

La revue technique des entreprises de Travaux Publics

Travaux

n°839
Mars 2007



Ponts

PONTES

- **LGV Perpignan-Figueras.**
Ouvrages d'art de la plate-forme extérieure France
- **Trans-Val-de-Marne :**
franchissement du prolongement ouest
- **Le Mans :**
renforcement du tablier du pont sur l'Huisne
- **La Réunion :**
le viaduc de la ravine Trois Bassins
- **A51 - Un viaduc complexe pour franchir la brèche du Fanjaret**
- **Des pieux en tout genre pour franchir le Danube**
- **Franchissement de la rivière Avon en Grande-Bretagne**
- **Ponts en bois :**
un nouveau guide du Sétra

Ponts



Jean-Marc Tanis
Président de l'AFGC
(Association française
de génie civil)

PRÉFACE

À ma connaissance, la France est le seul pays où depuis très longtemps nous employons le terme « ouvrages d'art » pour désigner les ponts et les viaducs.

L'usage de ce terme est chargé de sens parce qu'au-delà de la construction, acte essentiellement technique et pratique, il lui confère un contenu, un sens bien plus fort chargé de symbolique.

L'utilisation du terme « ouvrage d'art » pour les ponts, nous rappelle que la conception et la construction se doivent de mettre en perspective l'aménagement du territoire, l'insertion dans le paysage et l'architecture de l'œuvre à construire.

L'intégration se nourrit de nuances diverses, c'est tantôt l'ouvrage qui doit se faire discret pour laisser la force à ce qui l'entoure, ou au contraire, l'ouvrage qui doit se révéler. Tout est dans la nuance et l'harmonie à établir...

Chaque fois que nous concevons et construisons un ouvrage, soyons conscients que les quelques mois de réflexion et de construction engageront l'avenir sur plus de cent ans.

Nos infrastructures comptent parmi les plus belles au monde parce qu'elles mettent généralement en scène de manière harmonieuse nos campagnes et nos cités et qu'elles sont particulièrement bien réalisées. Les ouvrages d'art en constituent l'un des éléments essentiels.

La beauté des ouvrages est souvent servie par l'utilisation de techniques élaborées qui valorisent les savoir-faire de tous ceux qui contribuent à l'acte de construire, qu'ils soient maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre, bureaux d'études ou entreprises de construction.

Ces savoir-faire constituent un ensemble de références précieuses devant nous permettre de réaliser des ouvrages dans le monde entier.

Concevoir et construire ça ne consiste pas à mettre ici ou là des « pièces de décoration » ou à réaliser des « ouvrages sans caractère », « à l'économie » comme on peut le voir quelquefois.

Concevoir et construire c'est travailler et contribuer à l'harmonie globale d'un aménagement en tenant compte, bien sûr, des contraintes économiques mais pas uniquement de celles-ci.

Ainsi, sachons valoriser nos capacités riches et talentueuses pour réaliser des ouvrages que nos enfants seront fiers d'admirer et que les voyageurs d'aujourd'hui et de demain sauront nous envier.

LGV Perpignan-Figueras Les ouvrages d'art de la

Le projet consiste en la réalisation d'une ligne nouvelle à grande vitesse en double voie d'environ 44,4 km dont 24,6 km en France et 19,8 km en Espagne et comprenant un tunnel de 8,3 km dont 7,3 km sur le territoire français. Le tronçon a un grand intérêt stratégique et économique pour l'arc méditerranéen. Sa mise en service est prévue pour l'année 2009. La plate-forme extérieure France située entre le raccordement au réseau ferré à Perpignan et le tunnel du Perthus, comporte 34 ouvrages d'art : 4 viaducs ferroviaires ; 3 ouvrages non courants (2 sauts-de-mouton et un portique triple) ; 5 ponts à poutres préfabriquées ; 13 cadres en béton armé ; 9 ponts-routes (dalle BA ou BP). Eiffage TP est en charge de l'ensemble des travaux de terrassement et de génie civil (ouvrages d'art, écrans acoustiques et bâtiments techniques) de la partie à ciel ouvert en France.

L'axe ferroviaire à grande vitesse du Sud-Ouest de l'Europe incluant le tronçon reliant Perpignan à Figueras, fait partie des projets prioritaires du réseau transeuropéen des transports de l'Union européenne.

Dans ce cadre, en décembre 2003, les États français et espagnol ont attribué, au groupement TP Ferro constitué par les groupes Eiffage et ACS-Dragados la concession pour la construction et l'exploitation de la ligne ferroviaire à grande vitesse entre Perpignan et Figueras (dite section internationale). Il s'agit d'une ligne de trafic mixte aux standards UIC, interopérable et pouvant accueillir à la fois des trains voyageurs à grande vitesse et des trains de fret.

Le 17 février 2004, les représentants des deux gouvernements et ceux de la société concessionnaire ont signé le contrat de concession établissant les conditions relatives à la conception, la construction, l'exploitation et l'entretien de la section internationale.

Ce sera la deuxième fois en Europe, après le tunnel sous la Manche, que des États confient la concession d'un ouvrage binational à un groupement privé. La durée de la concession est de 50 ans incluant le délai de 60 mois nécessaire à la construction.

■ Caractéristiques principales du projet

La section internationale est une ligne nouvelle à double voie d'environ 44,4 km, située entre Le Soler (près de Perpignan) et Figueras. Elle comprend :

- en France : une plate-forme à double voie d'une longueur de 17,3 km entre Le Soler et l'entrée du tunnel, et deux plates-formes à voie unique de longueurs 4,6 km et 2,9 km pour les raccordements avec le réseau traditionnel au Soler ;
- un tunnel transfrontalier bitube (tunnel du Perthus) de 8,3 km de longueur, dont environ 7,3 km sur le territoire français ;
- en Espagne : une plate-forme à double voie d'une longueur de 18,8 km entre la tête de tunnel et Figueras ;
- un changement de parité des voies effectué au moyen d'un saut-de-mouton situé au nord du tunnel du Perthus ;
- l'ensemble des équipements ferroviaires et de sécurité correspondants, y compris les installations de contrôle du trafic ferroviaire situées en dehors de la section internationale et nécessaires à son fonctionnement.

La voie est mise en place sur ballast dans les zones à l'air libre et sur dalle béton dans le tunnel. La nouvelle ligne est alimentée en courant alternatif 2 x 25 000 V. La signalisation répond à la norme ERTMS niveau 2, et satisfait donc aux exigences européennes d'interopérabilité (figure 1).

■ Les ouvrages d'art de la plate-forme France

La plate-forme extérieure France située entre le raccordement au réseau ferré à Perpignan et le tunnel du

Figure 1
Profil en long du projet
Longitudinal section
of the project



plate-forme extérieure France

Perthus, comporte 34 ouvrages d'art (non compris les OH dont l'ouverture est inférieure à 5 m) :

- 4 viaducs ferroviaires;
- 2 sauts-de-mouton et un portique triple;
- 5 ponts à poutres préfabriquées;
- 13 cadres en béton armé;
- 9 ponts-routes (dalle BA ou BP) (figure 2).

Pour le franchissement des brèches importantes, il a été fait appel à des tabliers métalliques ou mixtes largement utilisés sur les lignes à grande vitesse construites en France : LGV Méditerranée et récemment sur la LGV Est où une vingtaine d'ouvrages métalliques ou mixtes ont été réalisés sur les différents tronçons.

En ce qui concerne les ouvrages de portées moyennes, le choix du constructeur s'est porté sur des ponts-rails de type ponts à poutres préfabriquées. Ces solutions permettent une mise en place sans cintre sur la voie ou cours d'eau franchis et offrent un gain de temps dans l'exécution des travaux.

Pour les rétablissements routiers et le cas de franchissement de brèches de moindre importance, les solutions classiques de type pont dalle et cadres en béton armé sont retenues.

■ Les grandes lignes de la conception

Exigences particulières du contrat de concession

Le cahier des charges techniques de la concession stipule que des dispositions sont à prendre pour satisfaire aux exigences particulières du projet, notamment en ce qui concerne l'objectif de durée de vie (100 ans), la fiabilité, la disponibilité, la maintenabilité et la sécurité (FDMS) de l'ouvrage.

Pour les ouvrages d'art, leur conception devait privilégier des structures classiques, durables, simples de conception et largement éprouvées, permettant un entretien minimal compatible avec la maîtrise de la circulation ferroviaire tout en restant esthétiques et bien intégrées dans l'environnement.

Conception parasismique

La ligne nouvelle est située en zone sismique, les ouvrages ont donc été conçus en application des règles de conception et de réalisation parasismiques en vigueur (zone sismique 1b).

Les ponts-rails se caractérisent par une masse importante des tabliers (poids propre de la structure et poids élevé des équipements ferroviaires) d'une part et des appuis peu déformables sous l'effet de circulation des trains (freinage-démarrage notamment) d'autre part.

Ces contraintes spécifiques à la conception des ouvrages ferroviaires, vont à l'encontre de la souplesse et de la légèreté recherchées en conception parasismique. Aussi il a été retenu, pour les viaducs côté France, des structures de tablier en ossature mixte acier-béton, beaucoup moins lourdes qu'une solution caisson en béton précontraint, dans le but de réduire les effets sismiques.

Une des particularités de la conception adoptée est le recours à des dispositifs spéciaux de type ressort-amortisseur précontraint, assurant une double fonction :

- le blocage longitudinal du tablier sous les efforts de service (freinage-démarrage, interaction voie-ouvrage, effets thermiques...);
- la réduction des efforts ultimes transmis aux appuis sous séisme (par dissipation d'énergie), ainsi que le recentrage du tablier après un événement sismique.

Lors des études de conception plusieurs solutions ont été envisagées, avec ou sans dispositifs spéciaux, et ont conduit à équiper deux des quatre viaducs de ce type de dispositifs.

Cette conception originale présentait un intérêt technico-économique car elle permettait une réduction substantielle des efforts sismiques transmis aux appuis, et offrait l'avantage de garantir un fonctionnement sûr en service, tout en limitant l'intervention sur les organes d'appui à la suite d'un événement sismique majeur.

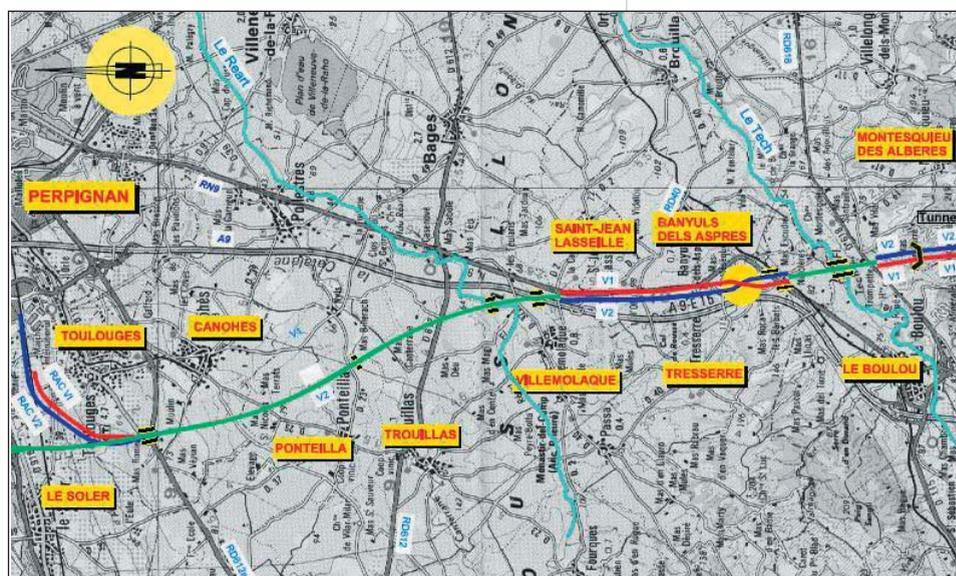


Figure 2
Vue en plan du projet de la plate-forme France
Plan view of the France subgrade project

Marc André
Directeur travaux OA
Eiffage TP

Sylvain Courdier
Ingénieur méthodes OA
Eiffage TP

Nicolas Duramé
Ingénieur travaux
Eiffage TP

Ziad Hajar
Responsable des études
Eiffage TP

Patrick Havard
Ingénieur travaux
Eiffage TP

Jérôme Magné
CET OA
Eiffage TP

Michel Oléo
Directeur projet
plate-forme France
Eiffage TP

LGV Perpignan-Figueras. Les ouvrages d'art de la plate-forme extérieure France

Photo 1

PRA 0.94 – Pont
à poutres
préfabriquées
PRA 0.94 –
Prefabricated
girder bridge



Photo 2

PRA 9.00 –
Cadre BA ballasté
PRA 9.00 –
Ballasted
reinforced
concrete frame



► **Spécifications relatives au comportement dynamique**

L'étude du comportement dynamique des ouvrages sous passage des convois à grande vitesse, revêt une importance particulière. Elle vise à vérifier les critères garantissant la sécurité des convois, la stabilité de la voie (contact rail-route), et le confort des passagers.

La vitesse potentielle de référence considérée dans la conception de la future ligne est de 350 km/h. Conformément aux directives des Spécifications techniques d'interopérabilité (STI) relatives au sous-système infrastructure, les justifications sont menées en balayant une plage de vitesse allant jusqu'à 420 km/h, soit une majoration de 20 % de la vitesse potentielle de la ligne.

L'analyse dynamique est conduite en considérant le train dynamique universel A composé de 10 convois élémentaires A1 à A10, et les vérifications effectuées sont celles du livret 2.01 de la SNCF (accélération verticale, gauche du tablier, flèche...).

■ **Les ouvrages d'art courants**

Les ponts à poutres préfabriquées

Pour franchir les cours d'eau de moyenne importance, les ouvrages retenus sont des tabliers à trois travées dont le tablier est constitué de poutres préfabriquées en béton armé reliées par un hourdis en BA coulé en place. Ce type de structures permet de s'affranchir de l'étalement du tablier dans le lit de la rivière et offre un gain de temps dans la réalisation des ouvrages (photo 1).

Ce type de tablier a également été adopté pour des ouvrages de franchissement de voie en circulation (franchissement de la voie ferrée Perpignan-Villefranche : une travée isostatique et franchissement de la RD612a : tablier à six travées).

Le recours à des poutres en béton armé et non en béton précontraint a été motivé par les portées modestes de ces ouvrages d'une part, et par une meilleure maîtrise et simplification de la préfabrication d'autre part.

Les poutres préfabriquées en béton armé ont des longueurs variant de 9,60 à 16,50 m.

Les culées sont constituées d'un chevêtre filant porté par une file de voiles encastrés dans une semelle fondée superficiellement.

Les piles sont composées de fûts rectangulaires coiffés d'un chevêtre intégrant les butées antisismiques et permettant la pose des poutres.

Le matériel utilisé pour la réalisation de ces ouvrages est le suivant :

- coffrage des semelles avec des coffrages manportables de type Péri Domino;
- coffrage des poteaux de culée avec des banches métalliques de type Outinord;
- coffrage des piles et culées (mur de front) avec des banches Péri de type Trio;
- coffrage des chevêtres avec un coffrage bois fabriqué sur le chantier;
- le fond de moule des entretoises est constitué d'une boîte à sable sur toute sa surface;
- le coffrage perdu est utilisé pour le tablier entre poutres et pour les faces verticales des entretoises.

L'enchaînement des travaux est réalisé à l'aide de deux équipes de production, la première étant affectée à la réalisation des appuis et la seconde à l'exécution du tablier.

Les cadres en béton armé

Les ouvrages hydrauliques ou de rétablissement de voiries modestes, dont l'ouverture droite est comprise entre 5 et 10 m, sont des ouvrages classiques pour ce domaine de portée, de type cadres en béton armé prolongés par des murs de soutènement en ailes.

Ces ouvrages permettent le franchissement de voies circulées ou de cours d'eau, qui sont temporairement déviés durant la réalisation de l'ouvrage (photo 2).

Ce type d'ouvrage, satisfaisant d'un point de vue hydraulique, peu sensible aux tassements, se prête à la standardisation de leurs procédés de construction :

- cadres sous remblai : 7 ouvrages.
- cadres ballastés : 6 ouvrages.

Leurs longueurs varient de 14,20 m pour les cadres ballastés à 100,00 m pour les cadres enterrés.

Les murs en aile sont fondés sur semelles superficielles munies, pour la plupart, de bèches nécessaires pour la reprise des effets dynamiques de poussée des terres due au séisme.

Le matériel et les équipes permettant d'enchaîner les travaux de cette famille d'ouvrages, sont les suivants :

- un outil coffrant de type manuable Péri domino pour les radiers, semelles et rives de dalle;
- des banches, de type Péri Trio pour les piédroits et murs, habillées ou non de matrices à galets définies par l'architecte pour rappeler l'architecture locale;
- un étaieement de type Mills tours et plateaux pour les dalles.

Une équipe est affectée à la réalisation du cadre et une autre aux murs en retour.

Les ponts-routes

L'ensemble des rétablissements routiers au-dessus de la LGV sont des ouvrages courants à travées multiples (généralement trois) dont le tablier est constitué d'une dalle pleine en béton armé ou en béton précontraint :

- tablier en dalle BA : cinq ouvrages;
- tablier en dalle BP : quatre ouvrages.

Sur neuf ponts-routes, sept sont à trois travées, un à cinq travées et un à six travées.

La conception des ouvrages est identique pour l'ensemble, à savoir des culées perchées sur bloc technique en sol traité, et des appuis intermédiaires à embase pleine, et un à trois fûts en partie supérieure en fonction de la largeur du tablier.

La réalisation de ces ouvrages s'est enchaînée sur le principe d'un déroulement en tiroir. Trois équipes sont affectées aux travaux :

- une équipe semelles et appuis;
- une équipe tablier;
- une équipe équipements, corniches et finitions.

Dans le processus constructif, les fondations sont coffrées avec des coffrages manuable de type Péri Domino, ainsi que tous les relevés et abouts.

Les piles sont coffrées avec des banches métalliques de type Outinord, et l'étaieement de type passe charretière est réalisé avec du matériel Mills. Les profilés de franchissement sont des HEB 400 ou HEB 600 et le coffrage d'encorbellement est de type Nony (photo 3).



Photo 3

PRO 13.41 –
Pont dalle

PRO 13.41 –
Slab bridge

Les moyens, tant humains que matériels mis en place, permettent de bétonner un tablier par mois.

■ Les sauts-de-mouton et portique

La section nouvelle Perpignan-Figueras comporte deux ouvrages exceptionnels de type saut-de-mouton :

- le premier (SDM R2 3.40) se situe au nord de la ligne. Le raccordement de la LGV aux installations terminales de Perpignan nécessite le passage de la voie 2 sous la plate-forme au niveau de l'origine de la concession à double voie (prolongement futur de la LGV entre Perpignan et Montpellier). L'ouvrage est constitué d'un cadre en béton armé de 71 m de longueur prolongé par des murs de soutènement sur 63 m au nord et 89 m au sud;
- le second (SDM 12.92) se situe sur la partie sud du tracé et autorise l'inversion des sens de circulation. En effet le changement de parité des voies est prévu sur le tronçon côté France, permettant aux trains circulant généralement sur la voie de gauche en France de se retrouver sur la voie de droite en Espagne.

L'ouvrage en rendant possible le croisement des deux voies atteint une longueur importante compte tenu des angles de franchissement très faibles. Il est constitué d'un cadre en béton armé de 234 m de longueur prolongé par deux murs de soutènement sur environ 240 m au nord et 231 m au sud. D'autre part pour des considérations aérodynamiques liées à la circulation à grande vitesse (section d'air minimale à respecter) des ouvertures sont ménagées dans les piédroits du cadre. La réalisation du cadre a nécessité en tout premier lieu le terrassement d'une tranchée afin de pouvoir installer la grue à tour et commencer les travaux de radier. Les travaux du cadre sont organisés en trois postes de travail à l'avancement. Le premier était la réalisation

LGV Perpignan-Figueras. Les ouvrages d'art de la plate-forme extérieure France

Photo 4
SDM 12.92 – Vue
aérienne depuis le nord
SDM 12.92 – Aerial view
from the North



Photo 5
SDM 12.92 – Réalisation des piédroits
SDM 12.92 – Pier construction

du radier, le second, les élévations et enfin le troisième la traverse.

Deux équipes de production ont été affectées aux travaux, la première pour la réalisation des radiers et des traverses et la seconde pour la réalisation des élévations (photo 4).

Les piédroits sont bétonnés par plots de 13,60 m de longueur, sur toute la hauteur et réalisés par pianotage, à l'aide d'un outil coffrant.

Les cages d'armatures sont préfabriquées sur site en deux parties puis mises en place et stabilisées à l'aide de profilés métalliques. La traverse a été réalisée à l'aide d'une table coffrante et des passerelles de rives équipées de panneaux modulaires.

La table coffrante devait permettre, outre un déplacement et un réglage rapide, la libre circulation à l'intérieur du cadre afin de bétonner les piédroits qui se trouvaient isolés entre le chantier du radier et de la traverse, le cadre se situant dans une tranchée. Pour cela, la table a été conçue avec une passe charretière.

Les murs ont été réalisés à la suite du cadre. L'équipe qui a réalisé le radier du cadre a enchaîné sur les fondations des murs en retour. Ensuite, l'équipe des piédroits a enchaîné sur la réalisation des élévations de murs en conservant le même outil coffrant et en l'adaptant à la hauteur des voiles.

Le principe de réalisation des élévations des murs en retour est similaire à celui des piédroits. Cette organisation a permis de tenir les objectifs de trois bétonnages par semaine (photo 5).

Le PRA 16.23 (portique BA)

Au croisement de la RD618, la LGV est située à environ 17 m de la chaussée.

Les contraintes ferroviaires (impossibilité d'implanter un appareil de dilatation) n'ont pas permis de recourir à une solution de franchissement « aérienne » par un ouvrage ballasté, et imposaient que la voie soit installée sur un remblai. Le choix de la structure devant supporter une charge de remblai relativement importante s'est porté sur un portique à trois travées de 33 m de longueur et environ 52 m de largeur avec un biais de 138 grades (photo 6).

La traverse du portique est une dalle pleine en béton armé composée de poutres préfabriquées en té inversé, posées côte à côte et servant de coffrage pour la dalle coulée en place.

Compte tenu des fortes charges appliquées, l'épaisseur finie de la traverse est de 1,40 m pour le plot central le plus chargé, et de 1 m pour les deux plots latéraux.

Les piédroits, reposant sur des semelles superficielles,

ont été divisés en quatre plots de 12 m de long, reliés entre eux par des joints à embrèvement.

Les coffrages Péri permettaient de couler les plots sur toute leur hauteur (environ 10 m).

Les armatures ont été préfabriquées dans des gabarits au sol, placées à leur emplacement définitif, et retenues par des étais tirants poussant.

En ce qui concerne la traverse du portique, et compte tenu des caractéristiques de sol, de l'épaisseur de la dalle (1,40 m sur le tablier central) et des délais, la solution étaie a été écartée au profit des poutres préfabriquées, réalisées hors du chemin critique.

Ces poutres préfabriquées, au nombre de 90 et d'un poids maximum de 40 t, ont été réalisées sur un banc de préfabrication contigu à l'ouvrage.

La pose s'est faite à l'aide d'une grue mobile de grande capacité au rythme de 12 poutres par jour.

Le bétonnage de la dalle a été effectué en deux phases (2000 m³ et 1700 m³) en utilisant une formule spécifique de béton retardé.

■ Les tabliers mixtes bipoutres : viaducs du Tech et du Réart

Généralités

Le viaduc du Tech (VIA15.65) permet le franchissement par la LGV du fleuve « Le Tech » qui marque la frontière entre les communes de Tresserre (côté nord) et de Montesquieu des Albères (côté sud); celui du Réart (VIA 8.47) rend possible le franchissement du fleuve « Le réart » entre les communes de Trouillas (au nord) et Villemolaque (au sud).

L'harmonisation des travures de ces deux viaducs (travées courantes de 53 m et travées de rive de 37 m) a permis de retenir des caractéristiques quasi identiques pour la structure du tablier.

Le viaduc du Tech comporte huit travées de : 37 m, 6 x 53 m, 37 m pour une longueur totale entre axes des appuis de 392 m, tandis que le viaduc du Réart est un ouvrage à quatre travées de : 37 m, 2 x 53 m, 37 m pour une longueur totale de 180 m.

La gamme de portées retenue est tout à fait habituelle pour des bipoutres ferroviaires.

Le tablier

La structure mixte du tablier est de conception classique. Elle comprend deux poutres principales de 3,50 m de hauteur et 7 m d'entraxe, surmontées par un hourdis en béton armé B32, de 14,20 m de largeur et 40 cm d'épaisseur dans sa partie centrale et 25 cm en extrémité de dalle. L'élanement du tablier est d'environ 1/14 (y compris dalle) (figure 3).



Photo 6

PRA 16.23

PRA 16.23

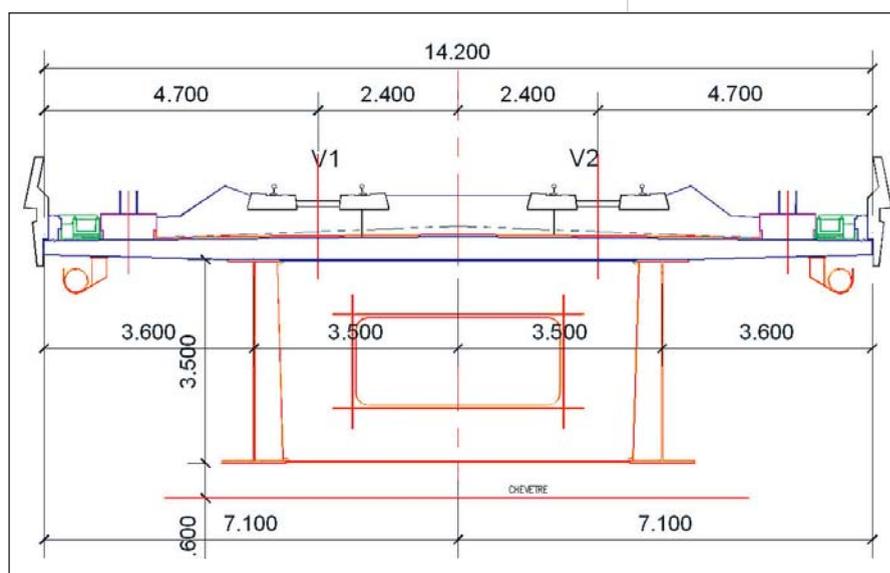


Figure 3

VIA 15.65 –
Coupe transversale
VIA 15.65 –
Cross section

Le contreventement transversal est assuré par des pièces de pont (diaphragmes) espacées de 9,25 m en travée de rive et 10,60 m en travée courante, complétées en partie inférieure par un treillis en profilés (entretoises PRS, HEA 180, cornières) reliant les semelles inférieures des poutres. Une passerelle de visite est prévue entre les semelles inférieures. Elle est constituée d'un plancher en caillebotis prenant appui sur le contreventement métallique.

Par rapport aux ouvrages similaires réalisés récemment sur la LGV Est européenne, pour lesquels le contreventement inférieur est assuré par des hourdis en béton armé réalisés le plus souvent en dalles préfabriquées, les concepteurs ont privilégié une structure classique en treillis métallique plus légère, principalement pour des considérations sismiques.

Les appuis

Les piles sont de forme identique pour les deux viaducs. Elles sont constituées d'un fût octogonal proche du cercle afin de favoriser l'écoulement des eaux, avec un fruit de 3 %, surmonté d'un chevêtre marteau de 3 m de hauteur. Un dispositif de protection contre les

LGV Perpignan-Figueras. Les ouvrages d'art de la plate-forme extérieure France

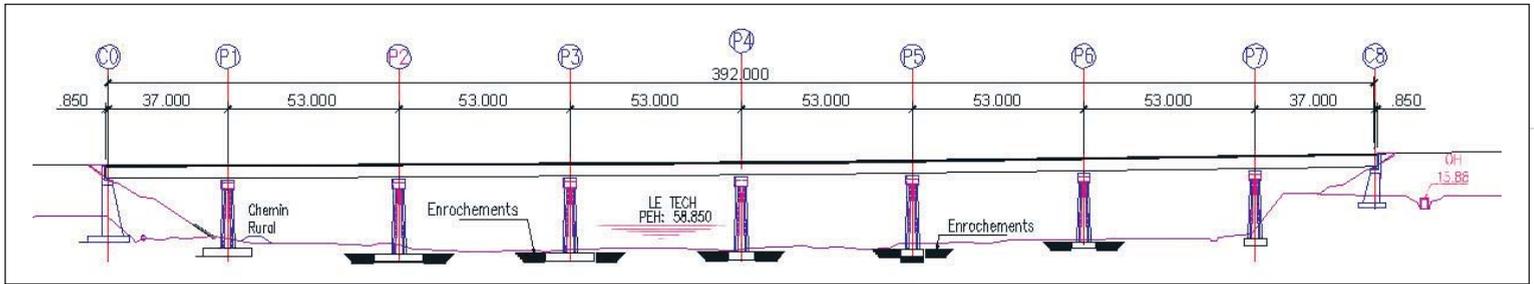


Figure 4
Viaduc du Tech – Coupe longitudinale
Tech viaduct – Longitudinal section



Photos 7 et 8
VIA 15.65 – Coffrage des piles (fût - chevêtre)
VIA 15.65 – Pier formwork (shaft - header)

affouillements est prévu autour des fondations des piles situées dans le lit majeur du Tech. Ce dispositif est constitué d'un tapis d'enrochement mis en œuvre autour des semelles, contre les batardeaux.

Les culées sont constituées d'un chevêtre filant porté par une file de voiles en patte d'éléphant encastres dans une semelle fondée superficiellement.

Le viaduc du Réart est équipé de six dispositifs parasismiques (ressorts-amortisseurs de type BC fabriqués par la société Jarret) disposés sur la culée C0, dont l'intérêt est une réduction sensible des efforts longitudinaux sous séisme (1 300 t au lieu de 2 900 t).

Ils ont été disposés par groupes de trois sur des platines préscellées en tête de massifs en béton armé encastres dans le chevêtre de la culée.

Les appareils sont « coincés » entre deux butées métalliques soudées sur une platine générale connectée à la partie en encorbellement de la dalle. L'about de la dalle dans cette zone a été épaissi à 80 cm sur toute sa largeur et sur une longueur de 4 m (figure 4).

Le viaduc du Tech, comporte trois points fixes (piles P1 à P3) dans le sens longitudinal. Transversalement, les déplacements sont bloqués sur la file ouest.

Les méthodes d'exécution et le déroulement des travaux

Réalisation des appuis

Les fondations des piles en rivière ont été réalisées à l'abri d'un batardeau en palplanches. Les fûts de piles sont réalisés à l'aide d'un coffrage grimpant qui autorise des levées de 5 m.

Le cycle de réalisation d'une pile est le suivant :

- fondation : réalisation de la semelle avec le ferrailage de la première levée;
- levée 1 : coffrage et bétonnage de la levée 1 ;
- levée 2 :
 - > démontage du noyau intérieur,
 - > mise en place des échelles et des passerelles intérieures définitives,
 - > pose du noyau intérieur après reconfiguration,
 - > mise en place du ferrailage préfabriqué,
 - > mise en place du coffrage extérieur sur le coffrage de la levée 1 et bétonnage;
- levée 3 :
 - > démontage du noyau intérieur et mise en place des équipements,
 - > décoffrage de la totalité du coffrage extérieur,
 - > installation de la passerelle intermédiaire,
 - > mise en place du ferrailage préfabriqué,
 - > coffrage après reconfiguration et bétonnage de la levée 3;
- levée 4 : dito levée 2;
- chevêtre :
 - > décoffrage et mise en place des équipements,
 - > installation de la passerelle en tête de pile,
 - > installation du coffrage,
 - > mise en place du ferrailage préfabriqué,
 - > fermeture du coffrage et bétonnage (photos 7 et 8).

Réalisation du tablier

L'ensemble des éléments métalliques du tablier a été fabriqué à l'usine Eiffel de Lauterbourg, en Alsace, puis livré sur site par convois exceptionnels. Les poutres principales des viaducs du Tech et du Réart ont été découpées respectivement en quinze et sept tronçons. L'ouvrage sur le Réart a été assemblé dans son intégralité (avec le contreventement inférieur et le plancher

de visite en caillebotis) sur la plate-forme de montage située à l'arrière de la culée C4. Le tablier a donc été mis en place en une seule phase de lancement, à l'aide d'un treuil à câbles ancré sur la plate-forme (photos 9 et 10).

L'ouvrage sur le Tech a été mis en place en deux phases de lancement. Comme pour l'ouvrage sur le Réart, la charpente était lancée finie (caillebotis et contre-ventements compris).

Le ferrailage de la dalle est composé de cages élémentaires qui ont été préfabriquées au sol dans des gabarits, et pour une partie (hors zone d'appuis et de porte-à-faux) posées sur les PRS avant le lancement du tablier métallique.

Le bétonnage de la dalle, par plots de 9,25 m en travées de rive et 10,60 m en travées courantes, a été réalisé à l'aide d'un équipage mobile, suivant la méthode classique de pianotage, en terminant par les plots sur appuis (photos 11 et 12).

L'équipage mobile est constitué :

- d'un coffrage intérieur rétractable disposant d'une rallonge pour traiter les zones de 9,25 m et 10,60 m de long, correspondant à l'espacement des diaphragmes;
- d'un coffrage extérieur repris par une poutraison transversale reposant sur les PRS du tablier;
- un système de vérins hydrauliques pour le réglage et des treuils électriques pour la translation de l'outil.



Photo 11

VIA 8.47 – Réalisation du hourdis. Équipements mobiles
VIA 8.47 – Execution of the deck section. Mobile rigs



Photos 9 et 10

VIA 8.47 – Fin de lancement.
Vue des amortisseurs
sur les massifs de la culée
VIA 8.47 – End of launching.
View of shock absorbers
on the abutment foundation
blocks



Photo 12

VIA 8.47 – Vue aérienne
du viaduc du Réart
VIA 8.47 – Aerial view
of the Réart viaduct

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Béton : 60 000 m³
- Aciers passifs : 8 400 t
- Précontrainte : 55 t
- Charpente métallique : 6 550 t

LGV Perpignan-Figueras. Les ouvrages d'art de la plate-forme extérieure France



Photo 13
VIA 15.65 –
Charpente en cours
d'assemblage
sur la plate-forme
VIA 15.65 – Structure
undergoing assembly
on subgrade



Photo 14
VIA 15.65 – Fin de la 1^{re} phase
de lancement (septembre 2006)
VIA 15.65 – End of the first stage
of launching (September 2006)



Photo 15
VIA 9.41 – Vue générale
des amortisseurs
VIA 9.41 – General view of shock
absorbers

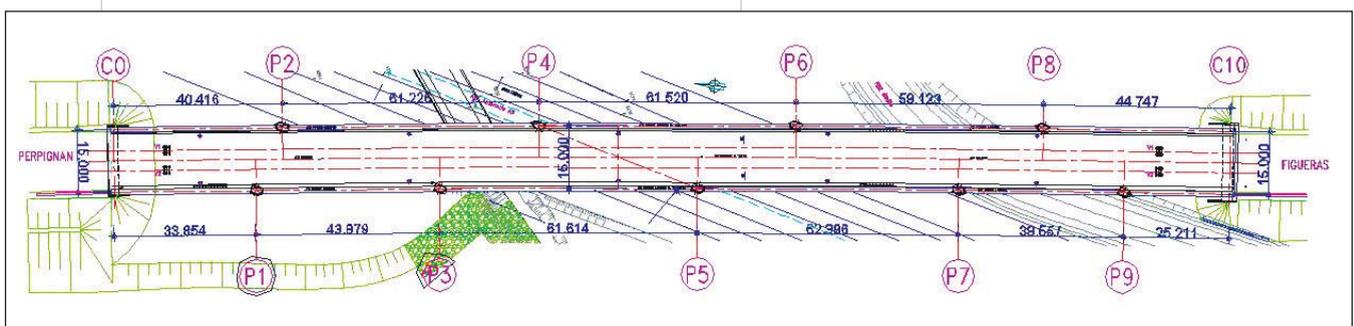


Figure 5
VIA 9.41 – Vue en plan
VIA 9.41 – Plan view



L'utilisation de deux outils coffrant permet le bétonnage d'un plot par jour (photos 13 et 14).

■ Les tabliers RAPL : viaducs de franchissement de l'A9 et la RN9

Pour les franchissements de l'autoroute A9 et de la RN9, et dans le but de minimiser les remblais d'accès en vue d'une meilleure intégration de l'ouvrage, il a été fait appel à des tabliers réalisés à l'aide de poutres latérales métalliques (RAPL), reliées en partie inférieure par une dalle en poutrelles enrobées disposées transversalement.

Ce type de structure est bien adapté aux franchissements avec un biais prononcé et permet une grande souplesse au niveau de l'implantation des appuis.

Le viaduc de la RN9 comporte quatre travées de 27 m, 49 m, 41 m et 27 m pour une longueur totale de 144 m. Celui de l'A9, d'une longueur de 268,80 m entre axes des culées, comporte cinq travées pour la poutre est et six travées pour la poutre ouest (travée maximale ~ 62 m) (figure 5).

Le tablier du PRA 14.35 supporte deux voies dont l'entraxe est variable de 5,748 m (C4) à 7,696 m (C0). Le tablier est également à largeur variable, l'entraxe des poutres est de 17,70 m sur la culée nord et 15,75 m sur la culée sud.

Celui du VIA 9.41 supporte deux voies de 4,80 m d'entraxe et présente une largeur constante de 15 m entre axes des poutres.

La structure du tablier comprend deux poutres métalliques à âme pleine, de 4 m (PRA 14.35) et 4,85 m (VIA 9.41) de hauteur.

La dalle en poutrelles enrobées est constituée de profilés H600 (VIA 9.41) ou H700 (PRA 14.35) reliés aux poutres principales par éclissages boulonnés. L'ensemble des profilés est noyé dans une dalle en béton B32, respectivement de 75 cm et 85 cm d'épaisseur.

Photo 16

VIA 9.41 – Piles en TPC. Réalisation des pieux forés
VIA 9.41 – Piers on central earth platform. Execution
of bored piles

Les appuis

Les piles sont constituées de deux fûts indépendants, de section oblongue, implantés dans l'axe de chaque poutre. Chaque fût est surmonté par un chevêtre homothétique de la section de celui-ci.

La hauteur des piles varie de 8,11 m à 9,55 m (PRA 14,35 m) et 6,24 m à 7,24 m (VIA 9.41).

L'ensemble des appuis du PRA 14.35 est fondé sur semelles superficielles. Les appareils d'appui sont des appuis sphériques fournis par Maurer. Longitudinalement les efforts horizontaux sont bloqués sur les piles P1 et P2.

Pour le VIA 9.41, les piles sont fondées sur deux files de trois pieux Ø 1200 espacées de 3,60 m. La culée C0 est fondée sur deux files de cinq pieux Ø 1200, tandis que la culée C10, point fixe de l'ouvrage vis-à-vis des effets longitudinaux est fondée sur trois files de six pieux Ø 1200.

Longitudinalement les efforts horizontaux sont bloqués sur la culée C10. Transversalement ils sont bloqués sur les piles de la file ouest.

La culée C10, point fixe de l'ouvrage, est équipée de dix ressorts-amortisseurs. Les efforts longitudinaux sous séisme sont ainsi divisés par un facteur d'environ 3 (± 2100 t au lieu de 6000 t). La disposition des amortisseurs a nécessité des aménagements du coffrage de la culée et de l'about du tablier visant à faciliter le montage, l'entretien et le démontage éventuel des appareils. Ils ont été disposés par groupe de deux sur des platines scellées en tête de massifs en béton armé, encastrés dans le chevêtre de la culée. Les appareils sont « coincés » entre deux butées métalliques soudées en sous-face du tablier (photo 15).

La pièce de pont sur cette culée est constituée d'un caisson à plusieurs alvéoles délimitées par les raidisseurs longitudinaux disposés dans l'axe des butées, et des raidisseurs transversaux permettant la diffusion des efforts vers les poutres principales. Les âmes du caisson sont percées pour le passage des armatures longitudinales relativement denses dans cette zone.

Les méthodes d'exécution et le déroulement des travaux

Réalisation des appuis

L'exécution de ces deux ouvrages devait intégrer les contraintes liées à la proximité et au franchissement de voies en service : la RN9 et la voie ferrée Elne-Céret pour le PRA 14.35, et l'autoroute A9 pour le VIA 9.41.

Les dispositions constructives et le phasage de réalisation, ont été établis en étroite concertation avec les exploitants des différentes voies concernées (ASF, DDE 66, RFF-SNCF...).

À noter en particulier, la réalisation des appuis des



piles P4 et P5 implantées dans le TPC de l'autoroute, qui a nécessité la neutralisation des voies rapides de l'autoroute (photo 16).

Les neuf piles du VIA 9.41 et les six piles du PRA 14.35 ont été coulées à l'intérieur d'un coffrage bois spécifique à chaque ouvrage.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Les concédants

États français et espagnol (commission intergouvernementale)

Le concessionnaire - Maître d'ouvrage

TP Ferro

Groupeur constructeur - Maître d'œuvre

TEP AEIE (Trans Euro Pyrénées)

Architectes

Architecture Neel - Sade

Groupeur d'ingénierie

Ingérop - Sener - Arcadis - Tucrail

Conception et contrôle extérieur des OA de la plate-forme France

Ingérop - Arcadis

Entreprises

- Génie civil : Eiffage TP
- Terrassements : Fougerolle Ballot
- Construction métallique : Eiffel

Principaux sous-traitants

- Béton : BCP (Lafarge)
- Aciers passifs : SAMT
- Précontrainte : Eiffage TP - Département précontrainte
- Amortisseurs sismiques : Jarret - Étic
- Étanchéité : Soprema
- Joints de chaussée et joints Garde ballast : RCA
- Préfabrication des poutres : Lagarrigue

Études d'exécution

- Viaducs mixtes : SNCF - IG.OA (construction métallique) - Coredia (GC)
- Viaducs RAPL : IOA (construction métallique) - Cogeci (GC)
- Ponts-routes : Cogeci - BEA - SIAM
- Ponts-cadres et ponts à poutres : CERT
- Sauts-de-mouton et portique triple : Eiffage TP - STOA

LGV Perpignan-Figueras. Les ouvrages d'art de la plate-forme extérieure France



Photos 17 et 18

VIA 14.35 – Tablier en cours de lancement
 VIA 14.35 – Deck undergoing launching



Réalisation du tablier

Le transport des éléments de poutres principales, fabriqués à l'usine Eiffel de Lauterbourg, a été réalisé par des convois exceptionnels. Le poids des éléments atteint 80 t pour ceux de l'A9.

Pour les deux ouvrages, toute la longueur du pont a été assemblée sur la plate-forme, la mise en place n'a donc nécessité qu'une seule phase de lancement.

Le coffrage perdu entre profilés transversaux et une partie du ferrailage de la dalle sont disposés avant lancement. L'étanchéité entre éléments du coffrage est assurée par application d'un cordon mastic, et une première phase de bétonnage sur une épaisseur de

Photos 19 et 20

VIA 9.41 – Tablier en cours de lancement. Dispositif de poussage sur culée
 VIA 9.41 – Deck undergoing launching. Pushing device on abutment



15 cm, est réalisée dans les zones surplombant les voies en service.

Les lançages des tabliers ont été tous les deux peu ordinaires.

Comme indiqué précédemment, l'ouvrage franchissant la RN9 comporte un tablier de largeur variable. Il a donc été choisi de lancer l'ouvrage selon un axe parallèle à l'une des poutres, avec des guidages latéraux fixes. Sur l'autre poutre, les appuis de lançage sont équipés d'un système de ripage permettant de maintenir en permanence les chaises de lançage à l'axe de l'âme des poutres. Ce système était constitué d'un caisson sur lequel pouvait circuler la chaise au fur et à mesure de l'avancement du tablier (photos 17 et 18).

Concernant l'ouvrage sur l'A9, le poids total à déplacer était d'environ 4200 t, et l'effort de poussage à mobiliser, de l'ordre de 280 t. Aussi, le système habituel de traction (treuil - moufle - câble) a été remplacé par un système de vérins et câbles de précontrainte. Les torons étaient fixés au bec de traction, à l'arrière du tablier, les vérins sur le chevêtre de la culée C0. Au fur et à mesure de l'avancement des câbles par les vérins, l'ouvrage progressait ainsi par pas de 250 mm. En définitive, le lancement complet de l'ouvrage a demandé une cinquantaine d'heures de travail.

Les amortisseurs ont été installés à leur position définitive sur la culée C10, avant l'opération de lançage, soit sensiblement en sous-face du tablier. À la fin du lançage, le tablier est descendu à son niveau définitif, par dévérinage. Les butées métalliques soudées en sous face du tablier, viennent ainsi épouser les dix appareils préalablement disposés par groupe de deux.

Le bétonnage de la dalle est effectué à l'avancement par plot de 20 m.

Après bétonnage de la dalle, le point fixe a pu être assuré par les amortisseurs, qui ont été soudés sur des platines préscellées sur le chevêtre de C10 (photos 19 et 20). ■

ABSTRACT
Perpignan-Figueras
high-speed train line.
Engineering structures for
the above-ground subgrade
in France

Various authors

The project involves the construction of a new double-track high-speed line about 44,4 km long, of which 24,6 km in France and 19,8 km in Spain, and includes an 8,3 km tunnel of which 7,3 km are on French territory. The section is of great strategic and economic interest for the Mediterranean rim. Commissioning is scheduled for 2009.

The above-ground subgrade in France, located between the connection to the rail network in Perpignan and the Perthus tunnel, comprises 34 engineering structures : 4 rail viaducts; 3 linking structures (2 flyovers and a triple portal structure); 5 prefabricated girder bridges; 13 reinforced concrete frames; 9 road bridges (reinforced or prestressed concrete slab).

Eiffage TP is responsible for all the earth moving and civil engineering works (engineering structures, noise barriers and utilities buildings) for the open-air part in France.

RESUMEN ESPAÑOL
LGV Perpignan-Figueras.
Las obras de fábrica de la
plataforma exterior Francia

Autores diversos

El proyecto consiste en la ejecución de una nueva línea de alta velocidad de doble vía de aproximadamente 44,4 km de los cuales 24,6 km en Francia y 19,8 km en España y que incluye un túnel de 8,3 km entre los cuales 7,3 km en el territorio francés. El tramo corresponde a importante interés estratégico y económico para el Arco Mediterráneo. Su entrada en servicio está prevista para el año 2009.

La plataforma exterior Francia situada entre el punto de conexión con la red de ferrocarriles en Perpignan y el túnel de Le Perthus, consta de 34 obras de fábrica : 4 viaductos ferroviarios; 3 obras no corrientes (2 bifurcaciones a desnivel y un pórtico triple); 5 puentes de vigas prefabricadas; 13 marcos de hormigón armado; 9 puentes viales (loza BA o BP).

Eiffage TP tiene a su cargo el conjunto de los trabajos de movimiento de tierras y de ingeniería civil (obras de fábrica, pantallas acústicas y edificios técnicos) de la parte a cielo abierto en Francia.

Les ouvrages de du prolongement

L'extension du Trans-Val-de-Marne vers la Croix-de-Berny, dont la mise en service est prévue en 2007, doit permettre l'amélioration du réseau des transports collectifs entre les communes de la proche couronne de Paris.

Ce tracé supplémentaire a nécessité la construction de deux ponts pour traverser la A106 et la A86-RN186. L'ouvrage de franchissement de l'A106 est constitué d'un tablier à caisson mixte courbe de longueur 185 m.

Le second pont, long de 120 m, est un ouvrage multiple composé d'un pont à poutrelles enrobées, d'un pont mixte et d'un portique. Ces deux projets très différents ont conduit à des chantiers délicats en site urbain et au-dessus de voies à fort trafic.

Le TVM (Trans-Val-de-Marne), qui circule actuellement entre Saint-Maur-Créteil et le marché international (MIN) de Rungis, est un transport urbain en site propre qui doit être prolongé jusqu'à la Croix-de-Berny. D'une longueur de 7 km, son prolongement traversera les communes de Chevilly-Larue, Rungis, Fresnes et Antony. L'extension, dont la mise en service est prévue courant 2007, prévoit ainsi la création de neuf nouvelles stations.

La création de cette ligne nécessite notamment la construction de deux ouvrages d'art :

- un ouvrage de franchissement de l'autoroute A106 (lot 1A) ;
- un ouvrage de franchissement de la RN186 (lot 1B).

Le groupement constitué du bureau d'ingénierie Setec TPI et du cabinet d'architectes Reichen et Robert a été missionné pour effectuer la maîtrise d'œuvre complète – conception et suivi sur chantier – du projet (figure 1).



Figure 1
Tracé du prolongement ouest du TVM
Alignment of the western extension of the TVM

■ Ouvrage de franchissement de l'A106 : un pont mixte courbe

Une géométrie originale

L'ouvrage doit permettre le franchissement de l'autoroute A106 – qui relie Paris à Orly –, de la rue de la Vanne et de la rue du Pont des Halles, dans une zone délimitée :

- à l'est, par le boulevard circulaire du MIN de Rungis ;
- à l'ouest, par la zone Delta et l'ouvrage « Ponderly » existant, qui franchit la RD65 existante.

Le remblai d'accès à l'ouvrage est implanté dans le talus longeant les voies désaffectées entre l'ouvrage dit du « Ponderly » et la rue du Pont des Halles.

L'ouvrage surplombe successivement :

- la rue du Pont des Halles, limitrophe des communes de Chevilly-Larue et de Rungis ;
- le parking d'un hôtel ;
- les quatre voies et le TPC de l'autoroute A106 ;
- une emprise appartenant en quasi-totalité à la Ville de Paris et abritant un aqueduc d'eau potable enterré : l'aqueduc de la Vanne.

La rampe d'accès finale rejoint le boulevard du MIN de Rungis parallèle à l'autoroute.

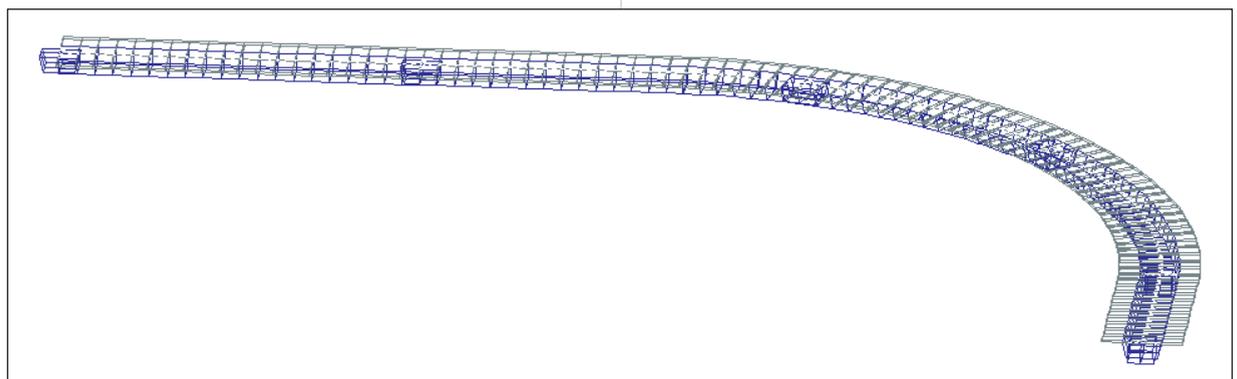
La méthodologie des travaux a dû tenir compte des réseaux (RAU, éclairage) le long de l'autoroute A106. Plusieurs candélabres et portiques de signalisation ont dû ainsi être déplacés dans le cadre de la réalisation de l'ouvrage, ou déposés provisoirement et réinstallés à la fin des travaux.

Le profil en long de l'ouvrage a été conditionné par le gabarit minimum de 4,85 m au-dessus de la rue de la Vanne (travée P1-P2) et de la rue du Pont des Halles (travée P4-C5).

Ces contraintes ont également conduit à un tracé en plan particulier : l'ouvrage accuse une courbure en plan très prononcée ($R = 60 \text{ m}$) dans sa partie nord. Cette courbe a induit un élargissement de la plate-

Figure 2

Modélisation de l'ouvrage sur PYTHAGORE
Structure modelling on PYTHAGORE



franchissement ouest du Trans-Val-de-Marne



**Mathieu
Hautecouverture**
Ingénieur chargé
d'études
Setec TPI

forme dans le virage. Afin de limiter la longueur des travées de l'ouvrage, la maîtrise d'œuvre Setec TPI a donc opté pour un ouvrage à cinq travées dont la plus grande (44 m) surplombe l'autoroute A106.

Une modélisation sur PYTHAGORE

Étant donné la grande courbure en plan et les emprises réduites, il était exclu de pouvoir lancer le tablier du pont. Par ailleurs, les contraintes de gabarit inférieur, mais aussi les pentes maximales que devait respecter le profil en long, nécessitaient un ouvrage fin.

C'est ainsi qu'a été envisagée la réalisation d'un caisson métallique mis en œuvre avec une grue de grande capacité.

La phase de dimensionnement de cet ouvrage mixte a alors été lancée.

La modélisation et le calcul des sollicitations ont été réalisés avec le logiciel PYTHAGORE de Setec TPI. Ce programme permet en effet le calcul détaillé d'ouvrages en béton armé, précontraints ou mixtes avec, en particulier, la prise en compte du fluage et du retrait (figure 2).

Un « bilame », constitué du hourdis béton en partie supérieure et du caisson métallique dans sa partie inférieure, a été soumis aux différentes charges réglementaires. En particulier, le maître d'ouvrage a demandé deux configurations : passage de deux voies de bus dans un premier temps puis, à terme, passage de deux voies de tramway. Dans la configuration tramway, la plateforme de roulement avait ainsi une épaisseur d'environ 0,25 m (au lieu de 0,11 m considéré en phase bus).

Cette modélisation a permis de déterminer la répartition de la matière et de confirmer les dimensions du hourdis, des piles et des appuis.

Les principales caractéristiques de l'ouvrage

Ce dimensionnement a abouti à un pont mixte à cinq travées :

- travée C0-P1 : 21,70 m ;
- travée P1-P2 : 44,00 m franchissant la rue de la Vanne avec un gabarit minimal de 4,85 m ;
- travée P2-P3 : 34,50 m ;
- travée P3-P4 : 44,00 m franchissant les deux chaussées de l'autoroute A106 avec un gabarit minimal de 4,85 m ;
- travée P4-C5 : 41,50 m franchissant la rue du Pont des Halles avec un gabarit de 4,85 m et devant passer au-dessus du parking de l'hôtel avec un gabarit de 4,50 m (figure 3).

Le projet prévoit que l'ouvrage soit fondé sur pieux Ø 80 : 10 pour chaque culée et 6 par pile.

Les piles de section elliptique ont une épaisseur au

centre de 1,35 m et de 0,95 m sur les côtés. La hauteur de ces piles est comprise entre 4,40 m (pile P1) et 6,10 m (pile P3) (figure 4).

L'ouvrage mixte comprend un caisson de hauteur 1,80 m et de largeur 3,50 m au niveau des appuis :

- les semelles supérieure et inférieure de ce caisson ont une épaisseur comprise entre 14 et 30 mm (sur appui) ;
- les âmes ont une épaisseur comprise entre 16 et 30 mm (sur appui).

En outre, des consoles en encorbellement d'épaisseur 12 mm et espacées de 3,75 m viennent compléter l'ossature métallique.

Un hourdis d'épaisseur 25 cm surplombe cette ossature.

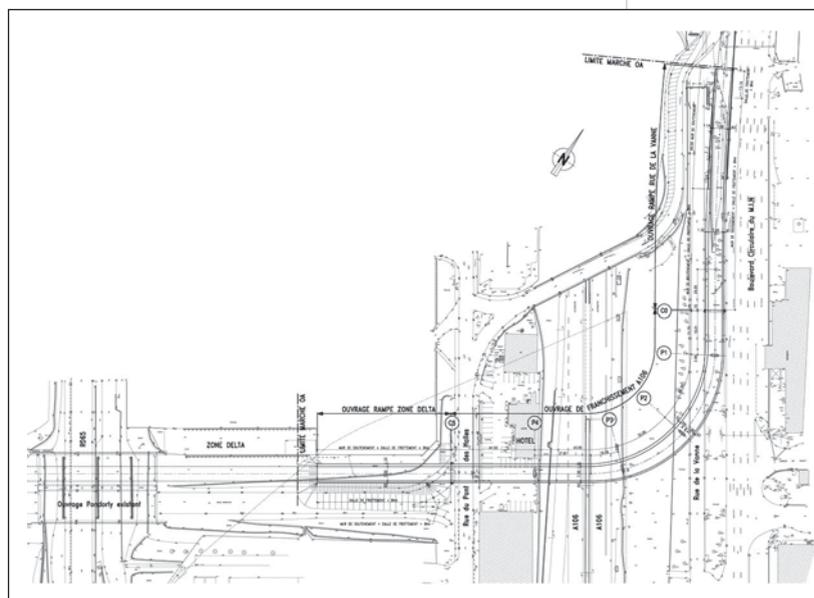


Figure 3
Vue en plan
de l'ouvrage
Plan view of
the structure

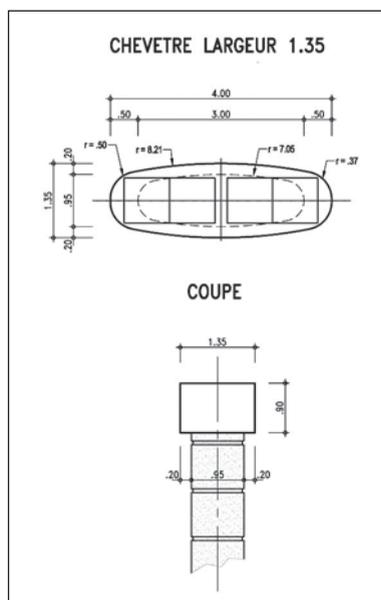


Figure 4
Caractéristiques
des piles
Pier
characteristics

Les ouvrages de franchissement du prolongement ouest du Trans-Val-de-Marne

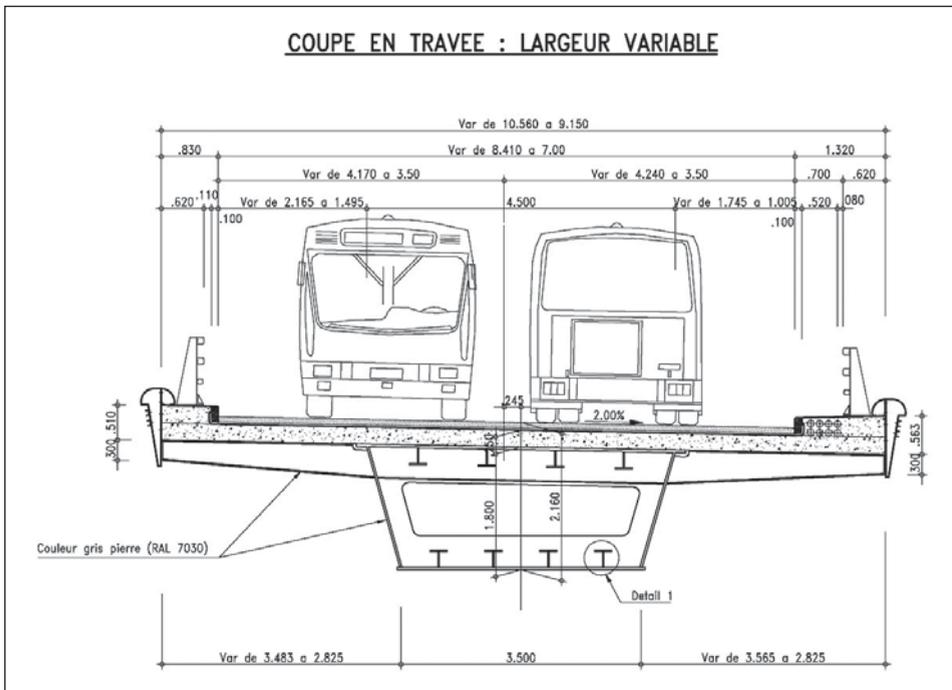


Figure 5

Section transversale du tablier

Cross section of the deck

rampe d'accès, ces barrières de sécurité étant fondées sur des dalles de frottement.

L'exécution sur chantier

Au terme de l'appel d'offres et de l'analyse de Setec TPI, le marché a été attribué au groupement Sogea TPI (génie civil) - Matière (charpente métallique). Les travaux ont débuté le 7 mars 2005 pour une durée de 20 mois.

L'entreprise disposait de plusieurs zones de chantier distinctes :

- une zone de chantier principale rue du Pont des Halles qui jouxte la future culée C5 et la rampe d'accès en continuité;
- une emprise dans la zone dite « Sagep » qui a été le lieu de stockage et d'assemblage des caissons du pont mixte. Seul le stockage du caisson correspondant à la travée P4-C5 a en effet été prévu dans l'emprise de chantier principale. Cette zone, qui comprend également les futures piles P2 et P3 de l'ouvrage, surplombe l'aqueduc de la Vanne. Il a donc été imposé à l'entreprise de travailler sur une emprise limitée et d'y réaliser une aire protégée avec mise en place d'un double polyane armé protégé par un géotextile. Le bureau d'études de l'entreprise a dû démontrer que les charges provisoires appliquées n'avaient pas d'impact sur la résistance de l'aqueduc et sa pérennité. Il a été également interdit à l'entreprise d'y stocker toute matière polluante, ou d'y installer une aire de parking ou de dépotage;
- une emprise située entre la rue de la Vanne et le boulevard du MIN pour réaliser la culée C0, la pile P1 ainsi que la rampe d'accès depuis C0.

Après les travaux préparatoires (débroussaillage, décapage de la terre végétale), le groupement a réalisé les 44 pieux forés tubés sur une période d'un mois et demi, recépage compris. Il est à noter que cette opération a été réalisée en continuité avec l'ouvrage de franchissement de la RN 186, le groupement étant titulaire des travaux de réalisation des deux ouvrages d'art.

Le groupement a entrepris ensuite l'exécution des piles :

- les travaux de terrassement, coffrage et ferrailage des six semelles s'étalèrent sur un mois et demi;
- les piles elles-mêmes qui présentaient un coffrage matricé particulier dit en « tôle cabossée » mais aussi les chevêtres d'appuis et leurs bossages furent exécutés en un mois et demi. Les piles étaient réalisées à l'aide de coques préfabriquées (photo 1).

Puis l'entreprise de génie civil s'est engagée dans les travaux de réalisation de la rampe d'accès depuis la culée C0. Ces travaux ont été réalisés dans une emprise réduite puisque comprise entre la rue de la Vanne et le boulevard circulaire du MIN. Les terrassements

La plate-forme du TVM doit par la suite être complétée par une chaussée routière d'épaisseur 11 cm.

La liaison entre les deux structures se fait au moyen de connecteurs répartis sur l'âme supérieure du caisson.

La dalle supérieure présente un dévers unique de 2 %

sur une largeur hors tout de 9,15 m en partie droite et 10,75 m en partie courbe. Dès lors, la plate-forme est constituée d'une largeur roulable de 7,00 m en partie droite (8,60 m en courbe) ainsi que de deux bandes latérales de 0,83 m d'un côté et 1,32 m de l'autre, permettant le positionnement des dispositifs de sécurité latéraux et, du côté élargi, un passage de service de 0,70 m de largeur. Le trottoir le plus large doit permettre le passage de huit fourreaux.

Le dévers est gardé constant sur tout l'ouvrage pour des raisons de structure mais aussi de continuité d'assainissement. Une canalisation Ø 400 est ainsi prévue longeant l'ouvrage sur son côté pour collecter les eaux pluviales du pont (figure 5).

Enfin, des rampes d'accès de longueur totale 170 m sont prévues dans la continuité des culées C0 et C5. Des soutènements latéraux de la rampe sont réalisés avec des murs de soutènement classiques en béton armé, la « boîte » étant remblayée pour atteindre le niveau de sous-face de la plate-forme du TVM.

Les dispositifs de retenue (BN4) sont prolongés sur la



Photo 1

Pile en cours de réalisation
Pier undergoing construction



ont donc été entrepris avec blindage des fouilles. Puis cette rampe décomposée en plots de 15 m a été exécutée selon un phasage complexe de manière à optimiser le temps d'intervention des équipes de coffrage et de ferrailage des semelles et des voiles. Enfin, le remplissage de la boîte a achevé cette opération d'une durée de 5 mois. L'entreprise a suivi en particulier une procédure de bétonnage par temps froid, des températures inférieures à 5 °C ayant été relevées sur chantier (photos 2 et 3).

L'entreprise a procédé de manière analogue pour la réalisation de la culée C5 et de la rampe d'accès en continuité. Néanmoins, confrontée à un terrain de piètre qualité, elle a préalablement purgé le terrain en place. Cette rampe plus courte a été réalisée en 3 mois et demi. Le groupement a entrepris également la réalisation des dalles de frottement destinées à recevoir les BN4.

Parallèlement à la réalisation des rampes, l'entreprise de charpente métallique fabriquait en usine les tronçons métalliques destinés à être assemblés sur chantier. L'approvisionnement des tôles s'est fait par train depuis la Belgique et l'Autriche jusqu'à l'usine située dans le Cantal. Les tôles plates étaient de nuance S355 K2G3 et S355N selon leur épaisseur. Les différents éléments – semelles supérieures, âmes, consoles – ont été façonnés, codifiés et enfin soudés selon des plans de fabrication réalisés par le bureau d'études. Les connecteurs – des goujons Nelson de 22 mm de diamètre en acier S235 JO – ont également été livrés à l'usine avant d'être soudés sur les âmes supérieures des tronçons et consoles.

L'enchaînement des tâches a été réalisé à flux tendu de manière à livrer rapidement les tronçons et consoles sur le chantier, l'assemblage des éléments étant parachevé sur site.

En outre, du fait des contraintes de stockage, les caissons ont dû être peints en atelier. La maîtrise d'œuvre s'est assurée de la conformité de l'épaisseur du complexe anticorrosion apposé sur les tronçons (photo 4).

Les onze éléments du caisson métallique – dont le plus long mesurait 25 m – ont ensuite été acheminés jusqu'au site par convoi exceptionnel tandis que les consoles étaient livrées par camion. Les aléas liés à la circulation mais aussi aux « fenêtres » autorisées pour ces transports de nuit ont parfois conduit à des retards. Par ailleurs, les éléments étaient quelquefois épaufrés ou griffés durant ce transfert, obligeant le charpentier métallique à prévoir une reprise de peinture avant levage.

Les tronçons ont été déchargés et posés sur des appuis provisoires réglés précisément par un géomètre pour s'assurer d'un assemblage optimal des éléments de caissons destinés à être levés. Enfin, les soudeurs sont



Photo 2

Rampe du MIN :
réalisation des murs
de soutènement

*Rungis market access
ramp : retaining wall
construction*



Photo 3

Rampe du MIN
après remblaiement

*Rungis market access
ramp after backfilling*



Photo 4

Application en usine
du complexe
anticorrosion
sur deux consoles

*Application
of the corrosion-
resistant complex
on two cantilever
girders in factory*

Les ouvrages de franchissement du prolongement ouest du Trans-Val-de-Marne

Photo 5

Caisson sur ses appuis provisoires
Box girder on its temporary supports



Photo 6

Pose du tronçon surplombant l'A106
Placing the section over the A106



Photo 7

Mise en place des dalles préfabriquées
Placing prefabricated slabs



intervenues pour la jonction des tronçons mais aussi le réglage et la mise en place des consoles d'encorbellements. Par ailleurs, l'entreprise a procédé à la mise en place des clames d'extrémité, véritables corbeaux métalliques inversés destinés à assurer la stabilité provisoire des éléments à la pose, ces éléments s'appuyant sur la travée contiguë en place. L'ensemble de cette opération a duré environ 2 mois et demi (photo 5).

Mais l'opération la plus spectaculaire a été sans conteste le levage des caissons assemblés et leur pose

sur les piles. Cette phase du chantier a confronté l'entreprise à deux défis difficiles :

- minimiser les nuisances lors des interventions : en effet, les différentes travées surplombaient soit des voies municipales (rue du Pont des halles) ou privées (boulevard du MIN, rue de la vanne), soit l'autoroute A106. En outre, le tracé du pont jouxtait une zone hôtelière. Dès lors, le groupement se devait d'optimiser la durée d'intervention de manière à limiter les fermetures et les nuisances sonores. En concertation avec la DDE 94, la pose du tronçon au-dessus de l'A106 a été réalisée en une nuit. Par ailleurs, à la demande du gestionnaire de marché de Rungis, la fermeture de la rue de la Vanne occasionnée lors de la pose du tronçon P2-P3 a été effectuée un samedi. Au final, la pose de chacun des tronçons a occasionné une seule nuit ou journée d'intervention ;

- maîtriser précisément la cinématique de pose : outre les contraintes du site, l'entreprise a fait face à l'encombrement des éléments stockés sur une emprise limitée, à la distance avec les appuis et à la nécessité de pouvoir tourner les caissons avant mise sur appuis, ainsi qu'aux poids conséquents des caissons (de 72 t jusqu'à 140 t pour le plus lourd). L'entreprise a été amenée à utiliser des grues de fortes capacités dont certaines existent en petit nombre en France. Ce levage a été effectué avec des élingues accrochées au moyen de manilles à des oreilles de levage soudées sur la semelle supérieure des éléments.

La cinématique de pose débute par une montée progressive jusqu'à obtention du décollement complet du caisson de ses calages d'assemblage au sol, puis le levage jusqu'à une hauteur suffisante (pour échapper aux différents obstacles : portique de signalisation, élévations...), enfin rotation et orientation de la ou des grues jusqu'à l'approche de la position provisoire. Dès lors, on procède à un moulage très lent et un réglage jusqu'à la pose du caisson sur les appuis provisoires des piles, un guidage puis une stabilisation complète étant opérés par le personnel se trouvant sur chacune des zones d'accostage.

Par la suite, le caisson est décroché de la grue avant le repli du matériel présent sur le site. Les soudeurs interviennent ensuite pour la jonction des éléments et le démontage des clames.

La mise en place la plus complexe a concerné le tronçon T4 qui surplombe l'A106 de par sa grande taille et son poids (140 t), associé au fait que l'ouvrage devait opérer une rotation de 90° avant d'être mis sur appuis provisoires. Par ailleurs, cette opération a été réalisée de nuit sous fermeture de la circulation et sa durée ne devait pas excéder 7 heures.

À cette fin, une grue de 300 t implantée sur une voie de l'autoroute dans le sens Paris-Orly et une grue de



700 t positionnée sur une voie dans l'autre sens ont soulevé le caisson. L'installation et le montage de la grue de 700 t et de ses contrepoids (160 t) furent les opérations les plus longues avec une durée de 3 heures. La plus légère des deux grues a procédé à la rotation tandis que la grue de 700 t reprenait la majorité du poids de la structure. La structure a dû notamment surplomber les piles P3 et P1, mais aussi un candélabre et un portique de signalisation autoroutiers et ne pas taper dans l'hôtel qui jouxte le pont. Cette mise en place a été parfaitement exécutée par l'entreprise et l'autoroute a même été libérée plus tôt que prévu (photo 6).

Naturellement, un travail de coordination au sein du groupement a permis de s'assurer de l'exactitude de la position des platines d'appuis et des appuis provisoires sur les élévations.

Pour la réalisation du hourdis en béton B35, Sogea TPI a souhaité réduire les contraintes d'exploitation et minimiser les délais d'intervention. Elle a fait alors préfabriquer en usine des dalles correspondant à la partie du hourdis en appui sur les consoles d'encorbellement. Du fait du tracé en courbe, le calepinage des éléments a donc été précis, chaque dalle courbe étant unique.

Par la suite, les éléments en béton ont été acheminés jusqu'au site où ils ont été mis en place sur les caissons au moyen d'une grue de 50 t. Cette intervention a occasionné notamment deux nuits de fermeture de l'A106 dans chaque sens. L'entreprise a procédé au rythme de pose de quatre dalles droites et deux dalles courbes par jour (photo 7).

Sogea TPI a réalisé le clavage de ces 104 éléments par



Photos 8 et 9

Ouvrage de franchissement de l'A106 - Aspect final (avant intervention du lot VRD)

Bridge over the A106 - Final appearance (before the main services work section)

coulage du béton. Cette opération a été réalisée en une journée et sans interruption des voies circulées, l'entreprise ayant « calfeutré » la zone de coulage pour éviter toute fuite de laitance. L'intervention a requis l'utilisation de deux pompes à béton dont une de secours, d'une benne à béton de 1000 l et de la grue de 50 t.

Après une période de séchage nécessaire, le groupement a mis l'ouvrage sur vérins hydrauliques afin de le lever et le placer sur ses appuis définitifs (deux par élévations) : des appuis à pots unidirectionnels ou multidirectionnels différents d'un appui à l'autre, mais aussi du fait de la courbure, entre les côtés intérieurs et extérieurs de la pile.

Enfin le groupement a mis en place les équipements de l'ouvrage : BN4, corniche architecturale et canalisation d'assainissement. Parallèlement, il a appliqué l'étanchéité ainsi que sa protection sur l'ouvrage avant intervention du lot VRD, missionné pour réaliser la plate-forme du TVM (photos 8 et 9).

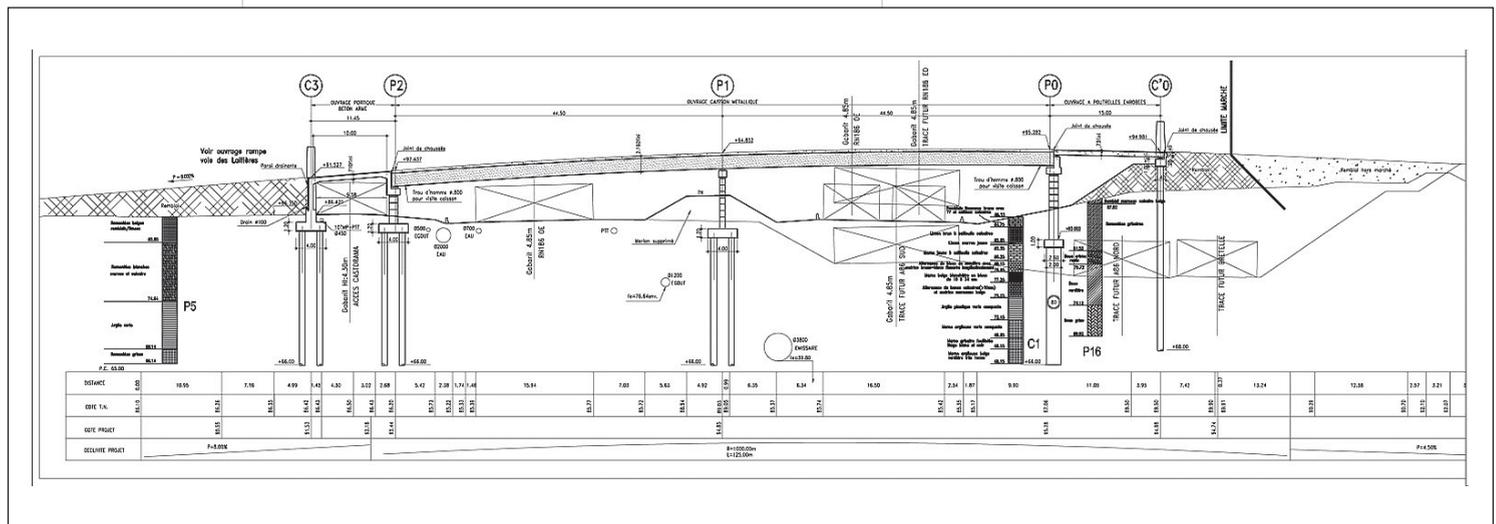
■ Ouvrage de franchissement de la RN186 : un ouvrage « multiple »

Plusieurs ouvrages en un

Cet ouvrage doit permettre à terme le franchissement des deux branches de la RN186 actuelle avec un gabarit vertical minimal de 4,85 m. Il doit de plus permettre le passage de l'autoroute A86 et de la RN186 dans le tracé d'avenir avec un gabarit minimal des

Les ouvrages de franchissement du prolongement ouest du Trans-Val-de-Marne

Figure 6
 Profil en long de l'ouvrage
 Longitudinal profile of the structure



voies de 4,85 m. La conception de l'ouvrage a donc dû être adaptée aux situations actuelle et future (figure 6).

L'ouvrage doit, par ailleurs, laisser un accès possible aux camions de livraison du magasin Castorama et dégager au droit du passage un gabarit vertical de 4,30 m minimum.

Dans la configuration actuelle, l'ouvrage comporte deux travées principales de 44,5 m chacune, au-dessus de la RN 186 actuelle, et une travée de 23,60 m côté sud, au-dessus de l'accès à Castorama. Compte tenu de la répartition des portées, il a semblé plus adapté d'opter pour une réalisation du franchissement avec deux ouvrages indépendants : un ouvrage principal à deux travées égales et une travée indépendante au droit de l'accès Castorama.

Pour l'ouvrage de franchissement de l'autoroute, la portée maximale (44,5 m en première phase) a conduit à exclure les solutions de type :

- « pont dalle en béton précontraint (PSIDP) » pour lequel les portées maximales sont de l'ordre de 25 à 30 m ;
- ouvrage à « poutrelles enrobées » dont les portées maximales sont de l'ordre de 25 à 30 m également ;
- ouvrage à « poutres préfabriquées à précontrainte par adhérence (PRAD) » pour lesquelles les portées maximales envisageables sont de l'ordre de 30,00 m.

D'autres solutions ont été envisagées mais finalement abandonnées pour des raisons architecturales ou de mise en œuvre délicates :

- tablier à poutres précontraintes par post-tension (VIPP) : ce type d'ouvrage est adapté aux portées à franchir mais nécessite des contraintes assez lourdes, financièrement, pour la mise en œuvre des poutres. Les dimensions ont conduit à des éléments de 100 à 200 t dont la mise en œuvre est assez délicate ;

- tablier métallique : un tel type d'ouvrage a un impact visuel très lourd, qu'il est difficile de valoriser du point de vue architectural et qui n'aurait pu être intéressant que dans la mesure où l'accès Castorama aurait été supprimé. De plus, les conditions de site, d'accès et de géométrie conduisent à des contraintes très lourdes pour lesquelles la mise en œuvre de l'ouvrage aurait été extrêmement délicate.

Finalement, la solution adoptée par Setec TPI est celle d'une structure mixte en caisson plus légère. Celle-ci présente en outre les mêmes dimensions que le caisson de l'ouvrage de franchissement de l'A106. Le caisson est muni de raidisseurs disposés régulièrement, prolongés de part et d'autre des poutres par les profilés en console afin de supporter les encorbellements du hourdis.

L'appui C0 (côté nord) qui sera la culée de l'ouvrage en première phase, tant que le « tracé d'avenir » de l'autoroute A86 n'aura pas été réalisé, doit pouvoir devenir une pile culée servant d'appui à une travée supplémentaire si le tracé d'avenir voit le jour. C'est pourquoi il a été conçu une travée « fusible » supplémentaire côté nord au lieu d'arrêter l'ouvrage à la culée C0. Cette travée permet de limiter l'usage de l'appui désigné C0 à une simple fonction de pile et non de soutènement, et de s'affranchir des grands murs de soutènement situés de part et d'autre en première phase. En contrepartie, il faut alors réaliser la culée C'0 plus au nord et une courte travée indépendante appelée à être démolie lors de la réalisation du tracé d'avenir pour être remplacée par une grande travée.

Les contraintes d'exécution sont très fortes côté sud : l'avenue du Parc Médicis (ancienne voie des Laitières), implantée entre les entrepôts Castorama et une zone pavillonnaire, est très circulée. De plus, la visibilité des usagers est nulle dans le virage de cette avenue, au voisinage de la future travée P2-C3.

La rampe, voie des Laitières, s'inscrivant dans une emprise très réduite, le soutènement adopté est vertical, à l'aplomb des dispositifs de retenue choisis. Enfin, le profil en long a conduit à une pente de 8 %. Un mur poids végétalisé a été prévu pour des raisons architecturales. Un système d'arrosage automatique est donc nécessaire pour assurer la pérennité de la végétalisation. Le soutènement côté Castorama est prévu, quant à lui, réalisé à partir de murs de soutènement classiques en béton armé.

La pile P1 est implantée dans le merlon de terre de forme triangulaire, entre les deux branches de la RN186. La largeur du merlon est d'environ 25 m au droit de la pile P1. L'accès à cette zone entre les deux branches de la RN186 étant très difficile, les travaux doivent nécessairement requérir des neutralisations de voies; en outre, cette zone de merlon induit des terrassements préalables.

À l'instar de l'ouvrage de franchissement de l'A106, la structure mixte a été dimensionnée sur PYTHAGORE. Les hypothèses et configurations de calculs sont bien évidemment identiques.

Caractéristiques de l'ouvrage

Le projet a abouti ainsi à un « ouvrage multiple » d'une longueur totale de 115,45 m. Il comprend quatre travées (figure 7) :

- une première travée C'0-P0, de longueur 15,00 m, permettant d'accéder à la rampe d'accès en s'affranchissant de grands murs de soutènements. Cette travée constituée d'un tablier en poutrelles enrobées est indépendante de l'ouvrage principal et sera totalement démolie lors de la réalisation du « tracé d'avenir » ;

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Ouvrage de franchissement de l'A106

- Terrassements : remblais 9700 m³ - Déblais 5200 m³
- Béton de structure : 2300 m³ y compris fondations profondes
- Acier : 275 t d'armatures passives y compris fondations profondes
- Charpente métallique pour caisson : 468 t

Ouvrage de franchissement de la RN186

- Terrassements : remblais 11800 m³ - Déblais 11800 m³
- Béton de structure : 1560 m³ y compris fondations profondes
- Acier : 197 t d'armatures passives y compris fondations profondes
- Charpente métallique pour caisson : 210,73 t
- Charpente métallique pour pont à poutrelles enrobées : 34,15 t

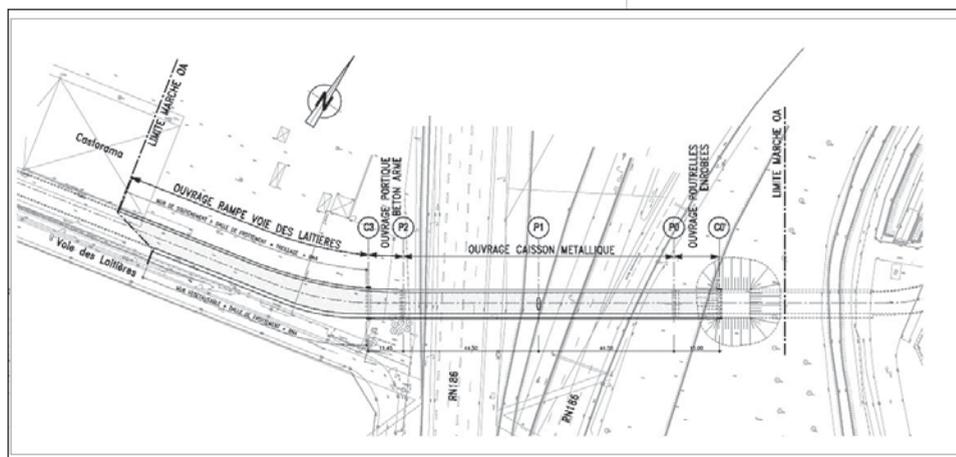


Figure 7

Vue en plan de l'ouvrage

Plan view of the structure

- la travée P0-P1, de longueur 44,50 m, franchit la chaussée EO de la RN186 en surgabarit de 2,20 m pour tenir compte du tracé futur ;
- la travée P1-P2, de longueur 44,50 m, franchit la chaussée OE de la RN186. Ces deux travées ont une structure en caisson mixte ;
- la travée P2-C3, de longueur 11,45 m, franchit l'accès à Castorama. La structure finalement adoptée pour cette travée est un portique en béton armé d'épaisseur 0,60 m en son centre. Cette travée est indépendante de l'ouvrage principal et lui sert d'appui de rive.

La structure à poutrelles enrobées C'0-P0 est constituée de 13 poutrelles HEB 450, le tablier ayant une épaisseur de 0,615 m à son axe.

Le caisson supportant la dalle en béton a une hauteur de 1,80 m et une largeur variant de 3,50 m à sa base à 4,50 m sous le hourdis. Les encorbellements ont une largeur constante de 2,825 m.

Le caisson est muni de diaphragmes raidisseurs disposés tous les 3,75 m environ, prolongés de part et d'autre par les poutres en encorbellement supportant les encorbellements béton.

Les épaisseurs des semelles inférieure et supérieure varient entre 14 et 30 mm. L'épaisseur maximale de l'âme est de 20 mm.

Les variations d'épaisseur des semelles supérieure et inférieure s'effectuent côté intérieur (paliers non visibles en sous-face de semelle inférieure).

Le tablier est droit et a une largeur constante de 9,15 m.

Le portique en béton armé, d'épaisseur 0,60 m au centre, sert d'appui à l'extrémité de l'ouvrage principal en ossature mixte.

L'ensemble des appuis de l'ouvrage est prévu sur fondations profondes. Les culées C'0, C3 et les piles P1 et P2 sont fondées sur des pieux Ø 800. La pile P0 s'appuie sur des barrettes pour obtenir une plus grande inertie dans la phase définitive où le « tracé d'avenir » sera réalisé et où cette structure sera décaissée sur une

Les ouvrages de franchissement du prolongement ouest du Trans-Val-de-Marne

Photo 10

Portique P2-C3 : phase de désétaielement
Portal structure P2-C3 : shoring removal phase



Photo 11

Pont à poutrelles enrobées : ferrailage du tablier en cours
Composite joist bridge : deck reinforcement work in progress



Photo 12

Caisson stocké sur le merlon central de la RN186
Box girder stored on the central embankment of the RN 186 highway



profondeur de l'ordre de 9,00 m, permettant le passage de deux chaussées superposées de la RN186 d'une part et du tracé futur de A86 d'autre part. Par ailleurs, à l'instar de l'ouvrage du lot 1A, l'assainissement du pont est assuré par deux canalisations Ø 200 situées le long de l'ouvrage de part et d'autre – le hourdis étant en toit avec des pentes de 2 % – sous les encorbellements.

L'exécution sur chantier

Le groupement Sogea TPI - Matière également titulaire de ce lot technique a entamé les travaux le 11 avril 2005.

Dans la continuité des travaux de fondations du lot 1A, le groupement a réalisé les pieux forés tubés et les barrettes. Le sous-traitant fondation a ainsi exécuté les quatre barrettes de la pile-culée P0 et les 20 pieux de la pile P2 et de la culée C3, les six derniers pieux de la pile P1 ayant été réalisés ultérieurement pour des raisons de difficultés d'accès sur le merlon central.

Sogea TPI a ensuite exécuté les semelles et élévations des piles et culées des différents ouvrages :

- les piles P0 et P2, constituées de deux fûts circulaires extérieurs et d'un élément vertical oblong; avant la réalisation finale du perré, l'entreprise a procédé en deux phases : construction des deux éléments extérieurs puis réalisation de l'élément central. L'ensemble de l'opération a duré 1 mois;
- l'appui C'0, constitué de rehausses de pieux et d'un chevêtre. L'entreprise l'a réalisé en 3 mois environ;
- la pile P1, identique aux piles de l'ouvrage de franchissement de l'A106 : cette opération a duré trois semaines et fut ralentie par des problèmes d'accès au TPC;
- enfin la culée C3 dont la réalisation n'a pas excédé 3 semaines.

Puis, suite à la demande de la direction du magasin Castorama, la priorité a été mise sur la réalisation du portique P2-C3. La traverse de l'ouvrage a été réalisée par étaieage de la structure avec mise en place de contreplaqués. Le coulage de cette dalle en B35 a été effectué en une journée puis l'entreprise procéda au décintrage de l'ensemble. Au final, cette phase du chantier a duré 1 mois (photo 10).

La réalisation du pont à poutrelles enrobées C'0-P0 a suivi. La fabrication en usine des 13 poutrelles HEB 450 a duré 2 mois. Puis, après livraison et pose des poutrelles sur leurs appuis, le tablier a été réalisé en trois semaines (photo 11).

Parallèlement, les premières tôles du pont mixte étaient livrées en usine. Le charpentier a connu les mêmes difficultés de livraison que le lot 1A, ce qui a entraîné des retards sur l'avancement du chantier. Néanmoins, le merlon central, zone de stockage des

caissons, n'était pas soumis aux mêmes contraintes que la zone Sagep du lot 1A. Ainsi, l'entreprise appliqua-t-elle la couche de finition du complexe anticorrosion, une fois l'élément livré sur chantier. En outre, il n'a été livré que trois tronçons au lieu des onze livrés sur le lot 1A (photo 12). Deux de ces tronçons ont été assemblés sur chantier selon le même principe que celui décrit pour l'ouvrage de l'A106. Au final, les éléments à lever étaient donc :

- un tronçon T2-T3 de longueur 50,25 m et 137 t à positionner sur les piles P0 et P1 ;
- un tronçon T1 de longueur 39,50 m et 91 t à positionner sur P2 et, au moyen de clames, sur le tronçon T2-T3.

La mise en place de chaque tronçon a occasionné une nuit de fermeture pour la RN186 - A86 dans les deux sens. Une grue de capacité 800 t a été utilisée pour les deux levages :

- pour le premier tronçon : avec une portée de 12 m, elle est capable de supporter 147 t avec flèche de 35,5 m et 160 t de contrepoids ;
- pour le second tronçon : avec une portée de 16 m, elle est capable de supporter 104 t avec flèche de 35,5 m et 100 t de contrepoids.

Les caissons levés sont équipés de quatre oreilles (60 t) de levage soudées sur la semelle supérieure. Une fois encore, les opérations les plus longues sont le montage et le calage de la grue (2h00) et finalement son repli (2h00), l'entreprise devant respecter les 7 heures d'intervention autorisées par la DDE. La procédure suivie par l'entreprise a été sensiblement la même que celle adoptée pour la pose des tronçons du pont mixte franchissant l'A106 (photos 13, 14 et 15).

Les éléments ont été posés sur des appuis provisoires (calages métalliques de dimension 400 x 400 minimum) qui avaient été disposés auparavant sur les boscages béton.

Le hourdis du pont mixte a été exécuté de manière similaire à celui du pont de franchissement de l'A106. L'entreprise avait déjà entamé la réalisation de la rampe voie des Laitières conformément au projet. Néanmoins la qualité médiocre du terrain rencontré a conduit la maîtrise d'œuvre à concevoir une solution différente du système mur de soutènement + remblai prévu. Afin de soulager le terrain, une partie de la rampe a été conçue comme une « boîte vide » : un

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

- Maître d'ouvrage : RATP
- Maître d'œuvre : Setec TPI - Reichen et Robert
- Groupement d'entreprises : Sogea TPI (génie civil) - Matière (charpente métallique)



Photo 13

Pose du premier tronçon de l'ouvrage mixte

Placing the first section of the composite structure



Photo 14

Pose du second tronçon de l'ouvrage mixte

Placing the second section of the composite structure

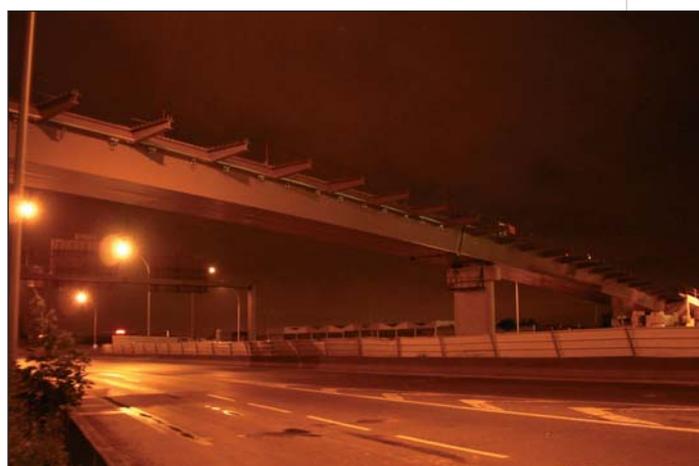


Photo 15

Vue globale de l'ouvrage mixte après pose des caissons

Overall view of the composite structure after laying the box girders

Les ouvrages de franchissement du prolongement ouest du Trans-Val-de-Marne



Photo 16
Réalisation de la rampe voie des Laitières
Construction of the "voie des Laitières" ramp

► cadre dont les piédroits sont alignés sur les murs de soutènement. Dès lors, il a été substitué au mur poids remblai végétalisable, une structure préfabriquée constituée de bacs de 50 cm de profondeur remplis de terre végétale et empilés les uns sur les autres pour obtenir le mur végétalisé. La réalisation du cadre et en particulier de sa traverse a obligé l'entreprise à prévoir un étaieement de la structure. L'ensemble de la rampe a été exécuté en 5 mois (photo 16).

Après une période de séchage nécessaire du hourdis, le groupement a mis l'ouvrage sur vérins hydrauliques pour le lever et le placer sur des appuis à pots (deux par élévations).

La dernière étape a été la mise en place des divers équipements de sécurité et d'assainissement. Le groupement a également appliqué l'étanchéité sur le portique, l'ouvrage mixte, le pont à poutrelles enrobées, et enfin sur l'ouvrage cadre voie des Laitières avant la future réalisation de la plate-forme de roulement (photo 17). ■

Photo 17
Ouvrage de franchissement de la RN 186 - Aspect final (avant intervention du lot VRD)
Bridge over the RN 186 highway - Final appearance (before the main services work section)



ABSTRACT
Bridges over the western extension of the Trans-Val-de-Marne

M. Hautecouverture

The extension of the Trans-Val-de-Marne bus route toward Croix-de-Berny, due to be commissioned in 2007, should improve the public transport network between districts located in the inner suburbs of Paris. This additional alignment required the construction of two bridges to cross the A106 and A86/RN 186 highways. The bridge over the A106 consists of a curved composite girder deck 185 metres long. The second bridge, 120 m long, is a multiple structure consisting of a composite joist bridge, a composite bridge and a portal structure. These two very different projects entailed delicate work on urban sites above heavily trafficked roads.

RESUMEN ESPAÑOL
Las obras de franqueo de la prolongación oeste del Trans-Val-de-Marne

M. Hautecouverture

La ampliación del Trans-Val-de-Marne hacia la Croix-de-Berny, cuya entrada en servicio se ha previsto para 2007, deberá permitir la mejora de la red de los transportes públicos entre los municipios de la cercanía inmediata de París. Este trazado suplementario ha precisado la construcción de dos puentes para atravesar la autovía A106 y la A86 - RN 186. La obra de franqueo de la A106 está compuesta de un tablero de cajón mixto curvado de 185 metros de longitud. El segundo puente de una longitud de 120 metros corresponde a una obra múltiple compuesta por un puente con viguetas de hormigón, un puente mixto y un pórtico. Ambos proyectos sumamente distintos han representado obras delicadas en sitios urbanos y por encima de las vías de elevado tráfico.

Renforcement du tablier du pont sur l'Huisne – Le Mans



Alain Pigeon
Directeur d'agence
Eiffage TP T.F.M.



Patrick Charlon
Directeur de département
Eiffage TP

René-Gérard Sale
Ingénieur responsable commercial
Eiffage TP

Marco Novarin
Ingénieur responsable étude/STOA
Eiffage TP

Le pont sur l'Huisne au Mans (2 x 3 voies de circulation par tablier) a fait l'objet d'une restructuration de la circulation à l'aide d'un renforcement original. Le tablier amont supporte maintenant une plate-forme tramway et une piste cyclable; le tablier aval supporte quatre voies de circulation.

Les poutres des VIPP existants (portée 31,60 ml; hourdis supérieur de continuité) ont été renforcées par :

- ajout de joues en BSI®-Ceracem (BFUP);
- précontrainte longitudinale extérieure;
- ajouts localisés de lamelles à base de fibres de carbone.

L'alliance BFUP-précontrainte extérieure a donné toute satisfaction quant au nouveau fonctionnement des tabliers existants.

■ Préambule

Dans le cadre de la construction de la ligne de tramway par Le Mans Métropole, les deux tabliers du pont sur l'Huisne construits en 1976 ont dû être renforcés pour passer de 2 x 3 voies de circulation à :

- tablier amont :
 - > une plate-forme tramway,
 - > une piste cyclable;
- tablier aval :
 - > quatre voies de circulation routière.

L'ouvrage d'une longueur de 65 ml se présente sous la forme de deux tabliers disjoints de 15 ml de largeur, constitués chacun de deux VIPP de 31,60 ml de portée, indépendants mais rendu continus au niveau du hourdis sur l'appui en rivière.

Chaque tablier est constitué de cinq poutres sous chaussée, préfabriquées et précontraintes par post-tension, de deux entretoises d'about et d'un hourdis.

■ Les grands principes du renforcement

Les solutions initialement prévues par le maître d'œuvre pour le renforcement de l'ouvrage faisaient appel à la mise en œuvre de précontrainte extérieure associée à des armatures en fibres de carbone.

Les études de l'ouvrage ont montré que les performances requises, à savoir un fonctionnement en classe I du BPEL en flexion longitudinale et en classe II en flexion transversale, ne pouvaient être atteintes qu'en augmentant l'inertie des poutres les plus sollicitées et en améliorant la répartition transversale des charges.

L'augmentation de la capacité portante des poutres fut donc obtenue par addition de joues en B.A. situées de

part et d'autre des âmes, et par la réalisation de deux entretoises situées au tiers et aux deux tiers de la travée (figures 1 et 2).

La mise en œuvre de ces membrures en B.A., d'exécution particulièrement délicate du fait de leur position (les travaux sont à réaliser en sous-œuvre du hourdis, et au-dessus de la rivière), se justifiait par la saturation de la capacité de résistance en compression des poutres.

Celles-ci, fortement précontraintes dès leur mise en service, étaient dans l'impossibilité de supporter une augmentation significative de la puissance de leur câblage.

Le nouveau schéma de circulation a entraîné des surcharges d'exploitation importantes :

- **tablier amont à usage du tramway et de la circulation des cycles.**

Malgré l'allègement des charges en circulation sur rails, la mise en œuvre d'une couche de béton de l'ordre de 25 cm entraîne un accroissement des contraintes dans la structure. Nous avons eu recours à l'utilisation de la précontrainte extérieure et l'application de plats carbone collés;

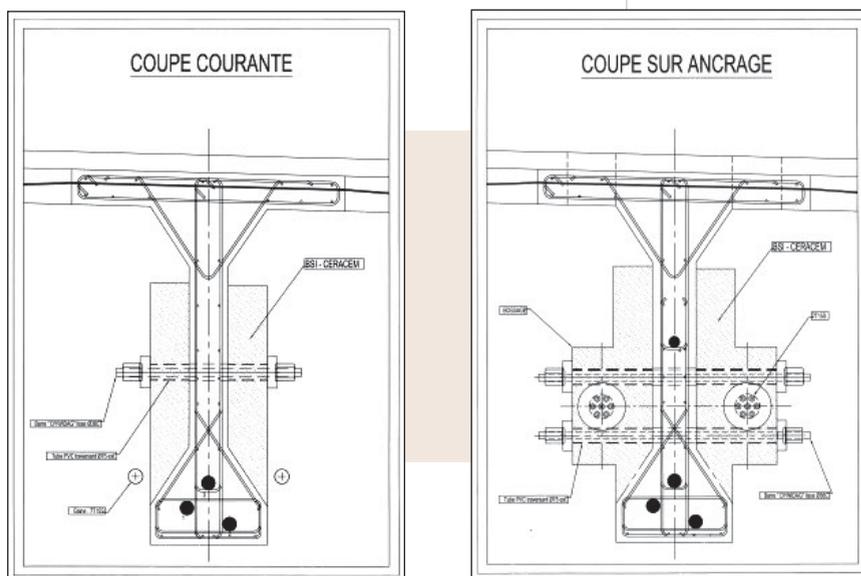
- **tablier aval à usage routier avec quatre voies de circulation.**

Le tablier initial conçu pour une circulation routière à trois voies sera utilisé avec quatre voies de circulation ce qui entraîne un accroissement très important des surcharges. Le tablier sera renforcé également par de la précontrainte extérieure et l'application de plats carbone collés. Par contre, deux poutres sur les

Figures 1 et 2

Coupe courante et coupe sur ancrage d'une poutre renforcée

Continuous cross section and cross section on reinforced girder anchorage



Renforcement du tablier du pont sur l'Huisne – Le Mans

Photo 1

Une poutre totalement renforcée
A fully reinforced girder



cinq de ce tablier ne résistent pas au surplus de compression de la précontrainte extérieure (poutre en forme de « I » de 1,80 ml de hauteur).

En conséquence, nous avons augmenté l'inertie des deux poutres par ajout de deux contre voiles de 1 ml de hauteur et de 20 cm d'épaisseur en BSI, cloués transversalement de part et d'autre de l'âme (photo 1).

Si le renforcement des tabliers supportant le tramway trouvait sa justification dans la réalisation d'un support de voies épais, les surcharges des rames étant par ailleurs du même ordre de grandeur que celles des véhicules routiers, celui des tabliers routiers était justifié par l'augmentation du nombre de voies portées de 3 à 4.

■ Trois techniques de renforcement mises en application

Précontrainte extérieure

Les travaux de précontrainte de clouage et de précontrainte additionnelle ont été réalisés par la Division Précontrainte de Eiffage TP, entreprise distributrice du procédé DSI en France.

Les différentes étapes de renforcement d'une poutre sont décrites ci-après.

Reconnaissance des câbles de précontrainte

Dans les zones d'ancrage des câbles extérieurs de renforcement, les câbles existants n° 3 (12T13 - Ø gaine

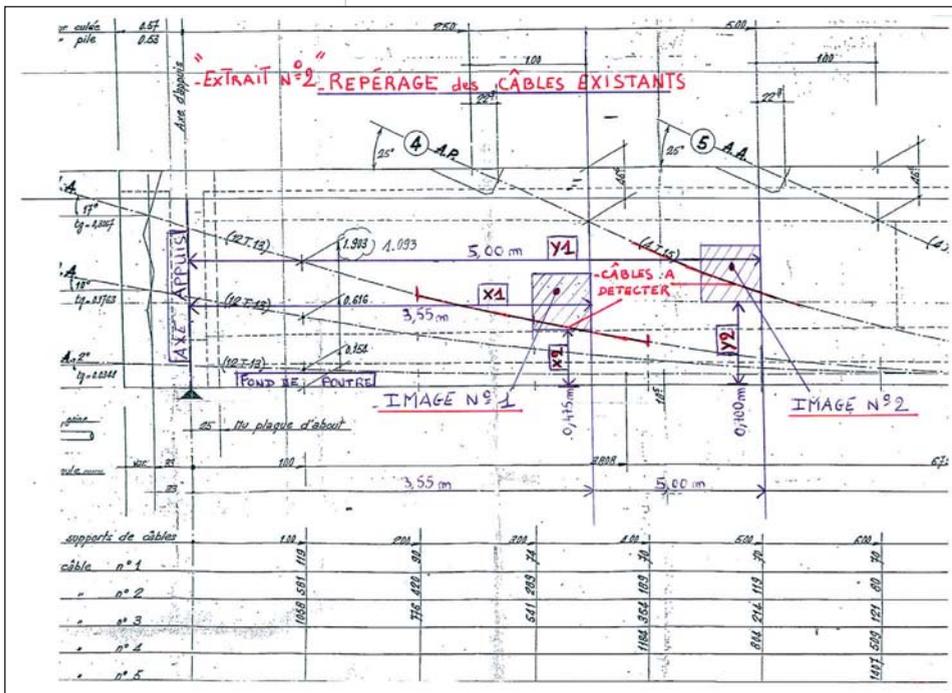


Figure 3
Recherche des câbles existants
Search for existing tendons

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitrise d'ouvrage

Le Mans Métropole, SEM (Société d'Équipements du Mans)

Maitrise d'œuvre

Groupement STAU constitué de Sémaly (mandataire) Thalès, Ouest Infra, Dubus-Richez, Attica

Contrôle technique

Apave

Coordinateur Sécurité

Présents

Entreprises

Groupement Eiffage TP (mandataire), Brougalay, Etic, TSV

- Montant HT des travaux : 2 millions d'euros
- Durée : 12 mois dont 3 mois de préparation

70 mm) et n° 4 (4T15 – Ø gaine 55 mm) sont situés dans l'âme de la poutre ($e = 20$ cm) (figure 1). Compte tenu de l'épaisseur du béton des âmes, il a été possible d'éviter la gammagraphie classique et de la remplacer par une recherche au Ferroskan FS 10 (Hilti), à partir du plan théorique des supports de câbles de l'existant. Le tracé réel des câbles existants a pu être ainsi repéré avec une précision suffisante pour implanter les carottages à réaliser ultérieurement (figure 3).

Réalisation des carottages sur les poutres

Les carottages de diamètre 80 mm sont réalisés à l'aide d'une carotteuse Shibuya de type TS 403 avec moteur d'avance AF 22.A, avec une précision de + 5 mm pour le premier.

Huit carottages sont effectués pour ancrer un câble extérieur 7T15 et six pour un câble 4T15 (figure 2).

Mise en place des barres de clouage

Les barres d'ancrage sont des barres Dywidag lisses de diamètre 32 mm (ancrage des câbles 4T15) ou 36 mm (ancrage des câbles 7T15).

Elles sont prémontées et injectées en atelier. Un ensemble comprend :

- la barre lisse Dywidag (acier 1080/1230 MPa pour les barres Ø 36 et acier 835/1030 pour les barres Ø 32);
- un ancrage passif et un ancrage actif constitués d'une plaque galvanisée et d'un écrou à base sphérique;
- une gaine PEHD Ø 52;
- une injection à la cire Injectelf par gravité entre les plaques actives et passives.

Après bétonnage des bossages d'un ancrage (tubes perdus coffrants en PVC prolongeant les carottages), la barre préfabriquée (sans l'ancrage actif) est introduite dans les réservations. L'ancrage actif est ensuite mis en place.

Simultanément, une résine de matage époxy est mise en place entre les nus extérieurs du béton des bossages et les plaques passives et actives, de façon à assurer une bonne répartition des efforts à la mise en tension des barres.

Les barres sont mises en tension à l'aide de vérins MP 110; un capot court est mis en place côté passif et un capot long côté actif. Ces capots sont bourrés à la cire par gravité après mise en tension (photo 2).

Le capot long permet la mise en place du vérin sur la barre.

Mise en œuvre de la précontrainte longitudinale extérieure

Les unités mises en œuvre sont le 7T15S et le 4T15S (figure 1); une poutre reçoit deux câbles 7T15S ou deux câbles 4T15S. Les principales fournitures mises en œuvre sont les suivantes :



Photo 2

Ancrages des bossages par barres

Anchor block anchorage by bars

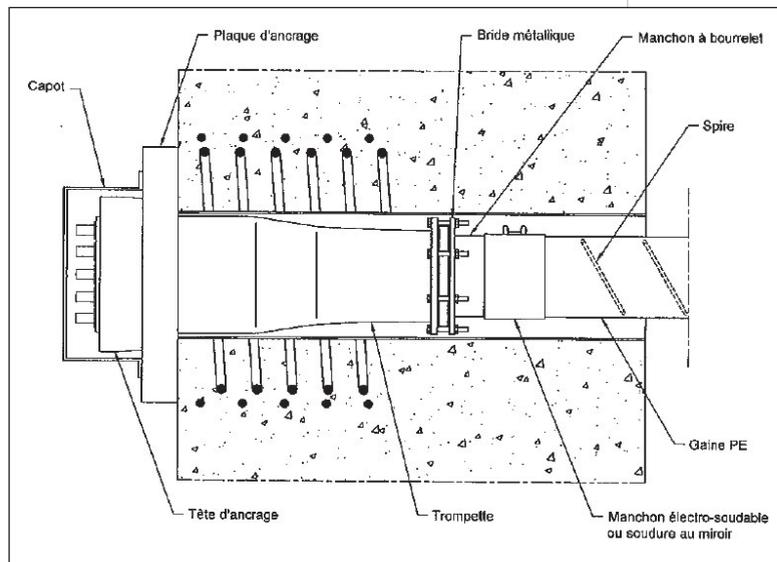


Figure 4

Ancrage de précontrainte longitudinale

Longitudinal prestressing anchorage

- ancrages extérieurs 4T15S et 7T15S constitués d'une trompette coffrante galvanisée, d'une plaque d'appui galvanisée, d'un disque d'ancrage et d'un capot (figure 4);
- gaine PEHD PE 80 ou PE 100 NF 114 de Ø 50 ou 75 mm (selon unité) livrée en barres droites et raboutées par manchons électrosoudables et/ou soudure miroir;
- projection définitive par cire pétrolière type Injectelf de Total;
- tubes déviateurs en aciers galvanisés, droits ou cintrés de Ø 62 cm épaisseur 2 mm ou Ø 89 épaisseur 2 mm.

Renforcement du tablier du pont sur l'Huisne – Le Mans

Photo 3

Injection à la cire pétrolière
Grout injection with
paraffin wax



Photo 4

Site de malaxage
Mixing plant



Principe de mise en œuvre :

- soudure des barres PEHD à la longueur prévue;
- installation de la gaine PEHD à travers les ancrages et les déviateurs et raccordement aux ancrages;
- enfilage des torons;
- mise en tension symétrique des câbles en actif-passif selon le phasage prévu;
- injection des câbles à la cire pétrolière en une seule campagne finale (photo 3).

Matériel utilisé :

- montage des gaines : machines à souder les manchons ou à souder miroir;
- enfilage : enfileuse ESG-8 et pompe hydraulique ZP57/28 et dévidoir AWK 1650;

- mise en tension : vérins HOS 950 et HOZ 1700 avec pompe hydraulique 77-134;
 - injection : centrale d'injection Arteon.
- Des plats collés ont été mis en œuvre dans les zones d'introduction de la précontrainte extérieure.

Utilisation du BFUP (Béton fibré à ultra-haute performance)

L'utilisation du BSI®/Céracem a permis :

- de s'affranchir des entretoises intermédiaires. L'augmentation des caractéristiques mécaniques à l'aide des seules joues en BSI se révélait en effet suffisante, le module de Young de ce matériau étant supérieur à celui d'un béton ordinaire de 2 fois à court terme, et de 3 fois à long terme;
- de réaliser dans de bonnes conditions en sous-cœvre du hourdis des joues de plus faible épaisseur, en utilisant les propriétés de béton autoplaçant du BSI®/Céracem.

Principe de réalisation

Les joues, de 20 x 90 cm et de 22,00 m de longueur, sont liées aux âmes des poutres préfabriquées par barres précontraintes, disposées aux droits des bossages d'ancrages des câbles longitudinaux de renfort, ainsi qu'à mi-travée.

Les barres des bossages d'ancrage sont dimensionnées pour transmettre la force de précontrainte par frottement à la structure mixte béton ordinaire - BSI®/Céracem.

Avant mise en tension des barres, les joues en BSI sont laissées libres, afin de réaliser leur retrait par rapport aux poutres en béton précontraint. Ce principe permet de prévenir le risque de fissuration, par déformations différentielles empêchées, entre les deux matériaux.

Production du BFUP et son mode de coulage

Le prémix (mélange des composants secs) a été livré en sacs, puis malaxé sur site au moyen de deux malaxeurs (photo 4).

Cette production foraine a permis de mettre en œuvre 40 m³ de BSI®/Céracem, correspondant à 10 m³/jour.

Le bétonnage, sans vibration, s'est effectué par l'intermédiaire de six cheminées par joue.

Ces cheminées de 200 mm de diamètre, carottées dans le tablier, donnaient ainsi accès à la partie supérieure du coffrage (photo 5).

Le principe de l'alternance des passes de bétonnage a permis d'obtenir l'homogénéité souhaitée entre les différents coulages de BSI®/Céracem.

Les résistances à 28 jours sur cube ont atteint 182 MPa de moyenne.

Ainsi, les deux contre-voiles filants de section 20 x

90 cm ont été coulés en place, sur les talons inférieurs et de part et d'autre de l'âme des poutres en « I ».

Les contre-voiles ont été simplement « posés » sur le talon inférieur des poutres, la liaison avec l'âme s'est faite par précontrainte transversale. Ce principe d'augmentation de raideur a permis de s'affranchir des entretoises transversales et de ne concentrer les efforts que sur deux poutres par tablier.

Le dimensionnement du renforcement en BSI® a été mené en utilisant les recommandations provisoires de l'AFGC « Bétons fibrés à ultra-hautes performances » de janvier 2002.

Renforts à base de fibres de carbone

Les tabliers ont été renforcés par collage d'armatures à base de fibres de carbone Sika Carbodur.

Environ 5000 m de lamelles Sika Carbodur à base de fibres de carbone de 150 mm de largeur ont été collés avec la colle époxydique Sikadur 30, en particulier l'intrados et l'extrados des hourdis, les poutres en « I » (les sous-faces et les parties latérales ont été renforcées par ces lamelles posées en superposition jusqu'à trois couches).

Les renforts ont été disposés en deux zones des tabliers :

- en fibre inférieure et supérieure du hourdis, de façon à justifier la flexion transversale selon la classe II du BPEL (figure 5);
- en arrière des ancrages 7T15S des poutres avec joues en BSI®/Céracem pour équilibrer les excès de cisaillement et les effets d'entraînement de la précontrainte de renforcement (figure 6).



Photo 5
Coulage par cheminée
Pouring via channel

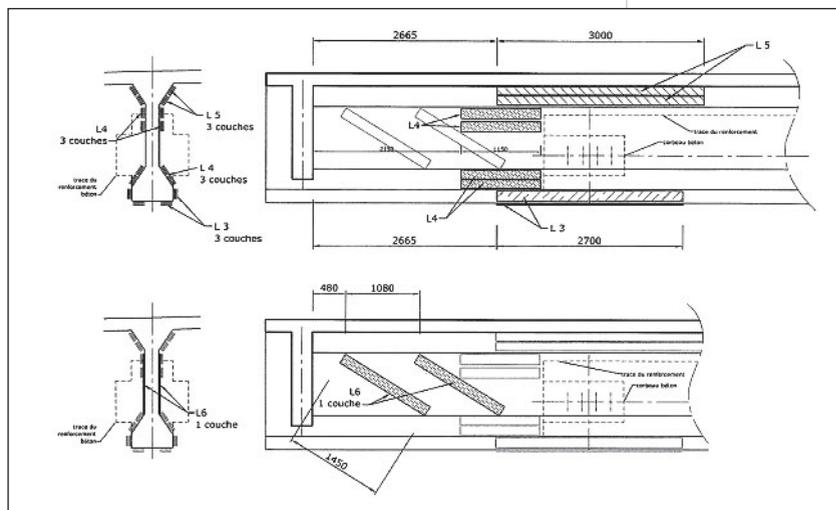
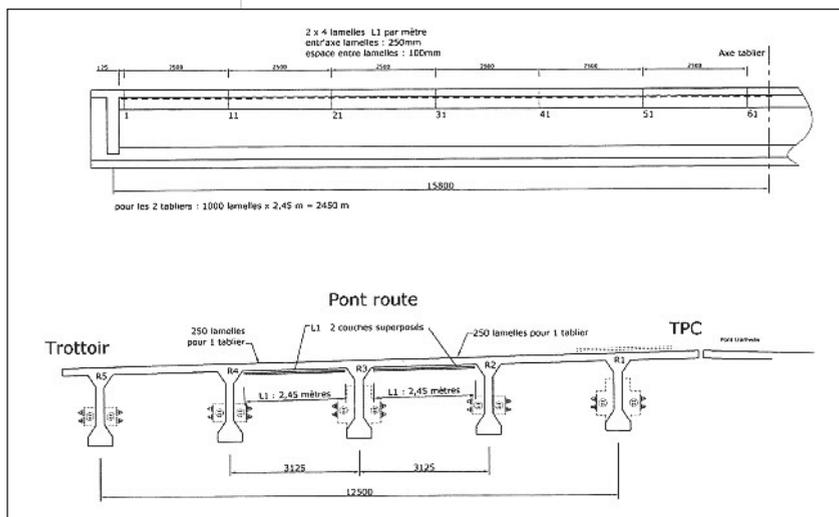


Figure 5
Renforcement du hourdis par plats collés
Slab reinforcement with bonded flat bars

Figure 6
Renforcement par plats collés
des abouts de poutre
Girder end plate reinforcement
with bonded flat bars



Renforcement du tablier du pont sur l'Huisne – Le Mans

Les lamelles sont larges de 150 mm et épaisses de 12 mm et sont superposées jusqu'à trois couches. Les caractéristiques mécaniques retenues dans les calculs sont les suivantes :

- ELU f_{cu} = 1485 MPa avec f_{ct} = 9 %;
- ELS f_c = 450 MPa;
- E = 165 000 MPa.

Les lamelles ont été orientées suivant les contraintes principales de traction des membrures à renforcer : pour cette raison elles ont été inclinées sur l'horizontale de 32 degrés en arrière des ancrages de précontrainte.

Pour le dimensionnement et la justification du renforcement ont été utilisées les recommandations provisoires de l'AFGC « Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites » de décembre 2003.

■ Conclusion

Le renforcement initial de l'ouvrage existant a permis de modifier son usage et sa destination à moindre coût et dans un délai court, grâce à des techniques et matériaux nouveaux et performants.

Les essais ont donné toute satisfaction. ■

ABSTRACT

Deck reinforcement on the bridge over the Huisne – Le Mans

A. Pigeon, P. Charlon, R.-G. Sale,
M. Novarin

On the bridge over the Huisne in Le Mans (three-lane dual-carriageway road per deck), traffic reorganisation was performed by an original reinforcement method.

The upstream deck now supports a tramway lane and a bicycle path; the downstream deck supports four traffic lanes.

The girders of the existing viaducts with independent prestressed girder spans (span length 31,60 m; continuous upper slab) were reinforced by :

- *adding BSI®-Ceracem (UHPC) girder sides;*
- *external longitudinal prestressing;*
- *the localised addition of thin plates with a carbon fibre base.*

The combination of UHPC/external prestressing gave full satisfaction, renovating the operation of the existing decks.

RESUMEN ESPAÑOL

Consolidación del tablero del puente sobre el río Huisne – Le Mans

A. Pigeon, P. Charlon, R.-G. Sale y
M. Novarin

El puente sobre el río Huisne en Le Mans (2 x 3 carriles de tráfico por tablero) ha sido objeto de una reestructuración de la circulación por medio de una consolidación original.

El tablero ubicado aguas arriba soporta actualmente una plataforma para tranvía y una pista para bicicletas; el tablero ubicado aguas abajo soporta cuatro carriles de tráfico.

Las vigas de los VIPP existentes (luz 31,60 m; losa superior de continuidad) se han reforzado mediante :

- *incorporación de bridas en BSI®-Ceracem (BFUP);*
- *pretensado longitudinal exterior;*
- *incorporación localizada de láminas a base de fibras de carbono.*

La alianza BFUP/pretensado exterior ha dado entera satisfacción por lo que se refiere al nuevo funcionamiento de los tableros existentes.

L'ouvrage d'art exceptionnel de franchissement de la ravine Trois Bassins à la Réunion



Emmanuel Boudot
Directeur de projet
Razel



Vincent Bonnefous
Directeur de travaux
Eiffage TP



Patrick Charlon
Directeur de département
Eiffage TP

L'ouvrage d'art exceptionnel de franchissement de la Ravine Trois Bassins est un élément essentiel de la Route des Tamarins en cours de construction à la Réunion.

Long de 375 m, il franchit avec élégance une ravine de 70 m de profondeur au régime torrentiel en cas de pluie cyclonique.

La finesse architecturale et l'intégration parfaite au site ont conduit à la réalisation d'un ouvrage précontraint monocaisson braconné muni d'une précontrainte extradossée, très rarement réalisée en France, se caractérisant par une très grande complexité tant au niveau des études qu'au niveau de la réalisation.

L'ouvrage est actuellement à mi-parcours de sa construction et s'achèvera mi-2008.

- de favoriser le trafic industriel entre le Nord et le Sud de l'île;
- de désenclaver et favoriser le développement de la population des « Hauts »;
- de fournir un nombre important d'emplois locaux, pendant la période de réalisation des travaux, c'est-à-dire sur la période 2004-2009.

L'ouvrage se situe sur la section 2 (RD10/Étang Salé) et sert de liaison entre les tronçons 1 et 2 (les TOARC 1 et 2 sont également réalisés par le groupement Eiffage TP - Razel - Matière).

La Région Réunion a délégué la maîtrise d'ouvrage à la DORT (Direction d'opération Route des Tamarins) qui gère l'ensemble du projet jusqu'à son achèvement prévu début 2009.

■ Situation du projet

L'ouvrage d'art exceptionnel de franchissement de la ravine des Trois Bassins est l'un des quatre ouvrages d'art exceptionnels des 33,7 km de la Route des Tamarins qui relie Saint-Paul à l'Étang Salé en 2 x 2 voies (figure 1).

Outre ces quatre ouvrages, la Route des Tamarins comprend trois tunnels et 23 ponts non courants (OANC).

Le relief volcanique particulier de l'île de la Réunion contraint cette route à franchir plus de 120 ravines.

L'investissement global est de l'ordre de un milliard d'euros. Ce projet permet notamment :

- de soulager le trafic routier côtier actuellement saturé (65 000 véhicules/jour);

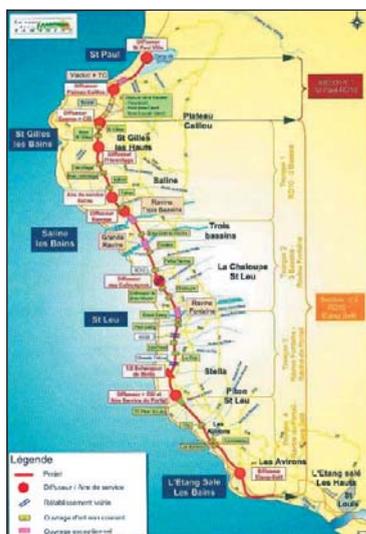


Figure 1
Tracé de la Route des Tamarins
Alignment of Route des Tamarins highway

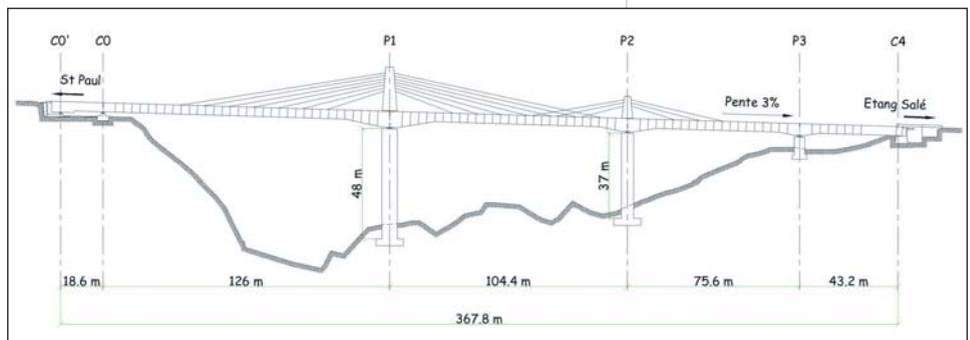


Figure 2
Coupe longitudinale
Longitudinal section

■ Présentation du projet

À l'issue d'un concours de maîtrise d'œuvre, la conception et le suivi de réalisation de l'ouvrage ont été confiés au groupement Arcadis (mandataire), Coteba, Strates (cabinet d'architectes) sur une solution de pont à précontrainte extradossée.

Sur appel d'offres restreint, le marché a été notifié au groupement Eiffage TP (mandataire), Razel, Matière. Son montant HT est de l'ordre de 30 millions d'euros; l'ordre de service de démarrer les travaux est daté du 18 juillet 2005 pour une durée globale de 36 mois.

La géographie du site a conduit à un ouvrage très dissymétrique car la brèche en rive droite de la ravine est large et profonde.

Du nord vers le sud de l'île, les portées des quatre travées se présentent ainsi : 126,00 m - 104,40 m - 75,60 m - 43,20 m (figure 2).

La longueur totale du tablier est de 374 m compte tenu de la longueur du contrepoids C0/C0' au nord. Le tablier repose sur trois piles indépendantes P1, P2, P3

L'ouvrage d'art exceptionnel de franchissement de la ravine Trois Bassins à la Réunion



Figure 3
Photomontage sur P1
Photomontage on P1

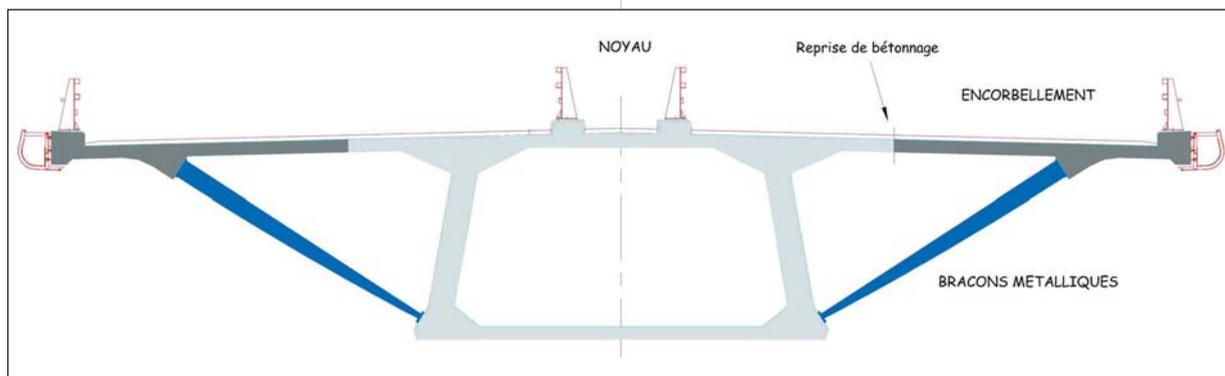
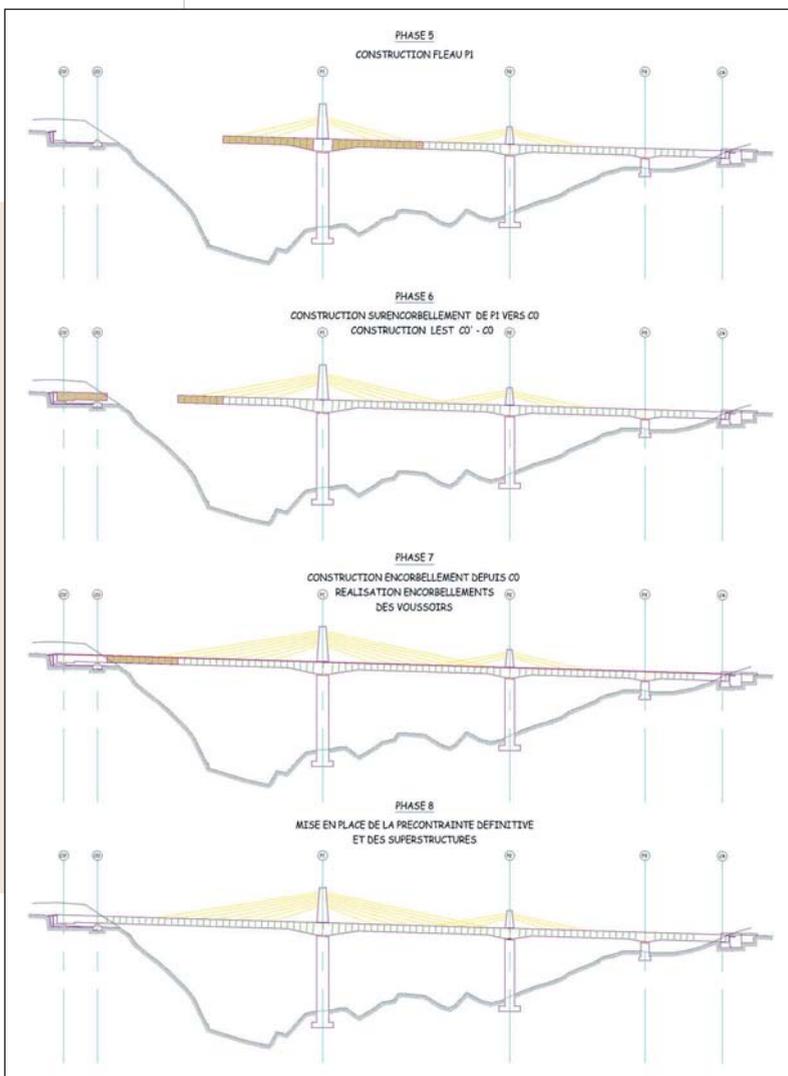
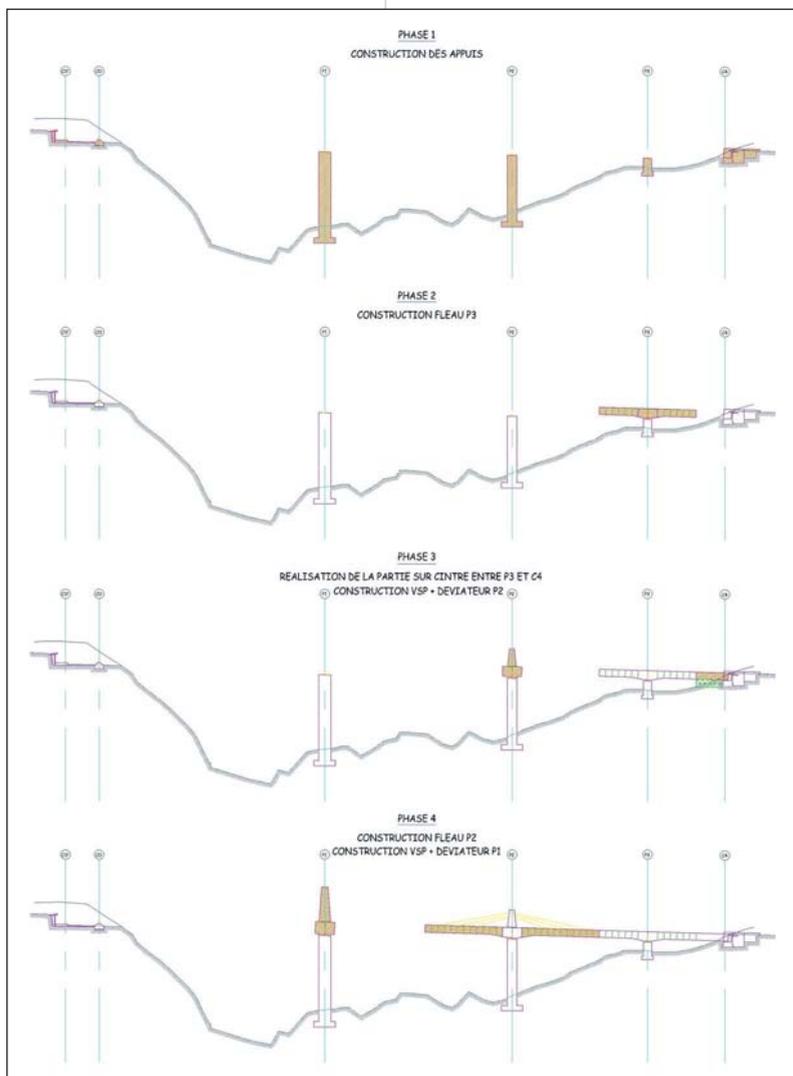


Figure 4
Coupe transversale
Cross section

Figure 5
Phasage des travaux
Work phasing





à fûts oblongs évidés de hauteurs variables (48 m, 37 m et 8 m du nord au sud).

Le tablier est un monocaisson (largeur 22 m) en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec bracons métalliques et câblage extradossé à partir des piles P1 et P2. Le caisson à âmes inclinées vers l'intérieur est très effilé avec une hauteur de 4,00 m; des goussets sur piles font passer cette épaisseur à 7,00 m sur P1, 5,80 m sur P2 et 5,20 m sur P3 (figures 3 et 4). Les voussoirs courants ont une longueur de 3,60 m. La pente longitudinale du nord vers le sud est de 3 % en descente.

L'équipe de conception a souhaité donner un mouvement d'homothétie de C4 vers C0 aux travées, à la hauteur des mâts et aux fûts de piles; les listels des fûts ayant eux aussi des espacements homothétiques d'une pile à l'autre.

■ Phasage et programme des travaux

Le phasage général des travaux est donné par la figure 5. À noter que le tablier est réalisé transversalement en deux phases (figure 4) :

- 1^{re} phase : noyau central;
- 2^e phase : encorbellements latéraux et précontrainte transversale.

Ce choix permet de sortir la pose des bracons métalliques du cycle des voussoirs coulés en encorbellement et simplifie la constitution et la manipulation des équipes mobiles. Il donne également plus de souplesse dans la réalisation des câbles extradossés.

Le planning d'ensemble est donné en figure 6. La photo 1 présente une vue du chantier en décembre 2006.

■ Études et travaux préparatoires

Les études

La technique de la précontrainte extradossée, très peu utilisée en France, a permis une économie importante de matière (l'épaisseur du tablier en béton est réduite de 30 %) et une très bonne intégration dans le site (tablier très effilé ne masquant pas le site situé dans une zone classée Znieff).

Cette technique occasionne par contre des études d'exécution très longues et souvent itératives du fait de la grande sensibilité de la structure à tous les paramètres de calcul (températures, fluage, tension des câbles extradossés, effet de la précontrainte de continuité, poussées au vide, etc.). Les études au vent cyclonique ont été également prises en compte en phase de construction et en service.

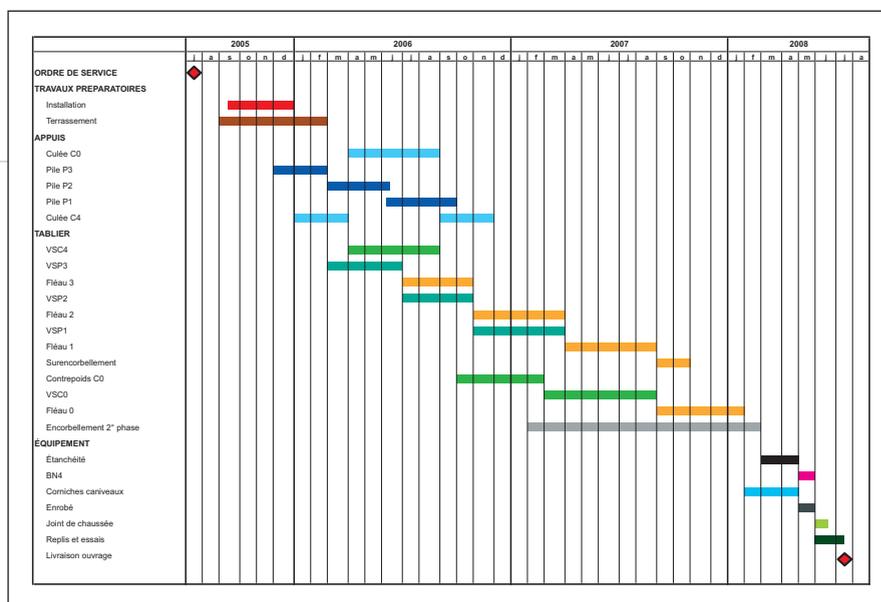


Figure 6
Programme des travaux
Work schedule



Photo 1
Avancement
en décembre 2006
Progress
in December 2006

Les bétons

Les bétons retenus sont les suivants :

- béton de propreté : B16;
- béton de substitution : C25/30;
- béton de semelle : C35/45;
- béton d'appui piles et culées : C45/55;
- béton de tablier : C60/75.

Lafarge Sobex a monté à proximité du site du viaduc une centrale principale et une centrale de secours; elles alimentent le viaduc et d'autres chantiers voisins. Si la mise au point des bétons d'agrégats basaltiques s'est faite de façon assez rapide jusqu'au C45 car les formules correspondantes sont assez usitées sur l'île, il n'en fut pas de même pour le C60/75 (réalisé une seule fois dans l'île, sur un autre chantier). Nous avons cherché à :



L'ouvrage d'art exceptionnel de franchissement de la ravine Trois Bassins à la Réunion

Tableau I

Composition finale du béton C60/75
Final composition of C60/75 concrete

Type	Constituant	Dosage	Unité
Granulat	0/4 - 4/10 - 10/20	1850	kg
Ciment	CEM I 52,5	420	kg
Adjuvant	OPTIMA 100	2%	kg
Eau totale		190	l
Cendres volantes		8% du dosage en ciment	



Photo 2
Terrassements des plates-formes et fouilles
Foundation earthworks and excavations



Photo 3
Terrassements de la fouille de la semelle P1
Excavation earthworks for footing P1



- limiter l'impact de la variation éventuelle de la qualité des granulats en fonction de la zone d'emprunt;
- limiter l'échauffement des bétons en cours de prise;
- appréhender les effets du fluage sur la structure en mesurant le vrai module d'élasticité à court terme ($E_i = 33\,500$ MPa);
- garantir une maniabilité fiable (pompage, vibration);
- garantir un aspect acceptable du béton et le plus constant possible.

De nombreux éléments témoins, ainsi qu'un voussoir d'essai, ont été réalisés à cet effet; ces essais ont également permis de mettre au point le coulage des âmes inclinées à l'envers (bullage notamment).

La composition finale du béton C60/75 est reportée sur le tableau I.

La maturométrie a été mise au point sur le site. Elle a été utilisée pour les piles et actuellement pour le décoffrage des voussoirs et leur mise en précontrainte.

Campagne géotechnique complémentaire

Elle a été réalisée par des entreprises réunionnaises (SEGC - Forintech) possédant une bonne connaissance de la géologie de l'île.

Dans sa généralité, le sol de fondation se caractérise par des coulées basaltiques très dures (« roche Pintade ») et par des alternances de couches mugéarites-scories. On a pu constater cependant une grande discontinuité entre les sondages, parfois très proches l'un de l'autre.

Pistes et plates-formes

L'exiguïté du site et les exigences de protection de l'environnement ont nécessité la réalisation de plates-formes à plusieurs niveaux, reliées par des pistes. Les terrassements se sont faits dans des conditions très difficiles, dans une alternance de blocs instables et de roches très dures nécessitant le BRH (cadences très

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Déblais pour fouilles (hors plates-formes) : 12900 m³
- Bétons de substitution : 1500 m³
- Bétons des appuis : 3850 m³
- Béton du tablier B60 (y compris contreponds sur C0) : 7300 m³
- Aciers HA : 1800 t
- Précontrainte extradossée : 88300 kg
- Précontrainte traditionnelle : 287000 kg
- Surface utile du tablier : 7500 m²

faibles; usure surprenante des outils) et parfois l'explosif (photos 2 et 3).

Un risque d'éboulis important a été découvert lors du débroussaillage de l'accès à la plate-forme de la culée C4. Il a nécessité la fermeture du RD9 pour permettre la purge du versant provoquant un arrêt de chantier.

Par ailleurs, des filets de protections (grillages métalliques) ont été mis en œuvre en plusieurs endroits du chantier (fouilles, talus).

■ La réalisation des appuis

Les fondations

Comme prévu au marché, les piles P1, P2 et P3 ont été fondées superficiellement, après des terrassements très laborieux au BRH et à l'explosif en dernier recours. Des bétons de substitution ont été effectués (P3) de façon à garantir une assise saine et homogène en terrain dur.

Le marché prévoyait les fondations des culées C0/C'0 et C4 sur micropieux.

Compte tenu des nombreux sondages complémentaires qui ont permis de définir l'alternance des couches, leurs épaisseurs respectives et les pendages, et en accord avec le maître d'œuvre et les contrôles externes et extérieurs, il a été décidé de remplacer les micropieux par des bétons de substitution d'épaisseurs variables pour les culées (photo 4). Un clouage vertical complémentaire a dû être effectué sur C0, sur la face avant de la semelle compte tenu de la nature du terrain rencontré qui se compose d'une succession de couches de basalte et de scories.

La suppression des micropieux a occasionné une économie importante pour le projet.

Les semelles des appuis

La semelle de la pile P1 a été coulée pleine fouille. Les autres semelles ont été réalisées de façon classique avec des banches Sateco butées en pied et tenues en tête par les tiges de coffrages.

Les fûts de piles

Les trois piles ont la particularité d'avoir des sections différentes. Elles sont de forme ovoïde, creuse, avec un changement de section sur la hauteur du fût (épaisseur passant de 60 cm à 80 cm).

Pour des raisons architecturales, la hauteur des levées est différente pour chaque pile : 2,00 m pour P3 - 3,00 m pour P2 - 4,00 m pour P1.

La pile P3 a été réalisée à l'aide d'un coffrage bois spécifique (photo 5). Les piles P2 et P1 ont été réalisées avec un coffrage bois semi-grimpant Doka (photo 6).



Photo 4
Béton de substitution
sur C4
Concrete substitute
on C4



Photo 5
Coffrage pile P3
Formwork for pier P3



Photo 6
Coffrage des piles P1 et P2
Formwork for piers P1 and P2

L'ouvrage d'art exceptionnel de franchissement de la ravine Trois Bassins à la Réunion

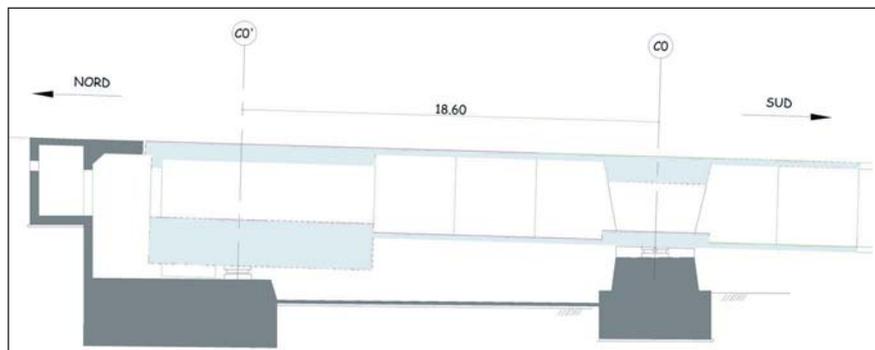


Photo 7
Coffrage du VSP
Formwork for segment on pier

Trois levées sont nécessaires au déploiement complet du coffrage (consolés et passerelles de finition). Deux levées sont ensuite nécessaires pour modifier le coffrage et la passerelle intérieurs lors du changement de section.

Les cadences de production ne sont vraiment respectées qu'à partir de la 6^e levée compte tenu du temps nécessaire au montage et démontage des coffrages.

Pour le chevêtre, le coffrage intérieur est démonté, le coffrage extérieur du fût reste en place et une prédalle permet de coffrer la sous-face.

Réalisation de l'ensemble culée - Contrepoids C0/C'0 (figure 7)

L'ensemble culée-contrepoids C'0, situé en extrémité du tablier, a les dimensions suivantes :

- longueur : 10,00 m;
- largeur : 20,00 m;
- hauteur moyenne : 5,40 m.

Il comporte une galerie centrale (5,00 m de large,

Figure 7
Contrepoids C0/C'0
C0/C'0 counterweight

2,55 m de hauteur) permettant l'accès à l'intérieur du tablier.

Le contrepoids est réalisé en cinq phases successives d'une hauteur de l'ordre de 1,00 m, afin de limiter les montées en températures du béton après coulage.

Le voussoir sur culée VSC0 est construit en parallèle avec le même coffrage que les voussoirs sur pile.

La travée de 9,00 m qui relie ces deux éléments est réalisée en dernier.

Les appareils d'appui

Ils sont du type appareils d'appui à pot en néoprène Téflon® de fourniture Étic, fixes ou glissants.

Ils sont injectables de façon à sécuriser les mises sur appuis définitifs, à mesurer les réactions d'appui réelles de l'ouvrage en phase de travaux et en service, à permettre un éventuel changement futur plus facilement.

Levage

L'ensemble du chantier est réalisé avec trois grues à tour :

- grue G3 et G0 - MD 365 L16 : montage en P3 pour réaliser la culée C4, la pile P3 et le fléau P3; puis transfert sur C0 pour réalisation de la travée C0 - C'0 et le fléau C0;
- grue G2 - MD 345 L16 : réalisation de la pile P2, du fléau P2 et des encorbellements 2^e phase;
- grue G1 - K5/50C : réalisation de la pile P1, du fléau P1 et des encorbellements 2^e phase. La culée C0 a été réalisée à l'aide d'une grue automotrice de 35 t.

Réalisation du tablier

Voussoirs sur pile (photo 7)

Le même coffrage Simpra permet de réaliser les voussoirs sur piles et culées dans l'ordre suivant :

VSP3 → VSC4 → VSP2 → VSP1 → VSC0

La plate-forme de travail a une géométrie différente en fonction de la dimension des piles; elle est fixée au fût par consoles. Les panneaux coffrants extérieurs ont 10,80 m de longueur et une hauteur variable de 5,20 m à 7,50 m.

Les coffrages intérieurs mixtes bois-métal ont été fabriqués sur chantier.

Les VSP1 et VSP2 sont prolongés verticalement par les mâts déviateurs de précontrainte extradossée. Ils sont équipés de selles de déviation dans lesquelles sont enfilés les câbles de précontraintes extradossés.

Ces mâts sont coulés à l'aide de banches traditionnelles; en phase finale ils sont revêtus par des plaques

en béton blanc poli avec incrustation de granulats en marbre de Grèce.

Réalisation transversale de la section

La réalisation du tablier est prévue en deux phases. Outre les avantages mentionnés précédemment, ce mode constructif dispose des atouts suivants :

- équipement et voussoirs moins lourds permettant de faire des économies de précontrainte de fléau;
- simplification de l'équipage, notamment pour la pose des bracons;
- possibilité de réaliser la deuxième phase d'un bout à l'autre du tablier sans démontage intermédiaire si les calculs le permettent;
- possibilité de faire des plots de béton en deuxième phase d'une longueur plus importante que la longueur d'un voussoir (7,20 m dans le cas présent).

Par contre, les aspects suivants sont à souligner :

- difficulté de mise en place des aciers pour la deuxième phase;
- raccordement de la précontrainte transversale en trois tronçons empêchant les torons gainés graissés;
- dans le cas d'ouvrages comportant des haubans, la paire d'équipages de deuxième phase doit être désolidarisée pour permettre le passage du coffrage au droit des haubans, ce qui nécessite des ancrages verticaux dans le tablier (coût, délai).

Caractéristiques de l'équipage mobile 1^{re} phase (photos 8 et 9)

- Longueur d'un voussoir : 3,60 m.
- Largeur utile du coffrage 1^{re} phase : 10,50 m.
- Hauteur utile du coffrage : variable de 6,63 à 4,00 m.
- Poids : 55 t par unité.
- Largeur maximale du caisson central : 8,00 m avec âmes inclinées vers l'intérieur.
- Épaisseur des âmes : 50 cm ou 75 cm.
- Le coffrage intérieur permet de réaliser les poutres transversales supérieures et les bossages de la précontrainte extradossée.
- Nombre : 2 unités.

Caractéristiques de l'équipage mobile 2^e phase (figure 8)

- Longueur utile : 7,20 m.
- Largeur utile : 5,77 m.
- Épaisseur du hourdis supérieur : 25 cm.
- Poids : 25 t par unité.
- Le coffrage permet la pose des bracons grâce à des trappes amovibles.
- Nombre : 2 unités.

Photo 8

Équipage mobile première phase - Vision en 3D

Mobile rig phase 1 - 3D view

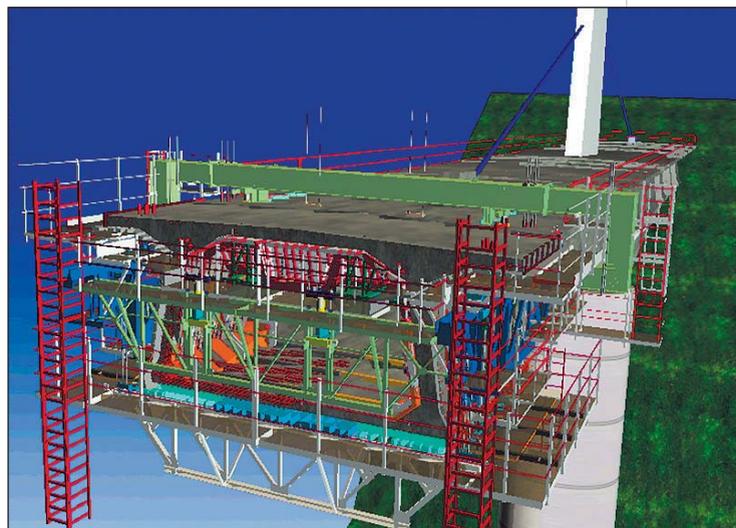


Photo 9

Équipages mobiles sur le fléau P3

Mobile rigs on deck section P3

Figure 8

Équipage mobile deuxième phase

Mobile rig phase 2

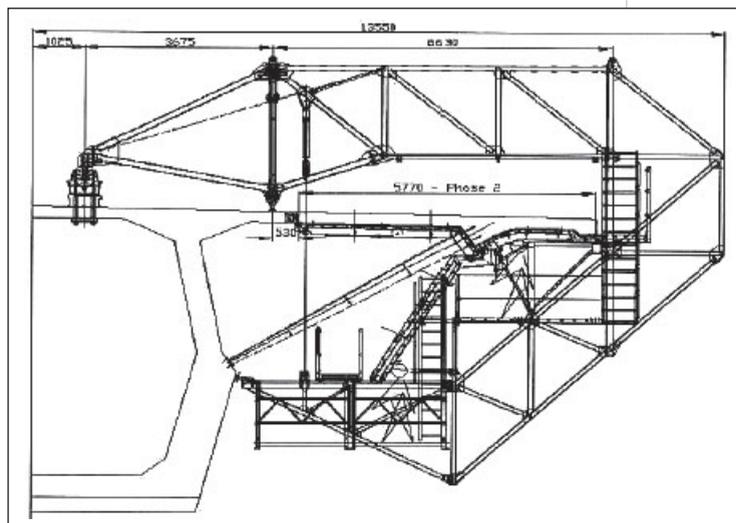
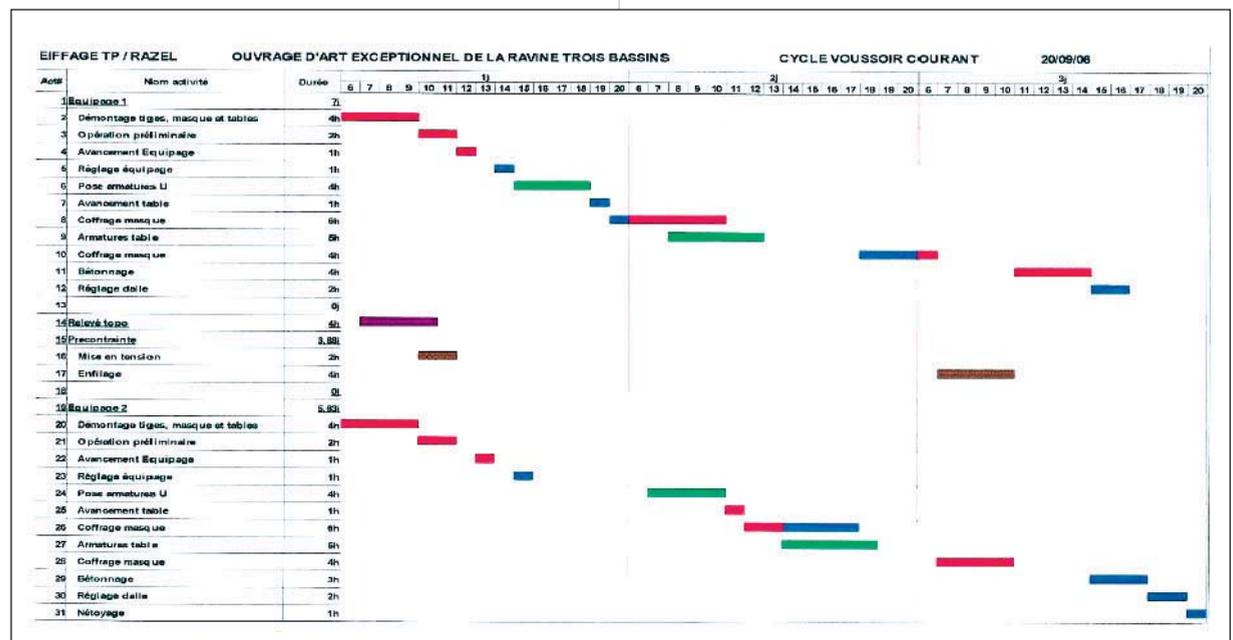


Figure 9
Cycle du voussoir courant
Intermediate segment cycle



Cycle des voussoirs

La figure 9 donne le cycle d'un voussoir courant. Un voussoir sur trois pour les fléaux 1 et 2 comporte une poutre intérieure de précontrainte extradossée sur laquelle s'ancrent les câbles extradossés. Le coffrage intérieur du noyau est ainsi modifié et le cycle passe à quatre jours.

■ La précontrainte

Elle revêt un caractère essentiel pour ce type de structure. Pour cet ouvrage, Eiffage TP division précontrainte met en œuvre le système DSI. Cette précontrainte revêt de multiples aspects :

- précontrainte de clouage des VSP sur les piles câbles 19T15S :
 - > câbles verticaux ancrés en sous-face du chevêtre et dans plots provisoires sur le tablier;
- précontrainte de fléau et câbles éclisses :
 - > câbles 12T15S et 19T15S; 160 t d'armatures et 316 ancrages,
 - > injection au coulis de ciment Superstressem;
- précontrainte transversale : câbles 4T15S, espacement 0,60 m; 63 t d'armatures avec 1 200 ancrages. Les gaines sont plates, manchonnées à la reprise noyau-encorbellement; les ancrages sont du type plat BBR (encombrements avec les ancrages des BN4); l'injection se fait au coulis de ciment Superstressem;
- précontrainte extérieure : câbles 19T15S : 55 t et 36 ancrages :
 - > gaines PEHD,
 - > injection à la cire pétrolière;

- précontrainte extradossée : câbles 37T15S; une file de câbles sur le mât P2 et deux files de câbles sur le mât P1. Les câbles sont démontables et leur remplacement câble par câble est possible avec maintien partiel de la circulation sur l'ouvrage :
 - > 88 t d'armatures T15,7 - 1 860 MPa - TBR galvanisées gainées cirées,
 - > ancrages 37T15S type Dyna Grip C37 : disque d'ancrage, clavettes, écrou annulaire, joints, amortisseur élastomère, capot de protection, évent amortisseur situé sur le câble à la sortie du tablier,
 - > selle de déviations : tube coffrant ovale, tube de déviation intérieur avec évents et nez de centrage,
 - > raccord PEHD-ancrages : pièce de transition entre tube PEHD et ancrage avec système de dilatation,
 - > protection au feu : produit isolant et gainage extérieur; mise au point à l'occasion du chantier; système breveté original facile à réparer ou à changer après un incendie et répondant aisément au feu normalisé. Des essais spécifiques ont été réalisés au CSTB.

À défaut de réglementation sur les câbles extradossés en France, ce sont les recommandations et la pratique en matière de haubans qui ont guidé la technologie mise en œuvre sur cet ouvrage.

■ Équipements de l'ouvrage

Le terre-plein central de 2,70 m hors tout est délimité par deux files de BN4 qui assurent la protection des câbles extradossés; il est étanché par une résine plus facile à mettre en œuvre qu'une étanchéité classique et qui assure une meilleure étanchéité au niveau des têtes

d'ancrage des câbles extradossés comportant des relevés délicats à mettre en œuvre avec un système classique par feuille.

Le reste du tablier est protégé par une étanchéité (type Siplast) mise en œuvre sur un enduit bouche-pores.

Les quatre files de BN4 (intérieures et extérieures) sont peintes. Les eaux de pluie sont recueillies dans des corniches caniveaux métalliques, calculées pour résister aux vents cycloniques.

Les joints de chaussée supportent un trafic To et sont de souffle 150 et 200 mm.

L'accès au caisson éclairé se fait par les deux culées équipées d'escaliers. ■

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Région Réunion - Direction d'opération Route des Tamarins (DORT)

Maître d'œuvre

Groupement de maîtrise d'œuvre :

- Ingénierie : Arcadis ESG (mandataire)
Coteba
- Architecture : Cabinet Strates; N. Berlottier

Groupement constructeur :

- Eiffage Travaux Publics (mandataire)
- Razel SA
- Matière

Intervenants par spécialités

- Étude des structures : Secoa
- Conseil géotechnique : SEGC
- Sondages complémentaires : Forintech
- Confortement des talus : El Montagne
- Terrassements : Eiffage TP - Razel
- Bétons : Lafarge Sobex
- Précontrainte : Eiffage TP, division précontrainte
- Aciers H.A. : SAMT
- Bracons métalliques : Matière
- Coffrages des piles : Doka et Coffrage du Vallon
- Coffrages des VSP : Simpra
- Équipages mobiles : ERSEM
- Appareils d'appui : Etic
- Corniches caniveaux : TCM
- Étanchéité : Eurovia
- Habillage des mâts : Decomo

ABSTRACT *The exceptional engineering structure crossing the Trois Bassins Ravine on Reunion Island*

E. Boudot, V. Bonnefous, P. Charlon

The exceptional engineering structure crossing the Trois Bassins Ravine is an essential part of the Route des Tamarins highway currently undergoing construction on Reunion Island.

The viaduct, 375 metres long, elegantly crosses a ravine 70 metres deep subject to torrential downpours in periods of cyclonic rain.

For reasons of architectural refinement and perfect integration into the landscape, a prestressed, stayed single-cell structure was built with curved prestressing, a technique very seldom employed in France. A feature of the structure is its very great complexity in terms of both engineering design and construction.

Viaduct construction is currently midway and will be completed by mid-2008.

RESUMEN ESPAÑOL *Extraordinaria obra de fábrica de franqueo del barranco Trois Bassins en la Reunión*

E. Boudot, V. Bonnefous y P. Charlon

La extraordinaria obra de fábrica de franqueo del Barranco Trois Bassins constituye un elemento primordial de la Carretera de los Tamarindos actualmente en curso de construcción en la Reunión.

Con una longitud de 375 m, esta obra franquea con toda elegancia un barranco de 70 m de profundidad que es objeto de aguas torrenciales en caso de lluvia ciclónica.

La finura arquitectónica ya la perfecta integración en el sitio han conducido a la realización de una obra pretensada monocajón rigidizado provista de un pretensado extradossado, raramente realizada en Francia, que se caracteriza por una muy grande complejidad tanto a escala de los estudios como a escala de la realización.

La obra se encuentra actualmente a medio recorrido de su construcción y finalizará a mediados de 2008.

A51 - Un viaduc complexe brèche du Fanjaret (1 000 m)

La section Coynelle - Col du Fau constitue le deuxième tronçon de la liaison autoroutière Grenoble - Col du Fau, maillon de l'itinéraire A51 Grenoble-Sisteron. Elle fait suite au premier tronçon Grenoble-Coynelle mis en service en juillet 1999 et sera normalement ouverte à la circulation au printemps 2007. Elle achèvera la section autoroutière de 26 km concédée à la société Les autoroutes Rhône-Alpes (AREA). Cette nouvelle réalisation d'A51 s'inscrit dans le savoir-faire acquis depuis plus de trente ans, principalement pour relier les grandes agglomérations Rhône-Alpines, qui participera, au-delà de la technique, à l'essor économique, environnemental et sociétal des Alpes du Nord. Les hypothèses de conception retenues pour ce tronçon s'appuient, tant sur la réussite d'intégration paysagère et architecturale reconnue pour les 16 premiers kilomètres en exploitation, que sur toutes les techniques adaptées aux réelles conditions du site de cette opération que nous avons menée en participation avec notre maître d'œuvre Scetauroute. Le viaduc de Monestier-de-Clermont dont la genèse de la conception va être présentée dans les chapitres qui suivent en est un exemple concret.



Marc Guilloud
Directeur de la construction
AREA

■ Présentation générale de l'opération A51

La section Coynelle - Col du Fau a son origine à Coynelle (commune de St-Martin-de-la-Cluze), au droit de l'extrémité provisoire de la section en service débouchant sur le carrefour giratoire avec la RN75, à l'altitude d'environ 640 m NGF, et son extrémité au Col du Fau à l'altitude d'environ 900 m NGF où elle se raccordera, par un nouveau carrefour giratoire provisoire également, sur la RN75. La sortie provisoire de Coynelle sera supprimée, un demi-diffuseur sera créé sur le plateau d'Avignonet - Sinard, orienté vers Grenoble.

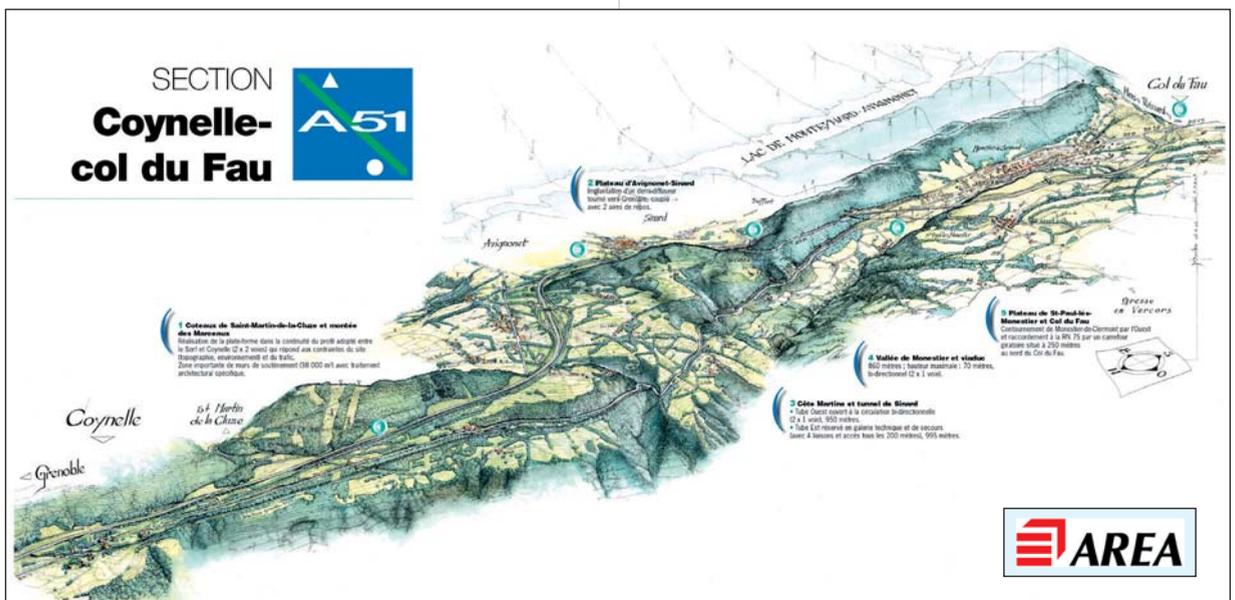
La section peut se décomposer de la manière suivante :

- longueur 10,5 km : 6 km de plate-forme à 2 x 2 voies, 2,5 km de plate-forme réduite à 2 x 1 voie (notamment au droit du tunnel et du viaduc), et 2 km à 2 x 1 voie plus une voie spéciale poids lourd dans la rampe après le viaduc en direction du sud;
- 6 communes traversées : St-Martin-de-la-Cluze, Avignonet, Sinard, Monestier-de-Clermont, Saint-Paul-le-Monestier, Roissard;
- 3 ouvrages d'art exceptionnels :
 - > le tunnel de Sinard (tube exploité 950 m),
 - > le viaduc de Monestier-de-Clermont (860 m),
 - > les murs de soutènement (46 000 m²);
- 11 ouvrages d'art courants rétablissent les communications, aussi bien routières, hydrauliques que biologiques.

Le coût d'objectif de cette infrastructure est de 180 millions d'euros entièrement financé par AREA maître d'ouvrage et concessionnaire désigné par l'État (figure 1).

Figure 1

Présentation de la section
Description of the section



Crédit photos :
• Perspective Merlin
• Area
• Scetauroute
• GTM
• Christophe Huret
• Pixellium Photos Aériennes
• J. Chambard
• Alain Palacci

et transparent pour franchir la à Monestier-de-Clermont (38)



Jacques Martin
Directeur du projet A51
Scetauroute - Egis



Photo 1

La vallée du Fanjaret

Fanjaret valley

La complexité de l'opération A51 Nord résulte des différentes techniques de réalisation qu'il faut mettre en œuvre pour rendre possible ce projet, où toutes les contraintes liées à l'altitude, la géologie des sols rencontrés, la climatologie, l'hydraulique, l'environnement, l'exploitation future de l'autoroute doivent être prises en compte.

Le viaduc de Monestier-de-Clermont qui permet de franchir la vallée du Fanjaret, ancienne auge glaciaire, s'illustre bien dans cette définition.

En effet, le viaduc de Monestier-de-Clermont est un ouvrage évolutif. Il comporte à la mise en service un seul ouvrage (le viaduc ouest) ; ultérieurement, dès lors que les niveaux de trafic le nécessiteront, le second ouvrage sera construit et mis en circulation. Pour cela, il faudra achever le tube Est du tunnel de Sinard qui est situé au nord du projet, et à moins de 50 m du viaduc.

Le coût prévisionnel total de cet ouvrage est de 33 millions d'euros HT, y compris l'ouvrage de rétablissement de la RD110.

■ La vallée du Fanjaret

Rappel des contraintes du projet

Le franchissement de la vallée du Fanjaret au nord de Monestier-de-Clermont dans l'Isère est une brèche d'environ 1000 m de largeur, orientée suivant un axe nord (Grenoble) - sud (Col du Fau).

C'est une vallée plate, pratiquement horizontale, presque symétrique et bordée par deux massifs rocheux escarpés, avec des pentes de 30 à 40 degrés. La vallée est empruntée par la RN75, de Grenoble à Sisteron, et par la voie ferrée, de Grenoble à Veynes.

Le ruisseau du Fanjaret traverse le plateau dans sa par-

tie sud et deux routes départementales empruntent les flancs de la brèche.

L'autoroute A51 se prolonge au nord de la vallée de Monestier-de-Clermont par le tunnel de Sinard qui sera constitué, à terme, de deux tubes parallèles séparés d'une vingtaine de mètres. La distance est très faible entre le viaduc et la tête de tunnel, et l'ouvrage doit comporter à terme deux tabliers portant chacun une chaussée autoroutière.

Un seul tablier est construit en première phase pour porter une chaussée bidirectionnelle; le choix de la solution technique doit tenir compte du doublement futur en termes d'interaction et de faisabilité (photo 1).

La connaissance géologique du site

La vallée de Monestier est une vallée glaciaire profonde, dont le toit du substratum n'est pas complètement reconnu et dont la partie centrale est comblée par des argiles varvées et molles d'origine glaciolacustre, surmontées par des terrasses fluvio-glaciaires. Le contexte hydrogéologique est complexe : présence de nappes artésiennes dans les moraines tapissant le substratum avec comme toit, les argiles varvées. Leur charge varie dans le temps et peut être très élevée, côté sud (localement au moins 30 m/T.N d'après les mesures effectuées).

Le substratum, au nord-est, est constitué de calcaires quartzo-argileux du Bajocien, et au sud-ouest, des calcaires marneux noirs dits « Terres Noires ». Le pendage des lits et bancs est de 60-65° vers l'ouest. Une altération marquée de ces formations règne sur des épaisseurs importantes plurimétriques à décimétriques.

Le versant nord-est, comprenant la tête sud du tunnel de Sinard et la culée nord du viaduc, présente des signes d'instabilité (niches d'arrachement, fauchage des schistes).

A51 - Un viaduc complexe et transparent pour franchir la brèche du Fanjaret (1 000 m) à Monestier-de-Clermont (38)



Le léger pendage des couches semi-profondes et les nappes artésiennes contenues dans les horizons perméables des moraines de fond et des moraines latérales provoquent le glissement lent (de 1 à 5 mm/an d'après mesures effectuées depuis 1996) des couches supérieures, sur une épaisseur de 10 à 20 m au droit du viaduc, avec des indices de glissement dans les zones qu'il franchit entre la RN75 et le Fanjaret, au pied des pentes rocheuses côté sud.

Si la conjonction des charges hydrauliques et du glissement est démontrée, l'origine de la recharge potentielle des nappes captives n'est pas connue.



Photo 2

Contraintes hivernales!
Constraints of winter!

Séisme

L'ouvrage est situé dans une zone fracturée sur l'axe d'un système de failles actives de direction N.-0. avec comme conséquences majeures :

- une activité sismique importante, avec cinq séismes entre 1962 et 1999 dont la magnitude a été comprise entre 3,8 et 5,5;
- une vallée de Monestier-de-Clermont creusée entre deux massifs rocheux qui s'est trouvée progressivement comblée, dans la partie centrale de la vallée, par des argiles molles sur une profondeur très importante (plus de 80 m au centre) et sur une largeur de l'ordre de 300 m.

Le site est donc soumis à des actions sismiques récurrentes avec un spectre de réponse spécifique, préalablement établi par le CETE Méditerranée agence de Nice.

Les argiles correspondent au remplissage d'un lac temporaire pendant la dernière glaciation de Würm : les moraines repoussées par le glacier du Grésivaudan ont

créé un barrage dans la vallée du Fanjaret, qui avait à cette époque une tout autre importance qu'aujourd'hui. La création progressive du lac a provoqué une sédimentation dont les sondages montrent la stratigraphie détaillée, avec une très épaisse **couche d'argiles varvées**.

Le site est alors classé réglementairement en zone sismique Ib, l'ouvrage étant de catégorie C, l'accélération nominale du séisme à retenir est 2 m/s^2 .

L'absence de risque de liquéfaction des argiles est à confirmer pour les argiles varvées, à lits sableux très fins.

La conjonction d'un événement sismique avec une forte charge hydraulique dans les nappes captives reste un facteur de reprise de glissement.

Identifiés dès l'APS, ces risques de glissement avaient conduit à l'époque à repousser le tracé du franchissement vers le sud, au-delà du secteur de La Motte où des glissements actifs affectent les argiles sur des épaisseurs significatives.

Mais l'analyse morphogéologique réalisée et annexée au dossier de concours montrait que le tracé retenu en définitive traversait encore, de part et d'autre de la VC5, des zones actives. Les mesures effectuées depuis 1996 sur les inclinomètres mis en place avaient mis en évidence un déplacement lent (14 à 16 mm en 5 ans), grossièrement perpendiculaire à l'axe du premier viaduc, qui affectait les argiles superficielles sur une épaisseur de 15 à 18 m. Dans les trois cas, l'argile était très humide; la présence d'une nappe artésienne dans les matériaux morainiques situés dans et sous les argiles n'était apparemment pas sans lien avec les mouvements observés.

Les contraintes liées à la climatologie

Neige et gel

Situés à 800 m d'altitude, les ouvrages seront exposés à un gel sévère (classe 2b2 de la norme P18-305). Les chaussées et les superstructures du tablier seront soumises à des projections de sels de déverglaçage.

D'après les relevés météorologiques, le nombre moyen de jours où la température n'a pas dépassé 0°C est de 16,4 jours par an sur les trente dernières années. Le nombre moyen de jours de neige est de 24,8 jours par an sur les douze dernières années (photo 2).

Vent

Les ouvrages doivent être justifiés sous l'effet du vent turbulent.

À partir des mesures effectuées sur le site par le CSTB d'octobre 2001 à février 2002, les caractéristiques de la turbulence retenues sont la vitesse moyenne du vent à 40 m au-dessus du fond de la vallée, évaluée à 24 m/s pour une période de retour de 50 ans.

■ Procédure de consultation

Il s'agit d'un appel d'offres restreint, lancé après appel public à la concurrence, sous la forme d'un concours de conception-réalisation. À l'issue du concours, le contrat est passé avec le lauréat.

Chacun des concurrents ne pouvait présenter qu'une seule offre.

Le choix de cette procédure est dicté par les éléments suivants, qui imposent des contraintes techniques particulières tant en phase de conception que de réalisation et conduisent d'associer dès l'origine les réalisateurs aux concepteurs :

- l'ouvrage d'art à construire franchit à grande hauteur (40 à 70 mètres) la vallée du Fanjaret dans un site bénéficiant en toile de fond du Vercors. Le traitement architectural du viaduc, les aménagements paysagers, le modelage des remblais d'accès doivent respecter les objectifs de préservation du site, assignés par l'État;
- la localisation en zone de sismicité Ib;
- la présence de zones d'argiles molles très épaisses (plus de 80 m).

Décomposition en phases et en lots

Le marché de conception-réalisation serait passé obligatoirement avec un groupement conjoint, dont le mandataire est solidaire de l'ensemble de ses cotraitants :

- lot principal : pilotage et coordination, études des méthodes, réalisation et assurance de la réalisation, assurance de la qualité de tous les travaux non compris dans les autres lots et mandataire du groupement;
- lot accessoire n° 1 (facultatif) : charpente métallique (études des méthodes, réalisation, assurance de la qualité);
- lot accessoire n° 2 : fondations (études des méthodes, réalisation, assurance de la qualité);
- lot accessoire n° 3 : études architecturales et paysagères;
- lot accessoire n° 4 : études techniques.

En outre, le cadre de détail estimatif proposé aux concurrents distinguait, pour chaque lot, une phase de conception et une phase de réalisation.

Composition des groupements

Suivant les dispositions de l'avis d'appel public à la concurrence, les groupements devaient réunir :

- une entreprise de génie civil, mandataire de l'équipe de conception-réalisation;
- une entreprise de charpente métallique, qui pouvait assurer les prestations du lot accessoire n° 1;

- deux bureaux d'études spécialisés, l'un en géotechnique et l'autre dans le domaine des grands ouvrages d'art, chargés des prestations du lot accessoire n° 4. Le second pouvait être intégré ou non à une entreprise de réalisation, mais il devait comprendre au moins un spécialiste environnement;
- un architecte et un paysagiste, chargés des prestations du lot accessoire n° 3.

Modalités du jugement des offres

Pour le choix du lauréat, la personne responsable du marché prend l'avis d'un jury, chargé d'analyser les propositions et d'émettre un avis motivé. Le jury est assisté par un comité technique, dont le directeur du projet est le rapporteur. Il peut procéder à l'audition des concurrents de son choix.

La composition du jury et du comité technique n'est pas communiquée aux concurrents. Les séances de travail du jury ne sont pas publiques. Les procès-verbaux de ses délibérations et ses avis ne sont pas rendus publics.

Les concurrents non retenus qui ont présenté un dossier complet peuvent recevoir une indemnité variable en fonction du classement de leur offre. Le maître d'ouvrage, après avis du jury, décide du montant de ces indemnités.

Critères de jugement des offres

Les offres ont été jugées d'après les critères suivants, classés par ordre de priorité décroissante dans le règlement du concours :

- **valeur technique du projet :**
 - > adéquation aux dispositions du programme, du CCTP et des pièces techniques générales,
 - > conception et conditions de réalisation des fondations,
 - > optimisation de la structure,
 - > simplicité d'entretien et exploitation sous conditions hivernales,
 - > respect des objectifs du programme;
- **montant de l'offre ;**
- **valeur administrative de l'offre :**
 - > respect des dispositions du règlement du concours, du C.C.A.P. et du C.C.C.G.;
- **qualité architecturale et insertion paysagère de l'ouvrage ;**
- **planification et programmation des études et travaux ;**
- **références des sous-traitants désignés ;**
- **sécurité et respect de l'environnement, aussi bien en phase travaux qu'en phase exploitation de l'ouvrage.**

A51 - Un viaduc complexe et transparent pour franchir la brèche du Fanjaret (1 000 m) à Monestier-de-Clermont (38)

Tableau I

Solutions proposées par les groupements.

Caractéristiques générales

Designs proposed by the consortia.

General data

Calendrier de la consultation

L'avis d'appel public à la concurrence est paru en octobre 2001. La décision d'agrément des candidats par le maître d'ouvrage est intervenue en mars 2002. Le règlement du concours a été transmis aux cinq concurrents retenus en avril 2002, avec le dossier de concours. La date de remise des offres a été repoussée en juin 2002. Quatre offres (sur les cinq retenues), présentées par des groupements conduits par les entreprises mandataires Campenon-Bernard, GTM, Bouygues et Eiffage, ont été finalement reçues. Le groupement conduit par l'entreprise Razel s'est excusé.

L'ouverture des plis a eu lieu à Paris, en juin 2002. Des questions complémentaires destinées à préciser le

contenu des offres ont été posées aux concurrents en juillet 2002, pour une réponse en août 2002.

Le rapport du comité technique résumant l'analyse des quatre offres reçues a été adressé aux membres du jury par le maître d'ouvrage en décembre 2002. Au terme de cette analyse et après avis du jury réuni en décembre 2002, les offres des groupements conduits par Campenon Bernard et par Eiffage ont été écartées. L'examen des offres a montré que des investigations complémentaires étaient indispensables, afin d'éliminer les incertitudes que la géologie très particulière du site laissait subsister quant au respect des coûts et des délais d'exécution annoncés par les concurrents.

C'est pourquoi le maître d'ouvrage, sur proposition du comité technique (en février 2003), a invité les deux

concurrents restants à définir les investigations complémentaires nécessaires pour minimiser les risques liés à l'interaction des ouvrages et du sol, tant pendant leur construction que pendant leur exploitation.

Deux marchés négociés pour la réalisation de ces investigations complémentaires ont été signés avec les groupements GTM et Bouygues.

En outre, un questionnaire préparé par le maître d'œuvre et présenté au comité technique a été adressé à chacun d'eux par le maître d'ouvrage en février 2003, qui fixait également la remise d'offres fiabilisées, après résultats des campagnes géotechniques complémentaires, à mi-juillet 2003.

Au vu des conclusions du comité technique, le jury réuni en septembre 2003 a proposé à la personne responsable du marché de retenir l'offre du groupement conduit par GTM. Cette décision a été entérinée par la commission consultative des marchés d'octobre 2003 (figure 2).

■ Les solutions proposées par les groupements

Caractéristiques générales

(Cf. tableau I).

Caractéristiques des fondations

(Cf. tableau II).

Groupement	Offre n°1	Offre n°2	Offre n°3	Offre n°4
Franchissement de la RD 10	Ouvrage dissocié	Ouvrage dissocié Culée commune	Franchissement assuré par le viaduc Tronçon de rive élargi de 11,85 à 17,85 m	Ouvrage dissocié Culée commune
Longueur du viaduc	846 m	860 m	897 m	860 m
Travure du viaduc	7 travées	9 travées	6 travées	8 travées
Portées du viaduc du nord au sud	46 + 101 + 2x127 + 260 + 123,75 + 61,25	70 + 5x110 + 100 + 80 + 60	133 + 3x193,50 + 118,50 + 65	84 + 100 + 4x120 + 104 + 92
Schéma statique	Appuis simples sur piles de rives Autres fléaux encastrés sur les piles	Appuis simples	Appuis simples sur pile de rive sud Fléaux encastrés sur deux voiles souples	Appuis simples
Dispositifs parasismiques	Tenon central sur piles, butée sur culées	Butées + amortisseurs	Tenon sur les culées	Butées
Tablier du viaduc	Tablier composite, rendu continu par précontrainte. Travées de 127 m : caisson de hauteur variable. Hourdis en béton précontraint B40, âmes en tôle plissée. La travée de 260 m comporte un caisson métallique à dalle orthotrope de 122 m entre deux fléaux de 138 m.	Tablier continu en ossature mixte. Bipoutre mixte à entretoises. Des bracons inclinés reliant le tablier aux appareils d'appui diminuent la flexion longitudinale des poutres.	Tablier composite, rendu continu par précontrainte. Travées composées d'un caisson de 83,5 m en ossature mixte d'épaisseur constante entre les fléaux de hauteur variable en béton précontraint B80 Caissons mixtes d'épaisseur variable en travées de rives.	Tablier continu en ossature mixte. Bipoutre mixte à entretoises. Le tablier est sous-bandé au droit des piles par des bracons inclinés afin de diminuer la flexion longitudinale de poutres.
Méthode de construction du tablier	Fléaux coulés en place par encorbellements successifs. Hissage du caisson métallique à partir du sol.	Tronçon de 515 m lancé à partir du remblai sud. Tronçon de 345 m lancé à partir d'une estacade provisoire construite dans la première travée au nord. Bétonnage du hourdis en place, possibilité de gagner 1,5 mois en préfabriquant le hourdis sur des dalles BA.	Fléaux coulés en place par encorbellements. Caisson sud lancé depuis C7. Caisson P2P3, P3P4, P4P5 hissés. Caisson nord hissé sur P2P3, ripé sur le fléau P2 et lancé sur C1.	Tronçon de 449 m lancé à partir du remblai sud. Tronçon de 317 m lancé à partir du remblai nord. Tronçon intermédiaire de 65 m hissé. Bétonnage du hourdis en place.

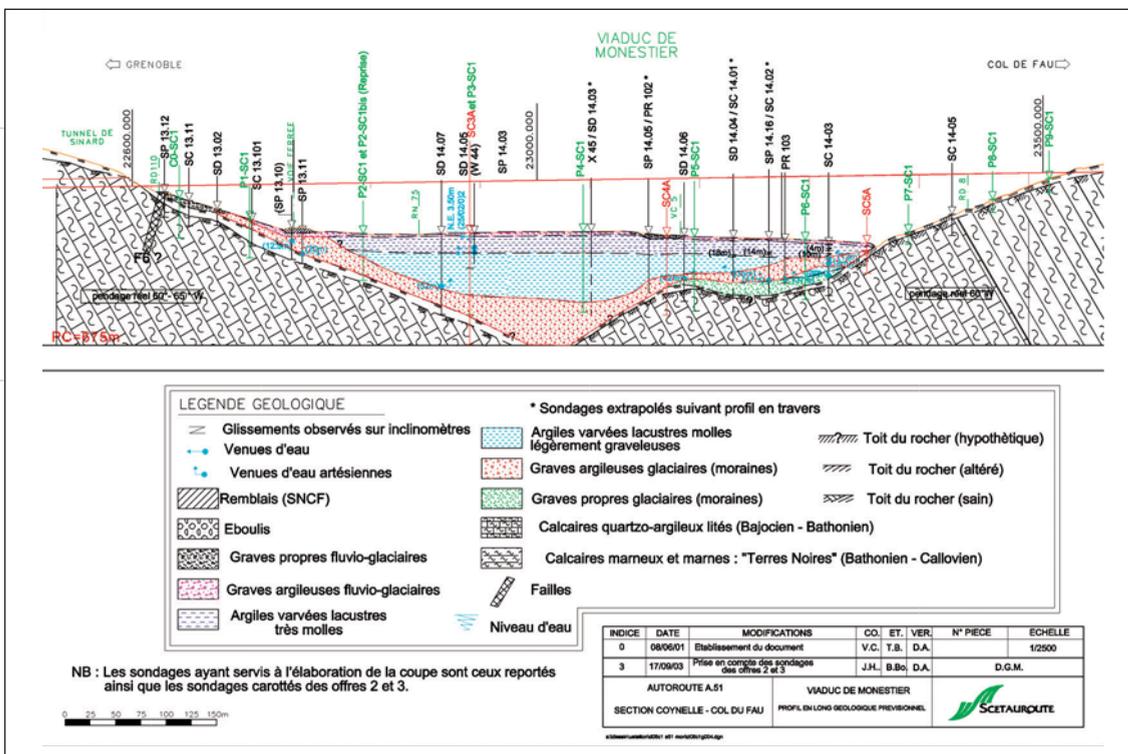


Figure 2
Coupe géologique
Geological cross section

Groupement	Offre n°1	Offre n°2	Offre n°3	Offre n°4
Versant Est	C ₀ : 2 pieux Ø 1800 de 20 m à travers un massif en terre armée. P1 : 4 pieux Ø 1800 de 10 m forés à la boue	C ₀ : 2 puits marocains Ø 4 m et de 6 m de profondeur. P1 : 2 puits marocains Ø 4 m de 12,7 m.	C ₁ : semelle superficielle	C ₀ : 1 puits marocain Ø 6 m de 10 m de profondeur
Rive Est de l'auge	P ₂ : 8 pieux Ø 1800 de 37,5 m forés à la boue	P ₂ : 6 pieux Ø 1500 de 28 m forés sous tubage provisoire	P ₂ : 8 pieux forés Ø 2000 de 26 m	P ₁ : 24 minipieux Ø 400 de 25,5 m armés d'un tube d'acier N80, forés au marteau fond de trou.
Argile en forte épaisseur mais faible risque de glissement	P ₃ : 8 pieux Ø 1800 de 66 m forés dans l'argile et prolongés par 3 minipieux Ø 350 armés d'un tube d'acier N80, forés au marteau fond de trou dans les moraines et le rocher. P4 : 10 pieux Ø 1800 de 72 m prolongés par 3 minipieux de 40 m.	P ₃ et P ₄ : paroi moulée Ø 20 m de 24,5 m connectée sur la semelle. La pile se poursuit sur 8 m sous le TN pour décharger le sol d'appui. 61 inclusions HEA 300 de 25 m battues pour limiter le gonflement de l'argile, puis ses tassements.	P ₃ et P ₄ : 60 pieux PH 400/176 de 73,5 et 57 m battus dans l'argile et les moraines. Charges ELS par pieu : 294 t (acier HISTAR 460)	P ₂ , P ₃ et P ₄ : 40 pieux PH 400/213 de 58, 78 et 77 m battus dans l'argile avec une inclinaison de 7 à 10°. Charges ELS par pieu : 235 t (acier E24)
Zone de glissement avéré		P ₅ : 12 pieux Ø 1420 de 46 m forés sous tube perdu. Une enceinte en paroi moulée Ø 15,3 m isole la fondation de la masse de sol en mouvement sur une épaisseur de 18 m. 4 puits de décharge de 50 m rabattent partiellement les sous-pressions pendant les travaux.		P ₅ : 24 minipieux Ø 400 de 36 m armés d'un tube d'acier N80, forés au marteau fond de trou. Une enceinte Ø 16,6 m constituée d'anneaux indépendants en béton isole le fût de pile de la masse de sol en mouvement sur 18 m. 3 puits de décharge de 30 à 40 m rabattent les sous-pressions pendant les travaux et l'exploitation.
Rive ouest de l'auge	P ₅ : 12 pieux Ø 1800 de 31,5 m forés à la boue.	P6 : 8 pieux Ø 1420 de 51 m forés sous tube perdu jusqu'au rocher.	P ₅ : 8 pieux forés Ø 2000 de 11 m.	P ₆ : 24 minipieux de 27m Ø 400 armés d'un tube d'acier N80, forés au marteau fond de trou. Purge superficielle des matériaux instables.
Versant ouest	P ₆ : 1 puits Ø 6 m de 9 m de profondeur. C7 : 2 puits Ø 3 m de 9 m de profondeur	P7 et P8 : semelles superficielles. C9 : 2 puits Ø 4 m de 6 m de profondeur	P ₆ et C ₇ : semelles superficielles.	P ₇ et C ₈ : 2 puits marocains de section rectangulaire 1,5 x 6 m de profondeur 7,5 et 8,7 m.

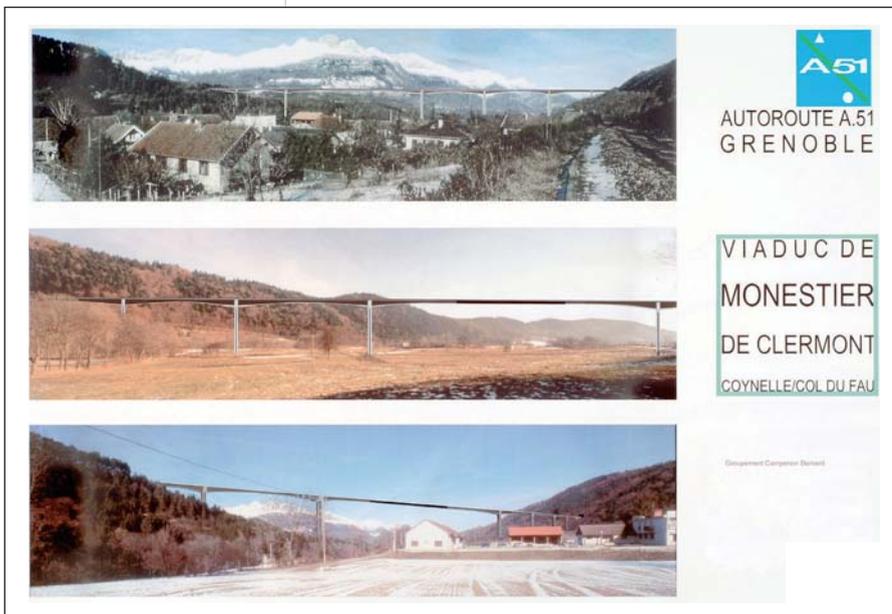
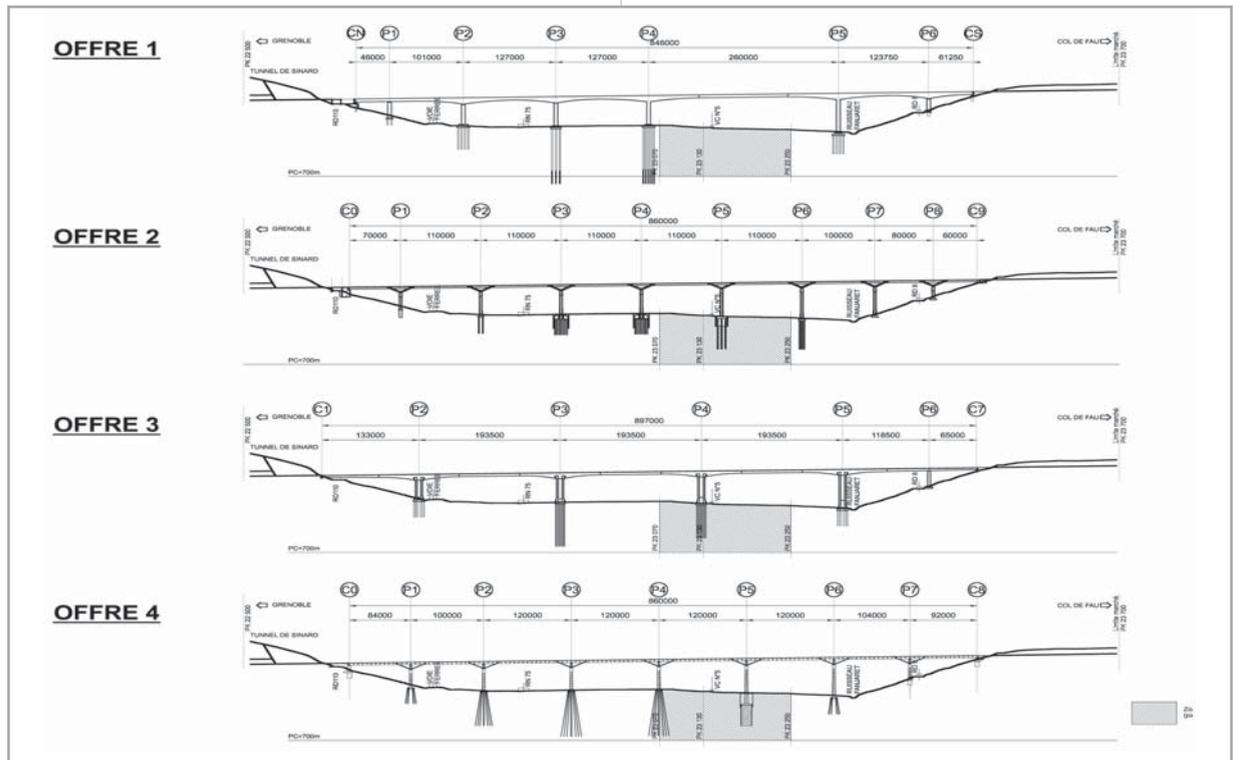
Tableau II
Solutions proposées
par les groupements.
Caractéristiques des fondations
Designs proposed
by the consortia. Foundation
data

A51 - Un viaduc complexe et transparent pour franchir la brèche du Fanjaret (1000 m) à Monestier-de-Clermont (38)

Tableau III
Solutions proposées par les groupements. Caractéristiques techniques des appuis
Designs proposed by the consortia. Technical data for supports

Groupement	Offre n°1	Offre n°2	Offre n°3	Offre n°4
Piles	Fût unique en caisson de section carrée, en béton armé B35 et B40 pour les piles P4 et P5 qui encadrent la grande travée.	2 fûts creux reliés en tête par une traverse. Sur les piles hautes les fûts sont réunis à la base en un seul fût oblong de 10 m. Béton B35	P2 à P5 : piles dédoublées à 2 voiles courbes en BA. P6 : fût unique creux de section ovale. Béton B80	Fût en caisson de section rectangulaire variable, surmonté par 2 « cornes » pleines supportant les appareils d'appui.

Figure 3
Élévations des différentes solutions
Elevation views of the various designs



Caractéristiques techniques des appuis

(Cf. tableau III).

Élévations

(Cf. figure 3).

Photomontages

(Cf. photos 3, 4, 5 et 6).

Photo 3

Photomontage. Solution 1 groupement Campenon-Bernard

Photomontage. Design 1 Campenon-Bernard consortium

■ Analyses géologiques et géotechniques détaillées

Rappel

Sur les quatre groupements qui ont répondu à cet appel d'offres « Conception - Réalisation » deux grands types d'ouvrages ont émergé des propositions :

- portées longues (190 à 260 m) entre appuis limités en nombre et implantés hors emprise du glissement, avec fondations profondes;
- portées limitées à 110-120 m entre appuis plus nombreux et implantés dans l'emprise du glissement, avec fondations profondes protégées par une enceinte.

Les questions principales soulevées par l'analyse critique des données géotechniques fournies et les réponses apportées par les groupements sont :

- maîtrise et contrôle de l'artésianisme, décharge ou non de cette nappe captive pour réalisation des fondations profondes par puits? influence de cette décharge sur le comportement du dépôt (ralentissement de la progression du glissement, tassements engendrés?);
- degré de surconsolidation du dépôt argileux suivant la profondeur et possibilité de fondations semi-profondes après décharge de la nappe;
- évolution et limite de l'emprise potentielle du glissement et impact sur les fondations;
- choix de l'implantation des fondations hors de l'emprise du glissement ou dans le glissement avec protection par une jupe;
- techniques de réalisation des fondations profondes par battage de profilés métalliques sans décharge de la nappe captive, ou tubage à l'avancement laissé en place avec décharge de cette nappe;
- profondeur des fondations implantées dans l'axe du remplissage fluvio-lacustre, soumises à aléa fort du fait d'un approfondissement rapide du rocher vers le centre du projet et l'axe de la vallée.

Les critères de choix du ou des groupements pour l'étude d'APOA ont une forte composante liée à la prise en compte du contexte géotechnique dans son ensemble et à la réduction des aléas par le choix de solutions avancées.

Comme abordé dans le paragraphe précédent, pour concourir jusqu'à l'APOA, deux groupements ont été retenus pour affiner les deux types de solution et apporter au maître d'ouvrage les éléments tangibles et les réponses finales pour justifier son choix.

Les campagnes de reconnaissances complémentaires proposées ont été réalisées par les deux groupements encore en lice, GTM et Bouygues, notamment au droit des appuis de leur projet.



Photo 4

Photomontage.
Solution 2 groupement
GTM

Photomontage.
Design 2 GTM
consortium

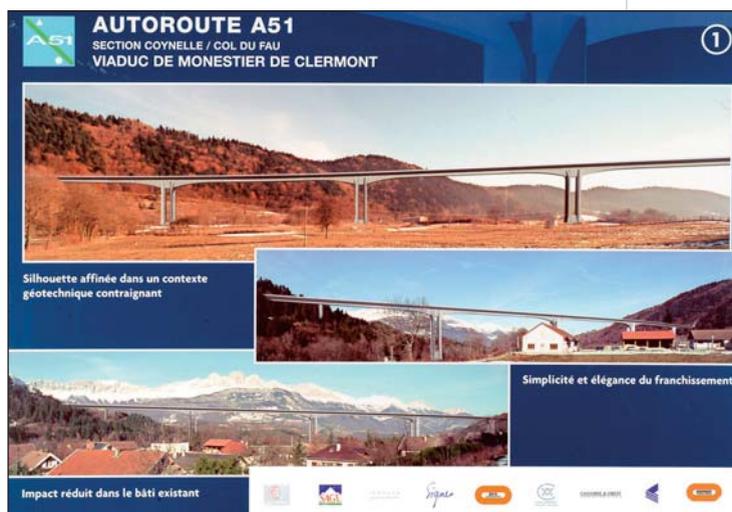


Photo 5

Photomontage.
Solution 3 groupement
Bouygues

Photomontage.
Design 3 Bouygues
consortium

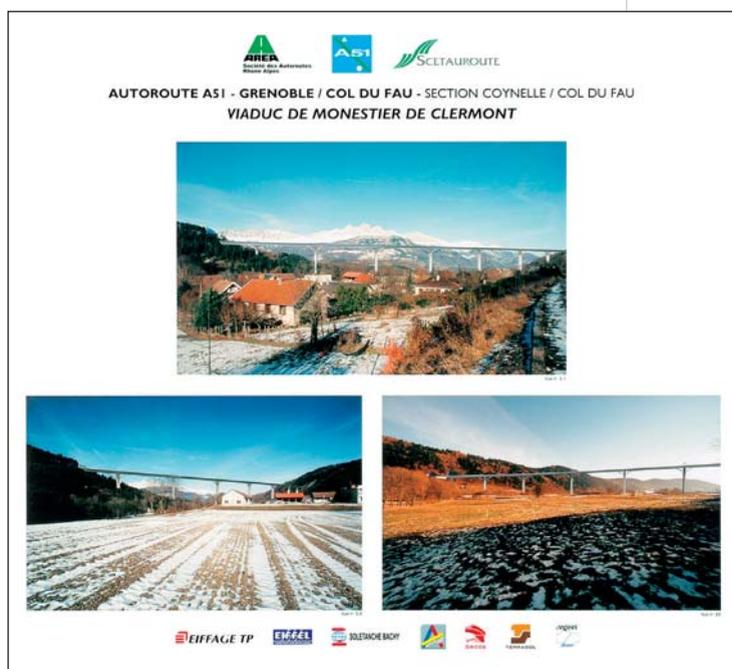


Photo 6

Photomontage.
Solution 4 groupement
Eiffage

Photomontage.
Design 4 Eiffage
consortium

A51 - Un viaduc complexe et transparent pour franchir la brèche du Fanjaret (1000 m) à Monestier-de-Clermont (38)

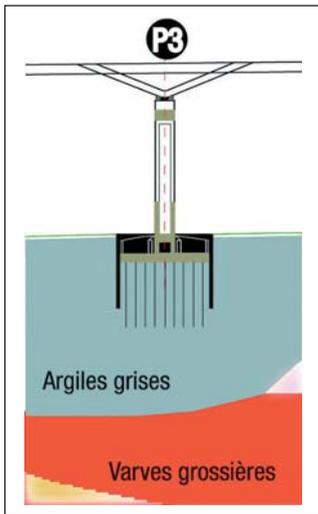


Figure 4
Coupe de la pile P3
Cross section of pier P3



Photo 7
Argiles de P3
P3 clays



Photo 8
Renforcement des argiles par inclusion d'HEA 300
Clay reinforcement with HEA 300 steel



La reconnaissance des argiles par le groupement GTM

Le groupement GTM, avec l'appui du BE géotechnique Mécasol, a réalisé pour la reconnaissance des appuis dans l'argile des sondages carottés, pressiométriques, CPT + u, destructifs, essais de pompage, puits, Cross-Hole avec indication de leur profondeur.

Les résultats principaux au droit des piles P3 et P4

Pour ces deux piles, qui sont implantées en amont du glissement, le groupement a proposé une solution de fondation semi-profonde qui intéresse les couches « superficielles » d'argiles varvées, sur une épaisseur de 30 à 35 m environ.

La solution retenue pour ces deux piles consiste à enlever un volume important d'argiles varvées dans une enceinte en paroi moulée et à lui substituer un volume vide. Les charges sont alors reportées en fond de l'enceinte (environ 6000 t) et doivent être équivalentes au poids des terres enlevées pour limiter les tassements des argiles molles.

En effet, pour la pile P3, la résistance de pointe totale q_T au piézocône est très faible passant de 0,25 MPa à 2 m de profondeur à 0,8 MPa à 18 m, puis de 1 MPa à 18,5 m à 2 MPa à 40 m et 3 MPa à 58 m.

Au-delà, la présence de sables et blocs renforce q_T à des valeurs importantes, supérieures à 10 MPa.

La valeur du rapport de frottement, R_f %, varie de 4 à 2 de 2 m à 18 m, puis est de l'ordre de 2, classant ce sol, dans un diagramme (F, Q) :

- de 2 à 18 m, comme une argile limoneuse, localement surconsolidée ;
- de 18 à 58 m, comme une argile limoneuse normalement consolidée.

Le rapport de surconsolidation des argiles pour P3 est borné à des valeurs comprises entre 0,9 et 1,20, après l'analyse des résultats d'essais oedométriques.

Ces résultats sont aussi en partie transposables pour la pile P4.

L'interprétation des données pénétrométriques et oedométriques vis-à-vis du degré de surconsolidation a fait l'objet de débat entre les différents intervenants avec un enjeu important pour le choix des paramètres de calcul des tassements à long terme des piles P3 et P4. Les argiles sont bien déclarées comme non liquéfiables sous l'action sismique retenue, et ce malgré leur consis-

Photo 9

Vue d'ensemble de la plate-forme P3-P4, avec P3 en cours de terrassements

General view of the P3-P4 platform, with P3 in the course of earthworks

tance molle; elles peuvent être, par contre, le siège de déplacements associés à l'action sismique qu'un calcul prend en compte (figure 4, photos 7, 8 et 9).

Les résultats principaux au droit des piles P5 et P6

Ces piles implantées dans et en bord du glissement sont fondées sur pieux dans les moraines sous-jacentes. Pour annuler leur risque de cisaillement, le groupement réalise une jupe circulaire de 15,30 m de diamètre, en paroi moulée, enveloppant les pieux de fondation entre le T.N. et la profondeur du glissement qui est précisée à l'appui des données inclinométriques et de l'interprétation des résultats pénétrométriques.

Le tubage des pieux, gainés sur toute leur hauteur, sera mis en œuvre par louvoisement.

Une excavation du terrain argileux est effectuée, entre la jupe en paroi moulée et les pieux tubés et la semelle, calée sous le T.N.

Pour permettre et faciliter le forage et le bétonnage des pieux, la décharge de la nappe captive dans les moraines grossières sous-jacentes est nécessaire.

L'essai de pompage réalisé confirme la possibilité de décharge de la nappe captive, par puits, sachant que la charge mesurée à l'époque des essais n'était que de 5 m au-dessus du terrain naturel.

Une forte anisotropie de perméabilité conduit à une implantation optimale des puits de décharge pour une bonne efficacité spatiale.

Ces puits permettront de faire chuter la charge d'eau dans les moraines à la cote du T.N. avec comme conséquence, l'accroissement de la contrainte effective moyenne, et un tassement supplémentaire de consolidation primaire et secondaire, avec frottement négatif sur les pieux, mais une amélioration locale de la résistance au cisaillement. Par ce procédé, le groupement écrête les surpressions interstitielles dans les argiles.

L'eau qui débitera des puits de décharge, sera recueillie et évacuée par gravité au Fanjaret.

En corollaire, ces puits de décharge serviront aussi à réduire fortement l'occurrence de glissement dans la zone de P5-P6, mais pour l'instant sans maîtrise totale du phénomène.

Vis-à-vis du glissement, la réduction voire l'annulation de l'artésianisme au niveau actuel pendant la reconnaissance, est une condition nécessaire pour garantir un déplacement faible lors de l'action sismique (figure 5, photos 10 et 11).

La reconnaissance des argiles par le groupement « Bouygues »

Elle a fait l'objet d'un programme complet établi avec le concours du BE géotechnique Sage, par appuis, avec instrumentation vis-à-vis de la distribution de pressions



Photo 10

P5. Couronnement des pieux et coque de protection
P5. Pile capping and protective shell

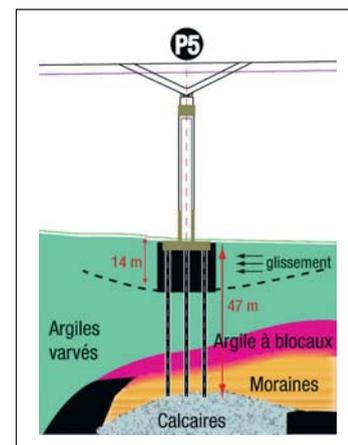


Figure 5

Coupe de la pile P5
Cross section of pier P5

Photo 11

P5. Élévation en cours de réalisation
P5. Elevation view of work in progress

interstitielles par cellules de pression interstitielle (CPI) et des déplacements horizontaux par inclinométrie. Toutefois, le maître d'ouvrage a passé commande d'une reconnaissance plus réduite pour répondre au mieux aux questions soulevées de faisabilité et d'incidence sur les avoisinants au stade de l'APOA.

Cette reconnaissance s'est concentrée principalement, dans la limite du temps de reconnaissance dont disposait le groupement, sur les conditions de conception - dimensionnement et de réalisation des appuis des piles P3 et P4 par pieux métalliques battus, avec un essai de battage sur chaque site engageant la faisabilité de la solution proposée.

Le choix des techniques de réalisation des piles P3 et P4 intègre la présence de nappes artésiennes, qui peuvent être le siège de pressions très fortes, interdisant la réalisation de pieux forés, de barrettes ou de micropieux sans décharge de la nappe captive, décharge à laquelle s'est refusée le groupement.

La reconnaissance a fait l'objet respectivement pour P3 et P4 :

- d'un forage carotté de 100,80 m et 79,50 m de profondeur;
- d'un forage pressiométrique de 90 m et 70 m;

A51 - Un viaduc complexe et transparent pour franchir la brèche du Fanjaret (1000 m) à Monestier-de-Clermont (38)



- de quatre pénétromètres statiques de 52 à 65,50 m et de 44 à 48 m de profondeur, avec quelques mesures de dissipation de la pression interstitielle;
- d'essai de battage de pieu métallique HP 400 (176 kg/m) jusqu'à 85,25 m en P3;
- d'essai de battage de deux pieux métalliques HP 400 (176 et 213 kg/m) jusqu'à 46,75 et 48,00 m en P4.

Elle est donc très complète et toutes les données sont interprétées en regard des essais pressiométriques, pénétrométriques, montrant la possibilité de réalisation des pieux et d'assurer la reprise des charges verticales pour les profondeurs de refus après surbattage de l'ordre de 5000 kN. Un essai de chargement statique permettrait de préciser la capacité portante définitive et le frottement latéral au stade du projet d'exécution.

Pour P3, à noter :

- le toit irrégulier de la moraine;
- l'absence de remontée d'eau le long du fût;
- la dissipation de la surpression interstitielle en une journée avec une augmentation du frottement latéral.

Pour P4, à noter :

- le toit du rocher rencontré à 48 m de profondeur, permettant une assise correcte de cette fondation profonde;
- une absence d'artésianisme (à confirmer toutefois) et de remontée d'eau le long du fût;
- la dissipation de 70 à 80 % de la surpression interstitielle en 2 heures avec une augmentation significative du frottement latéral.

Par rapport aux interrogations émises par le MO et le CE, les réponses sont :

- les pieux battus sont faisables, compte tenu de la présence des argiles molles;

- il n'y pas d'écoulement le long du fût mais un renforcement à terme du frottement latéral;
- les pieux ne seront soumis aux frottements négatifs que si la décharge est hydraulique et significative.

L'aléa d'un glissement d'ensemble

Les conditions sont actuellement réunies pour définir une potentialité de glissement dans la vallée du Fanjaret au droit du projet :

- présence d'argiles litées de consistance molle;
- présence d'une nappe captive avec forte charge locale dans ou sous les argiles;
- pente naturelle faible mais significative.

L'observation actuelle par les indices de surface et les résultats inclinométriques est un glissement d'axe sud-est/nord-ouest traversant le tracé de l'ouvrage sur une largeur de 185 m et à une profondeur de 20 m. La profondeur de cette surface reste en accord avec la géométrie du site, et avec l'analyse de stabilité d'un glissement quasi-plan vers l'aval avec la charge mesurée de la nappe captive sous-jacente dans les moraines latérales. Les mouvements sont un déplacement d'ensemble d'une masse de sol sur une zone de cisaillement d'épaisseur métrique.

Ces mouvements sont, sur la période d'observation de ces cinq dernières années, lents (1 à 5 mm/an), sans doute en correspondance avec un facteur de sécurité légèrement supérieur à 1,2, avec temporairement, sous l'action déstabilisatrice d'une montée rapide de la charge d'eau, une valeur plus faible de ce facteur mais qui reste supérieure à 1, réactivant le glissement à faible vitesse.

Du point de vue de la mécanique des sols, l'occurrence d'un glissement plus profond n'apparaît pas probable, avec les mêmes données géotechniques et géométriques.

L'extension des zones en glissement est appréciée en l'absence de données de mesures de déplacement par les désordres visibles en surface et la morphologie du site.

Cette extension probable est – d'après la transcription de ces données dans les rapports, notes et plans fournis –, sur plus de 240 m sur le tracé de l'ouvrage, et sa limite supérieure amont vient tangenter le tracé sur une longueur de 300 m.

La régression d'un glissement actif jusqu'à venir entrer en interaction avec les fondations de l'ouvrage est-elle possible ?

Plusieurs scénarios sont alors possibles pour examiner ce point.

Les nappes actuellement identifiées ont des niveaux assez aléatoires, non connus dans le temps, et ce sont elles qui génèrent la réactivation du glissement d'ensemble.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Longueur : 860 m
- Portées - 9 travées :
 - > 1 x 70 m
 - > 5 x 110 m
 - > 1 x 100 m
 - > 1 x 80 m
 - > 1 x 60 m
- Hauteur des piles sous bracons : entre 20 et 53 m
- Tablier : mixte, ossature métallique + hourdis béton armé
- Terrassement : 35000 m³
- Béton : 20000 m³
- Acier pour béton : 2600 t
- Charpente métallique : 4000 t
- Travaux de fondations : mi-2004 - printemps 2005
- Mise en place de la charpente et bracons : fin 2004 - printemps 2006
- Réalisation du tablier : mi-2006
- Chaussée et équipements : mi-2006

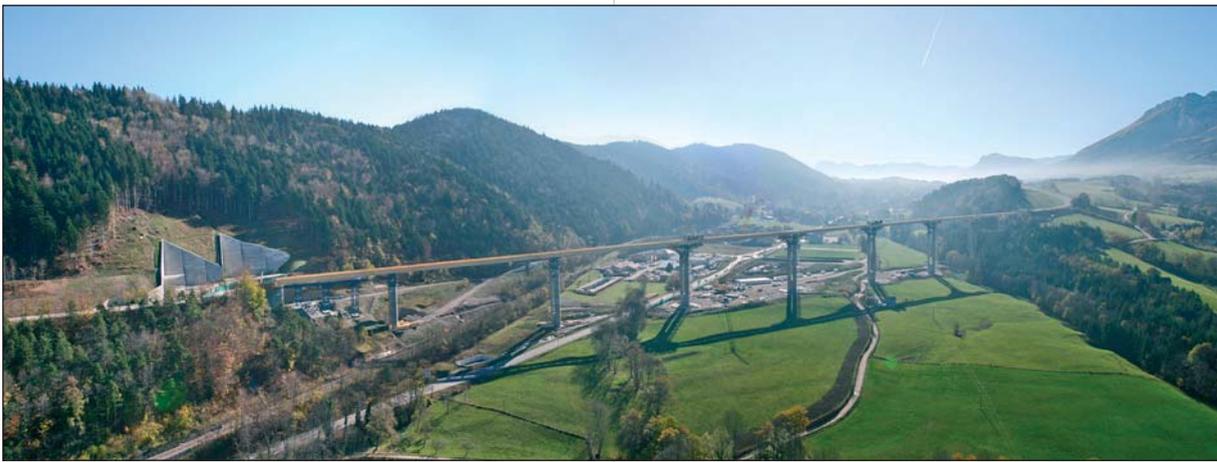


Photo 12

Vue aérienne depuis le nord vers le sud de la vallée du Fanjaret
Aerial view of Fanjaret Valley from North to South

Le scénario de base, le plus probable, est de considérer, en l'absence d'intervention sur les nappes et de variation significative de leurs niveaux par rapport à ceux de la période de mesure, la poursuite du glissement lent (100 à 500 mm au bout de 100 ans, la durée de vie de l'ouvrage) sans extension significative au-delà de ce qui est reconnu.

En effet, dans cette situation les niches d'arrachement ont des hauteurs inframétriques à métriques ne déstabilisant que localement la limite actuelle du glissement, sans régression notable.

Les fondations situées à l'intérieur de la zone de glissement actuel doivent être conçues pour satisfaire à ce déplacement horizontal et vertical associé et les autres ne sont pas à protéger dans ce cas.

Un autre scénario à envisager, en concomitance avec l'observation de l'évolution récente climatologique voire sismique, est une charge d'eau dans les nappes captives plus importante et au sein des argiles que celle « observée » pendant la durée de mesures inclinométriques. Là, le glissement peut s'accélérer, les déplacements s'amplifier et l'extension régresser et atteindre la zone d'influence des fondations de l'ouvrage.

Dans cette hypothèse, il faudrait dès maintenant envisager la protection de tous les appuis concernés à une profondeur de l'ordre de 15 à 20 m.

D'autres scénarios de reprise de glissement, plus en aval et activant le glissement dans la zone de l'ouvrage, seraient plutôt à envisager à très long terme en l'état de nos connaissances du contexte géologique.

Pour s'affranchir au mieux, en l'état des connaissances, de la réactivation du glissement, il est préconisé de maîtriser d'abord le niveau de cette nappe avec son écrêtage pour conserver un facteur de sécurité d'au moins 1.2; c'est-à-dire qu'il faut impérativement non seulement conserver la situation initiale mais l'améliorer et surtout la contrôler.

Pour cela, la connaissance des conditions hydrogéologiques et la surveillance sont indispensables au moyen de :

- piézomètres avec mesures de pression par capteur électrique avec enregistrement en continu dans la moraine latérale;
- cellules de pression interstitielle implantées dans les argiles litées, avec enregistrement en continu.

Le suivi des mouvements du sol de fondation est nécessaire :

- à l'emplacement de chaque appui concerné, implanté sur ou dans les argiles litées;
 - en amont et en aval du tracé,
- avec mesures après chaque montée en charge de l'eau mesurée.

Enfin, il apparaît nécessaire de tester dès que possible la décharge par puits de la nappe en l'écrêtant uniquement au niveau du sol et pouvoir apprécier très vite la possibilité de maîtriser le phénomène d'alimentation (photo 12).

■ Le projet d'exécution

Le maître d'ouvrage a finalement retenu, après jury, les propositions techniques du groupement GTM avec les conditions de suivi et surveillance du glissement et de la piézométrie qui viennent d'être énoncées pour établir l'APOA puis le projet d'exécution.

Les études de détails, suite aux reconnaissances complémentaires d'APOA ont permis de caler les éléments géométriques du projet de fondations dans les argiles, les paramètres géomécaniques de dimensionnement, comme par exemple les caractéristiques de cisaillement :

$\varphi' = 24^\circ$;

$c' = 5$ kPa de 0 à 18 m, argile légèrement surconsolidée;

$c' = 0$ de 18 à 55 m, argile normalement consolidée;

et les modules de déformation avec des valeurs en fourchette dans un rapport de 1 à 2,5.

A été aussi recalée la cote du glissement au droit des piles P5 et P6 pour préciser la longueur des parois mou-

A51 - Un viaduc complexe et transparent pour franchir la brèche du Fanjaret (1 000 m) à Monestier-de-Clermont (38)

lées constituant la jupe de protection des fondations sur pieux.

Pendant les travaux préliminaires, le rabattement par puits s'est avéré efficace; la nappe n'est plus artésienne autour de P6 et le niveau d'eau reste en concordance avec le forage de décharge le plus bas, en aval de la plate-forme de travail.

Toutefois, des déplacements du sol ont été enregistrés suite à ces travaux de drainage, nécessitant un renforcement des mesures piézométriques et inclinométriques pendant les phases de travaux.

■ Caractéristiques de l'ouvrage retenu (photo 13)

Géométrie

Dans le tunnel de Sinard et sur le viaduc, les deux chaussées de l'autoroute ont des définitions géométriques indépendantes. La distance qui les sépare varie de 10 à 40 m et leurs profils en long ne sont pas parallèles. Au-dessus de la vallée, l'axe du tracé en plan, la

ligne rouge du profil en long et l'axe de rotation du dévers de chaque chaussée sont confondus; ils se trouvent à 50 cm du bord intérieur de la chaussée. Chacun des tracés en plan assure un alignement droit, au sud, et un arc de cercle, au nord, raccordés par une clothoïde. Cette géométrie imposée par les contraintes géotechniques et topographiques interdit de mettre en place les tabliers par poussage ou par lançage à partir d'une seule extrémité. En revanche, le dévers (2,5 %) et la pente longitudinale (1,5 %) restent constants sur toute la longueur de la première chaussée.

Le profil en travers

Large de 10,40 m, la chaussée du premier viaduc sera d'abord exploitée à double sens, avec un TPC de 1,40 m de large, deux voies de 3,50 m et deux bandes dérasées de droite de 1,00 m. En phase définitive, elle sera exploitée à sens unique, de Grenoble vers Sisteron, avec une BAU de 2,50 m, deux voies de 3,50 m et une bande dérasée gauche de 0,90 m (figure 6).

Longueur : 860 m, largeur utile : 10,40 m, surface brute : 10215 m², utilisation bidirectionnelle à l'ouverture de la section Coynelle - Col du Fau.

Neuf travées (70 + 5 x 110 + 100 + 80 + 60).

Dix appuis dont huit piles intermédiaires variant de 25 à 55 m de hauteur.

Fondations

Conception de P5-P6

Le principe retenu est d'isoler les piles de la couche d'argile en mouvement. Pour cela, une enceinte de confinement circulaire en parois moulées d'une vingtaine de mètres de diamètre est réalisée concentriquement, à l'emplacement de la future fondation. Cette enceinte à une profondeur d'une quinzaine de mètres, profondeur déterminée par l'analyse de l'instrumentation inclinométrique ayant permis d'appréhender la profondeur du plan de glissement des argiles.



Photo 13
Photomontage du viaduc - Vue depuis la RN75
Photomontage of the viaduct - View from highway RN75

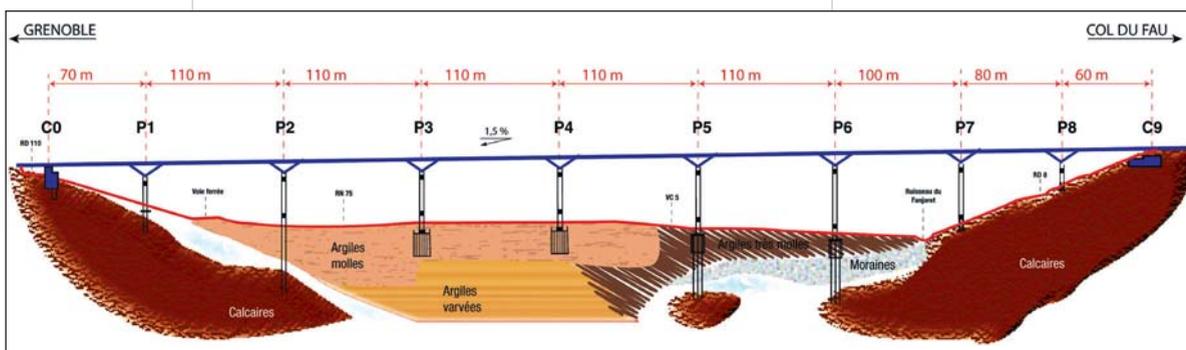


Figure 6
Coupe longitudinale avec géologie
Longitudinal section showing geology

Une fois achevée cette enceinte périphérique en paroi moulée de Ø 16,90 m, des pieux forés-tubés sont réalisés à l'intérieur de celle-ci et fondés aux calcaires. Ces pieux vont par la suite recevoir en tête une semelle servant de fondation à la pile. Les pieux sont tubés à cause de l'artésianisme; il fallait qu'ils restent intacts quelle que soit la pression de la nappe :

- P5 : 12 pieux Ø 1400 en béton gainé de 50 m de profondeur, fondés sur les marnes calcaires;
- P6 : 11 pieux Ø 1400 en béton gainé de 45 m de profondeur, fondés sur les marnes calcaires.

Les pieux étant réalisés, la partie centrale de l'enceinte est vidée de ces argiles. Les pieux ne sont donc plus en contact avec la partie des argiles en glissement. Ils sont ensuite recépés et la semelle est réalisée. Au final, la semelle et l'enceinte de protection sont toutes les deux indépendantes, elles sont séparées d'un vide de 1 m sur P6 et 1,5 m sur P5 (photo 14).

L'enceinte va donc pouvoir se déplacer avec la couche de sol alors que la semelle va rester fixe. Si l'enceinte venait en contact de la semelle (dans environs trois siècles d'après les estimations de glissement), une nouvelle pourrait être constituée à l'extérieur de celle-ci (photo 15).

Lors des travaux, des puits de décharge par pompes ont été mis en place pour diminuer les pressions dans la nappe; ils vont être conservés actifs durant la phase d'exploitation afin de tenter de limiter les déplacements de la couche.

La conception des fondations des piles P3 et P4 est « très simple » : une quantité de sol égale aux efforts verticaux exercés (± 6000 t) par l'appui de l'ouvrage concerné est enlevée. La fondation peut donc être qualifiée de « flottante » car, en théorie, elle n'exerce aucun effort supplémentaire sur le sol. La réalisation se décompose en plusieurs phases.

Dans un premier temps, une paroi moulée circulaire d'environ 20 m de diamètre et 20 m de profondeur est construite. Une dizaine de mètres de sol est retirée à l'intérieur de cette paroi moulée; c'est donc le poids de ce sol qui va être compensé par les charges du viaduc. Des inclusions métalliques réalisées avec des profilés type HEA300 sont mises en place en fond de fouille pour empêcher tout soulèvement de sol lors des travaux de creusement.

Ensuite, un gros béton d'étanchéité est coulé en fond de fouille sur un drain en graviers. La « boîte » ainsi terminée est donc étanche, la superstructure de la fondation peut être réalisée (photo 16).

Des calculs de tassements ont été effectués avec des méthodes de type éléments finis afin de prévoir les mouvements de l'ensemble pendant toutes les phases de construction, que ce soit lors de l'excavation ou lors de la mise en charge du tablier. Les différentes mesures effectuées lors de la phase chantier ont montré que les

tassements étaient bien inférieurs à ceux initialement prévus, ce qui va dans le sens de la sécurité. À terme, la fondation doit théoriquement tasser d'environ 4 à 5 cm, valeur relativement faible sachant que le tablier a été conçu pour des tassements de l'ordre du décimètre.

- C0 - C9 - P1 : pour chacun des appuis, deux puits marocains Ø 4,00 m, longueur 6,00 m sous les culées et 14,00 m sous P1.
- P2 : six pieux Ø 1500 mm, de 50 m de profondeur ancrés dans les marnes calcaires.
- P7 - P8 : semelles superficielles de 7 x 11,50 x 2,50 fondées sur les marnes calcaires.



Photo 14
Fondation de la pile P5
une fois terminée
*Foundation of pier P5
after completion*



Photo 15
P5. Enceinte et élévation
*P5. Enclosure and elevation
view*



Photo 16
Fondation de la pile P3
Foundation of pier P3

A51 - Un viaduc complexe et transparent pour franchir la brèche du Fanjaret (1000 m) à Monestier-de-Clermont (38)

Photo 17

Travail architectural sur les murs en tête sud du tunnel côté viaduc

Architectural work on the walls of the tunnel's southern portal, viaduct end



Photo 18

Vue depuis le nord en aval de l'ouvrage

View from the North downstream of the structure

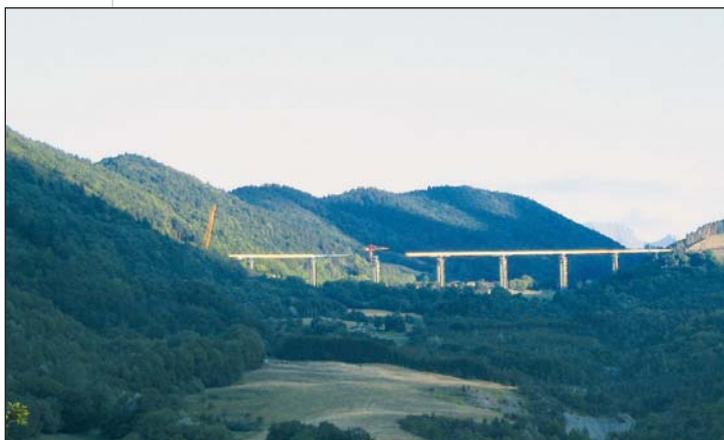


Photo 19

La forme particulière des pilettes crée une fente lumineuse très importante

The peculiar shape of the small piers creates a very large light slit

Intégration paysagère

Sur ce point précis, un travail très rigoureux a été entrepris par le groupement lauréat du concours afin d'intégrer au mieux le viaduc dans la vallée. C'est le cabinet d'architecture Strates en collaboration avec les paysagistes de Paysage Plus qui ont eu la charge d'harmoniser visuellement l'ouvrage au site, en respectant le cahier des charges de l'opération A51.

En effet l'opération A51 a fait l'objet d'une étude d'intégration paysagère très en amont, dès la conception, en intégrant dans les équipes de maîtrise d'œuvre de Scetauroute, le cabinet d'architecture conseil du maître d'ouvrage Jourda Architectes et le paysagiste ADP (J.-Cl. Dubois). Les architectes se sont à la fois inspirés des formes naturelles se trouvant sur place mais aussi des ouvrages plus ou moins récents existants. Par exemple les murs de soutènement de la tête sud du tunnel ont été particulièrement soignés et « travaillés », ils reprennent la forme des plans de rupture des roches calcaires fracturés présentes dans la vallée, et notamment en l'extrapolant, la tête sud du tunnel ferroviaire de la Motte 2 (photo 17).

Dans cet esprit, tous les éléments en béton des murs en Terre Armée de la section autoroutière ont été réalisés avec une matrice reprenant le faciès fracturé des calcaires locaux. Cet aspect permet d'absorber les effets de réflexion de la luminosité et participe à l'harmonie d'ensemble.

En ce qui concerne la forme du viaduc, l'ensemble de l'équipe de conception, que ce soit les bureaux d'études ou les architectes, a opté pour une structure avec des travées régulières. Du point de vue mécanique, cela permet d'augmenter le nombre d'appuis et donc de diminuer les efforts sur les sols. Du point de vue architectural, cela permet de reprendre les formes des viaducs ferroviaires du début du siècle qui parsèment les vallées avoisinantes. D'autres propositions avaient été faites par des groupements concurrents, avec des ouvrages à travées non régulières qui enjambaient la zone des argiles profondes, mais non seulement cela « coupait » le rythme du paysage, mais conduisait également à des structures épaisses et lourdes. Pour limiter cet effet de « barreaudage » de la vallée par le viaduc, les architectes ont imaginé des solutions allégeant visuellement l'ensemble (photo 18).



Photo 20

Bracon positionné entre le tablier et la pile
Stay positioned between the deck and pier

Un gros travail sur la forme des piles a été fait pour qu'elles ne soient pas trop volumineuses. Elles sont donc constituées de deux pilettes creuses de forme particulière. Elles reposent sur une embase raidisseur et sont reliées en leur tête par un chevêtre elliptique. Les fûts de pile sont réalisés par levées de 3,50 m (photo 19).

Chaque pilette est de forme semi-circulaire sur l'extérieur et semi-elliptique (anse de panier à cinq centres) sur l'intérieur. Cette forme spéciale permet d'augmenter l'espace « jour » entre deux pilettes ce qui rend la pile plus « légère ». Il y a donc volonté de création d'une fente lumineuse la plus importante possible dans chaque pile.

En plus du travail sur les piles, les architectes ont beaucoup travaillé sur le tablier. Toujours avec l'idée de rendre l'ensemble plus léger (tant visuellement qu'en masse), ils ont imaginé la mise en place de bracons sur chaque pile. Ceci permet de surélever le tablier par rapport au haut de la pile créant ainsi une impression aérienne de l'ensemble de l'ouvrage. La mise en place du bracon permet également de diminuer la hauteur moyenne des piles, ce qui allège un peu la structure, mais cela permet surtout de réduire mécaniquement les travées de 30 m en limitant ainsi à la hauteur des poutres métalliques à 3,00 m, et d'affiner grandement l'épaisseur visuelle de l'ouvrage, tout en diminuant sa descente de charges (photo 20).

Pour la forme des superstructures équipant le tablier, les architectes se sont référés au cahier des charges du concours qui imposait le concept général de cette opération cher à Françoise-Hélène Jourda (architecte

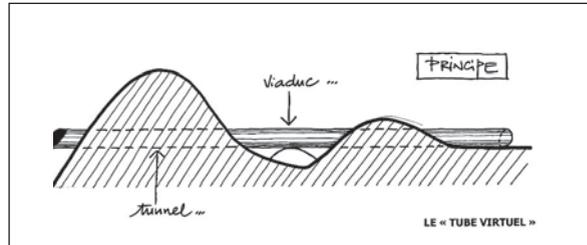


Figure 7

Concept de "tube virtuel" voyageant dans le paysage
Concept of a "virtual tube" travelling in the landscape

conseil du maître d'ouvrage pour A51). L'autoroute doit être un « tube virtuel » circulant d'une vallée à l'autre. Cette idée de tube impose la réalisation de garde-corps incurvés et des corniches-caniveaux dans la continuité (figure 7).

Sismicité d'exécution

Le site se trouvant dans le massif alpin, il est sujet à des risques sismiques. La commune de Monestier est classée dans la zone sismique IB. Le viaduc est de classe C, arrêté préfectoral, il doit donc pouvoir supporter une accélération nominale de 2 m/s².

Pour vérifier la résistance structurelle de l'ensemble, des calculs précis ont été menés. Le but de la manipulation était de calculer les déplacements du tablier et les efforts générés sous chaque appui. De plus, par la nature différente des sols, les calculs ont dû être faits avec deux spectres d'accélération différents. Un pour le flanc de la vallée composé essentiellement de roches dures et un pour la vallée, elle-même remplie d'argiles moles. Les calculs de dynamique avec des logiciels complexes ont duré environ 6 mois. Les

A51 - Un viaduc complexe et transparent pour franchir la brèche du Fanjaret (1 000 m) à Monestier-de-Clermont (38)



Photo 21
Vue aérienne depuis le sud
Aerial view from the South

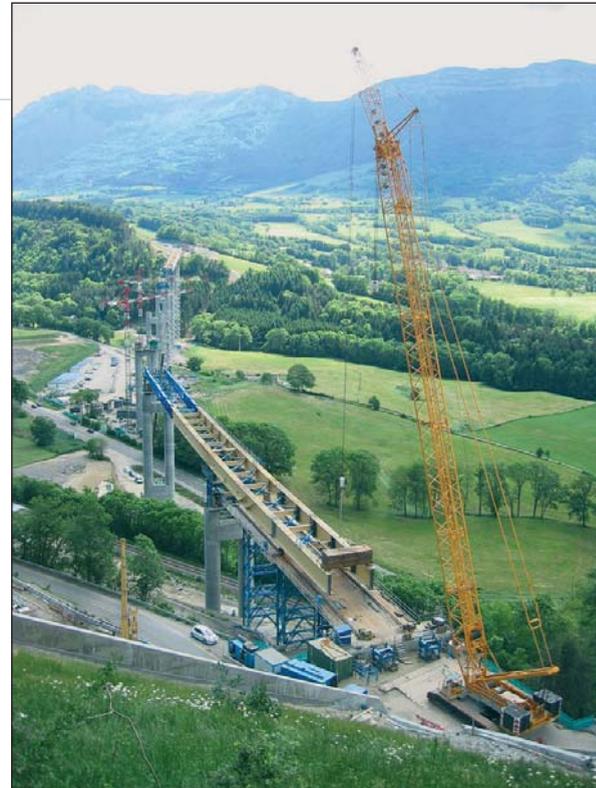


Photo 22
Lançage des tronçons de poutre métallique depuis les deux culées
Launching steel girder sections from the two abutments



Photo 23
La complexité de la réalisation des bracons in situ
The complexity of in-situ stay execution



Photo 24
Le hourdis en dalles BA préfabriquées : connexion et clavage
Deck section of prefabricated reinforced concrete slabs: connection and keying



conclusions ont été relativement décevantes car les séismes (définis selon la carte régionale des risques) n'ont a priori que peu d'effets sur le viaduc. Le ferrailage final des piles est le minimal conforme à la réglementation sismique. De très nombreux calculs complexes ont été réalisés pour conclure enfin, que ce sont les dispositions minimales réglementaires qui sont déterminantes!

Tablier

La structure recherchée est la plus légère possible, pour ne pas surcharger les fondations et la moins opaque possible pour réduire le barrage visuel à sa plus simple expression. Ainsi l'ouvrage retenu est une structure mixte constituée d'une ossature métallique à deux poutres, de hauteur constante de 3,00 m, à laquelle sont associés des bracons métalliques appuyés en tête de chaque pile et encastrés sous les poutres métalliques (photo 21).

L'ossature métallique est lancée de chacune des deux extrémités de l'ouvrage. La partie courbe au nord (rayon 1320 m) d'environ 350 m de long sera assemblée par soudage sur une estacade provisoire entre C0, P1 et lancée en neuf phases (photo 22).



Photo 25

Le hourdis en dalles BA préfabriquées : outil de pose
Deck section of prefabricated reinforced concrete slabs:
placing equipment

La partie rectiligne au sud d'environ 510 m de long sera également assemblée par soudage et lancée en cinq phases depuis la plate-forme autoroutière. Après mise en place des poutres à leur emplacement définitif, les bracons viennent descendre les charges en tête de chaque pile, et la dalle en béton de roulement est réalisée en assurant la liaison avec les poutres par goujonage et sa continuité par clavage (photos 23, 24 et 25). ■

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maîtrise d'ouvrage

AREA - Société des autoroutes Rhône-Alpes

Direction du projet, maîtrise d'œuvre générale et AMO
Scetauroute/Egis

Entreprises

Groupe GTM GCS : mandataire et maître d'œuvre particulier

Cotraitants

- Baudin-Châteauneuf (charpente métallique)
- Ingérop (études techniques générales de l'ouvrage)
- GTM Construction (études des appuis)
- Mecasol (études géotechniques)
- Strates (architecte)
- Paysages Plus (paysagiste)

ABSTRACT A51 - A complex, transparent viaduct to cross the Fanjaret breccia (1000 m) at Monestier- de-Clermont

J. Martin

The Monestier-de-Clermont viaduct is one of the exceptional engineering structures that are features of the A51 mountain motorway, Coynelle/Col du Fau section. This motorway project is destined to one day link Grenoble to Marseilles passing through Sisteron.

The special features of the Fanjaret breccia to be crossed by the A51 are numerous and varied. This old glacial trough extends over a length of 1000 m, with varved clays in the subsoil to depths of more than 90 metres!

It is located at an altitude of over 800 metres and, in addition, it is subject to earthquakes (zone Ib)!

The article proposes discovering and analysing all these constraints which largely guided the choice of the structure design adopted by bringing together, as of the tender enquiry stage, contractors, engineers and landscape designers in a Design and Build competition organised by the project manager Scetauroute-Egis.

In the introduction, the client AREA gives an overview of the structure in the general context of this exceptional project.

RESUMEN ESPAÑOL Autopista A51 - Un viaducto complejo y transparente para franquear la brecha del Fanjaret (1000 m) en Monestier- de-Clermont (38)

J. Martin

El viaducto de Monestier-de-Clermont constituye una de las extraordinarias obras que caracterizan la autopista de montaña A51, tramo Coynelle/Col du Fau. Esta operación de autopista está llamada a permitir la comunicación, dentro breve plazo, de Grenoble con Marsella y pasando por Sisteron.

Las particularidades de la brecha del Fanjaret que debe franquear la autopista A51 son numerosas y variadas. Efectivamente esta antigua artesa glaciar se extiende sobre una longitud de 1000 metros y presenta en subsuelo diversas arcillas varvadas sobre más de 90 metros de profundidad

Esta artesa está ubicada a más de 800 metros de altitud y además, queda sometida al seísmo (zona Ib)...

En el presente artículo se propone descubrir y analizar todos estos imperativos que han venido a orientar fuertemente la opción de la solución de la obra adoptada por la asociación, a partir de la consulta, de los empresarios, ingenieros y arquitectos-paisajísticos en el marco de un concurso de establecimiento del concepto-ejecución organizado por la dirección del proyecto encargada a Scetauroute-Egis.

En introducción, el responsable de la obra AREA sitúa la obra en su contexto general de esta operación excepcional.

Des pieux en tout genre le Danube, à Budapest

Au nord de Budapest, un ouvrage de 1870 m de long enjambra le Danube pour relier l'autoroute 2/A à la nationale 11. Il est composé d'un grand pont à haubans et de quatre ponts plus petits.

À Dunaújváros, c'est par un ouvrage de 1369 m de long que l'autoroute M8 traversera le Danube. Le pont principal détient le record mondial dans la catégorie des ponts en arc en acier.

Les appuis de ces deux importants ouvrages reposent sur des pieux réalisés par HBM Hídépítő-Solétanche Bachy Mélyalapozó Kft. Il en va de même pour les structures provisoires nécessaires à la construction.

Cet article présente les travaux de fondations profondes réalisés par HBM Hídépítő-Solétanche Bachy Mélyalapozó Kft. pour la construction de deux grands ponts sur le Danube, le premier pour la rocade M0 à Budapest, le second pour la voie express M8 à Dunaújváros.

C'est la relation séculaire entre Buda et Pest, dans ce que l'on appelle aujourd'hui l'eurorégion de la Hongrie centrale, que facilitera le nouveau pont qui fait partie de la rocade M0 au nord de Budapest. Il est le chaînon manquant entre l'autoroute 2/A sur la rive gauche du Danube et la route nationale 11 qui arrive de la courbe du Danube sur sa rive droite. Cet ouvrage comporte cinq tabliers séparés par des joints de dilatation.

La longueur totale de l'ouvrage est de 1870 m. Le pont principal qui franchit le lit mineur du fleuve en bordure nord de la capitale a été conçu selon le principe du pont en acier à haubans, d'une portée de 591 m (photo 1). Il traverse ensuite l'île de Szentendre, site



particulièrement protégé parce qu'il abrite un captage d'eau potable, puis le bras du Danube de Szentendre et enfin la zone inondable de Budakalász.

La réalisation des pieux en béton armé sous chacun des 28 appuis a été confiée à HBM Hídépítő-Solétanche Bachy Mélyalapozó Kft. par l'entrepreneur principal qui est le consortium formé de Hídépítő Zrt. et Strabag Zrt. La conception et les plans sont de Céh Zrt. Ce chantier de fondations s'est déroulé en 2006.

Dunaújváros est une ville située sur le Danube à 70 km au sud de Budapest. L'ouvrage de 1369 m de long que l'on y construit reliera la région de Transdanubie et la Grande Plaine dans le cadre d'un axe européen Est-Ouest. Ce franchissement du fleuve sera emprunté par la future voie express M8 reliant Graz-Nagyvárad à Oradea. La travée principale est du type pont en arc en acier et, avec sa portée de 308,7 m, elle détient le record mondial de la catégorie (photo 2). Les pieux ont été réalisés par HBM en 2005 et 2006, selon la conception et les plans de Fömterv Zrt., pour le compte de l'entrepreneur principal : le consortium constitué de Hídépítő Zrt. et de Vegyépszer Zrt. Il s'agit de pieux en béton armé supportant les piles en rivièrè et les appuis de la rive gauche, ainsi que de pieux métalliques tubulaires pour le banc de montage.

■ Description des superstructures

Le pont de la rocade M0 à Budapest

Les ponts de 170 m et de 219 m franchissant les zones inondables en rive gauche et en rive droite ont des tabliers en caisson de béton précontraint et comportent plusieurs appuis. La structure est préfabriquée en arrière des culées avant d'être poussée.

Le pont principal à haubans de 591 m, appelé pont du Grand Danube, est entièrement en acier et comporte trois travées de 145,50 m, 300,00 m et 145,50 m. Les haubans sont disposés en éventail sur deux rangées de 44 unités et attachés aux supports de renforcement tous les 12 m. Les deux pylônes ont une hauteur de 100 m et sont en forme de A. Leurs jambes sont formées de caissons en béton précontraint. La largeur totale du tablier est de 36,16 m y compris trottoirs et pistes cyclables. L'ossature est un hourdis orthotrope en acier comportant une poutre longitudinale au milieu et des poutres transversales attachées, sur les

Photo 1

Vue d'artiste du pont de la rocade M0 à Budapest
Artist's view of the bridge on the M0 ring road in Budapest

pour franchir et à Dunaújváros



deux bords, aux caissons situés dans le plan des haubans.

Le pont de la zone inondable de l'île de Szentendre est un pont de 560 m en béton armé à 12 travées, à plusieurs appuis, avec un tablier en caisson. La structure sera poussée en plusieurs étapes. La longueur de chacun des éléments est de 22 m et le cycle moyen de production est de 8 jours par élément.

Le pont de la branche du Danube de Szentendre a une longueur de 332 m; il comporte trois travées avec un tablier caisson à console qui est transporté sur le chantier en six éléments préfabriqués. La longueur des éléments est de 120 - 90 - 120 m. Ils sont supportés par des échafaudages montés sur des barges.

Le pont de la voie express M8 à Dunaújváros

L'ouvrage est constitué de trois parties, les deux ponts des zones inondables et le pont du lit mineur du fleuve. Le pont de 1067 m de long traversant la zone inondable de la rive droite comporte 13 travées. Celui de 302 m de long traversant la zone inondable de la rive gauche comporte quatre travées. Ils sont conçus selon le principe d'un hourdis orthotrope continu à ceintures parallèles, sur appuis multiples, avec deux poutres maîtresses à âme oblique, et un caisson en acier à cellule unique.

Le pont principal franchissant le lit majeur d'une portée de 308,7 m est du type pont en arc en acier suspendu par des câbles avec une poutre de renforcement en anse de panier. La largeur totale du tablier est de 30,4 m.

Les éléments préfabriqués du pont ont été acheminés

par transport fluvial et routier. La méthode par poussage a été retenue en raison de la hauteur importante des piliers et de la mauvaise qualité des sols du côté de la zone inondable de la rive droite.

L'effort nécessaire pour le poussage de l'ensemble, évalué à 60000 kN, aurait nécessité des structures auxiliaires très importantes s'il avait été concentré sur un seul point d'application. C'est pourquoi une batterie de 22 vérins a été installée, dont le fonctionnement a été synchronisé au moyen d'un logiciel. L'équilibre en console pendant le poussage étant limité à 82,50 m, il a fallu recourir à un pont auxiliaire provisoire.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Pont de la rocade M0 à Budapest

- Pieux forés Ø 1200 mm : 2536 m, 3297 m³ de béton, 176 t d'armature
- Pieux forés Ø 1500 mm : 3657 m, 7918 m³ de béton, 331 t d'armature
- Pieux tubulaires Ø 600 mm : 353 m, 159 t de tube d'acier

Pont de la voie express M8 à Dunaújváros

- Pieux CFA Ø 800 mm : 3198 m, 282 m³ de béton, 21 t d'armature
- Pieux forés Ø 1500 mm : 2096 m, 4793 m³ de béton, 177 t d'armature
- Pieux tubulaires de Ø 324 mm : 7212 m, 460 t de tube d'acier
- Pieux tubulaires de Ø 600 mm : 1498 m, 225 t de tube d'acier



Dr Deli Árpád
Directeur technique
HBM Kft. (groupe
Solétanche Bachy)



Zabó Tamás
Ingénieur en chef
HBM Kft. (groupe
Solétanche Bachy)



Mateidesz Gábor
Chef de chantier
HBM Kft. (groupe
Solétanche Bachy)

Photo 2

Vue d'artiste du pont de la voie express M8 à Dunaújváros

Artist's view of the bridge on the M8 expressway in Dunaújváros

Des pieux en tout genre pour franchir le Danube, à Budapest et à Dunaújváros



Photo 3
Essai de chargement de pieu à 15 000 kN à Budapest
Pile loading test at 15,000 kN in Budapest



Photo 4
Forage de pieux à terre et en rivière à Budapest
Pile drilling on land and in the river in Budapest

► **Description des infrastructures**

Les pieux ont été réalisés par HBM Hídépítő-Solétanche Bachy Mélyalapozó Kft.

Le pont de la rocade M0 à Budapest

Après essais de charge de type VUIS et des essais conventionnels réalisés sur cinq pieux en 2005 (photo 3), les pieux des 28 appuis de l'ensemble du pont, des fondations de grue et des bancs de lancement ont été réalisés en 2006. Ces pieux sont fondés dans la couche d'argile au-dessous des graviers du Danube d'une épaisseur de 12 à 14 m.

Au-dessous de chaque appui de rive, on a 12 pieux forés à la boue de Ø 1200 mm et de 20 m de long.

Sous chacune des deux piles en rivière supportant son pylône de 100 m de haut, on a 46 pieux de Ø 1500 mm. La hauteur de 2,5 m environ émergeant au-dessus du fond de la rivière a été coffrée par des tubes. Le positionnement exact des pieux du lit a été réalisé par des buses-guides posées au fond par des scaphandriers.

On a utilisé une machine Soilmec R825 et deux machines Bauer BG25 pour le forage (photo 4).

La préservation de la station de captage d'eau potable a été obtenue en stricte observation des mesures rigoureuses de protection de l'environnement. La navigation ne pouvait pas être complètement bloquée sur le fleuve et le passage n'était pas autorisé sur le terrain de protection de la station de captage de l'île de Szentendre. Ainsi, un pont de bateaux a dû être mis en place dans le bras du fleuve pendant les travaux pour l'acheminement des matériels et des matériaux. Une passerelle de 25 m devait être enlevée deux fois par jour en haute saison pour un intervalle d'une durée de 2h à 2h30 de passage de la navigation (photo 5).



Photo 5
Passerelle du pont de bateaux en position ouverte à Budapest
Foot bridge on the boat bridge in open position in Budapest

Le pont de la voie express M8 à Dunaújváros

Les piles dans la zone inondable et les ouvrages rattachés sont soutenus au total par 4943 m de pieux forés à la boue de Ø 1500 mm et par 3198 m de pieux à la tarière continue de Ø 800 mm. Sous chaque pile proche de la rive, on a 26 pieux forés de 36,1 m et 41,1 m, Ø 1500 mm pour une longueur totale de 2096 m. La coupe stratigraphique présente une argile jaune d'une épaisseur de 12 à 13 m, puis une argile sableuse jusqu'à une profondeur de 26 m, avec des bancs indurés par endroits, suivie d'argile dure.

Le forage dans le fleuve a été effectué avec une foreuse Soilmec R622HD desservie par trois barges et un ponton Soilmec de 1600 t (photo 6).

La construction des piles en rivière a fait l'objet d'une solution variante particulière. Au lieu de travailler à l'abri d'un batardeau en palplanches, des caissons préfabriqués en béton armé ont été installés sur des pieux de guidage de Ø 600 mm plantés dans le fond après dragage de celui-ci. Les éléments de caisson en forme de noyau de prune de 42 m de long, 14 m de large, 0,20 m d'épaisseur et 1,80 m de haut ont été superposés. Ils font partie intégrante de la structure des piles (photo 7).

Ces caissons ont été équipés d'anneaux positionnant exactement les 26 pieux de fondation Ø 1500 mm et servant de guide lors du forage (photo 8).

La hauteur de 2,5 m environ émergeant au-dessus du fond de la rivière a été coffrée avec des tubes.

Pendant la construction des piles et des culées, le montage sur chantier du pont a été réalisé sur le banc de montage soutenu par des pieux en tube d'acier



Photo 6

Atelier de forage de pieux sur ponton à Dunaújváros
Pile drilling equipment on pontoon in Dunaújváros



Photo 7

Préfabrication des caissons intégrés aux piles à Dunaújváros
Prefabrication of box girders incorporated in the piers in Dunaújváros

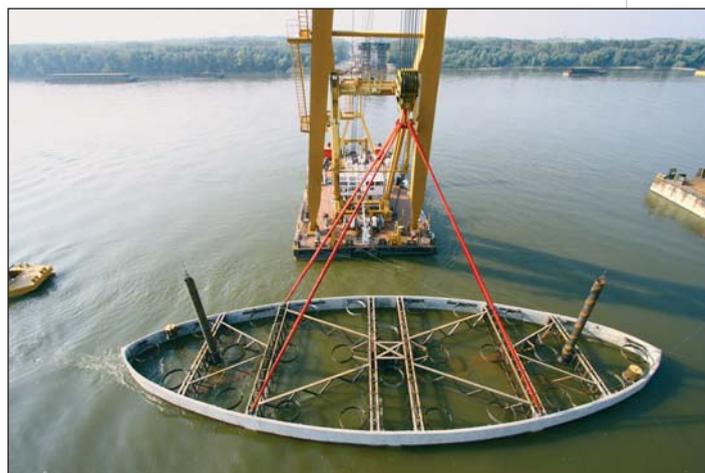


Photo 8

Mise en place d'un caisson équipé des anneaux de guidage pour ses 26 pieux de fondation Ø 1500 mm à Dunaújváros
Placement of a box girder fitted with the guide rings for its 26 foundation piles of dia. 1500 mm in Dunaújváros

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Pont de la rocade M0 à Budapest

- Maître d'ouvrage : Nemzeti Autópálya Zrt.
- Bureau d'études : Céh Zrt.
- Ingénieur : Metróber-Föber Konzorcium
- Entreprise : DunaÚJ-HÍD Konzorcium (Hídépítő Zrt., Vegyépszert Zrt.)
- Sous-traitant fondations spéciales : HBM Hídépítő-Solétanche Bachy Mélyalapozó Kft.

Pont de la voie express M8 à Dunaújváros

- Maître d'ouvrage : Nemzeti Autópálya Zrt.
- Bureau d'études : Fömterv Zrt.
- Ingénieur : Metróber-Föber Konzorcium
- Entreprise : DunaÚJ-HÍD Konzorcium (Hídépítő Zrt., Vegyépszert Zrt.)
- Sous-traitant fondations spéciales : HBM Hídépítő-Solétanche Bachy Mélyalapozó Kft.

Des pieux en tout genre pour franchir le Danube, à Budapest et à Dunaújváros



Photo 9

Pont en arc de Dunaújváros en cours de transfert par flottage, à droite en arrière-plan le banc de montage sur pieux tubulaires

Dunaújváros arch bridge in the course of transfer by floating; on the right, in the background, the assembly bench on tubular piles



Photo 10

Vue d'ensemble du pont principal de Dunaújváros pendant l'approche de la travée en pont en arc

General view of the main bridge in Dunaújváros as the arch bridge span is moved closer

► (photo 9). Le chantier de montage a été desservi par une grue flottante de 150 t du côté du Danube, par des grues à chenilles de 300 et 500 t du côté des rives. Les éléments de poutre maîtresse et de tablier arrivant par le fleuve ont été construits symétriquement à partir des deux extrémités. Au fur et à mesure de l'avancement du montage des poutres maîtresses le montage et le soudage des arches ont été effectués sur appuis provisoires soutenant le poids des arches. Les échafaudages soutenant les arches ont été enlevés après le montage et la mise en tension des haubans de suspension. Le pont en arc de près de 9000 t a été mis à sa place définitive par flottage le 4 décembre 2006 (photo 10). La réception technique des deux ponts est prévue courant 2007. ■

ABSTRACT

Piles of all kinds to cross the Danube, in Budapest and Dunaújváros

D. Árpád, Z. Tamás, M. Gábor

North of Budapest, a structure 1870 metres long will straddle the Danube to link the 2/A motorway to national highway 11. It consists of one large cable-stayed bridge and four smaller bridges

In Dunaújváros, it is via a structure 1369 metres long that the M8 motorway will cross the Danube. The main bridge holds the world record in the steel arch bridge category.

The supports for these two major structures rest on piles executed by HBM Hídépítő-Solétanche Bachy Mélyalapozó Kft. The same applies to the temporary structures required for construction.

RESUMEN ESPAÑOL

Pilotes de todo género para el franqueo del Danube, en Budapest y Dunaújváros

D. Árpád, Z. Tamás y M. Gábor

Al norte de Budapest, una obra de 1870 m de longitud franqueará el Danube para poner en comunicación la autopista 2/A con la carretera nacional 11. Esta obra está formada por un gran puente colgante y de cuatro puentes de dimensiones más pequeñas.

En Dunaújváros, será mediante una obra de 1369 m de longitud que la autopista M8 salvará el Danube. El puente principal posee el record mundial en la categoría de los puentes en arco de acero.

Los soportes de estas dos importantes obras se fundan sobre diversos pilotes ejecutados por HBM Hídépítő-Solétanche Bachy Mélyalapozó Kft. Lo mismo ocurre para las estructuras provisionales necesarias para la construcción.

To be, or not to be the best piling specialist : voilà la question pour franchir la rivière Avon

Le village de Barford dans le Warwickshire, au cœur de l'Angleterre profonde, est situé entre Warwick, dominée par son célèbre château, et Stratford-upon-Avon, ville natale de William Shakespeare.

Barford, sur la rivière Avon, souffrait d'un transit routier excessif, véritablement indécrottable dans le paysage élisabéthain.

Les autorités, en l'espèce le County Council, ont ainsi été amenées à concevoir une solution pour décongestionner la bourgade et dans le même temps améliorer l'infrastructure routière et le respect de l'environnement dans le comté du Warwickshire.

Le contournement de Barford par l'A429 comporte un nouveau pont sur la rivière Avon. Les travaux de construction de ce pont ont commencé en février 2006, pour une mise en service prévue en juillet 2007.

Il est question ici des fondations spéciales des appuis du pont, réalisées par Bachy Soletanche Ltd.

Bachy Soletanche Ltd a réalisé en mai 2006 les pieux de fondation du nouveau pont franchissant la rivière Avon. Ce pont est la pièce maîtresse de la route A429 de contournement de Barford destiné à décongestionner cette aimable bourgade.

Le contexte n'est pas ordinaire, on est à 5 km de Stratford-upon-Avon, sanctuaire de Shakespeare (photo 1) et à peine à 12 km de Warwick et de son château médiéval (photo 2). En outre, le nouveau



Photo 1

Maison natale de Shakespeare

The house in which Shakespeare was born

pont de Barford est construit à proximité du pont existant qui est classé monument historique Grade II et donc évidemment à préserver (photo 3).

Pour l'essentiel, le projet consiste à construire une chaussée unique de 2,1 km de long, trois remblais et quatre travées à tablier en béton sur poutres métalliques franchissant la rivière Avon et sa zone inondable.

En première intervention, on a réalisé le remblai de la rive nord de manière à lui laisser le temps de se tasser et de se stabiliser avant le réglage final. Pendant cette phase ont été réalisés les ponceaux ainsi que les fondations profondes.

Pour pallier le risque d'inondation accentué par la réalisation des remblais formant barrage, une cuvette de compensation a été excavée également en tout début de contrat.

Un aménagement paysager d'ensemble fait partie des travaux.

La route de 2,1 km de long doit être ouverte en juillet 2007 ainsi que s'y est engagé Galliford Try Construction Ltd, entrepreneur principal. Les travaux



Photo 2

Château de Warwick

Warwick Castle



Photo 3

L'ancien pont sur l'Avon à Barford, monument historique
The old bridge over the Avon in Barford, an historic monument



Rob Howarth
Contract Manager
Bachy Soletanche
Limited



Peter Lloyd
Contract Engineer
Bachy Soletanche
Limited



Dawn Anderson
Business Development
Adviser
Bachy Soletanche
Limited

To be, or not to be the best piling specialist : voilà la question pour franchir la rivière Avon

Photo 4

Commencement des pieux de la culée sud
Start of piling on the southern abutment



Photo 5

Mise en place d'une cage d'armature dans le béton frais
Placing a reinforcement cage in the fresh concrete



Photo 6

Têtes de pieu dégagées sous la culée sud
Cleared pile heads under the southern abutment



Photo 7

Les poutres lancées à partir de la culée sud
Girders launched from the southern abutment



sur le site ont commencé le 13 février 2006 et les fondations spéciales ont démarré début avril (photo 4). Les fondations représentent un sous-contrat de 210000 £ et consistent en 104 pieux à la tarière continue supportant les deux culées et les trois piles du pont. Le diamètre des pieux est de 750 mm. Leur profondeur est comprise entre 11 m et 12,70 m. Le dimensionnement a été fait par le maître d'ouvrage, le Warwickshire County Council aboutissant à des armatures très denses pour absorber les sollicitations élevées induites par d'importants moments de flexion et efforts tranchants. Des modifications sur les armatures ont été faites sur proposition de Bachy Soletanche Ltd pour faciliter la préfabrication et la mise en place des cages, opérations qui auraient été difficiles dans la conception initiale du projet.

Ces modifications, approuvées par le maître d'ouvrage, n'ont pas donné lieu à des économies très significatives mais ont permis de garantir une bonne mise en place des cages, du premier coup et sans problème, ce qui est encore bien plus appréciable (photo 5).

Le dessin des cages d'armature amendé par Bachy Soletanche Ltd se caractérise par un enrobage accru des barres principales associé à une optimisation des diamètres et des espacements permettant de les plonger correctement dans le béton frais jusqu'à la profondeur prévue.

S'il est de règle, quand on a recours à la méthode de la tarière continue, d'introduire les cages dans le béton frais, le chantier du contournement de Barford se signale par des armatures d'une densité très supérieure à la moyenne rendant l'opération délicate.

Sur la rive sud, les pieux ont été réalisés à partir d'une plate-forme de travail de dimension réduite, nécessitant une organisation très rigoureuse. Le béton et les armatures devaient être acheminés jusqu'aux pieux en empruntant un accès très étroit, et le stockage des lourdes cages d'armature posait un autre problème (photo 6).

Le transfert du matériel d'une rive à l'autre a nécessité un déménagement par la route sans emprunter le pont historique.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage
Warwickshire County Council

Ingénieur-conseil
Arup

Entrepreneur principal
Galliford Try Construction Ltd

Sous-traitant fondations
Bachy Soletanche Ltd



Photo 8

Ensemble de l'ouvrage encore en finition, en période de crue

The structure as a whole still in the finishing stage, during a flood

Sur le plan de la protection environnementale, de strictes précautions ont été prises afin de ne pas contaminer la rivière Avon. Bachy Soletanche Ltd a procédé à une évaluation des risques environnementaux spécifiques et tout particulièrement les risques de pollution de l'eau par le ciment. Des mesures de contrôle rigoureuses ont été instaurées. Pour confiner les têtes des pieux et empêcher les fuites de béton dans la rivière, des diguettes en argile ont été réalisées. Ces protections étaient très régulièrement inspectées et aucune pollution n'a été constatée.

Après exécution des pieux, cinq essais de chargement statiques ont été pratiqués, à raison d'un essai sur un pieu par appui, pour vérifier la capacité portante des fondations tant dans le lit mineur de la rivière que dans son lit majeur.

« Quel besoin y a-t-il qu'un pont soit plus large que la rivière? Le nécessaire est toujours la plus juste des concessions. » (*Beaucoup de bruit pour rien*, William Shakespeare),

Sans aucun doute, le grand homme de Stratford qui nous parle déjà au XVI^e siècle, avec une étrange prémonition, de pont et de concession, serait fier du bel ouvrage érigé dans sa campagne natale sur d'aussi magnifiques pieux à la tarière continue (photos 7 et 8). ■

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Pont

- Pieux : 104 unités de Ø 750 mm
- Béton : 1600 m³
- Aciers d'armature : 700 t
- Poutres en acier du tablier : 330 t

Route

- Clôture : 4,6 km
- Drains : 4,8 km
- Terrassement : 40000 t
- Couches de chaussée : 6400 t
- Enrobés : 13000 t

Zone d'épandage de crue

Terrassement : 20000 t

ABSTRACT

To be, or not to be the best piling specialist : that is the question for crossing the River Avon

R. Howarth, P. Lloyd, D. Anderson

The village of Barford in Warwickshire, in the heart of rural England, is located between Warwick, dominated by its famous castle, and Stratford-upon-Avon, the birthplace of William Shakespeare.

Barford, on the River Avon, suffered from excessive road transit traffic, quite indecent in the Elizabethan landscape.

The authorities, namely the County Council, therefore conceived a solution to relieve traffic congestion in the little town and at the same time improve the road infrastructure and favour environmental conservation in Warwickshire County.

The Barford bypass via the A429 includes a new bridge over the River Avon. Construction work on this bridge began in February 2006, and commissioning is scheduled for July 2007.

Here we examine the special foundations for the bridge supports, executed by Bachy Soletanche Ltd.

RESUMEN ESPAÑOL

To be, or not to be the best piling specialist : aquí tenemos la pregunta para salvar el río Avon

R. Howarth, P. Lloyd y D. Anderson

El pueblo de Barford en el Warwickshire, en pleno centro de la Inglaterra profunda, está ubicado entre Warwick, dominada por su castillo célebre, y Stratford-upon-Avon, ciudad en que nació William Shakespeare.

Barford, sobre el río Avon, tropezaba con un tránsito vial excesivo, realmente indecente en el paisaje elisabetano.

Las autoridades, en este caso el County Council, fueron obligados a concebir una solución para descongestionar el municipio y en el mismo tiempo mejorar la infraestructura vial y el respeto del medio ambiente en el condado del Warwickshire.

La variante de Barford mediante la autopista A429 incluye un nuevo puente sobre el río Avon. Los trabajos de construcción de este puente dieron comienzo en febrero de 2006, para una entrada en servicio prevista en julio de 2007.

Se trata aquí de los cimientos especiales de los soportes del puente, ejecutados por Bachy Soletanche Ltd.

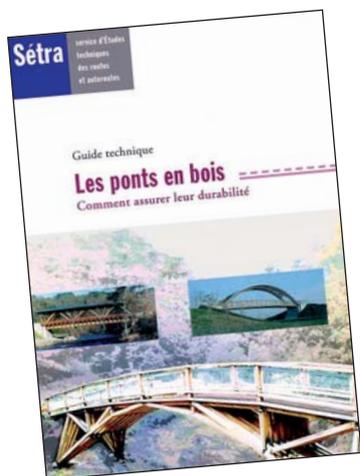


Figure 1

Le guide technique :
« Les ponts en bois. Comment assurer leur durabilité »

The technical guide :
"Wooden bridges. How to ensure their durability"

Les ponts en bois objets d'un intitulé : « Comment assurer

Avec les préoccupations environnementales, les maîtres d'ouvrage redécouvrent le bois et son aspect chaleureux.

Par ailleurs, les ponts en bois sont légers et faciles à monter : ils possèdent ainsi un fort potentiel de développement, en particulier les ponts pour piétons.

Cependant, la pérennité de ces structures repose d'abord sur le choix de bonnes dispositions constructives pour protéger le bois. Elle repose aussi sur la qualité de l'entretien. En outre, en cas de démolition d'un pont dont les bois ont été traités, les maîtres d'ouvrage sont responsables des déchets produits.

Le guide du Sêtra, après un historique des ponts en bois :

- rappelle les notions essentielles sur l'anatomie et les propriétés mécaniques et physiques de ce matériau ;
- présente les agresseurs et les méthodes de préservation du bois, en soulignant les inconvénients de certaines méthodes chimiques de préservation ;
- expose les principales dispositions constructives à adopter pour assurer la conservation du bois ;
- fournit des conseils aux maîtres d'œuvre pour formaliser une bonne prescription des essences, choisir les traitements de préservation et les exigences constructives.

Le public apprécie la présence du bois autour de lui. Le choix du bois pour la réalisation de nombreux écrans routiers antibruit en témoigne. À performances phoniques égales, les riverains qu'on consulte, choisissent des écrans acoustiques en bois.

Avec ces préoccupations environnementales du public, les maîtres d'ouvrage redécouvrent le bois et son aspect initial chaleureux. De plus, les ponts en bois sont légers et faciles à monter, ce qui est très appréciable pour réduire la gêne causée par des travaux.

Mais trop de ponts, pourtant récents, et construits en bois traité, présentent déjà de graves dégradations par pourrissement après moins de vingt ans de service. Quand les ponts doivent être démolis, les maîtres d'ouvrage sont responsables des déchets toxiques produits par les bois traités.

Il était nécessaire de réaffirmer que la pérennité des structures en bois repose avant tout sur le choix de bonnes dispositions constructives initiales, qui doivent mettre à l'abri un matériau sensible, d'origine organique. Certes, la qualité de l'entretien contribue

également à la durabilité de structures en bois qui, en participant à l'ossature d'un pont, sont somme toute toujours un peu plus exposées que des charpentes de toiture.

Il ne faut pas pour autant opposer la construction en bois bien conçue, à la construction en bois traité. Une charpente en bois, bien à l'abri et bien conçue, constitue un développement durable. Paradoxalement, il devient alors plus légitime de la traiter par des antifongiques et des insecticides.

Ces traitements seraient en effet moins efficaces avec une mauvaise conception, laissant la charpente exposée aux intempéries.

Par ailleurs, on trouve pour les platelages et les garde-corps en contact avec le public, des bois exotiques issus de forêts gérées sans compromettre l'avenir, qui demeurent durables sans nécessiter de traitement et ne posent pas de problème sanitaire : il n'y a donc aucune raison d'exclure a priori ces bois.

Actuellement, peu d'ouvrages de référence sont disponibles en France sur la construction des ponts en bois. Pour signaler tous les écueils, et promouvoir un matériau trop longtemps oublié, le Sêtra a jugé utile de publier un guide consacré aux ponts, pour les maîtres d'ouvrage qui s'engagent sur le matériau bois (figure 1). Le guide se compose de cinq parties. La première partie retrace depuis l'Antiquité l'historique des ponts en bois en soulignant l'importance des détails de conception pour leur durabilité. Les notions fondamentales liées au comportement mécanique et physique du bois sont ensuite développées dans une deuxième partie assez théorique. Un chapitre traite des risques liés à l'utilisation de produits de traitement de préservation des bois, aussi bien en terme de toxicité qu'en terme de recyclage du bois ainsi traité. La conception et les dispositions constructives sont traitées dans une partie faisant la part belle aux exemples de ponts récents construits en France et en Europe. Enfin, les bases d'une prescription réussie sont présentées dans la dernière partie.

■ Le bois dans notre cadre de vie : de multiples tenants et aboutissants

Utiliser le bois pour construire de grandes structures en plein air comporte de multiples conséquences en matière de santé et d'environnement.

Minimiser les nuisances et la consommation de carburants

Les structures sont plus légères en bois qu'en utilisant d'autres matériaux plus classiques de construction. Les

nouveau guide du Sétra leur durabilité »



Jacques Berthelémy
Directeur technique
au CTOA/DGO
Sétra

structures sont donc plus faciles et plus rapides à monter. C'est un atout important pour les maîtres d'ouvrage soucieux de réduire gênes et nuisances causées par un chantier, aux usagers et aux riverains.

La consommation d'énergie sous forme de carburants est ainsi plus réduite, tant par le chantier pour la mise en place des structures, que par les riverains dans les embouteillages des déviations.

Le montage à la grue en une seule nuit de l'ensemble de la passerelle de Vaires-sur-Marne construite pour RFF à l'occasion de la construction de la ligne TGV Est illustre parfaitement cet avantage du bois (photo 1).

Séquestrer du carbone

Construire durablement en bois permet de fixer le gaz carbonique absorbé par la forêt.

Ce gaz est un des principaux agents de l'effet de serre. Il est produit lors de la combustion des hydrocarbures, ou des combustibles fossiles comme le charbon.

À ce sujet, la mise en application concrète des accords de Kyoto s'est traduite par une charte nationale « Bois-construction-environnement » visant à augmenter en France la part du bois dans le génie civil.

Cependant, aucun dispositif n'est prévu afin de rétribuer un maître d'ouvrage qui construit en bois pour cette séquestration de carbone, soit sur le marché des permis d'émission, soit par un autre système.

Réduire la toxicité des produits de traitement

Le bois non traité est un matériau naturel et écologique, mais l'adjonction de produits chimiques de préservation, apparue en Amérique du Nord dans les années 1930, remet en question ces propriétés.

Lorsqu'ils sont insuffisamment durables, les bois peuvent être protégés des attaques fongiques par des traitements chimiques, à base de produits qui pour être efficaces, sont nécessairement toxiques.

Le grand intérêt de ces produits est de pouvoir valoriser des essences peu durables et d'utiliser les ressources locales de bois.

Le guide fait le point sur les réglementations qui concernent les traitements de préservation.

Le produit de traitement le plus connu était le Chrome-Cuivre-Arsenic (CCA) qui donne une couleur verdâtre au bois. Le cuivre est l'agent fongicide, l'arsenic est l'insecticide et le chrome a un rôle de fixateur.

Ces produits posent des problèmes de santé et d'environnement. Vis-à-vis de la santé, l'emploi des produits, l'usinage des bois ou le contact cutané prolongé peuvent être à l'origine de cancers. La réglementation qui concerne les traitements évolue avec les directives



© Olivier Thomas

européennes. L'utilisation du CCA dans le traitement du bois est remise en cause aujourd'hui parce qu'il contient des substances toxiques qui en doses suffisantes peuvent induire le classement des bois traités en déchets dangereux. Le CCA est interdit depuis septembre 2006, mais il existe des traitements de substitution. Avant de démolir des anciennes structures, il est par ailleurs préférable d'analyser au préalable la toxicité potentielle des déchets pour en assurer une élimination conforme à la réglementation. Les informations fournies à ce titre dans le guide peuvent également être utiles aux gestionnaires d'équipements routiers comme les glissières de sécurité en bois utilisées dans certaines zones d'intérêt paysager.

Ne pas exclure a priori les bois exotiques

Il convient essentiellement pour un maître d'ouvrage de s'assurer de la provenance des bois utilisés afin d'éviter l'emploi de bois d'origines incertaines. Les Services des Douanes peuvent le cas échéant indiquer au maître d'ouvrage quelles sont à un moment donné les essences qui présenteraient des risques à cet égard, et sont seuls en mesure d'établir le document douanier d'importation.

S'il est raisonnable d'exiger une certification PEFC¹, Keurhout ou équivalent concernant l'origine des bois exotiques, exiger des certifications complémentaires serait en revanche trop restrictif et exclurait arbitrairement de nombreuses régions de production soucieuses de la gestion durable de leur forêt, comme la Guyane française par exemple.

1. PEFC : Pan european forest council

Photo 1

Passerelle de Vaires-sur-Marne
conçue par SNCF Ingénierie.
Bernard Rey architecte

Vaires-sur-Marne foot bridge
designed by SNCF Ingénierie,
architect Bernard Rey



Figure 2

Dessin de Pierre Arnaud
(Cete Méditerranée)

Drawing by Pierre Arnaud
(Cete Méditerranée)

Les ponts en bois objets d'un nouveau guide du Sétra intitulé : « Comment assurer leur durabilité »

Photo 2

Pont couvert du XVIII^e siècle toujours régulièrement entretenu et encore en service aujourd'hui
Covered bridge from the 18th century, still regularly maintained and still in service today



© J. Berthelémy

Photo 3

Tablier de pont suspendu en bois mal protégé après le passage d'un poids lourd ne respectant pas la limitation de tonnage
Poorly protected wooden suspension bridge deck after being crossed by a commercial vehicle with the tonnage limits



© Cate de Lyon

■ Bref regard sur le passé

Le bois est utilisé dès le Néolithique pour le franchissement des rivières. On estime que des grumes posées à plat et recouvertes d'un platelage il y a 17000 ans déjà constituent les premiers ponts en bois, avec toutefois des portées limitées à une dizaine de mètres.

À l'époque médiévale, les constructeurs prennent conscience que la pourriture est l'ennemi majeur du bois et qu'elle peut être évitée en conservant le matériau au sec. Ainsi des ponts couverts apparaissent et des blocs de pierre s'intercalent entre le sol humide et le bois. Un exemple frappant de longévité datant de cette période est le pont de la chapelle de Lucerne construit en 1333, qui avait plus de six siècles de service avant son incendie accidentel en 1993.

L'effondrement d'un pont bâti parisien, celui du Petit-Châtelet, en janvier 1407 lors d'une crue de la Seine marque le début de l'abandon du bois : la Grande Peste de 1349 et la guerre, en causant un terrible dommage

à la démographie et à l'économie, avaient probablement conduit à l'abandon progressif des bonnes pratiques en matière d'entretien du patrimoine d'ouvrages d'art. Depuis le XIV^e siècle, l'utilisation du bois a décliné en France au profit de la pierre, matériau plus cher à l'investissement mais moins exigeant en termes d'entretien que le bois, jugé trop contraignant par les maîtres d'ouvrage. Le développement des ouvrages en acier et en béton, l'augmentation des charges routières liées à l'apparition de l'automobile ont condamné en grande partie les ouvrages en bois dès la fin du XIX^e siècle.

Au XX^e siècle, avec le développement des diverses formes d'association du béton et du métal, ce phénomène s'est encore accentué. En France, les notions importantes sur le comportement du bois et les règles de construction ont même été peu à peu oubliées. C'est pourquoi certains ouvrages réalisés au cours des vingt dernières années notamment en bois lamellé-collé présentent déjà des problèmes de dégradation prématurée : la dispersion importante de la durée de vie des ouvrages en bois s'explique par une perte de compétence sur l'utilisation de ce matériau.

La pérennité des ouvrages repose essentiellement sur le choix de bonnes dispositions constructives initiales et sur la qualité de l'entretien. Les photos 2 et 3 illustrent ces principes d'une façon raccourcie, mais saisissante.

■ Le bois, un matériau complexe au comportement mécanique anisotrope

Le bois est un matériau d'origine organique. Il n'a pas été façonné par l'homme comme l'acier ou le béton et comporte des microstructures avec des hétérogénéités dans les comportements mécaniques et physiques : le bois n'a pas les mêmes propriétés mécaniques dans tous ses plans.

Géométrie cylindrique, marque d'une origine vivante

Pour le bois, le repère le plus adapté est le repère cylindrique qui se rapproche le plus parfaitement de la grume. On définit le sens axial, sens de la hauteur de l'arbre, le sens radial et le sens tangentiel.

Les performances mécaniques sont très bonnes dans le sens longitudinal, mais relativement faibles dans le sens transversal. À titre d'exemple, la limite de rupture moyenne du chêne dans le sens longitudinal en flexion est de l'ordre de 100 à 150 MPa tandis qu'elle est limitée à 3 à 4 MPa dans le sens transversal! (figures 3 et 4).

Outre ses particularités d'anisotropie, le bois présente

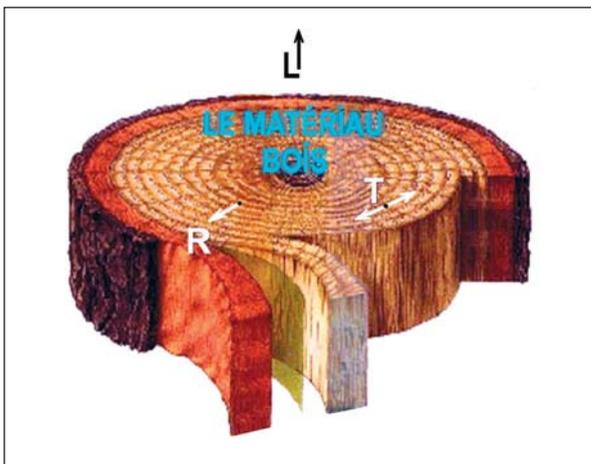


Figure 3

Coupe schématique d'un billot de bois. Les performances mécaniques sont très fortement liées au sens de sollicitation. (Schéma d'après le CNDB)

Schematic cross section of a wood log. Mechanical performance is very strongly correlated to the direction of loading. (Diagram based on the CNDB)

des hétérogénéités qui viennent affaiblir les performances mécaniques. L'exemple le plus parlant est la présence des nœuds, qui augmentent localement la densité mais aussi diminuent la résistance mécanique du bois en traction.

Les phénomènes de retrait gonflement du bois

Une autre caractéristique du bois est son "travail", qui correspond à ses variations dimensionnelles dues à la modification de la teneur en eau du matériau.

L'eau est présente dans le bois sous trois formes: l'eau de constitution, l'eau liée et l'eau libre. L'eau libre est l'eau qui circule à l'intérieur des vaisseaux du bois. L'eau liée est l'eau qui est prisonnière entre les chaînes de cellulose. L'humidité du bois est un facteur primordial pour le bois. Il est défini comme le rapport entre la masse d'eau et la masse de bois sec.

Après son abattage, le bois contient un maximum d'eau liée et une quantité d'eau libre importante. Le bois sèche ensuite par évaporation de l'intégralité de son eau libre et d'une partie d'eau liée, jusqu'à être en équilibre hygroscopique avec le milieu dans lequel le bois se situe, en fonction de la saison.

L'anisotropie du bois n'est pas seulement mécanique: les variations dimensionnelles engendrées par le départ ou l'arrivée d'eau liée n'ont pas la même ampleur dans les trois directions. Ces variations sont quasiment nulles dans le sens longitudinal et deux fois plus importantes dans le sens tangentiel que dans le sens radial. Ceci induit des déformations en tuile de

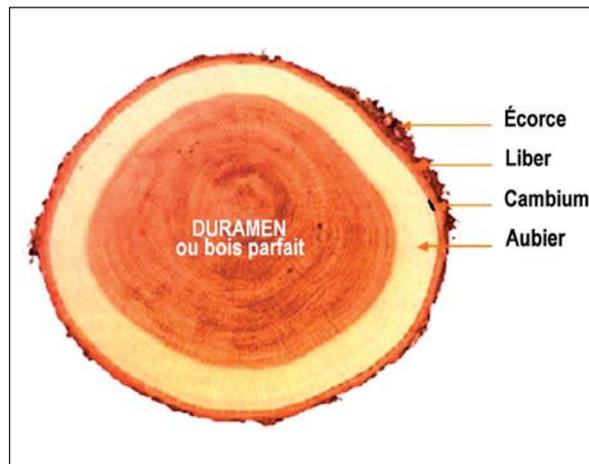


Figure 4

Coupe transversale (plan RT) d'un tronc de chêne. (Schéma d'après le CNDB)

Cross section (RT drawing) of an oak tree trunk. (Diagram based on the CNDB)

sections transversales en particulier sur les dosses (débits aux extrémités de la grume).

■ Un guide pour la conception et la prescription

Dans la perspective d'un développement de l'emploi du bois, le guide technique sur les ouvrages en bois édité par le Sétra se donne l'objectif de fournir aux maîtres d'ouvrage des éléments leur permettant d'appréhender correctement la conception et la prescription d'ouvrages d'art en bois.

La bonne résistance au feu du bois est appréciée dans le bâtiment. En matière de ponts, l'énergie d'un incendie peut généralement se dissiper facilement dans l'atmosphère avec les fumées, ce qui fait qu'une grande résistance au feu n'est pas requise. En revanche, la combustibilité du bois oblige à une certaine prudence, avec le choix d'essences de bois denses et peu inflammables pour les pièces facilement accessibles des ponts construits en milieu urbain.

Les structures en bois sont sensibles aux chocs et le guide recommande de laisser une hauteur libre suffisante au-dessous des ponts en bois construits en passages supérieurs. L'eurocode prévoit des chocs sur les tabliers jusqu'à 6 m au-dessus d'une chaussée.

Le guide bois ajoute des indications concernant les chocs à prendre en compte à des hauteurs intermédiaires, et concernant la protection des béquilles qui constituent dans certains cas des éléments de structures particulièrement exposés.

Les ponts en bois objets d'un nouveau guide du Sétra intitulé : « Comment assurer leur durabilité »

Photo 4

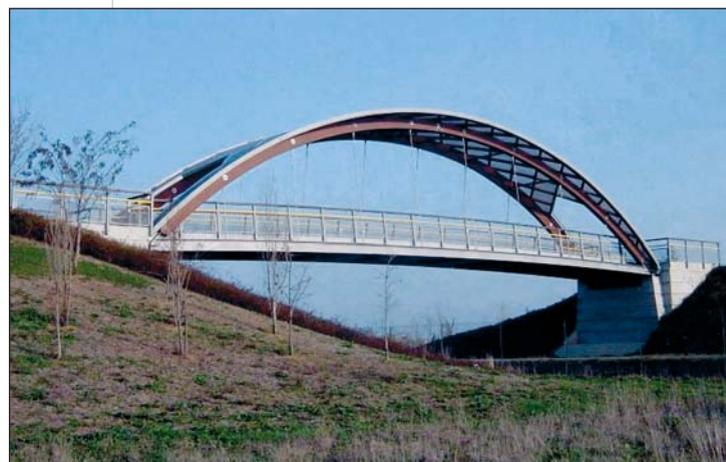
Pont sur la Dore à Saint-Gervais-sous-Meymont
Bridge over the Dore in Saint-Gervais-sous-Meymont



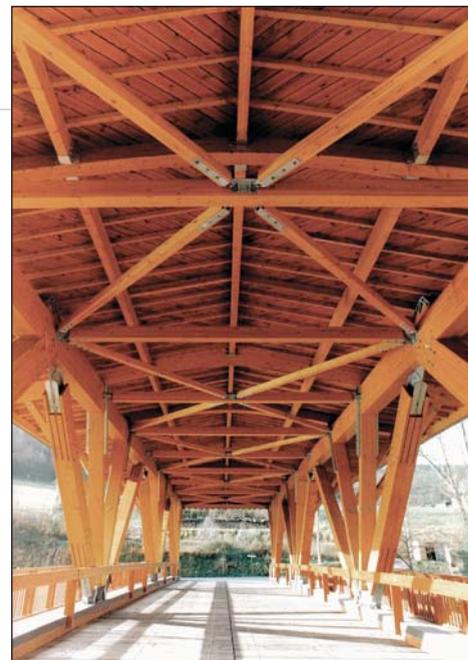
© J. Berthelémy

Photo 6

Passerelle Pinot de Blagnac
Pinot de Blagnac foot bridge



© DDE 31



© Brumaire

Photo 5

Vue générale du pont sur la Dore, de 33 m de portée. La structure est un treillis en bois sur laquelle est fixé un platelage en chêne.
General view of the bridge over the Dore, of 33-metre span. The structure is a wooden lattice on which oak wood decking is fastened



Parmi les nombreux exemples figurant dans le guide, les trois ouvrages suivants témoignent des différentes formes de structures qu'il est possible de réaliser en utilisant du bois. La conception de ces ouvrages privilégie la durabilité naturelle du bois en le protégeant au maximum des intempéries.

Pont sur la Dore à Saint-Gervais-sous-Meymont (Puy-de-Dôme)

Le pont sur la Dore à Saint-Gervais-sous-Meymont construit en 1994 est le premier pont en France construit en bois sans limitation de charge pour la classe routière 2. Il a bénéficié du label IVOR (Innovations validées sur ouvrages de référence) en 1996. Son concepteur est Dominique Calvi.

La structure principale est composée d'un treillis formé par des poutres en lamellé-collé en pin sylvestre. Le platelage en chêne est suspendu aux nœuds de la charpente principale.

La hauteur libre est de 4,70 m et la largeur 6,00 m. La portée de l'ouvrage est de 33,25 m avec un élancement général de l'ouvrage faible (environ 1/7e). De ce fait, la structure est très lumineuse (photos 4 et 5).

Chacune des poutres principales est formée de deux éléments en lamellé-collé de 185 x 528 mm. Les diagonales sont formées par deux poutres BLC 185 x

363 mm. Les poteaux sont des poutres BLC 200 x 363 mm. Les assemblages sont boulonnés, avec des tiges filetées insérées et collées dans les poutres en bois. La couverture générale de l'ouvrage le protège des intempéries et confère ainsi à l'ouvrage un fort potentiel de durabilité.

Passerelle Pinot de Blagnac

Ce pont piéton associe de multiples matériaux. Il est composé d'une structure principale en bois formant arc auto-ancré sur des poutres-tirants en acier supportant une dalle de béton armé par l'intermédiaire de pièces de pont en acier. Les suspentes sont en acier, et la couverture en polyméthacrylate de méthyle.

Cette couverture protège le bois porteur des venues d'eau et en assure la durabilité. La conception de ce pont est due à Alain Spielmann et Michel Boileau.

L'essence retenue est le pin sylvestre. Le bois lamellé-collé utilisé pour la fabrication des arcs a une contrainte caractéristique en flexion retenue au niveau des calculs de 24 MPa (photos 6 et 7).

Passerelle de Vaires-sur-Marne

La nouvelle passerelle de Vaires, en Seine-et-Marne, est aujourd'hui le plus grand pont piéton couvert de

Photo 7

Passerelle de Vaires
Vaires foot bridge



France avec 75 m de longueur, 49 m de portée et 9,40 m de largeur. Le maître d'ouvrage est Réseau Ferré de France. Sa conception est due à Bernard Rey, architecte à SNCF Ingénierie.

Cet ouvrage en bois lamellé collé surplombe les voies de la ligne TGV Est à 6 m de hauteur. Les arcs supportent un double passage offrant chacun une largeur libre de 3 m. Les essences utilisées sont le douglas pour le lamellé-collé, le chêne pour le platelage et l'épicéa pour le plafond.

■ Ce qu'il faut retenir

Pour commander un ouvrage en bois, plusieurs points sont à définir précisément. La méthode de protection générale de l'ouvrage, des exigences sur l'évacuation des eaux et la ventilation du bois, un choix judicieux des essences sont les points clés à préciser obligatoirement pour se prémunir d'erreurs grossières. Le matériau bois demande un soin tout particulier pour son emploi pour assurer une durabilité suffisante.

Le maître d'ouvrage, son concepteur et le prescripteur sauront efficacement se rapprocher des professionnels de la filière bois et du "RST", le réseau scientifique et technique de l'Équipement pour bâtir un programme d'ouvrage qui permettra d'aboutir un pont durable.

Le bois est un matériau renouvelable aux performances mécaniques relativement bonnes, son utilisation pour les ponts piétons et routiers mérite donc d'être développée, tout en sachant rester vigilant aux spécificités de ce matériau. En particulier, la durabilité peut être tout à fait correcte à condition de prendre toutes les mesures nécessaires pour préserver le bois des attaques fongiques.

Le Sétra remercie toutes les personnes ayant contribué à l'élaboration du guide technique, et plus particulièrement Vincent Barbier, Dominique Calvi, Jérôme Laplane, Pierre Corfdir, Robert Leroy, Jean-Louis Chazelas, et Stella Jelden. ■

ABSTRACT

Wooden bridges discussed in a new Sétra guide entitled : "How to ensure their durability"

J. Berthelley

With the environmental concerns, the bridges owners rediscover timber construction and its cordial aspect.

In addition, the timber bridges are light and easy to erect : they thus have a strong potential of development, in particular for pedestrian bridges.

However, the durability of these structures is mainly based on the choice of the right initial drawings who protect the wood. It is also based on the quality of maintenance. Moreover, in the event of demolition of a bridge whose wood were treated with chemical preservatives, the bridge owners are responsible for the produced wastes.

After the history of timber bridges, the guide published by Sétra :

- recalls the essential concepts on the anatomy and the mechanical and physical properties of this material;*
- presents the wood attackers and the methods used to preserve wood, underlining the disadvantages of certain chemical methods;*
- exposes the principal engineering drawings to ensure the protection of timber structures;*
- provides recommendations to the project managers to formalize a good choice of wood, to choose the treatments of preservation and the engineering drawings.*

RESUMEN ESPAÑOL

Los puentes de madera objetos de un nuevo manual del Sétra que lleva por título : "Cómo garantizar su durabilidad"

J. Berthelley

Con las preocupaciones medioambientales, los promotores vuelven a descubrir la madera y su aspecto caluroso.

Por otra parte, los puentes de madera son ligeros y fáciles de montar : poseen así un elevado potencial de desarrollo, en particular los puentes para peatones.

No obstante, la perennidad de estas estructuras se funda en primer lugar sobre la selección de buenas disposiciones constructivas para proteger la madera. También se funda en la calidad de la conservación. Además, en caso de demolición de un puente cuya madera ha sido tratada, los promotores son responsables de los residuos generados.

El manual del Sétra, tras una presentación histórica de los puentes de madera :

- recuerda las nociones primordiales acerca de la anatomía y las propiedades mecánicas y físicas de este material;*
- presenta los agresores y los métodos de preservación de la madera, destacando los inconvenientes de ciertos métodos químicos de preservación;*
- expone las principales disposiciones constructivas que se deben adoptar para garantizar la conservación de la madera;*
- suministra diversos consejos a los promotores para formalizar una correcta prescripción de las esencias, seleccionar los tratamientos de preservación y las exigencias constructivas.*