

La revue technique des Travaux Publics

# Travaux

n° 860  
Avril 2009

## OUVRAGES D'ART

- Comment entretenir le patrimoine Génie civil vieillissant ?
- Les études de conception du pont haubané de la Madeleine à Nanterre
- LGV Rhin - Rhône. Viaducs de la Lizaine et des Epenottes
- Viaduc de Pont-à-Mousson. Remplacement de la précontrainte extérieure. Conception et réhabilitation
- La Réunion :
  - > Le viaduc de la Grande Ravine
  - > Le viaduc de Saint-François
  - > L'arc métallique de la ravine Fontaine. Conception et réalisation

# Ouvrages d'art

Travaux n°860 - Avril 2009

# OUVRAGES D'ART



Notre couverture  
Viaduc  
de la Grande Ravine  
à La Réunion

© Thierry Duvivier - Agence  
Trilogic - Vinci

Directeur de la publication  
Patrick Bernasconi

Directrice déléguée  
Directrice en chef  
Christine Mottot  
10 rue de Berni - 75008 Paris  
+33 (0)1 44 13 31 03  
: mottotm@intp.fr

Conseiller scientifique  
François Colson

Secrétaire de rédaction  
Françoise Godart  
+33 (0)2 41 18 11 41  
: francoise.godart@wanadoo.fr

Service Abonnement et Vente  
et Com.  
Service Abonnements TRAVAUX  
Copernic - 20 av. Édouard Herriot  
93 La Pléssis-Robinson  
+33 (0)1 40 94 22 22  
+33 (0)1 40 94 22 32  
: revue-travaux@cometcom.fr

Abonnement (11 numéros) : 190 € TTC  
Abonnement international (11 numéros) : 240 €  
Abonnement étrangers (11 numéros) : 75 €  
Abonnement étudiants (11 numéros) : 50 €  
Prix du numéro : 25 € (+ frais de port)  
Abonnement : prix dégressifs (nous consulter)

Imprimerie  
10 rue de Berni - 75003 Paris  
+33 (0)1 44 54 25 90

Publicité  
Publicité Industrielle - Xavier Bertrand  
10 rue de Berni - 75003 Paris  
+33 (0)1 60 94 22 20  
: bertrand@rpi.fr

Internet  
: revue-travaux.com

Imprimerie Chirat  
10 rue de Berni - 75003 Paris

Travaux s'attache, pour l'information de ses  
lecteurs, à permettre l'expression de toutes les opinions  
techniques et techniques. Mais les articles sont  
publiés sous la responsabilité de leurs auteurs. L'éditeur  
ne peut être tenu responsable de toute insertion, jugée  
ou non, aux intérêts de la publication.  
Tous droits de reproduction, adaptation, totale ou partielle,  
dans tous les pays, sous quelque forme que ce soit,  
et en particulier par voie électronique, sont  
expressément réservés (copyright by Travaux).  
Tous droits réservés. Toute réimpression, même partielle,  
sans autorisation écrite de l'éditeur, est formellement  
interdite (loi du 11 mars 1957, qui constituerait contrefaçon  
pénale, article 425).

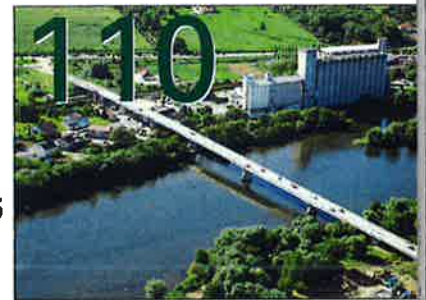
Science et Industrie S.A.S.  
10 rue de Berni - 75008 Paris  
Téléphone : 01 44 13 31 03



# Sommaire

ÉDITORIAL de Philippe Redoulez 1

OUVRAGES D'ART de p. 6 à p. 110



Comment entretenir un patrimoine Génie civil vieillissant ? 6

*How to maintain an ageing civil engineering heritage ?*

Th. Kretz, Ch. Tridon, J.-Fr. Douroux, B. Plu, J. Wood, Br. Godart,  
D. Breyse, J. Resplendino

Les études de conception du pont haubané de la Madeleine à Nantes. 20

*Design engineering for the Madeleine cable-stayed bridge in Nantes.*

J.-B. Detry, M. Barani, S. Ezran, G. Aubeeluck, A. Zonco

LGV Rhin - Rhône - Lot C4 - Viaducs de la Lizaine et des Epenottes. 36

*Rhine-Rhone high-speed train line - Work section C4 - Lizaine and Epenottes viaducts.*

J.-J. Virissel, P. Charlon, A. D'Avout, Ch. Sandré, Z. Hajar

Viaduc de Pont-à-Mousson. Remplacement de la précontrainte extérieure. La conception. 48

*Pont-à-Mousson viaduct. Replacement of the external prestressing. Design.*

Ph. Jandín, F. Dias

Viaduc de Pont-à-Mousson. Remplacement de la précontrainte extérieure. Les travaux de réhabilitation. 56

*Pont-à-Mousson viaduct. Replacement of the external prestressing. Renovation works.*

Ph. Jandín, J. Seantier, F. Dias

Le viaduc de la Grande Ravine à La Réunion. 67

*Grande Ravine viaduct on Reunion Island.*

G. Latallerie, Ch. Boileau, J.-Cl. Labarrière, J. Mathiot, A. Salmon,  
Fr. Van Coppenolle

# éditorial

## Problématiques actuelles de développement durable dans le domaine des ouvrages d'art :

### réhabilitation/entretien ; construction durable.

Les ouvrages d'art nous font rêver, car ils illustrent à merveille l'intelligence de l'homme, capable de maîtriser la nature, de s'affranchir des contraintes de la pesanteur, pour créer de nouveaux liens par de nouveaux franchissements. Les très grands ouvrages sont particulièrement impressionnants, mais des progrès tout aussi majeurs sont intégrés dans les ouvrages moins spectaculaires. Ce numéro de la revue TRAVAUX nous les fait découvrir. Les nouveaux bétons et les aciers à haute limite d'élasticité permettent d'alléger et d'affiner les structures, de réduire leur impact environnemental et leur coût sur l'ensemble de leur cycle de vie. Les magnifiques exemples présentés montrent que les ouvrages intègrent et relèvent les enjeux du développement durable, sous toutes ces composantes. Ils illustrent les plus récentes évolutions dans la conception et la construction des ouvrages.



Philippe Redoulez  
Directeur du Sétra

La longévité des ouvrages est une condition essentielle au développement durable. Cette préoccupation n'est pas nouvelle et les règles de conception et d'exécution comportent depuis longtemps des clauses inspirées par cet objectif. Les orientations du Grenelle de l'Environnement nous poussent à aller plus loin dans la prise en compte de l'axe temporel : penser dans le temps, prévoir et répondre aux besoins des générations futures. L'arrivée des Eurocodes constitue une première étape car elle permet de formaliser et de quantifier la notion de durabilité. Pour la première fois, on distingue de manière claire et explicite les prescriptions qui visent le comportement mécanique de celles qui intéressent la durabilité. C'est particulièrement utile pour la conception des ouvrages exceptionnels ou innovants, pour lesquels il est toujours nécessaire d'étendre et de personnaliser les règles générales.

L'utilisation des Eurocodes est aujourd'hui largement répandue, comme en témoignent la plupart des ouvrages présentés, et notamment le viaduc de Compiègne ou les viaducs de la Route des Tamarins. Toutefois, la durabilité n'est pas qu'une affaire de code de calcul : tout le savoir-faire et l'expérience des ingénieurs doivent contribuer à cet objectif en concevant des structures peu sensibles aux agressions de l'environnement et faciles à inspecter. Les viaducs ferroviaires de la ligne à grande vitesse Rhin-Rhône sont exemplaires à cet égard.

Puisque ces ouvrages sont destinés à durer et à rester pendant plus d'un siècle des éléments du cadre de vie, il est important de traiter avec soin leur aspect et leur insertion dans le paysage. Les articles qui suivent montrent une grande variété de types de structures. Certaines sont très simples, d'autres plus élaborées, mais elles ont en commun de marier harmonieusement les exigences techniques et architecturales. Dans tous les cas, c'est le résultat d'une collaboration étroite et équilibrée entre ingénieurs et architectes.

Mais la conception n'est pas tout ! La maîtrise des coûts et de la qualité dépend dans une large mesure des progrès et des innovations réalisés en permanence dans les moyens et méthodes de construction, qu'il s'agisse de lancer au-dessus de la Grande Ravine des éléments de tablier de plus de 1500 tonnes ou de mettre en place par une méthode originale la dalle d'un pont mixte franchissant le Loir.

Les enjeux du développement durables sont aussi de mieux gérer, avec des contraintes toujours plus fortes, pour transmettre le patrimoine aux générations futures et l'adapter à leurs besoins. Le dossier spécial préparé par le STRRES sur la réhabilitation des ouvrages d'art est particulièrement intéressant : les techniques d'entretien, d'auscultation et de réhabilitation font des progrès rapides et nous permettront d'atteindre ces objectifs majeurs pour notre société.

## Comment entretenir vieillissant ?

**On sait que les matériaux modernes, béton et métal réagissent chimiquement selon leur environnement, et deviennent alors moins performants. Les conditions d'exploitation, l'évolution de l'utilisation des structures les rendent aussi plus sensibles. Mais la science évolue, et la réhabilitation s'appuie sur une technologie et une chimie de plus en plus performante. Nous savons traiter la majorité des pathologies. La recherche teste aujourd'hui les matériaux du futur, qui ouvrent de nombreuses perspectives d'avenir.**

sur le renforcement par matériaux composites. Nous nous félicitons de ces actions, car le domaine de la réparation est extrêmement exigeant, d'une part sur la qualité des produits utilisés, d'autre part sur la pertinence de la solution technique choisie, et surtout sur la qualité de l'exécution des travaux. Savoir mieux réparer est une solution au problème du vieillissement des structures. Mais il faut aussi entretenir de façon préventive. Il est plus simple de prévenir que guérir, de protéger un ouvrage d'une agression que d'en traiter les conséquences. Aussi le développement de l'entretien préventif suppose d'accroître les techniques d'inspection pour mesurer l'état de l'endommagement, avant que celui-ci n'engendre des dégâts visibles. Les techniques d'auscultation non destructive sont en plein essor : radar géophysique, sondes capacitatives, thermographie... Leur combinaison fait l'objet de premières applications prometteuses.

### ➔ Entretien durablement notre patrimoine

**Christian Tridon**  
Président du Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures (STRRES)

Qu'est-ce qu'un ouvrage de génie civil ? Certains nous sont familiers car nous les côtoyons lors de nos déplacements, comme les ponts, les viaducs, les tunnels, les châteaux d'eau. D'autres sont moins visibles : ce sont les ouvrages souterrains, immergés, portuaires, aéroportuaires ou fluviaux. Sans oublier les ouvrages liés à la production industrielle comme les ensembles de production électrique (hydraulique, thermique, nucléaire...).

Ces ponts, tunnels, viaducs, permettent la continuité fonctionnelle de la voie routière, ferroviaire ou fluviale. Il s'agit bien d'équipements d'infrastructure. Mais aussi, un ouvrage de génie civil est un ouvrage d'art au sens propre : c'est étymologiquement une œuvre d'art.

Des sociétés anciennes ont, dans l'histoire, prouvé que le développement économique nécessite la construction d'ouvrages. Les Romains, au début de notre ère,

**Thierry Kretz**  
Chef du Centre des techniques d'Ouvrages d'art du Sétra

Le domaine de la réparation et de la réhabilitation des ouvrages est en pleine évolution. Confrontés à des infrastructures vieillissantes et à des exigences d'exploitation toujours plus sévères, les maîtres d'ouvrage sont dans une situation de contraintes fortes, tant de budget que de niveau de service. Face à ces exigences, les entreprises ont relevé le défi et développé une expertise de haut niveau, capitalisée et diffusée par le STRRES au bénéfice de tous les acteurs. Les services techniques du MEEDDAT<sup>1</sup> font de même, comme le Sétra qui propose dans ce domaine des documents types pour diverses réparations fréquentes. Les associations savantes sont également très actives. L'AFGC a publié récemment un guide de référence sur les méthodes d'auscultation non destructive du béton, et un autre



© SNCF

1. MEEDDAT : Ministère de l'Ecologie, de l'Énergie, du Développement Durable et de l'Aménagement du Territoire

# un patrimoine Génie civil

avaient, pour ces mêmes raisons, entrepris la construction de routes, d'aqueducs et différentes structures nécessaires à ces besoins. Le XIX<sup>e</sup> siècle fut celui de l'expansion industrielle. Mais c'est le XX<sup>e</sup> siècle qui, grâce au béton et à l'acier, a édifié ce génie civil moderne. Âgés de 50, 60 ou 70 ans, ces ouvrages ont vieilli. C'est un phénomène de vieillissement naturel. Matériaux composés, le béton et l'acier fonctionnent très bien dans un environnement stable, mais la réaction chimique due à la présence du gaz carbonique et des chlorures entraîne naturellement des dégradations. L'acier est très agressé par l'environnement oxydant. La plupart des pathologies qui les atteignent sont aujourd'hui connues. Nous en connaissons le phénomène évolutif et nous sommes capables de prévoir les actions correctives. La réparation est un acte difficile qui requiert un maximum de compétences. Elle implique tout d'abord un diagnostic précis, suivi d'une étude de préconisation la mieux adaptée possible, pour réaliser des travaux avec tout le talent et l'expérience de l'entrepreneur.

Intervenir sur un ouvrage en service est une opération délicate, et c'est la difficulté de la réparation. Il faut le moins de gêne possible, assurer la sécurité et l'hygiène des travailleurs par des dispositifs souvent difficiles à mettre en place, tout en assurant la stabilité de l'ouvrage. Les usagers, eux, ne doivent ressentir qu'un minimum de perturbation. Les méthodes employées doivent être efficaces, tout en tenant compte des contraintes budgétaires imposées par le maître d'ouvrage. Équation souvent difficile à résoudre...



Photo 1  
Pour éviter cela!  
To prevent this!

## ■ Guides techniques et certificats de spécialité

Le STRRES a pour vocation de définir d'une part les « règles de l'art » en la matière, d'autre part la qualification et spécialisation des entreprises, qui doivent être les plus performantes dans ce secteur. Premièrement, le STRRES a entrepris depuis trois ans déjà, un travail considérable pour publier les Guides techniques des méthodes de réparation. Grâce à des experts spécialisés dans les domaines traités (maçonnerie, béton, métal, fondations et équipements) ainsi qu'à des entrepreneurs volontaires et compétents, ces Guides représentent aujourd'hui des documents d'une qualité exceptionnelle pour la prescription, la réalisation et le contrôle des travaux de réparation des structures de génie civil. Ils s'adressent à toute entreprise confrontée à ce type de travaux. Les guides viennent en complément des normes nationales<sup>1</sup> ou européennes qui donnent, quant à elles, un éclairage officiel et obligatoire sur un produit ou une procédure.

Deuxièmement, il fallait un système de classement qualitatif des entreprises candidates à ce genre de travaux. Au-delà du registre de l'identité professionnelle (IP) tenu à jour par la FNTP, le STRRES propose un référentiel de qualité désigné sous le terme « Certificat de spécialité ». Une commission extérieure au syndicat sera prochainement constituée. Elle réunira des experts indépendants, qui délivreront ces certificats suite à l'instruction des dossiers des candidats. Pour que ce dispositif fonctionne et porte ses fruits, il faudra bien évidemment que les maîtres d'œuvre le fassent respecter, et que les maîtres d'ouvrage admettent de financer à un plus haut niveau leurs travaux d'entretien et de réparation pour éviter d'en dépenser plusieurs fois le prix.

En professionnels citoyens, nous proposons d'aller non pas vers des travaux plus nombreux mais de meilleure qualité.

1. Le STRRES est à l'origine de la parution des normes N.F.P. 95-101 à 107 toujours en vigueur.



Photo 2  
Guides du STRRES  
STRRES guides

Comment entretenir un patrimoine Génie civil vieillissant ?

➔ **Le patrimoine RATP :  
9000 ouvrages  
et 370 km  
d'infrastructures**



**Jean-François Douroux**  
*Responsable du Contrôle patrimoine  
et Maîtrise d'ouvrage – entité de visite,  
d'inspection et programme d'entretien  
des tunnels, viaducs, du métro et RER*

Le patrimoine RATP regroupe en Île-de-France quatorze lignes de métro, la majeure partie des lignes de RER A et B, trois lignes de tramway et le funiculaire de Montmartre. Cela représente 9000 ouvrages et 370 km d'infrastructures (250 km d'ouvrages souterrains). Sans oublier les ouvrages aériens : ponts, viaducs, ouvrages en déblais-remblais. Il y a aussi 300 stations de métro avec 110 km de couloirs d'accès et 66 gares de RER. Une première partie a été construite entre 1840 et 1890 : ce furent les premières lignes fermées de banlieue (exemple Saint-Germain) devenues aujourd'hui

RER. En 1900, la première ligne de métro (1) fut inaugurée, marquant le développement du réseau métro jusqu'en 1939. Après la guerre, celui-ci se poursuivit entre 1960 et 1980 avec la mise en place du RER et l'extension en banlieue du métro. À partir de 1995, le réseau automatique sans conducteur est apparu avec la ligne 14 (Olympiades – Saint-Lazare) fin 2007. Enfin, le réseau tramway s'est développé, avec l'inauguration du T3 fin 2006.

De nombreux tunnels souterrains antérieurs à 1935 ont été construits avec les meilleurs matériaux de l'époque. Sur les viaducs, lignes 2, 5 et 6, nous avons des ouvrages majoritairement ballastés robustes et résistants; des ouvrages en acier riveté, maçonnerie (brique de Bourgogne et mortier de ciment). Certains ont donc plus de 100 ans et reflètent une bonne conception à la base faite par les ingénieurs de la Ville de Paris.

■ **Les ouvrages sujets à des pathologies**

Les ouvrages du RER datant des années 1890 sont davantage sujets à certaines pathologies. En effet, ce sont des ouvrages en fer puddlé difficilement réparables qui souffrent de corrosion. La présence de minium de plomb qui oblige à récupérer les déchets et confiner l'ouvrage rend le renouvellement de leur protection anticorrosion très contraignante. Les parties plus récentes, tels les tronçons centraux datant des années 1970 posent moins de problème.

Toutefois, la partie centrale se trouve sous la nappe et dans ce cas, les points faibles se situent aux reprises de bétonnage qui sont des endroits privilégiés d'infiltration.

Sur les lignes de métro, on a observé en 1970 des fissures liées à un pourrissement des bois de blindage et une altération des liants dans la maçonnerie. Sur les viaducs aériens (lignes 2, 5, 6 et 7) la dégradation de l'étanchéité et du système d'écoulement a provoqué des infiltrations, pouvant conduire à un début de corrosion sur le métal. Les appareils mobiles à rouleaux d'acier se sont corrodés et bloqués, entraînant des efforts parasites dans la structure. Une campagne systématique de remplacement de ces appareils d'appui s'est terminée en 2002.

Enfin, sur les structures en béton armé du métro, construites entre 1920 et 1930, on retrouve des problèmes de corrosion des armatures, dus au phénomène de carbonatation sur des bétons assez poreux avec un faible enrobage.



Photo 3

Remise en état de tunnel  
*Tunnel repair*

© DR

## ■ Les techniques de réhabilitation

Sur les tunnels dans le métro, une grande campagne de travaux a été lancée il y a 35 ans pour prévenir les effets du pourrissement des bois de blindage et la dégradation des parties en maçonnerie, dûs au temps. Des injections de coulis de ciment sont donc effectuées pour régénérer les liants et assurer un collage terrain, permettant le bon fonctionnement en voûte de l'ouvrage. Ce programme de réhabilitation est renouvelé chaque année et s'est étendu aux couloirs d'accès.

Les travaux de rénovation sur les viaducs se font par tronçon tous les deux ans. Ce sont des travaux contraints dans le temps, car il faut arrêter l'exploitation sur une partie de la ligne pendant les deux mois d'été. L'objectif est de rénover un linéaire compris entre 600 m et 1 km. Il s'agit d'enlever la voie, le ballast, de refaire l'étanchéité et l'assainissement, des travaux de métallerie, et d'appliquer une protection anticorrosion sur des parties en métal. Cela permet de rendre l'ouvrage étanche pour 50 ans environ et à l'abri de la corrosion pour 20 à 25 ans.

Sur les métros, pour les ouvrages altérés en béton armé, ce sont des techniques de purge, sablage des armatures, reconstitution du béton par projection ou avec un mortier de réparation. Un inhibiteur de corrosion a été utilisé sur les stations Strasbourg Saint-Denis, et Grand boulevard, Saint-Martin, en 2005. La RATP attend un retour d'expérience dans ce domaine.



Photo 4

Travaux sur viaduc métallique  
*Works on steel viaduct*

## ➔ Un patrimoine ferroviaire ancien



**Bernard Plu**  
*Ingénierie Infrastructures SNCF*

Le patrimoine ferroviaire représente 40000 ponts de portée supérieure à 2 m et 60000 petits ouvrages, auxquels il faut ajouter 1500 tunnels et environ 15000 murs de soutènement. Ce patrimoine est ancien, puisqu'il date essentiellement de 1850 à 1900. Ces ouvrages ont été construits avec les matériaux de l'époque : maçonnerie et fer puddlé, le béton armé étant apparu après l'essor du chemin de fer. Ces ouvrages ont été correctement surveillés et entretenus, et sont donc bien connus.

Les pathologies sont différentes selon l'importance du trafic et selon les matériaux. Les matériaux métalliques sont particulièrement touchés par une fatigue due aux sollicitations répétées. Sur ces ouvrages en métal, la SNCF doit remédier à l'apparition de fissures par une réparation adaptée, voire par le remplacement complet de l'ouvrage dans les cas les plus critiques. Dans tous les cas, une remise en peinture régulière est impérative.

Pour les ouvrages maçonnés, ils restent globalement en bon état sur l'ensemble du réseau, (à l'exception de quelques problèmes de fondations). Ce sont des ouvrages très robustes, mais la défaillance des étanchéités conduit lentement à la dégradation par l'eau des matériaux constituant la maçonnerie.

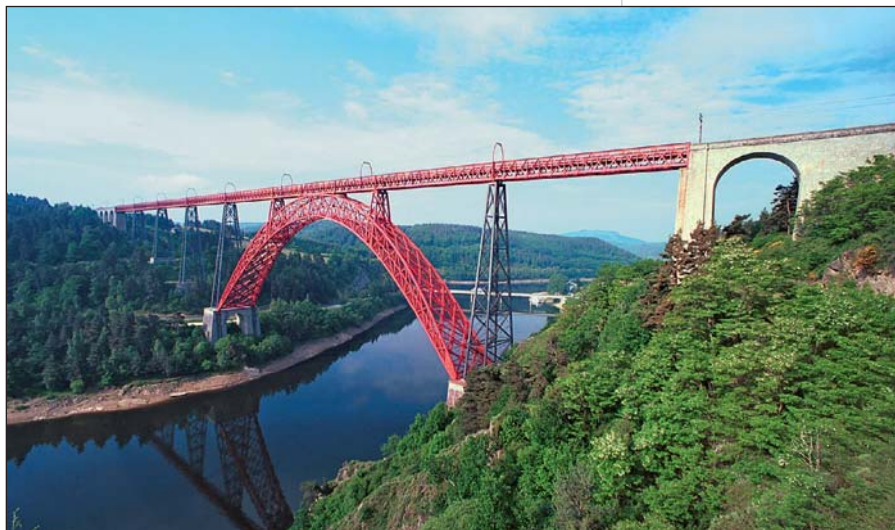


Photo 5

Viaduc ferroviaire de Garabit dans le Cantal  
*Railway viaduct of Garabit in the Cantal region of France*

Comment entretenir un patrimoine Génie civil vieillissant ?



La politique de surveillance et de maintenance de ces ouvrages permet d'en rallonger la durée de vie malgré des charges et trafics beaucoup plus élevés. Il y a un fort enjeu de réparation et de renouvellement pour conserver ce patrimoine ancien.

■ Les techniques de réhabilitation

Pour le métal, les réparations diffèrent selon l'ancienneté de l'ouvrage. Celui-ci sera difficilement soudable s'il remonte au XIX<sup>e</sup> siècle... Le rivetage reste la technique la plus utilisée pour conforter une partie de ces structures anciennes. Ce sont d'ailleurs des équipes spécialisées en rivetage sur ouvrages d'art qui interviennent au sein de la SNCF.

En maçonnerie, nous savons renforcer les fondations (par exemple les techniques de fondation par micro-pieux). Pour les tunnels ou les ponts voûtés, le béton projeté est le plus souvent utilisé pour le renforcement.

De nouvelles techniques ont été mises au point, comme les boulons injectés qui correspondent précisément aux besoins de nos ouvrages métalliques anciens. En génie civil, la recherche doit se poursuivre. Pour les vieux ouvrages, les choix sont importants : doit-on privilégier la réhabilitation, la réparation ou opter pour le remplacement complet ? Ainsi, deux ou trois grandes constructions sont remplacées tous les ans. Le rythme reste lent par rapport au volume du patrimoine concerné. Les travaux de réparation ont de l'avenir. De véritables professionnels avec des compétences techniques en sont le préalable.

Photo 6

Pose de rivet à chaud  
Hot riveting



© DR

➔ Le béton, un matériau particulier



**Jonathan Wood**  
Ingénieur expert indépendant en analyse de structure en béton

La société a besoin d'infrastructures fiables et sûres. L'étude classique de Gerwick [1] a démontré le coût et les méthodes disponibles pour l'amélioration de la durabilité de structures en béton, qui ont eu des problèmes prématurés avec des coûts de restauration et d'interruption de service. L'investissement dans une construction de qualité permet des économies massives sur la durée de vie d'une structure. Exemple : l'échec du pont de la Concorde au Québec a renforcé la validité de cette conclusion.

Les modèles théoriques de « coût sur le cycle de vie » basés sur une actualisation des bénéfices, ont été utilisés pour suggérer qu'une option de gestion fondée sur un coût minimal initial accompagnée par des coûts différés de maintenance et d'interruption de service était la meilleure option. Ces modèles sont faux, à la fois sur leurs hypothèses et sur leurs conclusions. Nous devons reposer la question des procédures contractuelles basées sur le moins disant lorsqu'il s'agit de choisir des entreprises ou des matériaux pour de nouvelles constructions.

La plupart de nos infrastructures sont déjà construites, si bien que de meilleures méthodes d'identification de désordres en phases précoces sont nécessaires. Nous pouvons alors prendre des initiatives afin de ralentir la détérioration, et planifier la maintenance pour minimiser les interruptions de service de nos réseaux de transport et nos bâtiments. Cela implique une meilleure compréhension du microclimat, en particulier les effets de l'eau et du sel qui conduisent à la détérioration. Les vices dans la construction créent un environnement propice pour la corrosion accélérée, localisée et souvent cachée. Des réparations efficaces requièrent une approche différente et passent par le contrôle de la corrosion. Les problèmes d'incompatibilité entre le béton d'origine et les matériaux de réparation sont souvent la cause de l'échec prématuré de restauration.

[1] Gerwick B.C (1994) « Economic aspects of durability – how much added expense can be justified? » ACI CANMET PK Mehta Symposium Durability of concrete 1-19.



Beaucoup de nos ouvrages en béton des années 1950 à 1970 se détériorent rapidement. Le matériau de réparation doit avoir une adhésion et une rigidité suffisantes pour pouvoir reprendre de façon passive ou active les efforts de l'ouvrage existant. Il faut anticiper les phénomènes de retrait et les effets thermiques. Les contraintes dues aux retrait à long terme sont une cause fréquente des échecs de réparation.

Si nous voulons prévenir les dégradations, il faudrait d'abord déterminer quels sont les efforts initiaux à reprendre, ainsi que l'état de contrainte du béton, et comment elles peuvent varier en fonction de l'environnement (température, humidité, etc.). Il y a des limites, à respecter, à la réduction du rapport eau/ciment ainsi qu'à l'augmentation des granulats, afin qu'aucun problème ne survienne lors de la mise en œuvre du mortier de réparation.



**Photo 7**  
Ouvrage avant et après travaux  
*Structure before and after works*

## ➔ Comprendre les pathologies générales



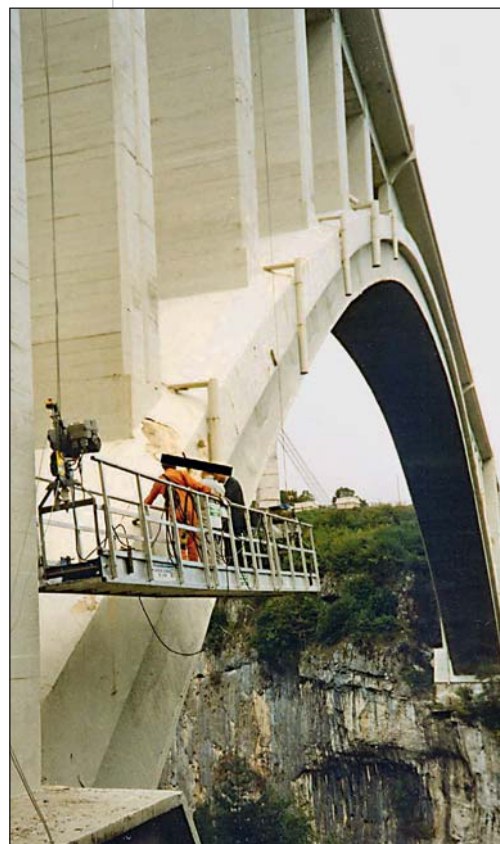
**Bruno Godart**  
*Directeur technique ouvrages d'art*  
LCPC

La première cause de pathologie est la corrosion des armatures du béton armé, lorsque les enrobages sont mal respectés, ou sous l'effet d'agressions dues aux sels de déverglaçage, et la corrosion des câbles de précontrainte dans les VIPP. On observe également des pathologies du béton avec l'alcali-réaction des ouvrages datant des années 1970-1980, la réaction sulfatique interne : c'est un gonflement du béton dû à un échauffement excessif lors de sa prise. Le gel et le dégel provoquent aussi un écaillage des bétons, par exemple sur les corniches ou les supports de barrières de sécurité. Au niveau du métal, des problèmes de corrosion existent dans les structures métalliques dont la peinture a été mal entretenue. On observe aussi des fissurations de fatigue dans certains tabliers à dalle orthotrope.

Les ouvrages en maçonnerie présentent des défauts comme les disjointoiements, des circulations d'eau qui endommagent la structure, qui résultent généralement de défauts d'étanchéité, et d'une maintenance déficiente. Certains ouvrages présentent des tassements d'appuis, dûs à des fondations précaires en site aquatique. Enfin, on constate également, des problèmes d'insuffisance de résistance des structures en flexion ou à l'effort tranchant.

En France, un arsenal de techniques et produits de réparation fait l'objet des normes NF-P 95.101 à 107 et des normes de la série P 18-8XX, ces dernières étant progressivement remplacées par les normes européennes EN 1504-1 à 10.

Béton projeté, renforcement par précontrainte additionnelle, réparation par matériaux composites, ragréages, pontages et injections de fissures, rejointoiement pour les ponts en maçonnerie, remplacement d'éléments



**Photo 8**  
Réfection de béton au pont de La Caille (Haute-Savoie)  
*Repair of concrete on La Caille bridge (Haute-Savoie region)*

Comment entretenir un patrimoine Génie civil vieillissant ?



métalliques et remise en peinture des ouvrages... sont autant de solutions largement utilisées. Cependant, la réparation des soudures fissurées pose encore problème. De même, pour les réactions de gonflements internes du béton, il n'existe pas à ce jour de solution pérenne de réparation. Et en cas de corrosion importante des câbles de précontrainte, il est difficile de réinjecter les gaines.

**■ Recherche : vers des techniques de plus en plus performantes**

La recherche sur les composites est avancée, et on peut dire que les renforcements par composites fonctionnent bien. Les méthodes électrochimiques (déchloration, réalcanisation, protection par anodes sacrificielles) sont étudiées pour leur efficacité et leurs éventuelles contre-indications sur le béton précontraint à cause de la possible fragilisation par hydrogène des armatures de précontrainte.

Nous regardons aussi l'intérêt des aciers inox en réparation, car ils sont censés mieux résister à la corrosion, selon leur qualité, et selon leur compatibilité avec les armatures existantes.

Le domaine de l'auscultation et de l'instrumentation (exemple des fibres optiques) fait également l'objet de recherches afin de mieux évaluer la corrosion des câbles de précontrainte internes au béton, d'améliorer la détection des fissures de fatigue dans les assemblages soudés, et de développer les essais non destructifs pour qualifier le béton d'enrobage. Il faudra pouvoir faire un suivi des indicateurs de durabilité et continuer à développer les méthodes d'auscultation structurelle (pour évaluer la capacité portante des ouvrages, ou sur leur endommagement).

On cherche à introduire l'analyse de risques dans la gestion des ouvrages, à raisonner par familles d'ouvrages pour déceler les familles « à risque » et mettre un plan d'action en œuvre. Pour faire durer les ouvrages, il faut également les adapter à un usage qui évolue avec la société (tramways, pistes cyclables, câbles à haute tension dans les ponts, etc). Enfin, pour le respect de l'environnement, nous étudions les méthodes de décapage des anciennes peintures à base de plomb pour rejeter un minimum de déchets dans l'atmosphère.

L'avenir dépend également du développement d'une ingénierie forensique c'est-à-dire fondée sur l'ensemble des méthodes et techniques appliquées à l'investigation pour comprendre l'origine des accidents et en tirer des leçons.

➔ **L'ingénierie forensique, source de progrès**



**Denys Breyse**  
*Professeur de génie civil à l'université de Bordeaux, et chercheur dans le domaine du contrôle non destructif et de la maîtrise des risques*

L'ingénierie forensique est une discipline qui consiste à recueillir des informations par retour d'expérience. Née aux États-Unis, elle arrive en Europe, notamment en Angleterre. Tout a commencé par la catastrophe de la chaîne d'hôtels Hyatt à Kansas City, le 17 juillet 1981, qui a fait 114 victimes. C'était un atrium avec des passerelles suspendues dont l'une s'est effondrée.

Selon l'enquête juridique, la cause remontait à un changement des boulons et du système d'accrochage sans qu'il y ait eu de recalcul. La profession des ingénieurs a été très affectée par ce verdict, d'où une prise de conscience pour mieux maîtriser les risques dus au temps, à la conception, ou aux catastrophes naturelles. Pour progresser et anticiper, nous avons besoin d'explications techniques lorsqu'il y a dysfonctionnement ou vieillissement des ouvrages. Certains accidents ont des conséquences très importantes (notons par exemple l'effondrement de l'aérogare du terminal 2E de Roissy à Paris). La robustesse structurelle peut être anéantie par un effet domino : à Londres en Grande-Bretagne,



Photo 9  
 Minneapolis - Août 2007  
 Minneapolis - August 2007

en mai 1968, une explosion dans un appartement a provoqué la chute de tous les étages inférieurs en cascade.

En France, un exemple récent lié aux aléas naturels est celui de l'effondrement, le 25 février 2007, du pont de la rivière Saint-Étienne sur l'île de la Réunion. En fait, la rivière en crue a creusé le sol de fondation d'une pile du pont. Celle-ci a fini par céder, et toutes les travées sont successivement tombées.

Le vieillissement, notamment dans le domaine du béton précontraint, s'est illustré par une défaillance de nombreux ouvrages en Grande-Bretagne. Un petit pont (Ynys-y-Gwaes) s'est effondré dans la rivière le 4 décembre 1985, à cause de la corrosion des câbles de précontrainte qui n'étaient pas protégés de façon satisfaisante. Ces événements n'avaient pas été correctement anticipés. Aujourd'hui, les techniques permettent une protection des câbles à l'intérieur de gaines, avec réinjection contrôlée pour que les efforts de précontrainte soient pérennes.

En Grande-Bretagne toujours, la corrosion mal contrôlée du béton a anéanti un parking à Wolverhampton, dont les étages se sont écroulés en « millefeuilles ». En matière de sécurité, les maîtres d'ouvrage doivent garantir une bonne inspection de leurs structures afin que celles-ci ne se dégradent pas.

## ■ Les pistes de progrès

### Les outils de contrôle

L'enjeu est d'évaluer l'état actuel des ouvrages, leur capacité mécanique et leur durée de vie. Des procédures agréées fonctionnent bien, mais il y a des progrès à faire. Dans certaines situations, il faut adapter la surveillance.

Différentes techniques de contrôle non destructif permettent d'inspecter le béton et l'acier. Les méthodes acoustiques se basent sur les ondes mécaniques, qui évaluent la densité du matériau ou décèlent une couche superficielle qui se sépare. Les ondes électromagnétiques du radar permettent d'évaluer par exemple le taux d'humidité du matériau. Les propriétés électriques du béton dépendent de sa porosité et de sa teneur en eau, ou de la présence de défauts. Les méthodes thermiques sont également intéressantes avec la thermographie infrarouge : la propagation de la chaleur est sensible à l'hétérogénéité du matériau. Un suivi est assuré par une caméra infrarouge qui permet d'inspecter l'ouvrage à distance.

Enfin, les méthodes optiques permettent une observation globale des déformations.

Le monitoring consiste à placer des capteurs embarqués qui vont suivre le vieillissement et détecter les premiers signaux d'alarme. Certains ouvrages en sont instrumentés lors de la construction, comme le viaduc de Millau. D'autres, pour lesquels on craint une évolution dans le temps, seront munis de capteurs.

La majorité des techniques de contrôle précitées sont déjà utilisées par les bureaux d'études français. Nous devons avancer scientifiquement dans l'interprétation de ces mesures. Plusieurs travaux de recherche sont en cours pour affiner le diagnostic de l'ouvrage. La recherche française est dans ce domaine bien positionnée à l'échelle internationale.



Photo 10

La Réunion - Février 2007

Reunion Island - February 2007

### L'enseignement et la formation

Pour les professionnels, la réalité montre que la défaillance existe, et qu'il est impératif d'avoir une approche la plus rationnelle possible. Des progrès sont à faire dans la construction en métal ou en béton, et dans l'organisation entre les différents intervenants sur le chantier. L'enseignement de tout ce qui peut améliorer la sécurité des ouvrages est indispensable dans nos écoles et universités. À ce titre, l'exploitation pédagogique des exemples de défaillance peut être fructueuse.

### Le retour d'expérience collectif

En Grande-Bretagne, le SCOSS est un comité d'experts sur la sécurité des structures, financé par la profession et les pouvoirs publics. Sa mission est d'améliorer la sécurité des ouvrages et de réduire les risques. Une procédure, le CROSS, a été mise au point, s'appuyant sur des rapports centralisés et expertisés. Confronté à

Comment entretenir un patrimoine Génie civil vieillissant ?

une situation d'accident ou de quasi-accident, tout acteur, ouvrier, agent de maîtrise ou autre, peut adresser un rapport confidentiel au comité, qui le mettra éventuellement en ligne pour faire le rapprochement avec d'autres sources. Par exemple, face à des incidents répétés de faux plafonds dans des salles de spectacle, le SCOSS a proposé des solutions techniques afin de les éviter.

Ce champ de progrès collectif pourrait se développer en France, même s'il n'y a rien de formalisé à l'échelle nationale à l'heure actuelle. Même si les freins économiques, culturels, organisationnels, sont nombreux, il serait utile qu'une démarche de même nature se mette en place. Elle permettrait de repérer les domaines dans lesquels des progrès sont indispensables, et d'apporter des réponses pour une meilleure sécurité des ouvrages et des usagers.

➔ **Perspectives d'avenir.  
Les ouvrages du futur avec le béton fibré ultra-hautes performances (BFUP)**



**Jacques Resplendino**  
Chargé de mission ouvrages d'art à la Direction Interdépartementale des Routes de Méditerranée

Le BFUP est un matériau de construction innovant : l'adjonction de fibres métalliques lui confère une résistance six fois plus élevée qu'un béton traditionnel. Il se distingue par une résistance en compression en général supérieure à 150 MPa (par rapport à un béton de base qui a une résistance de 35 à 45 MPa), une durabilité qui permet de s'affranchir des armatures actives et passives, un fort dosage en liant qui garantit l'absence de toute porosité capillaire, et une résistance en traction de la matrice supérieure à 7 MPa. Les teneurs en fibres sont beaucoup plus élevées (au moins de 2 à 3 % en volume) soit des teneurs comprises entre 160 et 240 kg/m<sup>3</sup>. Cela peut aller jusqu'à 10 % en volume soit près de 800 kg/m<sup>3</sup>. La taille des granulats beaucoup plus petite conduit à des diamètres et des longueurs de fibres plus réduits (diamètres compris entre 0,15 et 0,3 mm, et longueurs comprises entre 6 et 20 mm).

En France, les premières recherches sur le BFUP ont commencé dans les années 1990. Il fallait rajouter des particules ultrafines et avoir de bons granulats pour une pâte très performante. Avec ce matériau résistant en traction et en compression, la France a publié en 2002 les premières recommandations permettant de formaliser les méthodes et donner des règles de calcul, sans aucune armature de renfort autre que les fibres.

■ **Les applications pour allonger le cycle de vie des ouvrages**

Le BFUP a été utilisé pour la passerelle de Sherbrooke au Canada en 1997 (60 m de portée, avec une dalle supérieure de 3 cm d'épaisseur) et dans d'autres ouvrages importants, notamment dans les aérorefrigérants de centrales nucléaires. Dans un milieu humide et hyper agressif, comportant des échanges thermiques importants, ce matériau extrêmement durable a largement prouvé son efficacité.

En 2008, des prélèvements ont été réalisés pour vérifier les profondeurs de carbonatation. Les résultats ont été très satisfaisants en termes de durabilité.

Autres exemples : deux ponts routiers dans la Drôme ont été conçus avec des tabliers en BFUP, leur garantissant ainsi une meilleure durabilité. La passerelle de Séoul (Corée) comporte un arc de 120 m de portée réalisé en BFUP. Dans tous ces ouvrages les performances du BFUP ont été pleinement utilisées.

En France, sur le pont routier de Saint-Pierre-la-Cour (Mayenne), les poutres sont élancées et plus fines. Le béton traditionnel a été coulé sur des prédalles en BFUP. Autre pont routier à Rouen, le pont Pinel, construit par Eiffage sur l'autoroute A150, est en poutres préfabriquées en forme de T inversé. Enfin, le PS 34 sur l'A51 au sud de Grenoble donne un autre exemple : un passage supérieur sur une autoroute, une travée de 50 m de portée sans appui intermédiaire. Pour l'esthétique, notons qu'il n'y a pas de piles. Les caissons sont en BFUP.

En réparation, c'est un béton très résistant. Par exemple, pour mieux résister à l'abrasion liée au courant, les piles du pont de Valabres ont fait l'objet d'une protection en BFUP. Outre la facilité de mise en œuvre, ce matériau permet de protéger l'ouvrage des chocs et offre une grande solidité. Ces applications sont amenées à se développer.

La résistance aux chocs des véhicules sur les poutres des ponts est un autre problème : les ouvrages sont sensibles aux chocs, et les poutres sont fragiles. Le BFUP pourrait éviter de les remplacer... Exemple : l'utilisation de BFUP pour le renforcement d'ouvrages de type VIPP comme le pont sur l'Huisne au Mans. La présence de la future ligne de tramway de la ville du Mans a



Photo 11  
 Poutres en BFUP -  
 Pont à Saint-Pierre-la-Cour  
 UHPFRC beams - Bridge  
 at Saint-Pierre-La-Cour

© DF

imposé d'augmenter le nombre de voies sur ce pont, ce qui impliquait de renforcer ce VIPP à deux travées de 31,60 m de portée, construit en 1976. La solution classique consistait en la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle extérieure complétée par des renforts par plats en fibre de carbone. Mais les poutres ne pouvaient accepter les efforts de compression supplémentaires apportés par cette post-contrainte. La production du BFUP s'est effectuée sur site. Le bétonnage – réalisé à l'aide d'une formule auto-plaçante – s'est fait par gravitation et par l'intermédiaire de six cheminées de 200 mm de diamètre situées au-dessus des renforts et carottées préalablement dans le tablier.

Dans le bâtiment, la réhabilitation de l'ancien immeuble du Crédit Foncier, situé rue Volney à Paris, nécessitait des transformations importantes. Afin d'aménager des volumes intérieurs plus spacieux, le projet prévoyait la suppression d'éléments porteurs par lesquels transitaient jusqu'à 400 t, et leur remplacement par des éléments plus fins et transparents.

Le plan prévoyait des poteaux métalliques avec des angles vifs, de section 120 x 300 mm pour une hauteur de 3 m, sollicités jusqu'à 100 t aux ELS. Compte tenu de ces contraintes, auxquelles s'ajoutent les spécificités d'un chantier de réhabilitation (accès réduits, manutentions délicates...) une solution de poteaux en BFUP s'est avérée avantageuse. Elle présentait en effet l'intérêt d'être beaucoup plus légère qu'une solution métallique (le poids des éléments est divisé par 3, tout en conservant l'aspect extérieur demandé). La solution retenue a consisté à revêtir ces poteaux béton d'une fine enveloppe métallique en acier de 3/10 de millimètre. De plus, cette enveloppe périphérique, n'ayant à l'origine qu'une fonction architecturale, a servi de coffrage pour

le bétonnage intérieur et c'est le BFUP qui assure la tenue au feu de la structure. La formule utilisée est dérivée de celle mise en œuvre sur le chantier de la gare de péage du viaduc de Millau. Bien d'autres applications sont évidemment possibles...

L'intérêt de ces nouveaux bétons sur le cycle de vie des ouvrages implique également d'autres avantages tels que des économies de matières premières, d'énergie consommée, de moyens de manutention, mais aussi une meilleure intégration en termes d'impact environnemental, de durabilité, d'esthétique...

Le BFUP nécessite un apport de ciment de 550 à 1000 kg/m<sup>3</sup>, soit 2 à 3 fois plus qu'un béton traditionnel. Mais compte tenu de ses caractéristiques mécaniques, cette surconsommation de ciment se traduit par une économie de matière de l'ordre de 2 à 3 fois ! Conclusion, le bilan CO<sub>2</sub> est identique à celui d'un béton classique, alors que le BFUP est largement plus performant en termes de durabilité. Il n'en reste pas moins vrai qu'un grand soin doit être apporté à sa mise en œuvre, et en particulier, à la disposition des fibres métalliques.

Les recherches récentes ont notamment permis d'élaborer une solution de dalle en BFUP validée dans le cadre du projet national MIKTI d'amélioration des structures mixtes acier/béton. Le gain en poids et en rigidité de la dalle offre une diminution du poids de charpente d'environ 15 à 20 % qui rendent ces solutions économiques pour des portées principales d'une centaine de mètres. Également, dans le cadre du projet européen NR2C, des solutions de tabliers de ponts réalisés en BFUP, en matériaux composites, en acier et/ou en bois ont été étudiées.

Comment entretenir un patrimoine Génie civil vieillissant ?



➔ **Ouest Acro, expert de l'accès des ouvrages d'art, sur la Cantache et au Havre**

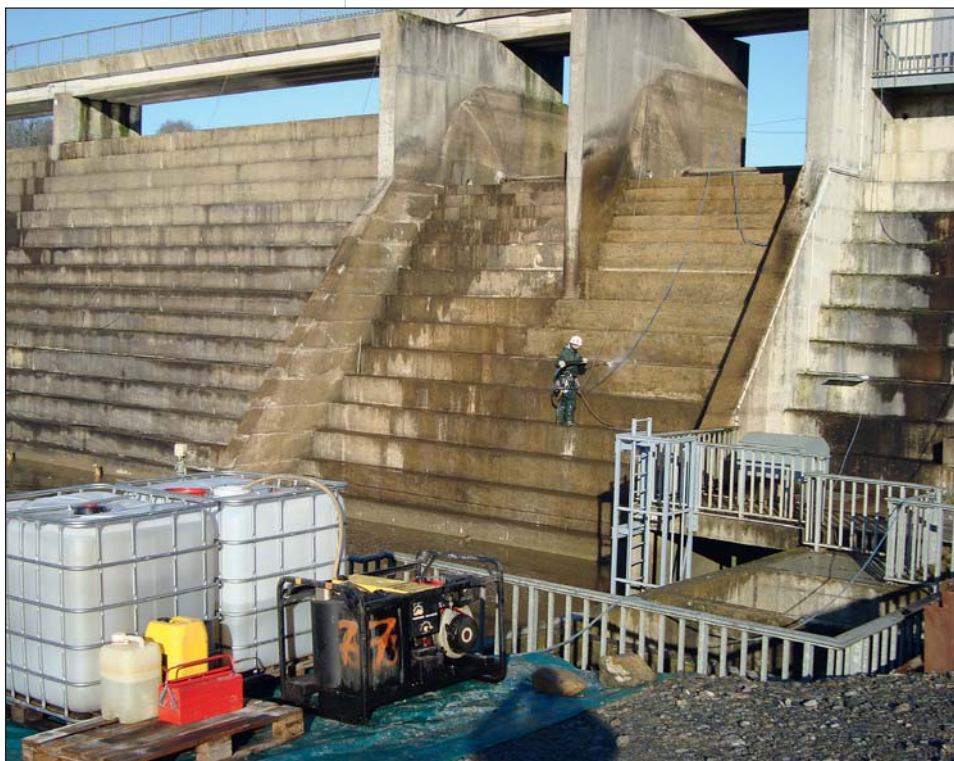
L'entreprise Ouest Acro, spécialisée dans les travaux d'accès difficiles sur cordes, et membre du STRRES, réalise un chantier sur le barrage de la Cantache, et un autre rue Beau Site au Havre.

■ **Barrage de la Cantache : une réparation structurelle**

Le barrage de la Cantache est le dernier ouvrage mis en eau d'un ensemble de trois barrages de la Haute-Vilaine pour le Conseil général d'Ille-et-Vilaine. Spécialiste des travaux spéciaux et particulièrement du renforcement d'ouvrages en béton armé, Ouest Acro traite le lot n° 1 « réparation du génie civil ». Le chantier englobe terrassement, gros œuvre, génie civil, travaux d'injection de fissures et réparation de béton.

Photo 12

Renforcement de béton sur barrage  
Strengthening of concrete on dam



© DR

**2000 m<sup>2</sup> de terrassement**

Cette opération s'inscrit dans une démarche environnementale forte, avec une obligation de prévention de tout type de pollution accidentelle (hydrocarbures, huiles des engins de chantier) mais aussi tri et valorisation de tous les déchets. Au programme : réfection de l'étanchéité du parement amont, consolidation du bassin de dissipation en aval de la galerie de vidange, rehaussement d'un mur pour éviter les retours d'eau de la rivière, réfection de l'étanchéité du seuil déversoir en palplanches en aval de la digue, traitement des fissures du parement amont. Il s'agit d'injecter les fissures à l'aide de résines polyuréthanes aqua-réactives souples et étanches. Au total, 2000 m<sup>2</sup> de terrassement sont prévus, plusieurs centaines de mètres linéaires d'injection, et un poste de refoulement d'un débit de 50 l/s.

■ **Confortement au Havre : une problématique géotechnique**



Photo 13

Avant...  
Before...

Ouest Acro réalise ici des travaux de confortement de soutènement et protection contre les glissements de talus sur la rue Beau Site au Havre. L'opération se découpe en plusieurs étapes : débroussaillage et abattage sur le talus, confortement par boulons d'ancrage, démontage du mur existant dans l'épaisseur, réalisation d'une paroi en béton projeté, parement brique, mise en œuvre dans la pente de terre végétale et d'une géogridde, ensemencement hydraulique, pose de garde-corps et rejointoiement. Les garde-corps sont mixtes métal/bois, et font aussi office de glissières de sécurité.



Photo 14

...Après confortement de talus par boulonnage  
 ...After slope consolidation by rockbolting

### Phénomène naturel imprévisible

Dans ce chantier, il s'agit bien de prévenir le risque de glissement accidentel de terrain. Les boulons scellés sur toute leur longueur ont un diamètre nominal de 25 à 40 mm pour des longueurs de 1,50 m à 8 m. Pour le béton projeté, les fibres métalliques sont fabriquées à partir d'un fil d'acier tréfilé, avec ancrage mécanique à chaque extrémité, et sont préencollées en plaquettes pour assurer leur bonne répartition dans le béton.

## ➔ VSL France sur le pont de l'Hérault et le viaduc de la Mauldre

La réparation d'ouvrages, la précontrainte, le renforcement des structures font partie des activités de VSL France. Illustration à travers deux chantiers : le pont sur l'Hérault à Ganges, et le viaduc de la Mauldre.

### ■ Le pont sur l'Hérault à Ganges

Cet ouvrage en maçonnerie de la fin du XIX<sup>e</sup> siècle est composé de six arches surbaissées de 16 m d'ouverture pour environ 9 m de tirant d'air en moyenne, plus une

arche de 3 m d'ouverture et de tirant d'air permettant le passage d'un canal.

Les travaux concernaient l'élargissement de la chaussée existante avec la création d'une passerelle piétonne, et l'aménagement des superstructures. Les matériaux existants provenant de la partie supérieure de l'ouvrage ont été déblayés afin de permettre la mise en œuvre de la dalle générale.

### Élargissement de l'ouvrage par une dalle en béton armé et création d'une passerelle piétonne

La solution retenue pour l'élargissement consiste à mettre en place des éléments préfabriqués auto-stables au niveau des rives de la nouvelle dalle (avec le relevé support garde-corps). Le tablier a été réalisé en béton armé par demi-chaussée, permettant le maintien d'une voie de circulation pendant la totalité du chantier (hors travaux d'étanchéité et de chaussée).

La passerelle piétonne (platelage bois en pin sylvestre muni d'un dispositif antidérapant) repose sur des consoles métalliques, ancrées par des tirants (en barres précontraintes injectées au coulis de ciment) mis en place dans des surépaisseurs de la dalle, permettant une diffusion correcte des efforts dans le béton.

Les garde-corps existants ont été reconditionnés, puis remis en place sur le côté amont de l'ouvrage. L'étanchéité du tablier, les enrobés et les divers travaux de voirie ont par la suite été réalisés, et l'ouvrage rénové, s'intégrant parfaitement dans l'environnement, a été livré au Conseil général de l'Hérault.



Photo 15

Pont sur l'Hérault à Ganges  
 Bridge over the Hérault at Ganges

Comment entretenir un patrimoine Génie civil vieillissant ?

► ■ Le viaduc de la Mauldre

L'attelage des travées, le remplacement des appareils d'appui, l'étanchéité, les joints et les enrobés constituent les principaux travaux de réparation effectués sur cet ouvrage par basculement de circulation.

Composé de deux tabliers (15 m de largeur) de neuf travées indépendantes (de 30 m de portée), cet ouvrage de type VIIPP permet le franchissement de trois voies ferroviaires de la ligne Rouen-Paris et de la rivière la Mauldre par l'autoroute A13.



Photo 16  
Viaduc de la Mauldre  
La Mauldre viaduct

La réparation du tablier en un temps record

Les travaux sur les appuis ont consisté au relevage des deux tabliers de 5 cm, permettant la mise en place d'appareils d'appui aux normes actuelles et la réfection des bossages.

Sept joints de dilatation ont été supprimés par la réalisation des travaux d'attelage de travées par mise en continuité du hourdis (les trois joints maintenus se situant sur les culées et la pile centrale).

L'étanchéité a été réalisée après ragréage et reprofilage de la surface des tabliers.

L'ouvrage a été rouvert entièrement à la circulation après mise en œuvre des enrobés, des joints de chaussées et des divers travaux de superstructure. L'ensemble des travaux a été effectué en un temps record, permettant la restitution des deux tabliers de l'ouvrage avec 26 jours d'avance sur le délai initialement prévu. ■

Dossier réalisé par Barbara Boisnard

ABSTRACT

How to maintain an ageing civil engineering heritage?

T. Kretz, C. Tridon, J.-Fr. Douroux,  
B. Plu, J. Wood, B. Godart, D. Breyse  
and J. Resplendino

*It is well known that modern materials, concrete and metal, react chemically according to their environment, and therefore become less efficient. The operating conditions and changes in the use of structures also make them more sensitive. But science is evolving, and renovation is based on increasingly efficient technology and chemicals engineering. We are able to deal with most disorders. Research is currently being performed to test the materials of the future, which open up many new prospects.*

RESUMEN ESPAÑOL

¿Cómo conservar un patrimonio de ingeniería civil que envejece?

T. Kretz, C. Tridon, J.-Fr. Douroux,  
B. Plu, J. Wood, B. Godart, D. Breyse  
y J. Resplendino

*Se sabe perfectamente que los materiales modernos, hormigón y metal reaccionan químicamente acorde a su entorno, y entonces pasan a ser menos eficientes. Además, estos materiales resultan más sensibles debido a las condiciones de explotación y la evolución de la utilización de las estructuras. Pero la ciencia evoluciona, y la rehabilitación se funda en una tecnología y una química con mayor eficiencia cada vez más. Podemos tratar la mayor parte de las patologías. Hoy día, la investigación somete a prueba los futuros materiales, que permiten vislumbrar numerosas perspectivas para el futuro.*



# Les études de conception du pont à Nantes

Photo 1

Le site de l'ouvrage vu de l'aval

*The structure site viewed from downstream*



À Nantes, le nouveau pont de la Madeleine entre en travaux après trois ans d'études. Ce pont matérialise le lien entre le nouveau quartier de la gare et l'île de Nantes, entre le projet d'aménagement « Nouveau Malakoff – Grand Projet de Ville » et le projet « Île de Nantes », entre l'environnement bâti et les espaces naturels, entre le paysage vu et son fondement, son sous-sol, enfoui sous la Loire, entre la ville et son fleuve.

Le pont est conçu comme une partie de la séquence des espaces publics des projets d'urbanisme qu'il relie. Un moment particulier de cette séquence puisqu'il s'agit d'un franchissement, d'une « suspension » de la continuité urbaine au-dessus du fleuve et de ses berges. Ouvrage d'une esthétique simple et évidente, son audace se cache dans la finesse de sa ligne et le dépouillement de ses formes, loin des concepts démonstratifs fréquemment rencontrés aujourd'hui.

La solution d'un tablier mince en acier, soutenu par un haubanage central, a demandé au préalable des études approfondies alliant l'environnement, l'esthétique et les méthodes les plus élaborées de calcul des structures, d'ingénierie du vent, et d'éclairage.

Figure 1

Vue de nuit

*Night view*



## ■ Présentation générale du projet

En septembre 2005, Nantes Métropole a retenu, à l'issue d'un concours d'Architecture et d'Ingénierie, Setec TPI, bureau d'études mandataire, et Marc Barani, architecte, pour réaliser la conception et la maîtrise d'œuvre du franchissement Est de la Loire, sur le bras de la Madeleine à Nantes. Ce concours rassemblait les propositions de Chris Wilkinson, associé à JMI, RFR, architecte et ingénieurs, Marc Mimram et Dieter Feichtinger associé à Schlaich-Bergemann & Partners.

Le pont de la Madeleine franchit la Loire. Il est situé à l'extrémité de l'île de Nantes, en amont du pont Willy Brandt (photo 1).

## ■ Le parti architectural

### Le signal du lien

Le thème du lien pourrait être le thème fédérateur de ce projet de franchissement du bras de la Madeleine. Le projet propose de traiter ce lien de la façon la plus directe possible dans une économie radicale de moyens, de matière et de style.

Le choix d'un pont haubané avec son pylône unique dressé vers le ciel permet d'ériger le signal fort du franchissement (figure 1).

### Horizontalité, verticalité

La composition « élémentaire » du pont fait écho aux deux grandes directions structurantes du paysage. L'horizontalité du fleuve, de ses berges et la verticalité des tours d'habitations voisines. L'horizontalité de l'eau, du sol et la verticalité des implantations humaines. La spécificité du lieu tient à ce contraste puissant. Le site n'est pas fait de demi-mesures. La réponse proposée par les concepteurs ne l'est pas non plus.

Le tablier, très fin, s'inscrit dans le paysage d'un jet comme un trait tendu entre les berges. L'axe vertical du pylône central passe par une pile unique en Loire.

# pont haubané de la Madeleine



Figure 2

L'inscription dans le site

*Integration into the site*

La structure pénètre les couches d'alluvions à faible résistance, s'appuie sur le substratum une vingtaine de mètres sous le fleuve et se développe jusqu'à l'exacte hauteur du faîtage des tours. Les efforts y transitent en ligne droite optimisant dans un même temps les fondations et la géométrie du pylône. C'est l'application directe du calcul des efforts qui fait entrer en résonance le pylône et les tours d'habitations (figure 2).

Une pile unique donc et deux culées effacées dans le plan des murs en rives du fleuve. La continuité des berges est intacte. Elles conservent leur force essentielle dans le paysage et permettent, même au droit du pont, la promenade et la flânerie le regard tourné sans obstacle vers l'eau et la végétation des rives (figure 3).

La recherche d'articulation entre l'expression quasi didactique des efforts traversant le pont et son impact dans le paysage nous a conduits, notamment sur la berge de l'île, à révéler la culée. Le faisceau resserré des haubans équilibrant ceux de la plus grande travée du pont, s'ancre dans une masse de béton faisant contre-poids. Cette masse est mise en évidence, dégagée du quai par deux escaliers donnant un accès direct à la

promenade basse. La sensation physique de flotter au-dessus de la Loire qu'éprouvera le passant lorsqu'il traversera le pont fait place à une sensation de matière, de poids, de résistance du sol, au droit de la culée. Ce passage dans la matière précédera et renforcera par contraste l'arrivée sur la berge basse, au ras de l'eau, dans la fluidité du cours du fleuve (figure 4).

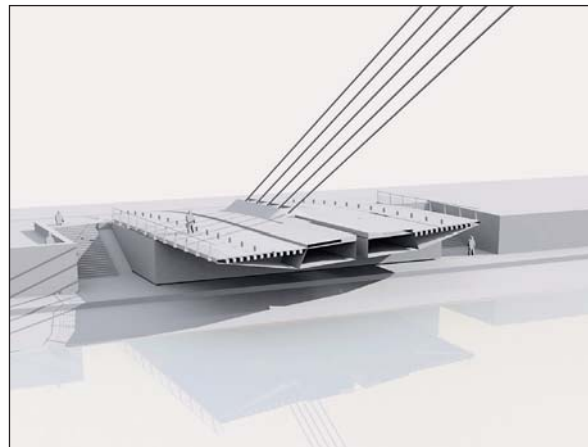


Figure 4

L'ancrage des haubans

*Stay cable anchoring*



Figure 3

Vue depuis la rive nord

*View from the northern bank*

**Jean-Bernard Datry**  
Directeur  
Setec TPI

**Marc Barani**  
Architecte

**Sylvie Ezran**  
Ingénieur en chef  
Setec TPI

**Gemma Aubeeluck**  
Ingénieur  
Setec TPI

**Audrey Zonco**  
Ingénieur  
Setec TPI

Les études de conception du pont haubané de la Madeleine à Nantes

Figure 5

Suspension du tablier en double caisson  
*Suspension of the twin-box-girder deck*

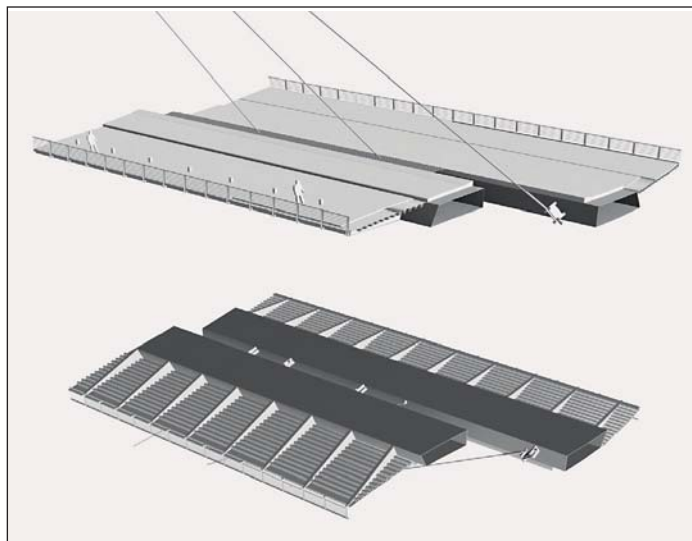


Figure 6

Une rue sur la Loire  
*A street on the Loire*



Figure 7

Vue depuis la rive gauche  
*View from the left bank*



**Un pont urbain plat**

Le pont est conçu comme une partie de la séquence des espaces publics des projets d'urbanisme qu'il relie. Un moment particulier de cette séquence puisqu'il s'agit d'un franchissement, d'une « suspension » de la continuité urbaine au-dessus du fleuve et de ses berges (figure 5).

La solution technique retenue permet d'installer dans le site un tablier très plat, aussi bien pour le profil en travers que pour le profil en long, c'est-à-dire une véritable rue, confortable, où l'absence de dénivelé et d'obstacle continu rend facile l'intégration des variantes d'usages définies dans le programme du concours et celles qui ne manqueront pas de survenir au cours de la vie de cet ouvrage.

L'autre avantage essentiel d'un tablier plat, c'est qu'il permet de voir l'autre rive, d'unifier visuellement deux entités séparées par l'eau.

Continuité, flexibilité, fluidité constituent à nos yeux les caractéristiques fondamentales d'un espace urbain.

**Un ouvrage en écho au contraste entre ville et nature**

Mais l'urbanisme spécifique de ce lieu est baigné de nature, localisé dans un site exceptionnel, aérien. La rue, en écho à ces sensations, est suspendue par un haubannage central, minimal, qui dégage les vues latérales et projette les tabliers en belvédère permanent au-dessus de la Loire (figure 6).

Il s'agit pour l'ouvrage de capter l'échelle du paysage, d'entrer en résonance avec son caractère aérien tout en désignant l'échelle des bâtiments qui ponctuent avec force le paysage. C'est de ce point de vue un projet qui poursuit, révèle et amplifie le dialogue engagé sur le site entre ville et nature (figure 7).

**Les grandes lignes de la conception**

L'analyse détaillée du programme de la consultation et l'examen approfondi du site retenu pour la construction de ce nouveau franchissement ont donc conduit les concepteurs à proposer un ouvrage pratiquement plat, dégageant au maximum le site du fleuve, comme un seul trait d'union, d'une berge à l'autre de la Loire. Les profils en long des ouvrages d'art existants franchissant la Loire, soit sur le bras de Pirmil, soit sur le bras de la Madeleine, présentent tous un dos-d'âne prononcé, ce qui ne permet pas à l'utilisateur qui traverse le fleuve de lire l'autre partie de la ville vers laquelle il se rend. Le nouveau pont, grâce à son profil en long tendu ( $R = 3600$  m), offre ainsi une vision continue d'une berge à l'autre.

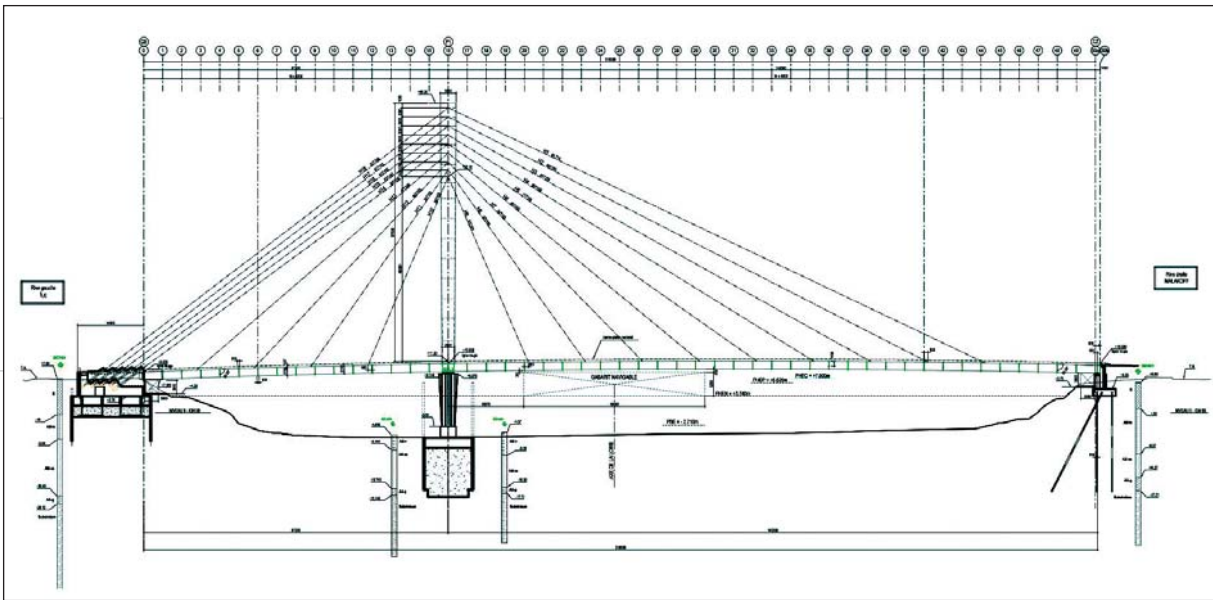


Figure 8  
Élévation générale  
de l'ouvrage  
General elevation view  
of the structure

L'analyse critique du régime des courants de la Loire a conduit Setec TPI et Marc Barani à choisir la partie gauche du lit pour implanter un seul appui, de dimensions transversales modestes, et pour libérer totalement les rives de la présence d'appuis qui obstrueraient alors la perception du fleuve depuis les berges.

L'ouvrage haubané permet de concilier la grande portée sur la partie droite de la Loire et une épaisseur réduite du tablier métallique en double caisson.

L'ouvrage comprend un pylône unique, et le plan de haubanage central vient s'ancrer entre les deux caissons porteurs. Cette ouverture médiane, qui s'inscrit sur toute la longueur du tablier permet un éclairage naturel des chemins de berges. Ce vide central est rappelé dans la géométrie du pylône, jusqu'à la zone d'ancrage des haubans.

Les portées retenues sont respectivement 143,30 m en rive droite et 67,20 m en rive gauche.

Le tablier offre ainsi une vision totale du fleuve et des deux rives, ruban mince survolant sur la Loire. Depuis les berges, la vue est totalement libérée, car l'ouvrage ne présente qu'une seule pile dans le lit du fleuve, descendant toutes les charges jusqu'au toit du rocher. La proposition dégage totalement le plan d'eau, dont le niveau et la perception varient au gré des marées. Le gabarit de navigation est maintenu en toutes circonstances.

Le tablier, de hauteur constante, offre une plate-forme large, polyvalente, pouvant s'adapter aux schémas successifs de l'aménagement de la ville et de l'île, ainsi qu'aux différents scénarios d'usage retenus. La courbe tendue du profil en long en long permet l'accès aux personnes à mobilité réduite : les pentes restent inférieures au maximum requis.

Les trottoirs et les pistes cyclables sont situés en rive du tablier, véritable rue piétonne sur le fleuve. La largeur des trottoirs est égale 3,00 m, de chaque côté d'une chaussée de 3,00 m et d'une piste cyclable, de 1,50 m. La différence de niveau de 17 cm entre la piste cyclable et le trottoir protège les usagers, et la piste cyclable

peut ainsi être temporairement utilisée en cas d'accident. L'aménagement à moyen terme prévoit, à gauche de la chaussée, une voie de bus, d'une largeur de 3,40 m, au même niveau que la chaussée, séparée par une bordure basse et franchissable de granit de 0,40 m de large. À terme, la voie de tram, légèrement surélevée de la chaussée, aura une largeur de 3,80 m.

La pile unique, allongée, est située dans la zone du fleuve où le courant est le plus faible. Elle ne constitue pas un obstacle à l'écoulement de la Loire en crue. Elle résiste au choc des bateaux et des corps flottants. Une charge verticale, de près de 10000 t, stabilise l'ensemble de cette pile, tant au glissement qu'au renversement : la résistance au choc de bateaux est accrue. Les aléas géotechniques sont ainsi réduits : une seule pile, majeure, fondée au rocher, et donc un seul site de travaux fluviaux.

La maintenance d'un tel ouvrage d'art sera aisée : les formes sont simples, presque évidentes. Le pylône est visitable depuis l'espace central. Il est muni d'échelles et paliers de sécurité. Les ancrages inférieurs des haubans sont accessibles depuis le tablier à l'aide d'une nacelle à bras déporté. La tête de la pile P1 est également accessible depuis l'espace central. Les réseaux, autres que la conduite d'eau, l'assainissement du tablier et la future conduite de gaz, sont disposés sous les trottoirs.

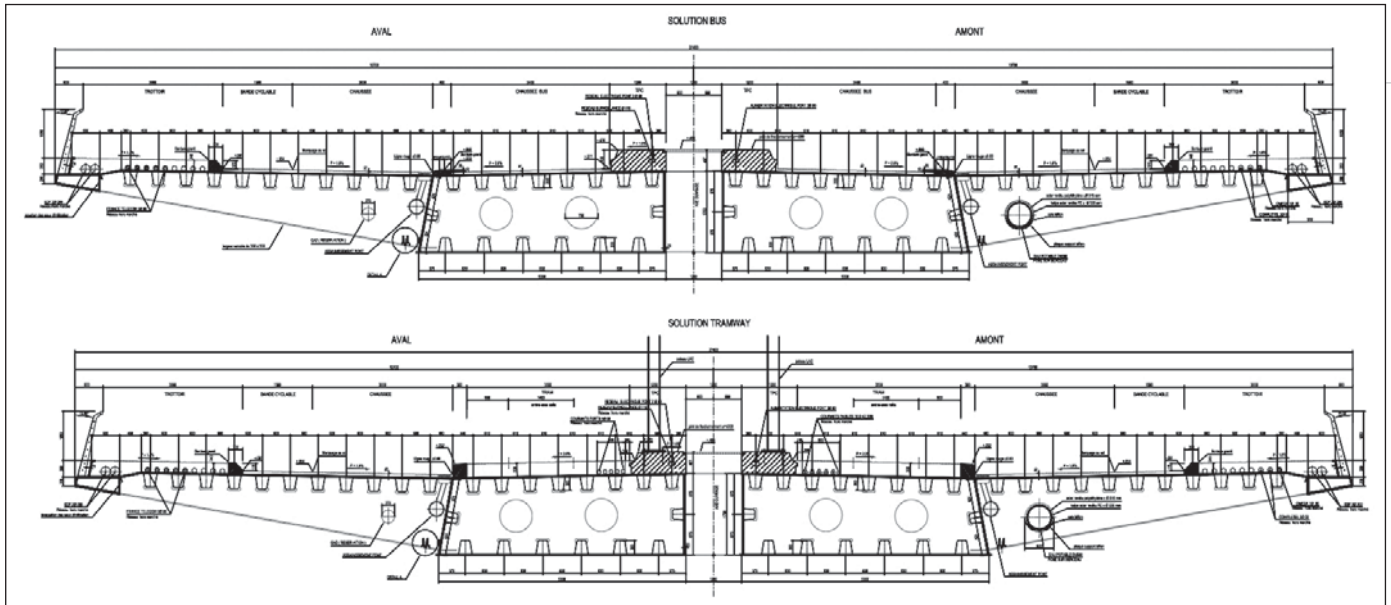
## ■ Description technique de l'ouvrage (figure 8)

### Caractéristiques géométriques

L'ouvrage est en alignement droit. L'axe longitudinal est pratiquement perpendiculaire au lit de la Loire. Les lignes d'appui sont perpendiculaires à l'axe de la chaussée. Le profil en long est constitué d'une parabole unique, passant par les deux points de raccordement ( $Z = 8,50$  en RD et  $Z = 10,50$  en RG). Le rayon  $R = 3600$  m est choisi le plus grand possible pour respecter à la fois le gabarit de navigation et, en extrémité rive gauche, une pente maximale inférieure à 4 % recommandée pour le cheminement des personnes à mobilité réduite.

Les études de conception du pont haubané de la Madeleine à Nantes

Figure 9  
Coupes transversales de l'ouvrage  
Cross sections of the structure



**Organisation générale de la structure**

L'ouvrage proposé comprend un tablier, à deux travées de 67,20 m et 143,30 m.

L'organisation générale du haubanage constitue une semi-harpe, légèrement convergente en partie supérieure du pylône : la travée principale est portée par neuf haubans, organisés en une seule nappe centrale. Ces haubans sont espacés tous les 12,60 m, l'espacement étant choisi pour limiter la puissance des haubans les plus gros. Compte tenu du rapport des portées, la travée d'équilibrage est supportée par quatre haubans, selon une disposition symétrique par rapport au pylône. Cinq haubans de retenue sont ancrés dans la culée rive gauche dans laquelle le tablier est encastré.

Le pylône a une hauteur de 57 m au-dessus du tablier. Le point d'épure du hauban le plus haut culmine à 56 m.

Le tablier et le pylône sont réalisés respectivement en acier S355 et S460. Le tablier est simplement appuyé sur la pile située dans le lit du fleuve. Le pylône pré-

sente dans sa partie médiane une lumière, continuité visuelle du plan de haubanage.

**Le tablier**

La section transversale, d'une largeur totale de 27,40 m, est constituée de deux caissons distants de 1,20 m et reliés entre eux par des pièces de pont espacées tous les 4,20 m. Les caissons sont munis de pièces de pont, de hauteur variable, constituant les encorbellements latéraux. Le vide central reçoit également les persiennes d'ancrage des haubans. Il est fermé en extrados par un caillebotis en acier inoxydable. La dimension transversale des caissons est choisie pour assurer une rigidité suffisante en torsion de la section. La hauteur minimale de chaque caisson, au bord droit de la chaussée est de 1,65 m. La largeur de l'intrados de chaque caisson est égale à 5,30 m.

La chaussée est portée par une dalle orthotrope de toute largeur. En rive, les trottoirs sont réalisés en béton, coulés sur une étanchéité continue sur toute la largeur d'un demi-tablier.

Les encorbellements latéraux sont constitués de poutres effilées en PRS, situées dans le prolongement des diaphragmes intérieurs et des entretoises intermédiaires. Ils sont espacés tous les 4,20 m. Les diaphragmes intérieurs des caissons sont percés de trous d'homme de 800 mm. En rive du tablier, un caisson lie les extrémités des poutres d'encorbellement. Son rôle majeur est d'assurer l'ancrage des montants de garde-corps. Il participe cependant à la flexion d'axe vertical du caisson, notamment sous l'action horizontale du vent.

Les âmes du caisson et la tôle inférieure sont raidies par des augets, afin d'assurer leur stabilité sous l'effet de la compression apportée par le haubanage (figure 9).

Tableau I  
Épaisseurs des tôles  
Plate thicknesses

Platelage	14 mm sous les chaussées et 12 mm sous les trottoirs
Ames	16 mm et 20 mm en rive et localement sous le pylône
Semelle inférieure	14 mm à 26 mm localement sur C0 et P1 et en extrémité de la travée. Des zones renforcées 50 mm et localement de 100 mm sont nécessaires au droit des appuis
Augets	8 mm
Diaphragmes	14 mm
Pièces de pont intermédiaires	Ames : 14 mm Semelles : 600 mm x 30 mm
Pièces de pont des encorbellements	Ames : 12 mm Semelles : variables de 300 à 500 Épaisseur : 20 mm

La protection contre la corrosion est assurée pour les parties extérieures apparentes par un système trois couches, compatible avec l'atmosphère urbaine et maritime, agréé par l'AQCPA. L'intérieur du caisson, complètement clos, n'est pas peint. L'intérieur du pylône, accessible et visitable est revêtu d'un primaire riche en zinc, dont la finalité est de présenter une surface propre, et de permettre de repérer facilement le début éventuel d'un phénomène de corrosion. L'atmosphère intérieure des structures métalliques est déshumidifiée.

La conduite d'eau et les canalisations de recette des eaux pluviales situées le long des âmes sont implantées sous les encorbellements latéraux à l'extérieur des caissons. Ces réseaux sont accessibles par nacelle déportée circulant sur les trottoirs.

Les calculs conduits en phase projet, confirment qu'il est possible de choisir les épaisseurs minimales pour la dalle orthotrope, les âmes et la tôle inférieure. Des renforts sont nécessaires au droit des appuis, et partiellement dans la grande travée après le dernier hauban et enfin pour réaliser l'encastrement du pylône sur le tablier. C'est donc une section quasiment constante, et des structures transversales répétitives qui sont proposées, ce qui garantit une fabrication très économique du tablier.

Le tableau I rappelle les principales épaisseurs de tôle.

À l'encastrement sur la culée, une platine de 50 mm est raidie par des voiles verticaux disposés dans le béton. Des boucles en acier assurent la continuité avec le ferrailage des pièces en béton. Les câbles de précontrainte de type 27 T 15 Super prennent appui sur des raidisseurs longitudinaux et sont ancrés au niveau du premier diaphragme. Des connecteurs soudés sur la platine d'extrémité permettent la transmission de l'effort tranchant. Une trappe d'accès en sous-face permet la mise en place des coquilles et des clavettes. Cet ancrage est passif, la mise en tension étant faite depuis la culée (figure 10).

Le tablier est construit sans contre-flèche longitudinale, à l'exception de l'extrémité de la grande travée. Une contre flèche transversale rectiligne est prévue pour compenser la déformation des pièces de pont.

## Le pylône

Le pylône est un caisson creux d'acier. Des diaphragmes régulièrement espacés assurent l'indéformabilité de la section et la transmission des charges concentrées apportées par les haubans. Compte tenu du mode de travail en compression, la nuance S 460 a été choisie

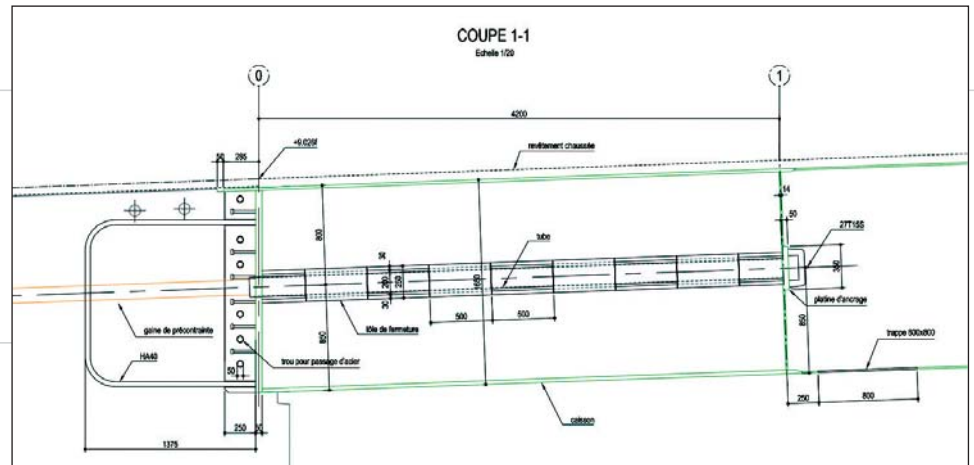


Figure 10

Encastrement du tablier sur les culées  
*Deck embedment on the abutments*

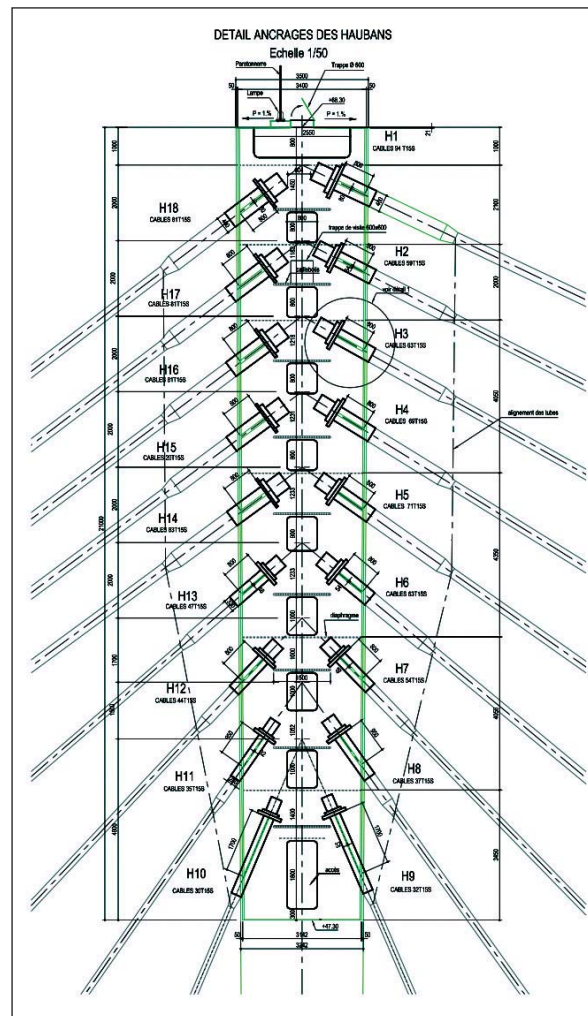


Figure 11

Ancrage des haubans en tête du pylône  
*Stay cable anchoring at the head of the tower*

pour les parois du pylône et les voiles de liaison pylône tablier pour permettre la réduction des épaisseurs et diminuer la quantité de soudure. Les parois de 24 et 36 mm sont raidies par des augets de 8 mm.

Dans la zone d'ancrage des haubans, deux tôles d'épaisseur 40 mm permettent le transfert direct des charges des haubans à travers le pylône. Elles sont régulièrement percées en vue du soudage des diaphragmes latéraux. Le tube coffrant est solidaire d'une tôle épaisse et transfère la charge des haubans sur les voiles latéraux. Cette disposition classique a été utilisée notamment à Millau et pour le pont de Normandie (figure 11).

En pied, la jonction pylône tablier est assurée par la continuité des voiles intérieurs et extérieurs. Des épaisseurs légèrement supérieures sont choisies à l'intérieur du tablier pour laisser une tolérance d'exécution lors

Les études de conception du pont haubané de la Madeleine à Nantes



Photo 2

Maquette du pylône  
(atelier Barani)  
Model of the tower  
(Barani studio)

de la jonction du pied de pylône. Les voiles intérieurs sont renforcés (épaisseur 46 mm) pour permettre la diffusion de la charge apportée par l'appareil d'appui médian. Le fond de caisson est renforcé par une platine épaisse, et des raidisseurs transversaux permettent le transfert des charges localisées de l'appareil d'appui et des vérins aux parois du pylône. Les tôles verticales et inclinées sont de qualité Z35 pour faciliter la transmission des efforts dans leur travers court.

L'entretoise transversale est constituée d'un caisson à trois âmes, conduisant la réaction verticale des appareils d'appui excentrés jusqu'à la base du pylône.

Le pylône est visitable. Au niveau du caillebotis, une porte d'accès verrouillée est située dans l'axe du tablier, côté travée principale. Une échelle fixe et des paliers régulièrement espacés permettront l'accès à la zone d'ancrage des haubans dans la partie haute du pylône. La largeur de la tête du pylône laisse le passage d'un homme entre les persiennes pour mettre en place la tête passive des haubans et effectuer les visites de contrôle. Au sommet, une trappe donne un accès aisé au paratonnerre et au balisage aérien (photo 2).

**Le haubanage**

Le dimensionnement des haubans est effectué sous le cas de charge le plus défavorable entre le tramway et le bus. Le tramway demande toutefois des superstructures plus lourdes du fait de l'encastrement des rails. La tension de réglage des haubans est choisie pour annuler les flèches du tablier sous l'action des charges permanentes probables et avoir ainsi de faibles moments de flexion dans le tablier et le pylône. Lorsque les aménagements nécessaires au tramway seront mis en place, un réglage complémentaire des haubans permettra de retrouver le profil théorique de la chaussée.

Les haubans, de type multitorons parallèles (MTP), sont constitués de torons T15.7 Super, classe 1860 TBR, protégés individuellement. Dans la travée principale, le nombre de torons varie entre 94 et 33 torons selon l'angle du hauban avec le tablier. Ces haubans sont ancrés dans le tablier par l'intermédiaire de persiennes en acier, et en tête du pylône sur des tubes supports soudés sur des voiles inclinés. Les ancrages passifs sont disposés en tête du pylône, et l'ancrage ajustable est disposé au niveau du tablier ou dans la culée contre poids, pour être facilement accessible. Dans la culée, cinq haubans de retenue (80 et 81 T15.7 super) assurent l'ancrage de la tête de pylône (figure 12).

Chaque câble reçoit une protection anticorrosion de type triple barrière, conforme aux recommandations de la CIP. Chaque toron est protégé par un revêtement de zinc, un colmatage et une gaine individuelle. La gaine extérieure assure la continuité de forme et la protection collective des torons. Elle est réalisée en PEHD de couleur claire.

Les études de projet permettent de penser qu'il n'y a pas de risque d'excitation paramétrique, ni d'échappement tourbillonnaire. Un système d'amortissement intégré dans la tête d'ancrage basse des haubans est disposé pour garantir un décrétement logarithmique d'environ 4 %.

Le risque d'excitation par l'excitation conjuguée de la pluie et du vent ne semble pas à craindre, même pour les haubans les plus longs, et le recours à des gaines profilées n'est sans doute pas nécessaire, sous réserve d'augmenter un peu l'amortissement.

Le remplacement d'un hauban durant la vie de l'ouvrage est aisé grâce au système de persiennes métalliques prévues pour recevoir les têtes d'ancrage. Les opérations de réglage des haubans sont également prévues depuis le tablier.

Enfin, les haubans reçoivent les appareils d'éclairage de la chaussée. Le câble d'alimentation est introduit dans la gaine extérieure avec les torons. Toutes les pré-

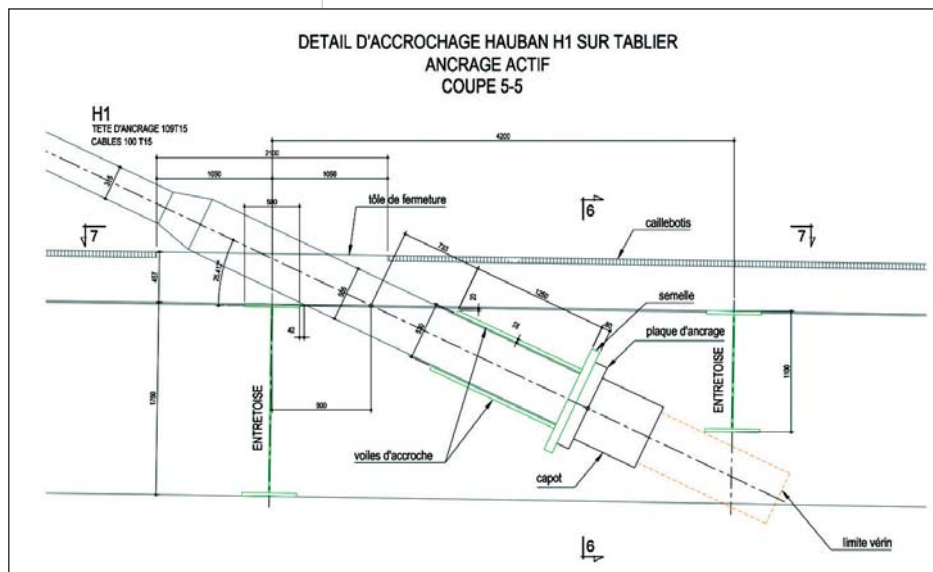


Figure 12

Ancrage des haubans dans le tablier  
*Stay cable anchoring in the deck*

cautions sont prises pour assurer l'étanchéité au niveau de la pénétration des câbles. Les appareils d'éclairage doivent être profilés pour présenter une résistance au vent réduite.

## Les appuis

### La culée C0, sur l'île de Nantes

La culée située en rive gauche constitue le contre-poids. C'est une boîte creuse qui reçoit dans sa partie centrale l'ancrage des cinq haubans de retenue. Le tablier est encastré dans la culée, par l'intermédiaire d'une platine épaisse en acier munie de connecteurs et boucles d'ancrage. Une précontrainte par câbles 19T15S assure une compression permanente de cette platine.

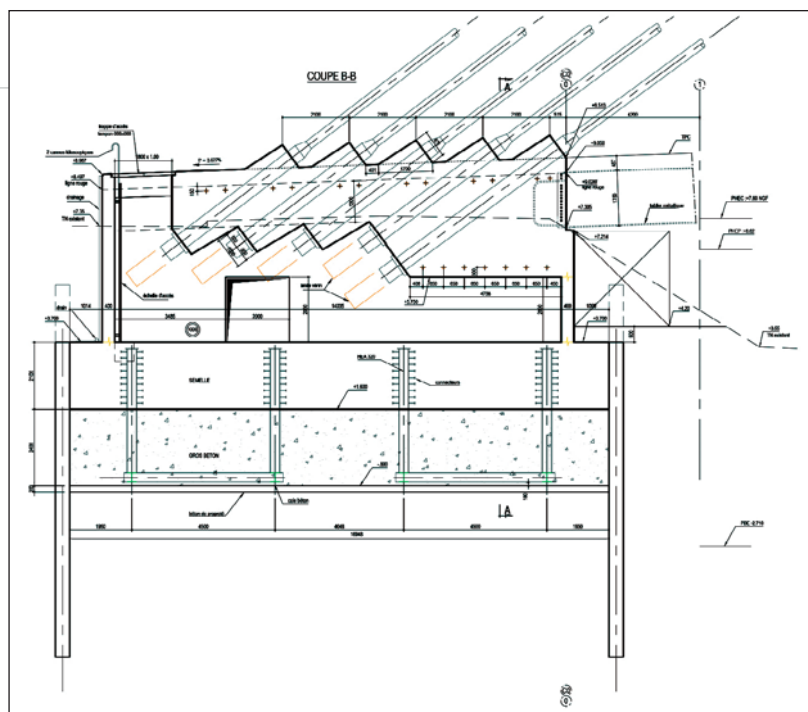
Une précontrainte transversale est nécessaire dans la dalle supérieure de la culée pour permettre la diffusion de l'effort horizontal apporté par l'ancrage vertical et horizontal des haubans et le conduire jusqu'aux caissons.

Compte tenu de la présence du substratum à environ 25 m de profondeur, cette culée massive est ancrée par 12 tirants précontraints 19T15S scellés au rocher, afin d'économiser un volume très important de béton. Cependant, et à la demande du maître d'ouvrage, un lest en gros béton a été mis en place pour l'équilibre de la culée à l'état quasi permanent. Une file de tirant est inclinée de 30° sur la verticale pour reprendre intégralement la poussée des terres, et assurer ainsi un meilleur centrage des efforts sous charges permanentes et une compression quasi uniforme.

Les tirants sont mis en tension depuis la vaste chambre intérieure. Il est facile d'en contrôler la tension et, le cas échéant, de mettre en œuvre des tirants supplémentaires durant la vie de l'ouvrage. Pour ce faire certains tirants sont équipés de cellules Glötz ou similaires et des tubes de réservation en PVC, obturés de bouchons sont disposés pour permettre ultérieurement la mise en tension éventuelle de tirants.

L'accès au local se trouve au-dessus du niveau des PHEC (plus hautes eaux connues) afin d'éviter toutes sujétions de type portes étanches. Il est situé dans le vide central, au-delà du dernier hauban par l'intermédiaire d'une trappe étanche, à deux volets articulés. Une cristallisation de la paroi intérieure du local est prévue pour en assurer l'étanchéité lors des crues de la Loire.

La culée est réalisée en béton armé. Compte tenu du faible taux de travail sous la semelle à l'état permanent, il est possible de la fonder superficiellement. Un renforcement des alluvions modernes par colonnes



ballastées est cependant nécessaire pour maîtriser les valeurs des tassements différentiels sous charge de longue durée, la plus grande partie du tassement ayant lieu au moment de la construction (figure 13).

Pour réaliser cette culée, il est prévu un batardeau en palplanches et un bouchon de gros béton, assurant la sécurité de l'ouvrage jusqu'à la cote 4,34 m, qui correspond au niveau fréquent de la Loire à marée haute. Cette phase transitoire permet de réaliser la semelle sans marge de sécurité excessive, tout en garantissant la tenue du fond de fouille. Dès réalisation de la semelle de béton armé, le poids cumulé du gros béton et de la semelle garantira la tenue de la fouille jusqu'à la cote 6,62 NGF (PHEP).

Pour garantir la mobilisation du gros béton et de la semelle de béton armé sous les cas de soulèvement, une connexion est nécessaire à l'interface gros béton et semelle. Elle est proposée par soudage de connecteurs le long des palplanches, et pose d'un châssis en profilé muni de connecteurs avant coulage du gros béton. Ce châssis, protégé par une protection anticorrosion, est immergé après réalisation d'un béton de propreté. Le gros béton est coulé sous l'eau. Une fois assurée la stabilité du fond sous crue maximale égale à 4,34 m NGF, on pourra réaliser le ferrailage du radier puis le coulage du béton. Dès l'achèvement de cette phase, qui ne devrait pas excéder 3 à 4 semaines, le poids de l'ensemble gros béton et semelle de béton armé garantit la stabilité du batardeau jusqu'à la cote 6,62 m NGF.

### La pile P1

La pile P1 reçoit la charge verticale du pylône. Des appuis latéraux, situés en rive des caissons, bloquent la

Figure 13

Culée C0 en rive gauche  
Abutment C0 on the left bank





Les études de conception du pont haubané de la Madeleine à Nantes

torsion du tablier sous l'effet des charges d'exploitation dissymétriques.

Cette pile est constituée d'un fût, puis, sous la cote de basse mer de vives eaux, d'une rehausse et d'une semelle de fondation de 9,00 m x 14,00 m dont le niveau supérieur est situé sous le fond du lit de la Loire (-5,50 m NGF). La fondation comprend un massif de béton immergé posé sur le toit du substratum rocheux.

La forte descente de charge verticale du tablier (près de 10 000 t) permet de résister facilement aux effets de basculement et de glissement dus au choc de bateaux (figure 14).

Cette fondation est réalisée à l'intérieur d'un batardeau en palplanches métalliques arasé à la cote + 6.62 NGF et descendu jusqu'au toit du rocher. La hauteur de béton immergé fait qu'il n'y aura pas de problème de sous-pression lors de la réalisation de la semelle et du fût. La difficulté réside toutefois dans la mise en œuvre de l'excavation, le substratum étant recouvert d'un conglomérat de cailloux de forte résistance et s'oppo-

sant au battage des palplanches. L'arrêt des palplanches est donc situé au-dessus du fond de fouille et une excavation complémentaire du fond est nécessaire. Une riserme est donc prévue en pied de palplanche. La pile, la semelle et la rehausse sont réalisées en béton B35, prise mer.

Les appareils d'appui sont de type appuis à pot d'élastomère, ou pour l'appui central, appui sphérique métallique avec revêtement antifriction de type DUB ou similaire. Compte tenu de l'ancrage du tablier sur C0, ils sont glissants (appui central monodirectionnel, appui de rive multidirectionnels) pour permettre la libre dilatation longitudinale du tablier.

**La culée C2, en rive droite**

La culée en rive droite est un simple voile, situé en arrière du chemin de berges encadrée par des murs latéraux. À l'avant, un mur cache-misère protège la galerie d'accès aux appareils d'appui, aux vérins de levage éventuels et aux barres anti-soulèvement. Ces dernières, utiles seulement dans les cas de torsion extrême, sont dimensionnées à la moitié de la charge de rupture. Elles peuvent donc être remplacées sans interruption de la circulation. Elles sont constituées de barres à haute limite d'élasticité et les ancrages sont munis, de chaque côté, de deux coupelles cylindriques pour permettre l'inclinaison longitudinale des barres lors de la dilatation du tablier.

Le volume de la galerie est également disponible pour disposer les équipements électriques du pont et les armoires électriques.

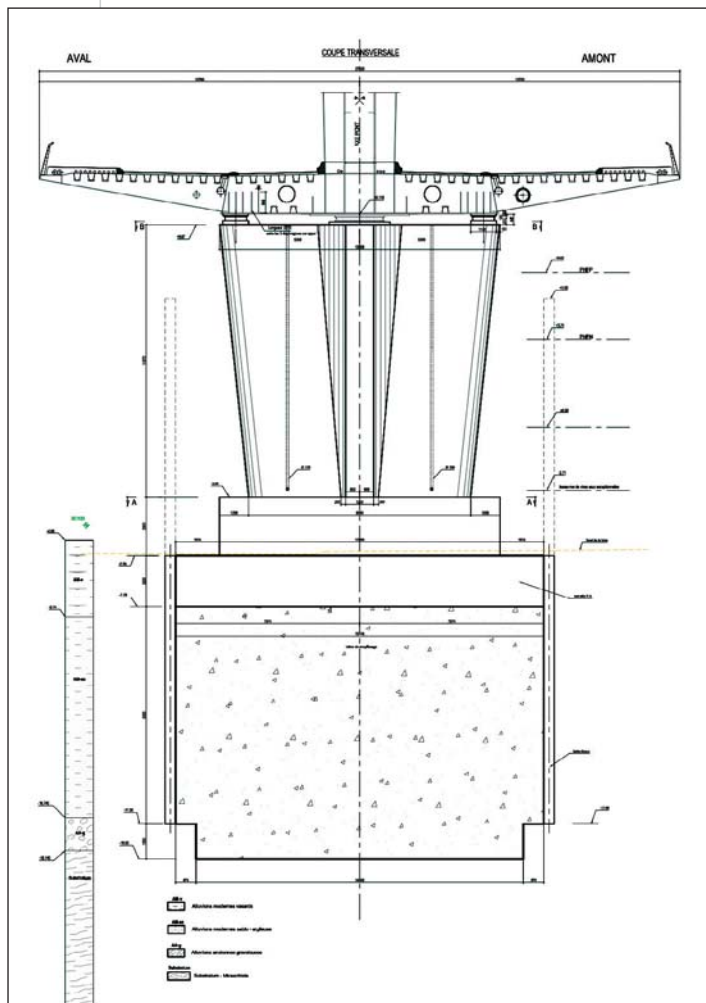
Compte tenu de la nature du sol de fondation, elle est prévue sur un système de pieux métalliques battus, ancrés sur le toit du substratum (17,40 m NGF). Le refus risque cependant d'être rencontré sur le toit du conglomérat. La force portante nécessaire est toutefois atteinte. La réaction maximale du tablier étant faible, la fondation est dimensionnée pour reprendre le renversement de la culée et des murs sous l'effet de la poussée des terres. Le joint de chaussée de 150 mm de souffle minimum et les appuis glissants permettront la dilatation du tablier vers son point fixe situé sur C0.

**Les superstructures**

La plate-forme proposée est polyvalente. Elle permet la mise en place d'un transport en site propre, sur pneus ou sur rails. Les voies affectées au TCSP sont séparées de la voie routière par des bordures basses en granit et la chaussée du tramway est dénivelée pour recevoir le matériel de voie et les multitubulaires.

La solution proposée permet donc l'évolution de cette

Figure 14  
La pile P1  
Pier P1



chaussée spécifique, prévue à moyen terme comme une voie de bus, encadrée de séparateurs, vers une plateforme équipée de rails.

Dans toutes les solutions, la bande de gauche est constituée d'une bordure en béton, coulée en place et connectée au tablier, pour permettre la protection des haubans. La hauteur est égale à 40 cm et le profil proposé est proche d'une bordure de type Autonor.

Sur le bord droit de chaque chaussée, le trottoir est revêtu de béton coulé en place, protégé en rive par une bordure de granit. Un séparateur d'une hauteur de 17 cm, également en granit assure le marquage entre la voie de bus et la chaussée.

En rive du tablier, un garde-corps d'une hauteur de 1,05 m, pourvu d'une main courante tubulaire confortable assure la sécurité des piétons. Le pas des montants est égal à 2,10 m. La lisse, les câbles, l'accastillage sont réalisés en acier inoxydable.

L'organisation des pentes transversales du tablier est telle que l'eau est recueillie sur le bord gauche de la chaussée, et que la canalisation de collecte des eaux pluviales passe le long du caisson dans des trous ménagés à cet effet dans les pièces de pont. Le tuyau de recette est situé sous les encorbellements; il conduit les eaux jusqu'aux culées, puis aux regards extérieurs de raccordement avec le réseau.

L'étanchéité est continue sur toute la largeur de la chaussée et des trottoirs. La chaussée est choisie dans les systèmes compatibles avec les dalles orthotropes agréées par le Sétra. Une solution avec feuille d'étanchéité collée sur le tablier est préférée car elle permet de résoudre simplement :

- la continuité de l'étanchéité entre le tablier et la dalle de couverture de la culée C0;
- la continuité de l'étanchéité sous les trottoirs en béton coulé en place.

Ce système a notamment été mis en place sur le viaduc de Millau et sur le pont Renault de Boulogne Billancourt.

### **Éclairage de l'ouvrage**

La mise en valeur de l'ouvrage en vision nocturne a été conjointement étudiée par l'atelier Barani et la société Ingélux, spécialiste des études d'éclairage. Cette étude a permis de retenir les éléments indispensables à la mise en valeur du tablier et des culées.

Le caractère exceptionnel du pont haubané dans la ville doit être révélé par l'éclairage de mise en valeur nocturne. La vision de la ville depuis le pont doit également être soignée pour l'automobiliste d'une part, mais aussi et surtout pour les piétons et les cyclistes.

Après plusieurs études comparatives et modélisations, les concepteurs ont retenu un éclairage central fixé sur les haubans avec des luminaires équipés de lampe de la gamme CosmoPolis 140 W. Les niveaux d'éclairage et de luminance sont atteints sur les quatre voies de l'ouvrage dans la section courante. Dans la zone située au voisinage du pylône, la sensation de baisse du niveau d'éclairage est néanmoins compensée par la présence des éclairages de mise en valeur du pylône. L'étude photométrique de cette solution donne un niveau d'éclairage de 9 lux sur le trottoir et de 17 lux sur la piste cyclable.

Le fût du pylône est éclairé par des spots à faisceaux intensifs, encastrés au sol au niveau du terre-plein central. Des systèmes anti-éblouissement sont disposés dans les luminaires afin d'empêcher la vision directe des spots par les automobilistes et de réduire l'éclairage des haubans lorsqu'ils pénètrent dans le pylône.

Les concepteurs avaient également préconisé un complément d'éclairage sur trottoir afin d'améliorer la sécurité des passants. Cet éclairage était réalisé à partir d'appareils fluorescents intégrés dans la main courante du garde-corps. Malheureusement, pour des raisons budgétaires, cet éclairage complémentaire n'a pas été retenu par le client.

### ***Éclairage complémentaire à chaque entrée du pont***

La solution d'éclairage à partir des haubans ne permet pas de couvrir la totalité du tablier du pont; chaque extrémité de l'ouvrage doit être éclairée par un dispositif complémentaire.

Côté île de Nantes, la distance entre le dernier appareil d'éclairage sur hauban et l'extrémité de l'ouvrage est de l'ordre de 26 m. Le boulevard côté île de Nantes fait l'objet d'un projet d'aménagement urbain avec notamment un éclairage par des candélabres régulièrement implantés le long du boulevard.

Côté berge de Malakoff, la mise en place de deux candélabres permet d'éclairer l'entrée de l'ouvrage. Les candélabres sont disposés de part et d'autre de la culée C2; ils permettront de couvrir la distance de 48 m entre le dernier appareil d'éclairage sur hauban et l'entrée du pont.

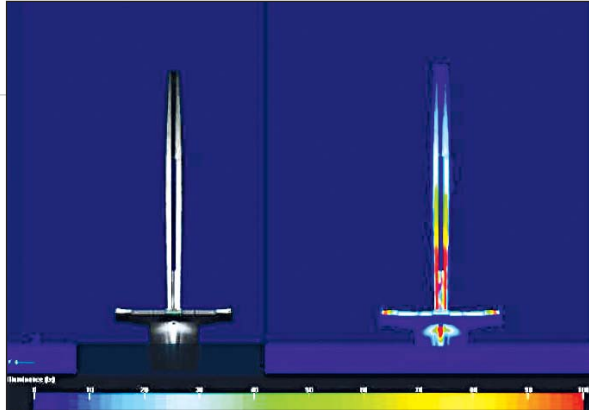
### ***Description de l'éclairage de mise en valeur du pylône***

La mise en valeur du pylône est réalisée par un ensemble constitué de 12 projecteurs qui assureront l'illumination du pylône. Le but recherché est d'éclairer les quatre flancs du pylône et de laisser dans l'obscurité

Les études de conception du pont haubané de la Madeleine à Nantes

Figure 15

Étude d'éclairage du pylône  
(document Ingélux)  
*Tower lighting study*  
(Ingélux document)



l'espace vide entre les deux jambes du pylône. Les projecteurs doivent être équipés d'accessoires permettant de limiter au maximum les éblouissements occasionnés aux usagers du pont (figure 15).

**Description de l'éclairage de mise en valeur de la pile**

La mise en valeur de la pile consiste à éclairer les deux flancs de la pile en béton. Le flux généré vers la surface de l'eau crée alors deux halos de lumière de part et d'autre de la pile et renverra son reflet en sous-face de tablier. Ces projecteurs sont fixés dans l'axe du tablier sur la structure métallique de l'entretoise.

**Éclairage des berges**

Un éclairage complémentaire sous le tablier est prévu de manière à améliorer les conditions de promenade sur les berges. Les projecteurs sont régulièrement positionnés sur le mur de la culée et orientés vers la promenade.

**Équipements techniques**

Les équipements techniques à mettre en œuvre dans le cadre du présent projet sont les suivants :

- des déshumidificateurs;
- l'éclairage fonctionnel des culées et de l'intérieur du pylône;
- le balisage aérien;
- les prises de courant.

**Mise à la terre et protection contre la foudre**

**Réseau de terre**

Un réseau de terre est déployé tout au long de l'ouvrage; il prend son origine au niveau des deux culées de l'ouvrage. Au niveau des culées C2 et C0, le circuit de terre est réalisé par une boucle en cuivre nu étamé, de section 25 mm<sup>2</sup>, ceinturant en fond de fouille la structure de la culée.

Le réseau en fond de fouille est ressorti (boucle en attente) en périphérie de la culée; il aboutit sur une barrette générale de terre.

Il convient ainsi de relier à la terre :

- le bâti métallique de liaison noyé dans le radier de la culée;
- les chemins de câbles;
- les tableaux de comptage;
- les masses des armoires de distribution électrique BT;
- les châssis supports de tous les équipements;
- les masses des appareils de classe I;
- le caisson métallique du pont;
- la structure métallique du pylône;
- tous les équipements avec une masse métallique (tuyauteries éventuelles, etc.).

**Dispositifs de protection contre la foudre**

Le dispositif de protection contre la foudre a fait l'objet d'une étude spécifique réalisée par le cabinet NR3J. L'installation de protection contre la foudre a pour objectif d'intercepter les coups directs de la foudre sur l'ouvrage et d'assurer l'écoulement du courant de foudre entre le point d'impact et la terre. Elle comprend :

- un paratonnerre, d'une longueur de 2 m environ et d'un diamètre minimum de 18 mm, est installé au sommet du pylône. Cette pointe caprice est réalisée en rond ou en tube épais (2,5 mm pour de l'acier galvanisé). Elle est reliée électriquement à la structure métallique du pylône par boulonnage ou brasure. La liaison est protégée contre la corrosion;
- la structure métallique du pylône assurera l'écoulement de la foudre jusqu'au tablier. La structure métallique du tablier est reliée à la terre par deux descentes mises en œuvre sur la pile ainsi qu'à chaque extrémité du pont au niveau des deux culées;
- en cas d'impact de la foudre sur l'ouvrage, des courants circulent également au sein des haubans et principalement au sein des deux haubans d'extrémité. Une continuité électrique doit être assurée sur toute la longueur de l'ouvrage.

**Les études du maître d'œuvre**

Les études d'avant-projet et de projet ont été l'occasion d'une analyse minutieuse du comportement du tablier et de ses fondations.

Au-delà des analyses statiques traditionnelles, il était nécessaire d'effectuer des analyses dynamiques détaillées.

Compte tenu du risque potentiel lié à l'inertie modeste du tablier en flexion et en torsion, les études du comportement au vent comprenaient :

- une étude de stabilité aéroélastique de tablier du pont grâce à une maquette dynamique représentant les premiers modes de la structure, et permettant d'étudier les effets de détachement tourbillonnaire

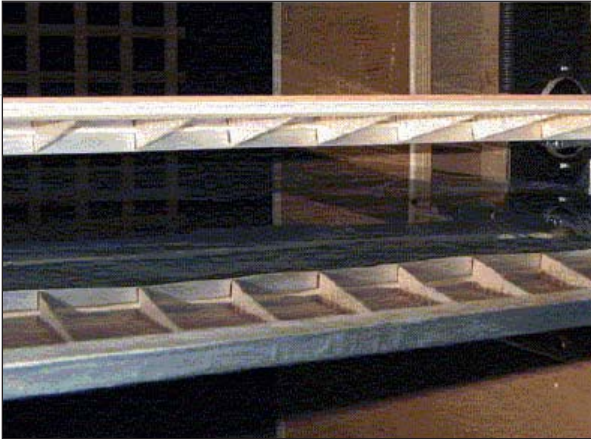


Photo 3

La maquette sectionnelle  
*Sectional model*

et de vitesse critique de stabilité. La maquette au 1/60<sup>e</sup> a été réalisée dans la version « bus », la version tram, plus lourde, étant jugée moins sensible. Le plan d'eau, de hauteur variable compte tenu de la marée, a été simulé à 3 m ou à 5,50 m du tablier. La maquette est suspendue à des ressorts calibrés, puis traitée avec ou sans amortisseurs. Un premier essai permet de détecter s'il existe un risque d'instabilité. Le deuxième essai est réalisé avec un amortissement compris entre 0,34 % et 0,5 % représentatif pour un pont à haubans métallique. Les caractéristiques modales introduites dans la maquette ont été déterminées par Setec TPI;

- une étude aérodynamique du tablier avec mesure des coefficients stationnaires, coefficients introduits dans le calcul au vent turbulent;
- une étude aérodynamique du pylône avec mesure des coefficients stationnaires, également introduits dans le calcul au vent turbulent. Cette analyse met en évidence l'incidence du percement axial, qui diminue fortement la force de traînée lorsque le vent est axial.

Les essais statiques et dynamiques ont été réalisés au CSTB de Nantes. Ils ont démontré l'excellent comportement du tablier, et ce grâce au vide central judicieusement choisi au moment de la conception (photos 3 et 4) :

- le détachement tourbillonnaire n'est pas susceptible d'exciter le tablier dans des situations réalistes de vent et de marées;
- les vitesses critiques d'instabilité du tablier sont très supérieures aux vents présents dans la région. L'instabilité en torsion n'apparaît pas avant 16,5 m/s, soit plus de 500 km/h. Aucun risque d'instabilité n'est à craindre;
- l'analyse des coefficients aérodynamiques montre que le risque de galop du pylône est nul (vitesse critique de 105 m/s!);
- enfin, et à titre de vérification, des mesures d'admittance

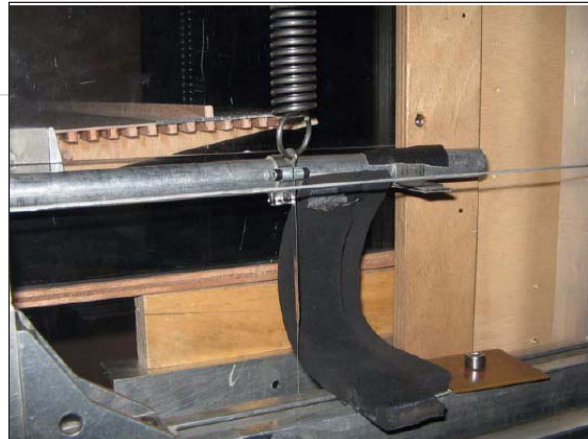


Photo 4

Les appuis de la maquette  
*Model bearings*

tance aérodynamique ont été effectuées. Les valeurs mesurées confirment la représentation correcte de la fonction d'admittance par la fonction de Sears dans la plage d'utilisation.

Les résultats de ces essais statiques et dynamiques en soufflerie ont été pris en compte dans les calculs de détail. Il n'y a cependant pas de changement notable par rapport à l'approche réglementaire préconisée par les Eurocodes, simplement une légère optimisation.

À la demande des concepteurs, des mesures de vérification de la turbulence du site ont également été réalisées par le CSTB sur un pont voisin situé à 800 m du site. Elles ont permis de déterminer la vitesse de référence du site et les intensités de la turbulence. Les caractéristiques mesurées sont moins sévères que celles retenues pour le projet (tableau II).

Les calculs statiques et dynamiques ont été effectués à l'aide du logiciel Pythagore<sup>®</sup> développé par Setec TPI. Fonctionnant à partir d'un code source en Fortran, il est spécialement conçu pour le calcul des structures à poutres et barres, et dispose notamment des fonctionnalités suivantes :

- possibilité de calcul phasé;
- calcul non linéaire prenant en compte le comportement du béton;
- calcul en grand déplacement;
- prise en compte de la précontrainte;

Tableau II

Valeurs de  $V_{ref}$

Values of  $V_{ref}$

Normes	$V_{ref}$
EN1991-1-4	26 m/s
EN1991 DAN	27,5 m/s
Vitesse mesurée sur le site (CSTB)	25,5 m/s

Les études de conception du pont haubané de la Madeleine à Nantes

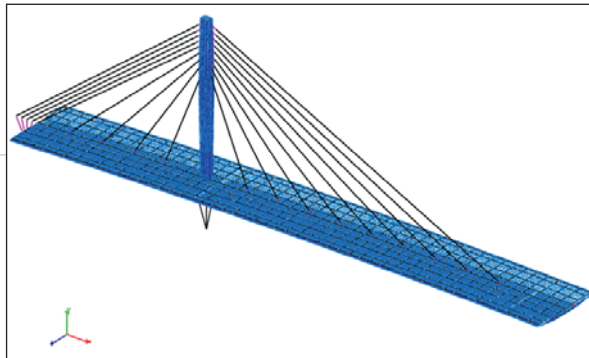


Figure 16  
 Vue du modèle de calcul  
 Pythagore®  
 View of the Pythagore®  
 calculation model

- calculs dynamiques incluant le calcul de la réponse au vent turbulent.

Le modèle réalisé est un modèle à barres en 3D, qui inclut tous les éléments structuraux. Les calculs menés sont linéaires élastiques (figure 16).

L'ensemble des études comprend, au-delà des hypothèses générales :

- l'étude générale du tablier et du pylône en service et au montage;
- l'analyse modale, les études de vent et les calculs dynamiques;
- l'étude de la stabilité d'ensemble du pylône.

Des études de détail ont été également réalisées dès

cette phase de conception. Elles feront l'objet de développements plus poussés dans d'autres publications, mais sont résumées ci-dessous :

- Une étude du traînage de cisaillement a été effectuée. La modélisation du tablier a été faite au moyen d'éléments de coque également à l'aide du logiciel Pythagore®. La grande travée est modélisée avec des éléments de coque. Ce modèle a été testé et comparé au modèle de poutres réalisé dans le cadre de l'étude générale. L'étude effectuée a permis de mettre en évidence deux phénomènes distincts et importants :
  - > un effet de diffusion des efforts d'ancrage des haubans,
  - > un effet de traînage de cisaillement au droit de l'âme extérieure du caisson.

Les variations de contrainte entre le modèle de poutre et le modèle coque restent faibles. Seul l'effet de diffusion est sensible. L'effet de charge locale des haubans majore de manière significative les contraintes normales et tangentielles dans le caisson à proximité des ancrages des câbles dans le tablier à



setec tpi

Concevoir et maîtriser les projets les plus ambitieux



setec est l'un des tous premiers groupes français indépendants d'ingénierie et de conseil. Avec près de 1500 collaborateurs répartis en France et à l'étranger, le groupe dispose de références mondialement reconnues : Viaduc de Millau, tunnel sous la Manche, IGH (Projets Phare, Générali, Coeur Défense, EDF, CBX,...), LGV Rhin-Rhône, Grand Théâtre National de Pékin, Autoroute A43, A41...

Appuyés par nos filiales spécialisées, nous réunissons les meilleurs experts dans les domaines suivants :

- Travaux Publics (tunnels, ponts, autoroutes, voies ferrées, ports...),
- Bâtiment (bureaux, hôpitaux, industries, centres commerciaux, tours...),
- Environnement (eau, sols, déchets...),
- Organisation et gestion de projet (public, privé, industriel...),
- Nouvelles technologies (télécom, systèmes de transport intelligents...).

Tour Gamma D  
 58, quai de la Rapée  
 75583 Paris cedex 12 - FRANCE  
 Tél : +33 (0) 1 40 04 57 36  
 Fax : +33 (0) 1 43 46 58 48  
 mél : demumieux@tpi.setec.fr

www.tpi.setec.fr

la jonction âmes semelles. Le calcul par éléments finis a été confronté à un calcul simple, à partir des règles conventionnelles de diffusion. Les résultats obtenus dans l'un et l'autre cas sont très proches (figure 17).

En ce qui concerne l'effet de traînage, il est très faible malgré la grande largeur du tablier (majoration ou minoration des contraintes de l'ordre de 5 MPa) et présent uniquement au niveau de l'âme extérieure des caissons (à la jonction avec la dalle orthotrope).

En conclusion, l'étude menée permet de confirmer que toute la largeur de la dalle orthotrope participe bien à la reprise des efforts globaux du tablier. Elle montre également que l'hypothèse de Navier est satisfaisante et légitime le calcul à barre du tablier.

- Les phénomènes dynamiques spécifiques propres aux haubans ont été analysés, et en particulier le détachement tourbillonnaire, les effets du vent turbulent, et l'excitation paramétrique. Ces études démontrent le comportement correct du haubanage.
- Le calcul de l'endommagement sous l'effet du vent turbulent à partir d'une distribution des vitesses selon une loi de Weibull a montré qu'il n'y avait pas de risque de fatigue ni pour le tablier, ni pour les haubans.
- Les études de confort des piétons sous les excitations dues au vent et sous le passage des tramways ont montré que le comportement du tablier était satisfaisant et que les accélérations ressenties restaient en deçà des valeurs usuelles.
- L'encastrement du tablier dans la culée C0 a été étudié dans le détail et une précontrainte longitudinale garantit la non-décompression de la section de contact tablier culée à l'ELS quasi permanent.
- Les études de la flexion transversale du tablier et de la liaison pylône tablier ont été conduites à l'aide de modèles de coques sur le logiciel ANSYS afin de vérifier les principaux dimensionnements des pièces secondaires.

Ces études de détail ont donc permis de :

- > valider la longueur des raidisseurs pour accrocher la semelle des consoles au caisson principal;
- > valider l'épaisseur de 14 mm des diaphragmes du caisson;
- > valider l'épaisseur de 14 mm de l'âme des consoles extérieures;
- > valider les détails d'attache et de soudure des entretoises situées entre les deux caissons, dans les différentes configurations géométriques;
- > justifier les renforcements de la partie de l'âme du caisson principal sur laquelle sont attachées les

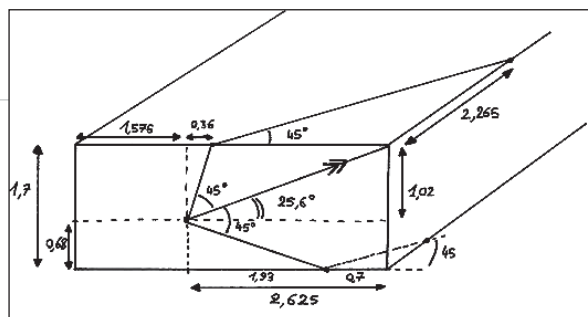


Figure 17  
Représentation « conventionnelle » de la diffusion des ancrages des haubans  
"Conventional" representation of the distribution of stay cable anchorages

plaques d'ancrage des haubans les plus inclinés. L'épaisseur est de 20 mm au lieu des 16 mm prévus partout. Cet épaissement règne devant l'entretoise qui est située devant le hauban et un peu en arrière de l'entretoise située juste derrière le hauban;

- > justifier la fermeture du premier et du dernier auget de la semelle inférieure du caisson principal vis-à-vis des contraintes locales combinées (critère de Von Mises);
  - > justifier la conception des raidissages locaux et la justification de la stabilité des tôles triangulaires situées au croisement du tablier et du pylône, ainsi que la section des diaphragmes vis-à-vis des effets de torsion, et la tenue locale de la base du pylône au choc accidentel de véhicule;
  - > la justification de l'entretoisement sous le pylône (figure 18).
- L'étude de la pose du tablier par grands éléments de travées depuis le lit du fleuve, et l'étude fine des dénivellations d'appui nécessaires pour obtenir, *in fine*, le schéma statique correspondant à celui d'une poutre continue reposant sur ses palées provisoires. Cette méthode permet le décintrage aisé du tablier au moment de la mise en tension des haubans, sans modification notable des sollicitations.

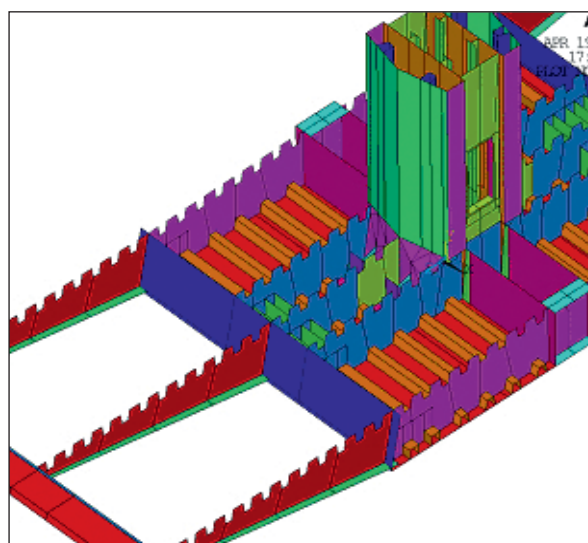


Figure 18  
Modèle ANSYS de calcul de la liaison pylône-tablier  
ANSYS model for calculation of tower-deck connection

Les études de conception du pont haubané de la Madeleine à Nantes

► ■ Le marché et l'adjudication des travaux

À la suite d'un premier appel d'offres déclaré infructueux à la fin 2007, le marché a été relancé courant 2008, puis négocié et enfin adjugé à l'automne 2008 au groupement d'entreprises solidaires ETPO (mandataire), réalisant le génie civil et les fondations, et Victor Buyck Steel Construction pour la charpente métallique.

Après une période de préparation de trois mois, les travaux sur place commencent réellement au début de l'année 2009 pour une durée de 22 mois.

Les méthodes de construction, actuellement en cours de mise au point par VBSC, supposent une mise en place par moyens nautiques de forte capacité.

Cette méthode, initialement prévue par les concepteurs, permet de s'affranchir des contraintes liées à la mise à disposition de terrains sur l'île de Nantes et de préfabriquer des grands éléments de tablier dans les ateliers de VBSC en Belgique, puis de les transporter par voie maritime et fluviale. L'assemblage sur le site ne comprend alors que quelques joints longitudinaux soudés. Cette méthode est, en ce cas, le gage d'une grande qualité d'exécution du tablier, dans un souci permanent du respect de l'environnement.

■ Conclusions

Le pont de la Madeleine est un exemple de réalisation alliant étroitement l'analyse urbaine et environnementale et une forte technicité. Il a exigé des études préalables ardues, qui ne peuvent être abordées que si l'équipe de conception et de maîtrise d'œuvre possède des connaissances étendues en mécanique des sols, en génie civil, en construction métallique, et ingénierie du vent. L'usage d'un même outil de calcul complet offrant de larges possibilités de modélisation et d'analyse permet de maîtriser l'ensemble des problèmes posés avec un seul modèle général.

Devant cette complexité, la réalisation, qui commence à présent sur le site et dans les ateliers, se devra d'être de qualité.

L'étude complète et préalable des phénomènes particuliers liés à la géométrie et à l'environnement de l'ouvrage permet d'aborder avec sérénité ces ouvrages délicats et audacieux par leur finesse, et permet la réalisation de structures de qualité dont l'esthétique évidente et retenue accompagne le développement de la ville. ■

ABSTRACT

*Design engineering for the Madeleine cable-stayed bridge in Nantes*

J.-B. Datry, M. Barani, S. Ezran,  
G. Aubeeluck, A. Zonco

*In Nantes, work is starting on the new Madeleine bridge after three years of design engineering. This bridge materialises the link between the new station district and Nantes island, between the "New Malakoff – Major City Project" development project and the "Nantes island" project, between the built-up environment and natural spaces, between the visible landscape and its foundations, its subsoil, buried under the Loire, between the city and its river.*

*The bridge is designed as part of the sequence of public areas in the urban development projects linked by it. A special moment in this sequence because it involves a crossing, a "suspension" of urban continuity above the river and its banks. A structure of simple, obvious appearance, its boldness is masked by the refinement of its lines and the sobriety of its forms, far from the demonstrative concepts frequently encountered nowadays.*

*The solution of a thin steel deck, supported by central stay cables, required in-depth preliminary studies covering the environment, aesthetics and the most sophisticated structural design and wind and lighting engineering methods.*

RESUMEN ESPAÑOL

*Estudios de establecimiento del concepto del puente atirantado de la Madeleine en Nantes*

J.-B. Datry, M. Barani, S. Ezran,  
G. Aubeeluck y A. Zonco

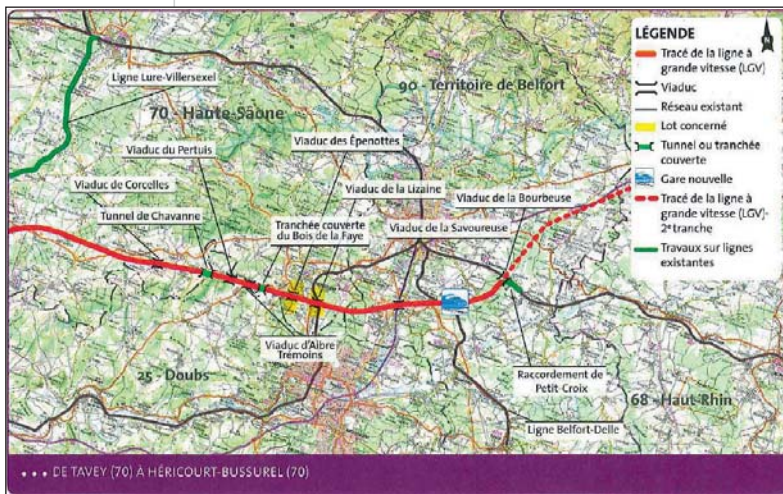
*En Nantes, se inician las obras del nuevo puente de la Madeleine después de tres años de estudios. Este puente materializa el vínculo entre el nuevo barrio de la estación de ferrocarril y la isla de Nantes, entre el proyecto de ordenación "Nuevo Malakoff – Gran Proyecto de Ciudad" y el proyecto "Isla de Nantes", entre el entorno construido y los espacios naturales, entre el paisaje perceptible y su fundamento, el subsuelo, enterrado bajo el río Loira, entre la ciudad y su río.*

*El puente está diseñado como una parte de la secuencia de los espacios públicos de los proyectos de urbanismo que pone en comunicación. Un momento particular de esta secuencia dado que se trata de un franqueo, de una "suspensión" de la continuidad urbana por encima del río y de sus riberas. Estructura con estética simple y evidente, su audacia se esconde en la suavidad de su línea y sus formas depuradas, lejana de los conceptos demostrativos que se encuentran con frecuencia hoy en día.*

*La solución de un tablero fino de acero, sostenido por un atirantado central, ha precisado diversos estudios previos y exhaustivos en que se combinan el medio ambiente, la estética y los métodos más elaborados de cálculo de las estructuras, de ingeniería del viento, y de alumbrado.*

# LGV Rhin-Rhône. Lot C4. et des Epenottes

Figure 1  
Schéma de la LGV Rhin-Rhône – Branche Est  
Diagram of the Rhine-Rhone high-speed train line – Eastern branch



Le lot C4 fait partie du tronçon C de la LGV Rhin-Rhône, branche Est.

Il se caractérise essentiellement par :

- des terrassements importants pour pistes, appuis, blocs techniques et plates-formes de lançage, et notamment des purges massives ;
- la réalisation d'un viaduc mixte bicaisson de 717 ml de longueur, le plus haut de la ligne, et celle d'un viaduc mixte bipoutre de 450 ml ;
- des fondations sur pieux de gros diamètre 1800 mm dans des calcaires très durs ;
- la prise en compte des efforts sismiques qui ont notablement compliqué les ferrillages des appuis et conduit à de très forts ratios d'armatures ;
- la mise en œuvre de dispositifs parasismiques innovants pour les tabliers.

Figure 2  
Coupe longitudinale du viaduc de la Lizaine  
Longitudinal section of Lizaine viaduct

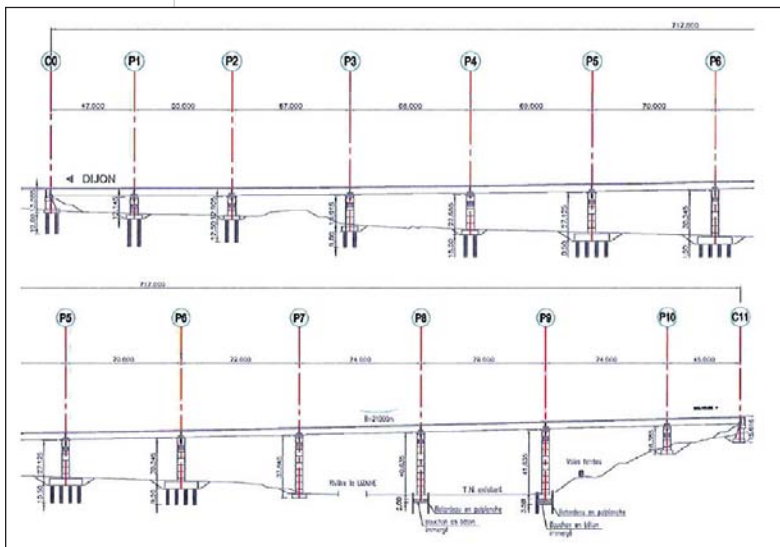
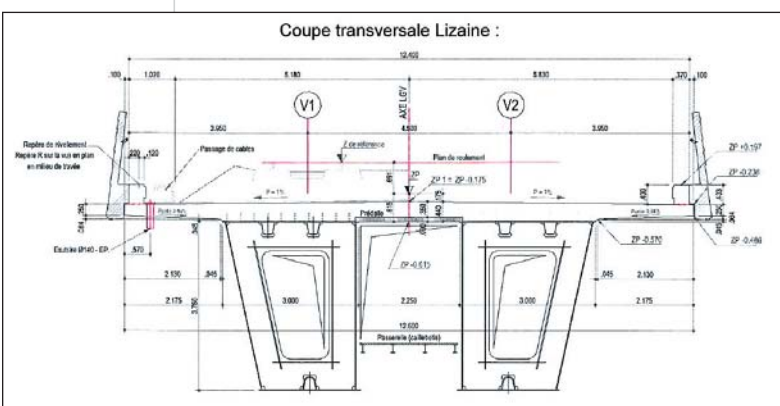


Figure 3  
Coupe transversale du viaduc de la Lizaine  
Cross section of Lizaine viaduct



Réseau Ferré de France réalise actuellement la ligne LGV Rhin-Rhône branche Est, longue de 140 km, entre Dijon et Mulhouse.

Cette ligne constitue un maillon ferroviaire stratégique entre le Nord (Allemagne) et le Sud (arc méditerranéen) et entre l'Ouest (Benelux) et l'Est (Suisse) de l'Europe.

Le lot C4 s'étend sur une longueur d'environ 2 km et fait partie du tronçon C, sous maîtrise d'œuvre Setec (figure 1).

Les viaducs de la Lizaine et des Epenottes sont des ouvrages « hors lot » qui s'inscrivent à l'intérieur du lot de TOARC C3 qui a fait l'objet d'un autre appel d'offres. Les lots C3 et C4 se déroulent simultanément ; les interfaces sont donc nombreuses, notamment en matière de pistes, de remblais contigus et de mouvements de terre (fournitures de remblais, dépôts).

Les différentes prestations du lot C4 comprennent :

- la voie latérale VLT 225.030 qui a donné lieu à l'extraction de 60000 m<sup>3</sup> de matériaux calcaire, type carrière (minage, extraction) ;
- la déviation définitive de la RD316 (300 ml) revêtue en enrobés, permettant de réaliser la pile P9 du viaduc de la Lizaine ;
- la réalisation du pont de Bussurel au-dessus de la voie ferrée Mulhouse – Montbéliard en remplacement de l'existant, vétuste et inapte à supporter la circulation induite par les travaux du lot ;
- la piste d'accès au viaduc de la Lizaine : 1 850 ml, en matériaux 0/150 d'apport de carrière ;
- la piste d'accès au viaduc des Epenottes : 4 000 ml, en matériaux 0/150 d'apport de carrière ;



# Viaducs de la Lizaine



**Jean-Jacques Virissel**  
Responsable lot C4  
Setec



**Patrick Charlon**  
Directeur  
de Département  
Eiffage TP



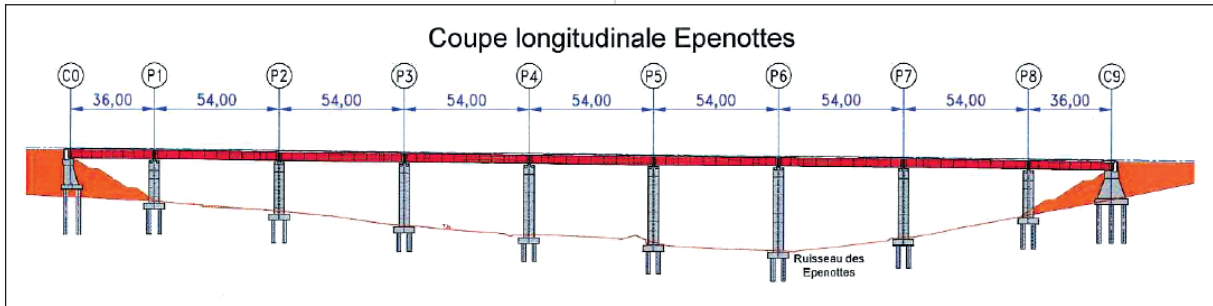
**Axel D'Avout**  
Ingénieur Travaux  
Eiffage TP



**Christophe Sandré**  
Directeur de Projet  
Eiffage TP



**Ziad Hajar**  
Chef de Service STOA  
Eiffage TP



**Figure 4**  
Coupe longitudinale du viaduc des Epenottes  
*Longitudinal section of Epenottes viaduct*

- la réalisation du viaduc de la Lizaine, long de 717 ml (figures 2 et 3); cet ouvrage bicaisson mixte est le plus haut de la ligne;
- la réalisation du viaduc des Epenottes, long de 450 ml (figures 4 et 5), bipoutre mixte avec contreventement inférieur en béton armé (dalles préfabriquées).

De façon générale, les viaducs ont été très fortement impactés par la prise en compte du séisme (sismicité Ib sur un site de type S1), notamment en ce qui concerne la longueur des pieux, la densité du ferrailage des semelles et des piles, le guidage des tabliers. Des adaptations de méthodes et de structures ont d'ailleurs été nécessaires en cours d'exécution.

## ■ Le sol et les fondations

### Description des fondations des deux ouvrages

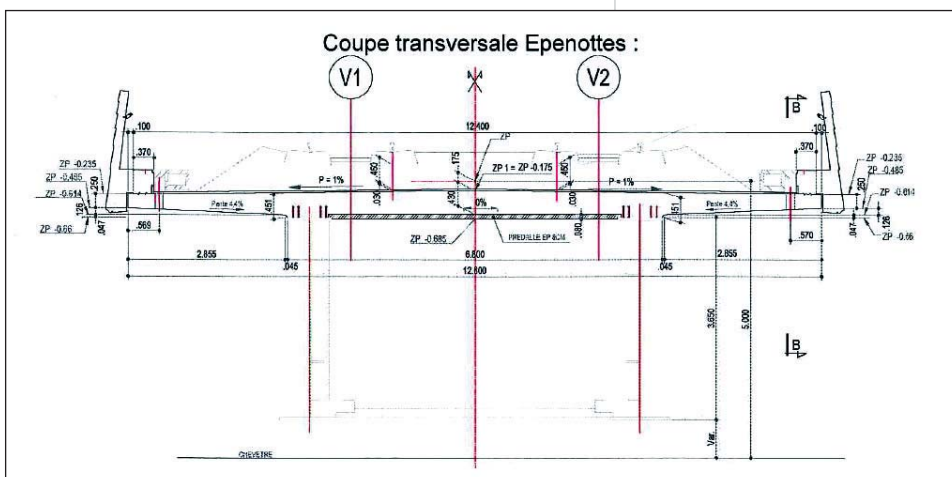
Tous les appuis sont fondés dans le substratum marno-calcaire :

- sur pieux Ø 1800 mm pour le viaduc des Epenottes et la partie ouest du viaduc de la Lizaine (C0-P6) :
  - > six pieux par appui courant,
  - > dix pieux par appui point fixe du viaduc de la Lizaine,
  - > douze pieux pour la culée point fixe du viaduc des Epenottes,
  - > de longueur (après recépage) variable entre 8 m et 19,50 m.
- sur semelle superficielle pour la partie Est du viaduc de la Lizaine (P7-C11), le rocher atteint sous le terrain naturel présentant des capacités portantes suffisantes.

Les piles P8 et P9 du viaduc de la Lizaine, fondées sur semelle superficielle et situées dans la zone inondable de la rivière, ont nécessité la réalisation de batardeaux.

### Description de la campagne géotechnique et karstique complémentaire

Le viaduc de la Lizaine présentait un risque karstique fort pour ses appuis situés aux extrémités (C0-P4 et P10-C11) du fait, à l'ouest, d'une frange calcaire très altérée et fracturée favorisant le soutirage de la couverture alluviale, et à l'est, d'une faille subverticale laissant présager une fracturation et des circulations



**Figure 5**  
Coupe transversale du viaduc des Epenottes  
*Cross section of Epenottes viaduct*

LGV Rhin-Rhône. Lot C4. Viaducs de la Lizaine et des Epenottes

Figure 6  
Coupe culée C0 (Lizaine)  
Section of abutment  
C0 (Lizaine)

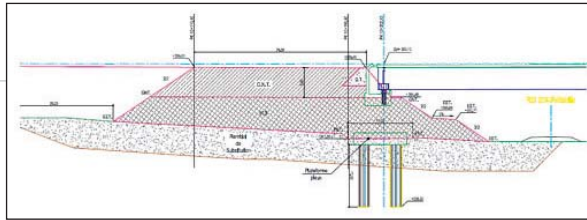


Figure 7  
Coupe culée C11 (Lizaine)  
Section of abutment C11  
(Lizaine)

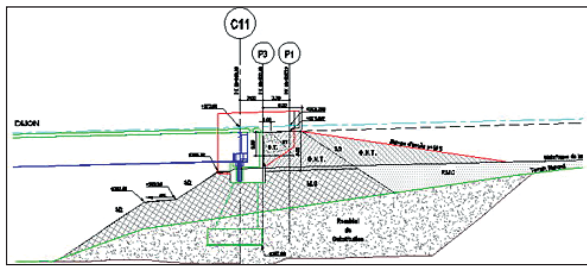


Figure 8  
Culée C0 - Epenottes  
Abutment C0 - Epenottes

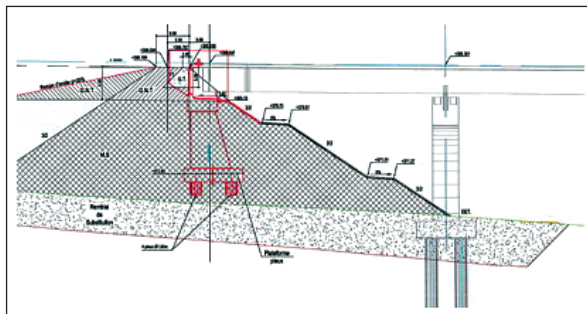
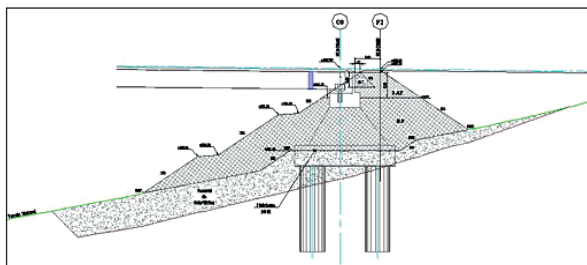


Figure 9  
Culée C11 - Epenottes  
Abutment C11 - Epenottes



d'eau importantes. De nombreux indices karstiques ont été détectés lors des sondages d'avant-projet : passages décomprimés, passages fracturés, blocs, vides, pertes totales.

Le groupement d'entreprises a conduit une campagne complémentaire de sondages karstiques consistant en la réalisation d'un sondage destructif par pieu (C0-P6), de six sondages par semelle superficielle (P10-C11), et d'une reconnaissance microgravimétrique du fond de déblai de substitution sous bloc technique de C0.

L'analyse des résultats de ces sondages a permis de définir le risque karstique sous chaque appui et, dans le cas où le risque est avéré fort (vides francs importants, nombreuses pertes de vitesse d'avancement de l'outil), de proposer et mettre en œuvre une solution de traite-

ment consistant à injecter (gravitairement puis clavage) la zone d'influence de l'appui selon un maillage très rapproché (forages destructifs de 15 à 25 m de profondeur, selon un maillage 2,70 m x 2,70 m, soit la demi-distance entre deux pieux).

L'analyse des forages de maillage a également permis d'analyser la typologie des anomalies rencontrées. Sur la pile P6, le nombre et la taille des vides rencontrés (1,50 m de haut, plusieurs mètres carrés de surface) ne permettaient pas la maîtrise des volumes de coulis injectés. Aussi, un barrage en coulis silicaté a été préalablement réalisé autour de la zone d'influence (forages tout les 1,35 m le long du périmètre d'influence). Sur P10, cette méthodologie itérative a permis d'identifier une galerie longiligne située perpendiculairement à l'ouvrage, et de limiter au mieux les forages et quantités injectées (barrage en coulis silicaté au nord).

■ Terrassements des culées des viaducs

Les culées du viaduc de la Lizaine

Le tablier du viaduc est assemblé puis mis en place par lancement des deux côtés (avec clavage entre les piles P8 et P9). Chaque culée supporte donc un banc d'assemblage et de lancement de la charpente métallique (figures 6 et 7).

Les principales quantités sont reportées en encadré.

CULÉES VIADUC DE LA LIZAINE  
PRINCIPALES QUANTITÉS

Culée C0 (côté Dijon)

- Déblais de substitution : 40218 m<sup>3</sup> mis en dépôt définitif
- Remblais de substitution : 40206 m<sup>3</sup>
- Remblais MS (apport C3) : 10 707 m<sup>3</sup>
- Remblais RMC (apport C3) : 10 460 m<sup>3</sup>
- Remblais bloc technique GNT (apport carrière) : 8865 m<sup>3</sup>
- Remblais bloc technique GT (apport carrière) : 135 m<sup>3</sup>

Culée C11 (côté Mulhouse)

- Déblais de substitution : 27993 m<sup>3</sup> mis en dépôt définitif
- Remblais de substitution : 26983 m<sup>3</sup>
- Déblais RMC : 6651 m<sup>3</sup>
- Remblais RMC (apport C3) : 5321 m<sup>3</sup>
- Remblais MS (apport C3) : 6405 m<sup>3</sup>
- Remblais bloc technique GNT (apport carrière) : 2 635 m<sup>3</sup>
- Remblais bloc technique GT (apport carrière) : 105 m<sup>3</sup>

## CULÉES VIADUC DES EPENOTTES PRINCIPALES QUANTITÉS

### Culée C0 (côté Paris)

- Déblais de substitution : 82 482 m<sup>3</sup> mis en dépôt définitif
- Remblais de substitution (apport C3) : 83 167 m<sup>3</sup>
- Remblais MS (apport C3) : 54 021 m<sup>3</sup>
- Remblais RMC (apport C3) : 12 500 m<sup>3</sup>
- Remblais bloc technique GNT (apport carrière) : 3 187 m<sup>3</sup>
- Remblais bloc technique GT (apport carrière) : 100 m<sup>3</sup>

### Culée C9 (côté Mulhouse)

- Déblais de substitution : 43 990 m<sup>3</sup>
- 43 990 m<sup>3</sup> vers dépôt des Faux
- Remblais de substitution (apport C3) : 41 207 m<sup>3</sup>
- Remblais MS (apport C3) : 32 222 m<sup>3</sup>
- Remblais RMC (apport C3) : 7 882 m<sup>3</sup>
- Remblais bloc technique GNT (apport carrière) : 1 999 m<sup>3</sup>
- Remblais bloc technique GT (apport carrière) : 105 m<sup>3</sup>

## Les culées du viaduc des Epenottes

Le viaduc des Epenottes est lancé de C9 vers C0. La culée C9 initialement très importante et fondée sur puits marocains, en raison des efforts sismiques la sollicitant, a fait l'objet d'une variante d'exécution de l'entreprise (ressorts amortisseurs précontraints) qui a permis de simplifier énormément sa conception (figure 9). Les principales quantités sont reportées en encadré.

### ■ Les semelles des piles

La quasi-totalité des appuis est fondée sur pieux. Le béton est de qualité C32/40.

Le volume des semelles des points fixes P5 et P6 de la Lizaine atteint 1150 m<sup>3</sup> par semelle (15 heures de bétonnage).

Le ratio moyen d'aciers HA est de 150 kg/m<sup>3</sup>, avec des pointes de 165 kg/m<sup>3</sup>.

Pour chaque appui, trois semaines ont été nécessaires pour les auscultations soniques, le terrassement des semelles (1000 m<sup>3</sup> en moyenne) et le recépage des pieux à l'éclateur.

Le ferrailage était réalisé en 6 jours pour les semelles classiques et en trois semaines pour les piles fixes (photo 1).

### ■ Les piles des viaducs

Leur coffrage correspond à celui de la structure type du tronçon C (photo 2).

Leur hauteur varie de 10 m à 39 m.



Photo 1

Ferrailage semelle P5  
(Lizaine)

Reinforcement of P5  
footing (Lizaine)



Photo 2

Pile type tronçon C  
Typical C section pier

LGV Rhin-Rhône. Lot C4. Viaducs de la Lizaine et des Epenottes

Photo 3

Levée courante  
d'une pile (Epenottes)  
*Standard concrete lift  
for a pier (Epenottes)*



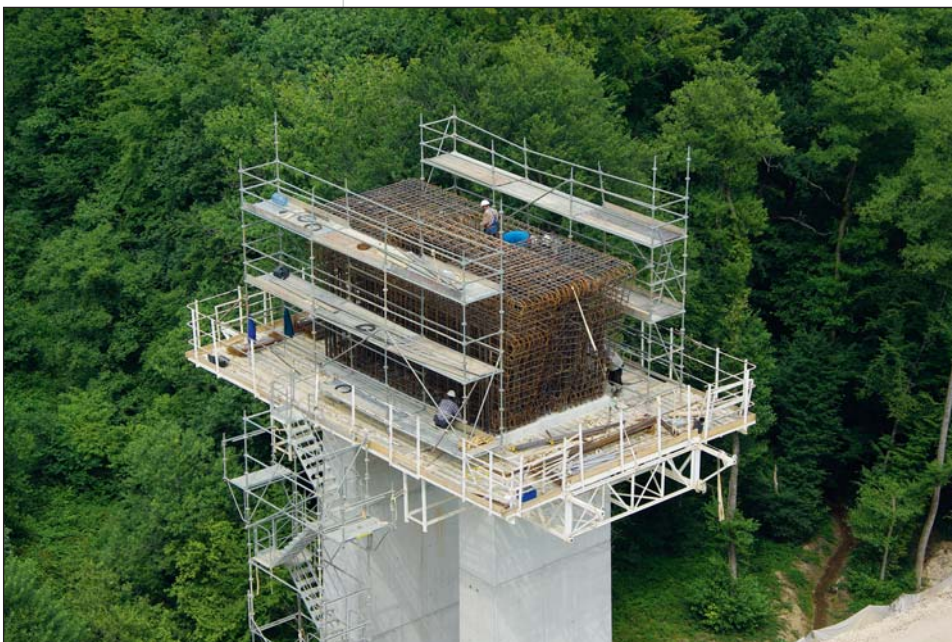
Photo 4

Ferraillage de la voûte  
P4 (Epenottes)  
*Reinforcement of P4  
arch (Epenottes)*



Photo 5

Ferraillage chevêtre  
(Epenottes)  
*Reinforcement of pier  
cap (Epenottes)*



Les équipements coffrants des piles sont constitués de :

- trois plates-formes;
- un ensemble de coffrages pour les levées courantes de la pile (photo 3);
- un ensemble de coffrages pour la tête de pile appelée « voûte » (photo 4);
- un ensemble de coffrages pour le chevêtre de pile (photo 5).

Chaque ensemble de coffrage métallique est mis en œuvre par une équipe de six ouvriers.

Pour les levées courantes de pile les cadences sont :

- 2 jours pour la fausse levée;
- 5 jours pour la première levée;
- 2 jours pour la levée courante.

La voûte est exécutée en 5 jours; le ferraillage du chevêtre est réalisé en trois phases de préfabrication; l'assemblage des cages d'armatures, le coffrage et le bétonnage du chevêtre sont finalisés en 4 jours.

Le béton des piles est de qualité C35/45.

L'application des recommandations parasismique (règles AFPS92) a conduit à un ferraillage impressionnant et inhabituel des fûts de pile et notamment pour celui des piles fixes P5 et P6 (340 kg/m<sup>3</sup>). Ces fûts ont dû être ferraillés toute hauteur car les recouvrements de barres étaient impossibles; il a donc été nécessaire de manutentionner avec deux grues automotrices des cages préfabriquées de 45 t (photo 6).

Une attention toute particulière a été portée à la qualité des parements des piles, comme le demandaient le CCTP et le maître d'œuvre (cure, nettoyage permanent des coffrages, huilage et vibration très soignés).

## ■ Les tabliers métalliques

### Le viaduc de la Lizaine

Le bicaisson métallique est lancé depuis les deux culées C0 et C11, à l'aide de deux avant-becs (photo 7).

Les prédalles entre caissons et les cages d'armatures du hourdis en béton armé sont posées sur la charpente avant chaque lançage.

La jonction des tabliers est réalisée entre P8 et P9.

Le poids total de charpente est de 4690 t, soit un ratio moyen de 520 kg/m<sup>2</sup> de tablier.

Nuance des aciers de charpentes : S355.

Complexe pour la protection anticorrosion des aciers :

- parties de charpente vues : grenailage + tricouche : C3 ANV - RAL 3001 (rouge sécurité);

- parties de charpente à l'intérieur des caissons : gre-  
naillage + bicouche : C3 ANI - RAL 7038 (gris clair).

L'assemblage sur site et le lançage ont été effectués en 10 mois.

Les longueurs des tronçons sont en moyenne de 18,50 m avec un maximum de 23,50 m; ils sont transportés par la route.

### Le viaduc des Epenottes

Le tablier métallique bipoutre est lancé de C9 vers C0, à l'aide d'un avant- bec.

Les éléments de poutre sont approvisionnés par la route.

Le poids total de charpente est de 1 590 t, soit un ratio moyen 280 kg/m<sup>2</sup> de tablier.

L'assemblage sur site et le lançage ont été effectués en 8 mois.

Nuance des aciers de charpente : S355.

Les longueurs des tronçons sont en moyenne de 28,60 m, avec un maximum de 25,80 m.

Complexe pour la protection anticorrosion des aciers : grenaillage + tricouche : C3 ANV - RAL 3001 (rouge sécurité).

### ■ Les hourdis en béton armé

Chaque viaduc est réalisé à l'aide d'une paire d'équipages spécifiques, chacun nécessitant la présence de sept ouvriers. Les cadences moyennes suivantes ont été constatées :

- préparation des équipages : 10 jours;
- montage : 3 jours;
- 2,5 plots par semaine de quatre jours (16 MPa et 15 heures).

Caractéristiques du béton du tablier : C35/45.

Le viaduc des Epenottes est équipé d'un hourdis inférieur en béton armé réalisé par prédalles de 15 cm clavées latéralement sur les poutres (photo 8). Ce type de contreventement en béton armé a déjà fait l'objet de réalisations antérieures et il est devenu traditionnel pour un ouvrage ferroviaire.

Le ferrailage du hourdis supérieur est approvisionné par chariotage. Les ratios d'aciers HA pour les hourdis sont :

- hourdis supérieur bicaisson Lizaine : 224 kg/ m<sup>3</sup>;
- hourdis supérieur bipoutre Epenottes : 232 kg/ m<sup>3</sup>;
- hourdis inférieur bipoutre Epenottes : 254 kg/ m<sup>3</sup>.



**Photo 6**  
Pose du second fût pile P6 (Lizaine)  
*Placing the second shaft of pier P6 (Lizaine)*



**Photo 7**  
Poussage du viaduc de la Lizaine  
*Pushing the Lizaine viaduct*



**Photo 8**  
Hourdis inférieur préfabriqué (Epenottes)  
*Prefabricated lower slab (Epenottes)*

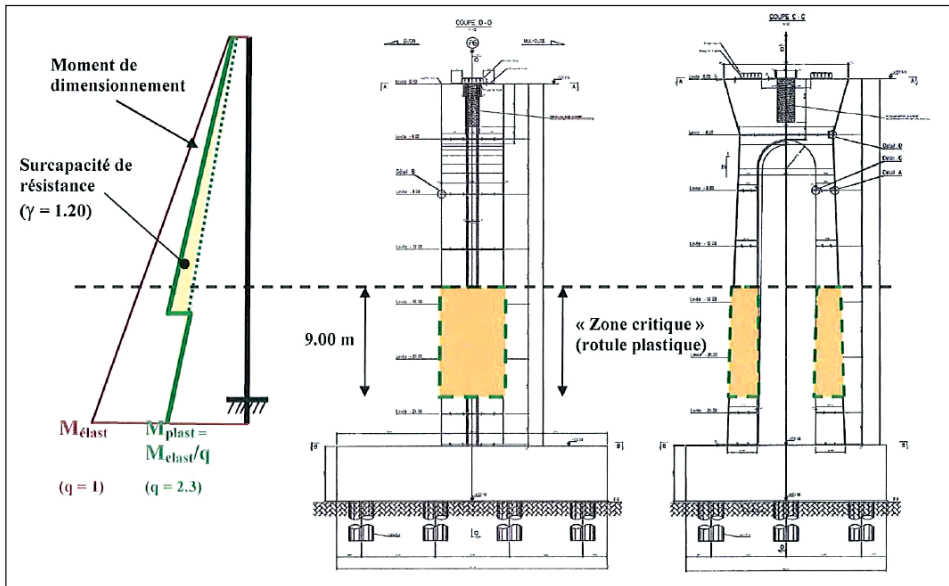


Figure 10

Moment de dimensionnement sous séisme  
Design moment under earthquake

Les longueurs des plots de bétonnage des hourdis sont de :

- 14 m sur le viaduc de la Lizaine soit un volume de 70 m<sup>3</sup> par plot;
- 10,70 m sur le viaduc des Epenottes soit un volume de 60 m<sup>3</sup> par plot.

### ■ Le dispositif parasismique du viaduc de la Lizaine

L'ouvrage, de classe C au sens des règles AFPS92, est situé dans une zone de sismicité Ib avec une accélération nominale de 2 m/s<sup>2</sup>.

#### La solution retenue

Le dispositif global parasismique du viaduc de la Lizaine repose sur le principe d'un transfert des efforts du tablier aux chevêtres des appuis, par l'intermédiaire de butées métalliques :

- sur chacun des deux points fixes, les piles P5 et P6, une butée, bridée sous la charpente métallique et scellée dans la tête d'appui, transmet les efforts longitudinaux;
- sur l'ensemble des appuis, une bêche métallique libre longitudinalement (sauf sur les points fixes) assure la transmission des efforts transversaux.

Cette conception induit une complexification importante des opérations de lancement avec mise en position provisoire des butées, du positionnement final du tablier, et de la mise en œuvre des butées sur l'ensemble des appuis.

Le groupement d'entreprises a opté pour une solution

visant à simplifier les contraintes sans déroger au référentiel technique : la suppression systématique des butées et leur remplacement par des appareils d'appui pour la reprise des efforts sismiques.

Les appareils d'appui sphériques Maurer sont des dispositifs d'appui structuraux destinés à la transmission des charges d'ouvrage d'art. Ils possèdent l'agrément technique européen ATE n° 06/0131.

Leur conception répond aux critères imposés par la norme EN 1337.1-2000 qui constitue le référentiel de domaine d'application des appareils d'appui.

Ces appareils sont particulièrement adaptés aux structures soumises à des sollicitations et des déformations fréquentes et importantes sous l'effet des circulations ferroviaires. En effet, leur durée de vie est garantie pour 50 ans pour des sollicitations nettement supérieures à celles des appareils d'appui à pot d'élastomère : une distance parcourue de 50000 m contre 10000 m, et une vitesse moyenne de glissement de 15 mm/s contre 2 mm/s.

Ce cas correspond exactement à celui des ouvrages pour lignes de chemin de fer à grande vitesse.

Ce dispositif n'est toutefois pas sans incidence sur les dispositions à prévoir en tête de pile :

- encombrement important en plan des appareils d'appui compte tenu de la surface disponible;
- hauteur importante des appareils d'appui uni et multidirectionnels;
- nécessité d'avoir recours à des ancrages interpénétrant la tête d'appui, avec une densité importante pour les appareils d'appui fixes.

#### Les calculs sismiques

L'étude sismique a été conduite avec une analyse spectrale multimodale à l'aide d'une modélisation aux éléments finis 3D.

Sous séisme transversal, les calculs sont conduits avec le spectre de réponse élastique, avec toutefois prise en compte du comportement non linéaire des matériaux lié à la fissuration des piles.

Sous séisme longitudinal, un coefficient de comportement q a été considéré, et les critères de cohérence ont été vérifiés. Les efforts issus d'un calcul élastique linéaire se trouvent alors écrêtés par la formation de rotules plastiques dans la structure.

La méthodologie de calcul est basée sur le guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts. Elle consiste à effectuer dans un premier temps un calcul élastique linéaire. Les sollicitations sismiques obtenues sont divisées par le coefficient de comportement q dont une borne supérieure est donnée par le guide en fonction

de l'élanement et des caractéristiques mécaniques des piles.

La détermination de cette valeur  $q$  découle d'un processus itératif portant sur le ferrailage longitudinal des fûts en vérifiant à chaque itération la plastification effective des aciers dans une zone délimitée à la base des piles fixes P5 et P6, dite zone « critique ». La borne inférieure du ferrailage étant celle nécessaire pour la reprise des sollicitations en service hors séisme.

Le coefficient  $q$  est réduit à chaque nouvelle itération, la convergence est réalisée lorsque l'ensemble des critères de cohérence sont remplis.

Après convergence, la valeur du coefficient de comportement obtenu est  $q = 2,30$ .

En dehors des zones critiques, le règlement prévoit une majoration des efforts inélastiques par un coefficient dit de « surcapacité ». Ce coefficient égal à 1,20 permet de garantir la non-formation de rotule plastique dans les zones non critiques (figure 10).

Les tableaux (figure 11) donnent une synthèse des efforts sismiques au droit des points fixes et une synthèse des armatures calculées.

Les dispositions constructives réglementaires des zones critiques sont relativement contraignantes : longueurs de recouvrement doublées ( $100 \phi$ ) et majoration des aciers transversaux. Cela rend nécessaire une vérification a posteriori de la plastification dans une portion suffisante de la zone critique.

## ■ Le dispositif parasismique du viaduc des Epenottes

### La solution retenue

La conception générale parasismique du viaduc des Epenottes repose sur le principe d'une reprise des efforts du séisme par des butées fixées en sous-face du tablier et ancrées dans le chevêtre des appuis :

- sur la culée C9, point fixe de l'ouvrage : deux butées métalliques transmettent les efforts longitudinaux ;
- sur tous les appuis : une bêche métallique assure la reprise des efforts sismiques transversaux.

Les premiers éléments de calculs ont confirmé la reprise d'efforts très importants sur la culée C9 sous séisme longitudinal, de l'ordre de 90000 kN, ce qui justifie les précautions structurelles prises par le maître d'œuvre dans son projet :

- double tenons massifs : 1,00 m x 0,80 m x 3,00 m (T x L x H) ;
- diaphragme recevant la butée antisismique : semelle

		Lizaine 717 ml (bi-caisson)	Epenottes 450 ml (bipoutre)	Total
<b>Pieux</b>	ml	550	750	1 300
<b>Béton</b>	m <sup>3</sup>			
	Pieux	1 399	1 909	
	Semelles	5 407	3 455	
	Piles	4 588	4 232	
	Tabliers	3 707	3 005	
		15 101	12 601	27 702
<b>Aciers passifs</b>	t			
	Pieux	203	300	
	Appuis	1 655	1 180	
	Tabliers	783	677	
		2 641	2 157	4 798
<b>Charpente métallique</b>	t	4 690	1 590	6 280

Tableau I  
Les principales quantités  
Main quantities

EFFORTS LONGITUDINAUX SUR LES PILES (t)					
	H pile (m)	ELS	ELU	ELU Sismiques	
				SANS COEF DE COMPORTEMENT : $q = 1$	AVEC COEF DE COMPORTEMENT : $q = 2.3$
P5	23.1	733	1070	3195	1389
P6	26.3	578	845	2371	1031

	ELS/ELU % Aciers	ELU sismiques $q = 2.3$ % Aciers	Majoration du ferrailage de service
P5	1.25%	1.81%	44.8%
P6	1.50%	1.66%	10.7%

Figure 11  
Tableaux des efforts  
longitudinaux sur piles fixes  
Tables of longitudinal forces  
on fixed piers

inférieure transformée en caisson de 1000 x 2000 avec une tôle inférieure de 30 mm, une âme de 35 mm et une tôle supérieure de fermeture de 25 mm ;

- culée « cathédrale » reposant sur une semelle de 1600 m<sup>3</sup> et quatre puits marocains de 5 m de diamètre et 17 m de profondeur.

À l'image du viaduc de la Lizaine, les opérations de mise en œuvre des butées à l'interface de la charpente métallique et du génie civil des têtes d'appui en sous-œuvre du tablier sont très complexes :

- le lancement de la charpente et notamment la phase d'accostage final avec la mise en place au droit des réservations de 11 butées avec une rigueur importante d'implantation axiale et transversale, les jeux de positionnement étant relativement réduits en regard de la longueur de l'ouvrage et du travelage ;
- la mise en œuvre de ces butées en sous-œuvre de la charpente et la prise en compte des phasages de libération - blocage des appuis pour interdire tout déplacement global de l'ouvrage et limiter ainsi les effets de la dilatation ;
- les adaptations nécessaires de génie civil (dimensions des réservations) et de charpente (goussets et connecteurs à souder a posteriori) pour permettre les opérations de lancement de la charpente.

LGV Rhin-Rhône. Lot C4. Viaducs de la Lizaine et des Epenottes



**Figure 12**  
Suppression  
des butées sismiques  
sur culées  
(Epenottes)  
*Elimination  
of seismic thrust  
stops on abutments  
(Epenottes)*

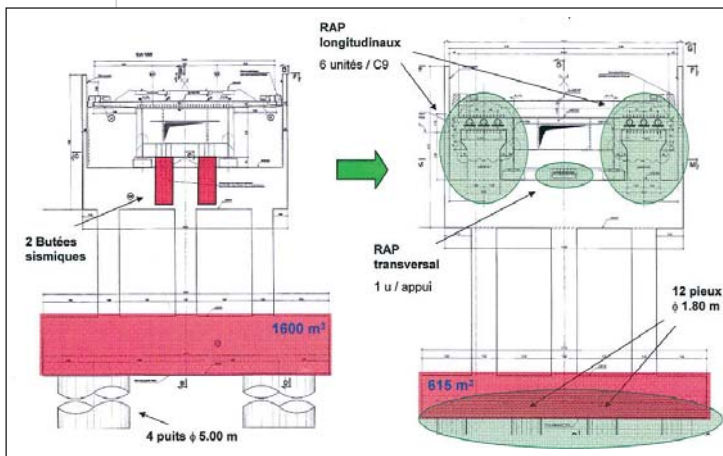


Photo 10

RAP longitudinaux sur culée C9 (Epenottes)  
*Longitudinal preloaded spring shock absorbers  
on abutment C9 (Epenottes)*

Le groupement a donc cherché à adapter les dispositions parasismiques et le schéma fonctionnel de l'ouvrage afin de diminuer les contraintes inhérentes liées à l'utilisation de butées antisismiques (figure 12).

C'est ainsi qu'il a proposé de remplacer les tenons métalliques antisismiques de tous les appuis du viaduc des Epenottes par des ressorts amortisseurs pré-contraints (RAP) conçus et distribués par le fournisseur Etic-Jarret afin de :

- réduire les efforts sismiques transmis aux appuis;
- supprimer les difficultés de mise en place des tenons et faciliter les travaux de génie civil en sous-œuvre du tablier;
- réduire les dimensions de la culée C9 et remplacer les quatre puits marocains par des pieux 1800 mm.

Le principe général des butées actives à ressort pré-contraint est le suivant :

- assurer un blocage de l'ouvrage sous les efforts de service (point fixe en service);
- permettre un déplacement contrôlé de l'ouvrage sous les efforts de séisme, amortissant et réduisant ainsi les efforts transmis aux appuis;
- replacer automatiquement le tablier dans sa position initiale une fois le séisme éprouvé, sans nécessité de changer, réparer ou reconstruire après un séisme important.

Etic-Jarret peut se prévaloir de nombreuses références en France et à l'étranger sur des ouvrages routiers, et une référence très récente réalisée sur la LGV Perpignan-Figueras et entièrement applicable au viaduc des Epenottes.

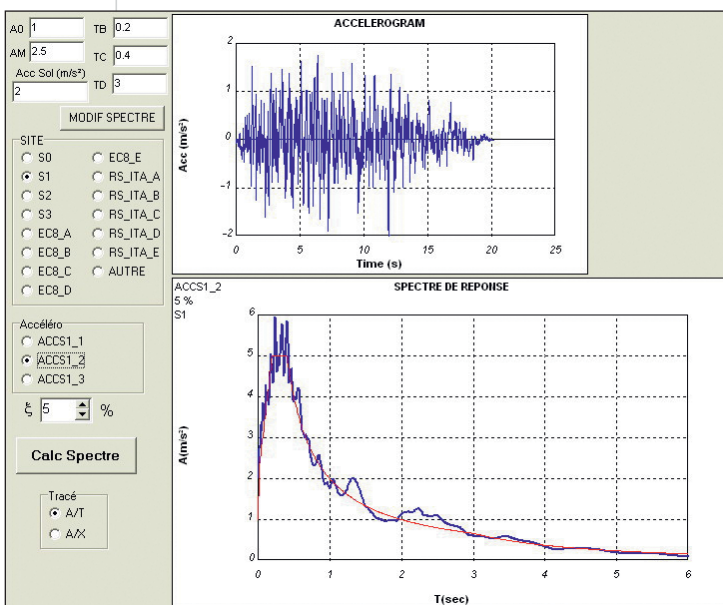
Afin de profiter au maximum des acquis du groupe Eiffage, de ceux de la société Etic-Jarret et de la maî-

Photo 9

RAP transversaux  
sur culée C9  
(Epenottes)  
*Transverse  
preloaded spring  
shock absorbers  
on abutment C9  
(Epenottes)*



**Figure 13**  
Accélérogramme  
et spectre  
de réponse  
(Epenottes)  
*Time history and  
response spectrum  
(Epenottes)*





trise d'œuvre, le groupement a retenu les dispositions techniques existantes et éprouvées suivantes.

Sur l'ensemble des appuis pour la reprise des efforts transversaux : principe similaire à celui mis en œuvre sur le viaduc de Saint-André, construit sous maîtrise d'œuvre Setec. Il consiste à remplacer, en tête de tous les appuis, la butée métallique par un ressort pré-contraint placé selon l'axe transversal de l'ouvrage, ce qui permet de réaliser un point fixe transversal en service, un déplacement amorti transversal sous séisme, et un recentrage de l'ouvrage après séisme.

L'appareil est fixé par boulons HR sous les pièces de pont. Les chevêtres sont équipés de bossages en béton armé assurant la reprise des efforts et le scellement des platines habillées de tôles inox pour le glissement longitudinal. Les têtes de vérins sont équipées de patins néoprène téflon.

Sur la culée C9 pour la reprise des efforts longitudinaux : transposition du principe imaginé et mis en œuvre par Eiffage TP sur la culée point fixe de l'ouvrage du Reart sur la future LGV Perpignan-Figueras (photos 9 et 10). Les appareils, 2 x 3 butées actives à ressorts placées dans le sens des voies, sont fixés sous le tablier sur des massifs en béton armé élevés sur le chevêtre de la culée de part et d'autre des poutres principales de la charpente métallique. Les butées, métalliques, sont soudées sur des platines dont les goujons sont noyés dans le béton du hourdis. L'about de la dalle dans cette zone a été épaissi à 1 m sur toute sa largeur et sur une longueur d'environ 4 m.

Ces dispositions assurent le blocage du tablier sous les sollicitations de service : freinage, démarrage, interaction voie-ouvrage, et permettent l'amortissement des efforts sismiques importants par dissipation d'énergie et déplacement contrôlé. Le recentrage de la structure est automatique après un séisme.

### Les calculs sismiques du viaduc des Epenottes

L'analyse sismique est menée à l'aide d'un calcul par pas de temps, établi à partir de trois accélérogrammes artificiels construits et calés par rapport au spectre de calcul en zone Ib ( $a_n = 2 \text{ m/s}^2$ ) et au site S1, dans les conditions définies par les guides AFPS.

La validation de ces accélérogrammes est effectuée en comparant leurs spectres de réponses avec les spectres théoriques de calcul correspondant à un amortissement de 5 % (figure 13).

Les ressorts-amortisseurs utilisés sont des appareils constitués par un réservoir rempli par un fluide pâteux de type silicone dont la pression est calibrée en fonction de la loi de comportement recherchée.

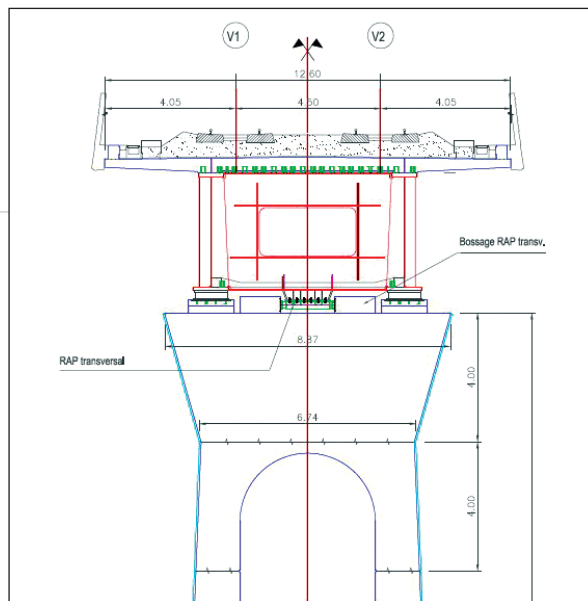


Figure 14  
Coupe transversale sur pile  
(Epenottes)  
Cross section on pier  
(Epenottes)

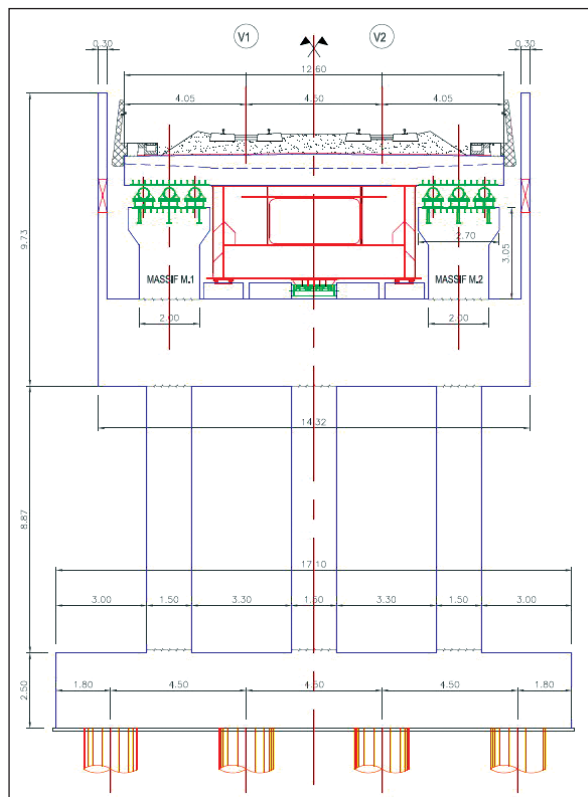


Figure 15  
Coupe transversale sur culée  
(Epenottes)  
Cross section on abutment  
(Epenottes)

Cette loi est donnée par l'expression suivante :

$$F = F_0 + K.X + C.V^\alpha$$

Avec :

- $F_0$  = effort de précontrainte ;
- $K$  = raideur élastique ;
- $C$  = coefficient de viscosité ;
- $\alpha$  = exposant de la vitesse dépendant du fluide visqueux (pour les amortisseurs Jarret,  $0,05 < \alpha < 0,3$ ).

Les calculs temporels réalisés par la société Jarret, sont conduits séparément pour les deux directions longitudinale et transversale, à l'aide d'une modélisation à barres, et en intégrant la loi de comportement correspondant aux appareils utilisés (BC60S850-90 en transversal et BC60S2200-50 en longitudinal).

Ces calculs ont été systématiquement menés avec et

LGV Rhin-Rhône. Lot C4. Viaducs de la Lizaine et des Epenottes

▶ sans prise en compte des amortisseurs, et validés en comparant les résultats à ceux issus d'une analyse spectrale menée par le BET de l'entreprise à l'aide du logiciel de calcul de structures ROBOT.

Les efforts longitudinaux et transversaux sous séisme sont ainsi considérablement réduits : ils sont divisés par un facteur supérieur à 3.

Le déplacement extrême obtenu sous séisme longitudinal est d'environ 25 mm pour une course maximum des appareils sur la culée C9 de 50 mm. Celui sous séisme transversal est d'environ 58 mm, pour une course maximale des amortisseurs de 90 mm.

Les figures 14 et 15 donnent les schémas de principe des vérins installés sur piles et sur culée.

**Délais de réalisation**

L'ordre de service de réalisation des études et des travaux est daté du 12 décembre 2006.

Les travaux s'achèveront le 12 octobre 2009, soit dans un délai de réalisation de 34 mois y compris 3 mois de période de préparation et 14 de délais partiels. ■

**LES PRINCIPAUX INTERVENANTS**

**Maître d'ouvrage**

Réseau Ferré de France - Direction Franche Comté

**Maître d'œuvre**

Setec - Études et travaux  
Architecte Lavigne et Cheron

**Groupeur constructeur**

Eiffage TP (mandataire) : génie civil – Eiffel : charpente métallique – SFET : terrassements

**Intervenants par spécialités**

- Études des structures béton : STOA (Eiffage TP)/Coredia
- Études des structures métalliques : IGOA (Lizaine) et CCS (Epenottes)
- Conseil géotechnique : Arcadis
- Sondages complémentaires : Sefi-Intrafor
- Pieux Lizaine : Presspali France
- Pieux Epenottes : Bauer
- Bétons : Holcim
- Aciers HA : Sendin
- Appareils d'appui : Étic et Maurer
- Equipages mobiles : Ersem
- Coffrage des piles : Ersem
- Écrans béton : Capremib
- Étanchéité : Eurovia
- Amortisseurs parasismiques : Etic et Jarret

**ABSTRACT**

**Rhine-Rhone high-speed train line – Work section C4 Lizaine and Epenottes viaducts**

J.-J. Virissel, P. Charlon, A. D'Avout,  
Ch. Sandré, Z. Hajar

Work section C4 forms part of section C of the Rhine-Rhone high-speed train line, eastern branch.

It is chiefly characterised by :

- major earthworks for tracks, bearings, technical units and launching platforms, and in particular massive rock removal operations;
- construction of a composite steel-concrete twin-box-girder viaduct 717 m long, the highest on the line, and a composite double-girder viaduct 450 m long;
- foundations on large-diameter 1800 mm piles in very hard limestones;
- allowance for seismic forces which greatly complicated bearing reinforcements and resulted in very high reinforcement ratios;
- the installation of innovative earthquake-resistant systems for the decks.

**RESUMEN ESPAÑOL**  
**Línea de Alta Velocidad Rin-Ródano – Lote C4 Viaductos de la Lizaine y de Les Epenottes**

J.-J. Virissel, P. Charlon, A. D'Avout,  
Ch. Sandré y Z. Hajar

El lote C4 forma parte del tramo C de la Línea de Alta Velocidad Rin-Ródano, ramal Este.

Este lote se caracteriza principalmente por :

- importantes movimientos de tierra para pistas, apoyos, bloques técnicos y plataformas de lanzamiento y, fundamentalmente, purgas masivas;
- la construcción de un viaducto mixto doble cajón de 717 metros de longitud, el más alto de la línea, y la construcción de un viaducto mixto de doble viga de 450 metros de longitud;
- cimientos de pilotes de diámetro elevado 1800 mm en zonas calcáreas sumamente duras;
- la integración de los esfuerzos sísmicos que han venido a complicar considerablemente las armaduras de los apoyos y conducido a muy elevados ratios de armaduras;
- la instalación de dispositivos antisísmicos innovadores para los tableros.

# Le viaduc de Pont-à-Mousson

## Remplacement de la précontrainte



Photo 1

Viaduc de Pont-à-Mousson  
*Pont-à-Mousson viaduct*

**Le viaduc de Pont-à-Mousson fut achevé en 1984. Comme dans la majorité des cas à cette époque, la protection des câbles extérieurs était assurée par un coulis de ciment injecté dans la gaine commune aux torons clairs sans gainage de protection individuel.**

**Suite à la découverte en mars 2005 d'une rupture de câble de précontrainte, le Conseil général de Meurthe-et-Moselle a mis en œuvre une opération de réparation lourde et complexe comprenant notamment le remplacement de l'ensemble des 28 câbles 19T15 de la précontrainte extérieure.**

**Les travaux ont été réalisés entre septembre 2006 et septembre 2007.**

**Le présent article décrit les désordres observés, les études et analyses réalisées et la solution technique innovante qui a été mise en œuvre pour effectuer cette délicate réparation avec comme priorité majeure la sécurité des intervenants ainsi que la réduction de la gêne aux usagers.**



Photo 2

Travées de hauteur variable sur la Moselle  
*Variable-height spans over the Moselle*

### ■ Introduction – Contexte général

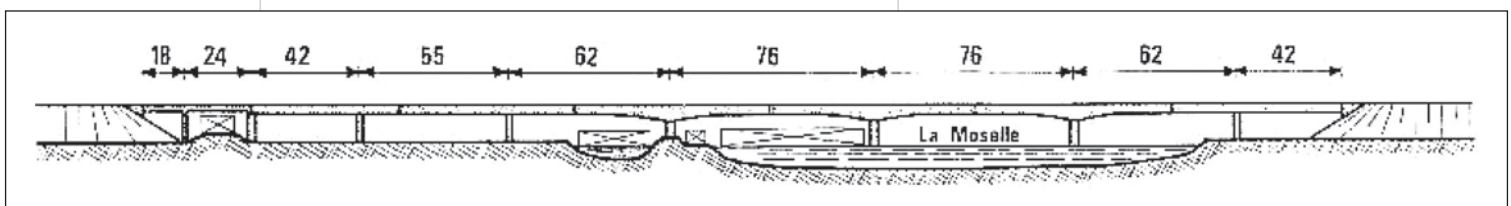
Bien que quatre ouvrages utilisant cette technique aient été construits dans les années 50, ce n'est que depuis le début des années 80 que la technique de la précontrainte extérieure s'est largement développée en France.

Quelques ruptures de câbles de précontrainte extérieure protégés par du coulis de ciment ont été récemment observées en France. Nous avons également connaissance de ruptures de câbles extérieurs survenues à l'étranger, en particulier aux États-Unis et en Grande-Bretagne.

En général, les ruptures sont dues à la corrosion des armatures insuffisamment protégées à cause de défauts d'injection des gaines. Lors de la rupture d'un des torons, du fait de l'adhérence du coulis en contact avec le câble, généralement le toron cassé se ré-ancre au sein du faisceau de torons. La tension dans le câble reste constante et se répartit, au niveau de la section de rupture, sur les torons restants jusqu'à ce que leur

Figure 1

Coupe longitudinale  
*Longitudinal section*



# extérieure. La conception

**Philippe Jandin**  
Chef du Service  
Ouvrages d'art  
Conseil général 54

**Fernando Dias**  
Responsable d'études  
Sétra

limite de rupture soit atteinte. La rupture est alors violente avec libération de toute l'énergie emmagasinée dans le câble à la mise en tension.

Il est à noter que depuis la publication de la circulaire n° 2001-16 du 28 février 2001 [1], ce type de protection est de fait abandonné pour les câbles de précontrainte extérieure et généralement remplacé par une injection à la cire.

La note d'information n° 29 du Sétra/LCPC de décembre 2007 [2] présente l'état des connaissances sur le sujet et fait des recommandations sur les investigations pouvant être réalisées, les consignes de sécurité à appliquer, et la conduite à tenir en cas de doute sur un câble ou en cas de rupture constatée.

## ■ Description de l'ouvrage

L'ouvrage d'une longueur de 415 m franchit la Moselle et des routes communales. Il est prolongé par un ouvrage de 42 m franchissant les voies SNCF Metz – Nancy. Il supporte la RD 910b avec un important trafic poids lourds et, a été dimensionné pour le passage d'un convoi exceptionnel de 400 t (conformément à la circulaire sur les transports exceptionnels du 20 juillet 1983) (cf. Bulletin AFPC, 1983-1984 [3], pages 327 à 332) (photo 1).

Le tablier de l'ouvrage principal est un caisson en béton précontraint à sept travées de portées : 42 m, 55 m, 62 m, 76 m, 76 m, 62 m et 42 m. Les grandes travées furent construites par encorbellements successifs, et le reste du tablier fut coulé en place sur cintre.

Sur 18 m de part et d'autre des piles supportant les grandes travées, la hauteur du caisson varie paraboliquement de 4,50 m à 2,75 m. Le reste du tablier a une hauteur constante de 2,75 m (photo 2 et figure 1).

Le tablier, d'une largeur de 11,00 m, supporte une chaussée de 7,00 m bordée de deux caniveaux de 0,25 m, de deux trottoirs de 1,25 m et de barrières BN4 équipées de barreaux verticaux.

À l'intérieur du caisson, deux conduites sont suspendues au hourdis supérieur : une conduite d'eau potable en PEHD de 355 mm de diamètre et une conduite d'assainissement en PEHD de 450 mm placée partiellement dans une conduite en fonte de 600 mm de diamètre (figure 2 et photo 3).

La précontrainte est mixte, elle est composée de :

- câbles intérieurs au béton en 12T15 « Standard » (câbles de continuité et câbles de fléau);
- câbles extérieurs au béton en 19T15 « Standard » dans des gaines en PEHD injectées au coulis de ciment (figure 3).



Photo 3

Intérieur du caisson montrant le tracé des câbles et la présence des deux canalisations  
*Inside of the box girder showing the layout of the cables and the presence of the two ducts*

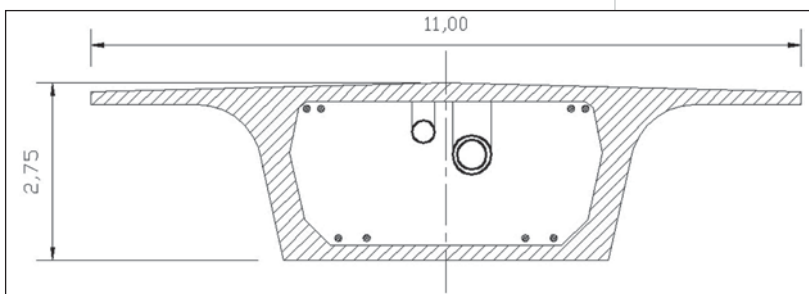


Figure 2

Coupe transversale courante  
*Standard cross section*

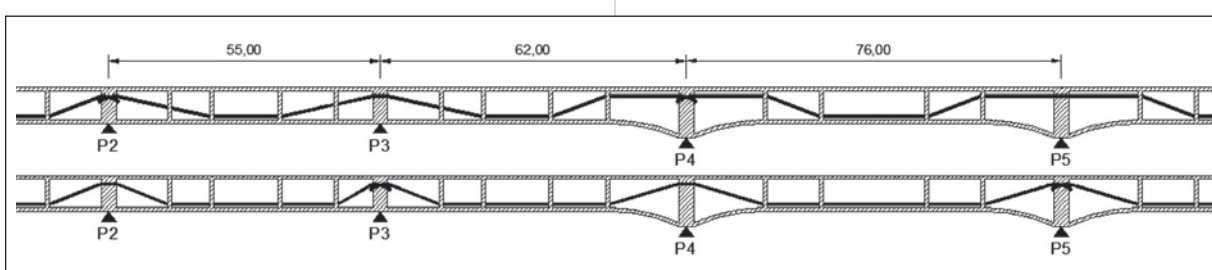
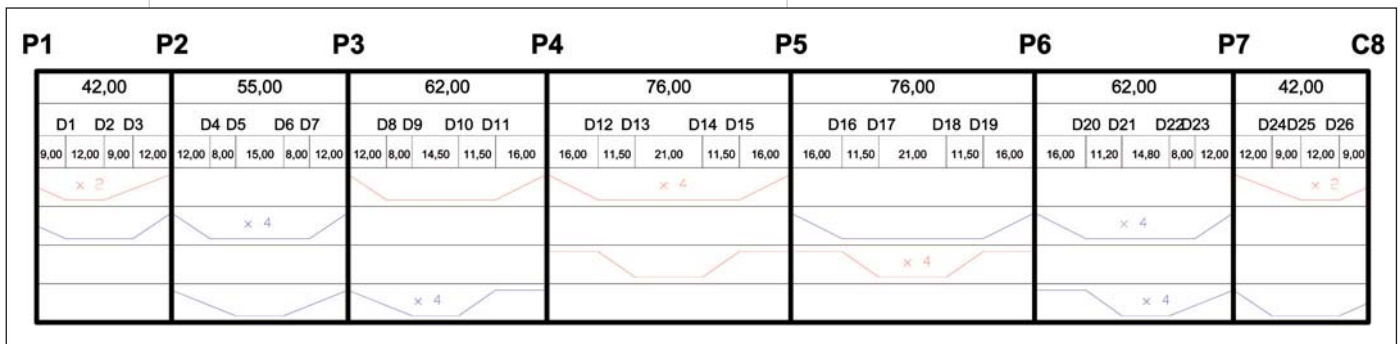


Figure 3

Principe du tracé des câbles extérieurs sur les travées P2-P4 et P3-P5

*Schematic of the layout of external cables on spans P2-P4 and P3-P5*

**Le viaduc de Pont-à-Mousson.  
Remplacement de la précontrainte extérieure. La conception**



**Figure 4**  
Plan de câblage de la précontrainte extérieure avec la position des déviateurs  
*Cabling plan for external prestressing with the location of deviators*



**Photo 4**  
Rupture du câble 39A découverte en mars 2005  
*Failure of cable 39A discovered in March 2005*



Le plan de câblage de la précontrainte extérieure avec la position des déviateurs est schématisé sur la figure 4.

La précontrainte extérieure est donc constituée de vingt-huit câbles 19T15 « Standard » d'une longueur variant de 43 m à 156 m. Chaque section du caisson est traversée par huit de ces câbles en travée courante, et par six câbles en travée de rive.

**■ Déroulement des études et procédures**

La rupture du câble extérieur a été observée en mars 2005 pendant une visite d'inspection du viaduc. Cette visite de « routine » visait à vérifier la position des appareils d'appui à pot glissants par temps froid. La date exacte de la rupture, comprise entre l'inspection

précédente de juillet 2002 et la visite de 2005 n'est pas connue (photos 4 et 5).

Des mesures de précaution immédiates furent prises par le service Ouvrage d'art du Conseil général de Meurthe-et-Moselle, parmi elles :

- la limitation de la circulation à 3,5 t moyennant la mise en œuvre de portiques-gabarits aux extrémités de l'ouvrage avec mise en place d'une déviation poids lourds (photos 6 et 7) ;
- l'interdiction d'accès à l'intérieur du caisson à toute personne (sauf cas de force majeure pour les réseaux situés dans le caisson...). Les visites nécessitées par l'expertise, interdites par temps de grand froid, seront réduites en nombre et en durée au strict minimum ;
- la demande d'assistance technique du CETE de l'Est et du Sétra afin d'évaluer rapidement les conséquences de cette rupture, d'analyser les causes et de préciser les mesures immédiates de précaution.

Des investigations en laboratoire ont été réalisées en juin 2005, par le LRPC du CETE de l'Est, à partir d'échantillons de coulis et de torons provenant du câble rompu.

Entre juillet et novembre 2005, le Sétra a réalisé une étude préliminaire contenant une expertise du problème et des propositions de six solutions de réparation techniquement envisageables.

Comme suite à cette étude, le Conseil général a décidé de remplacer l'ensemble des câbles de la précontrainte extérieure.

Sur cette base, de janvier à juin 2006, le service Ouvrages d'art départemental et le Sétra ont réalisé le dossier de consultation des entreprises (DCE), et lancé les procédures d'appel d'offres.

**■ Observations et analyses**

Avant même toute investigation en laboratoire, lors d'une première visite de l'ouvrage par le CETE de l'Est et le Sétra en avril 2005, les observations suivantes



Photo 5

Rupture du câble 39A découverte en mars 2005  
 Failure of cable 39A discovered in March 2005

laissaient penser à une anomalie de remplissage des gaines sur le câble rompu :

- la section de rupture est située à proximité de l'ancrage sur la pile P4, en partie haute ;
- une corrosion avancée des fils constitutifs des torons, sur le câble rompu ;
- absence de coulis d'injection au niveau de la rupture sur une certaine longueur, en partie haute de la déviation.

En général, les ruptures de câbles de précontrainte extérieure observées sur les autres ouvrages étaient dues à la corrosion des armatures non protégées suite à des défauts d'injection des gaines. On observe alors la présence en partie supérieure de la gaine d'une pâte blanchâtre humide de consistance molle surmontée d'une couche d'eau et d'une poche d'air. L'eau provenant du ressuage dû à une instabilité du coulis de ciment et de ses adjuvants reste piégée au sein du conduit étanche. L'explication détaillée de ce phénomène, qui concerne essentiellement les coulis très adjuvantés postérieurs à 1980, est décrite dans la note d'information Sétra-LCPC n° 21 de juillet 1996 [4].

D'autres observations laissaient craindre un phénomène général à l'ensemble de la précontrainte extérieure. Sur certains câbles, au niveau des événements sur des



Photo 6

Portique-gabarit pour limitation de la circulation à 3,5 t mis en place avant le chantier  
 Gauged portal structure to limit traffic to 3.5-tonne gauge set up before the works



Photo 7

Portique-gabarit pour limitation de la circulation à 3,5 t mis en place pour le chantier  
 Gauged portal structure to limit traffic to 3.5-tonne gauge set up for the works

tronçons situés en partie basse, on observait également la présence d'une pâte blanchâtre humide. Dans certains cas, au droit des événements d'injection, les câbles étaient visibles et semblaient montrer des signes de corrosion.

Une expertise des matériaux constitutifs des câbles (fils et coulis) a été confiée au LRPC de Nancy [5].

Des prélèvements ont été effectués en juin 2005. Sur les fils de précontrainte, des essais de métallographie, de dureté Vickers et de traction et des analyses chimiques ont été réalisés afin de déterminer les caractéristiques et la composition de l'acier.

Sur le coulis d'injection, des essais portaient sur des échantillons de coulis sains et de coulis altéré. La composition centésimale, la teneur en liant, la présence de chlorures et la carbonatation ont été analysées. Enfin, la présence d'un adjuvant suspecté de jouer un rôle dans les ruptures de câbles observées sur

**Le viaduc de Pont-à-Mousson.**

**Remplacement de la précontrainte extérieure. La conception**



d'autres ouvrages a été recherchée. Sa présence ne peut être détectée qu'à travers des traces de lignosulfates qui constituent la matière active de cet adjuvant.

Ces analyses n'ont pas mis en évidence de sensibilité particulière des fils vis-à-vis de la corrosion fissurante sous tension. En ce qui concerne le coulis, la présence de chlorures est en deçà des seuils admissibles et la carbonatation reste périphérique sur certains éclats prélevés. Le coulis a bien été adjuvanté avec un produit à base de lignosulfates, ce qui serait compatible avec l'adjuvant suspecté ou tout autre adjuvant à base de lignosulfates.

Ainsi, aucun des deux matériaux constitutifs de la précontrainte extérieure ne pouvait être mis en cause. Seuls des défauts d'injection induits par la méthode d'injection retenue et/ou des anomalies dans la rhéologie des coulis utilisés, ayant entraîné des manques importants de coulis dans la gaine, pouvaient expliquer la rupture du câble.

**■ Études préliminaires**

En juillet 2005, le Conseil général a confié au Sétra une mission d'assistance technique pour l'expertise et le recensement des solutions de réparation techniquement envisageables.

**Vérification de l'ouvrage avec câbles rompus**

L'une des premières priorités était de s'assurer de la stabilité de l'ouvrage dans son état actuel. Une modélisation de l'ouvrage a été réalisée avec le logiciel PCP, en prenant notamment en compte les hypothèses suivantes :

- respect du mode de construction de l'ouvrage avec un tablier en partie coulé sur cintre et en partie constitué de fléaux construits par encorbellements successifs;
- prise en compte des redistributions des efforts par fluage et des pertes différées pour un ouvrage âgé de 21 ans;
- rupture du câble à 21 ans.

Les conclusions furent rassurantes. Malgré la rupture du câble, la capacité portante de l'ouvrage restait acceptable. La limitation de l'ouvrage à 3,5 t, initialement mise en place par le Conseil général, pouvait être supprimée. Concernant les charges exceptionnelles, l'état de l'ouvrage pendant le passage du convoi de 400 t, déjà limite en situation normale, n'était plus acceptable avec la rupture du câble.

En cas de rupture d'un second câble dans une même travée, une nouvelle limitation de l'ouvrage à 3,5 t serait devenue nécessaire.

**Contraintes**

Les solutions de réparation proposées devaient prendre en compte les contraintes suivantes :

- l'incertitude sur l'état des autres câbles; on ne pouvait exclure l'hypothèse de l'existence de câbles en situation proche d'un état limite de rupture et la rupture d'un câble en situation instable, notamment pendant les opérations violentes de démontage;
- la sécurité du personnel à l'intérieur du caisson; l'incertitude sur l'état des autres câbles ne permettait pas d'estimer sérieusement l'emplacement ou la date d'une éventuelle rupture. La probabilité d'occurrence simultanée des événements provoquant l'accident (rupture de câble, présence d'une personne à cet instant et dans une zone à risque) était probablement faible. Il était cependant impensable de ne pas considérer ce risque comme l'une des contraintes les plus fortes de cette étude;
- la présence à l'intérieur du caisson des conduites d'eau de gros diamètre. La présence de ces canalisations en partie centrale du caisson rendait la circulation des personnes et du matériel très difficile et augmentait considérablement les risques liés à la rupture d'un câble (zones de sécurité réduites, difficulté d'intervention des secours, d'évacuation...);
- les risques liés à la rupture d'une canalisation en fonctionnement sous l'effet du démontage d'un câble, l'eau stockée en fond de caisson pouvant entraîner une surcharge importante;
- le maintien de la circulation des véhicules légers pendant les travaux, la réduction de la durée et/ou du nombre des coupures nécessaires;
- les obstacles franchis : voies SNCF Metz – Nancy, même si l'ouvrage principal ne franchit pas ces voies, celles-ci sont proches de la pile-culée C1 supportant les deux tabliers; franchissement de la Moselle, entre les piles P3 et P7, avec un gabarit de navigation entre P4 et P5;
- le coût des travaux et les coûts ultérieurs du suivi de l'état de l'ouvrage pour des solutions de réparation partielle non « définitives » et des éventuelles interventions ultérieures.

**Solutions de réparation**

Six solutions de réparation avec quelques variantes ont été envisagées et étudiées par le Sétra. Ces solutions vont de la simple surveillance sans intervention lourde, au remplacement de tous les câbles de précontrainte extérieure avec dispositions provisoires pour le maintien d'une circulation des véhicules légers.

Les vérifications des solutions proposées ont été effectuées à partir du modèle PCP décrit ci-avant.

### **Solution 1 : Pas d'intervention lourde à « court terme »**

La solution la plus simple consistait bien entendu à ne pas intervenir, à laisser l'ouvrage en l'état tout en mettant en place des mesures de sécurité pour le personnel, un suivi et une surveillance. L'idée consistait à attendre et surveiller si de nouvelles ruptures de câbles avaient lieu, et, au bout d'un certain temps tirer des conclusions sur l'état général de l'ouvrage.

Quelques interventions dans le caisson étaient envisagées : l'évacuation du câble rompu, le nettoyage et quelques réparations (éclairage intérieur).

Afin de limiter les risques lors d'autres opérations dans le caisson, il était prévu de poser des dispositifs absorbeurs d'énergie sur les gaines de précontrainte. De tels dispositifs ont été mis en place pendant la réparation de la précontrainte extérieure du viaduc de Saint-Cloud sur l'A13. Cette réparation a fait l'objet de deux articles sur le bulletin Ouvrages d'art n° 57 de mars 2008 [6] et n° 58 de juin 2008 [7]. Il est notamment question de la conception et de la mise en œuvre sur chantier de ces absorbeurs et du retour d'expérience.

Pour la solution 1 de base, avec un nombre d'absorbeurs estimé à 476, le coût était non négligeable pour un dispositif qui n'améliorait pas l'état de l'ouvrage.

Une solution variante sans absorbeurs était également envisagée. Outre les risques pour le personnel intervenant dans le caisson, il existait un risque d'endommagement des canalisations et de déversement et stockage d'eau en fond de caisson. Il était alors nécessaire de prévoir des dispositifs de fermeture automatique en cas de chute de pression et une déviation de ces canalisations.

L'avantage de cette solution résidait dans sa simplicité à être mise en œuvre, avec aucune intervention lourde. Cependant l'état de l'ouvrage restait incertain. En cas de nouvelle rupture de câble, la situation devait être réévaluée, il fallait de nouveau intervenir dans le caisson, et des restrictions de circulation pouvaient être nécessaires.

### **Solution 2 : Remplacement du câble rompu**

Pour cette solution, les dispositions précédentes étaient complétées par le remplacement du câble rompu. La mise en place d'absorbeurs était alors nécessaire avant la mise en place du nouveau câble de précontrainte.

Avec cette réparation peu complexe, on retrouvait l'état de l'ouvrage avant rupture. La circulation des convois exceptionnels pouvait à nouveau être autorisée. En cas de rupture d'un nouveau câble, il n'était pas nécessaire de mettre en place de restriction de circulation (hormis les convois exceptionnels).

Cependant le coût des absorbeurs demeurait non

négligeable et on ne pouvait exclure l'hypothèse d'une intervention lourde ultérieure.

### **Solution 3 : Remplacement des câbles douteux**

Pour cette solution le remplacement était étendu aux câbles douteux après analyse des résultats d'une inspection détaillée.

Cette solution restait complexe à mettre en œuvre et nécessitait de nombreuses interventions dans le caisson. De plus, elle imposait le démontage des câbles à proximité immédiate de câbles conservés qui risquaient d'être endommagés pendant les opérations. Des absorbeurs devaient être installés sur l'ensemble de la précontrainte extérieure avant démontage des câbles, les canalisations devaient être enlevées.

On diminuait ainsi le risque de rupture d'un nouveau câble et d'une intervention lourde ultérieure mais l'état des autres câbles restait incertain. Cette solution complexe et coûteuse ne s'avérait donc pas intéressante.

### **Solutions 4-5-6 : Remplacement de l'ensemble de la précontrainte extérieure**

Pour ces trois solutions, une intervention lourde était envisagée. Tous les câbles de précontrainte extérieure étaient démontés, évacués et remplacés. Les canalisations d'eau potable et d'eaux usées étaient provisoirement ou définitivement enlevées.

Pendant les travaux, un allègement des superstructures par rabotage de l'enrobé et éventuellement de l'étanchéité était prévu. Pour réduire l'effet du gradient thermique, il était également envisagé d'appliquer une peinture blanche sur l'ouvrage.

Moyennant ces dispositions et fermeture de l'ouvrage à la circulation, un démontage complet de la précontrainte extérieure était envisageable. Cependant afin de maintenir la circulation des véhicules légers avec ou sans alternat, pendant la durée des travaux, plusieurs dispositions devaient être envisagées.

### **Solution 4 : Mise en place de palées provisoires**

En prenant en compte une seule voie de circulation légère de 3 m, un allègement des superstructures et la maîtrise du gradient thermique, on constatait, après démontage de l'ensemble de la précontrainte extérieure, le dépassement de la contrainte de traction limite sur les travées de rive, en fibre inférieure.

Cette solution envisageait la mise en place de trois palées provisoires permettant de réduire les tractions en fibre inférieure dans les zones les plus tendues. Elles devaient reprendre un effort maximal de 200 t.

L'implantation de ces palées hors rivière, dans des zones facilement accessibles, était favorable.

Il était ainsi possible de mettre en place un alternat



**Le viaduc de Pont-à-Mousson.**

**Remplacement de la précontrainte extérieure. La conception**



pendant les travaux. Quelques périodes de coupure totale étaient nécessaires.

**Solution 5 : Mise en place d'une précontrainte additionnelle provisoire**

Cette solution prévoyait la mise en place d'une précontrainte provisoire à l'extérieur du caisson sur toute la longueur de l'ouvrage. Les câbles provisoires étaient ancrés sur des massifs au niveau des culées et guidés par des déviateurs au niveau des piles. Après leur mise en tension, l'ensemble de la précontrainte extérieure pouvait être démontée.

En fonction de la précontrainte provisoire mise en œuvre, cette solution présentait l'avantage de maintenir deux voies de circulation légères et éventuellement d'éviter le rabotage de l'enrobé.

La précontrainte provisoire était estimée à deux câbles 27T15 de part et d'autre du tablier. Sa mise en tension nécessitait le démontage préalable de quelques câbles de précontrainte extérieure pour éviter des excès de compression.

Avec la mise en œuvre de dispositifs provisoires lourds, les solutions 4 et 5 permettaient le maintien d'une circulation légère et le démontage complet de la précontrainte extérieure.

Pour le découpage des câbles et afin d'éviter les interventions à l'intérieur du caisson en début de chantier, il était envisagé la mise en œuvre d'ouvertures dans le hourdis supérieur à proximité des appuis. Les câbles, situés en partie haute sur cette zone, pouvaient ainsi être découpés depuis le dessus du caisson.

Ces dispositions entraînaient quelques coupures de circulation ponctuelles pendant la réalisation des trous et la coupure des câbles, mais assuraient un niveau de sécurité satisfaisant et facilitaient l'accès au chantier.

Le coût de ces solutions, par la lourdeur des dispositifs provisoires mis en œuvre, était élevé. Une solution avec phasage du découpage et changement des câbles fut donc envisagée.

**Solution 6 : Changement de tous les câbles avec phasage**

Les câbles étaient démontés à l'avancement en partant d'une extrémité et remplacés au fur et à mesure. Les canalisations étaient également démontées à l'avancement. Les câbles étaient sectionnés depuis l'intérieur du caisson au niveau de leur ancrage sur appui.

Afin d'améliorer la sécurité du personnel intervenant dans le caisson, des absorbeurs devaient être installés sur les câbles, à l'avancement. Seuls les câbles adjacents affectés par une phase de découpage étaient équipés.

Cette solution permettait donc un démontage des câbles en dehors des zones sensibles. Les interventions

du personnel à proximité des câbles devaient pouvoir être limitées.

Le phasage du remplacement de la précontrainte permettait de maintenir une circulation pour les véhicules, sans mettre en œuvre de lourds dispositifs provisoires.

Cependant d'importantes restrictions de circulation étaient nécessaires. Entre les phases de découpe et de remplacement de la précontrainte, il était nécessaire de mettre en place une circulation alternée sur les travées concernées ou des coupures de circulation sur l'ouvrage.

**Conclusion de l'étude préliminaire**

La comparaison des solutions vis-à-vis des contraintes imposées a mis en avant les solutions de remplacement de tous les câbles de précontrainte extérieure, notamment les solutions 4 et 5 avec dispositions provisoires visant à maintenir une circulation des véhicules légers. Le critère du coût a bien sûr été pris en compte. Pour les solutions « provisoires » 1 à 3, d'un coût immédiat moins important, il fallait prendre en compte les frais d'une surveillance régulière de l'ouvrage, et, en cas de rupture d'un autre câble, les frais d'études et de la nouvelle intervention. Ces solutions présentaient donc le risque d'un coût global important et/ou incertain, sans amélioration de la situation.

**■ Solution retenue - DCE**

Au final, le Conseil général a retenu une solution de remplacement complet de la précontrainte extérieure, avec mise en place d'une précontrainte additionnelle provisoire permettant le maintien de deux voies de circulation pour les véhicules légers.

La solution proposée au DCE est la solution 5 du Sétra, aménagée. Elle consiste, après avoir allégé l'ouvrage d'une partie de ses superstructures (rabotage de 4 cm d'enrobés, démontage des trottoirs), en la mise en place d'une précontrainte provisoire extérieure au caisson, ancrée à chacune de ses extrémités, centrée, simplement déviée au droit des piles afin de suivre le profil en long du tablier.

La coupe des câbles existants est prévue par des ouvertures réalisées dans le hourdis inférieur à des endroits où les câbles 19T15 sont horizontaux et au voisinage du hourdis inférieur. La réalisation de cette phase est prévue en cinq nuits avec coupure totale de circulation.

La prise en compte de la sécurité des intervenants, des nuisances aux usagers et la recherche d'une solution définitive ont été les trois principaux critères de choix de la solution retenue.

Ainsi, aucune présence humaine n'est rendue nécessaire dans le caisson avant que les câbles douteux ne soient coupés.

Après la suppression de la précontrainte extérieure, les opérations de démontage des canalisations et d'évacuation des câbles peuvent alors être réalisées.

Ce phasage des travaux permet le remplacement en sécurité des câbles à l'identique. Le démontage de la précontrainte provisoire et la réfection des superstructures peuvent ensuite être réalisés avant les nouvelles épreuves de l'ouvrage nécessaires à la réouverture de la circulation au trafic poids lourds et aux convois exceptionnels.

L'appel d'offres a été lancé le 5 mars 2006, soit un an jour pour jour après la découverte de la pathologie, ce qui constitue une prouesse compte tenu de la complexité et du coût des travaux.

Parallèlement, le conseil général a lancé un marché de contrôle extérieur des études d'exécution, des travaux et une instrumentation permettant de contrôler le comportement du caisson pendant les phases importantes des travaux et ainsi de valider la réparation. ■

## Bibliographie

[1] Circulaire du 28 février 2001 – Conception de la précontrainte extérieure au béton.

[2] Note d'information n° 29 du Sétra/LCPC de décembre 2007 – Note de sensibilisation sur les ouvrages existants à précontrainte extérieure protégée par du coulis de ciment en contact des armatures.

[3] Deuxième pont sur la Moselle à Pont-à-Mousson – Bulletin 1983-1984 – AFPC, pages 327 à 332.

[4] Note d'information n° 21 du Sétra-LCPC de juillet 1996.

[5] Investigations sur la rupture d'un câble de précontrainte extérieure – Dossier n° 2005-66-163 – LRPC de Nancy.

[6] Revue *Ouvrages d'art* du Sétra n° 57, mars 2008.

[7] Revue *Ouvrages d'art* du Sétra n° 58, juin 2008.



Membre du Réseau Congés Intempéries BTP

## CAISSE NATIONALE DES ENTREPRENEURS DE TRAVAUX PUBLICS

Association régie par la loi du 1<sup>er</sup> juillet 1901. Agréée par arrêté ministériel du 6 avril 1937.

**Au 31/12/2008, la CNETP :**

- . regroupe 7 201 entreprises adhérentes,**
- . a réglé 6 464 455 jours de congés à 270 694 salariés au titre de l'exercice congés 2008,**
- . a indemnisé 2 838 113 heures d'intempéries correspondant à 76 085 déclarations d'arrêts intempéries.**

Pour contacter la CNETP :

**. Par courrier :**

31 rue le Peletier - 75453 PARIS CEDEX 09

**. Par Internet :** [www.cnetp.fr](http://www.cnetp.fr)

- pour les entreprises : un espace de travail sécurisé

- pour les salariés : un espace personnalisé d'information

**. Par e-mail :** [contact@cnetp.fr](mailto:contact@cnetp.fr)

**. Par téléphone :**

- pour les entreprises : 01.70.38.07.70

- pour les salariés : 01.70.38.07.77

**. Serveur vocal (24h/24) :** 01.70.38.09.00

**. Par fax :** 01.70.38.08.00



# Le viaduc de Pont-à-Mousson

## Remplacement de la précontrainte

À l'issue des procédures d'appel d'offres, les travaux de réparation du viaduc ont été confiés à l'entreprise Freyssinet France pour un montant global de 2950000 euros TTC, valeur mars 2006. Le marché comportait une période de préparation de 3 mois et un délai d'exécution de 11 mois.

### ■ Déroulement des travaux

Par rapport au DCE, Freyssinet France a proposé des adaptations portant sur la précontrainte provisoire, constituée de deux câbles 13C15 « Super » par âme (à la place de quatre câbles 7T15 « Super ») et sur la précontrainte de remplacement constituée de câbles 17C15 « Super » (à la place des câbles 19T15 « Standard »). Ces adaptations, offrant la même efficacité de précontrainte, ont été validées et acceptées par la maîtrise d'œuvre, assurée par le service Ouvrages d'art du Conseil général.

Le marché de contrôle extérieur a été confié au CETE de l'Est. La division des Grands ouvrages du Sétra et la division Ouvrages d'art du CETE ont été chargées du contrôle des études d'exécution.

Le LRPC de Nancy a été chargé du contrôle extérieur des travaux, de l'instrumentation du caisson et de l'analyse des câbles existants.

### Travaux préparatoires

La période de préparation des travaux a été engagée en juin 2006.

Les études d'exécution ont été réalisées par Arcadis Strasbourg pour le compte de Freyssinet France. Un modèle tridimensionnel a été réalisé sur le logiciel ST1 du Sétra, avec prise en compte du phasage de construction du viaduc et de sa géométrie réelle (profil en long notamment). Les hypothèses de calcul ont été reprises



Photo 2

Eau jaillissant sous l'étanchéité des trottoirs  
*Water springing up under the footpath waterproofing*

conformément aux hypothèses d'origine. Seule la phase travaux a fait l'objet de nouvelles hypothèses :

- prise en compte d'une circulation réduite aux véhicules de moins de 3,5 t modélisée par une surcharge d'exploitation de 250 kg/m<sup>2</sup> (2,5 kN/m<sup>2</sup>) sur 6 m de largeur roulable;
- prise en compte du poids réel des superstructures, tenant compte des canalisations d'eau potable et d'assainissement ajoutées après la construction de l'ouvrage, du rabotage de l'enrobé et de la dépose des trottoirs;
- prise en compte d'un gradient thermique réduit  $\Delta T = 5$  °C, compte tenu des dispositions adoptées pour en maîtriser les effets.

Le Sétra s'est chargé de vérifier les calculs de flexion longitudinale en phases travaux et après réparation. Le CETE de l'Est s'est chargé de la vérification des plans d'exécution et des notes de calculs des pièces d'ancrage et de déviation de la précontrainte provisoire.

Les travaux préparatoires ont débuté en septembre 2006 par le rabotage de 4 cm de la couche de roulement et la dépose des trottoirs (bordures, dalles et remplissage), permettant d'alléger le tablier de 775 t (photo 1).

Cette opération a permis notamment de découvrir le très mauvais état de l'étanchéité sous trottoirs : chape mince préfabriquée complètement décollée et « flottant » sur un matelas d'eau. À noter que les plans de récolement faisaient état d'une chape épaisse en asphalte porphyré et non d'une chape mince.

D'autre part, cette mauvaise surprise allait se répéter pour l'étanchéité sous la chaussée, ce qui obligera le maître d'ouvrage à lancer un marché complémentaire pour la réfection générale de l'étanchéité du viaduc, pour un montant supplémentaire de travaux de 630000 € TTC (photo 2).

Photo 1

Travaux préparatoires :  
démontage trottoirs, rabotage  
chaussée et dispositif de limitation  
du gradient thermique (peinture  
blanche sur chaussée et géotextile  
au droit des trottoirs démontés)

*Preparatory works : removal  
of footpaths, pavement planing  
and thermal gradient limiting  
device (white paint on pavement  
and geotextile at the level of the  
removed footpaths)*



# extérieure. Les travaux de réhabilitation

Parallèlement à ces travaux préparatoires, la couche de roulement a été peinte en blanc afin de limiter les effets du gradient thermique.

## Mise en œuvre de la précontrainte provisoire

Le principe de base retenu dès la conception de cette précontrainte provisoire a été la simplicité. Afin de ne pas complexifier cette opération et donc la renchérir, il a été prévu de mettre en œuvre une précontrainte centrée, filante d'un bout à l'autre du caisson, sans ancrages intermédiaires. Seules des petites pièces déviateurs ont été mises en œuvre au droit des piles afin que les câbles provisoires, constitués de deux paires de câbles 13C15 « Super », épousent le profil en long du tablier.

Les déviateurs les plus sollicités sont situés sur les piles P2, P3 et P4. Ils correspondent à l'effort maxi de déviation verticale des câbles, soit 12 t d'effort de cisaillement à reprendre par deux barres de clouages de 32 mm de diamètre et de 1 m de longueur. Les autres déviateurs, moins sollicités, sont ancrés par deux barres de 26 mm de diamètre et de longueur variant de 400 mm à 700 mm en fonction de l'effort à reprendre (photo 3).

Les pièces d'ancrage, situées aux abouts du caisson, ont été beaucoup plus complexes à concevoir, à réaliser et à mettre en œuvre. Leur calcul a nécessité de nombreux échanges entre le bureau d'études de l'entreprise, Arcadis, et les bureaux de contrôle de la maîtrise d'œuvre, le CETE et le Séttra. Elles sont destinées à ancrer les deux paires de câbles provisoires et à transmettre les efforts au caisson dans des zones non prévues à cet effet. Au nombre de quatre (une à chaque angle), chaque pièce reçoit un effort lié à la mise en tension des deux câbles 13T15 « Super » de 518 t (5,18 MN). Elles sont reliées deux à deux par deux barres de précontrainte de type Macalloy de 40 mm de diamètre équilibrant le moment dû à l'excentrement des câbles provisoires par rapport aux points d'appui de la pièce d'about sur le caisson, soit un effort de 144 t (1,44 MN) (photo 4).

La mise en place de ces pièces s'est faite relativement facilement, malgré leur poids de 2,1 t chacune. En revanche, l'enfilage des quatre câbles 13T15 de 415 m de longueur a posé davantage de problèmes. En effet, la solution initialement retenue par Freyssinet qui consistait à enfiler les torons un à un à l'aide d'un toron guide n'a pas permis un enfilage satisfaisant de la totalité des torons. Malheureusement, la conjonction de la longueur exceptionnelle des câbles, de leur tracé quasi horizontal avec des déviations successives, associée à la fâcheuse tendance des torons à s'enrouler les

uns autour des autres, ont rapidement créé des nœuds de blocage et empêché l'enfilage des torons suivants.

Finalement, la solution retenue a consisté à préfabriquer sur les bandes d'arrêt de la RD 910b, les quatre câbles de 415 m et à les enfiler dans les gaines provisoires (mises en place sur les déviateurs sur piles), en traversant le garde-grève de la culée C8 par un carottage réalisé préalablement. Cette opération s'est faite à l'aide d'un vérin monotoron Freyssinet SC2 de course 1 000 mm (photo 5).



Photo 3

Déviateur sur pile  
Deviator on pier



Photo 4

Pièce d'ancrage  
Anchoring part



Photo 5

Mise en tension de la précontrainte provisoire à l'aide d'un vérin monotoron équipé d'un nez courbe  
Tensioning of the temporary prestressing by a monotoron jack fitted with a curved nose

## Viaduc de Pont-à-Mousson. Remplacement de la précontrainte extérieure. Les travaux de réhabilitation

Photo 6

Vue générale de la précontrainte provisoire après mise en tension  
*General view of the temporary prestressing after tensioning*



Photo 7

Réalisation des carottages de 500 mm de diamètre dans le hourdis inférieur en vue de la découpe des câbles  
*Execution of core drilling 500 mm in diameter in the lower slab for cutting out of cables*



Photo 8

Robot de coupe des câbles avec la caméra de guidage de l'outil  
*Cable cutting robot with the tool guidance camera*



La mise en tension des câbles provisoires a été effectuée simultanément à la mise en tension des barres selon le phasage suivant :

- positionnement et maintien des pièces d'about à l'aide de tiges filetées M18 mises en œuvre à serrage contrôlé;
- mise en tension de la barre inférieure Macalloy à 33 % de la tension finale;
- mise en tension du câble inférieur de la précontrainte provisoire à 33 % de la tension finale;
- mise en tension de la barre inférieure Macalloy à 66 % de la tension finale;
- mise en tension du câble de précontrainte provisoire inférieur à 66 % de la tension finale;
- mise en tension de la barre inférieure Macalloy à 100 %;
- mise en tension du câble de précontrainte provisoire inférieur à 100 % de la tension finale;
- et répétition de ce phasage pour le niveau supérieur.

La mise en tension de la précontrainte provisoire a été réalisée toron par toron à l'aide d'un vérin Freyssinet SC2 C600 de 600 mm de course équipé d'un nez courbe afin d'échapper aux nombreux raidisseurs de la pièce d'about (photo 6).

### Coupe des câbles existants

L'une des contraintes fortes de ce chantier était l'interdiction de travailler à l'intérieur du caisson à proximité de câbles potentiellement dangereux, sans aucune possibilité de mise en place de protection efficace compte tenu de l'encombrement engendré par la présence des canalisations.

Pour permettre la mise en place du matériel de coupe, trois carottages de 500 mm de diamètre ont été réalisés dans le hourdis inférieur des travées 2, 4 et 6 à des emplacements où l'ensemble des 4 paires de câbles de précontrainte extérieure sont horizontales et en position basse (photo 7).

Par ces accès, les équipes Freyssinet ont installé un robot de coupe étudié pour ce chantier. Une télésurveillance par caméra vidéo permettait aux personnes chargées de l'opération de coupe des câbles de diriger en toute sécurité l'outil sans être à l'intérieur du caisson (photo 8).

Les opérations se sont déroulées en quatre nuits du 15 janvier au 18 janvier 2007, selon un phasage pré-établi dans les notes de calcul prenant en compte la symétrie de la découpe du caisson par âme et par entretoise, ainsi que l'optimisation du déplacement des équipes chargées de la découpe.

Ainsi, quatre câbles étaient coupés à chaque implantation avant de passer à la suivante. Seuls les deux câbles courts, régnant sur les travées de rive, ont été coupés de l'intérieur des entretoises sur culée, en montant



Photo 9

Déplacement gêné des câbles au travers d'une entretoise dont le tube déviateur était rempli de coulis

*Constrained movement of cables through a cross tie whose deviator tube was filled with grout*

L'outil de coupe sur une potence actionnée à l'about du caisson, la coupe étant située à l'arrière de l'entretoise. Après chaque campagne de coupe de câbles, un contrôle topographique était réalisé afin de contrôler le comportement du caisson en corrélation avec l'instrumentation mise en place, avant d'autoriser l'ouverture au trafic de l'ouvrage pour 6 heures du matin.

### Démontage et évacuation des câbles existants

À la suite de la dernière phase de découpe des câbles, une première visite en sécurité à l'intérieur du caisson a permis de faire un certain nombre d'observations.

En premier lieu de constater que, comme prévu, la conception de l'ouvrage avec le tracé de sa précontrainte extérieure associée à un choix judicieux de la position des coupes et quelques dispositions simples avaient permis la libération de la précontrainte en sécurité pour les personnels et sans risque pour l'ouvrage. Aucun dégât n'a été occasionné à la structure : les entretoises et déviateurs étaient intacts contrairement à ce qui a été parfois observé pour des opérations similaires. L'énergie libérée violemment lors de la coupe des câbles a été en partie absorbée par les frottements engendrés par le passage de ceux-ci à travers les tubes déviateurs des entretoises sur piles et les déviateurs au nombre de quatre par travée.

Avant l'ouverture aux équipes d'évacuation une visite de mise en sécurité a été effectuée. Elle avait pour objet d'identifier les zones potentiellement dangereuses où les câbles présentaient des déformations gênées par des blocages à travers les tubes déviateurs et laissaient craindre des tensions résiduelles (photo 9).



Photo 10

Zone potentiellement dangereuse – Tension résiduelle dans les câbles coincés au travers d'une entretoise

*Potentially hazardous area – Residual tension in the cables caught in a cross tie*



Photo 11

Présence d'eau de couleur rouille contenue dans une gaine non injectée localement

*Rust-coloured water contained in a duct not grouted locally*

Aussi, préalablement à la découpe des câbles en tronçon pour leur évacuation en dehors du caisson, un repérage des zones potentiellement dangereuses a été effectué (photo 10).

Localement, l'éclatement des gaines laissait parfois apparaître des traces d'oxydation ou de corrosion sur certains torons. Sur l'un des câbles on a constaté une poche d'eau couleur rouille emprisonnée dans une zone sans coulis (photo 11).

Chaque câble a été coupé en tronçons de 1,5 à 6 m de longueur permettant leur évacuation en dehors du caisson, à travers deux trous d'homme conservés en fin de travaux de dimensions 80 x 120 cm en travées 2 et 6. Chaque tronçon a fait l'objet d'un marquage préalable permettant de repérer le numéro du câble d'origine et sa position initiale dans l'ouvrage (avant coupe des câbles) en vue de leur expertise par le contrôle extérieur.

Un éclairage de chantier, une ventilation et un rail IPE 120 équipé de chariots porte-palans et palans à chaînes ont été installés de façon à faciliter les manutentions de l'ensemble des tronçons de câbles, ainsi que l'évacuation des conduites d'eau potable et d'essai-

Viaduc de Pont-à-Mousson. Remplacement de la précontrainte extérieure.  
Les travaux de réhabilitation

Photo 12

Débitage et évacuation  
des tronçons de câbles  
et de conduites  
d'eau et d'assainissement  
*Cutting and removal of cable  
sections and water  
and drainage pipes*



Photo 13

Pièce d'adaptation du système  
de précontrainte K existant  
à la construction au système C  
mis en œuvre lors du  
remplacement des câbles  
*Part adapting the existing K  
prestressing system  
to construction of the C system  
employed when replacing  
the cables*



nisement qui ont également été enlevées de l'intérieur du caisson (photo 12).

**Mise en œuvre de la précontrainte de remplacement**

Une fois l'intérieur du caisson débarrassé des anciens câbles et des réseaux d'eau, les opérations de mise en œuvre des nouveaux câbles ont pu être entreprises, en commençant par le reconditionnement des tubes déviateurs.

Lors d'une des visites faites en 2005 par le service Ouvrages d'art du CG54 pour les besoins de l'étude de réparation, il avait été constaté un certain nombre de points durs intempestifs en sortie de tubes, défauts de tracé des câbles et de positionnement des tubes déviateurs, non évasés à leurs extrémités. Pour y remédier le reconditionnement des tubes prévu au marché a été réalisé en coupant leurs extrémités à 5 cm du béton, puis en procédant à un ébavurage, nettoyage, dégraisage, brossage et traitement anticorrosion par deux couches d'une peinture anticorrosion (épaisseur film sec de 2 x 120 µm).



Photo 14

Mise en œuvre des pièces d'adaptation K/C  
*Installation of K/C adapting part*

Les plaques d'ancrage ont également été retraitées contre la corrosion suivant la même procédure.

La mise en œuvre de la précontrainte de remplacement s'est effectuée de façon tout à fait classique :

- mise en place des gaines PEHD sur des supports réglés à l'aide de suspentes entre massifs d'ancrage ;
- connexion des gaines avec les tubes déviateurs d'ancrages ;
- enfilage des torons un à un à l'aide d'une machine à pousser placée dans le caisson devant l'ancrage du câble concerné, les dévidoirs étant installés sous l'ouvrage.

Concernant la mise en œuvre du nouveau système de précontrainte Freyssinet de type C, une adaptation au système en place de type K a été rendue nécessaire. En effet, le système K est constitué au droit des ancrages de plaques d'appui avec trompettes noyées dans le béton. Le trou de passage du faisceau de torons est de 190 mm en entrée. L'ancrage du système C a un diamètre de 185 mm. L'adaptation proposée a consisté à intercaler, entre la plaque K existante et l'ancrage C, une plaque d'appui intermédiaire carrée de 350 mm de côté, 60 mm d'épaisseur, en acier S355, avec un trou de passage du faisceau de torons réduit à un diamètre correspondant au diamètre de la gamme C. Le centrage de la plaque a été assuré par trois ergots à 120° en appui dans le trou de la plaque existante (photo 13).

Suite à une remarque du Sétra considérant que les trous d'injection pouvaient constituer une faiblesse non négligeable, des essais de convenance ont été effectués au centre d'essais de Freyssinet à Saint-Eusèbe, en présence des représentants de la maîtrise d'œuvre. Le but de l'essai était de valider la résistance de la plaque d'adaptation dans les mêmes conditions

d'appui que sur le chantier. La plaque a été mise sous presse, intercalée entre une plaque de dimensions identiques aux plaques 19K15 existantes dans l'ouvrage, y compris trou central et peinture anticorrosion, et un ancrage 19C15. Une mesure continue des déformations de la plaque d'adaptation a été réalisée en partie centrale et en périphérie, jusqu'à un effort maxi de 100 % de Frg d'un câble 19C15 soit 5300 kN, représentant un effort de 26 % supérieur à l'effort maximum prévu sur le chantier (4207 kN) (photo 14).

Après mise en œuvre de ces plaques d'adaptation, le chantier s'est poursuivi avec :

- la mise en tension des nouveaux câbles, constitués de 17, 18 ou 19 torons T15 Super, conformément au recalcul de l'ouvrage. La mise en tension des câbles s'est faite à l'aide de quatre vérins Freyssinet VP650 équipés en 19C15, soit par une extrémité pour les câbles ancrés sur culées, soit par les deux extrémités pour les autres câbles, selon un phasage limitant les déplacements des vérins, difficiles à manœuvrer compte tenu de leur encombrement et de leur poids. Des mesures de coefficient de transmission ont été réalisées sur quatre câbles au titre du contrôle interne et sur trois câbles au titre du contrôle extérieur à l'aide du matériel Comet II;
- l'équipement des têtes d'ancrages par des capots longs;
- les tests à l'air des conduits sous une pression de 3 bars pendant 5 minutes afin de vérifier leur étanchéité et tests à la tenue au vide à -1 bar pendant 5 minutes;
- l'injection des gaines à la cire pétrolière Injectelf CP (photo 15).

### Démontage de la précontrainte provisoire

La détente des câbles provisoires s'est faite depuis la culée C8. À titre de précaution, des tôles de fermeture ont été soudées sur les caissons d'ancrage de la pile culée P1 afin d'éviter tout risque de sortie de toron sur la voie SNCF en cas de glissement inopiné de toron. La détente des câbles a été réalisée à l'aide du même matériel que lors de leur mise en tension, soit au vérin monotoron de 600 mm de course équipé d'un nez courbe et selon, un phasage similaire avec détente progressive et coordonnée des câbles et des barres de précontrainte reliant les deux pièces métalliques d'ancrage aux abouts du caisson.

Ensuite, les gaines vides ont été remontées sur les trottoirs de l'ouvrage à l'aide des cordelettes laissées en attente pour cette opération.

Les déviateurs sur piles et les consoles d'ancrage sur culées ont été déposés. Leurs barres de scellement ont

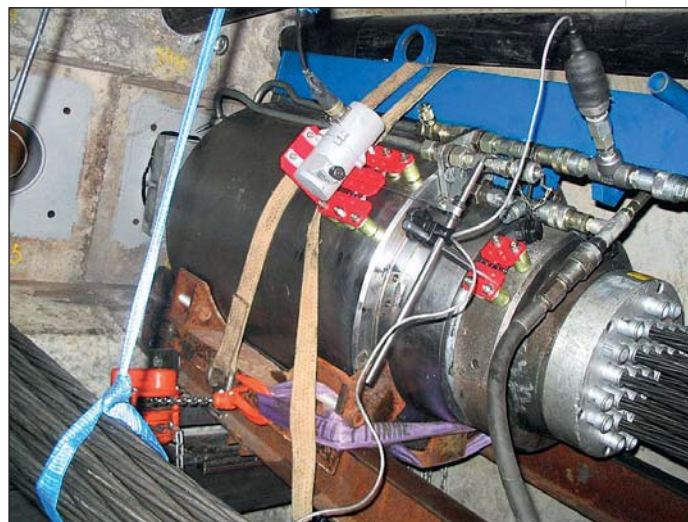


Photo 15

Mise en tension des nouveaux câbles  
Tensioning of new cables

ensuite été recépées à 3 cm à l'intérieur du béton puis ragréés pour garantir l'enrobage.

### Travaux complémentaires et épreuves de l'ouvrage réparé

Divers travaux de remise en état de l'ouvrage ont accompagné le remplacement des câbles de précontrainte.

En tout premier lieu il a été procédé au recalage des appareils d'appui à pot dont les défauts de positionnement avaient été à l'origine de la découverte de la rupture du câble. Ce mauvais réglage initial trouve probablement son origine, au moins partiellement, dans une évaluation du retrait et du fluage sous-estimée. Le recalage des appareils de la pile culée P1 a nécessité une modification des bossages inférieurs.

Sur l'ensemble des autres appuis (excepté le point fixe sur P5 et la pile P6), les bossages supérieurs ont dû être rallongés de 150 mm. Le caisson a été vériné ligne d'appui par ligne d'appui, de façon à procéder à un nouveau réglage des appareils d'appui, après recalcul des souffles de l'ouvrage. Les appareils d'appui à pot ont également été retraités contre la corrosion et équipés de réglottes de mesure de déplacement en vue du suivi de leurs déplacements lors des futures inspections détaillées.

Ensuite, il a été procédé aux travaux de réfection de l'étanchéité et d'une partie des équipements du tablier :

- réfection des trottoirs en béton pleine masse (par la société Berthold), recouvert d'une résine polyuréthane bicomposant à chaud (Sinotane 2 de chez Resipoly mise en œuvre par la société RCA);
- remplacement des corniches métalliques vandalisées (par la société Berthold);
- renouvellements de l'étanchéité par procédé à haute cadence (procédé Etanplast) et de la couche de roulement (réalisés par la société Eurovia);



Viaduc de Pont-à-Mousson. Remplacement de la précontrainte extérieure.  
Les travaux de réhabilitation

Photo 16

Réfection de l'étanchéité  
*Renovation of waterproofing*



Photo 18

Coulis transformé en pâte  
blanche de consistance  
semblable à de la craie  
*Grout converted into white paste  
of consistency similar to chalk*



- remplacement des joints de chaussée et de trottoirs (joints WP 250 Cipec sur le viaduc);
- remise en œuvre d'un éclairage intérieur du caisson;
- purge et ragréage des bétons dégradés ou épaufrés;
- réfection des dispositifs de recueil et d'évacuation des eaux de la chaussée.

Les travaux se sont achevés par les épreuves de charges de l'ouvrage. Successivement, cinq à neuf camions de 26 t ont été positionnés en travée ou au droit des appuis de façon à solliciter le caisson en moments positifs en travée et négatifs sur appui. Les flèches mesurées ont toutes été proches ou inférieures aux valeurs théoriques de calcul, validant ainsi la réparation effectuée (photo 16).

■ **Suivi de l'ouvrage pendant les travaux**

Le marché de contrôle extérieur prévoyait, outre l'intervention traditionnelle de contrôle extérieur des travaux, deux missions particulières portant l'une sur une instrumentation du caisson lors des phases importantes liées à la modification de la précontrainte, l'autre sur



Photo 17

Courburemètre placé au droit de la pile P3  
*Curvature meter positioned at the level of pier P3*

une analyse et une expertise des câbles existants après leur découpe et avant leur évacuation du chantier.

**Instrumentation du caisson**

Afin de contrôler le comportement du caisson pendant les différentes phases de remplacement des câbles et valider l'efficacité de la réparation, deux sections situées en milieu des travées 2 et 3 et la section sur la pile P3 ont été équipées de « courburemètres ». De plus, la section au milieu de la travée 2 a également été équipée de six jauges d'extensométrie (photo 17).

Il est également à noter qu'une section du caisson avait été instrumentée pour la mesure du gradient thermique dès la fin 2005, ce qui a permis d'acquérir une connaissance réelle sur le comportement du viaduc pendant une période relative longue avant le début des phases critiques de la réparation, à savoir la coupe des câbles. Cela a permis de fixer la valeur de gradient thermique à prendre en compte dans les calculs durant le chantier, ainsi que la meilleure période pour ces phases de travaux [1]. Le rapport de 2006 concluait en précisant qu'il était préférable « d'effectuer les travaux de remplacement de la précontrainte lors des périodes froides. Le gradient y est en effet plus stable et d'intensité faible. En période chaude, le gradient devient plus important et imprévisible. »

La couche de roulement avait préalablement été peinte en blanc. Un gradient réduit de 5 °C a donc été pris en compte dans les calculs.

Le suivi du gradient thermique a été poursuivi pendant toutes les phases de remplacement des câbles jusqu'en juillet 2007, ce qui a permis de contrôler et valider les hypothèses de calcul prises en compte : 5 °C de gradient théorique pour 3,89 °C de gradient maxi mesuré entre feuillettes extrêmes durant le mois de juin 2007 et

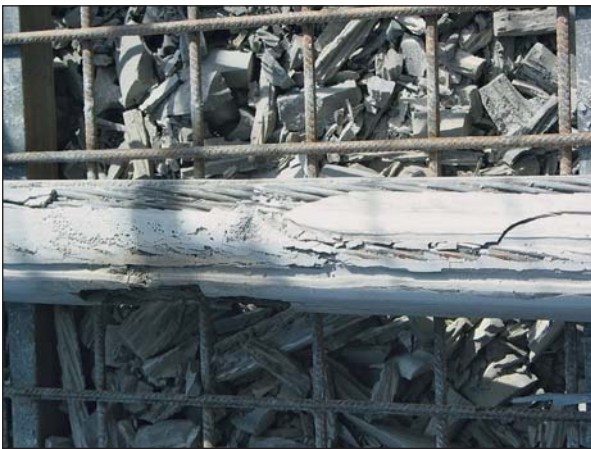


Photo 19

Présence de caniveaux et pâte blanche  
*Presence of gutters and white paste*

1,5 °C pendant la période de remise en tension des câbles neufs.

Cette disposition, simple à mettre en œuvre, en limitant les effets du gradient thermique, s'est donc révélée efficace.

Le suivi par courburemétrie des trois sections équipées a été expliqué en détail dans un article paru dans la revue *Ouvrages d'Art du Sétra* de novembre 2007 [2] pour les phases de découpe des câbles existants. La mise en tension des nouveaux câbles a également été suivie [3] par le LRPC de Nancy. Les résultats enregistrés confirment les conclusions de l'article paru en novembre 2007, à savoir une bonne cohérence des valeurs mesurées avec les valeurs théoriques pour un module de déformation de 39 000 MPa.

### Analyse des câbles de précontrainte après détente

Compte tenu des incertitudes qui avaient prévalu au choix de la réparation quant à l'état de l'ensemble des câbles existants et des coûts importants mis en jeu, le service *Ouvrages d'art* du CG54 avait inclus, dans le marché de contrôle extérieur, une analyse des câbles coupés afin de repérer les zones de dégradations, à classer selon l'étendue et la gravité de ces dégradations, et de localiser ces différentes zones sur le tracé initial des câbles [4].

Dans un premier temps, après la découpe des câbles et la mise en sécurité, le LRPC de Nancy a effectué un repérage des câbles avant débitage ayant pour but d'identifier chaque câble, de définir et de localiser les tronçons à expertiser.

Après débitage en tronçons et évacuation hors du caisson des échantillons sélectionnés, il a été procédé à l'auscultation des câbles afin d'observer des désordres



Photo 20

Corrosion avancée au niveau d'une tête d'ancrage avec rupture de fils  
*Advanced corrosion at the level of an anchor head with wire failure*



Photo 21

Forte oxydation des torons  
*Significant strand oxidation*

éventuels tant sur le coulis que sur les torons. Sur les 3 152 m de câbles, environ 60 % ont pu être auscultés, ce qui a permis de dresser une cartographie des zones atteintes par les trois familles de désordres suivants :

- torons atteints de points d'oxydation ou de corrosion avec ou sans réduction de section ;
- gaines partiellement vides avec présence ou non d'eau libre (en général en partie basse du tracé) ;
- absences partielles de coulis (en général en partie haute des déviations).

De plus, différents types de désordres ont pu être constatés sur le coulis ou sur les torons :

- sur le coulis :
  - > présence de caniveaux, traduisant des circulations d'eau de ressuage,
  - > bullages,
  - > différences de teintes,
  - > traces de laitance et de pâte blanche (photos 18 et 19).
- sur les torons :
  - > traces d'oxydation,
  - > piquûres,
  - > corrosion,
  - > corrosion avec réduction de section de fils,
  - > ruptures de fils (photos 20, 21 et 22).

## Viaduc de Pont-à-Mousson. Remplacement de la précontrainte extérieure. Les travaux de réhabilitation

Photo 22

Piqûres localisées sur torons pourtant correctement injectés

*Localised pitting corrosion on strands despite correct cement-grouting*



Au final, l'auscultation des câbles [4] coupés a mis en évidence des pathologies conséquentes tant sur le coulis que sur les torons qui auraient été nuisibles pour la pérennité de l'ouvrage.

L'absence de coulis, suite probablement à des défauts d'injection, associée parfois à la présence d'eau résiduelle interne à la gaine ont amorcé l'oxydation et engendré la corrosion de torons, suivie de ruptures de fils, puis de torons et enfin d'un câble.

### Le point de vue de l'entreprise : un partenariat constructif et efficace

Pour garantir le niveau de qualité requis et le bon déroulement des travaux il est indispensable que quelques conditions élémentaires soient rassemblées. En premier lieu les études préliminaires, si elles ont été bien menées, permettent l'élaboration d'un dossier de consultation précis et d'une qualité technique suffisante pour que les entreprises chiffrant au plus juste la solution retenue. La comparaison des offres est alors plus simple pour le maître d'œuvre et l'apport des variantes d'entreprise plus facile à évaluer. Dans un deuxième temps, si les travaux ont été définis contractuellement avec précision, il devient tout naturel qu'un climat d'échange constructif s'établisse entre les partenaires. Même si le rappel de ces évidences peut sembler superfétatoire, il est important de souligner combien le partenariat technique est nécessaire pour des opérations pointues et complexes de ce type.

Ce chantier est une parfaite illustration de la complémentarité indispensable des compétences issues des différents services des collectivités locales, de l'État et du savoir-faire de l'entreprise. Pour la validation des études d'exécution ou le choix des orientations techniques, les prises de décision doivent être rapides et pertinentes pour ne pas retarder le bon déroulement des travaux. L'utilisation des outils et modèles informatiques doit aussi être pondérée par l'expérience de chantiers comparables.

Seule l'expertise d'ingénieurs et de techniciens compétents et disponibles dans les différentes instances impliquées permet une réactivité suffisante. Il est donc primordial, en particulier en période de crise, de protéger ces savoir-faire dans des services techniques stables en charge d'une zone d'intervention suffisante pour centraliser et entretenir les connaissances dans ces domaines très spécialisés. Pour les entreprises, la formation continue et la qualification des personnels (chargés de la mise en précontrainte) restent indispensables pour garantir le niveau de qualité attendu ainsi qu'à terme la certification des entreprises distributrices spécialisées (EDS) dans la mise en œuvre de procédés de précontrainte marqués CE.

La corrosion relevée est restée essentiellement concentrée sur les parties de câbles localisés en partie basse des obliques du tracé de la précontrainte, bien que la rupture du câble 39A fût intervenue en partie horizontale haute.

Les câbles les plus touchés par la corrosion étaient les tronçons des travées 4 et 5, à savoir les paires de câbles 38, 39 et 40, câbles les plus longs du viaduc (de 138 à 152 m).

### ■ Conclusion

Après la découverte d'une telle pathologie, la principale difficulté pour le service Ouvrages d'art a été l'élaboration du meilleur choix à proposer aux élus du Conseil général.

Parmi les six solutions étudiées, la fourchette des estimations au niveau des études préliminaires s'étendait de 0,4 M€ (simple surveillance) à 2,5 M€.

L'analyse de l'ensemble des câbles effectuée par le contrôle extérieur et la maîtrise d'œuvre, après découpe, a confirmé que la pathologie était étendue à des degrés divers à l'ensemble des câbles, ce qui a validé sans équivoque la pertinence du remplacement systématique retenu par le maître d'ouvrage. D'autres ruptures se seraient fatalement produites à court ou moyen terme.

Les effets instantanés de la rupture d'un câble de précontrainte extérieure étaient jusqu'alors méconnus. Le marché en prévoyant d'enregistrer les opérations de coupe sous différents angles de vue, a permis de filmer en grandeur réelle la rupture d'un câble. Des films ont ainsi été réalisés lors de la coupe de chaque câble, ils montrent les effets de la très grande énergie ainsi libérée, susceptible de mettre en vibration le caisson. Ils permettent d'imaginer les effets générés et les conséquences pour les hommes chargés des visites et inspections programmées dans le cadre de la surveillance de l'ouvrage, mais aussi pour les canalisations en place à l'intérieur du caisson.

La prise en compte de la sécurité dans le choix de la méthode de la réparation a prévalu sur d'autres solutions moins coûteuses mais qui auraient exposé beaucoup plus les équipes chargées de la réparation et de son suivi.

A posteriori, il s'est avéré que tous les choix faits lors de l'élaboration du projet étaient pertinents et validés. Cette performance n'a été possible que grâce aux nombreux échanges constructifs entre le service Ouvrages d'art du CG54 et l'équipe du Sétra.

Les nombreuses informations collectées dans le dossier d'ouvrage (ce qui souligne l'importance des archives) et lors des visites sur le site ont permis de réaliser un DCE précis et d'une qualité technique élevée.



Photo 23

Vue intérieure du caisson après réparation. Ancrages équipés de capots longs

Interior view of the box girder after repair. Anchors fitted with long covers

Dans ces conditions, le chantier s'est déroulé sans mauvaises surprises (hormis le défaut d'étanchéité) grâce également aux compétences des équipes des entreprises chargées de la réparation et de l'équipe de maîtrise d'œuvre constituée, autour du service Ouvrage d'art, des ingénieurs et techniciens du Sétra, du CETE et des différents laboratoires régionaux des Ponts et Chaussées.

Le montant global de cette opération a représenté un montant de 4 100 000 €, soit 133 % du budget annuel d'investissement consacré habituellement aux ouvrages d'art, entièrement financé par le Conseil général de Meurthe-et-Moselle (photo 23). ■

### Bibliographie

- [1] Viaduc de Pont-à-Mousson – Rapports 2005 D66 255 et 2007 D66 045 du LRPC de Nancy sur l'instrumentation thermique d'une section de l'ouvrage.
- [2] Revue *Ouvrages d'art* du Sétra n° 56, novembre 2007.
- [3] Viaduc de Pont-à-Mousson – Rapports 2006 D66 140-1 et 2006 D66 140-2 du LRPC de Nancy sur le suivi des travaux de réparation par mesures de courbure et extensométrie.
- [4] Viaduc de Pont-à-Mousson – Rapport 2006 66 140 du LRPC de Nancy sur l'analyse des câbles de précontrainte après détente.

### ABSTRACT

**Pont-à-Mousson viaduct.  
Replacement of the  
external prestressing.  
Design and renovation  
works**

Ph. Jandin, J. Seantier, F. Dias

The Pont-à-Mousson viaduct was completed in 1984. As was customary at that time, the outer cables were protected by a cement grout injected into the common duct for the uncovered strands without individual protective sheathing.

Following the discovery, in March 2005, of a tendon failure, the "Conseil général" (County Council) of Meurthe-et-Moselle organised an onerous, complex repair operation involving in particular the replacement of all the 28 19T15 cables of the external prestressing. The works were carried out between September 2006 and September 2007.

The present article describes the damage detected, the studies and analyses carried out, and the innovative technical solution that was employed to perform this difficult repair work, with as a major priority the safety of those involved in the work and the mitigation of nuisances for the users.

### RESUMEN ESPAÑOL

**Viaducto de  
Pont-à-Mousson.  
Sustitución del pretensado  
exterior. Establecimiento  
del concepto y trabajos de  
rehabilitación**

Ph. Jandin, J. Seantier y F. Dias

El viaducto de Pont-à-Mousson fue acabado en 1984. Como en la mayor parte de los casos en esta época, la protección de los cables exteriores estaba asegurada por una lechada de cemento inyectada en el revestimiento común a los cables claros sin revestimiento de protección individual.

A raíz de la descubierta en marzo de 2005 de una ruptura de cable de pretensado, la Diputación provincial de Meurthe-et-Moselle ha implementado una importante y compleja operación de reparación que incluye fundamentalmente la sustitución de la totalidad de los 28 cables 19T15 del pretensado exterior. Los trabajos fueron ejecutados entre septiembre de 2006 y septiembre de 2007.

En el presente artículo se describen los desórdenes observados, los estudios y análisis realizados y la solución técnica innovadora que se ha puesto en aplicación para efectuar esta delicada reparación con una prioridad principal, la seguridad de los participantes así como la reducción de las molestias para los usuarios.

# Le viaduc de la Grande Ravine à la Réunion

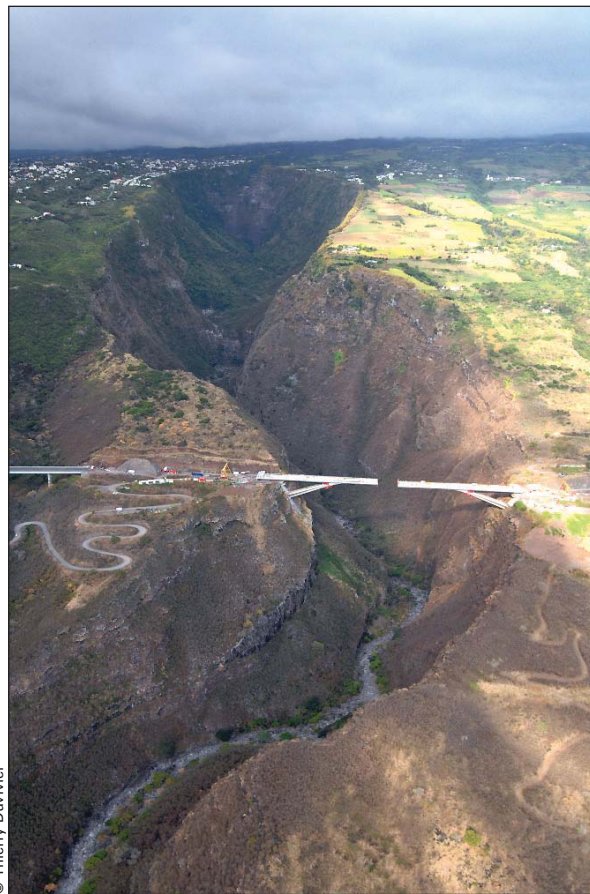
Conçu par Setec TPI et l'architecte Alain Spielmann, le viaduc de la Grande Ravine est l'un des quatre ouvrages d'art exceptionnels situés sur la Route des Tamarins à la Réunion. Il franchit une brèche de 320 m de large et 170 m de profondeur, sans appuis intermédiaires, avec de fortes contraintes environnementales, géotechniques et climatologiques (cyclones). Le tablier, entièrement métallique, est porté par deux bracons très inclinés, encastrés dans des culées-contrepoids enterrées.

Pour la réalisation de l'ouvrage, Dodin Campenon Bernard et Eiffel ont fait appel aux techniques les plus pointues de travaux publics : soutènements de grande hauteur, fondations profondes, précontrainte intérieure et extérieure, utilisation de béton à hautes performances, construction des bracons par encorbellements successifs, tablier métallique avec des aciers à très haute limite élastique assemblés sur site et mis en place par lancement, suivi des phases sensibles de construction par des capteurs électroniques de déformation et de pression.

## ■ Présentation de l'ouvrage

Le viaduc de la Grande Ravine aujourd'hui en voie d'achèvement, concentre plusieurs difficultés de réalisation :

- des contraintes topographiques (photos 1 et 2) : les dimensions de la ravine (320 m de large et 170 m de profondeur) avec des pentes très importantes sur les flancs interdisent toute construction à partir du fond de la ravine;
- l'obligation de franchissement de la brèche sans appui intermédiaire dans la ravine et l'interdiction de construire un ouvrage suspendu ou haubané pour cause de contraintes environnementales;
- un contexte géotechnique délicat : des terrassements et des fondations exécutés dans un substratum fait d'un empilement de couches géologiques très contrastées (alternance de basalte très dur et de scories pulvérulentes avec d'importantes failles de décompression);
- des contraintes environnementales fortes : la Grande Ravine abrite une faune et une flore sensibles qu'il convient impérativement de protéger;
- un climat tropical avec des risques cycloniques contraignants pour la réalisation de certaines phases critiques de travaux (lancement du tablier, transfert de tirants...).



© Thierry Duvivier

Photo 1  
Ouvrage avant clavage  
Structure before keying



© Région Réunion

Photo 2  
Vue générale pendant la réalisation des bracons  
General view during execution of stays



**Gérard Latallier**  
Responsable maîtrise  
d'œuvre travaux  
Setec TPI



**Christophe Boileau**  
Coordonnateur études-  
travaux  
Setec TPI



**Jean-Claude Labarrière**  
Directeur des travaux  
Dodin Campenon  
Bernard



**Julien Mathiot**  
Conducteur de travaux  
principal  
Dodin Campenon  
Bernard



**Arnaud Salmon**  
Chargé d'affaire  
charpente  
Eiffel



**Frédéric Van Coppennolle**  
Directeur travaux  
charpente  
Eiffel

Le viaduc de la Grande Ravine à la Réunion

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

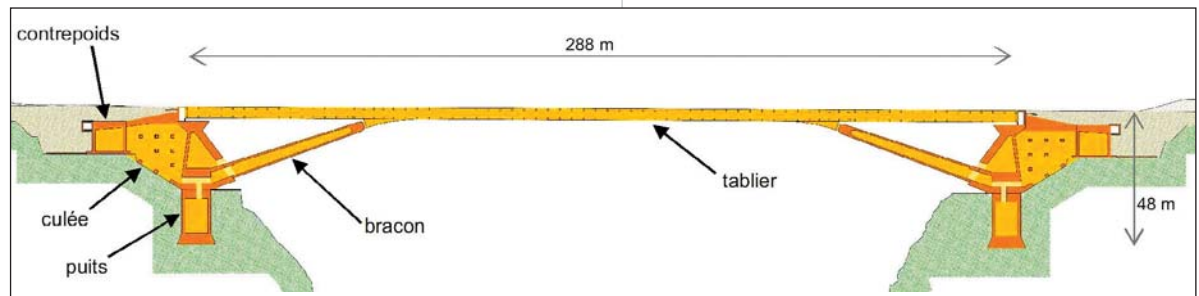


Figure 2  
Coupe transversale du tablier  
Cross section of the deck

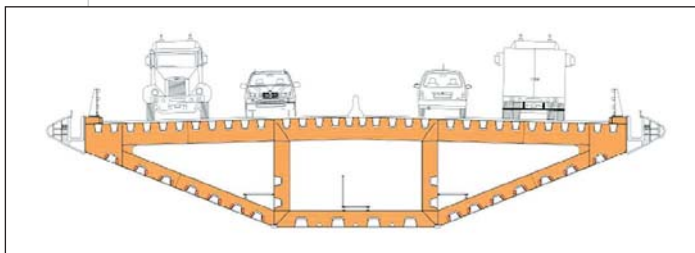


Figure 3  
Modélisation en 3D de la culée  
3D modelling of the abutment

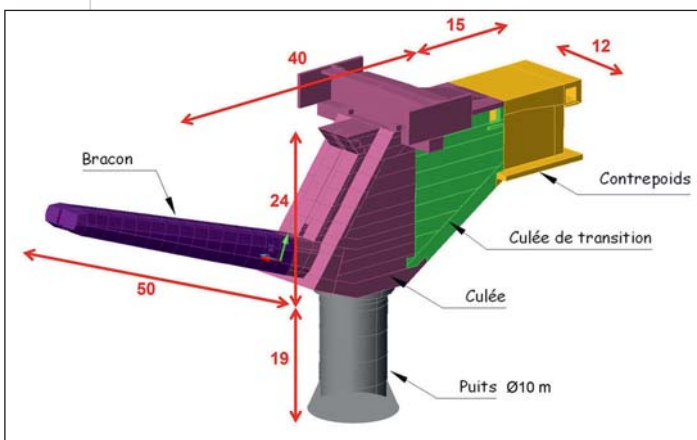
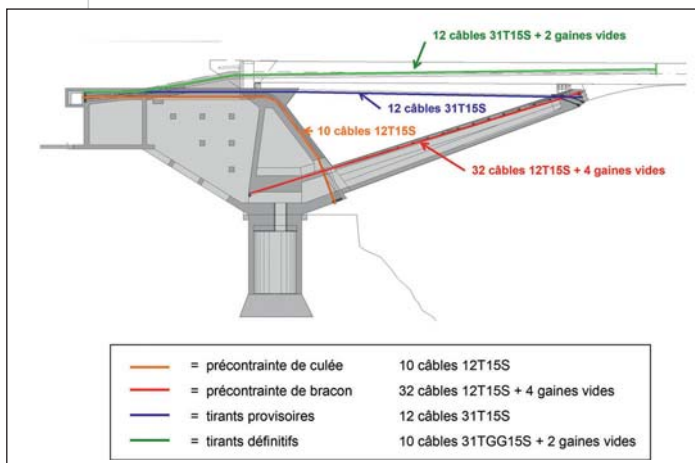


Figure 4  
Précontrainte et tirants  
Prestressing and tension members



Les travaux d'une durée de 36 mois, commencés en avril 2006 devaient s'achever en mars 2009 avec une contrainte impérative de clavage du tablier métallique fin novembre 2008, avant la période cyclonique (décembre à mars à la Réunion).

■ Conception générale et description de l'ouvrage

Le groupement Setec TPI – Alain Spielmann architecte, avec l'assistance de Terrasol, a été déclaré lauréat du concours de maîtrise d'œuvre complète de l'ouvrage en mars 2002. Les contraintes environnementales (cf. supra) ont conduit à concevoir un ouvrage hors du commun.

C'est ainsi qu'a été imaginé un viaduc constitué d'un tablier métallique à dalle orthotrope, porté par deux bracons en béton précontraint haute performance inclinés de 20° par rapport à l'horizontale (figure 1). Le tablier est mis en place par lançage depuis les deux rives de la ravine. Les bracons sont encastrés en pied sur des culées-contrepoids enterrées, et tenus en tête par des tirants constitués de câbles de précontrainte qui courent à l'intérieur du tablier. Chaque culée est fondée sur une semelle superficielle à l'arrière sous le contre poids, et sur un puits de fondation à l'avant.

Le phasage de construction, les différents schémas statiques avant et après clavage, ainsi que le rôle des tirants provisoires et définitifs font un ouvrage particulier, qui peut se définir comme un pont à effet d'arc limité et contrôlé. Cet effet d'arc limité et contrôlé est dû à la présence des tirants qui permettent de limiter les poussées horizontales dans le sol en équilibrant les charges de poids propre par un moment d'anti-basculement dans chaque culée-contrepoids (2000 t de lest par rive)<sup>1</sup>.

1. Pour plus de détails sur les phases de conception-projet, le lecteur pourra se reporter à l'article rédigé par Setec - A. Spielmann dans Travaux n° 823 (octobre 2005) spécial Route des Tamarins, pages 110-116.

Le tablier est entièrement métallique (dalle orthotrope, figure 2), de hauteur constante (4 m), large de 20 m et long de 288 m (travées 73,25 m - 140 m - 73,25 m, aciers constitutifs S355 et S460). Il est supporté par des appuis rotules en tête des bracons (quatre appareils d'appui à pot injectables de capacité 6000 t chacun) et par des appuis glissants sur les culées.

Les bracons sont en béton précontraint BHP C60/75, de largeur constante (7 m), de hauteur variable (6 m à 3,5 m), longs de 50 m et inclinés de 20° par rapport à l'horizontale. La précontrainte de « fléau » est constituée de 32 câbles 12T15S (une paire par voussoir de 3 m).

Les culées (figure 3) sont des caissons en béton précontraint C40/50, larges de 12 m, de hauteur variable (11,50 m à l'arrière à 24,50 m à l'avant, hors puits). La précontrainte de culée, constituée de dix câbles 12T15S, court depuis l'enracinement du bracon jusqu'à l'arrière du contrepoids. Les semelles des contrepoids font 13 m x 16 m, et les puits avant (puits creux marocains) font 19 m de profondeur et 10 m de diamètre, s'élargissant à 13 m en pied (« patte d'éléphant »).

Enfin, les tirants (figure 4) qui relient pour chaque rive la tête du bracon à l'arrière du contrepoids sont des



Photo 3

Terrassements phase 3

Phase 3 earthworks

câbles de précontrainte 31T15S. Il y a 12 câbles par rive pour les phases de construction (tirants provisoires), remplacés ensuite par dix câbles en toron gainé-graissé (tirants définitifs).

Les chantiers de chaque rive sont symétriques et réalisés en décalé. Les principales phases de travaux sont :

- installations de chantier avec une grue à tour de 70 m de flèche par rive;
- terrassement en masse des culées et confortement des parois;
- creusement des puits et blindage des parois;
- réalisation des travaux de génie civil : puits, contrepoids, culées, puis bracons par encorbellements successifs;
- mise en place des tirants provisoires entre culée et tête de bracon;
- en parallèle du génie civil : assemblage et soudage des éléments de charpente métallique sur les plates-formes en arrière des culées;
- lançages depuis les deux rives de chaque demi-tablier;
- clavage des deux demi-tabliers en place;
- mise en compression du tablier pour mise en place des appareils d'appui définitifs sur bracons;
- remplacement des tirants provisoires par des tirants définitifs à l'intérieur du tablier;
- mise en place de la chaussée et des équipements de l'ouvrage, réalisation des remblais autour de l'ouvrage.

### ■ Terrassements – Confortements

Les terrassements ont débuté en juillet 2006 et se sont terminés en travaillant en parallèle sur les deux rives, par le creusement du puits en rive gauche en juillet 2007.

Le phasage de réalisation s'est fait par passes successives de 2 m, hauteur imposée par la nature très hétérogène des terrains rencontrés. À chaque passe, des confortements des parois ont été nécessaires. Ils ont été réalisés par un cloutage général tous les 5 m<sup>2</sup> en moyenne, constitué de barres HA 20 mm forées, d'un grillage de protection et d'un voile en béton projeté de 15 cm d'épaisseur (photo 3). Lors de ces travaux il a fallu procéder à des purges et confortements des flancs de la ravine pour sécuriser la falaise au droit de l'ouvrage (photo 4).



Photo 4

Travaux acrobatiques sur flancs de ravine

Acrobatic work on ravine sides

### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Terrassements : 48 000 m<sup>3</sup> de déblais pour la réalisation des puits et culées
- Tablier : 2 100 t d'acier S355 et 1 400 t d'acier S460
- Bracons : 1 600 m<sup>3</sup> de béton hautes performances
- Culées : 14 000 m<sup>3</sup> de béton
- 2 500 t d'armatures passives et 220 t de précontrainte
- Montant du marché travaux : 46 M€ TTC
- Durée des travaux : 36 mois (avril 2006 à mars 2008)

Le viaduc de la Grande Ravine à la Réunion

Photo 5

Réalisation de la tête de puits  
Execution of the shaft head



Le puits a été creusé à la mini-pelle par passes de 2 m de profondeur en moyenne, tous les 2 jours, et qui ont nécessité également les mêmes confortements des parois que pour la structure.

■ **Réalisation des puits et des culées**



Photo 6

Réalisation masse centrale  
Execution of the central mass

Les puits de 10 m de diamètre et 19 m de profondeur sont constitués d'un radier en « patte d'éléphant » de 4 m de haut représentant 480 m<sup>3</sup> de béton, et de parois de 1 m d'épaisseur réalisées en trois levées de 4 m de hauteur, soit 90 m<sup>3</sup> de béton par levée, avec un outil coffrant mixte et plate-forme à rochets métallique (photo 5).

Pour les culées, le phasage développé ci-après a été mis en place, avec des équipes en travail posté.

**Contrepoids et dalle frottement**

Le contrepoids est constitué d'une « boîte » de 12 m x 12 m et 11,50 m de hauteur, et de voiles de 0,80 m et 1 m d'épaisseur. Il a été rempli en matériaux concassés 0/80 représentant un lest de 2000 t. Cette boîte est fermée par une dalle de couverture d'épaisseur variant de 3 m à 2,15 m.

La dalle de frottement est reliée au radier du contrepoids et vient compléter le dispositif d'ancrage de la culée.



Photo 7

Enracinement du bracon  
Embedding the stay

Une galerie technique est réalisée à l'arrière du contrepoids, dans laquelle aboutissent les ancrages actifs de l'ensemble de la précontrainte de l'ouvrage qui sera détaillée plus avant.

**Masse centrale, enracinement du bracon**

C'est la partie structurelle sur la tête des puits qui fait fonction de liaison puits - bracon, sa masse importante représentant plus de 1500 m<sup>3</sup> de béton par culée (photo 6). L'exécution de cette partie d'ouvrage a nécessité un phasage de réalisation très spécifique pour maîtriser la température du béton à sa mise en œuvre (température maximale autorisée par le CCTP : 65 °C).

Ainsi il a fallu « découper » cette masse en levées de 1,00 m-1,35 m de hauteur lors des bétonnages et mettre en place un dispositif de refroidissement par tuyau polyéthylène et circulation d'eau froide. Cette disposition associée à une utilisation de formulation avec microcendres volantes a permis de respecter les exigences du CCTP.

Cette partie d'ouvrage comprend également l'ensemble des ancrages passifs et gaines de précontrainte nécessaires à la construction des bracons, constituée de 32 ancrages pour câbles 12T15 S.

**Culée avant, glacis**

Cette structure (voiles latéraux de 0,80 m d'épaisseur et un voile transversal incliné), a été réalisée avec un outil Doka formant un H par levées de 3,00 m (photos 7 et 8).

La partie avant inclinée du glacis, fermant la structure de la culée avant, est composée d'éléments préfabri-





Photo 8

Vue générale de la culée rive gauche en construction  
*General view of the left-bank abutment undergoing construction*

qués servant de coffrages perdus en face arrière, et de banches Doka type barrage pour le coffrage incliné du parement extérieur (photo 9).

En tête, sur chaque culée, le tablier repose sur un chevron de géométrie complexe, dont les faces apparentes ont été préfabriquées.



Photo 9

Réalisation du glacis de la culée  
*Execution of the abutment slope*

### Culée de transition

Cette structure est équipée (photo 10) :

- d'un radier incliné avec longrines de rives et transversales de 1,20 m d'épaisseur désolidarisées du terrain par un polystyrène de 10 cm ;
- de voiles latéraux de 0,80 m d'épaisseur, de hauteur variant de 12 m à 20 m, réalisés avec des banches Doka en huit levées de 2,50 m environ adaptées au niveau des butons transversaux ; la partie à hauteur variable n'a été coffrée que sur une face avec des banches type barrage ; la face côté talus parois a été isolée du terrain au bétonnage ;
- de six butons transversaux préfabriqués de section 1 m x 1 m de 10,40 m de long, formant un U dans lequel a été coulée la section de béton ;
- d'une dalle de couverture comprenant deux poutres porteuses coulées en place depuis un étaieement reposant sur les trois butons supérieurs, de prédalles en sous-face de dalle et d'une dalle d'épaisseur variable de 0,80 m à 2,15 m ;
- d'un bossage incliné pour le passage des câbles des 10 tirants définitifs 31T15 S ancrés à l'intérieur du tablier au niveau de la jonction du sabot d'appui du bracon et arrivant dans la galerie technique arrière du contrepoids.

### Précontrainte de la culée

Cette précontrainte de 10 câbles 12T15 S a été réalisée avant la construction des bracons.

Son tracé part de l'extrados de l'enracinement du bracon où sont positionnés les ancrages passifs ; il passe dans le voile incliné du glacis et dans le chevron en

Photo 10

Réalisation de la culée de transition  
*Execution of the transition abutment*

Le viaduc de la Grande Ravine à la Réunion

Photo 11

Galerie arrière de mise en tension  
Rear gallery for tensioning



Photo 12

Équipage mobile du bracon  
Mobile rig for the stay



formant une courbure de 7 m de rayon, puis dans les deux poutres transversales de la culée de transition pour traverser la dalle de couverture du contrepoids et arriver dans la galerie technique arrière (photo 11).

■ **Réalisation des bracons et des tirants**

Les bracons du viaduc de la Grande Ravine sont des octogones longs de 50 m, larges de 7 m et dont la hauteur varie de 6 m à l'enracinement sur la culée jusqu'à 3,5 m en tête.

Ils sont inclinés à 19° par rapport à l'horizontale (35 % de pente) et permettent au tablier métallique de franchir les 288 m de la Grande Ravine en créant deux travées de rive de 70 m.



Photo 13

Bétonnage du voussoir V1  
Concreting of segment V1

La finesse de ces appuis est soulignée par une bande sombre en béton désactivé sur quatre des huit facettes de l'octogone.

Ces bracons ont été construits à l'aide d'un équipage mobile, par encorbellements successifs. La mise au point des méthodes et procédures de réalisation a tenu compte des nombreuses difficultés engendrées par la forte pente des appuis. Ainsi, l'inclinaison des bracons a imposé de coffrer l'ensemble des surfaces, y compris les extrados des hourdis inférieur et supérieur. Le bureau des Méthodes Dodin Campenon Bernard a donc suivi la conception puis la fabrication des deux équipages mobiles servant à la réalisation des 16 voussoirs de chaque appui afin de tenir compte de cette contrainte majeure.

La structure porteuse est constituée de deux poutres longitudinales auxquelles sont suspendus les contreventements latéraux et les fonds de moule. Ces deux poutres longitudinales sont solidarées à une poutre principale transversale prenant appui sur le Vn-1 et à une poutre arrière ancrée par précontrainte sur le Vn-2. Un « pi » de translation, structure indépendante de l'équipage, permet l'avancement de l'outil par véringage (photo 12).

Concernant la mise en œuvre du béton dans un cof-

frage fermé, celle-ci a été assurée par l'incorporation dans un ferrailage dense ( $280 \text{ kg/m}^3$ ) de chaînages permettant le cheminement des manches de bétonnage jusqu'en fond de coffrage ainsi que la vibration à l'aide de vibreurs cannes de 4 m depuis le masque avant des voussoirs (photos 13 et 14).

Enfin, la direction technique de Vinci Construction, en la personne de L. Linger, a également été sollicitée afin d'affiner la formule du C60/75 utilisé. Des essais ont été menés pour déterminer le module réel du béton et vérifier son fluage. De même, nous avons travaillé sur la fluidité du béton (700 mm au flow test) afin d'assurer un bon remplissage des coffrages, sans pénaliser le cycle de réalisation des voussoirs par un temps de début de prise trop important. Le cycle de construction des voussoirs est de 4 jours à deux postes.

En fin de construction des voussoirs, après avoir déposé les équipages mobiles, des tirants provisoires (12 câbles de 31T15S par rive) sont tendus afin de soulager les bracons qui doivent alors reprendre le poids propre du caisson métallique.

### ■ Fabrication et assemblage du tablier

Le tablier métallique a été fabriqué intégralement à l'usine Eiffel de Lauterbourg (Alsace). Au total, ce sont environ 300 éléments indépendants qui ont été expédiés au chantier pour y être assemblés. Dans un premier temps, les tôles brutes ont été livrées à l'usine pour y être débitées, soudées et raidies par le soudage d'augets et de cadres d'entretoisement. Tout comme ceux de son grand frère, le viaduc de Millau, l'intégralité des platelages constituant le tablier métallique ont été soudés à l'aide de robots développés par Eiffel, suivant le procédé de soudage automatique sous flux (photo 15).

Avant d'être expédiés vers le chantier, les premières couches de protection anticorrosion ont été appliquées sur chacun des éléments. À noter que les parties extérieures du tablier ont été protégées par un complexe ACQPA de type C4ANV, tandis que sur l'intérieur du tablier, nous n'avons appliqué qu'une couche de primaire à 40 microns d'épaisseur, permettant d'éviter la formation de rouille durant le transport et les travaux. L'ouvrage sera équipé d'un système de déshumidification qui limitera le taux d'humidité relative maximum à l'intérieur du tablier à 50 %.

Les différents éléments ont été expédiés depuis l'usine de Lauterbourg en six expéditions, étalées entre juillet



Photo 14  
Ferrailage  
du voussoir d'about  
*Reinforcement of end  
segment*



Photo 15  
Soudage des entretoises  
en usine  
*Welding of cross ties  
in factory*

2007 et juin 2008. Au total, en optimisant l'assemblage des éléments entre eux, les 3600 t du tablier métallique représentaient un volume total de plus de  $13\,000 \text{ m}^3$ . Dans la mesure du possible, les équipements et éléments provisoires, de dimensions plus réduites, étaient expédiés en conteneurs (plus de 50 conteneurs expédiés sur site). Non seulement ils sont moins onéreux que le transport en vrac, mais surtout beaucoup plus fréquents. Pour le reste, les éléments fabriqués à l'usine de Lauterbourg ont été acheminés au port autonome du Rhin situé à proximité immédiate, et équipé d'un portique de capacité 220 t.

Une fois chargés sur des barges automotrices, les éléments ont été acheminés jusqu'à Anvers où des navires de haute mer assuraient ensuite le transport jusqu'à la Pointe des Galets à la Réunion. Au total, il fallait compter plus d'un mois et demi entre le départ de l'usine et la livraison sur le site; il était donc important d'optimiser au mieux les livraisons entre la fabrication et le chantier, afin d'éviter un engorgement de l'usine, un arrêt de chantier, mais aussi les frais de stockage sur

Le viaduc de la Grande Ravine à la Réunion



Photo 16

Assemblage sur site des éléments de tablier  
*Assembly of deck members on site*

Photo 17

Lançage L1 en rive gauche  
*Launching L1 on the left bank*



le port. En effet, bien que les quantités transportées soient impressionnantes, elles restaient faibles au regard de la capacité des navires, et nous laissaient impuissants face aux éventuelles modifications du planning des navires. Une fois sur place les colis (jusqu'à 45 t) étaient acheminés sur le site, depuis le port, par convois exceptionnels. Compte tenu de l'itinéraire à emprunter, la longueur des éléments a été plafonnée à 14 m et la largeur à 4,50 m. Sur site, l'assemblage s'est fait par demitablier sur chacune des rives à l'arrière des culées. Chaque plate-forme était équipée d'un portique qui permettait de manutentionner tous les éléments sans être dépendant d'un levageur extérieur. C'est entre autres pour cette raison également que le poids des éléments a été limité à 45 t.

Chaque section d'ouvrage comprend 12 éléments et contrairement au chantier du viaduc de Millau, les caissons centraux ont été livrés ici en panneaux indépendants. Il a donc fallu d'abord assembler ce caisson, véritable colonne vertébrale du tablier, sur lequel les parties latérales étaient assemblées puis soudées (photo 16). Tout ceci représentant un travail particulièrement important.

Au total, pas moins de 25 000 heures de soudage furent nécessaires à la reconstitution de l'ensemble du tablier. En période de pointe, 20 professionnels qualifiés pour le soudage au fil fourré ont travaillé simultanément sur l'ouvrage.



Photo 18

Chaises de lancement sur bracons  
*Launching bearings on stays*

■ Lançages, clavage et mise sur appuis

Une fois l'ouvrage assemblé sur les plates-formes, il pouvait être lancé. Afin de minimiser les dimensions des plates-formes, réalisées en déblai à 5 m sous le niveau définitif de la route, et en raison de leur longueur limitée par la présence d'ouvrages de part et d'autre de la Grande Ravine, l'assemblage du tablier a été décomposé en plusieurs phases, chacune suivie d'un lancement, pour dégager au fur et à mesure la zone d'assemblage derrière les culées.

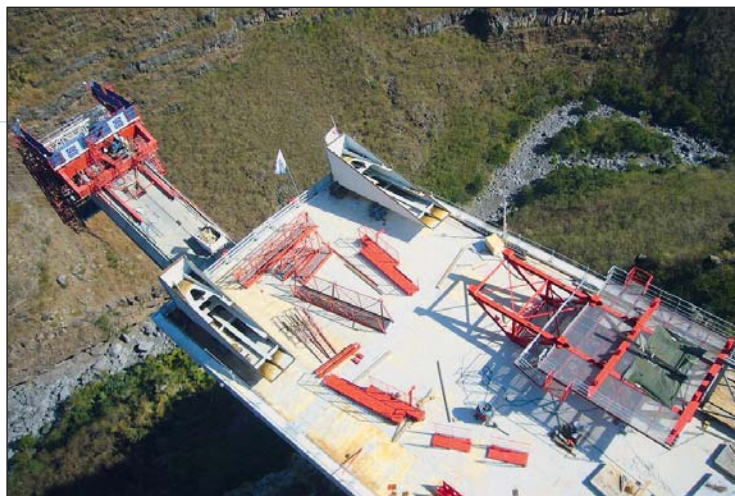
Pour ces lancements, le dispositif de traction de l'ouvrage était constitué d'une série de barres type Mac Alloy manchonnées les unes aux autres, accrochées à l'arrière de l'ouvrage d'une part, et passant au travers d'un vérin annulaire ancré sur la culée à son autre extrémité. Ce dispositif nous permettait de mobiliser un effort de traction de 180 t par culée, l'effort théorique maximum de traction s'élevant à 143 t lors du lancement final. Au fil des courses, par pas de 50 cm, l'ouvrage était donc tiré vers la ravine, la retenue de l'ouvrage étant assurée par des treuils à câbles (photo 17).

Au terme du troisième lancement, alors que les travaux d'assemblage du tablier venaient de se terminer, le tablier accostait le bracon. Pour ce faire, il a fallu auparavant mettre en place les appuis provisoires de lancement constitués de deux lignes de quatre vérins de capacité 450 t surmontés de patins de glissements (photo 18). Ce système permettait non seulement de régler le niveau de l'appui à la demande, mais aussi de s'adapter aux déformations de la structure au fil de l'avancement. Des capteurs permettaient de contrôler en permanence la charge sur les équipements de lancement.

Une fois le tablier posé sur le bracon, avant d'entamer la quatrième phase de lancement, une passerelle a été mise en place sous le bracon (photos 19 et 20) qui permettait d'une part de recevoir les sabots, mais aussi de réaliser un accès à tous les postes de travail, notamment pour les phases ultérieures de soudage des sabots sur le tablier. Les sabots sont les éléments triangulaires permettant l'appui du tablier sur les bracons par le biais d'appareils d'appui à pot injectables; c'est au travers d'eux que se fait le passage des 6000 t des tirants définitifs depuis le tablier vers le bracon. Bien que le soudage des sabots ne se fasse qu'après le clivage du tablier, il était nécessaire de les déposer sous l'ouvrage avant reprise de l'avancement, car une fois l'ouvrage passé au-delà de l'about du bracon, il était impossible de venir mettre en place ces éléments de plus de 30 t.

Sur la plate-forme, le tablier glissait également sur des patins en téflon posés sur des chaises de lancement à grains facilitant la rotation due à la flexion de l'ouvrage. Durant l'avancement, l'application de graisse sur les zones de contact charpente-téflon permet de réduire le coefficient de frottement à des valeurs proches de 2 %. Lors des derniers lançages, pour éviter le basculement du tablier vers la ravine, il a fallu disposer sur l'arrière de la structure 630 t de contrepoids constituées de dalles béton fabriquées expressément (photo 21).

Ces phases de lançages ont été les plus critiques, la charge en tête de bracon atteignant les 2000 t. Pour garantir la sécurité de l'ouvrage, elles ont dû être réalisées sous couvert météo et en dehors de la période cyclonique. Une fois chacun des demi-tabliers en posi-



**Photo 19**  
Sabots et passerelle support en attente sur tablier  
*Shoes and walkway platform ready on the deck*



**Photo 20**  
Sabots sur passerelle support  
*Shoes on walkway platform*



**Photo 21**  
Ouvrage après lançage L3 en rive droite  
*Structure after launching L3 on the right bank*

© Région Réunion

Le viaduc de la Grande Ravine à la Réunion



**Photo 22**  
Derniers mètres avant clavage  
*Final metres before keying*

tion définitive, un déverinage de l'ouvrage de 90 cm au droit des culées compense la flèche prise en cours de lancement, et aligne les lèvres du joint de clavage (photo 22).

En complément du couvert météo, ces phases ont dû être réalisées de nuit, en l'absence de gradient thermique, le tablier y étant très sensible. En effet, dans cette configuration, les déplacements de l'extrémité libre d'un demi-tablier dus aux effets thermiques étaient supérieurs à 25 cm... Dans ces conditions, il aurait été difficile d'assurer une présentation des deux lèvres du joint à 20 mm près tel que cela a été réalisé durant la nuit. Le soudage du joint de clavage pouvait ensuite débuter et être directement suivi par le soudage des sabots sous le tablier.

Enfin, après le scellement des appareils d'appui en tête de bracons, le transfert de tirants a été effectué, c'est-à-dire la suppression des appuis de lancement et des tirants provisoires extérieurs au tablier, et la mise en œuvre des tirants définitifs ancrés à l'intérieur du tablier.

Pour limiter les efforts dans le bridage provisoire dus à la proximité entre les appuis de lancement et les appuis définitifs en tête de bracon, le transfert de tirants s'opère en 20 phases. Il faut en particulier limiter l'effort tranchant dans le scellement des appareils d'appui définitifs, lorsque ceux-ci sont faiblement chargés. La détension des trois premières paires de tirants provisoires, couplée avec le déverinage progressif des appuis



**Photo 23**  
Monitoring de l'instrumentation en phase de construction  
*Instrumentation monitoring during the construction stage*

de lancement, a eu lieu dans la nuit du 15 au 16 janvier 2009, sous couvert météo et en l'absence d'effets thermiques. À cette date, l'ouvrage est dans son schéma statique définitif. Viennent ensuite : la dépose des chaises de lancement, la mise en tension des tirants définitifs alternée avec la détension des trois dernières paires de tirants provisoires, puis la dépose des passerelles supports de sabots.

■ **Suivi de l'ouvrage pendant la construction**

Deux méthodes de contrôle assurent le suivi de l'ouvrage en construction :

- un contrôle topographique qui concerne les parois des terrassements, le contrepoids, puits, culées et bracons ;
- une instrumentation de l'ouvrage à partir de la construction du bracon.

**Contrôle topographique**

Le contrôle topographique est réalisé avec un tachéomètre TCRA (motorisé) 1203 à partir de la polygonale locale de précision, par des visées sur les points implantés sur les ouvrages, relevés effectués en X, Y, Z. Ces contrôles réalisés à chaque phase de construction critique de l'ouvrage ont permis de vérifier :

- la stabilité des talus subverticaux des fouilles jusqu'à la phase de remblais ;
- le tassement du contrepoids et du puits ainsi que leurs déplacements éventuels, les déplacements sur culées au fur et à mesure de la réalisation des levées ;
- la géométrie du bracon lors de la réalisation des

voussoirs avec graphiques montrant les écarts en temps réel avec la pyramide théorique;

- le comportement du bracon lors des phases de chargement pour le lancement des demi-tabliers, le clavage, dénivellations sur culées et des transferts de tirants.

Les valeurs observées lors de ces phases, notamment sur les tassements et déplacements des culées sont restées conformes à celles données par nos BET.

Pour le bracon nous avons constaté une raideur un peu plus importante du béton que celle que l'on pouvait attendre à la suite des résultats des essais réalisés par le LMDC de Toulouse sur les modules instantanés et coefficient de fluage. Cette raideur a été prise en compte dans les contre-flèches pour le réglage des voussoirs.

### Instrumentation de l'ouvrage

La société Advitam, filiale de Freyssinet, a été chargée de réaliser cette prestation qui permet de suivre :

- les mesures d'inclinaison des puits (un inclinomètre par puits);

- les mesures de l'effort normal et des moments dans les bracons (deux capteurs de déformation base longue en pied de chaque bracon);
- les mesures de flèches à l'extrémité des bracons (un inclinomètre par bracon).

Ces mesures sont complétées par l'instrumentation au vent de chaque demi-tablier avec anémomètre 3D, accéléromètre basse fréquence et sonde de température.

Le système de surveillance des puits et des bracons est conçu de telle sorte qu'il soit possible de réaliser des mesures simultanées sur l'ensemble des capteurs d'inclinaison et de contrainte et de récupérer les informations de l'instrumentation au vent.

Ce dispositif permet, depuis la centrale d'acquisition dynamique installée sur chaque rive, l'enregistrement des données numériques provenant de l'ensemble des appareils de mesure et un suivi précis de la géométrie de l'ouvrage en phase de construction, et valide ainsi les différentes phases (photo 23).

Pour une lecture directe un tableau général synthétise l'ensemble des valeurs mesurées avec les valeurs théoriques.



Photo 24

L'ouvrage en 2009.  
Pose des corniches

*The project in 2009.  
Placing the cornices*

## Le viaduc de la Grande Ravine à la Réunion

### ► ■ Conclusion

De par son environnement exceptionnel et sa conception unique, le viaduc de Grande Ravine a été un challenge technique permanent, depuis le début des études jusqu'à la fin des travaux. Il a fait appel à une grande variété de techniques de construction, avec des délais de réalisation très tendus.

Une fois l'ouvrage en service, le tablier sera équipé d'anémomètres, de capteurs de pression et d'accéléromètres pour un suivi grandeur réelle du comportement au vent de l'ouvrage (photo 24). ■

#### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

##### **Maître d'ouvrage**

Région Réunion

##### **Maîtrise d'œuvre conception et travaux**

Setec TPI - Alain Spielmann - Terrasol

##### **Contrôles extérieurs**

SNCF (charpente) - CEBTP (génie civil) - Méchy (topographie)

##### **Entreprises**

Dodin Campenon Bernard - Eiffel

##### **Sous-traitants principaux**

Deschiron, Alpharoc (anciennement Stips), SAMT - Freyssinet - Borifer - Eurovia

##### **Études d'exécution**

Greisch - Tremblet - Fondasol

### ABSTRACT Grande Ravine viaduct on Reunion Island

G. Latallerie, Ch. Boileau,  
J.-Cl. Labarrière, J. Mathiot, A. Salmon,  
Fr. Van Coppenolle

*Designed by Setec TPI and architect A. Spielmann, Grande Ravine Viaduct is one of the four exceptional bridges of new Tamarins Road in Reunion Island. It crosses a 320 m wide and 170 m deep gap, without intermediate support, over a protected habitat, with strong geotechnical constraints and hard wind conditions (cyclones). The full metallic deck is supported by two very inclined braces, which are cantilevered from buried counterweight abutments.*

*To achieve the structure, Dodin Campenon Bernard and Eiffel used most advanced technical methods in public works : high retaining walls, deep foundations, internal and external prestressing cables, high-performance concrete, cantilever construction, orthotropic slab made of high yield steel assembled on site and set up by launch, use of stress and deformation electronic sensors to check critical works phases.*

### RESUMEN ESPAÑOL Viaducto del Gran Barranco en La Reunión

G. Latallerie, Ch. Boileau,  
J.-Cl. Labarrière, J. Mathiot, A. Salmon  
y Fr. Van Coppenolle

*Diseñado por Setec TPI y el arquitecto Alain Spielmann, el viaducto del Gran Barranco constituye una de las cuatro obras de fábrica excepcionales ubicadas en la Carretera de los Tamarindos en La Reunión. Este viaducto franquea un tajo de 320 metros de anchura y 170 metros de profundidad, sin apoyos intermedios, con fuertes limitaciones medioambientales, geotécnicas y climatológicas (huracanes). El tablero, totalmente metálico, va soportado mediante dos arriostramientos sumamente inclinados, empotrados en los apoyos-contrapesos enterrados. Para la realización de la obra, Dodin Campenon Bernard y Eiffel han recurrido a las técnicas más punteras de obras públicas : muros de contención de gran altura, cimientos profundos, pretensado interior y exterior, utilización de hormigón de elevado rendimiento, construcción de los apoyos mediante voladizos sucesivos, tablero metálico con aceros de muy elevado límite elástico ensamblado in situ e instalados mediante voladizo, seguimiento de las etapas sensibles de construcción mediante sensores electrónicos de deformación y de presión.*



# Le viaduc de Saint-Paul

Figure 1  
Tracé de la Route des Tamarins  
Alignment of Route des Tamarins highway

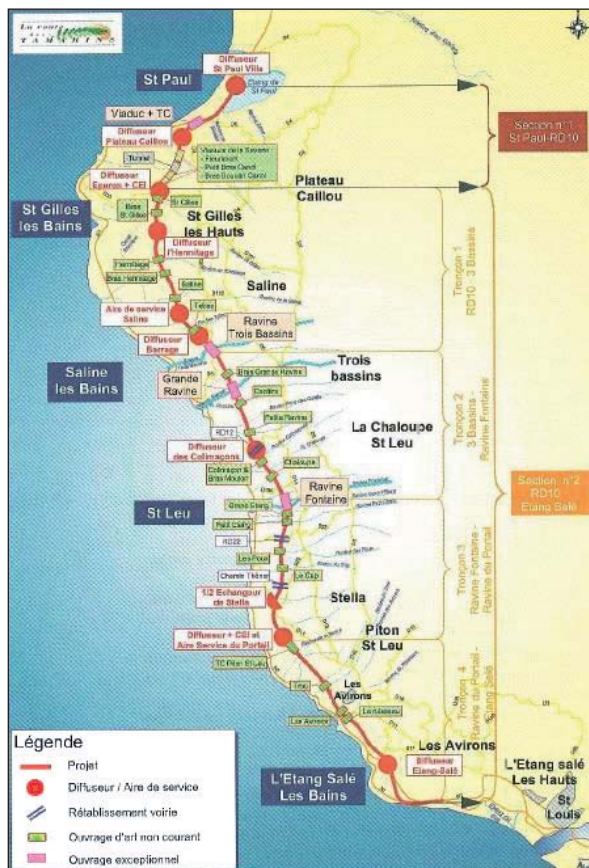


Figure 2  
Coupe longitudinale  
Longitudinal section

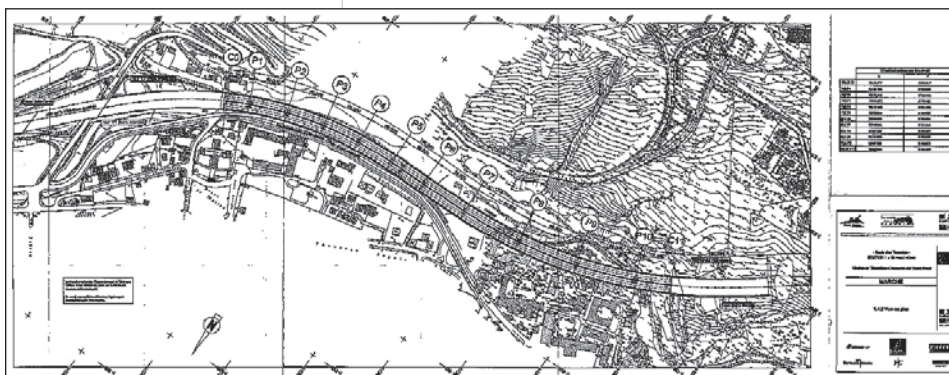
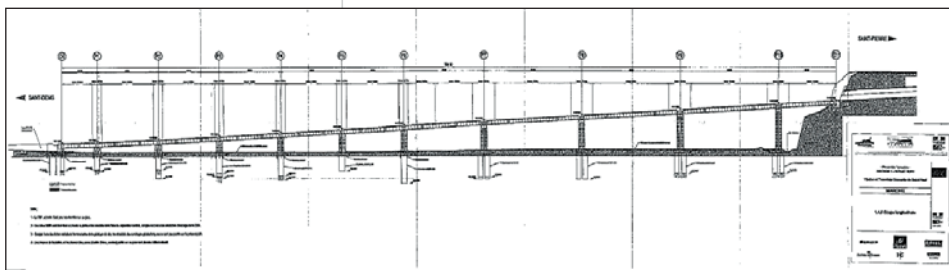


Figure 3  
Vue en plan  
Plan view

Le viaduc de Saint-Paul est le point de départ au nord de la Route des Tamarins à la Réunion qui sera inaugurée et mise en service par la Région en juin 2009.

Cet ouvrage est important par ses dimensions (longueur 760 mètres et largeur 26,70 mètres) et sa forme géométrique en S; il permet à la route de passer du niveau 0 au niveau + 46 m avec une pente longitudinale de 6 % et des dévers variables.

Les portées maximales sont de 96 mètres et le tablier en béton précontraint est constitué par un mono caisson construit en deux phases : le noyau central est construit en encorbellements successifs à l'aide de trois paires d'équipages mobiles très spécifiques; les encorbellements latéraux et la pose des bracons se font à l'aide d'une paire d'équipages spécialement conçus. Si les calculs de la structure se sont avérés complexes (effort tranchant, torsion), l'exécution de l'ouvrage a rencontré également de nombreuses difficultés développées dans l'article.

Cet ouvrage le plus long de la Route des Tamarins s'achèvera en mars 2009.

## ■ Situation et historique

Le viaduc de Saint-Paul est le point de départ de la Route des Tamarins qui relie Saint-Paul à l'Étang salé sur une longueur de 33,7 km (figure 1).

Par l'intermédiaire d'un échangeur, il assure la continuité avec la 2 x 2 voies existante qui vient de Saint-Denis, au nord de l'île, et la voie rapide à caractéristiques autoroutières qu'est la Route des Tamarins, située entre les « Hauts » et la route côtière existante.

Cet ouvrage exceptionnel constitue l'un des ouvrages les plus importants de la nouvelle voie en cours d'achèvement; il démarre au nord à partir d'une zone de plaine humide et marécageuse (proche du site classé dit de la ravine Bernica, historique et culturel) longe une falaise abrupte, repère des fameux pailles en queue, et soumise aux éboulis de blocs basaltiques, et atteint, avec un dénivelé de 46 m, le niveau supérieur d'une très importante coulée de lave, communément appelée le « rempart de Saint-Paul ».

Il est prolongé vers le sud par une tranchée couverte en bitube de 150 ml de longueur permettant à la route de franchir le sommet de la falaise (qui culmine à environ 60 m) (photo 1).

# à la Réunion



**Patrick Charlon**  
Directeur  
de département  
Eiffage TP



**Antoine Cumunel**  
Directeur de travaux  
Eiffage TP

**Emmanuel Boudot**  
Directeur de projet  
Razel

Sur tout son tracé, le viaduc surplombe un important hôpital psychiatrique encore partiellement utilisé par certains services qui n'ont pas été transférés à Cambaie. Le viaduc est situé en site urbain.

Les multiples contraintes subies par ce viaduc lui confèrent depuis 1995 un très lourd passé d'études architecturales et structurelles, conduit par l'architecte Frédéric Zirk et le Sétra, tant sur le plan de la conception que sur celui de l'insertion dans le site.

Ce ruban en courbe et contre-courbe, coincé entre mer et montagne, est le trait d'union entre la mer et la savane ainsi qu'entre la plaine et les Hauts; il devra supporter au moins la densité de circulation actuelle qui est de l'ordre de 50 000 véhicules par jour, avec des pics très accentués dans la journée.

Cette densité devrait augmenter dans les années à venir, la population de l'île devant passer de 750 000 habitants aujourd'hui à 1 million en 2025.

## ■ Présentation du projet

### Les données géométriques

Cet ouvrage exceptionnel en « S » mesure 760 m de long et 26,70 m de large.

Le profil en long de l'ouvrage est constitué, sur les 150 m les plus bas, d'une parabole de 5 000 m de rayon, puis d'une pente à 6 %.

Son tracé en plan est formé d'un premier cercle de 550 m de rayon à concavité dirigée vers la mer, de deux clothoïdes, respectivement de paramètre  $A = 270,46$  et  $A' = 305,12$ , et d'un second cercle de 700 m de rayon à concavité dirigée vers la falaise.

Compte tenu de ce tracé, le dévers du tablier varie de -3,80 % à +2,5 %.

Les onze travées de l'ouvrage se décomposent en :

- une travée de rive nord de 34,50 m;
- cinq travées de 60 m;
- une travée de transition de 78 m;
- trois travées de 96 m;
- et une travée de rive sud de 56,5 m (figures 2 et 3).

Le tablier repose sur 10 piles de hauteur variant de 6 m à 41 m de hauteur.

Il est à noter que la géométrie très complexe de l'ouvrage a été un problème très important et permanent pour le chantier sur le plan topographique.

### La coupe fonctionnelle

Le profil en travers comporte deux chaussées mono directionnelles séparées par une glissière double en

béton adhérent (DBA). Chacune d'elle comporte trois voies de 3,50 m, une bande dérasée de droite de 1 m, et une bande dérasée de gauche de 1,50 m.

La largeur totale de l'ouvrage est de 26,70 m, hors corniches (figure 4).

### Le marché

Le marché a été notifié le 4 août 2005, pour un montant global de 76,7 millions d'euros HT (base marché), incluant le viaduc, la tranchée couverte et les travaux confortatifs des parois rocheuses.

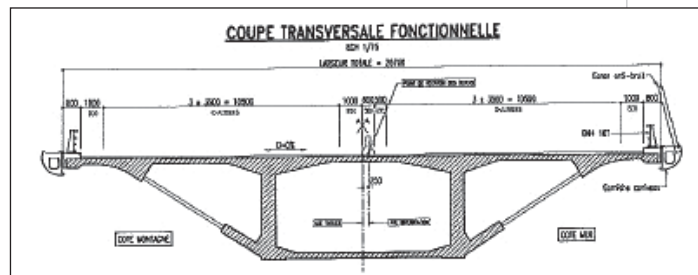


Figure 4

Coupe transversale fonctionnelle  
Functional cross section



Photo 1

Ensemble du projet  
Overall project

Le viaduc de Saint-Paul à la Réunion



Photo 2

Construction du tablier par encorbellements successifs  
*Construction of the deck by successive cantilevering*



Photo 3

Coulage des encorbellements de deuxième phase  
*Stage two cantilever casting*



Il se décomposait ainsi :

- travaux de génie civil et terrassements : 58,9 millions;
- travaux de précontrainte : 3,3 millions;
- fondations spéciales : 9,6 millions;
- protection et confortement des falaises : 4,3 millions;
- bracons métalliques : 0,6 million.

L'ordre de service de démarrer les études et les travaux a été donné le 26 septembre 2005 pour une durée de 40 mois, dont 5 mois de période de préparation.

■ **Conception et mode constructif du tablier du viaduc**

Le tablier est réalisé en deux phases :

- le noyau central coulé par encorbellements successifs;
- les encorbellements latéraux du hourdis supérieur coulés à l'avancement.

Les grands fléaux (P7, P8, P9, P10) sont encastres dans les piles; les petits fléaux sont simplement posés sur des appareils d'appui en néoprène-téflon.

Le tablier est un monocaisson en béton précontraint, de 26,70 m de largeur.

Sa hauteur est constante et égale à 4,50 m. Ses deux âmes présentent une épaisseur unitaire de 60 cm dans les petits fléaux et de 80 cm dans les grands fléaux. Son hourdis supérieur de 25 cm d'épaisseur hors goussets, est précontraint transversalement par des câbles de type 4T15S du procédé DSI.

Le hourdis inférieur de 25 cm d'épaisseur, est prolongé par des voiles longitudinaux qui servent de support et d'ancrage à des bracons métalliques en forme de V. Ces derniers servent d'appui aux encorbellements du hourdis supérieur pour la flexion transversale.

Le noyau est construit par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés en place de 3 m (voussoirs courants et de clavage) ou de 9 m (voussoirs sur pile), autorisant un pas des bracons constant et égal à 3 m (photo 2). Les clavages étant effectués à l'avancement de C0 vers C11.

Il est précontraint par des câbles de fléaux de puissance 12T15 et 19T15, des câbles éclisses 19T15S et des câbles extérieurs 27T15 du procédé DSI.

Le noyau central est coulé à l'aide de trois paires d'équipages mobiles et reçoit la précontrainte de fléau.

Les encorbellements latéraux et les bracons métalliques sont mis en place, en décalé, à l'aide d'outils coffrants métalliques spécifiques, permettant des

bétonnages de plots de 6 m (deux bracons par côté sont ainsi mis en place avec des tronçons de hourdis de 6 m) (photo 3). Cette longueur de 6,00 m (deux voussoirs) a été choisie en raison des fortes courbures en plan de l'ouvrage.

## ■ Un viaduc atypique

Le viaduc de Saint-Paul n'est pas un ouvrage exceptionnel sur le plan de la travature (travée de 100 m); par contre il s'est avéré complexe au niveau des études et de la réalisation. Il est en effet atypique sur plusieurs points :

- la hauteur du caisson (4,55 m) est constante pour des travées de 100 m. L'élancement est de 1/21<sup>e</sup>. L'inertie constante entraîne un effort tranchant important sur piles et des âmes épaisses (80 cm dans les grandes travées), ce qui constitue une contrainte pour les ferrillages et les équipages mobiles;
- très grande largeur du tablier (26,70 m). Les encorbellements de 6,50 m entraînent des sollicitations de torsion importantes qui se cumulent à celles dues au cisaillement et nécessitent de la précontrainte transversale et des bracons;
- effets des bracons. Si l'influence des bracons est forte en flexion transversale, elle est faible pour la flexion longitudinale. L'inclinaison longitudinale et transversale des bracons conduit à un dimensionnement important des bracons et par voie de conséquence à une amorce inférieure en béton des bracons très importante, à l'origine de difficultés notables pour le chantier (fissuration, mise au point d'équipages mobiles d'un type inhabituel);
- coulage du tablier en deux phases transversalement. L'avantage est net au niveau de l'exécution des travaux :
  - > équipages mobiles plus légers,
  - > gain de précontrainte de fléau,
  - > dissociation totale de la pose des bracons (très délicate) de la réalisation des voussoirs (chemin critique).

Il complique par contre la phase des calculs d'exécution, notamment pour les calculs de torsion et pour la prise en compte des phénomènes de retrait et fluage.

## ■ Le contexte géotechnique du site

### La campagne géotechnique Go

Elle a consisté en :

- 37 sondages exploités;
- 2 à 4 sondages par appui;

<b>C0</b>	RC 102 MPa	<b>P4</b>	Terrain très dur	<b>P8</b>	RC 123,3 MPa
<b>P1</b>	1 sondage carotté Sondage profond > 60 m	<b>P5</b>	1 sondage carotté RC 116 MPa	<b>P9</b>	RC 109,9 MPa
<b>P2</b>	RC 39,7 MPa Sondage profond	<b>P6</b>	RC 58,2 MPa Bris de tige	<b>P10</b>	RC 51,5 MPa Blocs très durs
<b>P3</b>	RC 86,6 MPa Sondage profond dur	<b>P7</b>	1 sondage carotté RC maxi 77 MPa		

Tableau I

Rapport Go

Geotechnical report

- sondages de 17 à 59 m de profondeur arrêtés au substratum.

Le rapport Go est résumé dans le tableau I.

### Le contexte géotechnique

La coupe type se présente comme suit :

- couverture de terrains alluvionnaires (épaisseur moyenne 22 m) :
  - > remblais anthropiques : épaisseur 0 à 4 m,
  - > limons sableux à argileux sur 0 à 4 m,
  - > sables et graviers basaltiques sur 20 m moyens;
- formations basaltiques :
  - > blocs de basalte : épaisseur de 2 à 40 m,
  - > substratum : basalte.

### Les modes de fondation retenus par la maîtrise d'œuvre

Les appuis seront fondés sur barrettes. Elles sont constituées par appui de :

- C0 : 9 barrettes de 2,80 m x 0,80 m;
- P1 : 3 barrettes de 4,80 m x 0,80 m;
- P2 : 3 barrettes de 4,80 m x 0,80 m;
- P3 : 3 barrettes de 5,30 m x 0,80 m;
- P4 : 3 barrettes de 5,30 m x 0,80 m;
- P5 : 4 barrettes de 5,30 m x 0,80 m;
- P6 : 4 barrettes de 5,30 m x 0,80 m;
- P7 : 10 barrettes de 4,35 m x 0,80 m;
- P8 : 10 barrettes de 4,35 m x 0,80 m;
- P9 : 10 barrettes de 4,35 m x 0,80 m;
- P10 : 10 barrettes de 4,35 m x 0,80 m.

Leur ancrage dans le terrain dur est le suivant :

- absence de blocs au-dessus du basalte : ancrage d'un mètre (1,25 x B) dans le basalte;
- couche de blocs inférieure à 5 m au-dessus du basalte : ancrage d'un mètre (1,25 x B) dans le basalte après traversée par trépanage de la couche de blocs;
- couche de blocs supérieure à 5 m au-dessus du basalte :

### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

#### Fondations spéciales

- Béton des barrettes : 6000 m<sup>3</sup>
- Aciers HA : 650 t

#### Viaduc

- Béton : 31500 m<sup>3</sup>
- Aciers HA : 4900 t
- Acier HR de précontrainte : 895 t
- Étanchéité : 19200 m<sup>2</sup>

Le viaduc de Saint-Paul à la Réunion

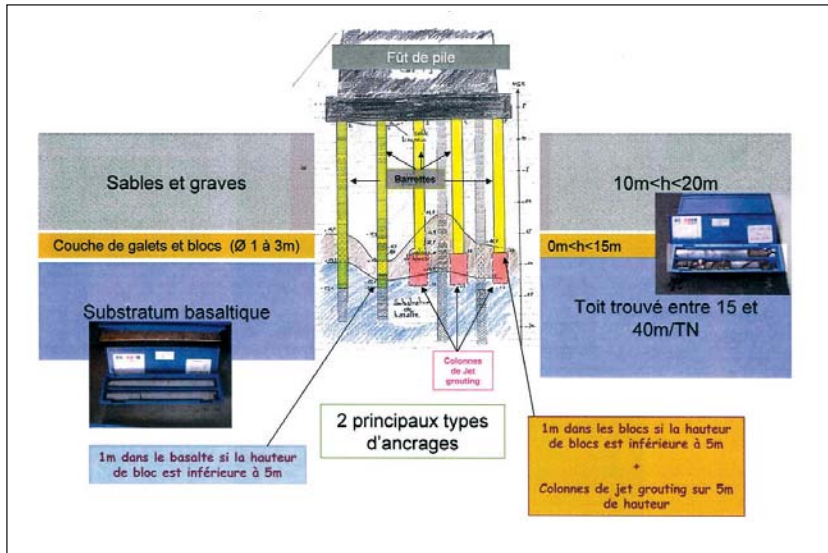


Figure 5

Types d'ancrage des barrettes  
Types of supporting wall unit anchorages

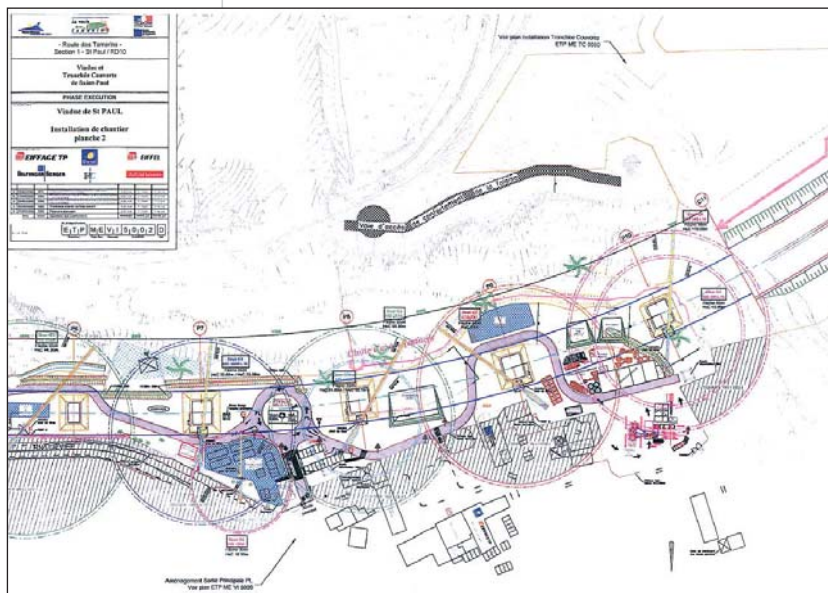


Figure 6

Installations de chantier.  
Partie sud  
Construction plant.  
Southern part

ancrage d'un mètre (1,25 x B) dans les blocs et traitement par jet-grouting sur 5 m sous la pointe des barrettes.

Le rapport de la mission G21 du CETE précise trois types d'ancrages dans les formations basaltiques (figure 5).

**Les moyens matériels prévus par le groupement**

Pour répondre aux exigences du CCTP, le groupement a envisagé les méthodes et matériels suivants :

- préforage à la tarière rocheuse en extrémités selon géométrie des barrettes à l'aide d'une foreuse Bauer BG 22 (couple 220000 Nm);
- forage des barrettes à la benne preneuse BB ou Stein + trépan montés sur une pelle Liebherr HS 855.

Ce matériel était parfaitement adapté à la dureté du sol décrite dans le rapport géotechnique du dossier d'appel d'offres.

**Travaux préparatoires**

**L'installation de chantier** (figure 6)

Les bureaux et cantonnements ont été installés dans les locaux désaffectés de l'hôpital (EPSMR) situé au pied du viaduc.

La centrale à béton principale est installée sur place :

- centrale avec malaxeur de 3 m<sup>3</sup>;
- trois silos à ciment;
- quatre casiers à agrégats.

Pour les piles et les fléaux P1 à P4, une grue à tour alimente deux piles-fléaux. Pour les piles et fléaux P5-P6, une grue à tour alimente deux piles, puis chaque fléau est alimenté par une grue. Pour les fléaux P7 à P10, une grue à tour alimente un fléau.

En pointe, le chantier du viaduc a été équipé de sept grues à tour.

Les grues sont du type MD 365.

**Les filets de protection**

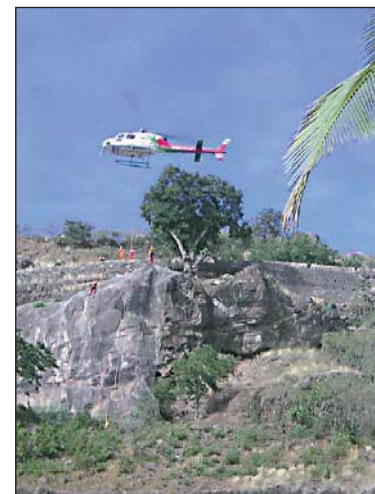
De très importants travaux de protection ont été réalisés en début de chantier :

- purges manuelles au nord;
- filets pendus;
- filets déflecteurs.

Ces travaux se sont déroulés sur deux niveaux de la falaise et ont été réalisés par des « alpinistes » spécialisés, appuyés la plupart du temps par un hélicoptère (photo 4).

La zone la plus délicate a été celle de la culée perchée C11 : purges - filets pendus - terrassements.

En matière de sécurisation des travaux, l'entreprise a



proposé de réaliser le fléau P10/C11 par surencorbellement, de façon à limiter au maximum les parties coulées sur cintres et leur étaielement.

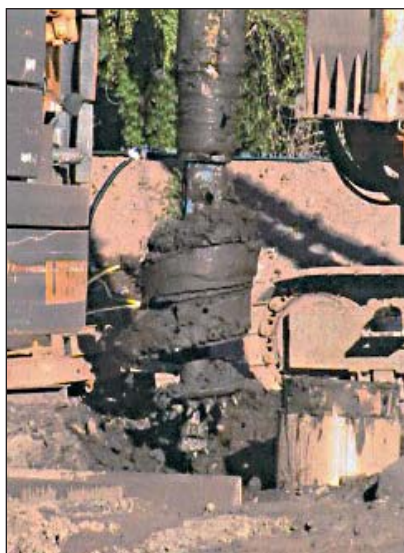
Photo 4

Pose de filets par hélicoptère  
Placing nets by helicopter

Parties d'ouvrages	Classe d'exposition et de chlorures	Classe de résistance	Dmax en mm	Teneur minimale en liant équivalent (Leq) (1)	Nature du ciment	Caractéristiques complémentaires du ciment	Eeff/Leq (5)	Caractéristiques complémentaires du béton (2)
Barrettes de fondations profondes	XC2 XS2 XA1 C10,20	C30/37	20	400 kg	CEM I ou II 42,5 mini	PM	0,55	RAG
Semelles de fondation des piles du viaduc Dalle de transition	XC2 XA1 XS2 C10,20	C35/45	20	385 kg	CEM I ou II 42,5 mini	PM	0,5	RAG LCH
Piles P1 à P6 Culées Murs cache Semelles, piedroits et voûte de la TC Têtes de tranchée	XC4 XS1 C10,40	C35/45	20	385 kg	CEM I ou II 42,5 mini	PM	0,5	RAG LCH
Piles P7 à P10 Longrines des BN4-16t Bordures de trottoir coulées en place	XC4 XS1 C10,40	/55	20	400 kg	CEM I ou II 42,5 mini	PM	0,5	RAG LCH
Tablier	XC4 XS1 C10,20	C45/55	20	400 kg	CEM I ou II 42,5 mini	CP2 PM	0,5	RAG LCH
Béton projeté par voie sèche	XC4 XS1 C10,40	C30/37 avec 15 MPa à 12 h, 20 MPa à 7 j	12,5	360 kg (4)	CEM I ou II 42,5 mini	PM		RAG

## La campagne de sol complémentaire du viaduc

Le CCTP prévoyait la réalisation par le groupement d'une campagne géotechnique complémentaire G3 (NFP 94 - 500). Celle-ci a été effectuée en liaison avec le maître d'œuvre (15 carottages et 10 pressiomètres). À partir du résultat de cette campagne de reconnaissance complémentaire, la cote d'ancrage de chaque barrette a été fixée et validée par le maître d'œuvre. La précision obtenue par cette nouvelle campagne (sondages carottés + pressiomètres) a permis de déterminer que si le volume des barrettes restait voisin des quantités ressortant des plans du dossier d'appel d'offres, les quantités prévisibles de trépanage ont été en augmentation par rapport aux prévisions initiales.



**Photo 5**  
Préforage à la tarière  
*Preliminary auger drilling*

## ■ Les bétons mis en œuvre

La centrale à béton principale de 60 m<sup>3</sup>/h de capacité (malaxeur de 3 m<sup>3</sup>) installée sur le site (centrale de secours à l'Éperon, à 8 km) a fourni un cube global (viaduc + tranchée couverte) de : 51 000 m<sup>3</sup>.

Les caractéristiques des bétons principaux sont rappelées tableau II.

## ■ La réalisation des fondations

### Les difficultés rencontrées

Malgré les campagnes Go et G3, l'exécution des fondations profondes s'est trouvée très perturbée par :

- des terrains extrêmement durs rencontrés notamment au droit de P5;
- un pourcentage très élevé de forages dans les blocs basaltiques;
- des hauteurs aléatoires de substratum d'une barrette à l'autre, nécessitant finalement un sondage au droit de chaque barrette et des reprises de calcul (portance, ferrailage).

### Méthodes et matériels mis en œuvre

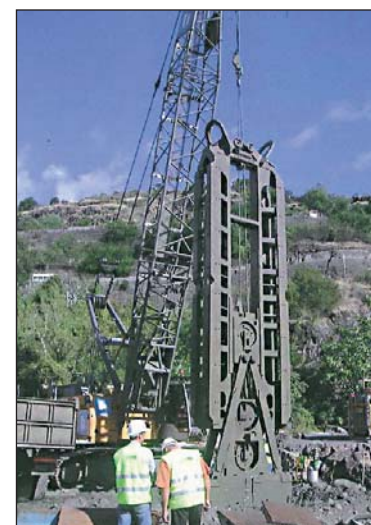
Pour l'excavation des barrettes les matériels suivants ont été mis en œuvre (photos 5 et 6) :

- pelle à chenilles Liebherr HS 855 équipée de bennes lourdes BB et Stein et de trépan BB (16 t);
- tarière Bauer BG 36 (couple 360 000 Nm) pour le forage des barrettes de 4,35 m, 4,80 m, 5,30 m;
- centrale à boue;
- grue de manutention pour les cages d'armatures.

**Tableau II**

Caractéristiques des bétons principaux

*Properties of main concretes*



**Photo 6**  
Forage à la benne  
*Bucket drilling*

Le viaduc de Saint-Paul à la Réunion

Photo 7  
Jet grouting  
Jet grouting



Photo 9  
Coffrage et chevêtre  
Formwork and pier cap

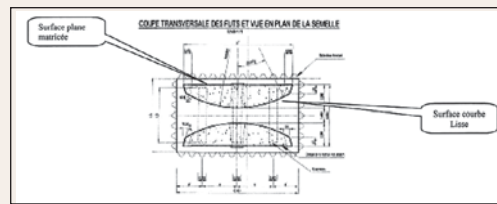
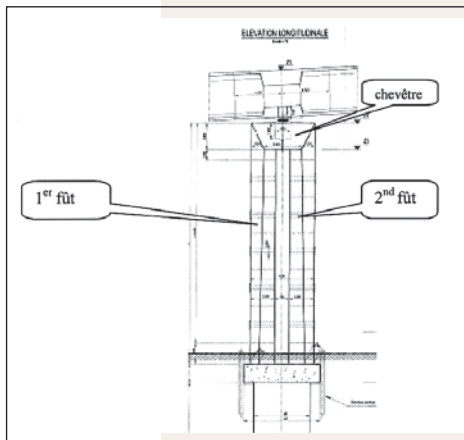


Figure 7  
Coffrage des piles  
Pier formwork

Pour le jet grouting (photo 7) :

- foreuse Klemm;
- pompe haute pression.

Pour les carottages : quatre carotteuses en pointe.

■ Réalisation des piles

Les piles sont constituées de deux fûts pleins parallèles verticaux à inertie transversale variable (figure 7). Chaque fût présente côté extérieur une surface pleine matricée et côté intérieur une surface courbe lisse. Des évidements architectoniques de forme rectangulaire et fermés par des grillages inox sont prévus à raison d'un par levée de fût.

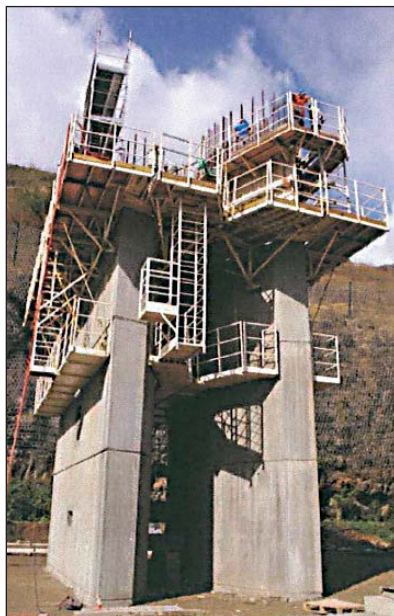
Les piles ont été réalisées par levées successives de 3,50 m. Les deux fûts sont montés simultanément (photo 8). Les fausses levées à partir du dessus de la semelle varient de quelques dizaines de centimètres jusqu'à 2,50 m pour les plus hautes.

Les cadences de réalisation ont été d'une double levée tous les trois jours. Au total, 96 levées courantes ont été réalisées.

Les chevêtres des piles ont été réalisés avec le même outil coffrant. Avant mise en œuvre de l'outil, le fond de moule était coffré traditionnellement en contre-plaqué soutenu par des poutres métalliques (photo 9).

Le tablier est encastré sur ses piles P7 à P10, mais repose sur ses appuis P1 à P6, C0 et C11 par l'intermédiaire d'appareils d'appui à pot glissants de chez Etic. Les appareils d'appui mobiles unidirectionnels sont situés sous l'âme côté falaise. Les appareils d'appui mobiles multidirectionnels sont situés sous l'âme côté mer. Tous sont équipés de dispositifs de suivi de fonctionnement, et d'une jupe de protection.

Photo 8  
Levée de pile et coffrage  
Pier concrete lift and formwork



Pour permettre son réglage et son remplacement, chaque appareil est associé à un ou plusieurs emplacements de vérinage du tablier, matérialisés par des bossages en béton et mortier de calage.

Afin d'exécuter les bossages de vérinage sur piles avant l'exécution du tablier, ces derniers sont dimensionnés pour que les cales de stabilité provisoires puissent être posées dessus.

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### Maître d'ouvrage

Région Réunion

### Maître d'ouvrage délégué

Direction opérationnelle de la Route des Tamarins

### Maître d'œuvre

Direction régionale des Routes - Direction des Grands Travaux du Conseil régional

### Les partenaires de la maîtrise d'œuvre en métropole

- Sétra : Division des grands ouvrages
- CETE Méditerranée : Division d'ouvrages d'art
- Architecte : Frédéric Zirk
- Paysagiste : B. Folea
- Assistance d'experts : LCP - LPPC

### Les partenaires à la Réunion

- Arcadis : contrôle extérieur laboratoire (géotechnique, bétons, charpente métallique, étanchéité, chaussée)
- M. Raynaud : assistance architecturale
- Gascogne GC : contrôle extérieur Topo
- Référent environnement : Cyathea

### Groupeur constructeur

- Génie civil et terrassement : Razel (mandataire), Eiffage TP
- Charpente métallique (bracons) : Matière, Eiffel
- Fondations spéciales : Bilfinger Berger
- Protections par filets, travaux en hauteur : Heaven Climber

### Intervenants par spécialités

- Études des structures : Secoa
- Conseil géotechnique : Solen
- Réalisation des sondages : Forintech
- Auscultations soniques : Rincet BTP
- Précontrainte : Eiffage TP, division précontrainte
- Aciers HA : SAMT-BWR
- Bétons : Holcim-SATM
- Coffrages des piles : CTLM
- Coffrages voussoirs sur pile : Ersem
- Équipements mobiles : Ersem
- Corniches et écrans antibruit : TCMI
- Appareils d'appui : Etic
- Joints de chaussée : Freyssinet
- Étanchéité-Chaussée : Appia-Eurovia
- BN4 : Comely
- Éclairage caisson : IEM
- DBA centrale : Appia

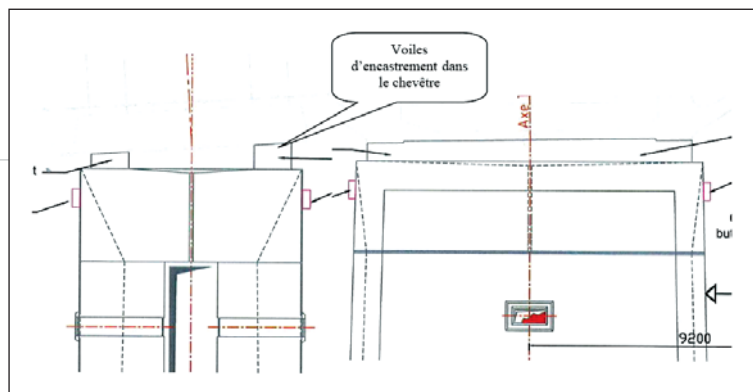


Figure 8

Voiles d'encastrement des VSP (P7 à P10)  
Shear walls for end restraint of segments on piers (P7 to P10)



Photo 10

Chevêtre courant avant réalisation du VSP  
Standard pier cap before execution of segment on pier

## ■ Réalisation des voussoirs sur piles

Les VSP des piles P1 à P6 sont « cloués » sur les chevêtres de tête de pile par deux câbles en U 27T15 ancrés dans les piles.

Les VSP des piles P7 à P10, ont été directement réalisés dans leur configuration définitive sur voiles d'encastrement (figure 8).

Les VSP ont une longueur de 9 m et une largeur de 14 m (largeur du voussoir première phase).

Le phasage de réalisation d'un VSP est le suivant :

- réalisation du fond de moule (photo 10);
- réalisation de la première levée de VSP en deux phases (photo 11);
- réalisation de la deuxième levée de VSP en trois phases (photo 12).



Photo 11

Première levée de VSP  
First concrete lift for segment on pier

Photo 12

Deuxième levée de VSP  
Second concrete lift for segment on pier





Le viaduc de Saint-Paul à la Réunion



Photo 13  
Amorce béton pour bracons  
Start of concrete for stays



Photo 14  
Équipage mobile -  
Vue d'ensemble  
Mobile rig -  
General view

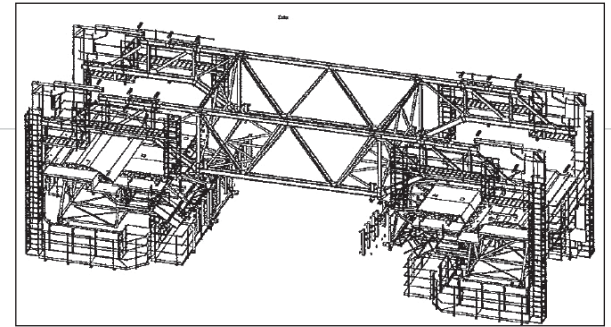


Figure 10  
Équipage deuxième phase - Ensemble  
Stage two rig - Overall view

■ Réalisation du tablier

Le tablier est réalisé en deux phases transversalement, chacune avec un outil coffrant spécifique.

Le noyau central

Les voussoirs ont 3 m de longueur et 14 m de largeur. La hauteur est constante (4,50 m).

Le noyau comporte les amorces très lourdes qui servent d'assise aux bracons métalliques (photo 13).

Les photos 14, 15 et figure 9 montrent l'équipage mobile du noyau central. Celui-ci, du fait des amorces de bracon, est d'une composition particulière, à la fois « par en dessous » et « par au-dessus ».

Il a dû être mis au point en cours de chantier pour limiter les fissurations (retrait, température, déformations) au droit des amorces béton, car celles-ci ont une masse beaucoup plus importante que les âmes de deuxième coulage.

Le poids d'un équipage de phase 1 est de 55 t.

Le béton C45/55 a dû également être modifié dans sa composition en fonction des difficultés rencontrées lors des premiers coulages.

Trois paires d'équipages mobiles ont été nécessaires pour respecter les délais impartis.

Figure 9  
Équipage mobile première phase -  
Coupes longitudinale et transversale  
Stage one mobile rig -  
Longitudinal and cross sections

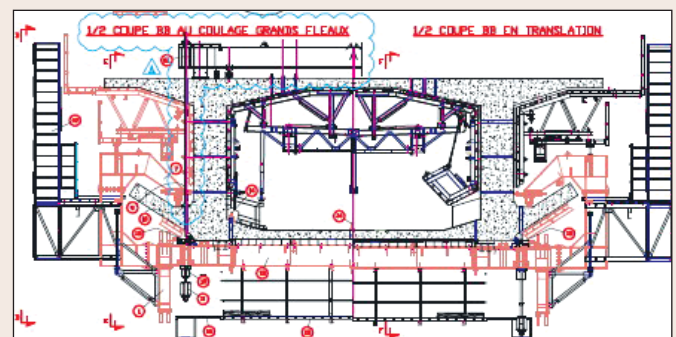
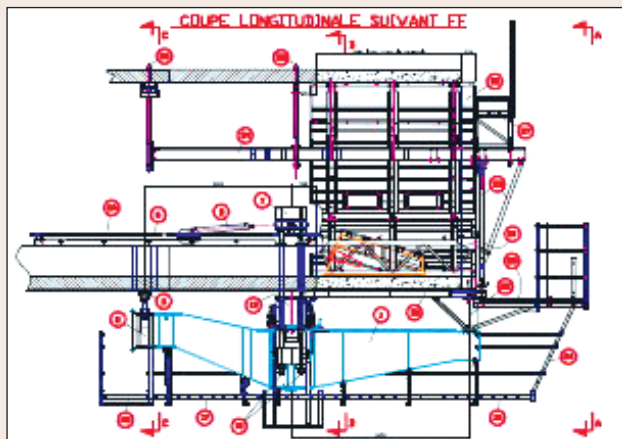




Photo 15

Coffrage d'un voussoir  
(noyau)

Formwork for a segment (core)

### Les encorbellements de la 2<sup>e</sup> phase

Deux équipages de 6 m de longueur ont été mis en œuvre pour mettre en place les bracons et couler les encorbellements latéraux (photos 3 et 16).

Les figures 10 et 11 décrivent l'équipage mis en œuvre. Le poids des équipages de phase 2 est de 65 t.

### ■ Description des superstructures et équipements

#### Étanchéité du tablier

La pente longitudinale de 6 % de l'ouvrage et les dévers variant de - 3,8 % à + 2,5 % conjugués avec les phénomènes thermiques de la Réunion, ont conduit l'entreprise à proposer une étanchéité par feuille préfabriquée (fourniture : Soprema et réalisation : Eurovia Étanchéité) mise en œuvre sur un reprofilage en sable enrobé 0/6 appliqué directement sur l'extrados du tablier de l'ouvrage par la société Appia.

#### Corniches caniveaux

L'entreprise a proposé et mis en œuvre une corniche caniveau métallique dimensionnée aux fortes pluies qui accompagnent les cyclones, en lieu et place d'une corniche béton en béton coloré (gain de poids, gain de temps, pas de zone de fabrication et de stockage sur le site, plus économique).

Sur 40 % de la longueur totale des rives de l'ouvrage, cette corniche est surmontée d'un écran acoustique.

Les corniches caniveaux métalliques mises en œuvre sont de deux types. Les premières, supportant les écrans acoustiques, possèdent des éléments supports en acier galvanisé et peint suivant un système anticorrosion ACQPA C5GNV. Les secondes possèdent des éléments support en aluminium. Le caniveau et les couvertines décoratives sont en aluminium, revêtu pour ces dernières, d'une peinture thermolaquée.

### Barrières de sécurité

Les barrières de sécurité normalisées prévues sur l'ouvrage sont du type BN4-16 t. Les poteaux et les lisses sont peints en couleur RAL 9010 ACQPA (blanche) suivant un système de protection anticorrosion de type C5GNV.



Photo 16

Les équipages de deuxième phase

The stage two rigs

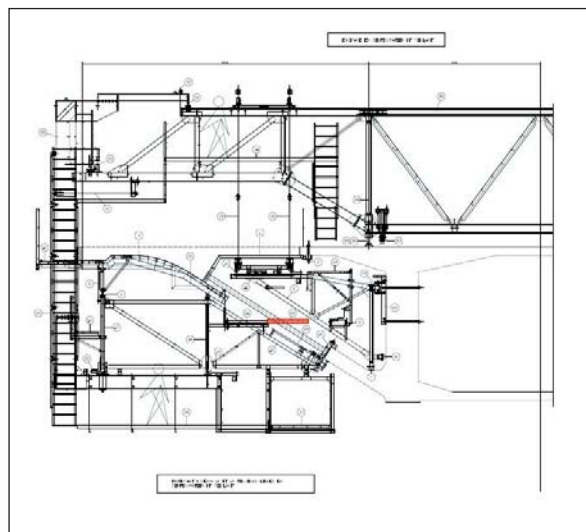


Figure 11

Équipage deuxième phase -  
Coupe transversale

Stage two rig - Cross section

## Le viaduc de Saint-Paul à la Réunion

### ► Joints de dilatation

Côté culée C0 le joint mis en œuvre, avant les enrobés, sur une largeur de 25 m, est de marque FIP et de type RAN P400. Il possède un soufflé de 400 mm.

Côté culée C11 le joint mis en œuvre, après sciage des enrobés, est de largeur et de marque identiques à C0, mais de type GPE 250. Il possède un soufflé de 250 mm. Comme sur C0 les eaux d'infiltration sont récupérées par une goulotte inox fixée en sous-face de joint.

### Chaussées

Une couche de roulement en béton bitumineux de 9 cm d'épaisseur est prévue sur le tablier de l'ouvrage. Elle comporte une couche de liaison de type BBSG 0/10 de 7 cm d'épaisseur et une couche de finition de type BBTM 0/6 type II de 2 cm d'épaisseur.

La composition des enrobés est décrite dans le tableau III.

### Équipements divers

#### Collecteur en fonte

Un collecteur en fonte est placé à l'intérieur du caisson, à l'aplomb du séparateur central. Son diamètre est variable selon les sections, de 400 à 500 mm. Il est fixé sous le hourdis supérieur du tablier grâce à un bâti en acier galvanisé. Dans une section donnée du tablier, le collecteur récupère les eaux du sens de circulation le plus haut.

Le collecteur central est alimenté par des gargouilles placées le long de la DBA et des raccords en T en fonte.

#### Chemins de câble

Ils sont prévus à l'intérieur de caisson; ce dernier sera éclairé intérieurement. ■

Tableau III

Composition des enrobés

Bituminous mix design

Enrobé	Destination	Formulation (1)	Recomposition (2)
Sable enrobé 0/6	Re-profilage	4/6 38,5 %	32,5 %
		0/4 55,0 %	61,0 %
		ELIFLEX HD dopé 6,5 %	6,5 %
BBSG 0/10 classe 3	Couche de liaison	6/10 36,4 %	30,4 %
		4/6 9,0 %	9,0 %
		0/4 49,0 %	55,0 %
		20/30 dopé 5,6 %	5,6 %

### ABSTRACT Saint-Paul viaduct on Reunion Island

P. Charlon, A. Cumunel, E. Boudot

*Saint-Paul viaduct is the northern starting point of Route des Tamarins highway on Reunion Island, which will be inaugurated and brought into operation by the Region in June 2009.*

*This is a major structure due to its size (length 760 m, width 26,70 m) and its geometric S shape; it enables the road to go from level 0 to level +46 m with a longitudinal gradient of 6 % and variable slants.*

*The maximum span lengths are 96 m and the prestressed concrete deck is formed of a single cell built in two stages : the central core is built by successive cantilevering with three pairs of very specific mobile rigs; lateral cantilevering and placing of stays are performed with a pair of specially designed rigs.*

*While the structural design engineering proved complex (shear force, torsion), works' performance also came up against many problems described in the article.*

*This structure, the longest on Route des Tamarins highway, will be completed in March 2009.*

### RESUMEN ESPAÑOL Viaducto de Saint-Paul en La Reunión

P. Charlon, A. Cumunel y E. Boudot

*El viaducto de Saint-Paul corresponde al punto de partida al Norte de la Carretera de los Tamarindos en la isla de La Reunión cuya inauguración y puesta en servicio por la Región se efectuará en junio de 2009.*

*Esta obra es importante por sus dimensiones (longitud 760 m y anchura 26,70 m) y su forma geométrica en S; permite a la carretera pasar del nivel 0 al nivel + 46 m con una pendiente longitudinal del 6 % e inclinaciones variables.*

*Los vanos máximos son de 96 m y el tablero de hormigón pretensado está formado por un mono cajón construido en dos etapas : el núcleo central se ha construido por voladizos sucesivos mediante tres pares de equipos móviles muy específicos; los voladizos laterales y la instalación de los apoyos se ejecutan por medio de un par de equipos especialmente diseñados.*

*Si los cálculos de la estructura demostraron ser muy complicados (esfuerzo cortante, torsión), la ejecución de la obra ha tropezado además con numerosas dificultades que se presentan en este artículo.*

*Esta obra, la más larga de la Carretera de los Tamarindos finalizará en marzo de 2009.*

# Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine à la Réunion. La conception



Photo 1

Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine

*A metal arch above the Fontaine Ravine*

**Le viaduc de la ravine Fontaine est un des quatre viaducs exceptionnels de la Route des Tamarins, à la Réunion. Ce projet routier de 33,7 km va assurer une liaison routière continue en 2 x 2 voies entre Saint-Pierre sur la côte ouest et Saint-Benoît sur la côte est en passant par Saint-Denis. Le tracé à mi-pente, entre 200 et 300 m NGR, nécessite le franchissement d'un grand nombre de ravines creusées sur la côte ouest au flanc de l'ancien volcan du Piton des Neiges. Les concepteurs du viaduc ont dû trouver la meilleure réponse possible pour franchir une brèche de 200 m à 110 m au-dessus du fond de la ravine en répondant aux deux contraintes majeures de l'île : la géologie d'origine volcanique donnant une succession de couches dures et friables, et la nécessité de résister à des cyclones donnant des vents moyens supérieurs à 50 m/s en service mais aussi au cours de la construction.**

## ■ Une équipe de maîtrise d'œuvre

C'est un groupement international de bureaux d'études et d'architectes qui a remporté l'appel d'offres de conception. Il comprend :

- le bureau Greisch, Liège, Belgique;
- T Ingénierie SA, Genève, Suisse;
- Coyne & Bellier, Gennevilliers, France (géotechnique);

- Seti, Toulouse, France;
- les architectes : Frédéric Zirk et Pierre-Guillaume Dezeuze (décédé), France.

La solution proposée doit tenir compte des contraintes définies au cours de l'enquête d'utilité publique, et de surcroît pour les bureaux d'études belge et suisse, des règlements et procédures français.

La présence d'espèces protégées (oiseaux, chauves-souris, flore) a fait classer le site en ZNIEFF (Zone nationale d'intérêt national écologique, floristique et faunistique). Les appuis intermédiaires étaient donc proscrits, et les haubans déconseillés pour ne pas gêner les oiseaux. Pour les architectes, la solution d'un arc s'est rapidement imposée. L'analyse des différentes contraintes liées à l'environnement et les calculs de structure ont conduit au développement d'un arc en « tranche de pastèque ».

Le premier appel d'offres lancé avec un arc en béton, pilettes en acier et tablier mixte a été déclaré infructueux. Le second, comprenant un arc en acier, a finalement été remporté par le groupement demathieu & bard (mandataire), GTOI et Cimolai S.p.A.

## ■ Conception générale du viaduc Des contraintes à l'ouvrage

La Réunion se compose de deux volcans. Le Piton des Neiges aujourd'hui éteint, au nord, et le volcan de la Fournaise, actif, au sud. Les phénomènes érosifs sur l'ancien volcan ont créé trois cirques et des ravines. La succession des phases éruptives, les variations du

**Jean-Marie Cremer**  
Administrateur délégué  
Bureau Greisch  
(Belgique)

**Jean-Yves Del Forno**  
Responsable cellule  
Ouvrages d'art  
Bureau Greisch  
(Belgique)

**Jean-François Klein**  
Administrateur  
Bureau T Ingénierie  
(Suisse)

**Anne Bouvard**  
Expert géotechnique  
Coyne & Bellier

**Frédéric Zirk**  
Architecte

**Jacques Mossot<sup>1</sup>**

1. Directeur scientifique demathieu & bard pendant la construction

Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine à la Réunion.  
La conception

Photo 2

La ravine Fontaine depuis Saint-Leu  
*Fontaine Ravine from Saint-Leu*



Figure 1

Profil en long au droit du pont  
*Longitudinal section at the bridge level*

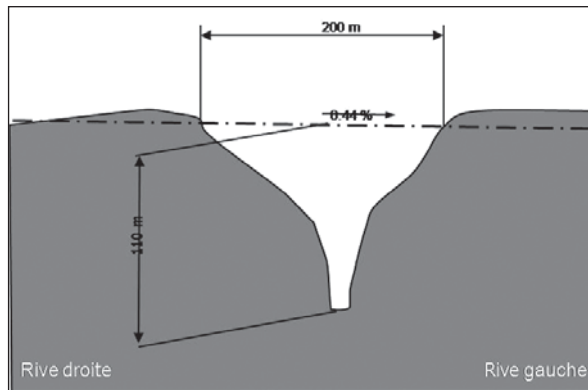


Photo 3

Alternance basalte scories  
*Alternation of basalt and scoria*

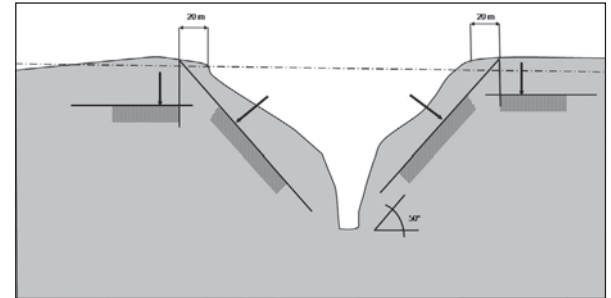
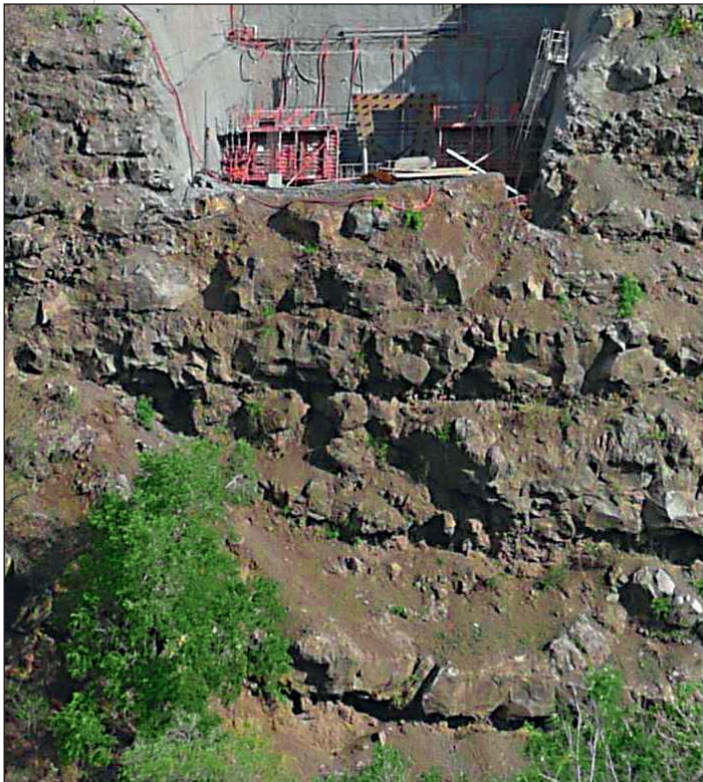


Figure 2

Zones d'appui possible  
*Possible bearing areas*

niveau de la mer et l'érosion ont permis le développement d'altérations pédologiques qui ont conduit à un empilement de coulées de basalte et de scories [1]. À l'ouest de l'île, les flancs de l'ancien volcan sont constitués de pentes inclinées à environ 15° sur l'horizontale et sont soumis depuis l'effondrement à une érosion continue. Cette érosion a donné et donne lieu à la formation de vallées de largeur et de profondeur variables : les ravines.

■ Programme et contraintes

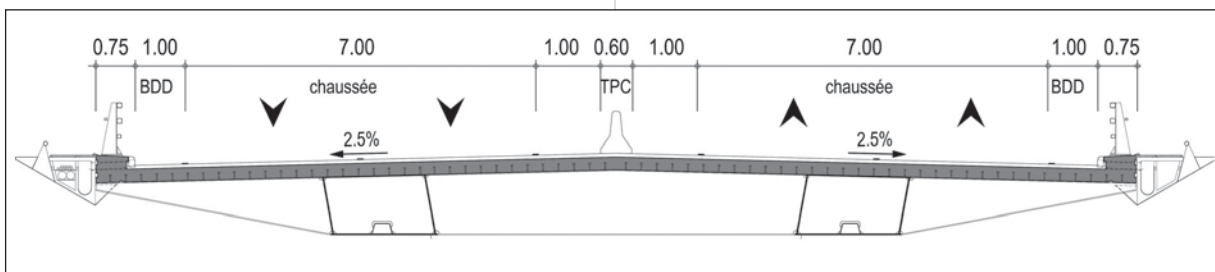
Implantation et profil en long

La Route des Tamarins évolue sur les flancs du volcan, à environ 1 km du littoral et à une altitude proche de 300 m. Elle doit franchir à proximité de Saint-Leu la ravine Fontaine qui présente au droit de la route, une ouverture de 200 m à 110 m au-dessus du sol (photo 2 et figure 1).

Contexte géologique et géotechnique déterminant

Les caractéristiques géotechniques et géologiques ont été déterminantes pour les choix conceptuels de l'ouvrage. Par ses origines volcaniques, le sous-sol est essentiellement constitué d'une alternance de bancs de basaltes, plus ou moins fracturés, et de poches de scories. Les basaltes possèdent généralement d'excellentes caractéristiques mécaniques, tandis que les scories, matériaux pulvérulents, présentent des raideurs et des résistances beaucoup moins importantes. Sur cette matrice particulièrement hétérogène les reconnaissances préliminaires décèlent généralement mal le véritable faciès géologique qui sera rencontré à l'ouverture des fouilles.

Les nombreuses reconnaissances ont néanmoins permis d'établir les zones d'appui possibles de l'ouvrage, et guider sa conception.



**Figure 3**  
Coupe transversale fonctionnelle  
*Functional cross section*

Le jeune âge des ravines et l'érosion toujours active fait encore évoluer le profil des falaises, par sous-cavage des poches de scories sous les bancs de basaltes durs, entraînant notamment des décrochements progressifs de blocs de basaltes. C'est pourquoi il fallait impérativement respecter une certaine distance des bords de la ravine pour implanter toute fondation.

Après avoir cartographié les couches géologiques, les géotechniciens de Coyne et Bellier ont optimisé le tracé initialement prévu sur un éperon rocheux qui apparaissait instable. Les règles de base initiales suivantes ont alors été définies (figure 2) :

- pour un pont dont les réactions auraient été verticales, la zone d'appui devait se trouver à l'arrière d'une zone présentant un recul de 20 m par rapport au bord des falaises et trouver une dalle de basalte suffisamment épaisse permettant la diffusion des réactions d'appui;
- pour un pont à réactions inclinées (type pont en arc ou pont à béquille), une zone suivant la pente d'équilibre naturel devait être considérée comme instable, alors qu'une surface d'appui derrière cette zone était acceptable, pour autant qu'il soit possible de trouver un ou plusieurs bancs de basaltes en mesure d'équilibrer la composante horizontale (photo 3 et figure 2).

### Conditions climatiques

L'océan Indien est régulièrement soumis, de décembre à avril à des cyclones tropicaux. Ces tempêtes, qui s'abattent de manière aléatoire sur la Réunion, donnent lieu à des vents particulièrement violents, pouvant atteindre localement en rafales des vitesses proches de 300 km/h rendant le dimensionnement de l'ouvrage au vent turbulent indispensable. Le CSTB a été chargé de définir les modèles de vent par des études en soufflerie sur des maquettes topographiques, et leur impact sur les ouvrages exceptionnels, par des études en soufflerie sur des maquettes de section d'ouvrage [2].

L'île de la Réunion est située dans une zone tropicale rendant l'application des règles habituelles de variations de température en France métropolitaine non applicables [2].

### Environnement

Par ailleurs, l'île de la Réunion abrite une flore et une faune endémiques remarquables et de nombreuses espèces protégées. Et notamment les puffins de Baillon qui nichent et se reproduisent dans les interstices et fractures des bancs de basaltes. Il était donc important d'identifier leurs zones de nidification afin de les préserver durant les phases de chantier.

### Coupe transversale fonctionnelle

La largeur totale de l'ouvrage (intérieur corniches caniveaux) est de 20,10 m comprenant deux chaussées de 7 m dans chaque sens, un îlot central de protection type DBA, deux bandes latérales de dégagement de 1 m de large ainsi que deux longrines latérales de 75 cm supportant les dispositifs BN4 (figure 3). L'assainissement de l'ouvrage est assuré par le biais de corniches caniveaux métalliques rapportées à l'extérieur des longrines des BN4.

## ■ Conception de l'ouvrage

### Type d'ouvrage

La conception de l'ouvrage résulte d'un travail commun entre architectes et ingénieurs. La structure finale adoptée est une réponse parfaite aux contraintes et aux sollicitations, tout en étant élégante et très bien intégrée au paysage.

### Impact paysager

La lecture du site révèle une homogénéité et une régularité des pentes de l'ordre de 15° allant vers l'océan, à l'intérieur desquelles se découpent discrètement les ravines, et ce malgré leurs dimensions impressionnantes. Ainsi, intégrer au mieux l'ouvrage dans les flancs de la ravine sans le faire émerger de l'environnement naturellement était l'enjeu principal.

### Choix du type de structure

L'enseignement tiré de la lecture du site et de l'analyse des données géologiques a conforté les concepteurs dans leur première impression : la solution qui s'impose

Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine à la Réunion.  
La conception

Figure 4

Principe architectural de l'élevation de l'arc  
Schematic architectural drawing of arch elevation

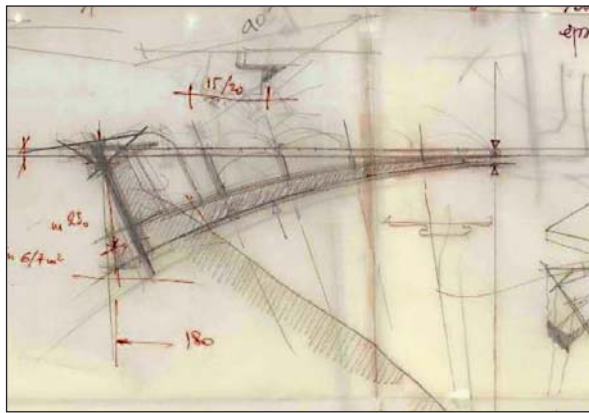


Figure 5

Évolution de la coupe transversale  
Evolution of the cross section

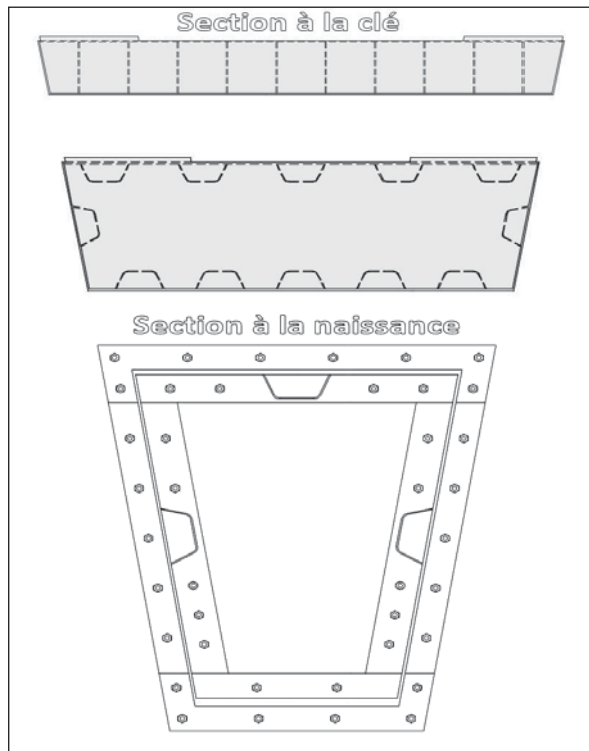


Figure 6

Coupe longitudinale  
Longitudinal section

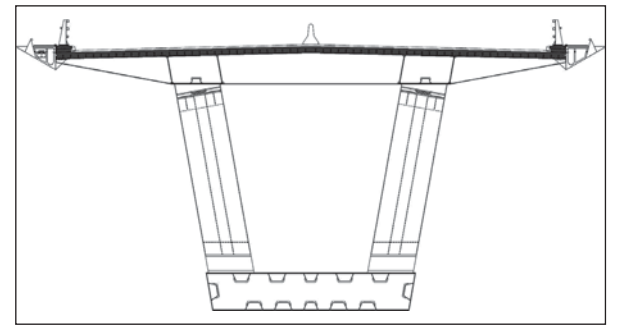
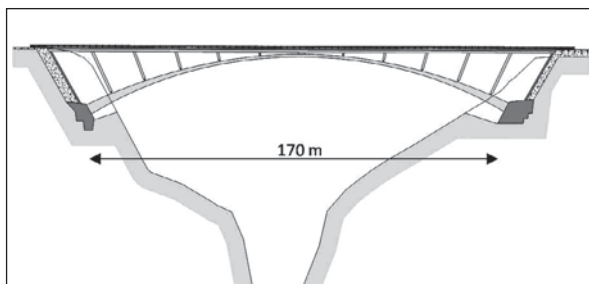


Figure 7

Coupe transversale  
Cross section



est un arc inférieur s'intégrant dans la ravine en s'appuyant sur ses flancs. C'est également le type de structure qui permet le franchissement le plus court et le plus rationnel. La pureté de sa ligne expressive et son cheminement des efforts en font une œuvre en soi [3].

**Parti technique et architectural**

Dans son principe, un pont en arc est soumis à un effort de compression à peu près constant. Il est donc logique de le concevoir de section constante.

Longitudinalement, compte tenu de son élancement, l'encastrement de l'arc est soumis à des moments de flexions importants sous surcharges. Ainsi, pour améliorer l'effet d'encastrement dans les massifs de fondations et dans les bancs de basaltes, la hauteur de la section a été augmentée aux naissances, ce qui a permis de la diminuer en clé et d'apporter une grande finesse à l'ouvrage.

Transversalement, l'arc est principalement soumis aux effets du vent. Il se comporte comme une poutre appuyée à ses deux extrémités, avec un moment de flexion maximum en clé. La largeur de sa section évolue proportionnellement à ce moment de flexion.

Ces principes ont permis d'inscrire parfaitement la section de l'arc entre deux plans inclinés (figures 4 et 5). La géométrie de l'arc ainsi définie a servi de base pour la construction des pilettes et du tablier.

Le tablier mixte acier-béton est composé de deux petits caissons métalliques de 2 m de haut et de 2 m de large. Ils sont entretoisés tous les 4 m pour supporter la dalle de roulement en béton armé. Ils sont par ailleurs supportés par des pilettes rayonnantes comme le soleil, émergeant du centre du cercle défini par l'axe de l'arc. Les pilettes inclinées ainsi que les caissons du tablier s'inscrivent dans les deux plans de construction de l'arc.

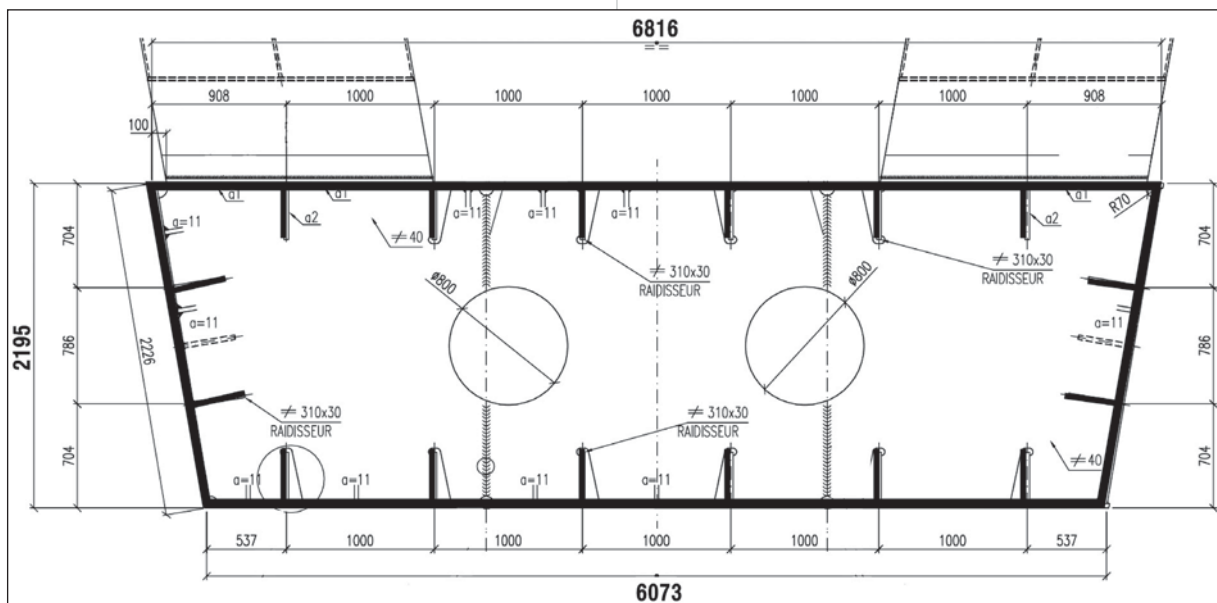


Figure 8  
Section de l'arc  
Section of the arch

L'ensemble ainsi défini, à partir de formes très simples et fondamentales, dégage une remarquable pureté. Décrire la structure comme s'inscrivant dans un volume en forme de tranche d'orange ou de pastèque suggère immédiatement la forme naturelle de son concept, malgré sa complexité géométrique dans l'espace (figures 6 et 7).

## Technologie de l'arc

### Flèche et élancement

Pour un arc courant, la flèche est souvent guidée par des considérations économiques. Elle est généralement comprise entre 1/5 et 1/6 de la portée. L'arc de la ravine Fontaine répond à d'autres paramètres dont est issu l'élancement particulier adopté :

1. Les fondations doivent trouver appui sur des bancs de basaltes suffisamment rigides pour encaisser la poussée de l'arc.
  2. Le caractère abrupt des falaises rend les terrassements et l'accès au fond de fouille particulièrement délicat. Il faut limiter leur profondeur au maximum.
  3. Esthétiquement, les rapports économiques conduisent à un aspect manquant un peu de « dynamisme ».
- En choisissant de diminuer le rapport d'élancement jusqu'à 1/7,5, soit une flèche de 22,50 m pour une portée de 170 m, l'équipe de maîtrise d'œuvre a parachevé la légèreté et l'élégance de l'ouvrage.

### Composition structurelle

L'arc est un caisson métallique dont la hauteur varie de 5 m à la naissance à 1 m en clé. Sa largeur moyenne varie respectivement de 3 à 10,50 m (figure 8).

Les quatre faces du caisson sont constituées de pan-

neaux raidis au moyen de plats. Ces panneaux ont été vérifiés en appliquant l'Eurocode 3, parties 1-5, en tenant compte du comportement combiné plaque-colonne, le comportement « colonne seule » prenant le pas sur le comportement mixte lorsque la largeur des panneaux devient suffisamment importante.

### Le tablier

Les deux petits caissons du tablier sont également métalliques, tout comme les entretoises disposées tous les 4 mètres.

### Les pilettes

Deux par deux et disposées tous les 16 m au niveau du tablier, les pilettes reportent les charges en provenance du tablier sur l'arc. Elles sont munies d'articulations à leurs deux extrémités afin de ne subir que des efforts normaux. En effet, sous l'action des charges dissymétriques (un demi-pont chargé longitudinalement), l'arc travaille uniquement en flexion et se déforme notablement, induisant des rotations relatives importantes, notamment en pied de pilettes. Un encastrement à cet endroit aurait imposé une flexion des pilettes non compatible avec leur résistance au flambement.

Dans un premier temps, des appuis à pot d'élastomère ou à calotte avaient été imaginés pour assurer cette fonction, mais dans le souci de limiter la maintenance (inspection, entretien et remplacement), les appuis à l'interface avec le tablier sont réalisés au moyen de grains acier sur acier, et les appuis à l'interface avec



Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine à la Réunion.  
La conception

Figure 9

Appui supérieur à grain  
(tablier sur pilette)  
Upper disc bearing  
(deck on small pier)

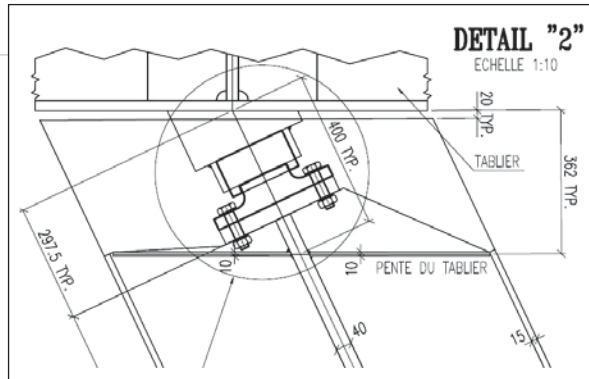


Figure 10

Appui inférieur mécanique  
sur l'arc  
Lower mechanical bearing  
on the arch

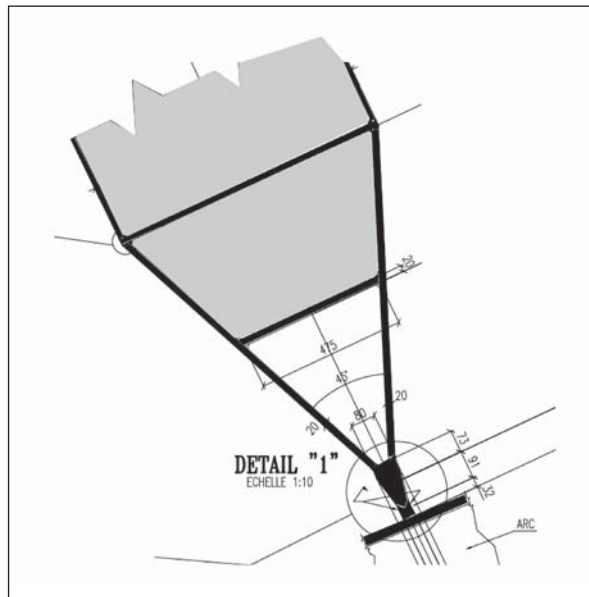


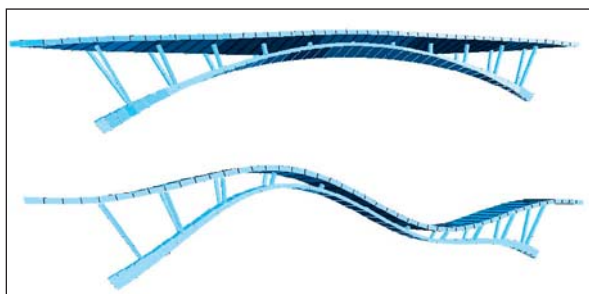
Photo 4

Maquette du relief  
Model of the relief



Figure 11

Modes propres de vibration  
Natural vibration modes



l'arc sont réalisés au moyen d'un assemblage soudé (figures 9 et 10).

Si le fonctionnement de l'appui à grain est relativement évident (roulement d'une surface sur l'autre), le fonctionnement de l'appui inférieur mécanique est basé sur la souplesse des tôles qui le composent. Ces dernières, non diaphragmées, fléchissent et absorbent les rotations imposées. Il était nécessaire de les vérifier sous les effets de flexion composée, en tenant compte des phénomènes d'instabilité, et d'appréhender correctement la fatigue.

### ■ Les études au vent

Les phénomènes cycloniques sont extrêmement fréquents à la Réunion. Une grande attention a dès lors été portée sur ce sujet dès le début des phases de conception et différentes études ont été menées par le CSTB à Nantes [2] :

- détermination par calcul numérique des vitesses de vent caractéristiques sur le site de l'ouvrage à partir des vitesses de vent caractérisées par les normes, en particulier l'ENV 1991-2-4, au moyen de modèles prenant en compte la topographie de la ravine ;
- détermination expérimentale (par essais en soufflerie atmosphérique) des caractéristiques de vents moyens et de leur turbulence ;
- mesure en soufflerie des coefficients aérodynamiques de l'ouvrage dans diverses configurations (avec/sans équipements).

Ces études et mesures préalables ont permis l'établissement d'un modèle de vent turbulent à utiliser dans le calcul dynamique de l'ouvrage en phases de service et de construction. Il est ainsi conçu pour résister sans dommage à des vents d'une période de retour de 50 ans en service et de 10 ans en phase de construction (photo 4 et figure 11). ■

### Bibliographie

- [1] B. Bescond, P. Azémard, B. Gaudin – Géologie et géotechnique à la Réunion : les particularités du sous-sol de l'île volcanique – Travaux n° 823, Route des Tamarins, pages 117 à 125.
- [2] G. Grillaud, Ch. Barré, M. Kahan – Actions des vents cycloniques de la Route des Tamarins – Travaux n° 823 Route des Tamarins, pages 126 à 133.
- [3] D. Désveaux – Le pari de l'impossible. La Route des Tamarins à la Réunion – Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées 2008, 192 pages – ISBN 978-2-85978-440-9.

# Un arc métallique au-dessus à la Réunion

## La réalisation du viaduc

Photo 1

Vue de la ravine Fontaine avant construction du viaduc

View of Fontaine Ravine before construction of the viaduct



### ■ Des contraintes et des hommes (photo 1)

L'ouvrage a été construit en enchaînant les trois séquences de réalisation suivantes :

- les massifs d'appui de l'arc et les culées;
- l'arc métallique, les pilettes et la partie métallique du tablier;
- le hourdis en béton armé du tablier.

Les premières réunions du groupement d'entreprises – demathieu & bard (mandataire), GTOI et Cimolai S.p.A. – ont été consacrées à la méthode de montage de la charpente métallique.

Au moment de la soumission, la méthode proposait de réaliser chaque demi-arc quasi verticalement, puis de les mettre en place par rotation autour d'une articulation provisoire placée au niveau des massifs.

Cette solution devait permettre de monter la charpente par temps calme, d'assurer la sécurité de chaque demi-arc en période cyclonique, puis de les basculer après cette période. Ce procédé a déjà fait ses preuves sur plusieurs ouvrages, notamment sur l'arc du pont de l'Argentöbel (figure 1).

Au moment de l'exécution, le groupement a constaté que les hypothèses de cette solution ne pouvaient pas être vérifiées du fait de l'allongement des délais de livraison des tôles. Il a donc proposé de réaliser le montage de l'arc, des pilettes et de la partie métallique en encorbellement à partir de chaque massif d'appui, ce qui suppose une triangulation provisoire pour former un treillis suffisamment rigide, et la reprise des efforts de traction apparaissant au niveau du tablier au droit de chaque culée.

Pour compenser les retards de livraison des tôles, il a été décidé de continuer le montage de la charpente pendant la période cyclonique tout en vérifiant son comportement aux vents extrêmes.

### ■ Études de l'ouvrage

Pendant les études d'exécution deux difficultés se sont présentées :

- définir des hypothèses géotechniques raisonnables pour les appuis des massifs, le clouage pendant les phases de terrassement et la stabilité de l'ouvrage en phase de construction;
- appliquer l'Eurocode 3 sur un ouvrage complexe pour lequel les effets du vent turbulent et les amplifications de second ordre ne peuvent pas être négligés dans la justification de la résistance de l'ouvrage.

Figure 1

Proposition de construction de l'arc à l'appel d'offres

Arch construction proposal in the invitation to tender

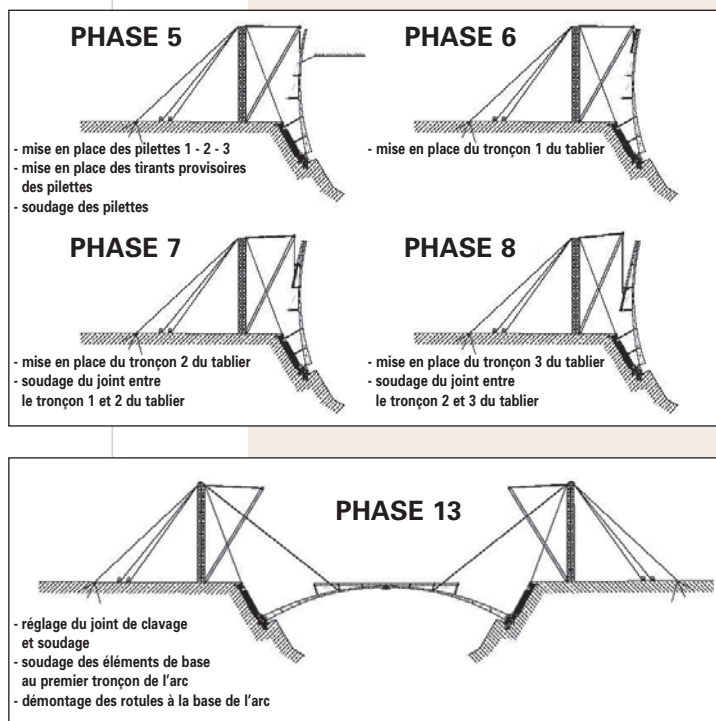


Tableau I

Caractéristiques  $c'$  et  $\varphi'$

Characteristics  $c'$  and  $\varphi'$

Jeu de $\varphi'$ et $c'$	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	
	Jeux 1 et 2	Jeu 1	Jeu 2
Limons	25	5	5
Scories	35	0	15
Mugéarites	45	50	90
Basalte pintade	40	50	80

# de la ravine Fontaine

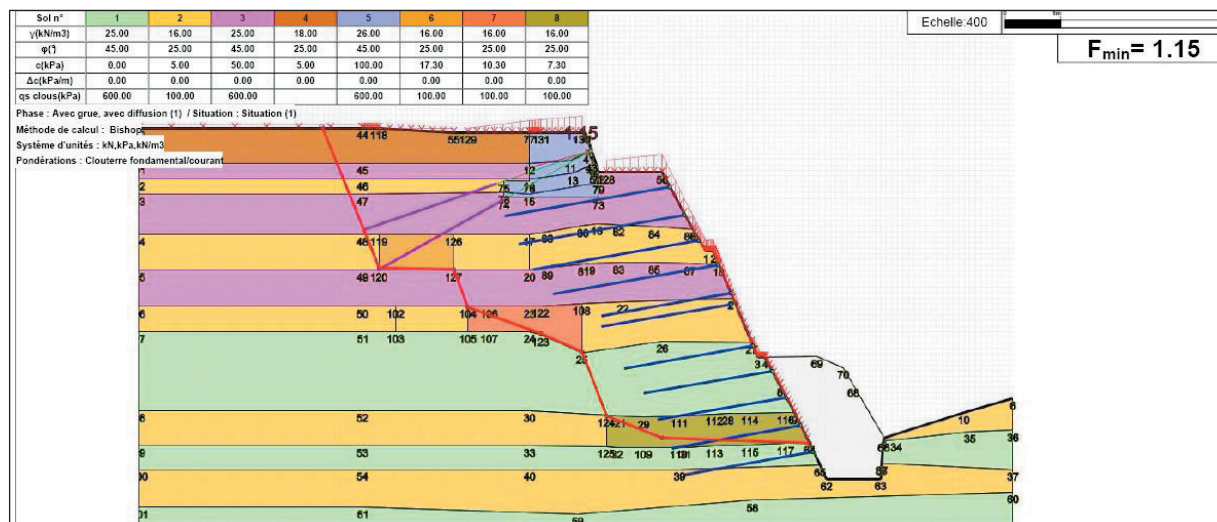


Figure 2

Vérification de la stabilité sous un massif d'ancrage de l'arc pendant sa construction pour la ligne de rupture « d »  
 Verification of stability under an arch anchoring block during its construction for failure line "d"

## Stabilité générale des culées

Le problème préalable est celui de quantifier les caractéristiques mécaniques de rupture des différents terrains, sols ou roches.

Deux jeux de données (cf. tableau I) ont été successivement essayés.

Une sécurité de 0,84 obtenue avec le jeu de caractéristiques n° 1, bien que pouvant refléter une instabilité possible à très long terme, a été jugée trop pessimiste pour dimensionner les culées au regard de la stabilité générale. Pour mieux appréhender le comportement des matrices rocheuses, les cohésions  $c'$  ont été relevées, si bien que le coefficient de sécurité était voisin de 1. Le jeu de données n° 2 a finalement été retenu, donnant un coefficient de 1,02 pour l'état naturel.

L'hétérogénéité des couches de terrain nécessite d'admettre que les raideurs servant à justifier l'encastrement de l'arc peuvent varier tant verticalement que transversalement.

Les calculs de l'ouvrage sont faits avec des raideurs moyennes. Leurs variations possibles dans les deux directions sont introduites dans le modèle de calcul de l'ouvrage comme des déplacements et des rotations complémentaires.

Pour compléter l'étude, il a été effectué une modélisation par éléments finis, en bidimensionnel, avec le logiciel PLAXIS. On a utilisé le jeu de caractéristiques n° 2 pour la culée rive gauche.

Le premier résultat indique qu'on ne peut pas obtenir la convergence des calculs pour la géométrie du talus naturel, même en dotant les formations rocheuses d'une résistance à la traction (pour  $R_t = 15$  kPa).

Cependant, le mécanisme critique n'est pas un mécanisme d'instabilité générale de type rupture circulaire, mais local, d'extrusion des bancs de scories de la falaise supérieure. Il a été admis que ce mécanisme ne compromettrait pas la stabilité générale de la culée, dans la mesure où il est repris par un clouage des flancs des zones terrassées.

## Stabilité d'ensemble pendant la construction d'un demi-arc

En phase de construction, les deux demi-arcs constituant l'ouvrage sont en porte-à-faux maximum juste avant le clavage. Un effort de traction, de 23000 kN, incliné à 25° sur l'horizontale, s'exerce alors sur le massif supérieur de fondation. Pour le reprendre, l'entreprise Solétanche Bachy a réalisé 20 tirants d'ancrage pré-contraints, de capacité 130 t, de longueur libre 9 m et de longueur scellée 13 m.

## Justification de la stabilité du massif et du coin de terrain associé (figure 2).

L'étude suivant les schémas classiques de coin de rupture, soit circulaire, soit plan, s'est avérée mal adaptée. D'une part parce que le développement de lignes de rupture d'inclinaison continue entre scories et bancs basaltiques apparaît peu réaliste, d'autre part parce que ces coins sont « plans » selon un plan de coupe vertical,

**Jean-Yves Del Forno**  
 Responsable de la cellule  
 Ouvrages d'art  
 Bureau Greisch  
 (Belgique)

**François Bachy**  
 Chef de projet  
 Bureau Greisch  
 (Belgique)

**Jean-François Klein**  
 Administrateur  
 Bureau T Ingénierie  
 (Suisse)

**Brice Charlier**  
 Directeur de travaux  
 GTOI

**Andrea Tessari**  
 Directeur technique  
 Cimolai S.p.A.

**Denis Rigault**  
 Directeur technique  
 structures  
 Arcadis

**Pascal Andrieux**  
 Consultant  
 en géotechnique

**François Baguelin**  
 Directeur technique  
 Fondasol

**Jacques Daquin**  
 Responsable méthodes  
 demathieu & bard

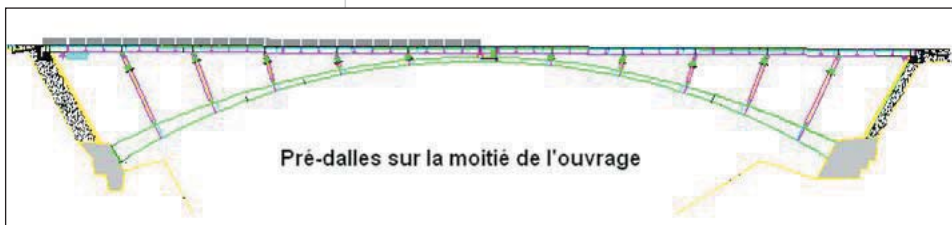
**Jacques Mossot<sup>1</sup>**

1. Ancien directeur scientifique de demathieu & bard

Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine à la Réunion.  
La réalisation du viaduc

**Tableau II**  
Résultats des calculs  
TALREN : valeur  
du coefficient de  
sursécurité F  
Results of Talren  
calculations:  
value of safety  
margin factor F

Calculs des coefficients de sécurité pour différentes phases de calculs	Ligne b RG03b	Ligne c RG03c	Ligne d RG03d
Phase 1 : grue avec diffusion en plan	1,56	1,23	1,15
Phase 2 : sans grue, avec diffusion	1,76	1,29	1,2
Phase 3 : sans grue, avec le terme de cohésion $\Delta c$	1,6	1,12	1,08
Phase 4 : sans grue, pas de diffusion	1,57	1,08	1,06



Pré-dalles sur la moitié de l'ouvrage

**Figure 3**  
Pose des prédalles sur  
la moitié de l'ouvrage. Coefficient  $\alpha_{cr} > 4$   
Placing precast slabs on half of the structure.  
Coefficient  $\alpha_{cr} > 4$

alors que l'aspect tridimensionnel est très important dans ce cas.

Pour surmonter ces difficultés, en maintenant comme outil de base le calcul en rupture plane du logiciel TALREN, la méthode d'étude suivante a été mise au point, en considérant :

- des surfaces de rupture composites constituées de plusieurs plans, l'inclinaison étant liée au type de terrain traversé, roche ou sol;
- un épanouissement horizontal de la surface de rupture suivant un angle de 27°, ce qui correspond à une diffusion horizontale des efforts résistants suivant une pente de 0,5.

Les caractéristiques mécaniques de rupture prises en compte sont les suivantes :

- pour les scories et les limons superficiels :  $c' = 5 \text{ kPa}$   
 $\varphi' = 25^\circ$ . À noter la valeur plus pessimiste que dans l'étude précédente de l'angle de frottement des scories;
- le long des lignes de fracturation à 68° dans les bancs rocheux :  $c' = 0 - \varphi' = 45^\circ$ . (tableau II).

**Stabilité de forme de l'ouvrage**

La vérification de l'arc métallique du viaduc de la Ravine Fontaine a été menée en tenant compte de l'amplification des moments de flexion associée aux effets du deuxième ordre conformément aux prescriptions de l'Eurocode ENV 1993-1. Nous avons pris en considération les phases critiques de la construction de

l'ouvrage ainsi que différents chargements de service adaptés aux sections d'études de l'arc. Nous nous intéressons ici au comportement global de l'ouvrage

L'analyse est menée à l'état limite ultime sur un modèle Hercule à barres de la structure, dans lequel on tient compte en particulier des points suivants :

- la fissuration du béton du tablier;
- le module effectif du béton en fonction des contributions respectives des charges permanentes et des charges instantanées;
- la souplesse des fondations;
- la déformée sous charge complétée d'une déformée initiale de l'arc (calculs au deuxième ordre).

Dans les vérifications en construction, la phase de mise en place des prédalles du tablier avant coulage final du hourdis est critique. En effet, une des contraintes imposait de pouvoir mettre en place l'ensemble des prédalles avant de débiter le coulage ce qui revenait à imposer le demi-poids du hourdis béton sans bénéficier de sa contribution à la rigidité transversale d'ensemble.

Qu'il s'agisse des charges de construction ou des charges de service, l'étude se fait en deux temps. Tout d'abord, une analyse au premier ordre fournit les modes de flambement sous les charges appliquées ainsi qu'un coefficient d'amplification critique  $\alpha_{cr}$  indiquant la valeur par laquelle il faudrait multiplier le chargement ultime pour atteindre la charge critique de flambement Eulerien (instabilité élastique pure).

Puis on procède à un calcul non linéaire en grands déplacements de chaque configuration de charge ultime associée à une déformée initiale. On itère le calcul de la structure jusqu'à stabilisation de la déformée pour déduire l'amplification du moment de flexion.

Dans cette deuxième étape, la déformée initiale appliquée est affine de la figure de flambement au premier ordre sous le même cas de charge.

D'un strict point de vue réglementaire, si les valeurs de  $\alpha_{cr}$  obtenues à la première étape sont supérieures à 4 [ENV 1993-1-1 § 5.2.6.2 (4)], on peut se contenter de vérifier les sections de l'arc en amplifiant les moments

de flexion par le coefficient :  $\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$

Deux situations les plus critiques étudiées concernent la pose des prédalles (figure 3).

Une étude au deuxième ordre avec déformée initiale a été menée pour les cas affichant les coefficients  $\alpha_{cr}$  les plus faibles. Nous avons déduit pour ces phases de

construction, une amplification du moment de flexion latéral  $k_{fy}$  de l'ordre de 1.10 et une amplification  $k_{fv}$  des moments de flexion verticale de l'arc valant 1.20.

En situation d'exploitation, les mêmes calculs ont été élaborés. Une première analyse avec un nombre réduit de cas de charges a montré qu'il était indispensable d'effectuer le calcul de l'amplification des moments en grands déplacements sous effets du deuxième ordre car on obtenait des coefficients  $\alpha_{cr}$  inférieurs à 4 (de l'ordre de 3,25 sous certains cas de charges). De plus il est apparu qu'il convenait d'étudier la valeur du coefficient d'amplification pour chaque section en pied de pilette afin d'approcher le plus finement possible une valeur correcte dans chaque partie de l'arc.

La prise en compte des effets du second ordre est bien sûr indispensable pour la vérification d'une structure fine, elle montre même que cet effet peut être anticipé au stade des études préliminaires en adoptant une amplification forfaitaire de l'ordre de 20 % des moments agissants pour affiner l'estimation des quantités.

Si on tient compte de la combinaison de l'effort normal avec le moment de flexion, on a rarement dépassé, en section brute, une amplification de la contrainte de flexion composée de l'ordre de 1.10.

Quelques renforcements des épaisseurs de tôles ont été adoptés à la suite de ces études en particulier en pied de pilette P4.

## ■ Réalisation des massifs d'appui de l'arc et des culées

### Terrassements et confortement provisoire

Les travaux ont débuté en octobre 2006. Les terrassements et confortements associés se sont déroulés par passes successives de 2,50 m à l'aide d'une grue à tour pour le marinage des matériaux (à la benne) et la manutention du matériel et matériaux nécessaires aux confortements, avec un poids du matériel d'exécution limité à 8 t.

Le cycle type de production comprenait les opérations suivantes :

- 1) Minage de la passe.
- 2) Marinage des matériaux.
- 3) Réalisation des ancrages passifs.
- 4) Réalisation du béton projeté.

L'extrême hétérogénéité des terrains rencontrés a eu plusieurs conséquences sur le déroulement des travaux :

- la nécessité de mobiliser une pelle de 22 t au lieu de la minipelle initialement prévue, afin de procéder au fractionnement secondaire des déblais et au reprofilage des parois, cette pelle restant en fond de fouille lors des tirs de minage (photo 2);
- l'hétérogénéité des couches de terrain rend délicate la détermination des charges de minage. Pour éviter que des blocs soient projetés en fond de ravine, des grillages en filets ASM recouvrent le terrain;
- l'adaptation de la méthode d'exécution des ancrages passifs; ces derniers atteignant 15 m de long, la tenue des matériaux scoriacés, initialement prévue par tubage du forage, conduisait au blocage du train de tige. L'alternative a consisté à utiliser des clous autoforants;
- l'adaptation du voile tympan en fonction des profils de terrassements obtenus (photo 3).



Photo 2

Tir de minage en avril 2007

Blasting in April 2007



Photo 3

Forage des clous en mai 2007

Nail drilling in May 2007

Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine à la Réunion.  
La réalisation du viaduc

Photo 4

Fond de fouille en rive gauche. Nettoyage de la purge en juillet 2007

Bottom of excavation on the left bank. Cleaning the rock removal area in July 2007

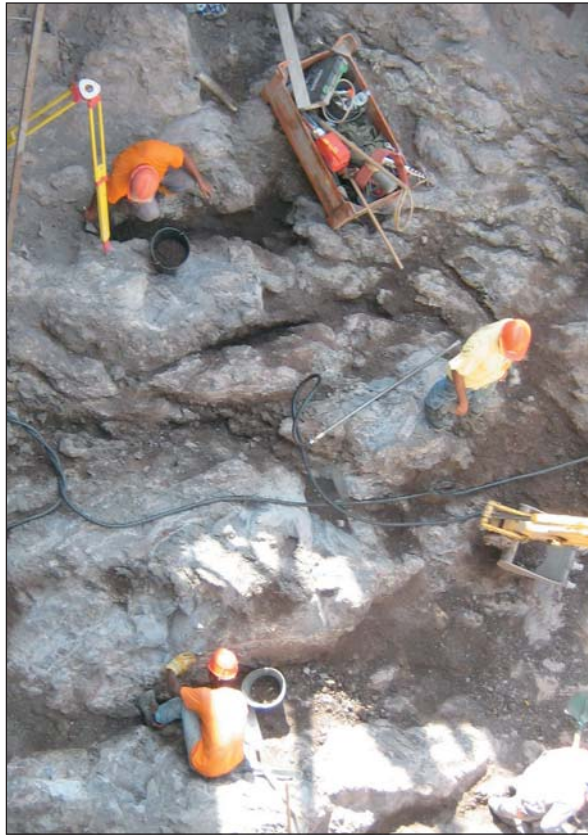


Photo 5

Première phase de réalisation du massif de fondation de l'arc en rive droite

First stage of construction of the arch foundation block on the right bank



Photo 6

Réalisation du voile-tympan

Execution of the front shear wall



Par ailleurs, le terrain situé à l'arrière des massifs de fondations de l'arc a fait l'objet d'injections de consolidation, ces injections minimales ayant pour but de combler d'éventuelles failles à l'arrière des massifs.

En rive gauche, la présence de terrains scoriacés et de dalles de basalte fracturées sous l'assise du massif de fondation, combinée à un risque d'évolution de la falaise sous-jacente ont conduit à la substitution du terrain sur une hauteur de 3,5 m et à des injections de consolidation sur une profondeur supplémentaire de 8 m (photo 4).

**Le génie civil des culées**

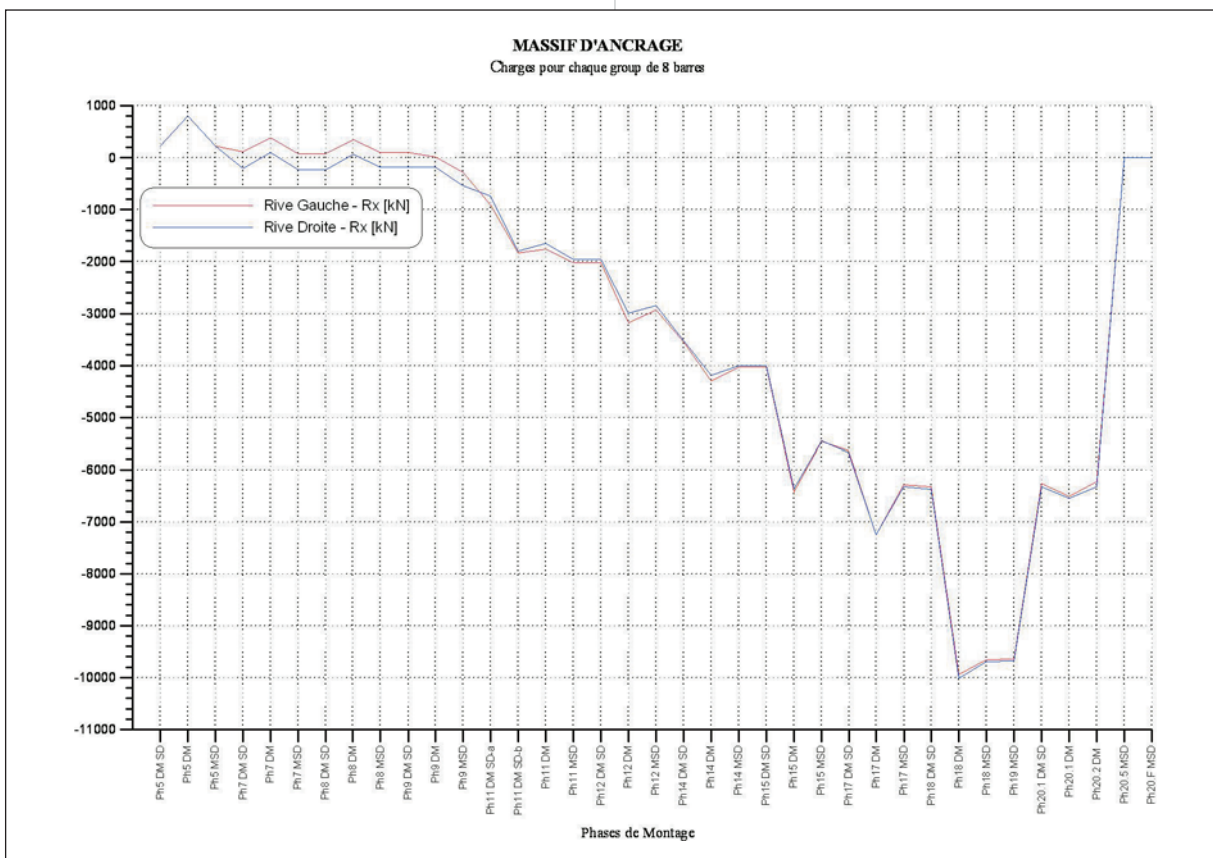
Les massifs de fondations de l'arc représentent respectivement des volumes de 1400 m<sup>3</sup> en rive droite et 900 m<sup>3</sup> en rive gauche. Chaque massif comporte 52 barres de précontrainte pour ancrage de l'arc au massif de fondation. Les massifs ont été bétonnés en deux plots, un premier plot en forme de U permettant le positionnement d'un gabarit de pose des barres d'ancrages, celles-ci étant noyées dans le second plot de bétonnage. La liaison entre les deux plots a été améliorée en prévoyant des clés. Les barres de précontrainte HSL M76 et M56 liant chaque pied d'arc avec son massif d'appui ont été fournies par Étic (photo 5).

Le voile tympan, d'une épaisseur de 40 cm, a été réalisé au moyen d'un coffrage grim pant par levées de 3 m, avec ajout successif de clés de coffrage afin de réaliser les pilettes béton en forme de V servant d'appui aux extrémités du tablier (photo 6).

Le marché prévoyait initialement la réalisation d'un remblai stabilisé entre le voile tympan et la paroi en béton projeté. Si cette disposition a effectivement été mise en œuvre sur la rive droite, la rive gauche a fait l'objet d'une adaptation. En effet, les calculs ont démontré un risque d'instabilité de la falaise en phase construction. Pour y remédier la solution retenue a été de supprimer le remblai stabilisé pour le substituer par une structure à échelle, constituée du voile tympan, d'un voile « arrière » contre la paroi en béton projeté et de dalles préfabriquées posées à chaque levée. Cette adaptation a permis de réduire la contrainte appliquée sur la face d'appui horizontale du massif de fondation.

La culée haute, comprenant le mur garde-grève et les structures latérales, est caractérisée principalement par ses parements de coffrage architectoniques.

Pour reprendre les efforts de traction dus à la stabilisation de chaque demi-arc il a fallu réaliser des massifs de



**Figure 4**  
Efforts de traction sur le massif de stabilisation pendant la construction d'un demi-arc en encorbellement  
*Tensile loads on the stabilisation foundation block during construction of a half-arch by cantilever technique*

stabilisation à l'arrière des culées pouvant reprendre un effort maximum de 2100 t au moment de la pose des tronçons d'arc du clavage. La pose de ces éléments s'est faite sous couverture météorologique. Une procédure de suivi des déplacements de ces massifs de stabilisation a été mise en œuvre pour toutes les phases de construction (figure 4 et photo 7).

## ■ Réalisation et pose de la charpente métallique

### Fabrication en atelier

L'ouvrage a été entièrement fabriqué en Italie dans les ateliers de la société Cimolai S.p.A. près de Venise et transporté en 2 voyages sur l'île de la Réunion au port de la Pointe des Galets par voie maritime. Compte tenu des conditions d'accès aux aires de chantier sur l'île, extrêmement difficiles, l'ouvrage a été subdivisé en pièces élémentaires dont les dimensions n'excèdent jamais 12 m en longueur et 2,50 m en largeur et en hauteur. Ces contraintes se sont avérées particulièrement pénalisantes pour les 12 éléments constitutifs de l'arc qui, en fonction des différentes sections, ont été décomposés transversalement en trois ou quatre sous-éléments.



**Photo 7**  
Massif de stabilisation terminé  
*Completed stabilisation foundation block*

## Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine à la Réunion. La réalisation du viaduc



**Photo 8**  
Réalisation  
d'un tronçon en atelier  
*Construction  
of a section in workshop*

Pour garantir une correcte reconstitution de la géométrie en chantier, l'arc a été entièrement préassemblé en atelier (photo 8).

Toutes les surfaces métalliques extérieures de l'ouvrage ont été traitées contre la corrosion par application, en atelier, de deux couches de peinture.

Les surfaces intérieures ont quant à elle été protégées par application d'une seule couche de base servant à éviter la détérioration du métal pendant le transport maritime.

En effet, contractuellement, les surfaces internes de tous les éléments en caisson n'étaient pas prévues traitées puisque les caissons sont, à terme, hermétiquement clos. La couche de finition (dont la couleur noire opaque choisie par les architectes) a entièrement été appliquée sur chantier.

### Montage sur site

Le choix de la méthode d'assemblage a été sans aucun doute une partie à la fois complexe et intéressante du projet. De nombreuses et diverses difficultés ont dû être prises en compte, notamment :

- la complexité géométrique et statique même de l'ouvrage;
- les caractéristiques morphologiques du site;
- les contraintes environnementales à respecter;
- les conditions climatiques extrêmes (en particulier les vents cycloniques et le fort ensoleillement);
- les dimensions réduites des aires de montage mises à disposition;

- l'indisponibilité sur l'île, de moyens de levage de forte capacité.

Une étude approfondie et l'analyse de diverses solutions ont été nécessaires pour arriver à trouver le compromis, économiquement soutenable, permettant de satisfaire à toutes les contraintes (figure 5).

Au final, la méthode de montage adoptée a consisté à poser les différents éléments constitutifs de l'ouvrage directement en position définitive en procédant à l'avancement, en porte-à-faux, depuis les deux culées. Deux problèmes devaient toutefois être résolus pour rendre viable l'entreprise :

- reprendre sur les culées, les fortes réactions horizontales dues à l'encorbellement maximal (avant le clavage central) dérivant du poids propre de l'ouvrage, des derrick de mise en place des tronçons et des charges de vent extrême;
- rendre l'ouvrage autoportant dans une configuration statique de construction différente de celle prévue en service.

Le premier problème a été résolu en réalisant, derrière chaque culée, un bloc béton massif ancré au terrain par l'intermédiaire de tirants actifs précontraints.

Le premier tronçon du tablier a été fixé à ce bloc de retenue au moyen de barres précontraintes intégrées à des butons comprimés. De cette façon, la charge maximale, dérivant de la configuration de porte à faux maximal en phase de montage, a été appliquée sur les dispositifs de retenue avant le démarrage du montage. Ce système a permis de vérifier immédiatement que le bloc de retenue était en mesure de reprendre les importants efforts en jeu. Tous les éléments constitutifs du bloc ont été suivis par un monitoring topographique périodique pour relever d'éventuels déplacements (figures 6 et 7).

Le second problème a été résolu en ajoutant à la structure des barres Mac Alloy diagonales réglables en longueur. Elles permettent d'abord de créer une structure treillis (dans laquelle l'arc constitue la membrure comprimée, le tablier la membrure tendue et les pilettes les montants), puis d'effectuer les opérations de réglage de la déformée de l'ouvrage pour pouvoir poser chaque élément en condition de congruence statique (cette même condition étant nécessaire pour éviter de surcharger l'ouvrage, à la fin du montage, avec des sollicitations parasites résiduelles).

Les séquences de montage ont été étudiées en élaborant un modèle aux éléments finis de l'ouvrage. De ce modèle, après étude phase par phase, ont été extraites les valeurs de déplacement et de rotation des sections d'extrémité de chaque élément en cours de pose et les



charges à appliquer aux diagonales en barres MacAlloy, afin de créer les conditions de congruence pour la pose de l'élément successif, de façon à ce que, à la fin du montage, la structure ne conserve aucun « souvenir » de sa construction.

Le même résultat aurait pu être obtenu en montant l'ouvrage en position définitive, avec sa contre-flèche de fabrication, en appui sur un échafaudage provisoire, démonté seulement après la réalisation du joint de clavage; système utilisé à l'époque romaine pour la construction des ponts en arc.

Pour appliquer cette méthodologie de montage, les deux dispositifs spécifiques à la pose des éléments (un par rive), de 130 t de capacité de levage (l'élément le plus lourd à poser pèse 120 t) ont dû être conçus et construits sur mesure. Ces deux « derricks » sont capables de prendre en charge chaque élément singulier de l'arc et du tablier, ainsi que chaque couple de pilettes, et de le transporter, selon la séquence de montage prévue jusqu'à sa position de pose, en se déplaçant sur des voies de roulement positionnées au-dessus des caissons du tablier.

Le montage quasi simultané sur les deux rives nécessite

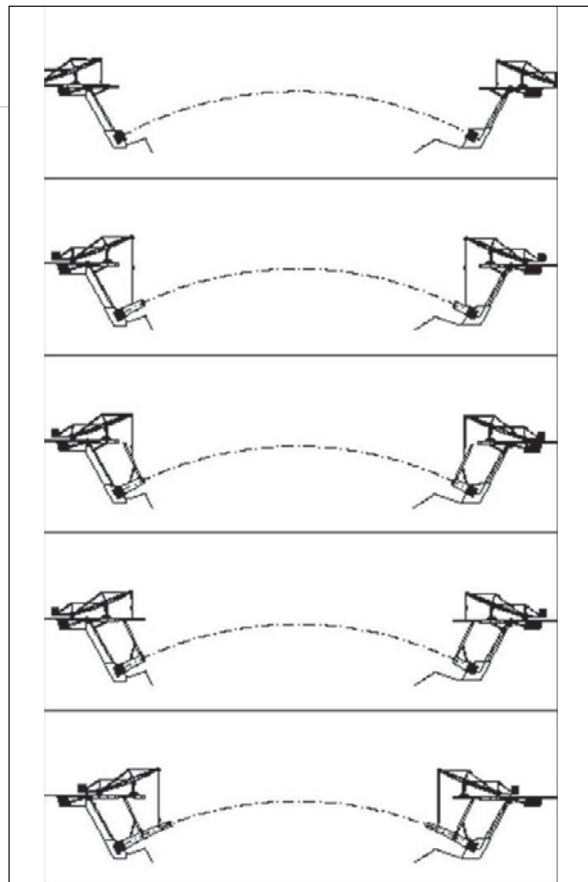


Figure 5

Méthodologie de pose en encorbellement de la structure métallique  
Methodology for cantilever placing of the steel structure

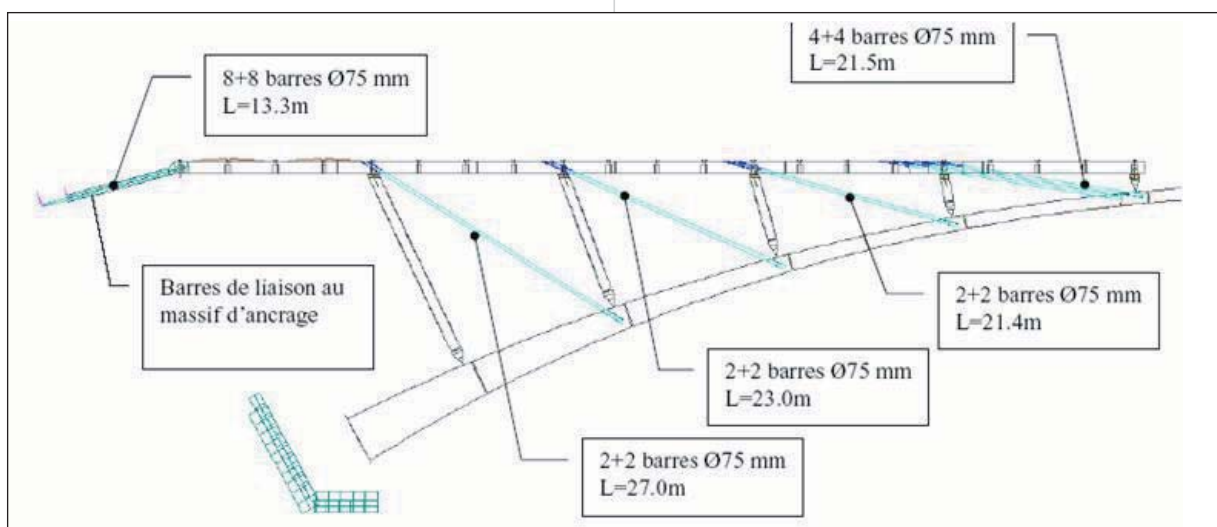


Figure 6

Schéma de la triangulation d'un demi-arc par des barres de précontrainte  
Diagram of half-arch triangulation by prestressing bars

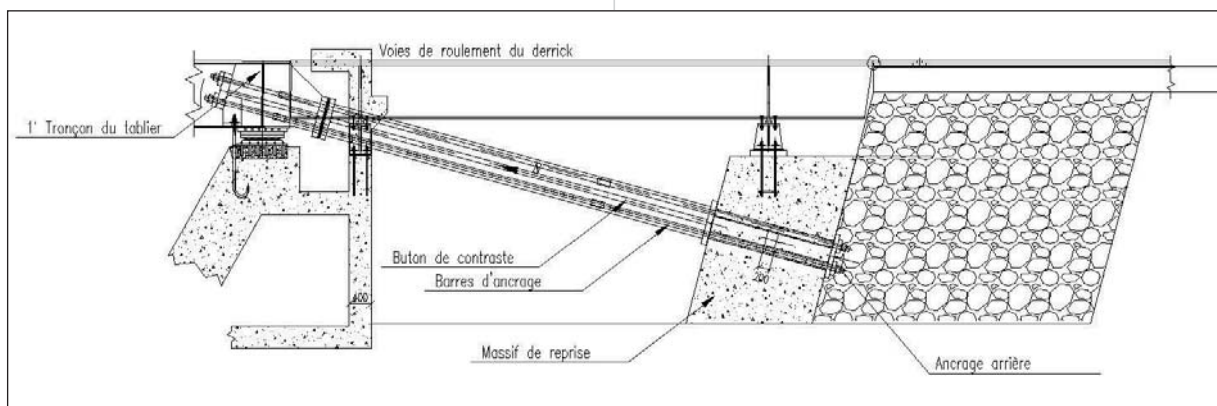


Figure 7

Schéma de la liaison entre le tablier et le massif de stabilisation situé à l'arrière de la culée  
Diagram of the link between the deck and the stabilisation foundation block to the rear of the abutment

### Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine à la Réunion. La réalisation du viaduc



Photo 9

Assemblage des éléments d'un tronçon sur site  
*Assembly of section members on site*

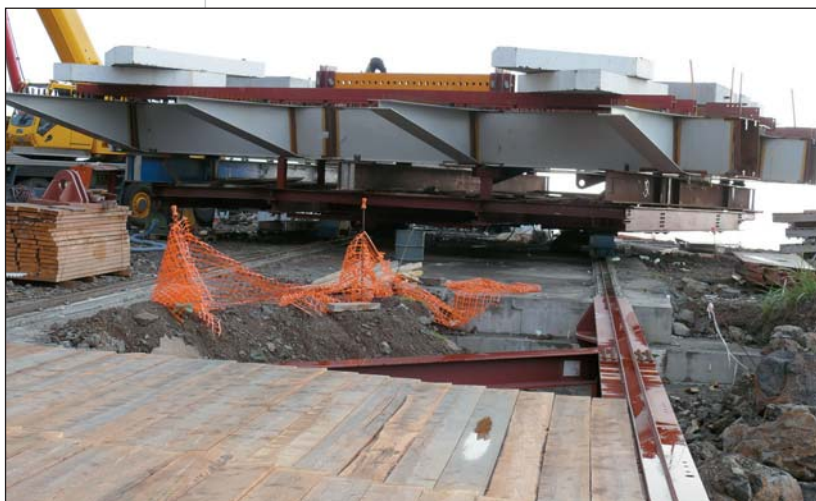


Photo 10

Voie de transport des tronçons  
*Section transport track*

ainsi la réalisation de tous les équipements et dispositifs provisoires en double exemplaire (photo 9).

L'arc et le tablier sont subdivisés en 12 tronçons (six éléments à monter par côté). Chaque cycle de pose comprend le montage d'un tronçon d'arc, de deux pilettes et du tronçon correspondant de tablier.

Chaque élément est assemblé et soudé au sein de petites aires disponibles (en rive gauche elle mesurait 36 m de long!), à l'arrière de chaque culée, sur des chariots montés sur rails et dont la translation permet la présentation de chaque élément fini à l'aplomb du crochet du derrick pour la successive prise en charge et pose.

Chaque élément posé est soudé au précédent au moyen de plates-formes d'accès et de travail, elles aussi mises en œuvre et déplacées par les derricks au fur et mesure de l'avancement des travaux (photo 10).

Les activités de montage de la charpente métallique ont débuté en janvier 2008 pour se terminer en novembre 2008 (avant le démarrage de la saison des cyclones).

Les photos 11, 12, 13 et 14 présentent l'ouvrage en cours de montage.

#### Procédure de contrôle topographique du montage de l'arc

##### Principe

Les calculs de l'arc en phase d'exploitation sont faits en adoptant la loi de congruence. Cette loi précise que si, au cours de la construction, on vérifie que le montage des différents éléments d'une structure est fait en respectant la géométrie de l'ouvrage supposé construit sur cintre au moment de leurs assemblages dans toutes les phases, y compris au moment du clavage final, la structure sera identique à celle qu'on aurait obtenue si elle avait été construite sur cintre.

Cette hypothèse permet de simplifier les calculs puisqu'on part d'un état connu à la fin de la construction des parties métalliques. Les états précédents sont obtenus par déconstruction en supposant que la structure a un comportement élastique.

Il convient alors de s'assurer sur le chantier que l'assemblage des différents éléments est fait en respectant ce principe.

##### Mode opératoire du contrôle topographique

Le bureau d'études de Cimolai S.p.A. a défini deux géométries :

- la géométrie de référence de l'ouvrage est la configuration de la structure telle que représentée sur les plans d'assemblage qui correspond à la géométrie de l'ouvrage indéformée avec ses contre-flèches d'atelier;

- la géométrie théorique de la structure pour chaque phase de montage est la somme arithmétique de la géométrie de référence et des déformations propres à la phase de montage en cours devant être respectée en phase de montage du tronçon considéré.

Pour effectuer le contrôle, des cibles ont été positionnées sur toutes les pièces de la structure (tronçon d'arc, tronçon de tablier, pilettes).

Les coordonnées des cibles figuraient sur un plan spécifique établi par le bureau d'études de Cimolai sur la base de la géométrie indéformée de l'ouvrage, avec contre-flèches d'atelier, et ont été reportées sur les fiches de contrôle de chaque phase de montage.

Pour les tronçons de l'arc les cibles utilisées sont des prismes Leica GMP 104; pour les pilettes et les tronçons du tablier on a employé des cibles rétro réfléchissantes GZM21 de différentes dimensions.

Les opérations de contrôle géométrique de la charpente ont été exécutées avec une station totale TCA 2003 Leica, avec référence à la polygonale secondaire.

Lors de la mise en place du premier tronçon du tablier (droite et gauche) et de l'arc (droite et gauche), un contrôle poussé de la géométrie de l'ouvrage a été effectué, de manière à garantir la plus grande précision possible sur les éléments servant de référence pour toute opération successive de montage.



Photo 11

La pose du 1<sup>er</sup> élément de l'arc  
*Placing the first arch member*



Photo 12

La pose d'une pilette  
*Placing a small pier*



Photo 13

Montage de l'arc  
*Arch erection*



Photo 14

Pose du tronçon de clavage de l'arc  
*Placing the arch keying section*



Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine à la Réunion.  
La réalisation du viaduc



Photo 15  
Aire de préfabrication  
des prédalles  
*Precast slab  
prefabrication area*

Les éléments sont contrôlés lors de la pose et le matin suivant (au lever du soleil) à la température de calcul de l'ouvrage. Si des valeurs différentes par rapport au théorique étaient relevées, on effectuait, avec le derrick, un réglage supplémentaire des pièces jusqu'à obtenir la bonne géométrie à la température de calcul (22,6 °C). Pour les autres tronçons on a établi une autre méthode pour tenir compte des erreurs dues aux éventuels écarts de température. En effet, les opérations de contrôle peuvent être faites à des heures différentes en fonction de la pose et du réglage des pièces, et donc à des températures variables selon les tronçons.

L'élément en cours de montage était positionné non seulement par rapport à la géométrie théorique générale mais aussi en introduisant un facteur de correction des données théoriques qui dérivait des écarts constatés sur les joints déjà réglés, entre les valeurs retenues avant et les valeurs mesurées lors de la phase de montage en cours.

La méthode consistait à :

- faire un relevé de la position des deux joints qui précèdent le tronçon en cours de montage;
- comparer les coordonnées mesurées avec celles relevées précédemment et retenues pour le montage et calcul de l'éventuel écart;
- appliquer des corrections aux coordonnées théoriques du tronçon à mettre en place selon la formule ci-après :

$$\Delta 3 = \frac{(\Delta 2 - \Delta 1)}{l_1} \cdot l_2 + \Delta 2$$

où :

$\Delta 1$  = Delta des coordonnées du joint Ai +2 de la phase de montage par rapport au théorique.

$\Delta 2$  = Delta des coordonnées du joint Ai +1 de la phase de montage par rapport au théorique.

$\Delta 3$  = Delta des coordonnées du joint Ai de la phase de montage par rapport au théorique.

$l_1$  = projection sur l'axe x de la longueur du tronçon qui précède celui en cours de montage.

$l_2$  = projection sur l'axe x de la longueur du tronçon en cours de montage.

Un point d'arrêt était prévu avant toute opération de soudage de l'élément en cours de montage avec le précédent.

### ■ Réalisation du hourdis en béton armé

Le hourdis, d'épaisseur constante de 25 cm, est constitué de prédalles collaborantes de 12,5 cm, servant de coffrage lors du bétonnage de la dalle de compression (photo 15).

Les prédalles sont mises en place par l'intermédiaire du derrick de pose de la charpente, en partant de la rive gauche vers la rive droite. En effet, l'exiguïté du site implique la préfabrication de la totalité des prédalles sur la rive droite de l'ouvrage.

Le bétonnage de la seconde phase est réalisé par plots de longueur 30 m, avec un premier plot central, puis

en alternance de part et d'autre, afin de charger symétriquement la structure métallique (photo 16).

Les équipements sont constitués :

- de corniches caniveaux métalliques pour le passage des réseaux concessionnaires;
- d'une barrière type BN4;
- d'une étanchéité par feuille préfabriquée;
- de joints de chaussée;
- d'une barrière centrale type DBA.

## ■ Conclusion

Le travail conjoint de tous les participants, des ingénieurs, architectes, paysagistes de la maîtrise d'œuvre, aux hommes de terrain du groupement d'entreprises, a montré toute son efficacité.

Par la sobriété et la simplicité naturelle de sa conception, l'ouvrage se révèle parfaitement intégré dans le site.

Rien ne transparaît désormais de sa complexe élaboration, entreprise qu'ingénieurs et équipes de travaux ont su mener à bien, contournant nombre de difficultés pour relever le défi. ■



Photo 16

Transport des prédalles avec un derrick  
*Transporting precast slabs with a derrick*

Passion et Créativité au service de Vos Projets

ingénierie

T ingénierie sa  
ingénieurs civils  
ept sia usic

quai du sujet 18  
cp 5139  
ch 1211 Genève 11

t + 41 22 716 08 00  
f + 41 22 716 08 99  
www.T-ingenierie.com  
gva@T-ingenierie.com

Un arc métallique au-dessus de la ravine Fontaine à la Réunion.  
La réalisation du viaduc

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

**Terrassements**

- Rive droite : 9 000 m<sup>3</sup>
- Rive gauche : 11 000 m<sup>3</sup>

**Confortements**

- Ancrages passifs (HA32)
- Rive droite : 3 200 ml
- Rive gauche : 3 600 ml

**Béton projeté**

- Rive droite : 510 m<sup>3</sup> - Surface confortée : 1 300 m<sup>2</sup>
- Rive gauche : 570 m<sup>3</sup> - Surface confortée : 1 400 m<sup>2</sup>

**Traitement de terrain (injections)**

- Rive droite : 85 m<sup>3</sup> de coulis de ciment
- Rive gauche : 380 m<sup>3</sup> de coulis de ciment

**Massif de fondation rive droite**

- Béton de substitution : 440 m<sup>3</sup>
- Béton : 1 140 m<sup>3</sup>
- Armatures passives : 126 t
- Barres de précontrainte : 7 600 kg

**Massif de fondation rive gauche**

- Béton de substitution : 640 m<sup>3</sup>
- Béton : 940 m<sup>3</sup>
- Armatures passives : 104 t
- Barres de précontrainte : 5 100 kg

**Voile tympan et culée rive droite**

- Béton : 480 m<sup>3</sup>
- Armatures passives : 60 t

**Voile tympan et culée rive gauche**

- Béton : 950 m<sup>3</sup>
- Armatures passives : 105 t

**Charpente métallique**

- Arc : 1 150 t
- Pilettes : 200 t
- Tablier : 650 t

**Hourdis béton**

- Surface de tablier : 4 000 m<sup>2</sup>
- Béton : 1 070 m<sup>3</sup> dont prédalles : 370 m<sup>3</sup>
- Armatures passives : 315 t dont prédalles : 176 t

**Stabilisation de la charpente métallique en phase de construction**

- Par massif de reprise - Béton : 125 m<sup>3</sup>
- Tirants actifs : 20 tirants 7T15 de longueur unitaire 22 m dont 9 m libre et 13 m ancrés.
- Tension par tirant : 105 t
- Liaison du tablier au massif par un système tirant-buton constitué de deux groupes de 8 barres MacAlloy Ø 75 mm

**Prix de l'offre en février 2006** : 25,88 millions d'euros

**ABSTRACT**

*A metal arch above the Fontaine Ravine on Reunion Island. Design and construction of the viaduct*

J.-Y. Del Forno, F. Bachy, J.-F. Klein, B. Charlier, A. Tessari, D. Rigault, P. Andrieux, F. Baguelin, J. Daquin and J. Mossot

The Fontaine Ravine viaduct is one of the four exceptional viaducts on Route des Tamarins highway, on Reunion Island. This 33.7 km highway project will provide a continuous two-lane dual-carriageway road link between Saint-Pierre on the West Coast and Saint-Benoît on the East Coast, going through Saint-Denis. The route halfway up the slope, at between 200 and 300 m NGR, has to cross a large number of ravines on the side of the ancient Piton des Neiges volcano on the West Coast. The viaduct designers had to find the best possible solution to cross a 200-metre gap 110 m above the bottom of the ravine by coping with the two major constraints of the island: the geology of volcanic origin giving a series of hard and soft layers, and the need to resist cyclones giving average winds exceeding 50 m/s both in service and during the construction stage.

**RESUMEN ESPAÑOL**

*Un arco metálico por encima del barranco Fontaine en La Reunión. Establecimiento del concepto y construcción del viaducto*

J.-Yv. Del Forno, F. Bachy, J.-Fr. Klein, B. Charlier, A. Tessari, D. Rigault, P. Andrieux, F. Baguelin, J. Daquin y J. Mossot

El viaducto del barranco Fontaine es uno de los cuatro viaductos excepcionales de la Carretera de los Tamarindos, en La Reunión. Este proyecto vial de 33,7 kilómetros permitirá asegurar un enlace viario continuo en 2 x 2 carriles entre Saint-Pierre en la costa Oeste y Saint-Benoît en la costa Este pasando por Saint-Denis. El trazado a media ladera, entre 200 y 300 metros NGR, precisa el franqueo de un importante número de barrancos profundos en la costa Oeste situados en la pendiente del antiguo volcán del Pico de las Nieves. Los conceptores del viaducto tuvieron que encontrar la mejor respuesta posible para franquear un tajo de 200 metros a 110 metros por encima del fondo del barranco respondiendo a los dos mayores imperativos de la isla: la geología de origen volcánica que contiene una sucesión de capas duras y friables, y la necesidad de resistir a los huracanes que provocan vientos medios superiores a 50 m/s en servicio pero también durante la construcción.

# La revue technique des Travaux Publics

# Travaux

n° 860  
Avril 2009

## Ouvrages d'art

### OUVRAGES D'ART

- Comment entretenir un patrimoine Génie civil vieillissant ?
- Les études de conception du pont haubané de la Madeleine à Nantes
- LGV Rhin-Rhône. Viaducs de la Lizaine et des Epenottes
- Viaduc de Pont-à-Mousson. Remplacement de la précontrainte extérieure. Conception et réhabilitation
- La Réunion :
  - > Le viaduc de la Grande Ravine
  - > Le viaduc de Saint-Paul
  - > L'arc métallique de la ravine Fontaine. Conception et réalisation