niveau plus important. Le déclenchement d'alerte se fait dès que le seuil de 2,8 mm/s est atteint. On conserve ainsi une marge de sécurité par rapport à la prescription des 3 mm/s.

Par ailleurs, ces sirènes, de niveau sonore moins puissant, sont placées dans le couloir des bureaux de l'encadrement, sur le site.

La procédure d'alerte

Une procédure d'alerte en cas de déclenchement des alarmes a été mise en place. Elle peut conduire jusqu'au cas extrême de l'arrêt général du chantier :

- ◆ une auto-surveillance par les ouvriers eux-mêmes (éventuel ralentissement de la cadence, etc.), sen-

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage
EMOC

Maître d'œuvre pour l'aménagement
Agence d'architecture Brochet, Lajus Pueyo

Maître d'œuvre pour la restauration
M. Goutal : architecte en chef des Monuments historiques

Entreprises lots gros œuvre, démolition...
En groupement Lainé Delau et Léon Grosse (mandataire)

sibilisés par l'encadrement des différents corps d'état ;

- ◆ une surveillance accrue de la part de l'encadrement du chantier ;
- ◆ une vérification méticuleuse du respect des méthodologies de travail établies.

L'adaptation des méthodes à la démolition

Les journées tests

Une fois l'ensemble du système de surveillance mis en place, des journées tests ont été organisées, afin d'évaluer l'impact vibratoire de différents engins de démolition, en différents points du chantier.

Les zones les plus proches des Nymphéas (hall d'entrée vers les Nymphéas et plancher haut des deux salles ovales) ont été testées avec la plus grande vigilance. On a testé successivement les différents engins susceptibles d'être utilisés, du moins violent au plus violent : masse, marteau piqueur, roulement d'une mini-pelle, BRH. On a également effectué des superpositions de différents travaux, afin de s'approcher le plus possible de la situation réelle du chantier.

Les mesures réalisées lors de la superposition de différents travaux montrent que les sommes ne sont pas linéaires (même principe que pour des niveaux sonores). En effet, une composition de fréquences entre en jeu.

Grâce au joint de dilatation, les travaux en partie ouest du bâtiment ne transmettent que très peu de vibrations à la zone des Nymphéas. On n'a donc pas de contrainte spéciale pour cette zone Ouest, d'autant plus qu'une désolidarisation complète entre l'est et l'ouest allait être réalisée par la suite.

La zone la plus sensible est la zone du hall d'accès aux salles des Nymphéas. Un matériel type BRH y est formellement proscrit et tous les travaux dans cette zone doivent faire l'objet d'une vigilance spéciale. Pour une zone sensible comme cel-

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- 2 000 m³ de démolition
- 10 000 m³ de terrassement
- 280 t d'acier
- 300 m³ de béton
- 400 m² de plancher à débiter par sciage
- 10 mois de travaux pour le gros œuvre
- 6 300 m² de surface
- 24,1 millions d'euros de budget prévisionnel pour le clos et couvert



Photo 8
Enregistreurs
Recorders

le-ci, la scieuse est un engin intéressant, car elle engendre très peu de vibrations. Elle peut aussi servir en phase préparatoire, pour désolidariser une zone à démolir par rapport à une zone sensible.

Le sciage des planchers au-dessus des deux salles ovales

Le plancher au-dessus des deux salles ovales des Nymphéas doit être percé selon deux grands ovales. De façon à limiter l'induction de vibrations sur les Nymphéas, qui entourent exactement les deux zones de découpe, cette découpe est faite par sciage. Le platelage général de protection sert à prévenir les éventuelles chutes de gravats dans les salles ovales. Il est parfaitement étanche, afin que les eaux de sciage ne risquent pas de ruisseler sur les murs portant les toiles.

Pour évacuer les blocs sciés, découpés selon un calepinage précis, un portique de levage a été imaginé, afin de les évacuer hors de la zone des Nymphéas, et ce avec la plus grande sécurité.

Ces deux percements ovales seront la base de deux immenses "abat-jour" (cônes tronqués en structure métallique, recouverts de plaques de plâtre selon la hauteur, et avec une verrière en tête), qui permettent d'amener directement la lumière du jour dans les salles des Nymphéas.

Les "abat-jour"

Leur but est de rendre aux toiles de Monet l'éclairage naturel qu'elles recevaient lorsqu'elles ont été installées à l'Orangerie. En effet, l'étage supérieur n'existait pas à l'époque et les toiles recevaient directement la lumière du jour à travers la verrière de toiture.

La boîte administrative

Dans la zone ouest, les planchers et plafonds de tous les niveaux existants (sous-sol, RDC, R + 1) sont entièrement démolis. Dans le volume de l'ancien R + 1, une "boîte administrative" est créée. Il s'agit d'une "boîte béton" qui recevra tous les bureaux et locaux nécessaires à l'administration du

► musée, zone inaccessible aux visiteurs. Elle a la particularité d'être réalisée en béton auto-plaçant apparent. Sa finition doit être parfaite. Tout cela contribue à donner à ce volume l'apparence d'un "bâtiment à l'intérieur du bâtiment".

L'extension

La création des "abat-jour" dans la zone est du R + 1, et la création de la boîte administrative dans la partie ouest entraîne la disparition de la galerie d'exposition qui occupait jusqu'à présent l'ensemble du R + 1. En contrepartie, une extension du musée est créée sur le côté nord du bâtiment existant. Pour que l'aspect extérieur de l'ensemble ne soit pas modifié, cette extension est entièrement souterraine. Elle accueillera les expositions permanentes de la collection de l'Orangerie (collection Walter-Guillaume), ainsi que des expositions temporaires.

ABSTRACT

Renovation of the Orangerie museum. Monitoring of the "Nymphéas" for vibration during the works

J. Lebreton, A. Pinelli

For the restructuring and enlargement of the Orangerie museum in Paris, it was impossible to move the large wall sets of the Nymphéas by Monet.

These friezes, deployed in a double ellipse over about 500 sq m, were to be protected in particular during the performance of structural works (cleaning, demolition, earthworks, underpinning of the building, etc.).

Twenty-four hours a day, the works were monitored and protected against :

- dust ;
- vibration ;
- temperature variations ;
- building movements ;
- bad weather.

Very special attention was paid to vibration monitoring during the demolition work.

RESUMEN ESPAÑOL

Rehabilitación del Museo de la Orangerie. Vigilancia vibratoria del célebre cuadro "Les Nymphéas" durante las obras

J. Lebreton y A. Pinelli

Resultaba imposible -con motivo de las obras del Museo de la Orangerie, de París- desplazar los grandes conjuntos pictóricos murales de "Les Nymphéas" de Monet.

Estos frisos, desplegados en doble hélice sobre, aproximadamente 500 m², se tenían que proteger, fundamentalmente, durante las obras estructurales (limpieza de fondos, derribo, nivelación, recalce de los cimientos del edificio, etc.).

Durante las 24 horas del día, los cuadros han sido objeto de vigilancia y protección :

- contra el polvo ;
- las vibraciones ;
- las variaciones de temperatura ;
- los desplazamientos del edificio ;
- las intemperies.

Se ha tenido que poner particular atención por lo que respecta a la vigilancia vibratoria durante las obras de derribo.



Réparation et renforcement d'ouvrages

Bien plus complexe qu'une nouvelle construction...

La remise en état d'ouvrages défectueux – mais en service – est un défi et constitue aussi un secteur en pleine croissance de l'industrie de la construction. Aux Etats-Unis, VSL se présente comme le leader des entreprises, offrant des solutions innovantes pour le renforcement de structures.

Le renforcement consiste à consolider les divers éléments d'une structure existante pour en améliorer les performances dans des conditions normales de charge ou en augmenter la résistance en vue de surcharges éventuelles. Le défi vient du fait que les structures sont occupées et en service. Les systèmes de renforcement doivent donc être conçus pour tenir compte de la finalité de l'ouvrage sans en gêner les occupants ni entraver l'exploitation.

En raison de sollicitations de charges plus élevées, certains ouvrages, une fois expertisés, demandent des travaux de renforcement. En général, cette consolidation s'avère nécessaire du fait de modifications intervenues dans les règlements, de la prise en compte de la sismicité, de dégradations dues aux effets de l'environnement comme la corrosion, de changements d'utilisation de la structure entraînant des surcharges de service ou, encore, de désordres dus à des erreurs de conception ou de réalisation. La remise en état d'ouvrages en béton peut se faire en recourant à l'une des nombreuses méthodes qui existent comme la précontrainte extérieure ou intérieure, la réduction de la portée d'une structure, l'application par adhérence d'aciers extérieurs, l'utilisation de FRP (polymères composites renforcés avec des fibres), l'augmentation de la section ou la combinaison de ces diverses techniques. Les systèmes de renforcement doivent constituer avec la structure existante un ensemble composite pour être efficaces et partager les charges transmises.

■ LA PRÉCONTRAINTÉ EXTÉRIEURE

La précontrainte extérieure des structures en béton était déjà un procédé de construction dans les années 50. Les techniques VSL sont utilisées avec succès pour accroître la résistance à la flexion et au cisaillement des structures en béton renforcé et béton précontraint. Dans ce mode de renforcement, des câbles de précontrainte extérieurs transmettent à la structure des forces extérieures actives leur permettant de résister à de nouvelles charges.

En raison du faible poids supplémentaire que représente le système de réparation, ce moyen est à la fois efficace et économique, avec de très bons résultats dans la correction des déformations excessives et des fissurations dans les poutres et les dalles, les structures de parking et les ouvrages en porte-à-faux.

Les forces de précontrainte sont transmises par des torons standards ou des barres en acier à haute résistance, mises en place habituellement à l'extérieur de l'ouvrage. Les torons sont raccordés à la structure à des points d'ancrage, situés en général à l'extrémité des éléments en béton. Les ancrages peuvent être constitués d'acier, cloués à la structure, ou de blocs en béton renforcé coulés en place. La force de renforcement souhaitée est transmise à l'aide de déviateurs fixés aux point haut et bas de la structure. Avant de procéder à la mise en tension de la précontrainte extérieure, de la résine époxy est injectée dans toutes les fissures existantes et les épaufrures sont réparées pour veiller à ce que les forces de précontrainte soient distribuées uniformément dans toute la structure.

■ LA RÉDUCTION DE LA PORTÉE

La portée d'un ouvrage peut être réduite en installant des supports supplémentaires au-dessous de la structure existante. Les matériaux utilisés pour réduire la portée d'un ouvrage sont des profils en acier et des éléments en béton renforcé coulés en place et mis en œuvre rapidement. La mise en place des renforts est simple avec l'utilisation de boulons et d'ancrages par adhérence. Cette méthode peut entraîner une perte d'espace et une réduction de la hauteur utile de l'ouvrage.

■ LE RENFORCEMENT AVEC DES POLYMÈRES RENFORCÉS À FIBRE

Les polymères renforcés à fibre (FRP) sont des treillis fins comme du papier que l'on applique par adhérence aux structures en béton avec de la ré-



Exemple 1
Une solution VSL pour augmenter la résistance d'un bâtiment par l'emploi de la précontrainte extérieure et des fibres de carbone

VSL provided a strengthening solution for a office building through the application of external post-tensioning and carbon fiber reinforcing systems



► sine époxy pour augmenter considérablement leur capacité portante. Généralement réalisés à base de carbone, ces systèmes sont très largement utilisés dans l'industrie ; on les trouve, notamment, dans les secteurs de l'aérospatial, de l'automobile, des équipements de sport ; ces polymères sont en passe de devenir une technologie de premier plan dans la remise en état des ouvrages en béton. Les FRP utilisés pour la réparation et le renforcement de structures se caractérisent essentiellement par leur résistance à la corrosion, la rapidité et la facilité de la mise en œuvre, leur coût faible et leur esthétique.

■ LE RENFORCEMENT PAR PLATS D'ACIER CLOUÉS

Le renforcement de structures en béton à l'aide de plats d'acier cloués a vu le jour dans les années

60, en Suisse et en Allemagne. Dans ce procédé, des pièces d'acier sont collées à la surface en béton à l'aide d'un système adhésif à l'époxy à double composante pour obtenir un système composite. Les pièces en acier peuvent être des plaques, des profilés en U, des cornières ou des poutres composées. Les pièces en acier appliquées sur les côtés ou le fond d'un élément de la structure peuvent améliorer la résistance au cisaillement ou à la flexion. En plus de l'adhésif à l'époxy, on utilise habituellement des ancrages mécaniques pour garantir que les éléments en acier reprennent bien les charges extérieures en cas de défaillance du système adhésif. Les éléments exposés doivent recevoir une protection contre la corrosion immédiatement après leur mise en place. Indépendamment de la protection anticorrosion spécifiée, il conviendra de considérer la durabilité dans le long terme et les prescriptions concernant l'entretien de ces éléments en acier.

■ LE RENFORCEMENT PAR AUGMENTATION DE LA SECTION

Ce procédé de renforcement implique la mise en œuvre d'une couche supplémentaire de béton renforcé, appliquée par adhérence à une structure existante en vue de former une enveloppe ou une chemise.

Grâce à ce procédé, les piliers, poteaux, poutres, dalles et murs peuvent être élargis pour accroître leur capacité portante ou leur rigidité. En règle générale, le renforcement est d'environ 25 à 40 mm pour les dalles et de 40 à 60 mm pour les poutres et les poteaux.

■ QUELLE MEILLEURE SOLUTION ?

Le renforcement d'une structure apparaît comme "une forme d'art scientifique" qui fait appel à des matériaux conventionnels à base de ciment ainsi qu'à de nouvelles techniques et de nouveaux matériaux. Toute une panoplie de savoir-faire y joue un rôle : la technique (études d'ingénierie), la constructibilité (méthode de construction), l'esthétique (architecture) et l'économie.

Cette technique offre de nombreuses opportunités aux ingénieurs, aux constructeurs et aux fournisseurs de matériaux qui peuvent travailler ensemble pour apporter leur contribution à un projet de remise en état.

On comprend donc la tendance à constituer des équipes du type concepteur/réalisateur dans le but d'offrir aux maîtres d'ouvrage des solutions qui soient rentables. On doit reconnaître que la conception et l'évaluation d'un projet de renforcement sont beaucoup plus complexes que le lancement d'une

nouvelle construction ; il ne faut donc pas les traiter à la légère. Les défis naissent en règle générale de la méconnaissance de l'état réel d'une structure comme la distribution des charges, les propriétés de matériaux, les dimensions et l'emplacement des systèmes de renforcement et de précontrainte existants, et ainsi de suite. Il conviendra donc d'étudier et de traiter correctement la manière dont le système de réparation et les éléments structurels existants se partagent les charges dans les études du projet, le projet détaillé et le projet d'exécution.

■ ÉTUDES DE CAS

Exemple 1

Systèmes composites et précontrainte extérieure destinés à augmenter la résistance d'un bâtiment

VSL a mis au point une solution pour renforcer un bâtiment de bureaux par l'emploi de la précontrainte extérieure et de systèmes de renforcement par fibre de carbone.

Construit dans les années 70, ce bâtiment de grande hauteur a été conçu comme un système de dalles plates doublement précontraintes. La superficie de chaque étage est d'environ 60 500 m². La capacité portante utile était relativement faible au niveau de la "plazza" et de l'étage situé juste au-dessus en raison de la couche de béton ajoutée pour satisfaire les exigences d'un ancien locataire. La force portante de la structure s'est encore réduite du fait de la détérioration du système de précontrainte. VSL a proposé un système de consolidation par précontrainte extérieure pour renforcer la capacité des étages, une solution entraînant le minimum de perturbation au niveau de la structure et le minimum de poids supplémentaire.

Le système de précontrainte extérieure était constitué de câbles dans le sens nord-sud et dans le sens est-ouest.

Les câbles nord-sud étaient composés de 30 torons d'un demi-pouce de diamètre placés dans des conduits en polyéthylène haute densité et ancrés à l'aide d'un système E5-31.

Les torons dans le sens est-ouest étaient composés de cinq câbles d'un demi-pouce de diamètre placés dans des conduits en polyéthylène haute densité et ancrés à l'aide d'un système E5-19. Des déviateurs en acier, spécialement conçus, ont été mis en place sur la dalle et les poteaux pour donner le profil nécessaire aux câbles.

Une analyse extensive réalisée à partir de modèles informatiques en 2-D et 3-D a été réalisée et a conduit à l'adoption d'un renforcement extérieur supplémentaire en fibre de carbone, fixé par adhérence, pour accroître les besoins de consolidation.

Exemple 2

Un revêtement composite pour réparer un collecteur d'eau en béton précontraint

Un matériau léger en fibre de carbone a été utilisé à Rhode Island pour renforcer l'aqueduc endommagé, dont s'échappaient 70 millions de litres d'eau.



Exemple 2
Revêtement composite en fibre de carbone pour réparer un collecteur d'eau en béton précontraint

Lightweight carbon fiber material used to line a prestressed water main pipe

La détérioration du collecteur était due à la corrosion des câbles de précontrainte. Une inspection a révélé la vulnérabilité du collecteur sur environ 20 segments, non consécutifs, de 4,9 m de long. Le revêtement composite fabriqué sur place a permis de revêtir l'intérieur des sections détériorées d'une gaine en FRP, capable d'absorber à elle seule toutes les charges intérieures et extérieures du collecteur. Cette solution a été la plus rapide, la moins perturbatrice et la plus économique. Le revêtement FRP a été conçu pour résister à une pression d'étude d'environ 1,31 MPa. Les essais de résistance réalisés à pleine charge ont montré que la canalisation réparée avait résisté au-delà du niveau de performance théorique et que les sections réparées avaient gagné en résistance.

Exemple 3

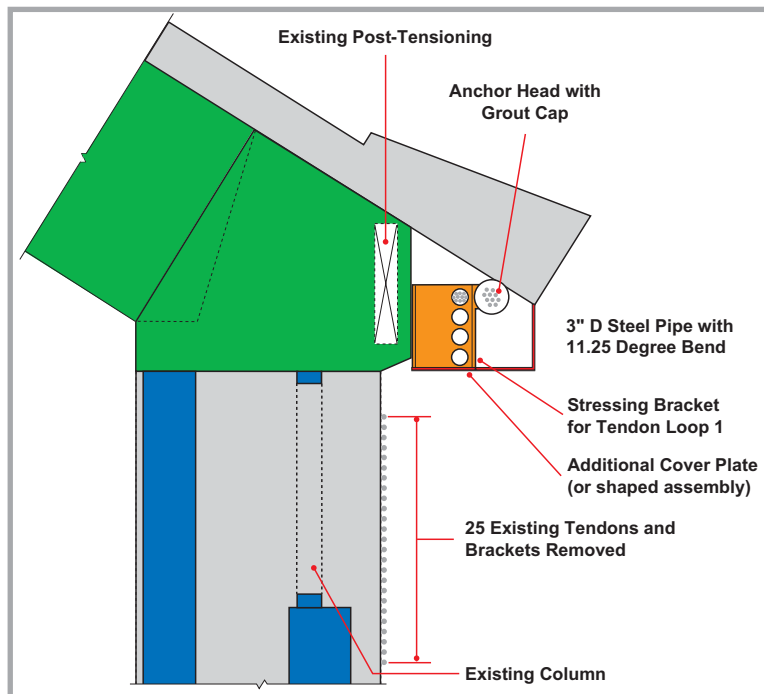
Précontrainte extérieure d'installations sportives

VSL a renforcé des installations sportives universitaires en utilisant un procédé de précontrainte exceptionnel ; le résultat est élégant tant pour la structure que pour l'esthétique.

Une inspection de la structure a révélé que la corrosion avait attaqué les câbles en acier de précontrainte de l'ossature et que des torons s'étaient rompus. La solution de renforcement a consisté à installer quatre cerces de câbles extérieurs composés de 10 torons de 15,2 mm. Les câbles de chaque cerce ont été ancrés et mis en tension à des intervalles de 90 degrés suivant la circonférence autour du dôme. Les torons ont été totalement enfermés dans des gaines co-extrudées en

Exemple 3
Précontrainte extérieure
d'installations sportives
par quatre cercles de câbles,
une solution élégante

*VSL strengthened a university
athletic facility utilizing
four hoops with tendons
that were anchored
and stressed around the dome,
a pleasing solution*



► polyéthylène haute densité et haute performance; ces gaines ont été injectées pour assurer leur durabilité à long terme. Les conduits des câbles de précontrainte extérieurs ont été réalisés en un matériau spécial résistant aux UV; ils ont été conçus pour se fondre au niveau architectural dans l'ossature du stade. Le résultat de cette solution de renforcement a été d'offrir un système étanche de câbles totalement gainés.

Exemple 4

Solution de renforcement pour des installations sportives

VSL a mis au point une solution de renforcement alliant la précontrainte extérieure et un système composite d'avant-garde.

Quelques mois à peine avant la date prévue pour son ouverture, un stade a dû être fermé d'urgence en raison de fissures qui étaient apparues sur les poutres en console. Bien que conçues selon les règles de l'art, les armatures intérieures n'étaient pas suffisantes pour renforcer les poutres soumises à la tension bi-axiale exercée par les charges extérieures. La précontrainte extérieure a augmenté la résistance des poutres en porte-à-faux. Des câbles

de précontrainte horizontaux et verticaux ont été mis en place. Le défi à relever était la mise en place des câbles au-dessus des poutres en porte-à-faux et de la dalle lourdement renforcée; l'ancrage du système de précontrainte vertical a donc dû être limité à 7 cm à l'intérieur de la dalle, soit l'épaisseur de la dalle de couverture en béton. Cette exigence a pu être respectée grâce à l'emploi de goujons à têtes en T en acier haute résistance. Les têtes transversales des goujons, fixées sur la face inférieure des poutres, ont servi de points d'ancrage inférieurs pour les barres de précontrainte. La même tête transversale a été utilisée pour ancrer l'extrémité arrière du système de précontrainte horizontal. Une série de vérins a été utilisée pour soulever les bacs en béton préfabriqué reposant sur chaque poutre avant l'application de la précontrainte. Enfin, un système composite au carbone a été collé et mis en place pour renforcer les systèmes de précontrainte intérieure en acier et prévenir l'apparition de toute fissuration future.

Exemple 5

Réparation de six silos de stockage de ciment

VSL a mis au point une solution innovante et rentable au moyen de barres en FRP.

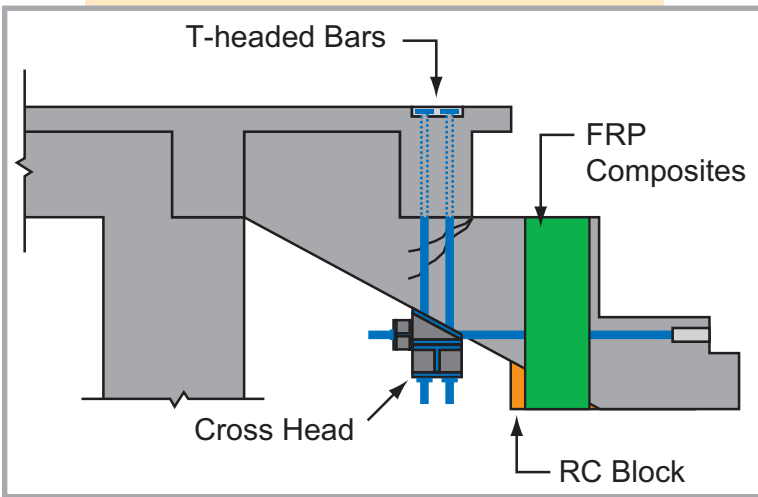
Une inspection sur le site et un examen de la structure ont fait état de l'apparition de fissurations dans la structure des silos; ces fissurations s'expliquent par le nombre insuffisant des aciers de renfort placés verticalement et sur la circonférence des silos. La mise en place de barres en FRP à la surface des silos a permis de renforcer les armatures en acier existantes et a offert les avantages des composites FRP en termes de durabilité tout en respectant la constructibilité et la rentabilité. Les barres FRP ont été montées dans des gorges aménagées puis maintenues avec un adhésif à l'époxy. Les armatures ont été mises en œuvre en surface, dans le sens vertical et sur la circonférence des silos. Des capteurs à fibre optique ont été montés sur les tiges FRP avant leur mise en place; ils servent à contrôler les déformations des barres composites au cours de la mise en charge des silos. Plus de 16000 m de barres FRP ont été mis en œuvre dans le cadre de ce projet.

Exemple 6

Réparation par précontrainte des poutres d'un ouvrage

VSL a proposé un système de précontrainte extérieure encastré dans le béton qui a permis d'augmenter la résistance à la flexion et au cisaillement des poutres de la structure d'un parking de casino.

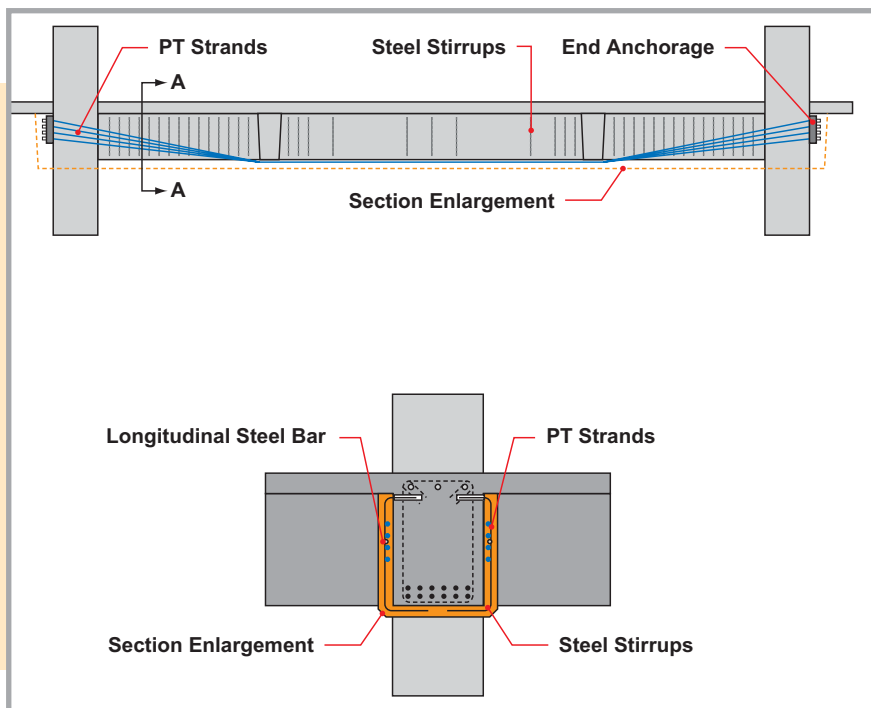
Les forces de précontrainte sont transmises par un câble de précontrainte standard. La déviation



Exemple 4
 Solution de renforcement pour des installations sportives alliant la précontrainte extérieure et un système composite d'avant-garde pour augmenter la résistance des poutres en porte-à-faux
VSL implemented a strengthening solution that combined external post-tensioning with an advanced composite system to increase the capacity of the raker beams



Exemple 5
 Réparation de six silos de stockage de ciment au moyen de barres en FRP
Innovative technology for the upgrade six cement storage silos with FRP rods



Exemple 6
 Réparation des poutres d'un ouvrage encastrée dans le béton pour augmenter la résistance à la flexion et au cisaillement
Post-tensioning upgrade of structural beams with concrete encased external post-tensioning to increase the flexural and shear capacity of the structural beams

► du câble a été assurée par quatre poutres transversales placées de chaque côté de la poutre en treillis à environ un tiers de la portée à partir de ses extrémités. Les unités de câble sont reliées en faisceaux entre les poutres avoisinantes et vont en s'évasant vers les extrémités de la poutre. L'ancrage des torons a été réalisé à l'aide de plaques d'acier spécialement conçues, boulonnées à l'arrière des poteaux. L'une des extrémités a servi d'ancrage fixe et l'autre d'ancrage mobile. Outre le fait d'améliorer la résistance à la flexion, les systèmes de précontrainte ont augmenté la résistance au cisaillement des poutres, apportant ainsi une solution à la faiblesse du système existant. Après la mise en tension des câbles au niveau spécifié, une enveloppe en béton de 10 cm d'épaisseur a été coulée pour servir de protection contre la corrosion, assurer la protection incendie et offrir un aspect uniforme avec les autres éléments avoisinants de la structure. Des armatures longitudinales et transversales en acier doux ont été mises en œuvre pour renforcer l'enveloppe de béton.

ABSTRACT

Repairs & strengthening
Far more complex than new
construction...

B. Gallagher

Structural strengthening is the process of upgrading the structural system of an existing structure to improve performance under existing loading or increase the strength of the existing structural components to carry additional loads. A challenging aspect to this process is that deficient structures are occupied and functioning.

As a result of the higher load demands, existing structures need to be reassessed and may require strengthening to meet heavier service loads. In general, structural strengthening may become necessary due to code changes, seismic upgrade, deficiencies that develop due to environmental effects such as corrosion, changes in use that increase service loads, or deficiencies within the structure caused by errors in design or construction. The structural upgrade of concrete structures can be achieved using one of many different upgrading methods such as external or internal post-tensioning systems, span shortening, externally bonded steel, fiber reinforced polymer composites (FRP), section enlargement, or a combination of these techniques. Strengthening systems must perform in a composite manner with the existing structure in order to be effective and share the applied loads.

RESUMEN ESPAÑOL

Reparación y refuerzo de estructuras. Mucho más compleja que una nueva construcción...

B. Gallagher

El refuerzo constituye el procedimiento que consiste en consolidar los diversos elementos de una estructura existente para mejorar sus prestaciones en condiciones normales de carga o aumentar su resistencia, con miras a las posibles sobrecargas. Reto a aceptar : las estructuras están ocupadas y en servicio. Por consiguiente, los sistemas de refuerzo deben estar proyectados para tener en cuenta su finalidad sin causar molestias a sus ocupantes ni introducir obstáculos a su funcionamiento.

Con motivo de solicitaciones de cargas más elevadas, algunas estructuras precisan ser sometidas a peritación y asimismo, a operaciones de refuerzo o consolidación. Por lo general, esta consolidación resulta indispensable debido a las modificaciones intervenidas en los reglamentos, su carácter sísmico que es preciso tener en cuenta, las degradaciones derivadas de los efectos medioambientales, como ocurre con la corrosión, las modificaciones de utilización de las estructuras que puedan dar lugar a sobrecargas de servicio, e, incluso, de desórdenes derivados de errores de diseño o de ejecución. La reparación de las estructuras de hormigón es siempre posible por medio del pretensado exterior o interior, de la reducción del vuelo o luz de una estructura, de la aplicación por adherencia de aceros exteriores, de la utilización de FRP (polímeros compuestos reforzados mediante fibras), del aumento de la sección o la combinación de estos diversos procedimientos técnicos. Los sistemas de refuerzo deberán constituir, conjuntamente con la estructura existente, un conjunto compuesto para presentar la debida eficacia y compartir las cargas transmitidas.