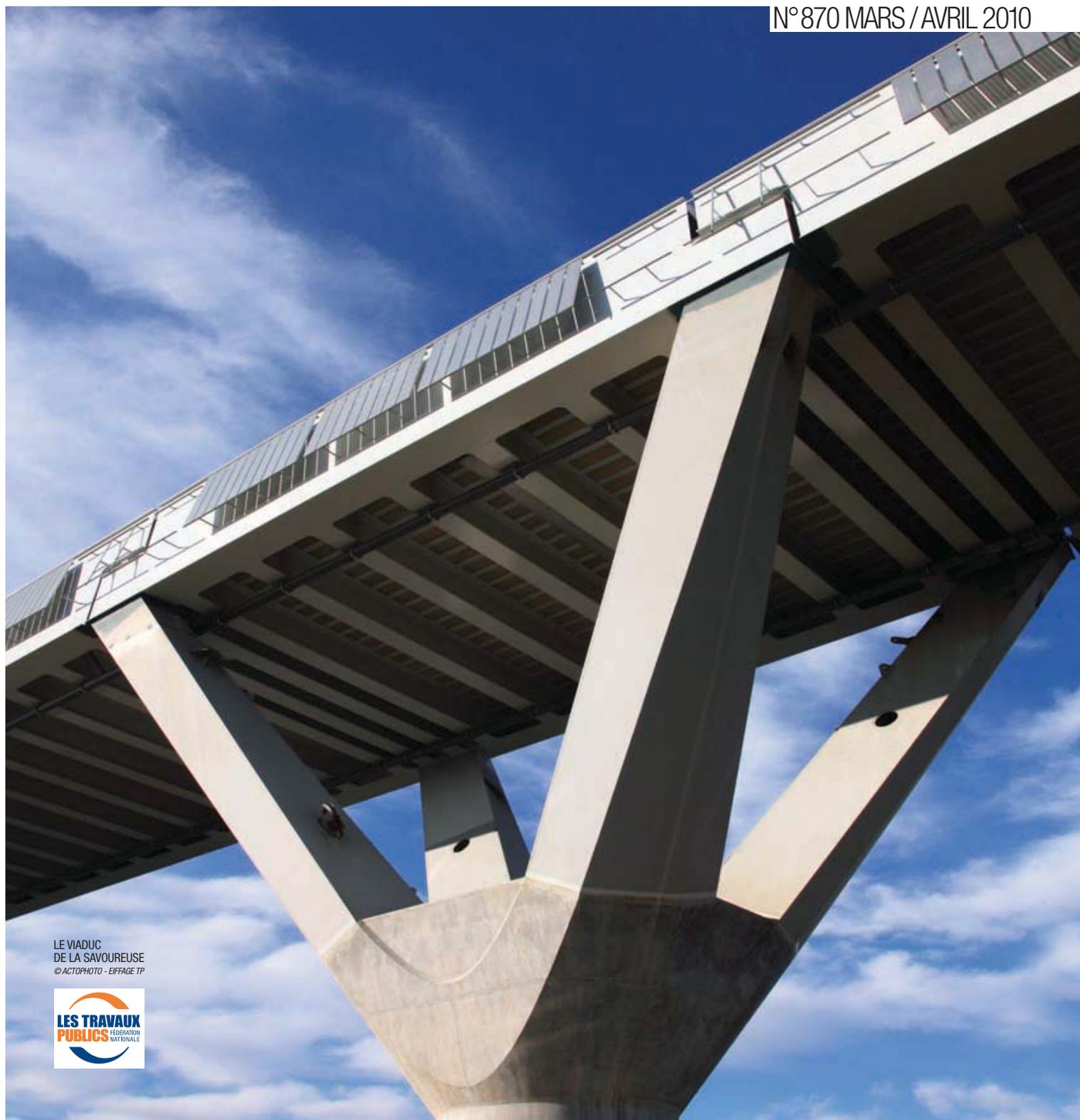


# TRAVAUX

REVUE TECHNIQUE DES ENTREPRISES DE TRAVAUX PUBLICS

**OUVRAGES D'ART : CONSTRUIRE, ENTRETENIR, REHABILITER.**  
LGV RHIN-RHONE : VIADUC DE LA SAVOUREUSE. PONT AVAL A BONNEVILLE. PONT LEOPOLD-SEDAR-SENGHOR A NANTES. PONT D'ABRA EN CORSE. LGV RHIN-RHONE : FRANCHISSEMENT DE LA VALLEE DE LA SAONE. PONT SUR LA MAINE A ANGERS. DODIN CAMPENON BERNARD : LA CONSTRUCTION DE VIADUC PAR HAUBANAGE PROVISOIRE. REPARATION DU PONT D'ISSY.

N°870 MARS / AVRIL 2010



LE VIADUC  
DE LA SAVOUREUSE  
© ACTOPHOTO - EIFFAGE TP



# LA CULTURE TECHNIQUE EUROPÉENNE DANS LE DOMAINE DU GÉNIE CIVIL : LES EUROCODES AUJOURD'HUI ET DEMAIN

AUTEUR : JEAN-ARMAND CALGARO, COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, PRÉSIDENT DU COMITÉ TECHNIQUE CEN/TC250



© DR 1

**Pourquoi tous les acteurs de l'industrie de la construction sont-ils motivés par les Eurocodes, et pourquoi l'élaboration de nouvelles normes de calcul est-elle si fortement demandée et encouragée ?**

Plusieurs raisons ont déjà été identifiées : la normalisation est le meilleur outil pour obtenir des travaux de construction qui remplissent les exigences essentielles en matière de sécurité, de sûreté et de durée d'utilisation satisfaisante, mais également pour obtenir des ouvrages qui satisfont de nouveaux besoins sociaux, en tenant compte de leur longévité et de leur durabilité. L'un des enjeux majeurs du futur est notamment l'évaluation des structures existantes en vue de leur réhabilitation et d'une prolongation optimale de leur durée d'utilisation de projet.

**Les normes européennes évolueront-elles pour soutenir l'innovation et pour apporter des solutions, admises au niveau international, aux problèmes de notre société ?**

La définition d'une feuille de route pour l'avenir fait partie de nos préoccupations actuelles.

1- Jean-Armand Calgario - Président du CEN / TC250.

## DE L'UTILITÉ DES EUROCODES

Le but principal des codes modernes est de définir des concepts traduits par des symboles et des notations, pour fournir aux concepteurs un langage commun qui facilite la compréhension. Ensuite, les codes de calcul doivent énumérer les points principaux à vérifier et qui ne peuvent être ignorés (les exigences essentielles de l'actuelle directive produits de construction 89/106/CE et les exigences de base dans son évolution prochaine). Cette liste ne peut être exhaustive, mais elle devrait comporter tous les cas les plus généraux et fréquents et définir des mesures afin d'éviter les pathologies observées en tenant compte de l'expérience de bons concepteurs. Enfin, les codes de calcul sont utiles pour pouvoir comparer plusieurs solutions structurales donnant des niveaux équivalents de qualité et de fiabilité.

Cependant, les codes de calcul ne sont pas des manuels : ils doivent être complétés par des livres, des guides, des traités... De toute façon, toutes les situations ne peuvent être prévues à

l'avance et un excès de détails serait dangereux car il donnerait l'illusion d'un ensemble complet. D'ailleurs, de bons codes de calcul ne doivent pas être

trop prescriptifs : à l'avenir, les codes de calcul seront probablement plus orientés vers la définition de critères de performance.

## L'ÉLABORATION DES EUROCODES

**L'Union européenne (UE) a été créée dans le but de mettre fin aux guerres sanglantes qui ont eu lieu fréquemment entre pays voisins, et qui ont abouti à la Seconde Guerre mondiale.**

**En 1950, la Communauté européenne du charbon et de l'acier fut le premier pas vers l'union économique et politique des pays européens afin d'établir une paix durable. Les six pays fondateurs étaient la Belgique, la France, l'Allemagne, l'Italie, le Luxembourg et les Pays-Bas. Le Traité de Rome de 1957 fut l'acte fondateur de la Communauté Économique Européenne (CEE), ou « marché commun ». Les quelques pères fondateurs de la CEE étaient des idéalistes.**

**De même, l'élaboration d'un ensemble complet de normes européennes pour l'industrie du BTP, notamment les Eurocodes, est le fruit des idées exprimées par quelques experts « visionnaires » : les normes de construction EN sont avant tout un condensé de terminologies, de lexiques, de formules mathématiques marquantes, d'expressions familières, de modèles de pensée, d'unités de mesure, de symboles secrets. Elles facilitent par ailleurs des valeurs sociales communes, et enfin elles peuvent être exactes d'un point de vue physique.**

## LES EUROCODES AU SERVICE D'UN MONDE EN MUTATION

L'élaboration des Eurocodes a été entreprise afin de faciliter la mise en application de la première Directive européenne sur les procédures de passation des marchés publics de travaux (1971), en fournissant des codes de calcul pour les bâtiments et les travaux de génie civil. Après 1990, ce travail a été confié au Comité européen de Normalisation (CEN<sup>(1)</sup>) qui a créé le Comité technique TC 250 ayant pour charge d'achever les Eurocodes afin de constituer un ensemble de normes européennes couvrant 10 grands sujets dans le domaine de la construction/génie civil, sur la base des dispositions de la directive du Conseil concernant les produits de construction (DPC - 1989). Chaque Eurocode comporte plusieurs parties avec au total 58 parties, dont la dernière a été publiée par le CEN en mai 2007.

Le monde change : les méthodes d'étude et de réalisation de bâtiments et de travaux de génie civil évoluent pour aboutir à une plus grande efficacité économique prenant mieux en compte

des valeurs et des attentes sociétales : un niveau de sécurité plus élevé, plus de confort, une plus grande longévité des infrastructures et des ouvrages et une meilleure performance énergétique des bâtiments.

L'objet des Eurocodes n'est plus d'assurer simplement la stabilité et la résistance des structures, y compris la résistance au feu ; ceux-ci poussent également au développement de l'innovation dans les domaines mécanique et architectural. Ils sont un outil pour permettre le calcul des structures avancé afin de réaliser des ouvrages durables et robustes.

L'activité de construction évolue également.

On s'attend à ce que la population de notre planète, qui a dépassé les 6,5 milliards d'hommes, atteigne presque 9 milliards d'ici 2040 : par conséquent, on peut s'attendre à une accélération de la production de matériaux traditionnels et la mise au point de nouveaux matériaux pour la construction de bâtiments et d'infrastructures de transport.

Les normes serviront de plus en plus d'outil pour permettre aux acteurs d'obtenir les niveaux souhaités de sécurité et de qualité.

Au niveau européen, les choses évoluent grâce à l'initiative « Marchés porteurs pour l'Europe » qui met en évidence, notamment, la nécessaire évolution du secteur de la construction ; le projet de règlement sur les produits de construction (RPC) ajoute une nouvelle exigence fondamentale : l'utilisation durable des ressources naturelles.

Le concept qui a été adopté par le TC 250 pour produire les Eurocodes structurels pourrait s'appliquer à toutes les exigences fondamentales concernant les travaux, à travers le CEN.

#### MARS 2010 : L'UTILISATION DES EUROCODES ENTRE EN VIGUEUR

Selon le Règlement interne CEN/CENELEC <sup>(2)</sup>, les organismes de normalisation nationaux doivent mettre en application les Eurocodes en mars 2010, et retirer les normes nationales contradictoires, c.-à-d. les normes nationales qui ont le même objet que les Eurocodes EN et qui comportent des exigences qui vont à l'encontre des exigences des Eurocodes EN.

Ce retrait a été effectué par la plupart des États Membres de l'UE selon différentes modalités qui dépendent du statut national spécifique de la normalisation et des dispositifs réglementaires. Mais globalement, les Eurocodes avec leurs annexes nationales correspondan-

2- Viaduc de Compiègne - Pont en caissons en béton précontraint, réalisé aux Eurocodes : 0-1-2.



2 © VINCI

« AU SEIN DU CEN, LE COMITÉ TECHNIQUE TC 250 A POUR CHARGE DE MAINTENIR LES EUROCODES EXISTANTS ET DE DÉVELOPPER DE NOUVEAUX DOCUMENTS POUR ABOUTIR À UNE FAMILLE DE NORMES EUROPÉENNES COUVRANT LE PLUS GRAND NOMBRE DE SUJETS DANS LE DOMAINE DE LA CONSTRUCTION/ GÉNIE CIVIL »

tes sont maintenant les seules normes officielles de calcul dans l'UE.

Concrètement, les concepteurs vont s'approprier les Eurocodes plus ou moins rapidement. À présent, les Eurocodes sont employés de façon quasi systématique pour le calcul des ponts routiers ou ferroviaires. Pour le calcul des bâtiments, ils sont adoptés un peu plus lentement parce que l'ensemble de l'industrie du bâtiment – allant des services de contrôle des bâtiments et des services de calcul des structures jusqu'aux fabricants de produits de construction et aux créateurs de logiciels – a encore besoin de quelques explications détaillées pour l'aider à affiner ses stratégies de mise en œuvre des Eurocodes, et afin de s'assurer que tous les États Membres puissent profiter pleinement des nombreuses opportunités permises par les Eurocodes.

#### LES CODES DE CALCUL UTILISÉS A TRAVERS LE MONDE

La grande variété de codes de calcul utilisés à travers le monde ne crée pas les meilleures conditions pour le développement d'une activité d'ingénierie très performante. Dans beaucoup de cas, les consultants et les experts qui travaillent pour différents clients « sautent » d'un code de calcul à un autre et sont parfois obligés de combiner plusieurs codes ou même des règles ou méthodes de calcul provenant de codes qui ne sont pas basés sur les mêmes concepts de fiabilité ni sur les mêmes démarches techniques.

Ceci peut entraîner des risques sérieux pour la qualité des projets.

D'un point de vue général, il est nécessaire de distinguer les bâtiments des autres ouvrages, ainsi que les divers cadres juridiques : marchés publics ou privés, marchés traditionnels et concessions ou partenariat public-privé.

Par ailleurs, l'activité de construction peut être plus ou moins régulée selon les traditions historiques des autorités nationales.

#### ASPECTS TECHNIQUES DU CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENT

L'industrie du bâtiment est l'un des secteurs les plus importants sur le plan économique. Les calculs sont régis par des codes utilisés dans la « zone d'influence » de certains grands pays (langue, éducation, tradition).

Certains pays utilisent des codes de calcul issus de normes internationalement reconnues. Évidemment, les normes britanniques en vigueur sont utilisées avec plus ou moins d'adaptations dans les pays membres du Commonwealth, les normes françaises en vigueur sont utilisées dans certains

#### LE TRAITÉ ROMAIN « DE ARCHITECTURA » EST-IL LE PREMIER CODE DE CONCEPTION ?

Environ 25 ans av. J.-C., l'architecte romain Vitruve a écrit un traité sur l'architecture (« De architectura ») couvrant, en dix parties ou « livres », quasiment tous les aspects de l'architecture et de l'ingénierie romaines. Ce traité a été dédié à l'empereur César Auguste pour servir de guide dans les projets de construction. Cette œuvre est l'une des plus importantes sources des connaissances modernes concernant les méthodes de construction romaines ainsi que sur la planification et le calcul des structures, qu'elles soient grandes (aqueducs, immeubles, bains, ports) ou petites (machines, appareils de mesure, instruments). Dans l'avant-propos du premier livre, il a écrit : « [...] J'ai observé que vous [l'empereur] êtes soucieux non seulement de la vie ordinaire des hommes en général, et de la constitution de l'état, mais que vous vous souciez également de la création de bâtiments publics convenables ; de sorte que non seulement l'état a été grandi par vous à travers la création de ses nouvelles provinces, mais la majesté de l'empire a pu également s'exprimer à travers la dignité éminente de ses bâtiments publics ».

pays africains (notamment en Afrique du Nord et dans quelques pays d'Afrique centrale) ainsi que dans certains autres pays tels le Liban, tandis que les codes américains sont utilisés assez couramment en Amérique du Sud et au Moyen-Orient. En Extrême-Orient, on emploie des normes « locales » qui sont souvent issues d'autres normes et qui associent les règles, les méthodes et les exigences de divers codes, largement inspirés de textes japonais et américains.

Évidemment, il faut distinguer les problèmes se rapportant à l'évaluation des actions et des modèles pour le calcul des structures. D'abord, les actions climatiques, et même les charges au sol des structures, diffèrent d'un pays à l'autre. En ce qui concerne les actions climatiques, notamment, tous les pays n'ont pas de base de données permettant une définition des valeurs caractéristiques correspondant à une période de retour de 50 ans. Je me rappelle la première phrase d'un cahier de charges pour les études d'un grand bâtiment situé dans une ville célèbre du Moyen-Orient : « Nous considérons qu'en ce qui concerne les actions du vent, la ville ressemble à Marseille... ». C'est une première difficulté pour la mise en oeuvre des Eurocodes. Le cas des actions sismiques est un problème crucial : l'Eurocode 8 est de plus en plus apprécié par les spécialistes de beaucoup de pays, mais le problème est de pouvoir établir des cartes sismiques nationales qui donnent la valeur caractéristique de l'accélération au sol correspondant à une période de retour de 475 ans.

Pour cette raison, l'Eurocode 8 se trouve souvent en concurrence avec le « Uniform Building Code » UBC 1997 ou le « International Building Code » IBC 2006 et 2009 avec ou sans les modifications concernant la Californie (« California State Amendments »).

Il est clair que la définition des forces sismiques horizontales est une démarche plus facile à utiliser que celle d'une accélération au sol avec l'emploi d'un spectre de réponse de calcul.

Les démarches de calcul des structures convergent de plus en plus. Il est évident que les principes du calcul à l'état limite sont clairs et non ambigus, et qu'il est possible de mieux chiffrer les marges de sécurité pour le calcul d'un nouvel ouvrage.

L'évaluation des ouvrages existants est bien plus complexe, notamment lorsqu'une décision doit être prise au sujet de leur renforcement ou leur démolition.

#### ASPECTS TECHNIQUES DU CALCUL DES STRUCTURES DES OUVRAGES D'ART

Les informations les plus détaillées sur le calcul des ouvrages concernent le calcul de ponts. Pour ce qui concerne les sollicitations dues à la circulation ferroviaire ou routière, il existe en général une « concurrence » entre l'Eurocode correspondant (EN 1991-2) ou la fiche UIC<sup>(3)</sup> équivalente, l'AASHTO<sup>(4)</sup> (et de plus en plus l'AASHTO LRFD<sup>(5)</sup>), l'AREMA<sup>(6)</sup> (Canada) et les normes britanniques (BS). Évidemment, dans les pays qui utilisent traditionnellement les codes français, ces codes sont toujours en vigueur.

« **DANS NOS SOCIÉTÉS MODERNES, LES CODES DE CALCUL SONT LE RÉSULTAT D'UNE DÉMARCHE D'INNOVATION PERMANENTE POUR LE DÉVELOPPEMENT DE LA CULTURE TECHNIQUE DANS LE DOMAINE DU GÉNIE CIVIL** »

3- Une courte histoire de quelques codes béton récemment publiés.

Mais, à présent, ces pays sont en train d'adopter les Eurocodes.

Les règles AASHTO LRFD couvrent tous les aspects généraux du calcul des ponts : philosophie des études, caractéristiques générales de calcul et de situation, charges et facteurs de charge (y compris charges mixtes), analyse de structure, ouvrages en béton, etc.

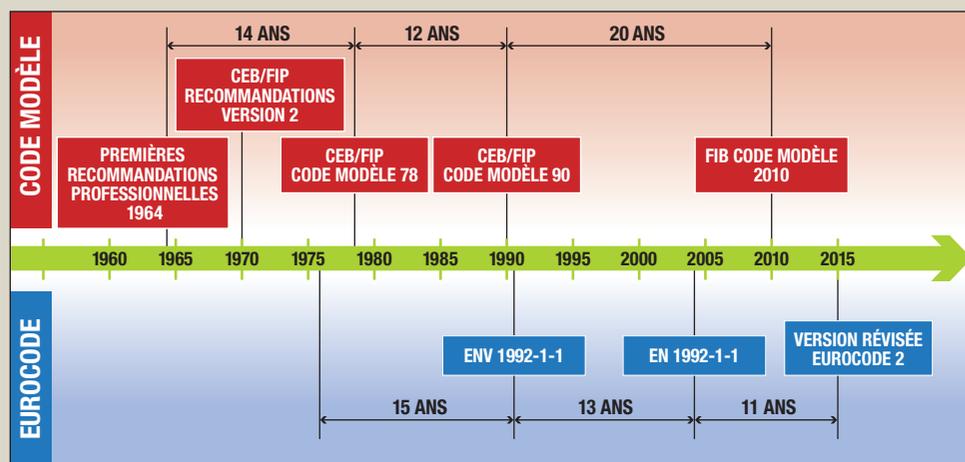
Le plan de cette norme est donc différent de celui des Eurocodes qui regroupent un ensemble de 58 parties séparées mais reliées entre elles.

Mais les démarches en matière de sécurité des structures ainsi que les principes et exigences de calcul des Eurocodes et de l'AASHTO LRFD sont convergents. Cependant, les choses ne sont pas simples pour les sociétés de conseil. Ainsi, l'Inde a élaboré des règles issues des normes britannique (BS), mais sans définir les règles de calcul à l'ELU<sup>(7)</sup> pour les ponts en béton.

Pour des ponts très importants pour lesquels la procédure de « conception-réalisation » a été choisie, l'entreprise peut proposer d'autres codes de calcul. Cependant, pour le calcul de certains ponts récents en béton précontraint, les cahiers de charge du projet ont imposé l'Eurocode 2 pour les états limites ultimes. Autre exemple : en Chine, les codes de calcul sont des codes nationaux, très différents de tous les autres. Pour le béton armé, seules les valeurs d'ELS<sup>(8)</sup> sont prises en compte, mais pour le béton précontraint, des règles de vérification sont définies à la fois pour l'ELS et l'ELU. Les dispositions concernant les renforts dans des zones d'ancrage sont semblables à celles de l'AASHTO, alors que, pour les ponts en acier, seuls des critères d'ELS sont définis.

### UNE COURTE HISTOIRE DE QUELQUES CODES BÉTON RÉCEMMENT PUBLIÉS

3



#### DURÉE DE VIE UTILE D'UN CODE DE CALCUL

Il est d'abord intéressant de comprendre pourquoi les normes de calcul doivent subir de temps en temps une révision en profondeur. Il n'est pas très difficile de trouver la réponse à cette question. En effet, les codes de calcul évoluent parce que les besoins sociétaux sont de plus en plus contraignants et parce que la recherche apporte des résultats qui peuvent satisfaire à ces besoins.

Les besoins sociétaux traditionnels sont liés à la sécurité et à la qualité de l'environnement. D'autres besoins qui sont apparus plus récemment sont la durabilité et la robustesse. Pour ce qui concerne la robustesse, nos sociétés modernes ont des points de vue parfois paradoxaux, et peut-être irrationnels :



© EIFFAGE TP

4

elles acceptent de moins en moins le risque dans le domaine du génie civil, mais elles ne veulent, ou ne peuvent, augmenter les ressources financières mises à disposition pour assurer un niveau plus élevé de sécurité des personnes, ou même augmenter les ressources financières consacrées à l'entretien et au confortement des ouvrages existants. Mais le risque fait partie intégrante de la vie humaine, et le coût de la protection peut être très élevée si, en s'inspirant de John Maynard Keynes, nous disons que « ce qui se produit finalement n'est pas ce qui est inévitable, mais ce qui est imprévu ». De toute façon, les gens n'acceptent pas des risques d'origine naturelle ou humaine (y compris ceux résultant de mauvaises décisions ou d'actes malveillants). Alors, quelle est la durée de vie utile d'un code de calcul ? Considérons le cas des codes de calcul pour ouvrages en béton armé. Au cours du XX<sup>e</sup> siècle, l'approche à la sécurité structurale a été révolutionnée par la démarche probabiliste qui aboutissait au calcul à l'état limite. Cette démarche a remplacé la démarche traditionnelle basée sur « les contraintes admissibles ». Jusqu'à la publication des premières recommandations professionnelles internationales, les codes de calcul restaient plutôt stables. En France, par exemple, le premier code de calcul pour le béton armé date de 1906 et les suivants datent de 1934 et 1964. Ensuite la révision des codes de calcul s'est accélérée. La figure 1 indi-

**4- Viaduc de Saint-Paul à La Réunion - Pont en caisson en béton précontraint, réalisé aux Eurocodes : EC 1 Charges uniquement.**

que les séries de documents édités par le CEB/FIP (codes modèles) ainsi que par le CEN (Eurocode 2). Sans compter de légères améliorations apportées régulièrement aux documents, « la durée de vie utile » moyenne d'un code est de 10-15 ans environ.

#### LES AXES D'ÉVOLUTION DES EUROCODES

L'évolution des Eurocodes suivra quatre axes principaux :

→ Une maintenance des textes publiés pour corriger les quelques erreurs qui y figurent – réalisés par le CEN/TC250 et ses Sous-comités.

→ Une harmonisation menant à une réduction significative du nombre de paramètres déterminés au niveau national (NDP).

→ Des évolutions ultérieures comprenant :

- un travail sur l'évolution des Eurocodes (simplification, clarification, révision des critères d'aptitude au service, intégration des résultats de la recherche de pointe, révision du statut de certaines clauses ou annexes, amélioration des liens avec d'autres normes européennes, évaluation de l'interopérabilité et du contenu vis-à-vis toutes les exigences de base du futur RPC, etc.),
- le développement de nouvelles parties des Eurocodes dans les domaines suivants : évaluation et mise en conformité des ouvrages existants, approfondissement de la notion de robustesse, nouveaux matériaux

(verre, PRF, béton à très hautes performances, par exemple), nouveaux types de structures (structures de surface soumises aux forces de traction, par exemple), intégration des normes ISO dans la famille des Eurocodes (givrage atmosphérique des structures, actions des vagues et des courants sur les ouvrages côtiers).

→ La promotion dans les pays européens et non européens, organisée et soutenue notamment par la Commission (le CCR)<sup>(9)</sup>.

Les nouvelles parties des Eurocodes pour le verre, le PRF et les constructions à voile mince seront élaborées selon la méthode suivante convenue récemment par le CEN/TC250 :

**1-** Préparation des recommandations techniques dans des « rapports scientifiques et techniques » préparés par le CCR ou par d'autres organismes scientifiques et techniques reconnus.

**2-** Après acceptation du « rapport scientifique et technique » par le TC250, adaptation de celui-ci dans une spécification technique CEN.

**3-** Avec l'accord du CEN/TC250, transformation des spécifications techniques CEN en une partie d'Eurocode.

L'étude de tout ce qui concerne les aspects structuraux sera gérée par le CEN/TC250 qui devra mettre en place de nouveaux Sous-comités en temps voulu.

#### EUROCODES ET DURABILITE DANS LE DOMAINE DE LA CONSTRUCTION

Le secteur du BTP joue un rôle important dans le développement durable - c'est un secteur clé de l'économie nationale. La perception de la durabilité varie d'un individu à un autre et une stratégie doit être définie, dans le cadre de l'environnement bâti, de l'équité sociale, des enjeux culturels, des traditions, des enjeux de patrimoine, de la santé et du confort humains, des infrastructures sociales et de la sécurité et santé environnementales, en portant une attention particulière aux disparités de niveau de vie entre les pays développés et les pays en voie de développement. Les Eurocodes actuels traitent également de la durabilité en matière de construction (longévité, par exemple) mais, si quelques concepts sont clairs, leur mise en œuvre pratique doit être définie plus précisément pour que ceux-ci puissent devenir vraiment opérationnels. Il serait souhaitable d'établir des guides techniques destinés aux experts chargés de la nor- ▷

« **LES EUROCODES SONT UN OUTIL POUR PERMETTRE LE CALCUL DES STRUCTURES AVANCÉ AFIN DE RÉALISER DES OUVRAGES DURABLES ET ROBUSTES** »



© SETRA

5

malisation ainsi qu'aux concepteurs de bâtiments et d'ouvrages de génie civil. Ces guides techniques devraient être rédigés par un groupe de travail du CEN en liaison avec les comités techniques CEN concernés, y compris le TC 250, et ces travaux devraient faire partie du mandat général donné au CEN.

#### LES EUROCODES, DEMAIN

La normalisation, qui existe en fait depuis des millénaires, a servi à structurer et à consolider des empires : l'Empire romain et son réseau de routes « normalisées », les pyramides d'Égypte ou la Grande Muraille de Chine n'auraient pu être construits sans normes adaptées. Les normes internationales sont indispensables au développement durable. La mondialisation des échanges implique des normes internationales. De nouvelles économies géantes ont émergé dans les pays en voie de développement : la Chine, l'Inde, le Brésil et la Russie ont généré leurs propres multinationales et veulent avoir toute leur place dans l'élaboration des normes et des règles qui régissent la diffusion des technologies ainsi que les échanges commerciaux. Enfin, l'évolution ultérieure des Eurocodes est une réponse aux demandes faites par l'industrie. Des conférences et des ateliers sont organisés non pas pour démontrer que ces codes sont les plus avancés au monde dans le domaine du calcul des structures, mais afin de poser des bases solides pour l'établissement de partenariats sûrs entre différents pays, voire différents continents.

#### VERS LA CONVERGENCE DES NORMES INTERNATIONALES

Il y a un besoin évident de lancer une collaboration efficace entre les pays intéressés, à travers des associations scientifiques et techniques internatio-

**5- Pont du Lion d'Angers - Pont dalles en béton précontraint, réalisé aux Eurocodes : EC1 pour le tablier et les descentes de charge sur les appuis ; EC2 pour la précontrainte et le ferrailage du tablier.**

« **UNE COLLABORATION EFFICACE ENTRE LES PAYS INTÉRESSÉS, À TRAVERS DES ASSOCIATIONS SCIENTIFIQUES ET TECHNIQUES INTERNATIONALES, EST NÉCESSAIRE POUR ABOUTIR À L'HARMONISATION DES NORMES INTERNATIONALES DANS LE SECTEUR DE LA CONSTRUCTION** »

nales, pour aboutir à une convergence, et peut-être à une sorte d'harmonisation, des normes internationales dans le secteur de la construction. La concurrence entre systèmes de normalisation est inutile, et consomme beaucoup de temps et d'énergie lors des phases d'études et de réalisation. Par ailleurs, il est de plus en plus difficile d'assurer la qualité dans le bureau d'étude, en usine et sur le chantier lorsque plusieurs normes provenant de sources différentes et basées sur des démarches différentes sont combinées sans aucune précaution. Le premier problème fondamental concerne l'adoption de principes communs pour définir la fiabilité structurale et pour aboutir à des niveaux harmonisés de fiabilité des ouvrages. Dans la deuxième moitié du XX<sup>e</sup> siècle, la démarche entièrement probabiliste semblait être l'approche la plus prometteuse pour la fiabilité structurale du futur. Mais les concepteurs ne peuvent manipuler des théories très abstraites et sophistiquées dans leur travail journalier. L'apport positif de la démarche probabiliste est de clarifier les principales étapes dans le processus d'étude : recensement des phénomènes et des situations non souhaitées – aboutissant à la notion d'état limite, évaluation des risques associés à ces phénomènes ou situations et, pour une structure individuelle, ajustement des calculs de sorte que la probabilité d'apparition de ces phénomènes ou situations soit limitée à une valeur acceptable. La démarche probabiliste a amené à ce qu'on appelle la démarche « semi-probabiliste », basée sur des règles, en partie déterministes, qui introduisent la sécurité aux 3 niveaux suivants :

- a) Choix de valeurs représentatives appropriées pour les divers paramètres aléatoires (actions et résistances) ;
  - b) Application de facteurs partiels à ces paramètres ;
  - c) Introduction de marges de sécurité, plus ou moins apparentes, dans les divers modèles d'actions, d'effets d'actions et de résistances.
- Le deuxième problème à résoudre est la convergence des représentations d'actions, et notamment d'actions variables, d'actions du feu et d'actions sismiques. Il n'est pas possible d'aboutir à des niveaux de fiabilité comparables si les valeurs représentatives des paramètres de base sont évaluées de façon différente.

#### CONCLUSION

→ Les Eurocodes seront probablement à l'avenir plus orientés vers la la défini-

tion de niveaux de performance.

→ Comme toutes les normes de calcul, les Eurocodes sont un outil de base pour obtenir la fiabilité et la qualité souhaitées qui sont associées à la durabilité des ouvrages.

→ La normalisation soutient l'innovation et représente une garantie pour les citoyens : il y a une forte demande de la part des industriels pour la recherche de solutions de pointe homologuées par des normes.

→ La combinaison de normes provenant de diverses origines et basées sur des démarches différentes doit être évitée. Une action positive serait de lancer les travaux pour aboutir à la convergence des normes internationales grâce à un plan d'action ambitieux à adopter et à mettre en application par les organismes de normalisation et les associations internationales. □

- 1- **CEN** (Comité européen de Normalisation) est l'organisation générale basée à Bruxelles créée en 1961, pour l'harmonisation des normes européennes.
- 2- Le **CENELEC** (Comité Européen de Normalisation en ÉLECTronique et en électrotechnique) est plus particulièrement en charge de l'électrotechnique et l'ETSI (Institut européen des normes de télécommunication) des normes en matière de télécommunications.
- 3- **UIC** : Les fiches UIC sont des documents à caractère professionnel, d'application obligatoire ou recommandée. Elles sont le résultat d'un travail de coopération internationale.
- 4- **AASHTO** : L'American Association of State Highway and Transportation Officials est un organisme de normalisation qui publie des spécifications, des protocoles d'essai et des directives qui sont utilisés dans la conception et la construction des routes aux États-Unis.
- 5- **LRFD** : Load and Resistance Factor Design.
- 6- **AREMA** : American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association.
- 7- **ELU** : Etat limite ultime.
- 8- **ELS** : Etat limite de service.
- 9- **CCR** : Centre Commun de Recherches – Ispra (Italie).

#### [Bibliographie]

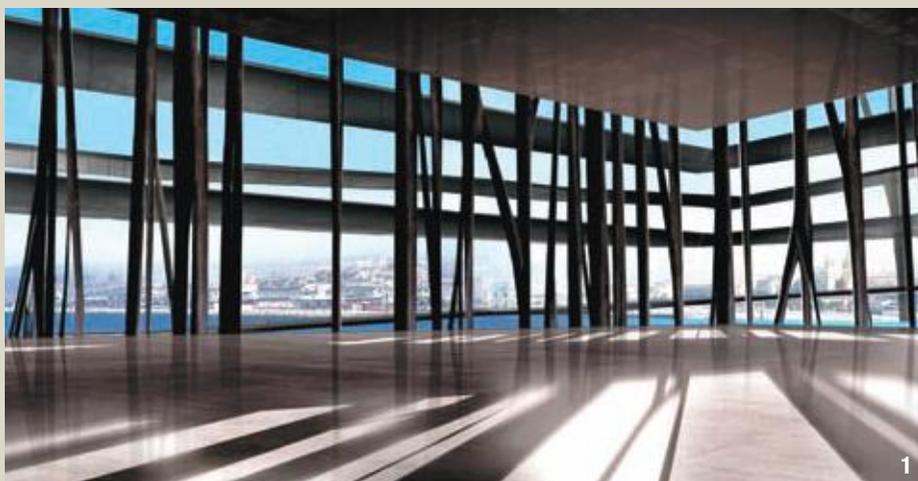
- EN 1990 Eurocode 1 : Bases de calcul des structures.
- EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures.
- EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.
- EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.
- EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois.
- EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie.
- EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique.
- EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium.
- Schneider J., Introduction to Safety and Reliability of Structures (édition révisée 2006), Structural Engineering Documents, IABSE, Zurich.
- Probabilistic Model Code, Joint Committee on Structural Safety (JCSS) (<http://www.jcss.ethz.ch/publications/>), Zurich.

# BFUP : DES PERFORMANCES ET DES APPLICATIONS ACCRUES

LES BÉTONS FIBRÉS À ULTRA-HAUTES PERFORMANCES (BFUP) FONT LEUR CHEMIN. ILS SONT UTILISÉS EN STRUCTURES OU EN ÉQUIPEMENTS, COMPOSANTS ET ÉLÉMENTS DÉCORATIFS, PRÉCONTRAINTS OU NON, COMME EN A TÉMOIGNÉ LE COLLOQUE INTERNATIONAL TENU À MARSEILLE EN NOVEMBRE DERNIER.

## MUSÉE DES CIVILISATIONS DE L'EUROPE ET DE LA MÉDITERRANÉE DE MARSEILLE

De nombreuses applications innovantes des bétons fibrés ultra-hautes performances (BFUP) seront mises en œuvre au futur Musée des civilisations de l'Europe et de la Méditerranée de Marseille (Mucem), conçu par Rudy Ricciotti et Roland Carta, et présenté aux participants du colloque.



1



2

© RUDY RICCIOTTI

- 1- Mucem - Image de synthèse.
- 2- Mucem - Photomontage.

Plus de 330 personnes ont participé au colloque international « Conception et réalisation en bétons fibrés ultra-hautes performances, connaissances acquises, besoins en recherche, perspectives » organisé par l'Association française de génie civil (AFGC), branche française de la Fédération internationale du béton (fib), à Marseille, les 17 et 18 novembre 2009.

Cette manifestation internationale a été l'occasion d'évoquer les nombreuses applications des BFUP au cours de ces dix dernières années ainsi que les recommandations mises à jour par l'AFGC.

Au programme également, la présentation du Musée des civilisations de l'Europe et de la Méditerranée (Mucem), au Fort Saint-Jean de Marseille.

Le bâtiment sera terminé en 2013 et comporte de nombreuses applications des BFUP en structures et en décoration.

Lors de ce colloque, un hommage a été rendu à Gérard Birelli, eu égard à son action pour le développement de ces matériaux dans les centrales nucléaires (EDF) il y a plus de quinze ans et sa contribution en 2002 aux premières recommandations dans l'application de ces matériaux.

Les cinquante-quatre interventions qui se sont succédé pendant les deux jours témoignent de l'intérêt des bétons fibrés dans un nombre de pays de plus en plus grand.

Les communications sur les projets ou réalisations au Japon, en Allemagne, Australie, Autriche, aux États-Unis, au Danemark, Pays-Bas, Canada, etc. sans oublier la France, ont été réparties en plusieurs sessions.

## DE NOUVEAUX HORIZONS POUR LA CONSTRUCTION

Plusieurs réalisations témoignent d'une hardiesse architecturale et de prouesses technologiques rendues possibles grâce aux BFUP, comme la Villa Navarra (Le Muy, Var), le Mucem, les résilles, la couverture du Stade Jean Bouin (Paris), par exemple.

L'extension des élancements ou performances des ouvrages a été illustrée avec la passerelle des Anges située dans la vallée de l'Hérault, le pont de La Chabotte sur l'A51 dans l'Isère, le pont Wild en Autriche, la poutre ITE et les dalles gaufrées.

De nouveaux équipements et composants pour les structures de bâtiment et de génie civil sont envisageables avec ces bétons : brise-soleil, barrières de sécurité et garde-corps, éléments de façade, joints coulés pour les ponts, etc. Des interventions ont porté sur l'emploi des BFUP en renforcement et consolidation pour la remise à niveau sismique, le reprofilage de tunnels hydrauliques, la protection des piles de pont, etc.

## EMPLOI PRÉSENT ET FUTUR

Les applications des bétons fibrés à ultra-hautes performances peuvent se classer également selon que leur exceptionnelle résistance en compression est mobilisée notamment par la précontrainte, ou non. Ils s'emploient ainsi en structures minces précontraintes ou soumises à de fortes compressions, comme avec les poutres ITE, en éléments d'arcs, en poteaux, poutres et composants de constructions industrielles, pieux, dalles et coques (élançées, éventuellement nervurées).

Dans les catégories des applications non précontraintes, figurent les éléments de façade, les résilles, coques, composants de haute qualité environnementale, mobilier urbain, éléments de génie civil décoratifs extérieurs ou de protection. Cela inclut les composants de structure de génie civil de très haute durabilité, les parties rapportées pour un renforcement, un chemisage ou une protection externe durable.

Le colloque de Marseille a notamment démontré l'intérêt économique effectif de ces bétons en passerelles, pour des bâtiments hors du commun et des applications à haute valeur ajoutée.

Les recherches confirment leur résistance au feu et leur durabilité.

Elles concernent aussi le retrait-fluage et l'influence de l'étuage. Elles se poursuivent sur le renforcement structurel, la construction légère en zone sismique. Autrement dit, il faudra explorer

davantage la ductilité, éventuellement par combinaison de fibres et d'armatures. Les procédés de connexion entre des éléments en BFUP et d'autres matériaux devront être validés.

Les codes pour prévenir les instabilités avec les éléments minces restent à confirmer. Les défauts géométriques devront être contrôlés.

L'étude de la liaison des éléments en BFUP avec d'autres matériaux sera aussi nécessaire pour utiliser les BFUP en composants de structure mixtes/sandwich. Les effets thermiques et de retrait au jeune âge devront également être approfondis.

## PROGRÈS ATTENDUS

Enfin, pour élargir encore l'emploi des bétons fibrés à ultra-hautes performances, en chaussée, assainissement, génie civil de l'eau, les propriétés de durabilité et la résistance à l'abrasion gagneront à être mieux documentées. D'une façon générale, le colloque a mis en évidence les besoins de recherches complémentaires dans les domaines suivants :

→ Outils d'optimisation des procédés de mise en œuvre et de contrôle de placement des fibres (en cours de développement aussi pour les bétons auto-plaçants) ;

→ Nouvelles formulations limitant les effets indésirables au jeune âge (retrait endogène) ;

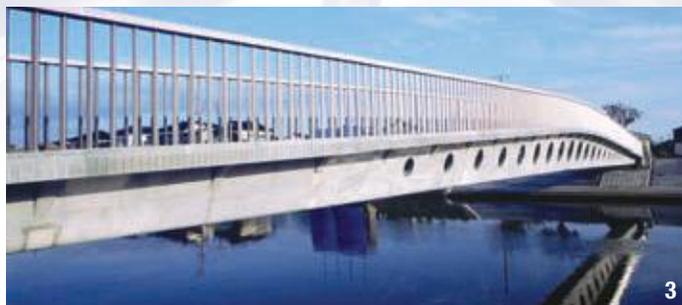
→ Clarification des outils d'évaluation des empreintes CO<sub>2</sub> et du développement durable : point de vue structurel/fonctionnel, limites de formulation et définition performantielle des BFUP ;

→ Actualisation des recommandations et de la mise en cohérence avec les autres types de béton, sans brider la créativité.

## INFORMER ET FORMER SUR CES MATÉRIAUX

Les BFUP se développeront sous certaines conditions. Tout d'abord, par l'information et la formation des maîtres d'ouvrage ou de ceux qui les assistent. L'impact environnemental et les coûts de maintenance des projets devront être connus et pris en compte.

Pour maîtriser l'innovation, il est nécessaire de maintenir et développer des ressources d'expertise, en particulier au sein du Réseau scientifique et technique de l'État et de l'ingénierie privée. En ce qui concerne les entreprises, du fait de la petitesse de ce marché, il est probablement plus judicieux de constituer des équipes spécialisées au sein de structures plus importantes. □



3

© DR



4

© DR



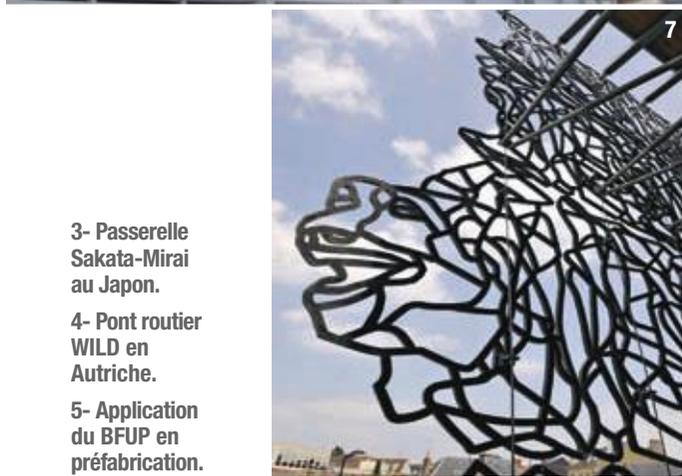
5

© DR



6

© LAFARGE



7

© BIFFAGE

3- Passerelle Sakata-Mirai au Japon.

4- Pont routier WILD en Autriche.

5- Application du BFUP en préfabrication.

6- Brise soleil en BFUP.

7- Résilles en BFUP.

8- Bacs à arbres sur la place de l'Hôtel de Ville de Marseille.



8

© DR

# SOLDATA MONITORING EN TEMPS RÉEL D'UN POUSSAGE DE VIADUC À MÁRKÓ EN HONGRIE

AUTEUR : NICOLAS POITRINEAU, DIRECTEUR RÉGIONAL, EUROPE CENTRALE, EUROPE DE L'EST ET BALKANS, SOLDATA

## SUIVI EN TEMPS RÉEL DE LA TRAJECTOIRE D'UN VIADUC POUSSÉ

La construction d'une section de 3,8 km de la Route Principale 8, destinée à contourner le village de Márkó en Hongrie, a été attribuée au Consortium BBSW Márkó dirigé par Bilfinger Berger Civil Hungária Kft.

Le plan supérieur de cette section, notamment constituée d'un viaduc courbe, s'élève à 27 m au-dessus de la vallée, et le pont se compose de deux éléments de tablier courbés d'une longueur de 276 m et de 2 800 tonnes chacun.

Le poussage des tabliers du viaduc a été effectué grâce à un dispositif hydraulique, assurant une vitesse d'avancement de 26 mètres / jour.

Lors du poussage, Bilfinger Berger Civil Hungária Kft. a chargé SolData d'assurer le suivi en temps réel des déplacements des deux tabliers grâce à l'installation d'un système de monitoring automatique.

En raison des particularités de ce chantier, SolData a choisi d'installer le système Cyclops, éprouvé dans le monde entier. 2 stations de mesures automatiques et 4 prismes de grande précision ont assuré le suivi du déplacement des tabliers du pont. Tous les résultats de mesures ont ainsi pu être visualisés en temps réel sur le logiciel de Geoscope, installé sur le PC du client, offrant ainsi au chef de chantier un accès permanent et en temps réel à tous les graphes montrant les décalages sur la période en cours et les périodes précédentes.

Ce suivi en temps réel de la position du tablier a permis de comparer en continu la trajectoire réelle de celle-ci avec la trajectoire théorique (idéale).

En cas de détection de décalages importants de la trajectoire des tabliers, le système de monitoring en temps réel a permis à l'entrepreneur chargé de la construction de prendre les mesures

## VIADUC - MÁRKÓ

**CLIENT :** Bilfinger Berger Civil Hungária Kft.

**ENTREPRISE :** SolData SAS – Filiale hongroise

**BUREAU D'ÉTUDES :** Heed Acélszerkezeti Kft.

**DURÉE DU CONTRAT :** Décembre 2008 - mai 2009



## CONTENU TECHNIQUE

- Suivi continu de 2 tabliers de viaduc d'une longueur de 276 m chacun.
- Utilisation simultanée de 2 Cyclops (système de théodolites automatiques).
- Installation de 4 prismes de monitoring de type GPR1 sur la structure du pont.

nécessaires pour rectifier la trajectoire. SolData est également intervenue sur l'installation de capteurs pour la comparaison des résultats de mesures lors de la charge d'essai du viaduc effectuée

par l'Université Technique et des Sciences Économiques.

Plus d'informations sur les technologies de SolData sur le site :

[www.soldatagroup.com](http://www.soldatagroup.com) □

1- Éléments du tablier du pont.

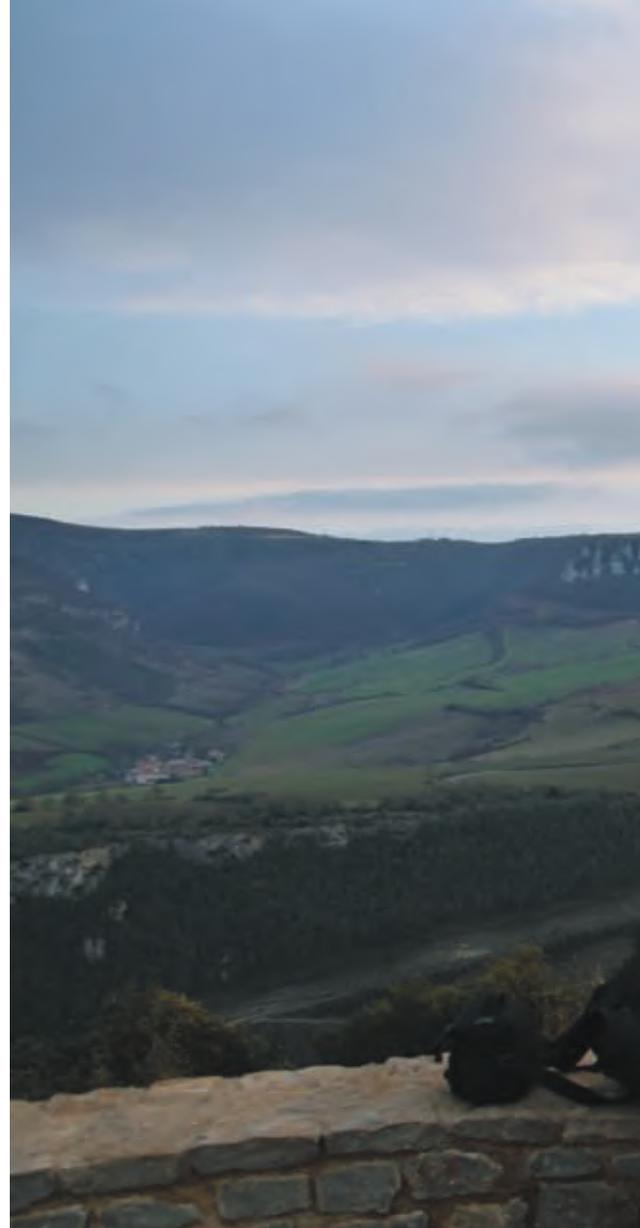
2- Prisme de haute précision de type GPR1.

3 & 4- Système Cyclops installé sur un mât.

# PRÉVENIR PLUTÔT QUE GUÉRIR

REPORTAGE DE MARC MONTAGNON

LA PYRAMIDE DU LOUVRE À PARIS, LE VIADUC DE MILLAU DANS L'AVEYRON, LE TERMINAL 2 E DE L'AÉROGARE ROISSY – CHARLES DE GAULLE, L'EPR DE FLAMANVILLE 3, TOUTES LES ENCEINTES NUCLÉAIRES DU PARC DES CENTRALES EDF, LE PONT DE RADÈS LA GOULETTE À TUNIS, LES INSTALLATIONS PÉTROLIÈRES DU SULTANAT D'OMAN, LE CHÂTEAU DE MEAULNES OU LA COLLÉGIALE DE DOLE DANS LE JURA, ... UN INVENTAIRE À LA PRÉVERT ? NON, TOUT SIMPLEMENT QUELQUES UNS, À CÔTÉ DE BIEN D'AUTRES PLUS ANONYMES, DES OUVRAGES SUR LESQUELS INTERVIENT OU EST INTERVENUE SITES<sup>1</sup>, UNE PME D'ILE-DE-FRANCE DONT LA VOCATION EST L'INGÉNIERIE DE LA DURABILITÉ.



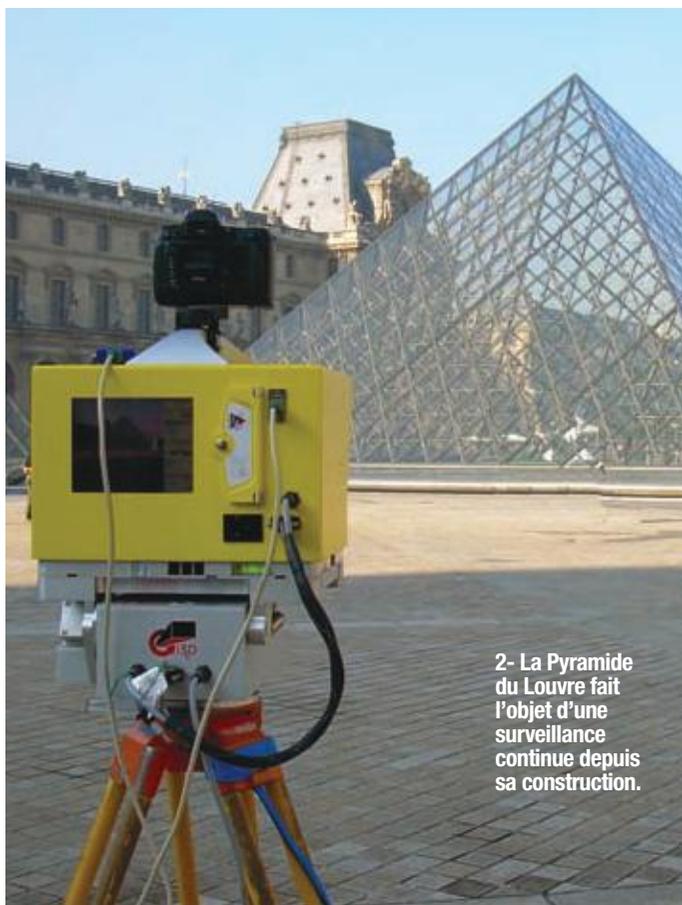
Tous les ouvrages et équipements construits par l'homme vieillissent ou se dégradent de même que tous les environnements naturels évoluent avec le temps.

Les effets de ces changements sur l'exploitation, la sécurité et le coût de maintenance sont d'autant plus conséquents qu'ils sont pris en considération tardivement.

SITES est née, voici tout juste 25 ans, de cette constatation, à l'initiative de Jean-François Sageau, son président, avec l'idée d'aider ses clients à gérer ces modifications inévitables, pour sécuriser leurs exploitations, améliorer la sécurité et optimiser leurs dépenses en maintenance.

Il s'agit là d'un métier, innovant par son approche, appelé à une influence de plus en plus importante dans le contexte désormais irrémédiable de développement durable, en ce qui concerne la pérennité des ouvrages dans le temps. Il s'agit également d'un métier encore inconnu ou peu pratiqué dans nombre de pays dans le monde.

Cette approche de « l'ingénierie de la durabilité » existait déjà sur des ouvrages considérés comme « sensibles » tels



2- La Pyramide du Louvre fait l'objet d'une surveillance continue depuis sa construction.

que les centrales nucléaires ou les barrages pour lesquels les autorités concernées demandaient aux exploitants de réaliser des actions de surveillance au niveau des structures. Mais, en dehors de ces ouvrages exceptionnels, la culture de suivi n'est pas encore entrée dans les mœurs – même en France.

« La durabilité des structures est encore une science de garage, se plaît à dire Jean-François Sageau, mais le temps où l'expertise (forcément après accident) laissera sa place au suivi préventif (forcément avant accident) n'est plus loin ».

Ce que préconise SITES, c'est une surveillance dès la phase de construction, démarche qui est encore rare mais commence à se faire plus présente sur les chantiers des grands ouvrages de génie civil, en béton ou en acier ou dès que la structure commence à donner des signes de fatigue ; dans le domaine des monuments historiques par exemple.

« C'est le cas, par exemple du viaduc de Millau, indique Jean-François Sageau, pour lequel Eiffage TP, qui est à la fois constructeur et concessionnaire de l'ouvrage, s'est préoccupé dès la



**1- Le viaduc de Millau fait l'objet d'une surveillance continue depuis sa construction.**

construction du devenir de ce grand ouvrage ». D'une manière plus générale, SITES intervient pour dresser un état des lieux de la structure d'un ouvrage, quel qu'il soit, indépendamment de celui qui peut être assuré parallèlement par le constructeur, afin de vérifier que la structure remplit sa fonction et ses obligations.

Sa prestation peut aller jusqu'à la phase de déconstruction qui peut être rendue délicate s'agissant d'ouvrages en béton précontraint ou de structures complexes.

#### UNE EXPERTISE INDÉPENDANTE

À la différence d'un bureau de contrôle qui concentre son action sur la conformité d'un ouvrage au cahier des charges ou à la réglementation, l'équipe de SITES adopte, à l'égard de ce dernier, une démarche identique à celle d'un médecin face à un patient : il l'ausculte, rend son diagnostic impartial, puis met en place des actions de suivi ou les préconisations de réparation si nécessaire. Son impartialité technique, fondement même de sa crédibilité, découle du fait qu'elle est indépendante, tant du maître d'ouvrage que du constructeur ou de l'exploitant. De plus, SITES n'est pas liée

## SITES EN BREF

**Créée en 1984 par Jean-François Sageau, SITES (Société d'Instrumentation et de Traitement d'Essais sur Sites) est basée à Rueil-Malmaison, dans les Hauts-de-Seine. L'entreprise emploie 180 personnes – ingénieurs et techniciens – s'intéressant tous à la santé des structures et dont les profils sont complémentaires. Jean-François Sageau est assisté à la tête de l'entreprise par Marie-Hélène Inchauspé, directrice générale, et Hervé Lançon, directeur technique.**

**SITES réalise un chiffre d'affaires annuel de 19 millions d'euros et dispose de quatre agences (Rueil-Malmaison, Marcq-en-Baroeul, Ecully, Chinon et Marseille) et trois bureaux (Gravelines, Flamanville et Chinon) ainsi que d'une filiale à Canton, en Chine, depuis 2009.**

**9 % de son personnel fait de la recherche et l'entreprise dispose d'une base de données, d'une antériorité de 25 ans, unique au monde sur les structures nucléaires et les grandes structures.**

## DES RÉPONSES À QUATRE QUESTIONS

**SITES répond aux quatre questions que tout propriétaire ou exploitant de structures, d'équipements ou d'environnements se posent :**

- 1- Comment connaître l'état des structures ?**
- 2- Comment surveiller leur évolution ?**
- 3- Quelles actions à mettre en place et quand ?**
- 4- Comment suivre les actions préconisées ?**

à une seule compétence technique mais maîtrise toutes les compétences nécessaires au contrôle, au diagnostic, à la surveillance.

Les désordres survenus dans l'aérogare 2 E de Roissy - Charles de Gaulle constituent une illustration de cette faculté. « Dans le cas de ce sinistre, indique Jean-François Sageau, les participants à la phase de construction étaient multiples, du maître d'ouvrage aux entreprises. SITES a été choisie pour ses compétences mais aussi pour son indépendance : elle a expertisé le bâtiment sur le plan technique et fourni aux experts la matière scientifique à exploiter ultérieurement dans le cadre de la procédure judiciaire ».

#### UNE POLYVALENCE DE COMPÉTENCES

Les domaines dans lesquels intervient l'entreprise mettent en évidence ses compétences et ses spécificités.

Dans le nucléaire, SITES participe au côté d'EDF et en étroite collaboration avec ses services techniques, depuis 25 ans, au suivi de l'ensemble des enceintes d'EDF et du génie civil en général, y compris les réfrigérants atmosphériques pour lesquels elle a ▷



3



4

d'ailleurs développé des techniques dédiées. « Le cas du nucléaire est bien particulier, précise Jean-François Sageau. Il faut savoir que, dans le nucléaire, une fissure qui n'est pas dangereuse pour le génie civil, peut avoir des conséquences graves si elle occasionne une fuite, d'où la nécessité de mettre en place une surveillance de nature différente. ».

L'activité « barrages » est importante en France, où tous les sites sont gérés par EDF mais aussi à l'étranger, notamment au Canada ou en Espagne.

Pour les ouvrages d'art, l'intérêt de l'entreprise est éclectique puisqu'il s'applique aussi bien au PS ou PI classique d'autoroute qu'à de très grands ouvrages tels que le pont de Radès – La Goulette, le plus grand de Tunisie, où l'entreprise a mis en place une instrumentation comparable à celle du viaduc de Millau.

Pour ce pont, l'entreprise japonaise Taisei Corp. a commandé à SITES dès le stade de la construction un système complet de monitoring.

Les aéroports constituent l'un des domaines de prédilection de Jean-François Sageau et de ses équipes.

En effet, il s'agit d'ouvrages prémonitoires au niveau de l'architecture et souvent de plus en plus audacieux sur le plan technique pour lesquels une expertise de haut niveau est quasiment indispensable dès le stade de la construction, ou devrait être envisagée comme telle.

Sous le vocable « structures com-

plexes », SITES fait référence à des constructions aussi différentes que le hall métallique de l'Airbus A380 à Toulouse, la Pyramide du Louvre ou le Musée du Quai Branly à Paris, voire le Ministère des Finances, pour lesquels elle a réalisé une ingénierie complète de monitoring.

« Pour le hall de l'A380 ou pour le ministère des finances de Bercy, ces ouvrages exceptionnels par leur taille ou audacieux par leur architecture, par exemple, indique Jean-François Sageau, ont mis en évidence des modes de vibrations au sein des sous-structures qui pouvaient à la longue fatiguer la structure ou l'empêcher de remplir ses fonctions ; à chaque fois, des solutions innovantes ont été trou-

vées et mises en place avec le maître d'ouvrage.

Pour les tunnels et les transports urbains, SITES propose des moyens de surveillance basés sur des technologies innovantes (fibres optiques, mms, ...) bien adaptées au caractère linéaire des structures.

Les environnements naturels tels que les falaises sujettes à des chutes de blocs font appel à des techniques bien particulières développées conjointement avec le CNRS.

Il en est de même des monuments historiques qui nécessitent, pour chaque intervention, le développement de techniques d'auscultation et de surveillance tout aussi différentes que les structures sur lesquelles elles sont appliquées.

**3- SITES a réalisé une expertise complète à la suite des désordres survenus sur l'aérogare 3 E de Roissy - Charles de Gaulle.**

**4- L'entreprise a un savoir faire unique dans la surveillance du génie civil nucléaire.**

**5- Pour les réfrigérants atmosphériques, les barrages, les ouvrages d'art l'entreprise a développé une technologie innovante pour cartographier les dégradations et les défauts géométriques à distance : Le SCANSITES 3D.**

**6- L'entreprise japonaise Taisei Corp. a commandé à SITES un système complet de monitoring pour le pont de Radès-La Goulette en Tunisie.**

**7a & b- Sur les monuments historiques, SITES propose une méthodologie spécifique et sur mesure adaptée à la nature de ces ouvrages souvent vieux de plusieurs centaines ou milliers d'années.**



**JEAN-FRANÇOIS SAGEAU,  
PRÉSIDENT DE SITES**



5



6

Quant aux structures industrielles, elles relèvent, elles aussi, de problématiques spécifiques liées à l'activité des installations, qu'il s'agisse de cheminées, de torches de raffinerie, de réservoirs de stockage, de tuyauteries, d'installations pétrolières...

L'une des caractéristiques des interventions de SITES sur ce type de structures est qu'elles se font presque toujours sur des installations en fonctionnement qu'il est d'ailleurs impossible d'arrêter. D'où la mise au point de dispositifs d'instrumentation utilisables quelles que soient les conditions environnantes.

#### QUEL INTÉRÊT POUR LE CLIENT ?

À la différence d'un expert qui intervient presque toujours « après » l'accident,

Jean-François Sageau souhaite que l'on fasse appel aux compétences de SITES de façon préventive, dès la phase de construction.

Ceci permettrait à ses clients d'optimiser la maintenance de leurs ouvrages tandis que, parallèlement, la sécurité sous toutes ses formes des ouvrages concernés serait améliorée.

Ainsi, le patrimoine s'en trouverait-il valorisé puisque l'ouvrage serait conservé dans son intégrité tandis que sa structure serait suivie tout au long de sa vie grâce à un monitoring permanent.

Lorsque cette intervention est réalisée après l'apparition des premiers désordres, le résultat est tout aussi satisfaisant mais nécessite la mise en œuvre de

moyens plus complexes et donc plus coûteux.

En conclusion, ce métier requiert des innovations et une veille technologique importante, ainsi qu'un partenariat étroit avec les chercheurs, les laboratoires, les services techniques des grands maîtres d'ouvrage comme EDF et les sociétés innovantes en instrumentation.

Il s'agit bien d'un métier neuf et innovant, porté par une PME leader sur son marché dans un secteur aussi « traditionnel » que celui du génie civil : l'exemple de l'entreprise SITES est édifiant. □

1- SITES : Société d'Instrumentation et de Traitement d'Essais sur Sites.

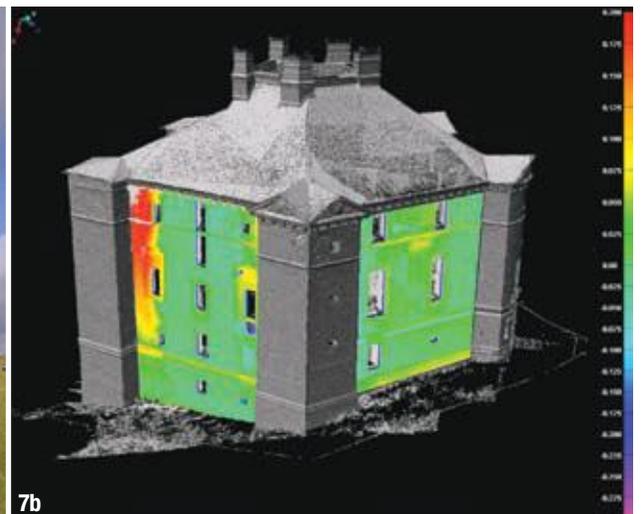
## 9 GRANDS DOMAINES D'EXPERTISE

Les marchés concernés par l'expertise de SITES peuvent se répartir en 9 grands domaines :

- Nucléaire
- Ouvrages d'art
- Barrages
- Structures industrielles
- Structures complexes
- Tunnels et unités enterrées
- Aéroports
- Environnements naturels
- Monuments historiques



7a



7b

# MANTILLE MÉTALLIQUE POUR UN PONT SANS APPUIS, RÉSILLE SANS SOUTIEN, LANÇAGE ET RAMAGE

REPORTAGE DE DELPHINE DÉSVEAUX

À CHOISY-LE-ROI, LE NOUVEL OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT DES LIGNES FERROVIAIRES EST UN PONT-ROUTE À POUTRES LATÉRALES MÉTALLIQUES SANS APPUIS INTERMÉDIAIRES. EN RAISON DE L'EXIGUÏTÉ DE LA PLATE-FORME DE CONSTRUCTION, LE LANÇAGE S'EST EFFECTUÉ EN DEUX FOIS À L'AIDE D'UN AVANT-BEC.



A 12 km en amont de Paris, Choisy-le-Roi est avec Paris la seule commune de la petite couronne à s'étendre de part et d'autre de la Seine. Pourtant, ce n'est pas le fleuve que franchit cet ouvrage, premier pont dessiné par l'architecte Jacques Ferrier, mais les voies ferrées du RER C. Jusqu'alors isolé entre les rails et la Seine, le quartier du Port qui vient d'être récemment réhabilité est ainsi relié à l'avenue Anatole France, au cœur du centre-ville.

Cet ouvrage se compose d'une voie de circulation dans chaque sens encadrée de part et d'autre de larges trottoirs. Une des particularités de l'infrastructure repose sur le fait que son franchissement ne nécessite pas de soutien :

la structure métallique, suffisamment solide pour agir comme une poutre isostatique, franchit sans piles les voies entre les deux rives, trafic ferroviaire oblige ! Autre avantage de cette solution : sa rapidité d'assemblage et son esthétique.

L'infrastructure est en effet habillée d'une mantille argentée en aluminium perforé qui recouvre l'ossature peinte en vert. La nuit, des tubes fluorescents filants incrustés dans la charpente illumineront le pont.

### UN PONT-ROUTE À POUTRES LATÉRALES

De part et d'autre des voies ferrées, des culées en béton armé sont fondées sur pieux à 20 mètres de profondeur.

Les pieux ont été réalisés par la méthode dite de la tarière creuse : le forage s'effectue avec une vis continue. Le béton est mis en œuvre depuis la pointe de forage de manière à se substituer au terrain évacué par la vis.

Enfin, la cage d'armature est mise en place à la grue et plongée, par son poids propre, dans le béton frais.

À l'arrière, connectant le réseau viaire à l'infrastructure, une rampe d'accès prolonge chacune des culées.

À un niveau intermédiaire, une plateforme sert à préparer l'ouvrage et aux phases de lancement de la structure.

Longue de 70 m et large de 12,2 m, cette dernière se compose d'un assemblage de cinq poutres métalliques (PRS de 12 à 15 m de long x 4,50 m de haut),

de 70 traverses (H 400) boulonnées et de pré-dalles en béton.

Les poutres PRS ont été transportées par convoi exceptionnel depuis l'usine Eiffel de Lauterbourg.

D'un poids de 38 t, elles ont nécessité la présence de 2 grues de 100 t pour le déchargement et la mise en place. Elles ont été soudées sur site dans des cabanes de soudage pour se protéger des intempéries.

### LE LANCÉAGE

Le tablier est mis en place par lancement.

En raison de la faible emprise du chantier, il a fallu lancer le pont en deux temps pour permettre la construction du tablier. Depuis le premier lancement - nuit du 5 au 6 novembre 2009-, ▷



## QUELQUES CHIFFRES

### OUVRAGE

**LONGUEUR : 72 m**

**LARGEUR : 12,2 m**

### GÉNIE CIVIL

**REMBLAIS RENFORCÉS : 180 m<sup>3</sup>**

**REMBLAIS COURANTS : 8 000 m<sup>3</sup>**

**BÉTON ARMÉ : 1 000 m<sup>3</sup>**

**ARMATURES : 120 t**

**CULÉE : 300 t béton**

**FONDACTIONS : 7 pieux Ø 1 000**

**DALLE : 600 t béton**

**HABILLAGÉ : 1 800 m<sup>2</sup> feuilles d'aluminium**

### STRUCTURE

**CHARPENTE MÉTALLIQUE :**

**650 t acier**

**AVANT BEC : 42 m**

**POUTRES PRS : 12 m à 15 m long,**

**4,50 m haut, 38 t**

### MONTANT TRAVAUX

**5,5 M €**

## PRINCIPAUX INTERVENANTS

**MAÎTRISE D'OUVRAGE :**

**SADEV 94 Ville de Choisy**

**ASSISTANCE MAÎTRE D'OUVRAGE :**

**COTEBA / SNCF**

**TYPE DE MARCHÉ : Conception réalisation**

**avec maîtrise d'œuvre intégrée**

**GROUPEMENT : EIFFAGE TP Ile-de-France**

**(Génie Civil) (Mandataire) / EIFFEL (construction**

**métallique) / SECOA (Maîtrise d'œuvre) /**

**Jacques Ferrier Architectures**

## MÉTHODOLOGIE DU LANCEMENT

- Lancement (21 m)
- Accrochage du treuil de retenue
- Lancement (7 m)
- Positionnement de l'avant bec sur la culée
- Lancement (2 m)
- Démontage de la première partie de l'avant bec (6 m) pour dégager l'avenue Anatole France (4 parties au total)
- Avancement (13 m)
- Démontage de la 2<sup>e</sup> partie de l'avant-bec (12 m)
- Lancement final (22 m) et mise en sécurité du pont

## APRÈS LE LANCEMENT ET SANS COUPURE

- Dévérinage
- Démontage des appuis provisoires
- Fixation sur les appuis définitifs

## UNE APPLICATION RÉELLE DE LA THÉORIE

Les élèves de seconde année de l'ESTP, section conducteurs de travaux publics, ont visité le chantier en cette froide journée d'hiver. Parmi les trois sorties prévues dans l'année, ils ont particulièrement apprécié celle-ci, la première, qui leur permet de passer de la théorie à la pratique et qu'elle vient mettre en application concrète leur cours, notamment celui de M. Leducq, professeur de construction métallique, qui les accompagne. Cette visite aura été d'autant plus instructive qu'elle les aide pour leur projet de fin d'année. Ils doivent en effet concevoir une passerelle piétons (compréhension du mode constructif, dessin, calculs, chiffres, étude des conditions de mise en œuvre, emprises du chantier, aires de stockage, soutenance devant un jury...).

les premiers éléments étaient en suspension au-dessus des voies ferrées du RER C.

Ce premier tronçon de 30 mètres a été tiré au-dessus des voies ferrées avec un avant-bec de 42 m, dégagant ainsi de l'espace sur la plate-forme arrière pour construire le reste du pont.

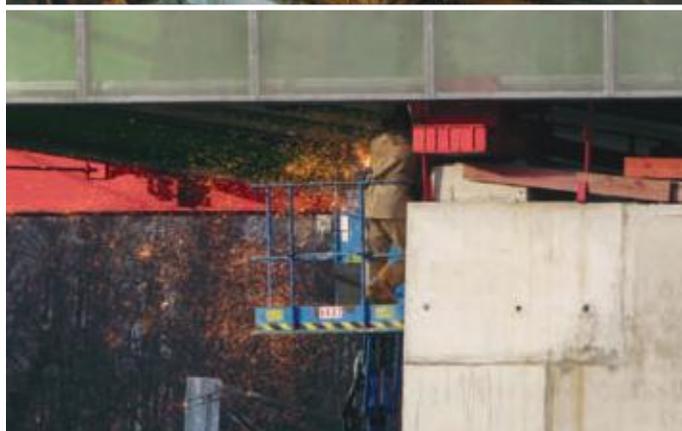
La structure amenée en porte-à-faux au-dessus des voies ferrées ne reposait sur aucune pile intermédiaire grâce aux 20 m de pont restant assemblés sur la plate-forme et à un contrepoids de 35 t qui permettaient l'équilibre de l'ensemble.

Dans la nuit du 18 au 19 janvier dernier, les dernières travées (5 tronçons) ont été poussées. Initialement prévu pour durer deux nuits, le lançage s'est finalement déroulé en un temps record « Malgré la vitesse d'avancement (40 m/h) et le nombre de tâches complexes à exécuter (cf. encadré), auquel

s'est ajouté un retard de 2 h pour la condamnation des voies, initialement prévue de 23 h à 4 h 30, il n'aura finalement fallu que 2 h 30 pour parcourir les 65 m, explique Marc Weber, chargé d'affaires Constructions Métalliques chez Eiffel.

L'avancement se fait par le biais de deux treuils, un qui tire et un qui retient, et de quatre appuis à grain avec patins de glissement en téflon » « L'effort pondéré de traction représente environ 45 t pour tirer les 750 t du pont » calcule Jacques Leducq, professeur de construction métallique à l'ESTP.

Viendra ensuite le temps de l'habillage de l'ouvrage d'art, avec les réseaux, le coulage en place d'une dalle de béton (50 cm), l'étanchéité, l'enrobé de la chaussée et des trottoirs teints en vert, de la même couleur que les parois, et le raccordement aux routes. La livraison est prévue en juin 2010. □





# LGV RHIN-RHÔNE BRANCHE EST, TRONÇON C : ÉTUDES DU VIADUC DE LA SAVOUREUSE

AUTEURS : CHRISTOPHE CEZARD ET NABIL YAZBECK, INGÉNIEURS OUVRAGES D'ART, EGIS JMI

AU SUD DE L'AGGLOMÉRATION BELFORTAINE, LA LGV RHIN-RHÔNE TRAVERSE LA VALLÉE DE LA SAVOUREUSE PAR UN VIADUC DE 792 M. LES NOMBREUX OBSTACLES DE LA VALLÉE SONT FRANCHIS PAR DES TRAVÉES RÉGULIÈRES DE 66 M. LE TABLIER EST CONSTITUÉ DE POUTRES MÉTALLIQUES EN CAISSON PLACÉES DE PART ET D'AUTRE DES VOIES, ET RELIÉES PAR UN HOURDIS EN POUTRELLES ENROBÉES. LES POUTRES PORTEUSES SONT ENCASTRÉES SUR DES BÉQUILLES INCLINÉES QUI CONVERGENT DANS L'AXE DES PILES, FORMANT LES TÉTRAPODES QUI FONT L'ORIGINALITÉ DU VIADUC. DE NOMBREUX CALCULS ONT ÉTÉ NÉCESSAIRES POUR JUSTIFIER LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DE L'OUVRAGE SOUS LE CONVOI UNIVERSEL A DE L'EUROCODE 1 ET SOUS LES TRAINS RÉELS, POUR DES VITESSES ALLANT JUSQU'À 420 KM/H. À L'EXÉCUTION, LE PROJET INITIAL A ÉTÉ LÉGÈREMENT MODIFIÉ. LE SCHÉMA STATIQUE A ÉTÉ MODIFIÉ, LES POUTRES PORTEUSES DU TABLIER ONT ÉTÉ ALLÉGÉES, ET LES POUTRELLES ENROBÉES ONT ÉTÉ REMPLACÉES PAR UNE STRUCTURE TRANSVERSALE PLUS RIGIDE, CONSTITUÉE D'UNE DALLE MINCE SUPPORTÉE PAR DES PIÈCES DE PONT RAPPROCHÉES.

## INSERTION DANS LE PAYSAGE

Sur le tronçon C de sa branche est, entre les villages de Bermont et de Trévenans (territoire de Belfort), la nouvelle ligne ferroviaire à grande vitesse Rhin-Rhône franchit la vallée de la Savoureuse par un viaduc de près de 800 m. L'insertion du viaduc dans le paysage de la vallée est rendue délicate par la géométrie de la ligne (tracé

biais, descendant, peu éloigné du sol) et par l'occupation déjà très dense des lieux. C'est pourquoi les engagements de l'État prévoyaient de réaliser une étude architecturale et paysagère. À cette fin, le maître d'ouvrage, Réseau ferré de France, a organisé en 2004 un concours de conception, mettant en compétition trois équipes pluridisciplinaires associant architectes, pay-

sagistes et ingénieurs. Au terme de ce concours, le maître d'ouvrage a confié à l'équipe composée de Egis JMI (nouvelle désignation de Jean Muller International), Wilkinson Eyre Architects et Alfred Peter, paysagiste, un marché de maîtrise d'œuvre particulière, limité à la phase de conception et au visa des études d'exécution. La consultation des entreprises, la préparation du marché

et la direction des travaux sont restés à la charge du bureau d'ingénierie Setec TPI, qui assure également la maîtrise d'œuvre générale de l'ensemble du tronçon C.

La vallée de la Savoureuse relie les agglomérations de Montbéliard et de Belfort. Elle est empruntée par de nombreuses voies de communication (autoroute A 36, canal de la Haute-



## CONCEPTEURS

**EGIS JMI**  
**Christophe Cezard**  
**Nabil Yazbeck**  
**Bertrand Louppe**  
**Gilles Frantz**  
**Frédéric Manuel**  
**Jean-Marc Tanis**

## ARCHITECTE

**WILKINSON EYRE ARCHITECTS**  
**Jim Eyre**  
**Sébastien Ricard**

## PAYSAGISTE

**ALFRED PETER PAYSAGISTE**  
**Alfred Peter**

Saône, RN 437, RD 25...) et par des réseaux importants. Entre les anciens villages ruraux, des zones commerciales, artisanales ou pavillonnaires se sont développées le long des routes (figure 2). Comme l'indiquait dès 2000 le dossier de DUP, « le choix d'un long viaduc s'impose pour franchir les obstacles que constituent les différentes infrastructures ». À l'ouest, la limite de la brèche est clairement marquée par un versant relativement abrupt et boisé, que la LGV entaille par un long déblai dont la profondeur dépasse 20 m. Ce déblai, qui a reçu le nom de tranchée de Bermont, s'achève au PK 16+500.

À l'est, la pente du versant est beaucoup plus douce. Le profil en long de la ligne se rapproche lentement du terrain naturel, occupé par des pâtures ; il ne le rejoint qu'au PK 18+320.

Dans cette vallée en voie d'urbanisation rapide, les bois du versant ouest et les prairies du versant est contribuent à conserver aux paysages leur caractère rural. D'autre part, la rivière et le canal constituent des coulées de verdure propices aux activités de détente.

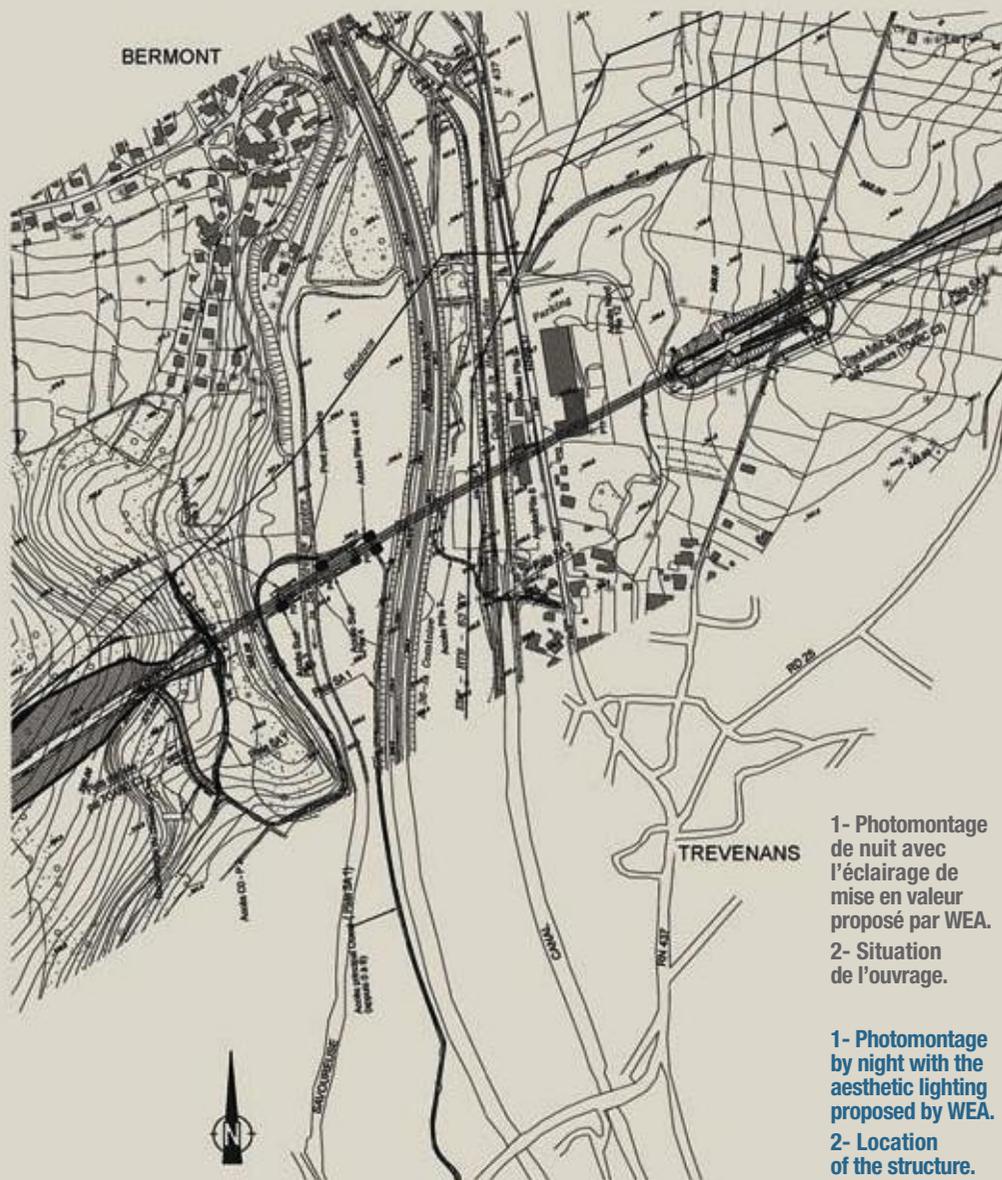
La rigidité des contraintes de tracé imposées par la grande vitesse et l'importance des charges ferroviaires confèrent à l'ouvrage une grande visibilité. Insérer la ligne dans le tissu déjà très dense de la vallée, préserver et mettre en valeur les éléments naturels qui subsistent, minimiser les effets négatifs de cette nouvelle infrastructure et, si possible, en tirer parti pour lui donner une nouvelle unité : tels ont été les objectifs des concepteurs dans l'étude architecturale et paysagère.

## CARACTÉRISTIQUES

### DE LA LIGNE À GRANDE VITESSE

Les caractéristiques de la branche est de la LGV Rhin-Rhône sont définies par un référentiel technique spécifique. La vitesse de référence de la ligne est  $V = 350$  km/h. La LGV Rhin-Rhône et la LGV Perpignan-Figueras sont les premières lignes françaises soumises aux exigences de la spécification technique d'interopérabilité du système ferroviaire transeuropéen à grande vitesse (STI) du 30 mai 2002. Celle-ci a durci les exigences relatives aux calculs dynamiques des ponts-rails : alors que, sur la LGV est, on n'envisageait qu'un petit nombre de convois réels, tous plus ou moins semblables au TGV français ou à l'ICE allemand, la STI prescrit de calculer les accélérations verticales des tabliers sous les dix convois du « train dynamique universel A » défini par l'Eurocode 1, partie 2, section 6. ▽

## SITUATION DE L'OUVRAGE



1- Photomontage de nuit avec l'éclairage de mise en valeur proposé par WEA.  
 2- Situation de l'ouvrage.

1- Photomontage by night with the aesthetic lighting proposed by WEA.  
 2- Location of the structure.

L'espacement des boggies de ces dix convois varie par pas d'un mètre de 18 à 27 m, de telle sorte que, pour un ouvrage donné, il se trouve toujours un convoi et une vitesse susceptibles d'exciter l'un des modes de vibration propres de l'ouvrage. De plus, la limite supérieure des vitesses à envisager, jusqu'ici fixée à  $V + 50 = 400$  km/h, a été portée dans la STI à  $1,2 V$ , soit 420 km/h.

### LARGEUR UTILE DE LA PLATE-FORME FERROVIAIRE

Les deux voies de la ligne sont écartées de 4,50 m. Sur l'ouvrage, une piste de 0,75 m est prévue de chaque côté des voies, à 3,05 m au moins de l'axe de la voie la plus proche. La largeur minimale de la plate-forme ferroviaire entre lisses des mains courantes de sécurité est alors de 12,30 m.

Sur les remblais d'accès, le bord intérieur de la piste doit être à 3,80 m de l'axe de la voie la plus proche. La largeur minimum de la plate-forme à l'interface entre la couche d'assise et le ballast est de 13,90 m.

### PROFILS EN TRAVERS DE LA PLATE-FORME

Les voies sont constituées de longs rails soudés UIC 60, fixés tous les 60 cm sur des traverses en béton. Elles sont posées sur ballast.

De part et d'autre du viaduc, le ballast repose sur une structure d'assise de 55 cm d'épaisseur, mise en œuvre sur l'arasement des terrassements.

Elle est déversée en toit, avec une pente de 4 %. Sur ouvrage, le dévers de la dalle supportant le ballast est réduit à 1 %.

L'épaisseur du ballast en tout point doit être au moins égale à 30 cm en zone courante, et à 40 cm sur ouvrage. Compte tenu des tolérances d'exécution de la plate-forme et de mise en œuvre du ballast, on a pris en compte pour l'étude une épaisseur de 45 cm.

Suivant l'effet recherché, la masse des voies et du ballast est pondérée par 1 ou 1,3 pour obtenir la valeur caractéristique à considérer dans les calculs.

### GÉOMÉTRIE DE LA LIGNE AU FRANCHISSEMENT DE LA VALLÉE

Le tracé en plan et le profil en long de la ligne sont définis par un point P situé dans l'axe de la plate-forme ferroviaire, à 2,25 m de l'axe de chaque voie.

En section courante des terrassements, ce point est à l'interface entre la couche d'assise et le ballast. Sur ouvrage, du fait des particularités du profil en travers, il se trouve 165 mm au-dessus de la surface de la chape d'étanchéité de la dalle. Sur presque toute la longueur de la brèche, du PK 16+386 au PK 17+964, le tracé en plan retenu est en courbe de rayon constant, égal à 11 000 m. Ce rayon est encadré par deux raccordements progressifs en clothoïde. Les voies doivent présenter de ce fait un dévers de 100 mm (le dévers est la dénivellation entre les rails, distants de 1 507 mm).

### PROFIL EN LONG DE LA PLATE-FORME

Afin de limiter la hauteur des remblais à l'est de l'ouvrage, le profil en long

est en cuvette au passage de la vallée. Il se raccorde, à l'ouest, à une pente descendant d'ouest en est à 2,62 % jusqu'au PK 16+995, et, à l'est, à une rampe montant d'ouest en est à 0,7 % à partir du PK 17+825.

Le schéma statique retenu par Egis JMI découpe le viaduc en plusieurs tronçons de faible longueur dilatable.

Ainsi, les voies constituées de longs rails soudés peuvent le franchir sans l'aide d'appareils de dilatation.

Il a donc été possible de raccorder ces deux déclivités par un rayon unique de 25 000 m, long de 830 m. Le point bas se trouve sur le remblai d'accès est, au PK 17+650, à 4,45 m au-dessus du sol.

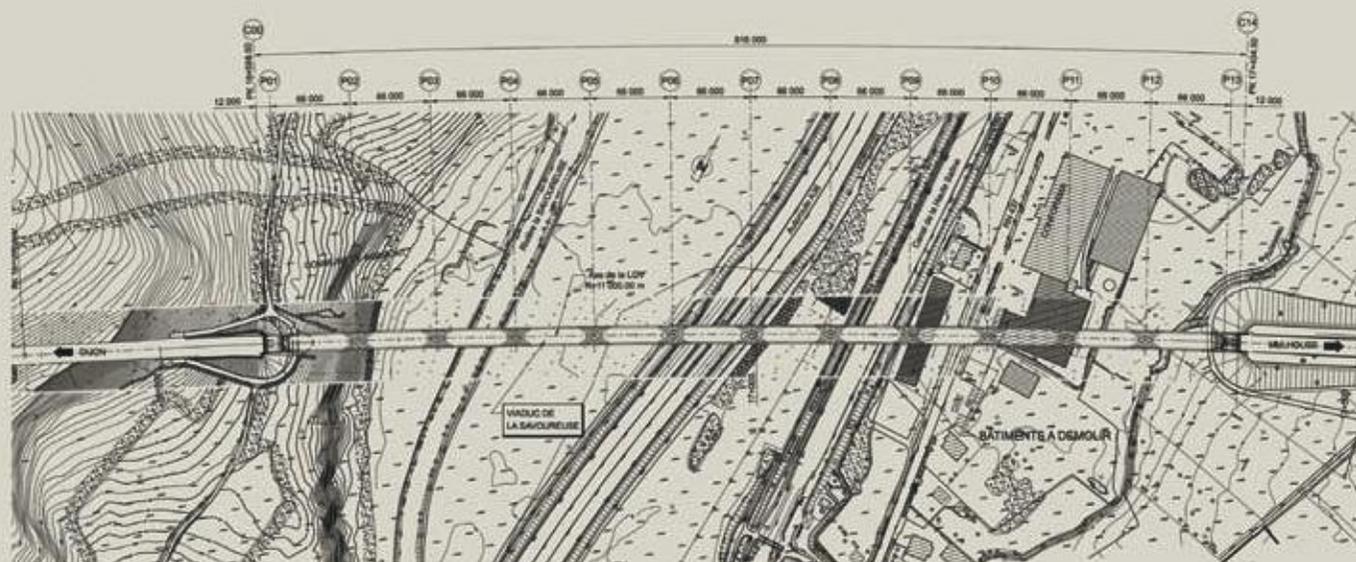
### ÉQUIPEMENTS DES OUVRAGES

Les réseaux d'exploitation sont placés de part et d'autre des voies dans des caniveaux préfabriqués en béton dont les dimensions sont les mêmes d'une LGV à l'autre.

Les supports des caténaires sont fixés sur des poteaux constitués d'un profilé

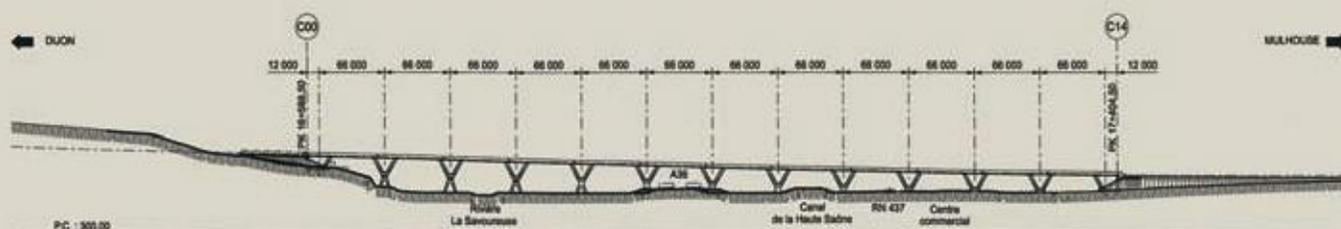
3

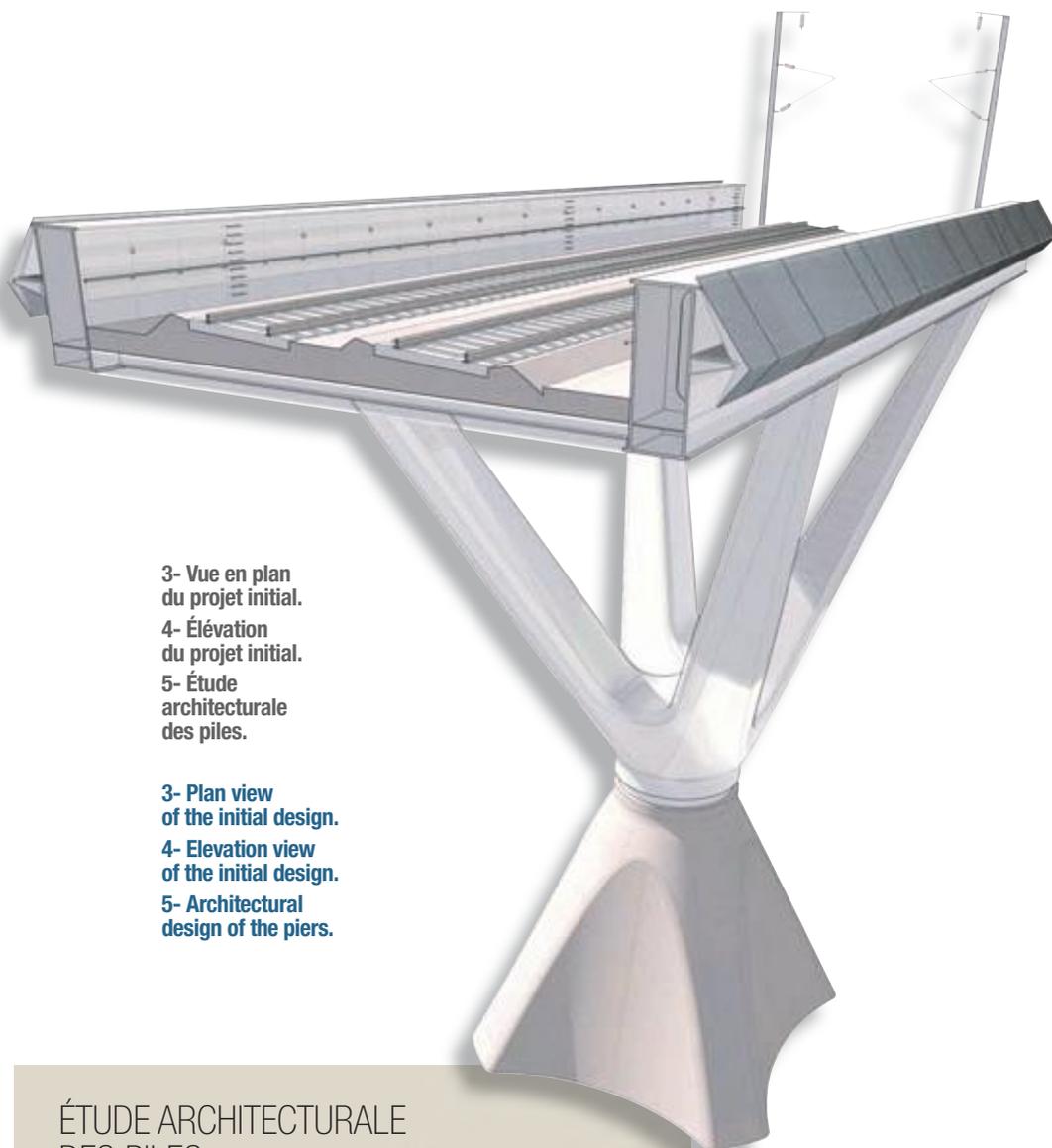
## VUE EN PLAN DU PROJET INITIAL



4

## ÉLÉVATION DU PROJET INITIAL

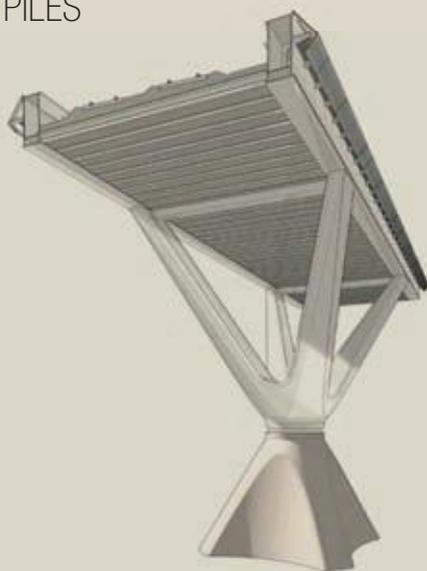




3- Vue en plan du projet initial.  
4- Élévation du projet initial.  
5- Étude architecturale des piles.

3- Plan view of the initial design.  
4- Elevation view of the initial design.  
5- Architectural design of the piers.

## ÉTUDE ARCHITECTURALE DES PILES



5

HEB 320 de 10 m scellé sur un massif en béton armé. Certains sont munis d'un appareil tendeur.

La distance entre le profilé et l'axe de la voie la plus proche doit être au moins égale à 2,62 m. L'espacement des poteaux, compris habituellement entre 40 et 45 m, a pu être adapté au rythme des travées conformément aux

souhaits de l'architecte.

Pour assurer la protection électrique des ouvrages, leurs parties métalliques doivent être mises à la terre.

La dalle en béton armé du tablier est protégée par un complexe d'étanchéité constitué d'une chape adhérent au support et d'une contre-chape de protection lourde anti-poinçonnement.

### Écrans de protection phonique et écrans pare-ballast

Une protection phonique est exigée de part et d'autre des voies sur toute la longueur du viaduc. En rive nord de la plate-forme, elle se poursuit sans discontinuité sur le remblai d'accès ouest jusqu'à l'orée de la tranchée.

Les écrans de protection s'élèvent jusqu'à 1,10 m au moins au-dessus du rail le plus haut. Sur le viaduc, les écrans de protection phonique servent aussi d'écrans pare-ballast destinés à retenir les pierres projetées par le passage des trains, ainsi que de garde-corps pour le personnel d'entretien.

À ce titre, ils sont équipés d'une main courante fixée à 1 m au-dessus de la piste. La hauteur des pare-ballast au-dessus de la piste qu'ils bordent est au moins égale à 1,50 m.

### ACCÈS AUX OUVRAGES EN EXPLOITATION

Pour pouvoir inspecter les viaducs sans interrompre l'exploitation des lignes à grande vitesse, la SNCF a fait l'acquisition d'une passerelle mobile MOOG, qui peut circuler sur les tabliers sans engager le gabarit ferroviaire. Elle est équipée d'un bras télescopique et orientable qui permet d'examiner l'in-

trados et les faces latérales des tabliers, les appareils d'appui et les piles.

Cependant, elle n'est pas utilisable lorsque les tabliers comportent des poutres latérales hautes et larges. Il faut dans ce cas recourir à des nacelles télescopiques automotrices.

Un accès permanent sous l'ouvrage doit être assuré, dans des conditions qui permettent d'examiner toutes les surfaces extérieures. Les volumes intérieurs des piles et des culées doivent pouvoir être inspectés. Il en va de même pour ceux des poutres-caissons métalliques, sauf lorsque leurs dimensions sont trop faibles pour le passage d'un homme. Pour amener à pied d'œuvre le matériel d'inspection et d'entretien des voies, des plates-formes rail-route reliées à la voirie locale sont prévues de part et d'autre du remblai d'accès est. Elles ont été utilisées pour la construction du tablier du viaduc, assemblé sur ce remblai. Elles permettront également l'accès des secours en cas d'accident sur la ligne.

À l'extrémité ouest du viaduc, à l'orée de la tranchée, deux rampes de caractéristiques réduites sont également prévues pour permettre l'accès des véhicules de secours.

### CONTRAINTES ANTHROPIQUES

Au PK 16+965, l'axe de la ligne coupe celui de l'autoroute A 36 suivant un biais de 57 grades. À cet endroit, l'autoroute est en remblai, à 4 m environ au-dessus du terrain naturel ; le profil en long de la LGV passe à une vingtaine de mètres au-dessus de la chaussée. La largeur droite de la plate-forme est d'une cinquantaine de mètres entre pieds des talus (figure 3).

L'autoroute, qui comportait initialement deux voies dans chaque sens, a été élargie par l'intérieur à 2 x 3 voies au début de la construction du viaduc.

Des écrans de protection phonique ont aussi été installés en crête des talus du remblai.

La société concessionnaire, Autoroutes Paris Rhin Rhône, a été associée dès la phase de concours au choix de la solution de franchissement. Des réunions de concertation ont permis de coordonner les travaux du viaduc et de l'autoroute, et de fixer les mesures de sécurité à prendre pendant les travaux.

Au PK 17+095, la ligne coupe le canal de la Haute-Saône, désaffecté, suivant un biais de 72 grades. Le plan d'eau du canal se trouve à 17 m sous le profil en long de la ligne, et à 3,5 m au-dessus du terrain naturel.

Il est contenu par deux digues en remblai supportant les chemins de halage, transformés en pistes cyclables.

La largeur droite du canal est de 17 m entre berges, et d'une quarantaine de mètres entre pieds des digues. Compte tenu de la vétusté de l'ouvrage, il convenait d'éviter tout déblai et toute surcharge susceptibles de compromettre l'étanchéité ou la stabilité des digues. Là encore, le gestionnaire du canal, Voies navigables de France, a été associé dès la phase de concours au choix de la solution de franchissement. À sa demande, l'étanchéité de la digue a été renforcée au début des travaux du viaduc par un rideau de palplanches de 60 m de longueur.

Au PK 17+175, la LGV coupe l'ancienne RN 437 suivant un biais de 79 grades. Son profil en long passe à 18 m environ au-dessus de la chaussée. Celle-ci a 8 m de large et ne comporte qu'une voie dans chaque sens, mais la circulation est intense.

Parmi les réseaux à franchir, l'obstacle le plus important était, au milieu de la brèche, une ligne électrique aérienne à trois câbles de 63 kV qu'il a fallu enterrer avant le démarrage des travaux du viaduc, le profil en long de la LGV n'étant pas compatible avec les gabarits d'isolement.

Il a aussi fallu protéger une conduite de gaz de 150 mm et une ligne électrique enterrée de 20 kV qui passaient sous le futur remblai est, ainsi qu'une conduite d'eau potable de 600 mm située entre le canal et l'A 36. Enfin, de nombreux réseaux longeaient la RN 437. Les travaux de repérage et de déviation ont duré plusieurs semaines au démarrage du chantier.

#### Activités commerciales le long de la route nationale

À l'est de la RN 437, la nouvelle ligne survolait, sur une longueur de 70 m environ, la halle abritant la réception des marchandises et le service après-vente d'un grand magasin d'ameublement. Il aurait été très onéreux d'exiger que la construction du viaduc n'affecte pas ce bâtiment, car il eût fallu pour le franchir une travée d'une centaine de mètres de portée. Il eût été plus coûteux encore de déplacer l'ensemble du magasin.

RFF a donc accepté de prendre en charge la démolition de la halle, qui a été incluse dans le marché de travaux du viaduc. Les services correspondants ont été transférés dans un nouveau hangar, construit au nord du bâtiment principal, où l'activité du magasin a été

maintenue pendant toute la durée des travaux.

Aucune reconnaissance préalable n'a pu être effectuée dans l'emprise de la halle. Si la géologie est restée sans surprises, de nombreux réseaux non répertoriés ont été découverts à l'ouverture des fouilles.

Les magasins de taille plus modeste implantés à l'ouest de la route ont pu être achetés en totalité au démarrage des travaux, avec les parcelles qu'ils occupaient.

#### CONTRAINTES GÉOLOGIQUES

La vallée de La Savoureuse est le lieu d'un grand accident tectonique, d'orientation générale NNE-SSO.

Les abrupts qui marquent le versant ouest correspondent à des plans de faille. Mais d'autres lignes de fracture, masquées par les alluvions de la rivière, découpent aussi les marnes et les calcaires qui constituent le substratum de la vallée.

Du fait de cette histoire géologique mouvementée, la géométrie et l'état d'altération des différents matériaux du sous-sol sont très variables. À l'ouest, le massif rocheux du bois de Bermont est constitué de bancs de marnes et de calcaires, faiblement inclinés vers l'est. Dans la zone concernée par les travaux, deux plans de faille principaux d'inclinaison quasi verticale délimitent deux gradins qui dominent la rivière.

Leurs bords sont découpés en festons par des fractures secondaires, orientées suivant deux directions bien perceptibles dans la topographie.

Dans la plaine alluviale de La Savoureuse, large de près d'un kilomètre, le substratum jurassique est recouvert par 5 à 10 m d'alluvions, d'autant plus

argileuses et lâches que l'on approche de la surface. Il est altéré et fracturé sur une épaisseur variable de 2 à 8 m. Sa surface est irrégulière, striée de fissures remplies d'argile et de cailloutis. Jusqu'à la RD 25, le versant est n'est pas structurellement différent : sous des alluvions et colluvions argilo-graveleuses, on retrouve le substratum marno-calcaire à une profondeur variable de 3 à 10 m. Plus encore que dans la vallée, on observe de fortes irrégularités de sa surface, dont le niveau peut varier de 3 à 5 m entre deux forages distants de 10 m seulement.

Ces hétérogénéités résultent de l'élargissement des fractures de la roche par les circulations d'eau : après avoir dissout les matériaux carbonatés broyés qui les tapissaient, celles-ci n'ont laissé subsister que des résidus argileux.

Cette fracturation intense s'explique par la proximité d'une faille subverticale que signale l'apparition, à l'est de la RD 25, d'un substratum oligocène, plus récent que celui de la plaine alluviale.

Il a fallu multiplier les sondages pour étayer cette interprétation, et démontrer que les matériaux argileux compressibles rencontrés sous le futur remblai est ne constituaient pas une couche continue. Ainsi, le préchargement et les drains verticaux qui avaient d'abord été envisagés ont pu être supprimés.

#### Hydrogéologie

Pour suivre les mouvements des nappes, on a implanté sur le site une dizaine de piézomètres, relevés chaque mois pendant plus de deux ans. Dans le lit majeur de La Savoureuse et aux abords de la culée est, la nappe phréatique est pratiquement horizontale. Elle oscille peu (entre 335 et 336,5 NGF).

#### Karstification

Les calcaires jurassiques sont susceptibles de contenir des karsts. Or l'effondrement du toit d'une cavité souterraine ou le débouillage brutal des matériaux meubles qui la remplissent peuvent provoquer un affaissement de la plateforme ferroviaire, risque majeur pour la circulation des trains à grande vitesse. Il est donc très important de détecter et de traiter les karsts au moment des travaux.

Une première étude, effectuée par Calligée sur l'ensemble du tracé, avait signalé que le versant ouest de la vallée était principalement concerné. De fait, dès les premières reconnaissances, en 2003, des sondages ont rencontré des passages argileux de 40 cm à 1 m dans l'épaisseur de bancs calcaires, à des profondeurs variant de 7 à 14 m. Une reconnaissance par micro-gravimétrie, effectuée en mai 2004 par la

6- Attache des poutrelles enrobées du projet initial.

7- Raidissage interne de l'embase métallique.

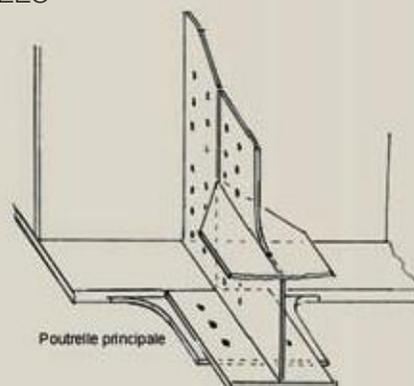
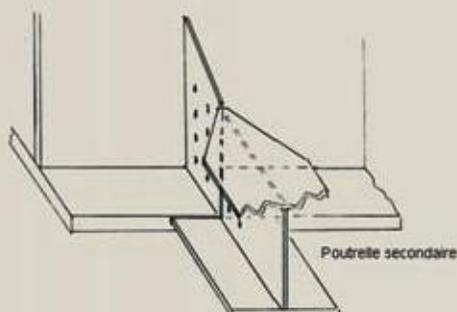
8- Modèle aux éléments finis de l'encastrement du tablier sur les béquilles (projet initial).

6- Attachment of composite joists in the initial design.

7- Internal stiffening of the steel base.

8- Finite element model of deck embedment on the struts (initial design).

### ATTACHE DES POUTRELLES ENROBÉES DU PROJET INITIAL



Compagnie générale de géophysique, a néanmoins permis d'écartier le risque de cavités de grande taille dans l'emprise du remblai ouest. Elle a été confirmée par des sondages destructifs réalisés à l'emplacement des anomalies les plus accentuées, puis, en octobre 2006, par une nouvelle reconnaissance par panneaux électriques effectuée par EDG. Dans la plaine alluviale, la recherche systématique de cavités sous les futurs appuis a confirmé la fréquence, à la surface du substratum, de zones de surcreusement ou de fracture remplies de matériaux meubles. Lors de l'exécution des fondations profondes, cette topographie très irrégulière a occasionné des difficultés.

Dans l'épaisseur du substratum, des indices de karstification ont été observés sous la plupart des piles. Cependant, les mesures géophysiques

au cylindre électrique effectuées autour d'une trentaine de forages n'ont révélé aucune anomalie qui puisse remettre en cause les dimensions des fondations.

La recherche systématique des cavités souterraines s'est poursuivie pendant les travaux, en réalisant un sondage destructif dans l'axe de chacun des pieux de fondation avant de commencer le forage. Les cavités rencontrées sont restées de petite taille, de l'ordre de quelques décimètres, plus rarement du mètre. On a rencontré très peu de vides francs : les cavités étaient presque toujours remplies de matériaux argileux.

### SISMICITÉ

Le viaduc est situé en zone I b (sismicité faible). Il est rangé dans la classe C définie par le décret du 14.5.1991. L'accélération nominale à considérer

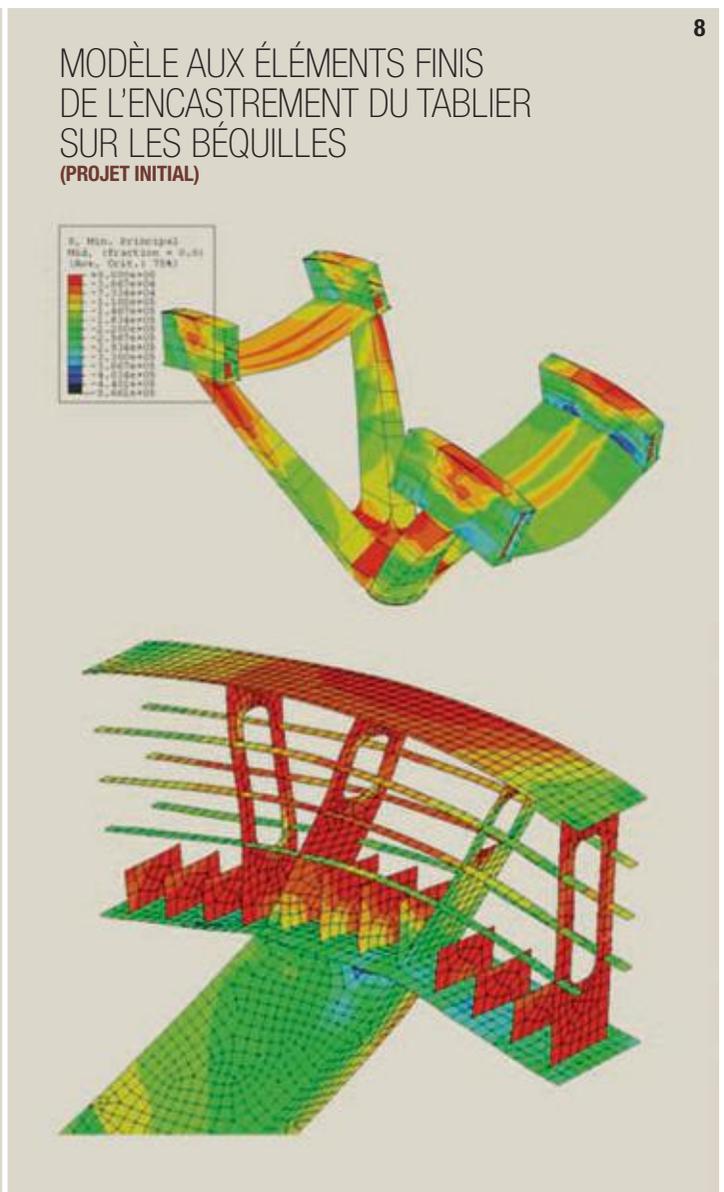
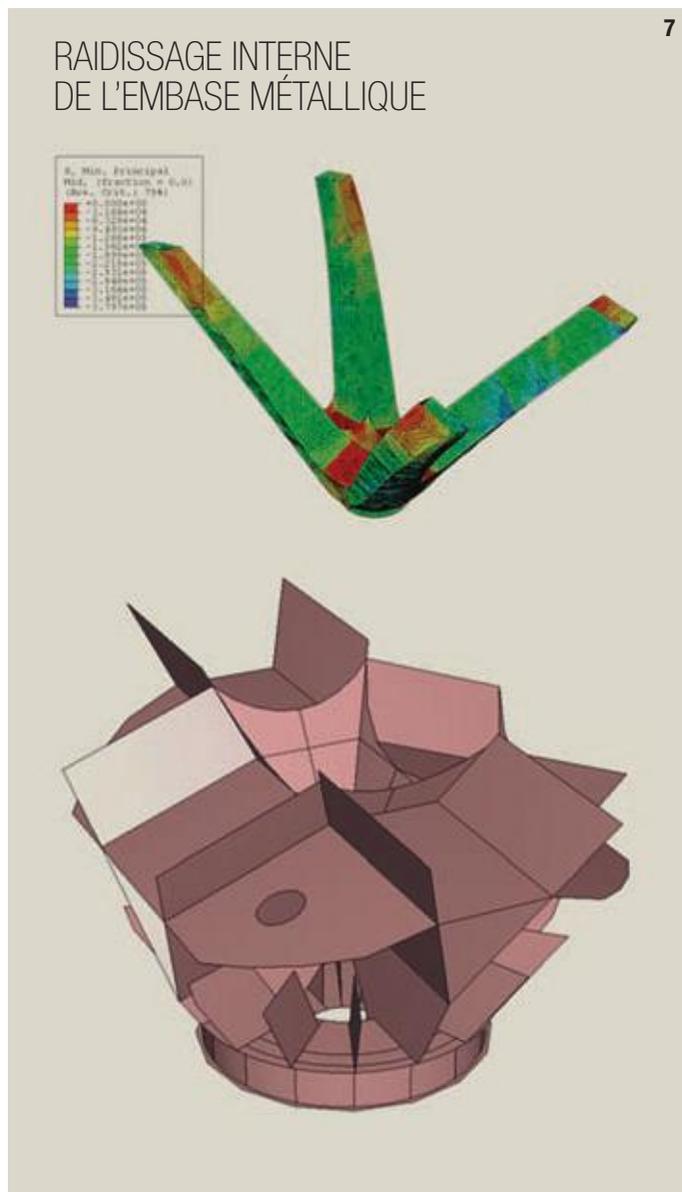
pour l'étude des composantes horizontales du séisme est alors de 2 m/s<sup>2</sup> pour les justifications vis-à-vis de l'état limite ultime, et de 0,6 m/s<sup>2</sup> pour les justifications vis-à-vis de l'état limite de service. L'accélération verticale est égale à 70 % des valeurs précédentes. Le viaduc est supposé libre de toute charge d'exploitation lors du séisme. En revanche, le référentiel de la ligne exige que, sous l'action sismique de service, l'ensemble de l'ouvrage reste dans le domaine élastique, et cette condition s'est avérée déterminante.

### LE MILIEU NATUREL

Les zones directement concernées par le viaduc ne font l'objet d'aucune protection réglementaire. Cependant, le marché de travaux a inclus un plan de respect de l'environnement, exigeant notamment que la

végétation soit préservée sur les berges des cours d'eau, et dans la zone humide comprise entre l'autoroute et le canal. Des mesures de protection étaient également prescrites au passage des pistes de chantier dans la zone située à l'ouest du canal et au sud du viaduc, dont une grande partie est classée ZNIEFF.

La ligne nouvelle traverse La Savoureuse vers le PK 16+770, suivant un biais de 70 grades. Le lit mineur a une largeur droite de 25 m ; il est encaissé d'environ 3 m par rapport à la plaine. Au pied du remblai d'accès est (PK 17+349), le ruisseau de La Varonne est le dernier obstacle franchi par le viaduc. La qualité de ces eaux est moyenne, et la faune est peu développée. Néanmoins, les travaux ont été entourés de toutes les précautions couramment exigées. ▷



Les crues de La Savoureuse sont rapides et violentes. Elles surviennent entre novembre et mars, quand de fortes pluies tombent en plaine alors que la neige fond sur les sommets des Vosges. Au droit de l'ouvrage, la rivière sort de son lit mineur pour des crues de période de retour voisine de 5 ans (environ 100 m<sup>3</sup>/s). Elle inonde alors la plaine jusqu'au remblai de l'A 36. Au-delà du débit décennal (140 m<sup>3</sup>/s), l'eau envahit la zone comprise entre l'autoroute et le canal. Pour des crues plus importantes (période de retour de 30 à 40 ans), l'eau franchit la diguette construite à l'est du canal, à 300 m en amont du viaduc, pour protéger le village de Trévenans. La nappe d'eau atteint alors 10 à 50 cm de part et d'autre de la RN 437. L'enjeu principal était donc de ne pas augmenter la fréquence des crues susceptibles d'inonder le village et sa zone commerciale. Il convenait aussi de ne pas aggraver la vulnérabilité de deux habitations situées au pied du village de Bermont.

Une étude spécifique a été réalisée par Hydratec en novembre 2005 pour évaluer l'impact de l'ouvrage sur l'écoulement des crues, en situation définitive et pendant sa construction. Elle a établi qu'une fois construit, le viaduc n'aggraverait pas la situation antérieure, même si l'on rehaussait la semelle des piles voisines de l'autoroute et du canal en l'entourant par des remblais de remodelage adossés au remblai et aux digues. L'impact des travaux sur l'écoulement des crues a été étudié en détail, en tenant compte des obstructions engendrées par les échafaudages de trois piles, supposées construites en même temps, et par les rampes d'accès du pont provisoire à construire pour accéder aux appuis ouest. En outre, le marché de travaux a imposé de réaliser par décaissement toutes les pistes de chantier tracées au travers du lit majeur.

### CHOIX DE CONCEPTION

La dissymétrie du profil en long, incliné d'un seul côté, le biais de l'ouvrage par rapport à la vallée et aux voies qui la parcourent et la dispersion des obstacles sur toute la longueur du futur viaduc constituaient autant d'arguments en faveur d'une structure simple et régulière, ordonnée selon son rythme propre, et où le cheminement des efforts serait clairement lisible.

Un tablier d'épaisseur constante découpé en travées égales et des piles façonnées suivant une forme unique malgré la forte variation du tirant d'air

ont paru le meilleur moyen de relier entre eux les divers éléments d'un site morcelé et relativement hétérogène.

Le tablier devait être aussi mince que possible pour ne pas être écrasé. Afin de minimiser son impact visuel, on a choisi des poutres porteuses en acier, et on les a placées de part et d'autre des voies pour qu'elles tiennent lieu d'écrans phoniques et de pare-ballast. Ainsi, la hauteur vue des poutres ne s'ajoute pas à celle des écrans.

Pour diminuer encore la hauteur des poutres porteuses, on a imaginé de les encastrent sur des béquilles inclinées, suivant un schéma statique assez proche de celui que N. Esquillan avait adopté en 1952 pour le pont ferroviaire de la Voultte, sur le Rhône.

Les béquilles encastrées sur les poutres devaient être en acier comme elles. Pour diminuer leur encombrement et améliorer leur aspect, on a donné aux unes comme aux autres une section en caisson.

Le schéma fonctionnel retenu par l'équipe de conception est celui d'une succession de portiques indépendants, séparés au niveau du tablier par des joints de dilatation, mais réunis à la base des béquilles par un soubassement commun. La continuité géométrique du tablier au droit des joints est assurée par des appareils d'appui glissants, qui transmettent les efforts perpendiculaires à l'axe du pont en laissant libres les mouvements relatifs des tronçons suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage. Afin de prévenir tout décollement des appuis sous chargement dissymétrique, les joints sont décalés par rapport à l'axe des piles (figure 4). Entre deux joints successifs, la longueur dilatable des tronçons est suffisamment courte pour que l'on puisse se passer d'appareils de dilatation des voies et de joints garde-ballast. Il en résulte une simplification des opérations d'entretien.

Chacune des piles sert d'appui commun aux deux portiques qui l'encadrent. Elle se compose donc de quatre béquilles métalliques qui convergent vers un socle unique en béton armé de hauteur variable, encastré sur la semelle de fondation. L'ensemble a fait l'objet d'une recherche architecturale très approfondie (figure 5).

Toutes les piles se déduisent d'un modèle unique par simple troncature de la partie basse du socle. À cette fin, l'axe de symétrie de la pile est disposé perpendiculairement au profil en long de la LGV, et non suivant la verticale. Malgré la courbure en plan du tablier,

les quatre béquilles d'une pile sont identiques et symétriques. Le décalage des tôles au niveau de l'encastrement des béquilles sur les poutres-caissons du tablier reste en effet compatible avec les tolérances d'exécution des assemblages soudés.

### CARACTÉRISTIQUES

#### DU PROJET INITIAL

C'est le franchissement biais de l'A 36 qui détermine la longueur des travées. Pour qu'elle soit la plus courte possible tout en minimisant les fouilles à réaliser dans le remblai de l'autoroute, les

semelles des piles adjacentes ont été disposées parallèlement aux talus, et on les a rehaussées au-dessus du terrain naturel. Ainsi, la circulation a pu être maintenue pendant les travaux, au prix d'un blindage battu en crête des talus. La même disposition a été adoptée pour les piles encadrant le canal, pour éviter d'entailler les digues.

On a pu ainsi franchir la vallée par douze travées de 66 m, encadrées par deux tronçons courts de 12 m prolongeant la traverse des portiques de rives. La longueur entre axes des appuis extrêmes était de 816 m.

## PRINCIPAUX RÉSULTATS DES CALCULS STATIQUES

RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX AUX ÉTATS LIMITES DE SERVICE ET AUX ÉTATS LIMITES ULTIMES

**LES CONTRAINTES NORMALES EXTRÊMES RELEVÉES À L'ÉTAT LIMITE ULTIME SONT**

Dans les poutres-caissons du tablier :

- En travée (S 355) :  
 $\sigma = 305 \leq \sigma_e = 335 \text{ MPa}$
- À l'encastrement sur les béquilles des culées (S 460) :  
 $\sigma = 340 \leq \sigma_e = 410 \text{ MPa}$
- À l'encastrement sur les béquilles des piles (S 460) :  
 $\sigma = 320 \leq \sigma_e = 400 \text{ MPa}$

En tête des béquilles des tétrapodes (S 460) :

$\sigma = 385 \leq \sigma_e = 400 \text{ MPa}$

RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX À LA FATIGUE  
SOUS SOLlicitATIONS RÉPÉTÉES

**L'AMPLITUDE DE VARIATION DES CONTRAINTES EST CALCULÉE  
SOUS LES CHARGES FERROVIAIRES DE L'UIC**

- En fibre supérieure du tablier :  $\Delta\sigma = 34 \text{ MPa} < 59,7 \text{ MPa}$
- En fibre inférieure du tablier :  $\Delta\sigma = 37 \text{ MPa} < 56,0 \text{ MPa}$
- Au sommet des béquilles :  $\Delta\sigma = 41 \text{ MPa} < 56,0 \text{ MPa}$

CRITÈRES SPÉCIFIQUES AUX PONTS-RAILS

**SÉCURITÉ DES CIRCULATIONS FERROVIAIRES**

Limitation de la longueur des tronçons : longueur maximale : 80,2 m < 90 m

Limitation du gauche des voies :  $t = 0,1 \text{ mm} < 1,5 \text{ mm}$  sur 3 m

Limitation des rotations d'extrémités des tronçons du tablier :

- Sur culée ouest :  $q = 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ radian} < 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ radian}$
- Sur culée est :  $q = 0,9 \cdot 10^{-3} \text{ radian} < 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ radian}$

Entre tronçons successifs :  $q_1 + q_2 = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ radian} < 5 \cdot 10^{-3} \text{ radian}$

Limitation des déformations du tablier dans le plan de la dalle :

- Cassure angulaire au droit des culées :  
 $q = 0,02 \cdot 10^{-3} \text{ radian} < 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ radian}$
- Rayon de courbure en plan imposé au tablier :  
 $R = 28 \text{ 900 m} > 17 \text{ 000 m}$

Limitation à 5 mm du déplacement longitudinal du tablier sous freinage-démarrage des trains : le critère est respecté strictement.

**CONFORT DES VOYAGEURS (CRITÈRES SIMPLIFIÉS DU FASCICULE 2.01)**

Flèche de la traverse des portiques : 22,5 mm < 24 mm

Flèche du tablier à l'aplomb des piles : 10,3 mm < 17 mm

Transversalement, le tablier prévu par l'équipe de conception s'apparentait aux ponts types RAPL de la SNCF : les deux poutres maîtresses, placées de part et d'autre des voies, étaient reliées à leur base par un hourdis en poutrelles enrobées disposées perpendiculairement à l'axe de l'ouvrage. Après le viaduc de Saint-André à Lille ( $V = 200$  km/h), plusieurs ponts-rails de ce type ont été réalisés sur la LGV Méditerranée, la LGV est et la LGV Perpignan-Figueras, pour une vitesse de référence de 350 km/h.

La solution proposée se distinguait ici par le remplacement des poutres en I des RAPL classiques par des caissons, de rigidité supérieure. Ces caissons hauts et étroits (3,50 m x 1,10 m) étaient raidis intérieurement par des diaphragmes espacés de 3 m, disposés dans le plan des poutrelles principales du hourdis. L'épaisseur des âmes des poutres-caissons variait de 16 à 20 mm. Elles étaient raidies longitudinalement par des plats disposés au tiers et aux

**9- Premier mode de vibration du projet initial :  $F = 1,08$  hertz (balancement transversal).**

**10- Déformation du tablier du projet initial sous l'effet d'une augmentation de sa température de 35° C.**

**9- First vibration mode of the initial design:  $F = 1,08$  Hertz (transverse swaying).**

**10- Deformation of the deck in the initial design due to a 35°C increase in its temperature.**

trois quarts de leur hauteur. L'épaisseur des membrures supérieures, larges de 1,30 m, variait de 40 à 70 mm, et celle des membrures inférieures, larges de 1,60 m, de 35 à 85 mm. Dans les zones d'encastrement des béquilles, les âmes des poutres-caissons et les diaphragmes obliques prolongeant les parois des béquilles étaient prévus en acier S 460. Les autres tôles étaient de nuance S 355.

Le hourdis de 13 m de largeur était constitué de poutrelles HEA 500 en acier S 355 enrobées de béton. L'épaisseur maximale du béton était de 62 cm dans l'axe du pont (coffrage perdu compris). Des relevés latéraux enrobait les attaches des poutrelles et calaient les caniveaux préfabriqués. Ils étaient connectés sur la paroi des poutres-caissons latérales au moyen de goujons Nelson. Comme sur la plupart des RAPL, les poutrelles étaient espacées de 75 cm. Il était prévu de les boulonner sur des mouchoirs soudés sur la paroi des caissons. Une poutrelle

sur quatre, disposée dans le plan des diaphragmes des poutres-caissons principales, devait jouer le rôle d'entretoise de rigidité lors du lancement du tablier ; ses attaches sur les caissons latéraux étaient renforcées afin d'assurer son encastrement. Les poutrelles courantes n'étaient boulonnées qu'au niveau de leur âme (figure 6). Au droit des béquilles d'appui du tablier, le dispositif précédent avait dû être renforcé : les poutrelles étaient remplacées par des profilés reconstitués soudés plus épais, afin de constituer avec le tirant transversal reliant la tête des béquilles un entretoisement très rigide.

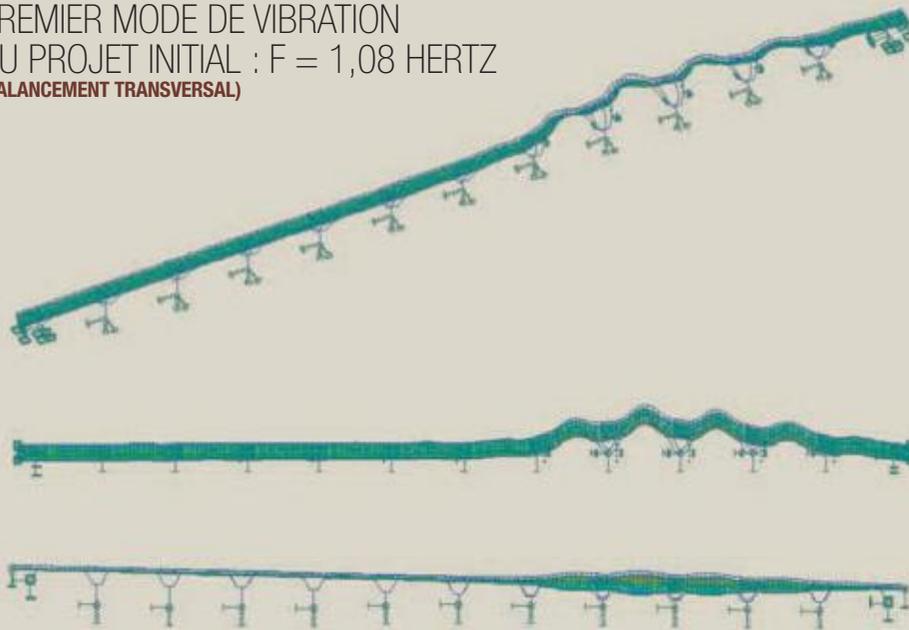
## LES PILES

La partie métallique des piles, baptisée tétrapode, était composée de tôles de 50 à 100 mm. Compte tenu de l'intensité des efforts d'encastrement sur le tablier, il était prévu de réaliser le haut des béquilles en acier S 460. Initialement, le passage du matériau acier au matériau béton devait avoir lieu au niveau le plus étroit de la pile. Malgré son faible diamètre (4,40 m) et l'ajout d'une précontrainte de clouage constituée de 20 barres  $\varnothing 50$  mm, la section d'appui n'était pas assez comprimée pour assurer par simple frottement le transfert des efforts horizontaux dus aux séismes et au freinage des trains. Pour que les barres de clouage ne soient sollicitées qu'en traction, on avait donc ajouté une clé de cisaillement cylindrique en tôle de 60 mm d'épaisseur, scellée dans une réservation ménagée au sommet du socle.

À la fin des études de projet, le calcul aux éléments finis d'un tétrapode a montré que, pour obtenir la rigidité escomptée dans les calculs de stabilité générale, l'embase métallique commune aux quatre béquilles devait être très fortement raidie. Pour y parvenir tout en maintenant l'accès nécessaire à la mise en œuvre et à la surveillance des barres de clouage, il a fallu multiplier les raidisseurs (figure 7). ▷

9

PREMIER MODE DE VIBRATION  
DU PROJET INITIAL :  $F = 1,08$  HERTZ  
(BALANCEMENT TRANSVERSAL)



DÉFORMATION DU TABLIER DU PROJET INITIAL  
SOUS L'EFFET D'UNE AUGMENTATION DE SA TEMPÉRATURE DE 35° C



10

C'est pourquoi on a ajouté dans le dossier de consultation des entreprises une variante, dans laquelle l'embase des tétrapodes était réalisée en béton armé. Les quatre béquilles métalliques étaient ancrées individuellement dans cette embase, au moyen de 18 barres de pré-contrainte. Là encore, chacun des plans de contact acier-béton était traversé par une clé de cisaillement en acier.

Aux extrémités de l'ouvrage, les deux béquilles des portiques de rive venaient s'encastrent dans un socle en béton armé, solidaire de la palée supportant les appareils d'appui du tronçon de rive, long de 12 m seulement.

Cette palée était noyée dans le bloc technique du remblai d'accès, dont le talus était protégé par un perré.

### FONDATEMENTS

La compacité médiocre des matériaux de couverture impose des fondations profondes.

Pour respecter la limite imposée par le référentiel au déplacement horizontal du tablier sous les efforts de freinage et démarrage des trains, ces fondations doivent être très rigides.

En effet, en l'absence d'appareils de dilatation sur les voies, ce déplacement ne doit pas dépasser 5 mm, sous un effort qui peut atteindre 7 MN.

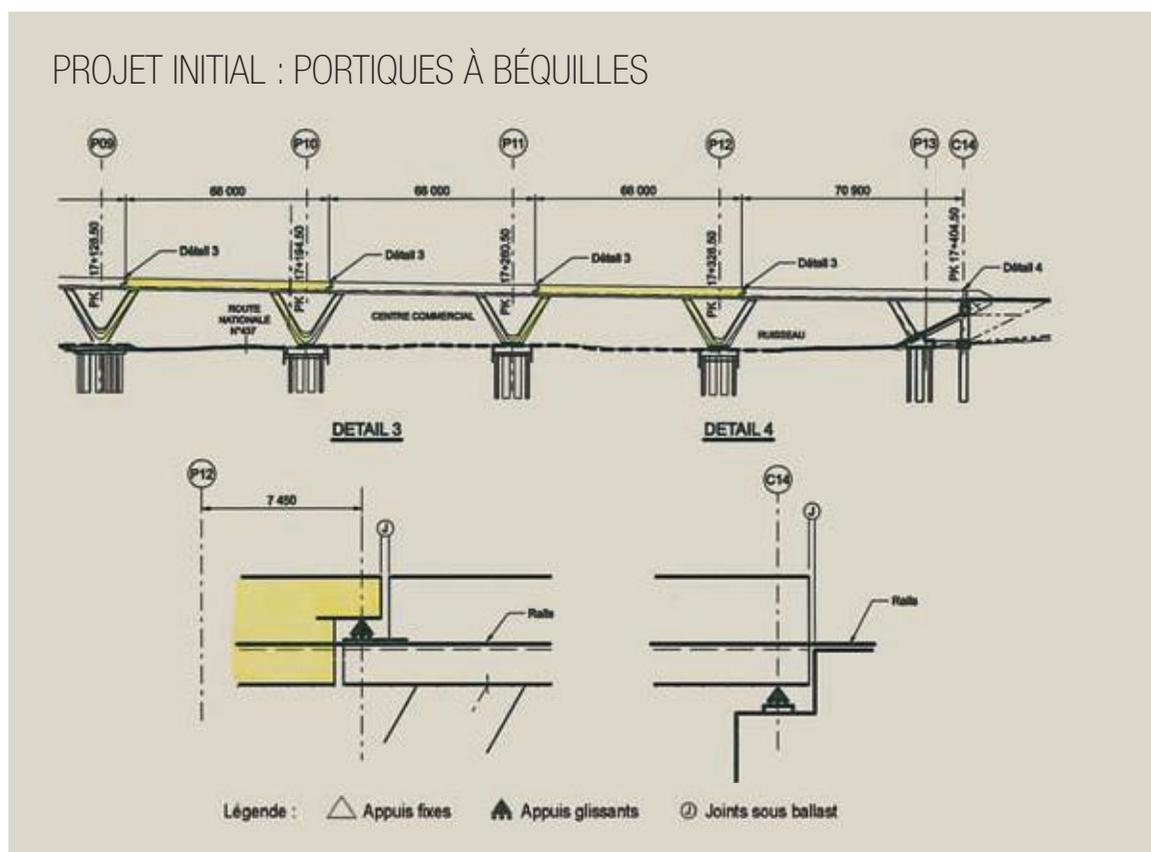
Les fondations prévues pour les piles dans le projet initial étaient constituées de dix barrettes de 82 cm d'épaisseur ancrées dans le rocher sain. Suivant la hauteur de la pile et la profondeur du rocher, les barrettes avaient une longueur de 2,20 ou 2,70 m.

Elles formaient autour du socle une enceinte discontinue de plan carré, offrant la plus grande surface possible à la réaction horizontale du sol.

L'épaisseur des semelles de répartition variait de 1,65 à 2,60 m suivant les dimensions du socle. Elles étaient calées au plus près de la surface du sol afin de minimiser le coût des batardeaux provisoires nécessaires à leur exécution dans des matériaux perméables, saturés par la nappe alluviale. Sous les culées, le massif d'encastrement des béquilles était fondé sur huit barrettes disposées comme sous les piles, et la palée enterrée sur quatre autres, placées sous les poteaux. Deux butons reliant les semelles permettaient de mobiliser l'ensemble de la culée pour résister aux poussées des béquilles et du remblai.

### MÉTHODES DE CONSTRUCTION ENVISAGÉES

Les pentes raides du versant ouest, la rivière, l'autoroute, le canal et la route



nationale découpent la brèche en six secteurs, entre lesquels les communications sont difficiles. Ainsi, pour traverser l'autoroute A 36, le passage supérieur le plus proche est à un kilomètre du site. Afin de réduire les circulations de chantier, on a prévu de mettre en place l'ossature métallique du tablier par lancement à partir d'une plate-forme d'assemblage installée sur le remblai est, le plus facilement accessible. Néanmoins, on a dû inclure dans le marché de travaux près de quatre kilomètres de pistes, un pont provisoire sur La Savoureuse, ainsi que le remplacement du tablier d'un pont existant sur le canal.

En outre, la piste principale du chantier, tracée entre la culée ouest et la RN 437, devait aussi être utilisée par les terrassiers de la section courante pour transférer 320 000 m<sup>3</sup> de matériaux d'une rive à l'autre de la brèche. Dès le stade du projet, on s'est préoccupé des problèmes posés par la mise en place des tétrapodes et par l'assemblage du tablier sur les béquilles.

Pour pouvoir régler avec toute la précision nécessaire la position du tétrapode sur le socle, on a prévu d'interposer entre les deux un anneau de positionnement. Ajusté en usine à la face inférieure du tétrapode, cet anneau d'acier très rigide devait être calé sur le socle au moyen

de vérins permettant de régler finement sa position dans l'espace, puis scellé au mortier sans retrait.

### ÉTUDES DE PROJET

Le référentiel technique de la ligne renvoie au fascicule 2.01 de la SNCF, complété par le cahier-programme relatif à l'étude dynamique des ponts-rails qui détaille les prescriptions de la STI.

L'étude sous charges statiques inclut : la vérification des contraintes aux états limites de service et aux états limites ultimes, la vérification des états limites spécifiques aux ponts-rails, la vérification des matériaux vis-à-vis de la fatigue.

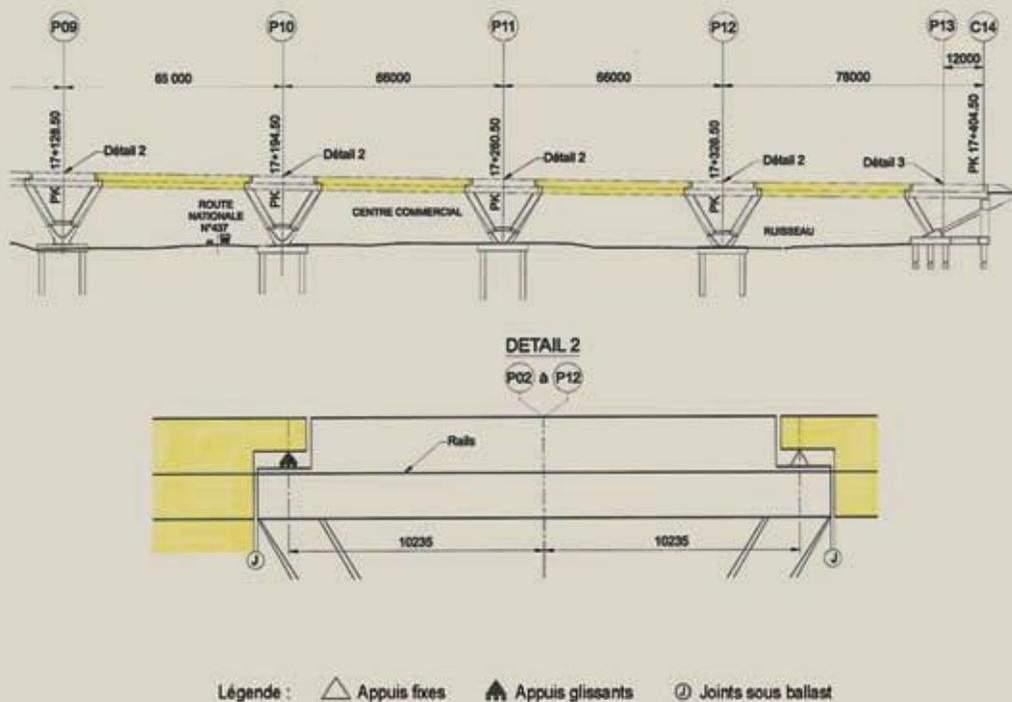
Les calculs dynamiques concernent l'accélération verticale et les déformations du tablier sous le convoi universel et les trains réels et la vérification de la structure sous sollicitations sismiques.

Les effets de l'interaction voie-ouvrage d'art et le confort des voyageurs ont fait l'objet d'une étude spécifique, car, du fait de son schéma statique inhabituel, on pouvait craindre que les critères simplifiés définis dans le référentiel ne soient plus valides pour le viaduc de La Savoureuse.

Cette étude a été sous-traitée à la direction de l'ingénierie de la SNCF.

« LA COMPACTITÉ MÉDIOCRE DES MATÉRIAUX DE COUVERTURE IMPOSE DES FONDATIONS PROFONDES »

## OUVRAGE EXÉCUTÉ : TRAVÉES INDÉPENDANTES



### MODÈLES DE CALCUL

Aux stades du concours et de l'avant-projet, deux modèles tridimensionnels à barres de la totalité de l'ouvrage avaient été construits. Le premier, réalisé à l'aide du logiciel ST1, était utilisé pour les calculs sous charges statiques. Le second, réalisé à l'aide du logiciel Hercule, était utilisé pour les calculs dynamiques (passage du TGV double rame à 400 km/h et séismes).

L'étude de cas élémentaires avait permis de s'assurer que les deux modèles donnaient les mêmes résultats.

Au stade du projet, un troisième modèle tridimensionnel complet a été réalisé à l'aide d'un nouveau logiciel afin d'étudier les effets des dix convois du train dynamique universel A jusqu'à 420 km/h, conformément à la spécification technique d'interopérabilité.

Ce logiciel permettait de systématiser la génération des cas de charge pour des gammes étendues de véhicules et de vitesses, et d'obtenir dans des délais acceptables tous les résultats requis sous une forme synthétique. La définition des éléments restait inchangée à une exception près : le gril de poutres représentant le hourdis du tablier avait été remplacé par des éléments finis isotropes de type coque.

Enfin, une modélisation fine d'un tétrapode au moyen d'éléments coques a

**11 - Schémas fonctionnels comparés. Projet initial : poutres en caissons reliées par une dalle en poutrelles enrobées. Ouvrage exécuté : poutres en C reliées par des pièces de pont.**

**11 - Comparative block diagrams. Initial design: box girders connected by a composite joist-slab system. As-built structure: box girders connected by transverse girders.**

été effectuée afin de valider les rigidités introduites dans les modèles à barres, et d'étudier en détail la résistance des tôles aux efforts locaux.

Pour s'affranchir des effets de bord induits par la proximité entre la zone d'étude et les points d'introduction des efforts, et pour tenir compte de la participation du hourdis et des tirants transversaux, les deux tranches du tablier couvrant les sections d'encastrement des béquilles ont été modélisées aussi (figure 8).

### CALCULS STATIQUES

Les dimensions de l'ouvrage sont déterminées par les critères de sécurité des circulations ferroviaires, qui exigent une très grande rigidité.

C'est notamment le cas de la limitation à 5 mm du déplacement longitudinal du tablier sous l'effet du freinage des trains, que l'on s'est appliqué à respecter sans tenir compte de la participation des rails, conformément aux prescriptions simplifiées du fascicule 2.01. De ce fait, les critères de stabilité et de résistance sont aisément satisfaits, sauf en deux zones dont le haut niveau de sollicitation a été mis en évidence par le calcul aux éléments finis : l'embase commune aux quatre béquilles d'un tétrapode, qu'il a fallu fortement raidir et les nœuds supérieurs des por-

tiques, notamment la partie supérieure des béquilles, qu'il a fallu passer en acier S 460.

Les résultats principaux sont présentés dans l'encadré page 50.

### CALCULS DYNAMIQUES SOUS SÉISMES

Les effets des séismes ont été étudiés par analyse multimodale, en appliquant les spectres normalisés de l'AFPS.

On a exploité les 120 premiers modes propres.

Aux ELS, les déplacements relatifs entre tronçons successifs du tablier, ou entre les extrémités de celui-ci et les culées, restent inférieurs aux limites exigées par la circulation des trains : déplacements suivant la direction longitudinale du pont,  $15 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$  ; déplacements suivant la direction transversale du pont,  $10 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$  ; cassure angulaire au droit des joints,  $0,8 \cdot 10^{-3} \text{ radian} < 3 \cdot 10^{-3} \text{ radian}$ .

Les contraintes dans la charpente sous combinaison sismique de service ne dépassent pas 250 MPa.

### CALCULS DYNAMIQUES SOUS TRAIN DYNAMIQUE UNIVERSEL

Sous les dix trains du convoi universel, l'accélération verticale du tablier doit être calculée pour la vitesse de référence  $V$  (350 km), pour  $1,2 V$  (420 km/h) et pour trois vitesses critiques déterminées par  $V_c = \lambda F$ , où  $\lambda$  est l'espacement des boggies et  $F$  la période d'un mode propre associant une déformation importante dans le plan vertical et une masse modale conséquente.

On ne s'attache qu'aux modes de fréquence inférieure à 20 hertz.

La structure proposée étant fortement hyperstatique, ses modes propres de vibration sont complexes et ne la mobilisent qu'en partie.

Ainsi, les premiers modes correspondent au balancement de quatre travées consécutives dans le plan transversal (figure 9).

Faute de vitesses critiques bien identifiées, les calculs ont été menés en augmentant progressivement la vitesse des convois par pas de 25 km/h entre 200 et 350 km/h, puis par pas de 20 km/h entre 380 et 420 km/h.

On constate que l'amplification dynamique reste faible jusqu'à 350 km/h. C'est dans les travées de rive et dans les tronçons courts entre  $V$  des béquilles qu'ont été constatées les accélérations les plus fortes. Les déformations du tablier restaient très inférieures aux limites fixées.

## CALCULS DYNAMIQUES SOUS CONVOIS RÉELS

Les effets d'une double rame TGV ont été également examinés. Les valeurs extrêmes de l'accélération verticale restaient inférieures à la limite de 3,5 m/s<sup>2</sup> fixée par le référentiel. L'endommagement des soudures sous les effets dynamiques de la double rame, calculé suivant les prescriptions du référentiel, restait inférieur à 0,6 pour une valeur limite de 1.

## INTERACTION VOIE-OUVRAGE D'ART

Cette étude particulière avait pour but de calculer les contraintes supportées par les rails du fait de l'interaction voie-ouvrage d'art, et de confirmer qu'il était loisible de négliger cette interaction dans la justification de l'ouvrage lui-même.

Cet objectif a été atteint. Les contraintes obtenues dans les rails en cumulant les effets extrêmes de la température, du freinage et de la flexion du tablier restaient bien inférieures aux limites fixées par l'Eurocode (NF EN 1991-2 art. 6.5.4.5.1) : contraintes maximales de compression, 48 MPa < 72 MPa ; contraintes maximales de traction, 58 MPa < 92 MPa. Les efforts calculés sous les effets de la température et du freinage en tenant compte de l'interaction voie-ouvrage étaient près de deux fois plus faibles que lorsque cette interaction était ignorée. Apparemment, du fait de la continuité des rails, les effets du freinage ou de la température se répartissent entre les portiques successifs constituant le viaduc et se reportent en partie sur les remblais d'accès.

## CONFORT DES VOYAGEURS

Les critères de flèche définis dans le fascicule 2.01 de la SNCF ne couvrent que les travées isostatiques et les tabliers assimilables à une poutre continue sur appuis simples.

Il a donc fallu calculer directement l'accélération verticale subie par les passagers d'une double rame TGV lorsqu'elle traverse l'ouvrage, à 300 puis à 350 km/h, en modélisant la suspension et la masse de ses différents éléments. On a observé que c'étaient les montagnes russes engendrées par la déformation des portiques sous l'effet de la température qui étaient prioritairement responsables des accélérations subies par les voyageurs (figure 10).

À 350 km/h, l'accélération maximale dans les voitures passe de 0,7 m/s<sup>2</sup> lorsque la température n'intervient pas à 1,9 m/s<sup>2</sup> lorsqu'une variation de

35° C de la température de l'ouvrage impose au tablier et à la voie un profil en long ondulé.

D'après le tableau A2.9 de l'annexe A2 de la NF EN 1990/A1, une accélération de 2 m/s<sup>2</sup> correspond à un niveau de confort acceptable, et une accélération de 1 m/s<sup>2</sup> à un très bon niveau de confort. C'est ce très bon niveau qui est recherché sur les chemins de fer français. Cette étude indépendante a confirmé les accélérations verticales du tablier qui avaient été calculées, sauf aux extrémités de l'ouvrage où elle a fourni des valeurs plus élevées. Il avait donc été décidé de raidir les extrémités du hourdis par une entretoise d'appui plus rigide que les poutrelles courantes.

## LE PROJET EXÉCUTÉ

Le dossier de consultation a été remis aux concurrents retenus le 4 août 2006. Six offres ont été rendues.

Les concurrents avaient soigneusement étudié les méthodes de construction du viaduc en tenant compte des contraintes imposées. Le groupement constitué des entreprises Eiffel (mandataire), Eiffage TP, Forézienne d'entreprises et SPIE Fondations a été retenu.

Les modifications apportées par l'entrepreneur au projet de l'équipe de conception concernent :

→ Le schéma fonctionnel : initialement constitué de douze portiques réunis à la base des béquilles par une fondation commune, il est désormais constitué de douze travées indépendantes de 45,55 m, appuyées aux extrémités de chacun des tétrapodes (figure 11) ;

→ Les poutres porteuses latérales : les caissons métalliques de 3,5 m de hauteur ont été remplacés par des poutres en C de 4 m, plus faciles à façonner (figure 12) ;

→ La structure transversale du tablier : les poutrelles enrobées qui reliaient les poutres latérales ont été remplacées par un système plus léger mais beaucoup plus rigide, constitué de pièces de pont hautes et rapprochées, supportant une dalle mince en poutrelles enrobées (figure 12) ;

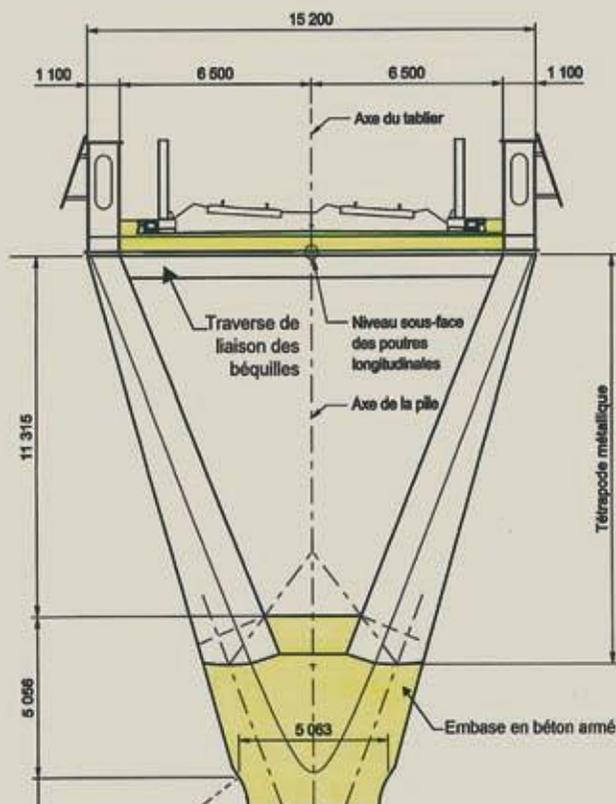
→ Les fondations profondes : les barrettes en parois moulées ont été remplacées par des pieux forés de 1,6 m de diamètre, moins sensibles aux irrégularités du substratum.

## TRAVURE ET IMPLANTATION DES APPUIS

L'implantation des piles n'a pas été modifiée. L'extrémité ouest du tablier a

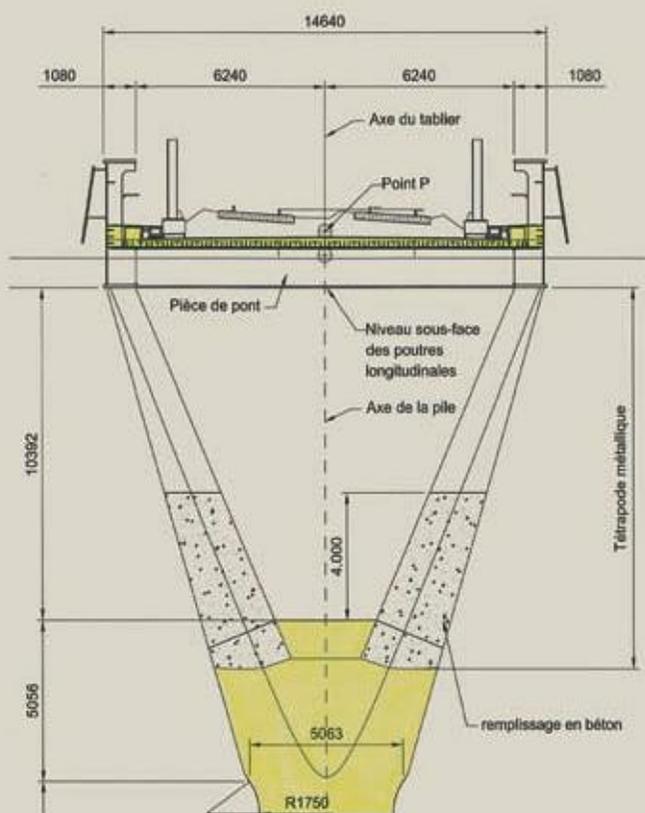
## PROJET INITIAL

### POUTRES CAISSONS RELIÉS PAR UNE DALLE EN POUTRELLES ENROBÉES



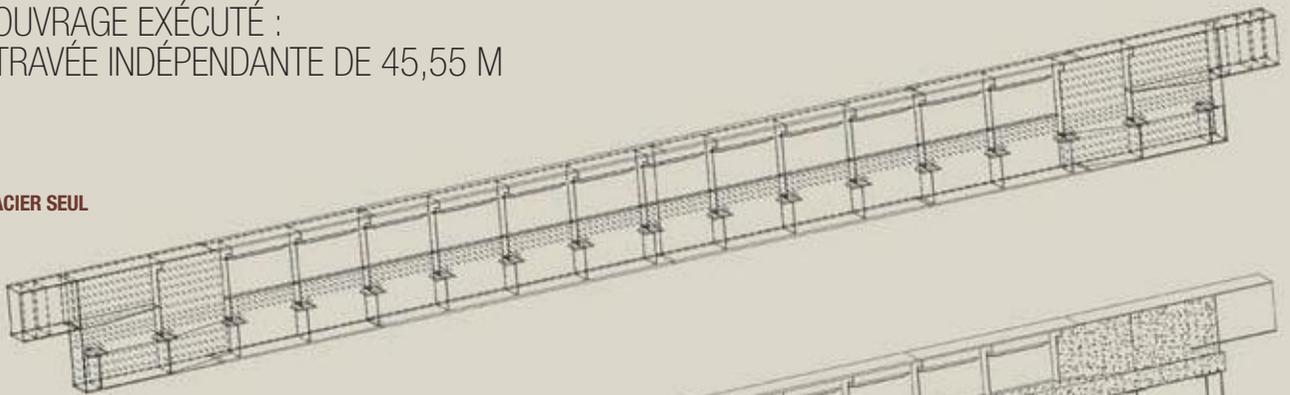
## OUVRAGE EXÉCUTÉ

### POUTRES EN C RELIÉS PAR DES PIÈCES DE PONT

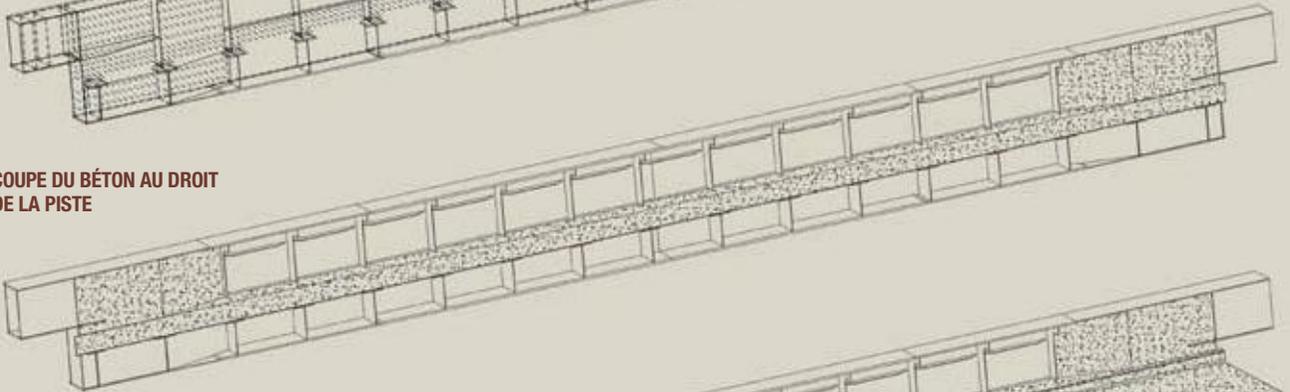


OUVRAGE EXÉCUTÉ :  
TRAVÉE INDÉPENDANTE DE 45,55 M

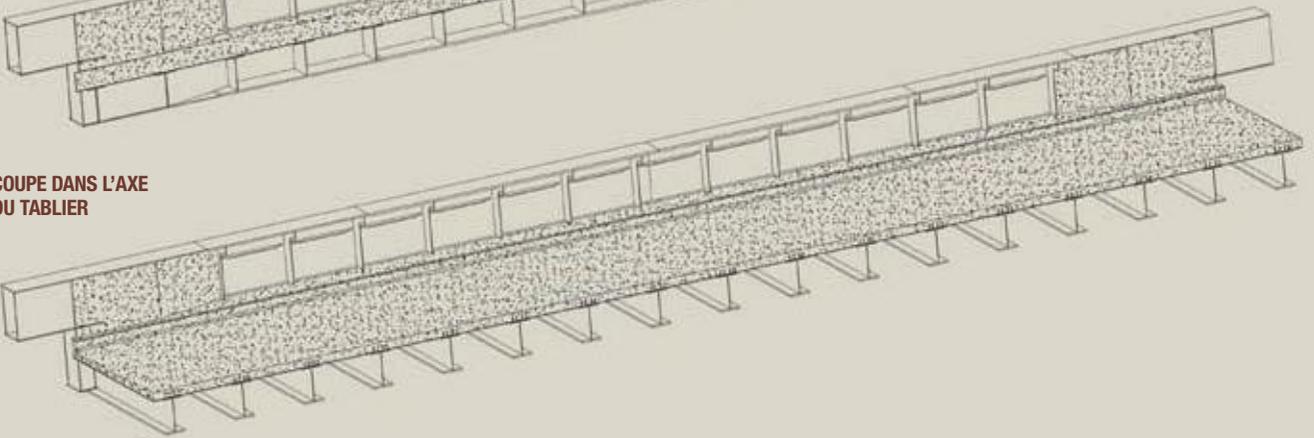
ACIER SEUL



COUPE DU BÉTON AU DROIT DE LA PISTE



COUPE DANS L'AXE DU TABLIER



13

**12- Coupes transversales comparées.**

**13- Ouvrage exécuté : travée indépendante de 45,55 m.**

**12- Comparative cross sections.**

**13- As-built structure: independent 45.55 m span.**

été décalée de 24 m vers la vallée.

La première travée indépendante du tablier repose directement sur un chevêtre en béton armé, encastré sur trois voiles longitudinaux de 1,20 m d'épaisseur noyés dans le remblai d'accès. Leur forme en trapèze leur confère une très grande rigidité vis-à-vis des efforts horizontaux dirigés suivant l'axe du pont.

À l'extrémité est du viaduc, la présence du ruisseau au pied du remblai d'accès n'a pas permis d'adopter une structure aussi simple. La douzième travée indépendante a dû être poursuivie par un dernier tronçon de tablier, long de 24,5 m, encastré d'un côté sur deux béquilles en acier semblables à celles des tétrapodes (appui P13), et de l'autre sur une palée en béton armé noyée dans le remblai (culée C14). La palée et l'embase en béton des deux béquilles reposent sur une fondation commune, comme dans la solution initiale.

La longueur du viaduc a ainsi été réduite à 792 m entre axes des appareils d'appui extrêmes.

**TABLIER**

Au départ, l'entrepreneur avait prévu de remplacer les poutres-caissons latérales par des poutres en I. On éliminait ainsi les contraintes d'ajustage des raidisseurs et d'accessibilité du volume intérieur. Soucieux de rester fidèle au parti architectural, le maître d'ouvrage a demandé d'excentrer l'âme unique vers l'extérieur du tablier.

Cette disposition inhabituelle a simplifié le raidissage de l'âme et facilité la transition avec les sections en caisson, qui ont été conservées dans les zones où les béquilles viennent s'encastrer sous les poutres, ainsi qu'au droit des appareils d'appui. En revanche, elle engendre des déformations et des contraintes dues à la torsion gênée des poutres, inconnues dans le cas des tabliers à poutres latérales classiques. Pour y remédier, le bureau d'étude a choisi de bloquer le gauchissement de la section en C à l'extrémité des poutres par du béton armé relevé le long de l'âme et solidement connecté. L'épaisseur de ce doublage varie progressivement de 20

à 75 cm, afin d'assurer la diffusion de l'effort tranchant de l'âme unique de la section courante vers les deux âmes des caissons d'appui. L'efficacité de ce dispositif innovant a été vérifiée par un calcul aux éléments finis (figure 12).

Pour obtenir la rigidité nécessaire sous sollicitations dynamiques, la hauteur totale des poutres longitudinales a été portée à 4 m.

La distance entre parements extérieurs des âmes est égale à 14,44 m.

L'épaisseur de celles-ci est de 24 mm. Dans les travées indépendantes, elles sont raidies par un plat longitudinal disposé au tiers du panneau supérieur. L'épaisseur des membrures, larges de 1,08 m, varie de 35 à 85 mm.

La structure transversale proposée par l'entrepreneur reconduit les dispositions mises en œuvre sur le nouveau pont ferroviaire de Bordeaux. Sa grande rigidité la rend très efficace vis-à-vis des effets dynamiques des trains.

Forte consommatrice d'acier, elle permet cependant de réduire les charges ▷

permanentes qui sollicitent les poutres porteuses, et donc les efforts horizontaux transmis lors d'un séisme aux appuis et aux fondations.

Les pièces de pont ont une hauteur de 1,25 m et une inertie de  $2,16 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ . Leur espacement est de 2,60 m dans les travées indépendantes et de 2,70 m au droit des tétrapodes. Elles sont assemblées par soudage sur les raidisseurs verticaux des poutres longitudinales.

Le hourdis en béton armé de 12,04 m de largeur a une épaisseur variable de 26 à 32 cm.

Il est connecté sur les pièces de pont par des goujons Nelson. 20 poutrelles enrobées HEA 200, disposées parallèlement à l'axe du pont avec un espacement de 65 cm, permettent de se passer d'outil coffrant. De part et d'autre du hourdis, des relevés latéraux de 120 x 40 cm connectés sur les poutres apportent une contribution significative à la rigidité du tablier.

#### TÉTRAPODES

Les dimensions extérieures des béquilles métalliques ont été conservées mais leur épaisseur a été réduite : elle varie de 35 à 45 mm.

Les béquilles sont désormais entièrement réalisées en acier S 355.

Elles sont remplies sur 4,5 m de hauteur par du béton C50/60, connecté sur les parois. Le raidissage intérieur des caissons est assuré par des plats longitudinaux que traversent les armatures passives assurant la connexion.

Chaque béquille est encastrée sur l'embase en béton armé du tétrapode au moyen de 15 barres de précontrainte de 76 mm de diamètre, de résistance à

la traction au moins égale à 1 030 MPa. Sous l'effet de cette précontrainte, les sections d'appui restent entièrement comprimées aux états-limites de service. Le principe de platines de positionnement réglées puis scellées sur le socle avant l'assemblage des béquilles a été conservé.

Le béton des embases est fortement sollicité. Sa résistance caractéristique est de 50 MPa et il est densément armé ( $173 \text{ kg/m}^3$  pour un massif de  $217 \text{ m}^3$ ).

Le socle pyramidal des piles P2 à P5 a été simplifié sans dénaturer le parti

architectural. Mais c'est encore une structure imposante, au ferrailage dense : le volume de béton C35/45 varie de 300 à 430  $\text{m}^3$ , et le ratio d'armatures de 180 à 220  $\text{kg/m}^3$ .

#### FONDACTIONS

Les piles P2 à P12 sont fondées sur huit pieux forés de 1 600 mm de diamètre, dont la longueur varie de 8,5 à 18,5 m.

Les pieux sont surmontés par une semelle de répartition carrée de 15 m de côté et de 2,1 m d'épaisseur, calée au plus près de la surface du sol.

La culée ouest est fondée sur neuf

pieux disposés en trois files, sous les voiles longitudinaux supportant le chevêtre. À l'est, l'embase des deux béquilles P13 est fondée sur quatre pieux, et la palée d'extrémité C14 sur huit pieux, l'ensemble étant coiffé par une semelle commune de 280  $\text{m}^2$ , épaisse de 2,1 m. □

### PRINCIPAUX INTERVENANTS

**MAÎTRE D'OUVRAGE :** Réseau Ferré de France

**ASSISTANT TECHNIQUE DU MAÎTRE D'OUVRAGE :** Inexia

**MAÎTRE D'ŒUVRE GÉNÉRAL :** Setec TPI

**CONCEPTEURS :** Egis JMI (mandataire), Wilkinson Eyre Architects, Alfred Peter paysagiste

**ENTREPRENEURS :** Eiffel (mandataire), Eiffage TP, Forézienne d'entreprises, SPIE fondations

**ÉTUDES D'EXÉCUTION :**

Stabilité générale et charpente (ouvrage en service) ; SNCF IGOA

Génie civil (ouvrage en service) : Coredia

Terrassements : Forézienne d'entreprises

Géotechnique et karsts : Fondasol

Appareils d'appui : Maurer

Méthodes de construction : Eiffel (charpente), Eiffage TP (génie civil)

Ouvrages provisoires : Leduc

**CONTRÔLE EXTERNE DES ÉTUDES D'EXÉCUTION :** CCS (charpente), BIEP (génie civil)

**CONTRÔLE EXTÉRIEUR DES ÉTUDES D'EXÉCUTION :** Egis JMI

### PRINCIPALES QUANTITÉS DU DCE

#### TABLIER

**ACIER LAMINÉ S 355 : 3 660 t**

**ACIER LAMINÉ S 460 : 610 t**

**POUTRELLES HEA 500 : 2 250 t**

**BÉTON DU HOURDIS : 7 000  $\text{m}^3$**

#### BÉQUILLES

**ACIER LAMINÉ S 355 : 2 680 t**

**ACIER LAMINÉ S 460 : 880 t**

#### EMBASES DES BÉQUILLES

**SOLUTION EN ACIER -**

**ACIER LAMINÉ S 355 : 1 720 t**

**SOLUTION EN BÉTON -**

**BÉTON C50/60 : 2 540  $\text{m}^3$**

#### FONDACTIONS PROFONDES

**BÉTON DES BARRETTES : 3 750  $\text{m}^3$**

#### TÉTRAPODES P2 À P12

**BÉTON DES SEMELLES : 4 200  $\text{m}^3$**

**BÉTON DES SOCLES : 1 780  $\text{m}^3$**

#### CULÉES C0-P1 ET P13-C14

**BÉTON DES CULÉES : 1 350  $\text{m}^3$**

#### ABSTRACT

### RHINE-RHONE HSL, EASTERN BRANCH, SECTION C: DESIGN ENGINEERING OF THE LA SAVOUREUSE VIADUCT

CHRISTOPHE CEZARD ET NABIL YAZBECK, EGIS JMI

**The new Rhine-Rhone high-speed train line will cross the La Savoureuse valley south of Belfort on a 792 m long viaduct.**

*The numerous obstacles in the valley are crossed by regular spans 66 metres long. The deck is formed of steel box-girders located on either side of the railway tracks, connected by steel crossbeams embedded in concrete. The main girders are fixed on inclined struts converging on the pier axes, forming the so-called tetrapods that are the distinctive feature of the bridge. Numerous design calculations were needed to check the structure's dynamic behaviour under real trains and under the HSLM-A universal train defined by Eurocode 1, for speeds of up to 420 km/h. In the construction stage, the initial design was altered slightly. The static scheme was changed, the main girders were lightened and the concrete-embedded crossbeams were replaced with a more rigid structure, made of closely placed transverse steel girders supporting a thin concrete slab. □*

### LGV RIN-RÔDANO RAMAL ESTE, TRAMO C: ESTUDIOS DEL VIADUCTO DE LA SAVOUREUSE

CHRISTOPHE CEZARD ET NABIL YAZBECK, EGIS JMI

*Situándose en el Sur de la aglomeración urbana de Belfort, la línea de alta velocidad Rin-Ródano atraviesa el valle de La Savoureuse mediante un viaducto de 792 metros. Los numerosos obstáculos del valle se franquean por tramos regulares de 66 metros. El tablero está compuesto por vigas metálicas en cajón ubicadas por ambos lados de las vías, y conectadas por medio de una bovedilla en vigas embebidas. Las vigas portadoras van empotradas sobre soportes inclinados que convergen con el eje de las pilas, formando los tetrápodos que constituyen la originalidad del viaducto. Fueron necesarios numerosos cálculos para justificar el comportamiento dinámico de la obra con el tren universal A del Eurocódigo 1 y con los trenes reales, para velocidades que pueden alcanzar los 420 km/h. Durante la ejecución, se modificó ligeramente el proyecto inicial y, el esquema estático también se modificó, se ha reducido el peso de las vigas portadoras del tablero y las vigas embebidas fueron sustituidas por una estructura transversal de mayor rigidez, formada por una losa plana soportada por diversas piezas de puente acortadas. □*

# LGV RHIN-RHÔNE, LOT C5, LE VIADUC DE LA SAVOUREUSE

AUTEURS : XAVIER GRUZ, DIRECTEUR D'OPÉRATIONS DE LA LGV RHIN-RHÔNE BRANCHE EST, RFF - PATRICK CHARLON, DIRECTEUR DE DÉPARTEMENT OA ET PRÉCONTRAINTE, EIFFAGE TP - RAPHAËL SCHAEFFER, INGÉNIEUR D'AFFAIRES, EIFFEL - CHRISTOPHE SANDRE, DIRECTEUR DE PROJET, EIFFAGE TP - VINCENT CRESPIN, DIRECTEUR DE TRAVAUX, EIFFAGE TP

LE VIADUC DE LA SAVOUREUSE S'INSCRIT DANS LE TRONÇON C DE LA BRANCHE EST DE LA LGV RHIN-RHÔNE. SON ORIGINALITÉ ARCHITECTURALE ET LA COMPLEXITÉ DE LA STRUCTURE EN FONT L'OUVRAGE EMBLÉMATIQUE DE LA LIGNE. CE VIADUC DE 792 M DE LONG SE CARACTÉRISE PAR UN TABLIER MIXTE ACIER-BÉTON À POUTRES LATÉRALES EN CÉ REPOSANT SUR DES TÉTRAPODES COMPOSÉS D'UN SOCLE EN BÉTON ARMÉ SURMONTÉ DE BÉQUILLES MÉTALLIQUES ANCRÉES PAR DES BARRES Ø 760 MM PRÉCONTRAINTE. LE TABLIER EST LANCÉ EN CONTINU, LES FUTURES TRAVÉES ISOSTATIQUES ÉTANT RENDUES PROVISOIRES HYPERSTATIQUES POUR LE LANÇAGE. LES CALCULS DE STRUCTURE SE SONT AVÉRÉS PARTICULIÈREMENT COMPLEXES, ITÉRATIFS ET LONGS DU FAIT DE LA PRISE EN COMPTE D'UN COEFFICIENT D'AMORTISSEMENT DYNAMIQUE, ET LA MISE SUR APPUIS DÉFINITIFS A CONSTITUÉ UNE OPÉRATION LENTE ET DÉLICATE.



2

Les travaux de la branche est de la LGV Rhin-Rhône ont été lancés en juillet 2006 pour une mise en service fin 2011 (figures 2 et 3). Les enjeux de cette ligne consistent notamment à :

- Développer des liaisons ferroviaires est-ouest depuis l'Alsace, la Suisse jusqu'à Lille et Bruxelles via l'agglomération parisienne ;
- Développer des liaisons ferroviaires nord-sud pouvant aller de l'Allemagne jusqu'à l'Espagne ou l'Italie ;
- Améliorer les liaisons ferroviaires inter-régionales entre les métropoles des régions Alsace, Bourgogne, Franche-Comté et Rhône-Alpes ;

→ Réduire les temps de parcours actuels.

Le tracé est étudié pour une vitesse de 350 km/h (vitesse de référence) et une vitesse commerciale de 320 km/h. En profil en long, les rampes maximales sont de 3,5 ‰ et les spécifications techniques d'interopérabilité (STI) ont été prises en compte.

## CONTEXTE ENVIRONNEMENTAL

Le viaduc de La Savoureuse constitue le lot C5 en extrémité est du tracé. C'est un hors lot situé dans l'emprise du TOARC C3 (figure 4). Le tronçon se caractérise par un relief accidenté (un tunnel, cinq viaducs), un terrain majoritairement calcaire, donc sensible aux problèmes karstiques, et un aléa sismique type 1b selon les règles PS 92 (zone 3 selon la nouvelle carte de l'aléa sismique de 2005). L'ouvrage est en classe C (accélération de 2 m/s<sup>2</sup> à l'ELU). L'ordre de service de démarrage des travaux a été donné fin avril 2007 pour une durée de 30 mois, après appel d'offre classique sur préqualification qui faisait suite à un appel d'offre de conception (architectes et ingénieries). RFF a souhaité que ce viaduc, situé dans un contexte périurbain, fasse l'objet d'une recherche architecturale ▷



3

- 2- Ensemble de la LGV Rhin-Rhône.
- 3- Tracé de la branche est.

- 2- Overall view of the Rhine-Rhone high-speed train line.
- 3- Route of the eastern branch.

particulière et soit l'ouvrage emblématique de la ligne.

Le viaduc franchit par ailleurs de nombreuses infrastructures existantes (figure 4) : rivière La Savoureuse, autoroute A 36, canal de la Haute-Saône, RD 437. On note la présence d'une zone classée ZNIEFF à 200 m au sud du viaduc. Le projet respecte les contraintes environnementales principales suivantes :

→ Éviter d'impacter l'écoulement de la crue centennale (330 m<sup>3</sup>/s) pour la rivière La Savoureuse et le ruisseau des contours ;

→ Protéger la végétation sur les berges et dans la bande comprise entre l'autoroute A 36 et le canal ;

→ Protection des villages environnants par écrans acoustiques.

Concernant l'hydrogéologie, la nappe phréatique est proche de la surface sur toute la longueur du lit moyen de La Savoureuse.

Le viaduc se caractérise par une grande originalité architecturale lui conférant une forme identifiable.

Il apparaît comme un ouvrage moderne et spectaculaire, dont la mise au point en terme de calcul de structure a été longue et ardue.

L'élévation (photo 5) montre le viaduc dans son état d'achèvement quasi complet.

#### TRAVAUX PRÉPARATOIRES

Compte tenu des contraintes géographiques et humaines du lot C5, de nombreux travaux préparatoires ont été entrepris dès le début du chantier :

→ Un important réseau de pistes de chantier (4 km) pour engins lourds (pelles pour pieux, transport des tronçons de

charpente) ; une partie de ces pistes est utilisée pour le trafic très dense du lot TOARC C3 (jusqu'à 300 passages par jour) ;

→ Un ouvrage provisoire métallique de 27 ml sur La Savoureuse ;

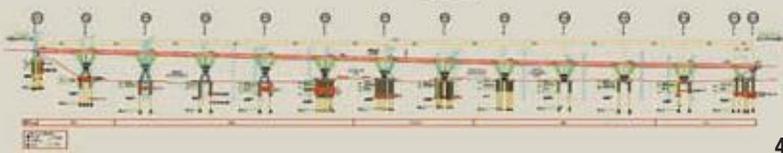
→ Le remplacement du tablier du pont existant sur le canal pour permettre le passage des convois lourds (béquilles métalliques notamment) ;

→ La déviation d'un nombre important de réseaux de concessionnaires ;

→ La démolition de deux bâtiments : Conforma et VF Confort (avec désamiantage) ;

→ Une campagne géotechnique complémentaire.

#### PROFIL EN LONG DE L'OUVRAGE



4

4- Profil en long de l'ouvrage.

5- L'ouvrage terminé.

6- Coupe transversale courante du tablier.

7- Profil en long ; les obstacles franchis.

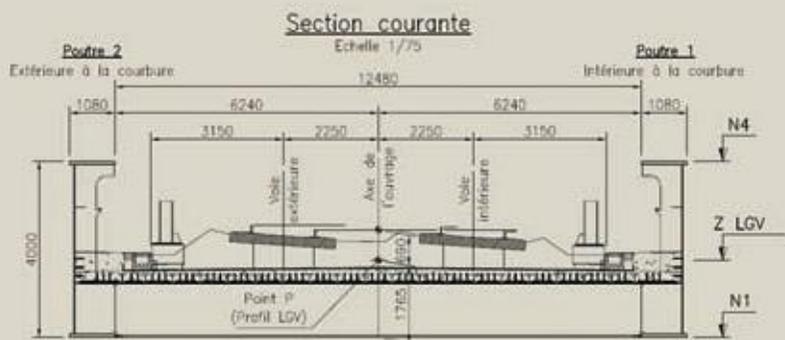
4- Longitudinal profile of the structure.

5- The completed structure.

6- Standard cross section of the deck.

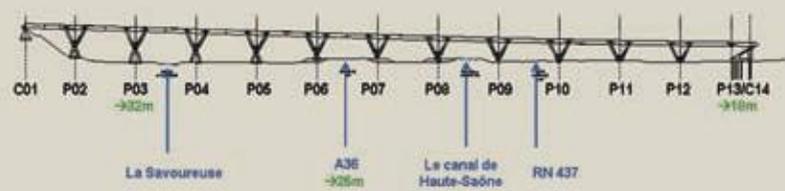
7- Longitudinal profile; obstacles crossed.

#### COUPE TRANSVERSALE COURANTE DU TABLIER



6

#### PROFIL EN LONG LES OBSTACLES FRANCHIS



7

5





8

8- Vue d'ensemble des tétrapodes.

9- Schéma statique d'une pile.

8- General view of the tetrapods.

9- Static diagram of a pier.

Les calculs de la structure se sont avérés itératifs et très longs, notamment en ce qui concerne la prise en compte de son coefficient d'amortissement. L'une des hypothèses du dossier de consultation était la valeur de 1,5 % pour le coefficient d'amortissement ; les poutres latérales métalliques avaient une section en caisson.

Par souci d'économie, le groupement a proposé une poutre reconstituée soudée (PRS) en forme de I (figure 11, section 1). Cette structure répondait aux exigences dynamiques avec une valeur d'amortissement plus sévère de 1 %. Le maître d'ouvrage a demandé de conserver l'aspect extérieur des poutres principales qui était prévu dans le dossier de consultation.

À partir de la poutre en I, le groupement a proposé de décentrer l'âme vers l'extérieur : ainsi, une forme de C a été adoptée, avec pour principale conséquence l'ajout d'une tôle inclinée en renfort de la semelle supérieure (figure 11, section 2). Tout comme pour la poutre en I, les calculs préliminaires réalisés par les bureaux d'études du groupement ont confirmé que la poutre en C répondait aux exigences dynamiques avec un coefficient d'amortissement de 1 %, dans les mêmes conditions que la poutre du DCE. Finalement, le maître d'ouvrage a imposé, lors de la signature du marché, que la structure soit dimensionnée avec un coefficient d'amortissement dynamique de 0,5 %.

Les principales incidences sur le tablier ont été l'augmentation de la hauteur des pièces de pont (de 1 100 mm à 1 250 mm), et le remplissage local des âmes des poutres principales avec ▷

### SCHÉMA STATIQUE D'UNE PILE



9

### UNE CONCEPTION ORIGINALE

Le tablier est une ossature mixte de 792 m de long et 14 m de large. Les deux poutres latérales sont des Cé de 4 m de hauteur reliés par des pièces de pont supportant un hourdis type

poutrelles enrobées (figure 6). Il repose sur deux culées et 11 piles tétrapodes (figure 7). Le tétrapode d'appui est constitué d'une base en béton surmontée par quatre béquilles métalliques (hauteur 14,60 m)

ancrées dans la base béton par barres Ø 760 mm précontraintes (photo 8). Le schéma statique est représenté sur les figures 9 et 10. Le tablier est constitué par 12 travées sur appuis (21 m) et 12 travées isostatiques (45 m).



du béton (aux extrémités des travées isostatiques). La nouvelle section transversale sur appui ainsi définie est représentée sur la figure 11, section 3.

De nombreux calculs (études d'exécution et contrôle externe) ont été effectués dans le cadre de la relation coefficient d'amortissement-accélération verticale. Les comparaisons ont été faites entre la section en I et la section en C, avec ou sans béton sur appuis. On a pu notamment constater que :

→ La diminution du coefficient d'accélération dynamique de 1 % à 0,5 % augmente d'environ 40 % la valeur de l'accélération verticale ;

→ L'ajout du béton permet de réduire de l'ordre de 60 à 70 % la valeur de l'accélération verticale ;

→ Une réduction du coefficient d'amortissement à 0,5 % augmente sensiblement la valeur de l'accélération, d'autant plus qu'une structure composée de pièces de pont de hauteur 1 100 mm est nettement plus sensible au coefficient d'amortissement qu'une structure avec des pièces de pont de 1 250 mm. Sur la base de l'étude de la poutre en C, cette augmentation serait d'au moins 4,3 m/s<sup>2</sup>.

L'augmentation de la hauteur et du nombre des pièces de pont (de 330 à 337) combinée avec le remplissage béton des âmes sur appuis ont été les conditions nécessaires pour respecter strictement le critère d'accélération (3,5 m/s<sup>2</sup> à l'axe de la voie sous le passage des dix trains du convoi universel A).

### LES PILES DU VIADUC

Les semelles sont fondées sur pieux Ø 1 600, avec tubage provisoire sur la

**10- Coupe schématique d'une pile.**

**11- Incidence de la conception du tablier sur le coefficient d'amortissement.**

**12- Noyau central d'une pile ; coffrage.**

**13- Partie inférieure d'une pile ; ferrailage.**

**10- Schematic cross section of a pier.**

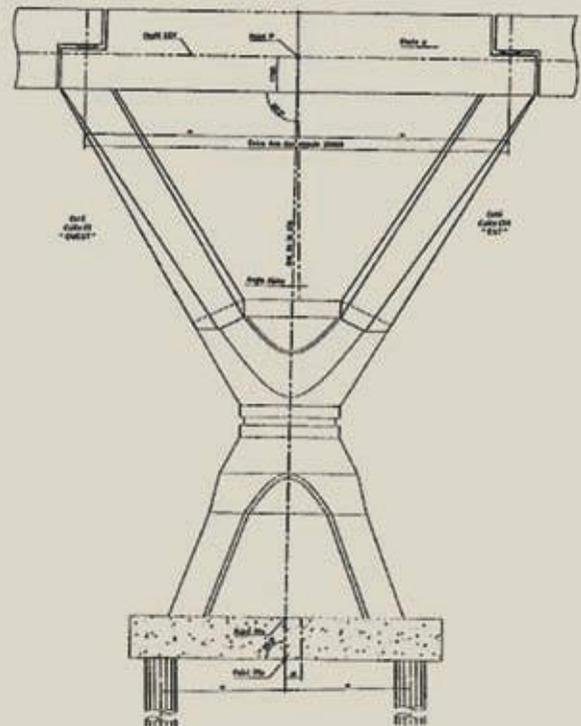
**11- Influence of deck design on the damping factor.**

**12- Central core of a pier; formwork.**

**13- Lower part of a pier; reinforcement.**

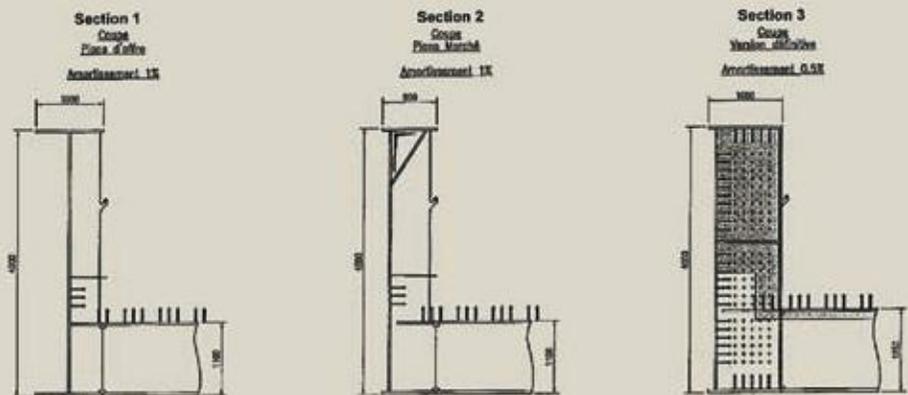
## COUPE SCHÉMATIQUE D'UNE PILE

10



## INCIDENCE DE LA CONCEPTION DU TABLIER SUR LE COEFFICIENT D'AMORTISSEMENT

11



12



13

## QUANTITÉS MOYENNES MISE EN ŒUVRE POUR UNE PILE

14

Partie d'ouvrage	Béton (m <sup>3</sup> )	Aciers (kg)	Ratio (kg/m <sup>3</sup> )
Embase	217,24	44026,02	202,66
Transition	27,80	6131,03	220,54
Tronc de cône	46,60	10336,60	221,82
4ème levée	55,09	8019,84	145,58
3ème levée + prédalle	173,60	31575,04	181,88
1ère / 2ème levée	91,47	17034,55	186,23
Semelle	501,17	149782,30	298,86

hauteur des mauvais terrains et boue bentonique aux abords des voies circulées. Le recépage a été effectué à l'éclateur. Concernant les soutènements, six semelles sont réalisées à l'abri des batardeaux de 15 x 15 m ; deux blindages ont été effectués au bord de l'A 36, et une protection de berge a été réalisée au niveau de la pile P09. Les semelles sont réalisées de façon classique ; la prise en compte du séisme a conduit à un ferrailage exceptionnellement dense allant de 360 kg/m<sup>3</sup> à 550 kg/m<sup>3</sup>. La forme originale des piles s'est avérée très complexe à l'exécution. Leur hauteur varie de 5,20 m à 19,20 m. L'embase qui supporte les béquilles

**14- Quantités moyennes mise en œuvre pour une pile.**

**15- Cas particulier de la pile P03.**

**16- Mise en place d'une béquille métallique.**

**14- Average quantities employed for a pier.**

**15- Specific case of pier P03.**

**16- Placing a steel strut.**

métalliques, en partie haute de la pile, ainsi que le tronc de cône et la zone de transition sont des parties pleines en béton ; la partie inférieure, de hauteur variable, est creuse (figure 10, photos 12 et 13).

Les coffrages extérieurs sont métalliques ; les coffrages intérieurs sont en bois. Ils ont été conçus et réalisés par l'entreprise, aucune entreprise spécialisée en coffrage n'ayant voulu s'investir dans cette tâche. La pile P03 est la plus haute de l'ouvrage (figure 14) ; le béton de l'embase supérieure est du C50/60 (protection contre les risques de réaction sulfatique interne) ; les autres parties de la pile sont en béton C35/45.

La figure 15 donne les ratios d'acier des différentes parties constitutives de la pile.

### BÉQUILLES MÉTALLIQUES

Les béquilles métalliques (quatre unités par pile ; 46 béquilles au total) sont usinées en atelier et mises en place d'une seule pièce (photo 16). Leur poids unitaire est de 49 t ; l'acier constitutif est S 355N (épaisseur ≤ 80 mm).

Les tôles utilisées ont 35 ou 45 mm d'épaisseur. Les béquilles ont été fabriquées dans l'atelier de l'usine Eiffel de Lauterbourg.

L'ancrage de chacune dans l'embase est réalisé à l'aide de 15 barres Ø 760 mm précontraintes.

À ce jour, aucun fournisseur de barres n'a obtenu d'agrément européen pour ce diamètre. Le chantier a donc réalisé avec le fournisseur (Etic-LA GTM) de nombreux essais (traction, rupture, fatigue) en laboratoire en vue de l'autorisation d'utilisation par le maître d'ouvrage et son assistant.

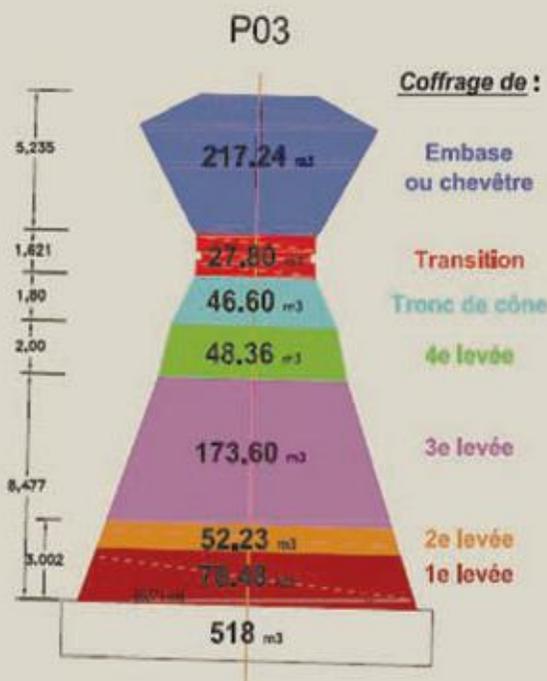
Ces résultats ont donné toute satisfaction ; un très grand coefficient d'allongement, dû à un traitement magnétique, donne à ces barres une très grande sécurité vis-à-vis de la rupture brutale. En phase provisoire, les quatre béquilles sont contreventées dans les deux sens par des profilés classiques (photos 17, 18, 19). Poids mis en œuvre : plaques et platines, 128 t ; béquilles proprement dites, 2 125 t.

### TABLIER DE L'OUVRAGE

Les aciers ont été fournis par les sidurgies Arcelor (GTS et Dillinger Hütte), Tramet et Thyssen. Ils ont été commandés en période de pénurie d'acier, et il a fallu faire face aux quotas et aux formats disponibles dans diverses forges, les transports s'effectuant à l'usine par fer, route et péniches.

## CAS PARTICULIER DE LA PILE P03

15



16

Les poutres principales ont été fabriquées dans l'atelier d'Eiffel à Lauterbourg. Pour les pièces de pont, on a aussi fait appel à l'usine de Maizières-lès-Metz. La nuance S 355N est utilisée pour les pièces d'épaisseur inférieure ou égale à 80 mm ; dans le cas contraire, c'est la nuance S 355NL qui est utilisée. De par la géométrie des éléments de la charpente métallique, la quasi-totalité des surfaces sont vues. Le système de protection anticorrosion retenu est un système C4A NV 424 composé de trois couches d'épaisseur 50, 140 et 40 µm. La teinte définie par l'architecte est le RAL 7035 (gris lumière). Les poutrelles enrobées ont été traitées avec un système C4Z NV 469, dont la première couche est métallisée (120 µm) et complété par trois couches plus classiques (20, 80 et 40 µm). L'intérieur des béquilles, visitable mais fermé hermétiquement, a été peint avec

une protection monocouche renforcée d'épaisseur 150 µm. Pour des raisons d'application et de planning, les deux premières couches de protection des poutres principales, des pièces de pont et des béquilles ont été réalisées en atelier. Les poutrelles enrobées ont été totalement traitées en usine.

#### TRANSPORT ET ASSEMBLAGE SUR SITE

Les pièces de pont et les 36 éléments des poutres principales sont acheminés par convois routiers. Le lançage du tablier s'effectuant de l'est vers l'ouest (en montant), l'assemblage et le lançage des 36 tronçons s'effectuent sur une plate-forme située derrière C14 (longueur, 230 ml ; largeur, de 35 à 45 ml). Les travées sont solidarisées entre elles par soudure sur le banc de poussage de façon à rendre le tablier continu pour le lançage (photo 17).

### PHASAGE D'ASSEMBLAGE ET DE LANÇAGE

- 1- Assemblage de neuf tronçons (199 m) et de l'avant-bec sur la plate-forme
- 2- Lançage de 208 m (accostage sur P10)
- 3- Assemblage de dix tronçons (221 m)
- 4- Lançage de 153 m (accostage sur P8)
- 5- Assemblage de six tronçons (134 m)
- 6- Lançage de 132 m (accostage sur P6, avec franchissement de l'autoroute A 36)
- 7- Assemblage de six tronçons (132 m)
- 8- Lançage de 132 m (accostage sur P4)
- 9- Assemblage de cinq tronçons (112 m)
- 10- Lançage de 186 m (accostage sur C01)

L'ensemble de la structure a été lancé en cinq poussages à l'aide d'un avant-bec (longueur, 30 m ; poids, 42 t ; photo 18), permettant de franchir des

travées de 54, 66 et 78 m. Sur chaque pile, la structure glisse sur des appuis provisoires supportés par une charpente métallique s'appuyant sur les

17



## PRINCIPALES ÉPAISSEURS DES TÔLES MISES EN ŒUVRE

**POUTRES PRINCIPALES :** 30 à 85 mm pour les semelles supérieures et inférieures, 24 à 28 mm pour les âmes

**PIÈCES DE PONT :** 50 mm pour les semelles inférieures, 30 mm pour les semelles supérieures et 15 mm pour les âmes

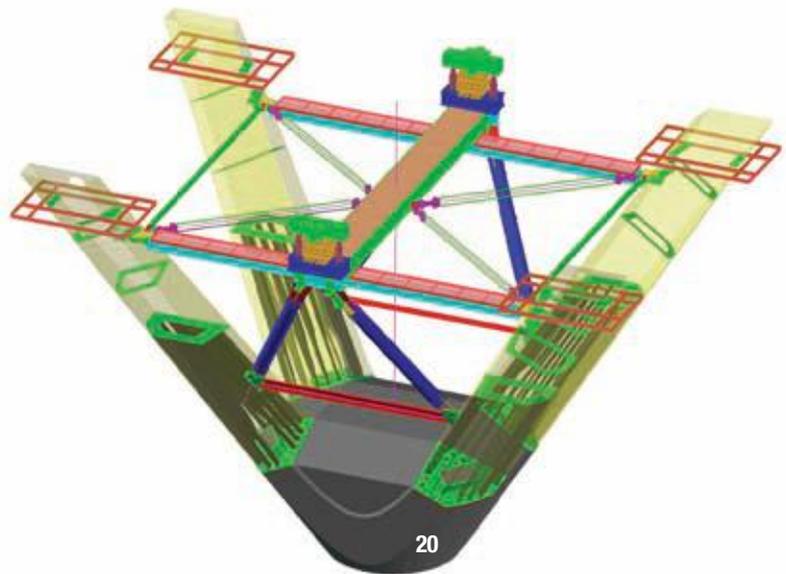
**POUTRELLES ENROBÉES :** HEA 200

LE POIDS TOTAL D'ACIER MIS EN ŒUVRE EST DE 6 837 T, DÉCOMPOSÉ COMME SUIV

**POUTRES PRINCIPALES :** 3 765 t

**PIÈCES DE PONT :** 2 433 t

**POUTRELLES ENROBÉES :** 639 t



béquilles contreventées (photo 19). Chaque structure a un poids de 70 t et est constituée de tubes et de profilés en acier S 355. À l'axe de chaque pile,

un support de lançage (balancelle) a été mis en place sous chaque poutre principale (figure 20). La conception des équipements de lançage a été identique

sur toutes les piles, hormis les accès. En effet, si, pour les piles les plus basses, quatre cheminements indépendants en tête de béquilles accessibles par une

nacelle télescopique étaient suffisants, il a été nécessaire de compléter cet équipement pour les piles les plus hautes par une liaison centrale et une échelle à crinoline. Les tronçons sont lancés avec les poutrelles, les coffrages perdus et une partie du ferrailage du béton de liaison. Le système de lançage est constitué de vérins avaleurs de câbles (photo 21) ; l'effort de poussée capable est de 540 t par poutre principale.

Les appuis provisoires ont été placés à l'axe de chaque pile (P2 à P12, sur les culées C01 et C14, ainsi que sur la palée provisoire en P13 et sur la plateforme d'assemblage). Chaque appui était composé d'une balancelle revêtue de néoprène recouvert de téflon pour assurer le glissement de la charpente, ainsi que d'une butée transversale pour assurer le guidage. Afin de réduire au minimum les efforts de frottements, la sous-face de la semelle inférieure était savonnée. Cette opération, ajoutée aux qualités du téflon, a permis d'atteindre un coefficient de glissement de l'ordre de 3 %. La figure 22 montre le schéma du dernier lançage (n° 5). Le franchissement de l'autoroute A 36 (APRR) s'est effectué avec coupure totale de la circulation. Notons que les travées situées au-dessus de l'A 36, de la RD 437, de La Savoureuse et du canal ont été bétonnées avant lançage.

### MISE SUR APPUIS DÉFINITIFS

C'est l'épreuve la plus délicate des opérations de mise en place du tablier. Celui-ci a été lancé environ 400 mm au-dessus des béquilles. Après le dernier lançage, les opérations de dénivellation ont débuté pour amener les poutres à leur niveau définitif : première phase, dénivellation de 200 mm, en partant de la pile P9 vers C14 puis vers C01 ; seconde phase, dénivellation ▷



**17- Attelage provisoire des travées pour le lançage.**

**18- Avant-bec et appuis provisoires de lançage.**

**19- Équipement provisoire d'une tête de pile.**

**20- Charpente provisoire sur pile.**

**17- Temporary connection of spans for launching.**

**18- Launching nose and temporary launching supports.**

**19- Temporary appurtenances of a pier cap.**

**20- Temporary frame on pier.**

de 150 mm, dans un ordre identique. L'opération suivante, très sensible, a été la découpe des travées. En effet, les travées isostatiques étaient soudées provisoirement, dès l'assemblage sur la plate-forme, aux travées sur appuis, de manière à obtenir un ensemble continu permettant le lançage. Une fois tout le tablier en place, ces joints provisoires ont été découpés pour donner à la structure sa constitution définitive. Cette opération de désolidarisation devait se faire obligatoirement de la culée C01 vers la culée C14. En effet, après le dernier lançage, la structure a été immobilisée par un point fixe situé à la culée C14. Pour éviter de créer une interaction entre les travées déjà en place et le reste de la structure, le dernier lançage a été plus court de 250 mm, cette réserve permettant la libre dilatation de la structure. La question de l'amortissement de la structure sous passage des convois a nécessité la réalisation, sur la zone des béquilles, d'un béton armé connecté aux âmes des poutres principales (photos 23 et 24). Une longrine longitudinale en béton armé connectée aux âmes des poutres complète la liaison charpente-hourdis béton (figure 6 et photo 23).

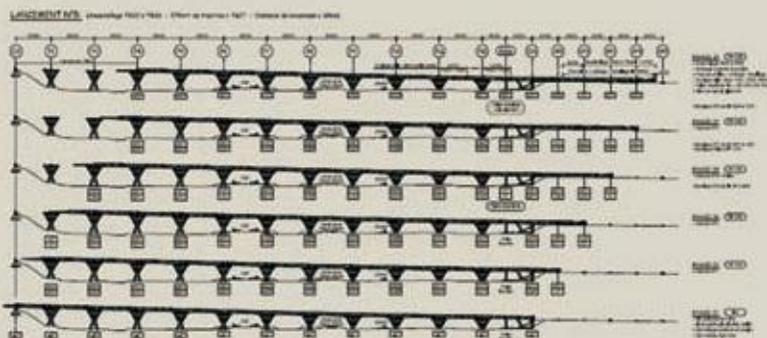
### ÉQUIPEMENTS FERROVIAIRES

La partie extérieure des poutres principales est habillée par des corniches architecturales constituées de panneaux en aluminium (trois motifs différents : lisses, rainurés, ajourés) fixés sur les âmes et mis en place sur la plate-forme de lançage. Pour garantir la sécurité au-dessus des voies traversées, on a prévu un câble de retenue des panneaux (photo 25). L'intérieur du viaduc est équipé des traditionnels éléments ferroviaires : caniveaux à câbles, à eau, longrine béton jouant le rôle de piste pour le personnel d'entretien, main courante tubulaire entièrement intégrée à la structure, plots supports caténaires, étanchéité type B3a composée d'un enduit d'imprégnation à froid (Elastocol 500, Soprema), d'une chape d'étanchéité (Sopralene Flam Antiroche P) et d'une contre-chape (enrobés bitumineux O/6). Un auvent de protection de 700 m<sup>2</sup> a été mis en œuvre pour achever l'étanchéité en novembre-décembre 2009 (photo 1). En section courante, les poutres latérales de la structure métallique remplissent également la fonction d'écran acoustique. La seule rupture se situe aux joints entre les travées fixes et les travées isostatiques. Des panneaux acoustiques ont été ajoutés du côté



21

### PHASE DE LANÇAGE DU TABLIER N° 5



22

**21- Vérin avaleur de câbles pour le lançage du tablier.**

**22- Phase 5 de lançage du tablier.**

**23- Ames verticales du tablier.**

**21- Cable reel jack for launching the deck.**

**22- Deck launching phase 5.**

**23- Vertical webs of the deck.**



23



24

intérieur de l'ouvrage pour rétablir cette continuité. Ils sont démontables de manière à permettre également le contrôle annuel des appareils d'appui.

#### LES APPAREILS D'APPUIS

De part sa conception, l'ouvrage a imposé un schéma statique original :

→ Appareils d'appui identiques sur une même file transversale ;

→ Appareils d'appui situés à l'aplomb de chaque béquille assurant la jonction entre une travée isostatique et une travée fixe.

Très restrictif vis-à-vis des dimensions des appareils d'appui, l'encombrement imposé, combiné aux résistances nécessaires vis-à-vis des efforts de séisme et de circulation (freinage, accélération) des divers types de convoi, a très fortement réduit le choix dans les dispositifs. Les appareils d'appui mis en œuvre sont de type sphérique de chez Maurer. Dimensions :

→ Appareils mobiles longitudinalement : 770 x 1 050 x 168 mm ; course de déplacement, 45 mm ;

→ Appareils fixes : 960 x 1 145 x 169 mm ;

→ Sur culée C01 : 1 660 x 1 070 x 260 mm. □

**24- Remplissage des âmes en béton armé.**

**25- Les écrans architecturaux.**

**24- Reinforced concrete web filling.**

**25- Architectural screens.**

### PRINCIPALES QUANTITÉS

#### GÉNIE CIVIL

**BÉTON : 17 000 m<sup>3</sup>**

**ACIERS PASSIFS : 3 650 t**

**COFFRAGE : 14 000 m<sup>2</sup>**

**PRÉCONTRAINTÉ : 74 t**

#### CHARPENTE MÉTALLIQUE

**BÉQUILLES : 2 300 t**

**TABLIER : 6 900 t**

#### FONDATIONS PROFONDES

**109 PIEUX Ø 1 600 mm ;**

**LONGUEUR TOTALE : 1 720 ml**

**BÉTON : 3 450 m<sup>3</sup>**

**ACIERS HA : 615 000 kg**



25

### LES INTERVENANTS

**ARCHITECTE : Wilkinson Eyre**

**MAÎTRE D'OUVRAGE : Réseau ferré de France (RFF)**

**MAÎTRISE D'ŒUVRE : Setec et JMI**

**COORDONNATEUR SÉCURITÉ : Deca**

**GROUPEMENT D'ENTREPRISES**

**CHARPENTE MÉTALLIQUE : Eiffel (mandataire)**

**GÉNIE CIVIL : Eiffage**

**TERRASSEMENTS : Forézienne d'entreprises**

**FONDATIONS : SPIE fondations**

**SOUS-TRAITANTS ET FOURNISSEURS**

**ÉTUDES BÉTON ARMÉ : Coredia**

**ÉTUDES MÉTAL : SNCF IGOA**

**CONTRÔLE EXTERNE : BIEP**

**ÉTUDES GÉOTECHNIQUES ET KARSTIQUES : Fondasol**

**ARMATURES : SA-CDF**

**FOURNITURE BÉTON PRÊT À L'EMPLOI : Holcim**

**FOURNITURE ET MISE EN PLACE DES BARRES**

**DE PRÉCONTRAINTÉ Ø 760 mm : Etic, La GTM**

**APPAREILS D'APPUI : Maurer**

**OUVRAGE PROVISOIRE SUR LA SAVOUREUSE : Leduc**

**PEINTURE CHARPENTE : Borifer**

**ÉTANCHÉITÉ : Eurovia**

**JOINTS GARDE-BALLAST : Etic**

**COFFRAGE PILE ET COFFRAGE EMBASE : Metal Azoia, CMF**

#### ABSTRACT

### RHINE-RHONE HSL, WORK SECTION C5, THE LA SAVOUREUSE VIADUCT

XAVIER GRUZ, RFF - PATRICK CHARLON, EIFFAGE TP - RAPHAËL SCHAEFFER, EIFFEL - CHRISTOPHE SANDRE, EIFFAGE TP - VINCENT CRESPIN, EIFFAGE TP

**The La Savoureuse viaduct forms part of section C of the eastern branch of the Rhine-Rhone high-speed train line (HSL).**

*Its architectural originality and structural complexity make it the emblematic structure on the line. This viaduct, 792 m long, features a composite steel-concrete deck with side box girders resting on tetrapods consisting of a reinforced concrete base on top of which are placed steel struts anchored by prestressed bars of dia. 760 mm. The deck is launched continuously, with the future isostatic spans being temporarily made statically indeterminate for launching.*

*The structural design calculations proved extremely complex, iterative and long due to the need to allow for a dynamic damping factor, and placing of the final supports was a slow and difficult operation. □*

### LGV RIN-RÓDANO, LOTE C5, EL VIADUCTO DE LA SAVOUREUSE

XAVIER GRUZ, RFF - PATRICK CHARLON, EIFFAGE TP - RAPHAËL SCHAEFFER, EIFFEL - CHRISTOPHE SANDRE, EIFFAGE TP - VINCENT CRESPIN, EIFFAGE TP

**El viaducto de La Savoureuse se inscribe en el tramo C del ramal Este de la Línea de Alta Velocidad Rin-Ródano. Su originalidad arquitectural y la complejidad de la estructura hacen de esta obra el emblema de la línea.**

*Este viaducto de una longitud de 792 metros se caracteriza por un tablero mixto de acero-betón con vigas laterales en C que toman apoyo sobre tetrápodos formados por una base de hormigón armado con soportes metálicos en la parte superior ancladas mediante barras pretensadas de 760 mm. El tablero está lanzado en continuo, dado que los futuros vanos isostáticos están provisionalmente hiperestáticos para el lanzamiento.*

*Los cálculos de estructura fueron particularmente complejos, iterativos y largos ya que se ha integrado un coeficiente de amortización dinámica, y la puesta sobre apoyos definitivos ha constituido una operación lenta y delicada. □*

Directeur de la publication  
Patrick Bernasconi

Directrice déléguée  
Rédactrice en chef  
Mona Mottot  
3, rue de Berri - 75008 Paris  
Tél. : +33 (0)1 44 13 31 03  
Email : mottotm@fnfp.fr

Comité de pilotage  
Laurent Boutillon (Vinci Construction  
Grands Projets), Jean-Bernard Datry  
(Setec TPI), Philippe Jacquet (Bouygues),  
Stéphane Monleau (Solétanche Bachy),  
Bruno Radiguet (Bouygues), Claude  
Servant (Eiffage TP), Philippe Vion  
(Systra), Jean-Marc Tanis (Egis), Michel  
Duviard (Egis), Florent Imbert (Razel),  
Mona Mottot (FNTP)

Ont collaboré à ce numéro

Rédaction  
Delphine Désveaux,  
Marc Montagnon,  
Monique Trancart  
Secrétariat de rédaction  
Julia Deck

Service Abonnement et Vente  
Com et Com

Service Abonnement TRAVAUX  
Bât. Copernic - 20 av. Édouard Herriot  
92350 Le Plessis-Robinson  
Tél. : +33 (0)1 40 94 22 22  
Fax : +33 (0)1 40 94 22 32  
Email : revue-travaux@cometcom.fr

France (10 numéros) : 190 € TTC  
International (10 numéros) : 240 €  
Enseignants (10 numéros) : 75 €  
Étudiants (10 numéros) : 50 €  
Prix du numéro : 25 € (+ frais de port)  
Multi-abonnement : prix dégressifs  
(nous consulter)

Publicité

Régie Publicité Industrielle  
Xavier Bertrand - Anne-Sophie Cuvillier  
9, bd Mendès France  
77600 Bussy-Saint-Georges  
Tél. : +33 (0)1 60 94 22 20  
Email : bertrand@rpi.fr - bennai@rpi.fr

Site internet : [www.revue-travaux.com](http://www.revue-travaux.com)

Réalisation et impression

Com'1 évidence  
8, rue Jean Goujon - 75008 Paris  
Tél. : +33 (0)1 40 74 64 34  
Email : contact@com1evidence.com

Maquette

Idé Edition

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

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

Editions Science et Industrie SAS  
9, rue de Berri - 75008 Paris  
Commission paritaire n°0111 T 80259  
ISSN 0041-1906

# L'AVENIR DES OUVRAGES D'ART FRANÇAIS



Les ingénieurs français jouissent d'une grande notoriété dans le domaine des ouvrages d'art, illustrée les dernières années par la construction de quelques ponts ou viaducs spectaculaires : le pont de Normandie, le pont Vasco de Gama, le pont de Rion Antirion et le viaduc de Millau.

Mais l'ingénierie française n'en tire aucun bénéfice, et si les entreprises françaises ont aujourd'hui une place éminente dans le monde, il ne me paraît pas certain qu'elles garderont une avance technique dans les années qui viennent.

De nombreux signes inquiétants demandent une prise de conscience et une analyse.

Les grands ouvrages qui se construisent aujourd'hui dans le monde se construisent sans nous, en grande partie à cause de la faiblesse de notre ingénierie. Plusieurs bureaux d'études français ont été rachetés par des groupes étrangers, et aucun n'est capable de rivaliser avec les puissants bureaux d'études anglo-saxons, anglais en particulier, qui sont établis dans tous les pays dont le marché est important. Aucun bureau français n'est durablement et fortement implanté à l'étranger.

Cela vient certainement de la faible place qui leur était laissée entre l'Administration des Ponts et Chaussées et les entreprises. Cette place s'est beaucoup élargie au cours des vingt dernières années avec le retrait progressif et la disparition du Ministère de l'équipement, mais l'État et la profession n'ont pas su organiser une transition qui aurait permis le développement de bureaux d'études puissants qui seraient venus occuper le vide créé par la réduction des activités du service public. L'envoi du SETRA à Sourdon est le coup de grâce porté à la compétence des services techniques de l'État qui étaient la référence et le recours dans le domaine des ouvrages d'art.

On ne peut ignorer le rôle de l'État et de ses services dans le choix de solutions audacieuses pour le pont de Normandie et le viaduc de Millau. Qui pourra le faire demain ?

La plupart des ouvrages sont aujourd'hui construits dans le cadre de concessions ou de partenariats publics-privés.

Cela présente des avantages certains. Mais, sauf cas très exceptionnel, la loi économique dicte des choix qui conduisent à des ouvrages faciles à construire, et au coût le plus faible. C'est le règne des ponts-dalles, des poutres préfabriquées à fils adhérents, des poutrelles enrobées et des bipoutres en ossature mixte, acier-béton.

Inexorablement cela conduit à une perte de compétences des ingénieries et des entreprises, et à une dégradation de la qualité architecturale de nos ouvrages qui étaient considérés, globalement, parmi les plus élégants dans le monde.

Je ne veux pas débattre ici des concours de conception dominés par un verbiage architectural, mais je tiens à souligner qu'on assiste à une dichotomie de la conception entre, d'un côté, des ouvrages « architecturaux » absurdes et d'un coût exorbitant, et, de l'autre, des ponts d'une grande banalité. Les grandes entreprises peuvent penser échapper au pessimisme de cette vision, car elles sont particulièrement puissantes aujourd'hui ; mais c'est surtout par leur activité de concession et de services.

Elles construisent de plus en plus en ensembliers, sans prendre conscience de la dilution de leurs compétences techniques ; dans le domaine de la conception, mais même aussi dans celui des méthodes de construction. Ne serait-ce que parce qu'il n'y a pas d'avenir en elles pour les techniciens, dont les meilleurs ne rêvent que de devenir gestionnaires ou financiers. Et ces grandes entreprises n'aident guère notre ingénierie, bien faible, en faisant systématiquement appel, à l'étranger, aux bureaux d'études internationaux qui dominent le marché.

Si l'on veut que la France garde une place importante dans le domaine des ouvrages d'art, il faut créer ou recréer de véritables pôles de compétences.

Il faut que les ingénieries aient des marchés importants, dans le domaine des ouvrages d'art, mais aussi du bâtiment, trop mal traité aujourd'hui, avec un système de contrôle qui impose la performance et la qualité. Des marchés correctement rémunérés qui leur permettent de recruter des ingénieurs et de les former, de développer ou d'adapter des programmes spécifiques de calcul et de dessin, d'avoir les outils de leur développement et les moyens de s'implanter durablement sur les marchés majeurs. Il faut que les entreprises remettent la technique à l'honneur et développent leurs moyens dans ce domaine ; qu'elles identifient les ouvrages difficiles et les confient à leurs équipes les plus expérimentées. Et il faut que l'État conserve des services techniques compétents et efficaces, sans quoi il n'est pas possible de mener une véritable politique technique.

MICHEL VIRLOGEUX  
INGÉNIEUR CONSULTANT  
MEMBRE DE L'ACADÉMIE DES TECHNOLOGIES

# À SITE EXCEPTIONNEL, OUVRAGE EXCEPTIONNEL LE PONT DE TÉRÉNEZ (FINISTÈRE)

CHANTAL SIMON-GUILLOU, PREMIÈRE VICE-PRÉSIDENTE DU CG29 – PRÉSIDENTE DE LA COMMISSION TERRITOIRES ET ENVIRONNEMENT, EXPLIQUE LES ENJEUX DE CE PROJET D'ENVERGURE ET APPORTE UN ÉCLAIRAGE SUR L'ENSEMBLE DES INFRASTRUCTURES DE TRANSPORT DANS LE FINISTÈRE. PROPOS RECUEILLIS PAR MONA MOTTOT



« IL A FALLU CONCILIER DES CONTRAINTES TECHNIQUES NOMBREUSES : UN SITE PARTICULIÈREMENT CONFINÉ, DES FONDS DE RIVIÈRE DIFFICILEMENT EXPLOITABLES, UN ACCÈS ROUTIER ÉTROIT ET DES EXIGENCES ENVIRONNEMENTALES FORTES »

« LE FUTUR PONT DE TÉRÉNEZ DANS LE FINISTÈRE EST UN OUVRAGE D'ART EXCEPTIONNEL DANS SES FORMES ET DANS SES TECHNIQUES, PRESQUE UNE ŒUVRE DE SCULPTEUR... ». TELS SONT LES PROPOS DE CHARLES LAVIGNE, L'ARCHITECTE DE CET OUVRAGE, POUR LE DÉCRIRE. MAIS QUEL EST LE POINT DE VUE DU MAÎTRE D'OUVRAGE, LE CONSEIL GÉNÉRAL DU FINISTÈRE ?

## Pourquoi construire un nouveau pont à Térénez ?

Relier la Presqu'île de Crozon au reste du Département est vital pour ce territoire. Autrefois, la traversée de l'Aulne se faisait par bac, jusqu'à la construction de l'ancien Pont de Térénez, à l'endroit où la rivière se fait plus étroite, entre Argol et Rosnoën. Mis en service en décembre 1925, il reliait ainsi directement la Presqu'île de Crozon au Faou, sans détour par Châteaulin, soit un gain de 26 km. Miné en août 1944 lors de la Seconde Guerre Mondiale, il a été reconstruit sur les piles d'origine et achevé en 1952.

Prématurément vieilli en raison de nombreuses fissures irrémédiables dues à l'alcali-réaction, le maintien de ce pont n'était plus rationnel, en dépit des nombreux travaux de réparation dont il a bénéficié depuis 1992. Depuis 1998, l'ouvrage est placé sous surveillance et son remplacement est devenu pressant, pour des impératifs de sécurité civile.

## Pourquoi avoir choisi cet emplacement pour le nouveau pont, à proximité de l'ancien ?

La rivière étant plus étroite à cet endroit, le choix de ce site s'est naturellement imposé. De plus,

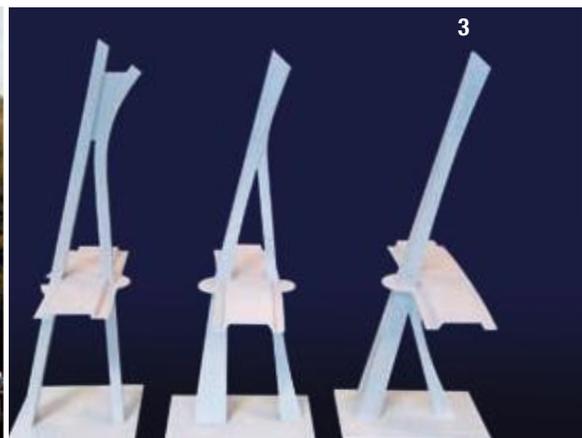
la juxtaposition actuelle du nouveau pont avec l'ancien est tout à fait intéressante. Construits à deux époques séparées d'une soixantaine d'années, l'architecture et les techniques de construction sont très différentes : l'ancien est un pont suspendu droit, privilégiant l'aspect fonctionnel de la jonction des deux rives au-dessus de l'Aulne, alors que le nouveau est un pont courbe à haubans, posé sur deux pylônes aux formes épurées, et dont la silhouette aérienne s'intègre harmonieusement dans l'espace naturel protégé de la vallée de l'Aulne. De plus, la proximité de l'ancien pont

permet d'approcher le nouveau en construction et de suivre son développement dans l'espace au fil du temps. À terme, l'ancien pont sera détruit. Seule une des culées sera transformée en belvédère, offrant un point panoramique unique sur la vallée de l'Aulne.

## Parmi tous les projets qui ont été proposés au Conseil Général du Finistère suite à la consultation, pourquoi avoir choisi ce pont à l'architecture épurée certes, mais complexe à construire ?

En premier lieu, le choix de ce projet de pont original est lié au

© VINCI ET FILIALES



paysage remarquable de la vallée de l'Aulne et de l'ensemble forestier qui l'entoure. Pour le département, ce site est emblématique et il aurait été dommage d'y implanter un pont un peu trop classique. À site exceptionnel, ouvrage exceptionnel. Ce choix devait accompagner l'ouverture de la très touristique Presqu'île de Crozon, et il était nécessaire que la nouvelle structure soit originale tout en s'intégrant parfaitement dans le paysage. D'ailleurs les Finistériens ont bien intégré qu'il s'agit là d'une construction hors du commun puisque le site est l'objet de très nombreuses visites familiales et scolaires. Le département a délibérément ouvert ce chantier au public dès juillet 2007, et nous avons enregistré depuis plus de 41 000 visiteurs ! Il est rare d'accueillir autant de visiteurs sur un ouvrage en construction.

**1- Le nouveau pont à haubans de Térénez repose sur deux pylônes aux formes épurées.**

**2- Chaque pylône en forme de lambda incliné, culmine à près de 100 m au-dessus de l'Aulne.**

**3- La forme du pylône a été progressivement épurée, gardant une jambe et supprimant la deuxième pour la remplacer par une béquille.**

**4- L'ancien pont suspendu encore en place tient grâce à deux câbles principaux ancrés sur les rives.**

**5- Nappe de haubans fixés à la boîte d'ancrage.**

### Comment pensez-vous favoriser par la suite l'intégration sociétale de cet ouvrage en termes de culture régionale et de tourisme ?

En amont de l'inauguration du pont, comme nous l'avons fait pour le contournement Nord-ouest de Quimper, nous mettrons tout en œuvre pour stimuler l'appropriation de l'ouvrage et du lieu par les Finistériens, notamment les Presqu'îliens qui sont les premiers concernés par sa mise en service. La fin des travaux étant prévue au 1<sup>er</sup> trimestre 2011, nous réfléchissons à optimiser la date d'inauguration et à organiser à cette occasion des manifestations culturelles et sportives. La Presqu'île est déjà riche en patrimoine culturel et naturel, et ce pont sera utilisé comme « outil » pour valoriser ce patrimoine.

### Vous avez précisé que, dans son choix architectural, le CG 29 a justement cherché à préserver ce patrimoine naturel. Quels sont les critères de chantier qui témoignent aujourd'hui du respect de son environnement immédiat, à la fois sur le plan sociétal et écologique ?

Ces aspects du projet sont en effet très importants pour nous. La plupart des chantiers publics sont assortis d'une clause d'insertion de travailleurs en difficulté. Sur ce chantier de grande taille, les heures d'insertion exigées sont très importantes, puisque nous avons l'obligation de 21 000 heures d'insertion, et nous en sommes aujourd'hui à plus de 18 000 heures réalisées. Concernant la construction elle-même, le tri des déchets est bien sûr prévu. Quant à l'implantation paysagère du projet, nous n'avons enregistré aucune manifestation de désaccord, comme il peut y en avoir sur certains projets routiers. L'impact des projets d'infrastructures est en effet très important sur les paysages

bretons encore très préservés, et il est quelquefois difficile de les mener à terme.

La vallée de l'Aulne est un site classé appartenant au réseau Natura 2000 et le projet a été déclaré d'utilité publique en mars 2004. Il y a eu évidemment, pour les besoins du chantier, quelques saignées dans le paysage. Mais le déboisement réalisé par nécessité sur le site a été compensé par un reboisement sur un autre territoire.

### Vous avez parlé d'appropriation du pont par les riverains.

#### Qu'est-ce qui vous conforte dans cette conviction ?

#### Comment avez-vous détecté et mesuré cette appropriation ?

Les visites des riverains sur le site, également favorisées par l'exposition permanente à proximité sur le projet, sont la preuve vivante de cette appropriation.

Le retour des visiteurs pour une 2<sup>e</sup> voire une 3<sup>e</sup> visite est un signe fort de l'intérêt que porte le public à ce projet. L'ouvrage est beau et techniquement difficile à réaliser.

D'où le souhait du CG 29, maître d'ouvrage de l'opération, que les travaux se passent au mieux et que le projet soit réussi. La sécurité est le maître-mot au quotidien et nous restons vigilants aux pièges de la routine et la baisse d'attention face au « déjà connu ».

### Quels sont les chantiers phares du CG 29 aujourd'hui ? Quel est l'impact du pont de Térénez sur les autres projets d'infrastructures, et comment pensez-vous maintenir l'équilibre entre les différents types d'infrastructures ?

Actuellement, il existe peu de chantiers routiers en construction neuve sur le département. Signalons deux contournements en cours d'achèvement à Ploudaniel et à Pont-l'Abbé. En revanche, le CG

## UN PONT EXCEPTIONNEL

### TYPE :

- Pont à haubans à cinq travées
- Courbe en plan
- Tablier en béton précontraint

### DIMENSIONS :

- Longueur totale : 515 m
- Travée principale : 285 m
- Deux travées intermédiaires : 81,25 m
- Deux travées de rive : 33,70 m

### PYLÔNES :

- Deux pylônes de 98 m de haut
- En forme de lambda

### TRACÉ EN PLAN :

- Tracé en plan sensiblement parallèle à l'ancien ouvrage (distant de 60 m)
- Ouvrage courbe avec un rayon de 800 m entre les pylônes

### PROFIL EN TRAVERS :

- Chaussée de 7,50 m
- Deux pistes piétons-cyclistes de 2,40 m

### PARTICULARITÉS :

- Premier pont courbe à haubans de France
- Record mondial pour une travée courbe haubanée

réalise essentiellement des travaux d'entretien et d'aménagement de voirie départementale. Nous sommes entrés dans la logique du post-Grenelle de l'environnement : nous avons le souci d'économiser le foncier et d'aménager l'existant en évitant de créer trop de voies nouvelles.

Nous cherchons à optimiser l'offre des transports collectifs qui impacte évidemment nos budgets.

Sans oublier le caractère maritime du département, avec la desserte des îles du Finistère, grâce à un nouveau bateau qui nécessite un investissement de 12 M€.

Nous veillons également à développer les transports collectifs et participons



© 2,3,4 & 5 : TRAVAUX

à la construction de la LGV Bretagne-Pays de la Loire. Compte tenu de tous ces projets, le budget de création de routes est bien moins important que par le passé.

Je tiens à signaler que le financement du pont de Térénez, qui s'élève à 40 M€, est entièrement à la charge du CG 29, sans aucune participation de l'État.

#### À quand le tramway de Brest ?

Le projet est lancé et les travaux ont déjà commencé, pour une mise en service prévue en 2012.

Le coût des travaux estimé à près de 400 M€, est pris en charge par la métropole brestoise avec évidemment un soutien du Conseil général.

Pour la ville de Brest et pour l'ensemble du Finistère, cet équipement est particulièrement important.

#### Et le TGV Paris-Brest ?

Nous sommes conscients qu'il y a un gros travail à faire pour mettre Paris à moins de 4h de Brest, comme c'est le cas aujourd'hui. À ce jour, seule Rennes est à 2h de la capitale mais il est nécessaire d'équiper le reste de la Bretagne pour réduire son enclavement géographique. Toutes les collectivités locales concernées participeront au projet d'aménagement des voies ferrées pour le TGV Paris-Brest, avec pour objectif l'horizon 2014.

#### Qu'en est-il des voies cyclables ?

Dans notre accompagnement des communautés de communes, nous insistons beaucoup sur les déplacements « doux » dont le vélo, avec la création de voies vertes, de véloroutes...

Nous cherchons aussi à faciliter les déplacements domicile-travail. À ce sujet, nous venons de revoir notre programme d'aides aux collectivités : nous intervenons à hauteur de 50 % et jusqu'à 80 % en fonction des projets, et selon qu'il s'agit de routes départementales ou de voiries communales.

Sur Brest, il existe un schéma de déplacements doux en cours de conception, et ce type de projets s'étend progressivement à la plupart des territoires. Le CG travaille également à la création de voies vertes comme celle qui est en cours sur la Presqu'île de Crozon. Sur Brest, nous travaillons

actuellement pour faciliter l'accès au tram par le vélo, et nous aménageons la voirie départementale pour permettre aux cars de circuler plus rapidement.

#### TRAVAUX est la revue des entreprises de Travaux Publics. Quel message leur adressez-vous en votre qualité de maître d'ouvrage ?

Je viens de préciser que le CG est davantage dans une logique d'entretien et d'aménagement de voirie sans exclure la création de tronçons nouveaux.

Il est nécessaire de se poser la question suivante : faut-il, dans un département comme le

Finistère plutôt très bien équipé en infrastructures routières, créer de nouvelles 2x2 voies, alors que nous pouvons utiliser notre réseau routier, l'aménager et le sécuriser afin que les Finistériens circulent de manière apaisées, sans crainte de l'accident de la route ?!

Nous allons poursuivre nos investissements d'une autre façon. Les entreprises routières sont aussi amenées à revoir leur façon d'aborder les projets pour favoriser davantage les déplacements doux, et utiliser des matériaux et des procédés plus respectueux de l'environnement.

Le temps des grands travaux routiers est sans doute révolu. □

## PRINCIPAUX PARTENAIRES

**MAÎTRE D'OUVRAGE :**  
Conseil Général du Finistère

**ARCHITECTE :**  
Charles Lavigne

**INGÉNIEUR-CONSEIL :**  
Michel Virlogeux

**ENTREPRISES :**  
Vinci Construction France,  
Dodin Campenon Bernard  
(mandataire), Sogea Bretagne,  
GTM Bretagne, Bottes  
Fondations, Freyssinet, Eurovia

## DES PROUESSES D'ARCHITECTURE ET D'INGÉNIERIE

QUESTIONS À PASCAL CAROFF, INGÉNIEUR RESPONSABLE DU PONT DE TÉRÉNEZ AU CG29.



© D.F.

#### Pourquoi cette courbure si particulière du tracé ?

Le pont de Térénez épouse un tracé en fer à cheval, posé sur deux pylônes aux formes épurées. Il est doté d'un rayon très large de 800 m entre les deux pylônes, et de courbes plus marquées aux extrémités, de 200 m de rayon. C'est Michel Virlogeux, ingénieur-conseil qui a opté pour ce tracé tout en courbe, et relevé ce défi aux côtés de Charles Lavigne, architecte de l'ouvrage. Ce choix favorise une meilleure protection du paysage, tout en autorisant des aménagements de voirie destinés à améliorer la sécurité routière, notamment au niveau des accès au pont.

#### Pourquoi des pylônes inclinés en forme de lambda ?

La courbure du tablier nécessitait une forme de pylône optimisée pour permettre l'installation des haubans et conserver le gabarit de passage des camions. Pour cet ouvrage tout en courbe, Michel Virlogeux a préconisé une forme de pylône en lambda incliné, culminant à près de 100 m au-dessus de l'Aulne, architecturalement magnifique (photo 2). Cette forme si originale est le fruit de calculs ingénieux. Elle a été progressivement épurée, gardant une jambe qui reprend 90 % des efforts et supprimant la deuxième jambe pour la remplacer par une béquille (schéma 3). Chaque pylône, d'un poids de 3 850 tonnes, est construit en 20 levées successives réalisées par ACS (auto climbing system), système de coffrage auto-grimpant qui monte le long du pylône au fur et à mesure de son avancement. La construction de ces pylônes en béton précontraint, de 100 m de haut, inclinés et dont la section diminue puis augmente est une véritable prouesse technique.

#### Comment concilier courbure du tablier et haubannage ?

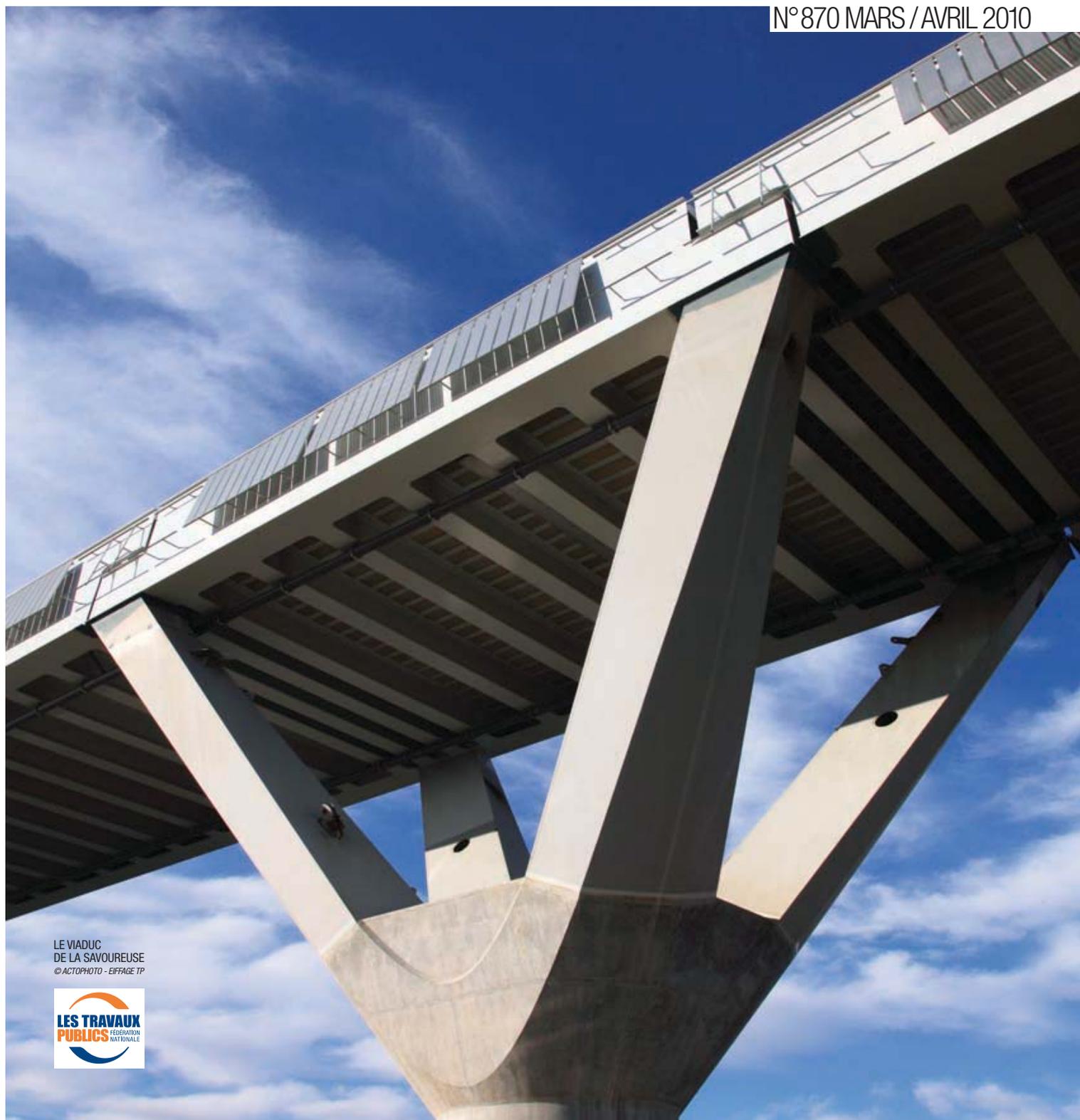
Contrairement à l'ancien pont suspendu (encore en place) qui tient grâce à deux câbles principaux ancrés sur les rives (photo 4), le choix d'un pont à haubans s'est imposé par son faible encombrement, en raison de l'exiguïté du lieu et du fond de la rivière difficilement exploitable. Le nouveau pont de Térénez est soutenu par 144 haubans en acier partant des pylônes supportant le tablier. Sur chaque pylône, la boîte d'ancrage, placée en tête de celui-ci, en reçoit 30 paires et les 6 paires supplémentaires sont directement insérées dans le mât. L'équipage mobile, structure métallique de 100 tonnes qui permet la construction du tablier, est soutenu par les haubans au fur et à mesure de son avancement. Conçu pour des voussoirs de longueur exceptionnelle, il doit en plus résister aux efforts de torsion imposés par la courbure du tablier.

# TRAVAUX

REVUE TECHNIQUE DES ENTREPRISES DE TRAVAUX PUBLICS

**OUVRAGES D'ART : CONSTRUIRE, ENTRETENIR, REHABILITER.**  
LGV RHIN-RHONE : VIADUC DE LA SAVOUREUSE. PONT AVAL A BONNEVILLE. PONT LEOPOLD-SEDAR-SENGHOR A NANTES. PONT D'ABRA EN CORSE. LGV RHIN-RHONE : FRANCHISSEMENT DE LA VALLEE DE LA SAONE. PONT SUR LA MAINE A ANGERS. DODIN CAMPENON BERNARD : LA CONSTRUCTION DE VIADUC PAR HAUBANAGE PROVISOIRE. REPARATION DU PONT D'ISSY.

N°870 MARS / AVRIL 2010



LE VIADUC  
DE LA SAVOUREUSE  
© ACTOPHOTO - EIFFAGE TP



# LE PONT D'ABRA SUR LE TARAVO EN CORSE

AUTEURS : LOÏC MORVAN, COLLECTIVITÉ TERRITORIALE DE CORSE - JEAN VASSORD, ARCADIS - JEAN-PAUL BASTIANESI, TRC - DANIEL FOISSAC, BET VINCI CONSTRUCTION - JEAN VLEMELINX, RAZEL T&M - GUILLAUME PLANTÉ, RAZEL

**L'OBJECTIF DE CE NOUVEL OUVRAGE D'ART CONSISTAIT À AMÉLIORER LES CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES D'UN TRONÇON DE 2 000 M SITUÉ ENTRE DEUX SECTIONS DÉJÀ AMÉNAGÉES, ET D'EN PROFITER POUR CRÉER UN CRÉNEAU DE DÉPASSEMENT DE 1 000 M ENVIRON. POUR DES RAISONS TANT ESTHÉTIQUES QU'ÉCONOMIQUES, C'EST UNE SOLUTION EN BÉTON PRÉCONTRAIT À ÂMES AJOURÉES QUI A ÉTÉ RETENUE PAR LE MAÎTRE D'OUVRAGE POUR CE VIADUC DE 204 M DE LONG.**

## SITUATION DE L'OUVRAGE

La RN 196 est le seul axe routier d'importance reliant Ajaccio au sud de la Corse, jusqu'à Bonifacio. L'aménagement projeté a eu pour objectif d'améliorer les caractéristiques techniques de ce tronçon de 2 000 m situé entre deux sections déjà aménagées, qui étaient mauvaises (tracé sinueux, pont actuel de 70 m ne disposant que d'une voie, zone verglacée en période hivernale), et d'en profiter pour créer un créneau de dépassement de 1 000 m environ. À cet endroit, la vallée du Taravo est très encaissée et forme un méandre contournant un petit relief collinaire. Le versant est très abrupt et boisé en rive gauche, en opposition avec une rive droite moins marquée et plus dénudée,

avec la présence de terres agricoles utilisées pour l'élevage. Les contraintes principales du projet ont été :

→ La construction d'une voie nouvelle et d'un ouvrage d'art de 200 m environ à proximité d'un pont génois classé du XV<sup>e</sup> siècle (photo 5) ;

→ L'intégration de l'aménagement dans le paysage, en particulier pour les remblais très importants au droit des culées de l'ouvrage et pour les déblais qui peuvent atteindre au droit de certains profils une vingtaine de mètres ;

→ Le rétablissement des accès privés avec un bon niveau de sécurité (visibilité...);

→ Les problèmes de stabilité à court et long terme des talus de déblai fortement en pente ;

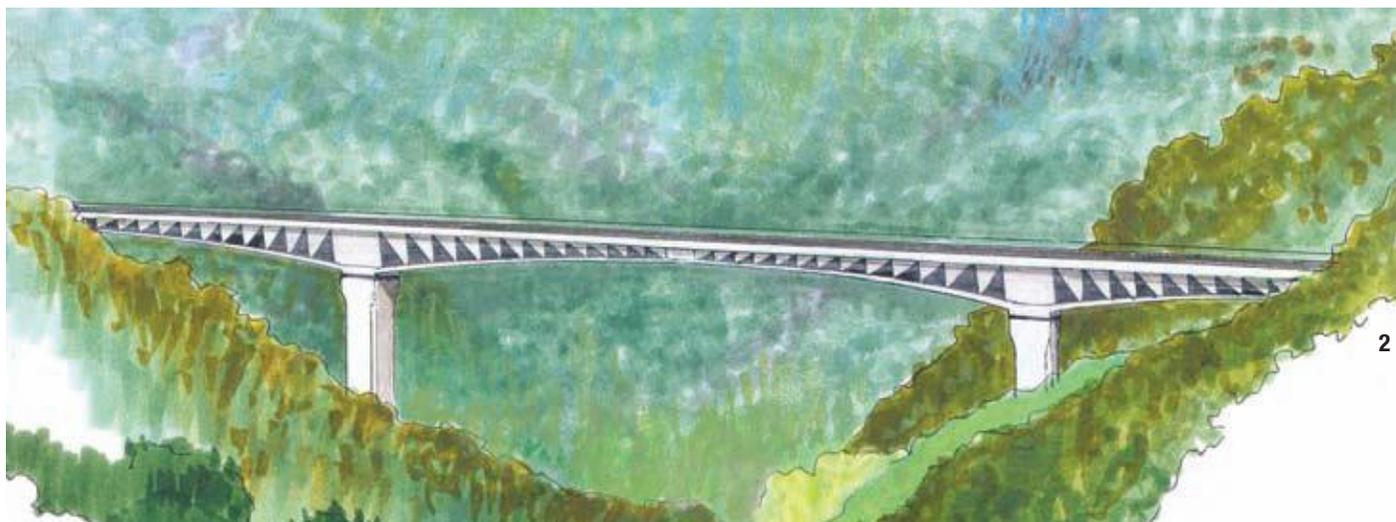
→ Le maintien de la circulation pendant toute la durée des travaux.

Les études d'avant-projet ont mis en évidence que l'aménagement sur place (élargissement du pont actuel et rectifications ponctuelles) conduirait à des terrassements imposants, nuisibles à une bonne intégration dans le site, et n'améliorerait pas suffisamment les caractéristiques fonctionnelles.

**2- Esquisse de B. Mikaelian, architecte.**

**2- Sketch by B. Mikaelian, architect.**

C'est pourquoi seule la nature du pont de 200 m variait dans le dossier de concertation soumis à l'avis des administrations et des collectivités. Au terme de cette phase, deux solutions n'ont pu être départagées, et le maître d'ouvrage a choisi de lancer l'appel d'offres sur la base de ces deux structures afin de laisser le seul critère économique décider entre deux options dont les caractéristiques esthétiques avaient suscité un égal enthousiasme. Compte tenu de la différence substantielle entre ces deux projets au cachet architectural équivalent (solution haubans : 10,4 M € ; solution béton précontraint : 8,9 M €, soit 17 %), la solution à âmes ajourées a été retenue pour le futur viaduc du franchissement du Taravo (photos 3 et 4). ▷



3- Solution n° 1 :  
pont en béton  
précontraint  
à âmes ajourées.

4- Solution n° 2 :  
pont à haubans.

5- Pont d'Abra,  
avec au premier  
plan un pont  
génénois classé  
du XV<sup>e</sup> siècle.



**3- Solution No. 1:**  
bridge in prestressed  
concrete with  
perforated webs.

**4- Solution No. 2:**  
cable-stayed bridge.

**5- Abra bridge, with  
in the foreground  
a 15th century  
Genoese bridge  
listed as an historical  
monument.**

#### FILIATION DE LA STRUCTURE DU TABLIER

La structure retenue présente une géométrie exceptionnelle. Elle offre une légèreté et une transparence qui, dans une vallée très encaissée, renforcent son caractère aérien. Par ailleurs, le fonctionnement mécanique de l'ouvrage est très éloigné des ponts caissons classiques

du fait des âmes ajourées, ce qui nécessite des études pointues. La réalisation s'appuie sur la mise au point de méthodes propres à cette géométrie complexe pour assembler des parties coulées en place et des pièces préfabriquées. Cet ouvrage est le deuxième du genre avec le pont du Vecchio, achevé en 1999. Si les dimensions sont plus

modestes (204 m contre 222 m), les âmes sont éléguées sur toute la longueur du tablier, et la distribution des trois travées, qui doit s'adapter à la topographie, est différente (photos 6 et 7).

#### SUIVI DE LA CONSTRUCTION

Compte tenu du caractère exceptionnel du pont, le maître d'ouvrage a souhaité



réaliser une instrumentation de la structure du tablier et une étude spécifique du comportement rhéologique du béton, matériau de base de cet ouvrage.

Le dispositif d'auscultation continue de la structure du tablier, confié à un groupement spécialisé dans l'instrumentation et la conception des ouvrages d'art, sera très utile pour la surveillance et la maintenance, car le fonctionnement mécanique de ce pont est tout à fait particulier : mesure des déplacements, des contraintes, des réactions d'appui et de la température. La principale originalité de cette étude a été de débiter dès la construction de l'ouvrage, permettant ainsi au groupement chargé de l'instrumentation et du suivi d'être associé à la conception du pont.

Elle est complétée par une étude numérique portant sur les effets des gradients thermiques (modélisation 3D avec des

**6- Pont d'Abra, 54-96-54 m.**

**7- Pont du Vecchio, 42,5-137-42,5 m.**

**8- Pont d'Abra - Coupes longitudinale et transversale.**

**9- Pont du Vecchio - Coupes longitudinale et transversale.**

**6- Abra bridge, 54-96-54 m.**

**7- Ponte Vecchio bridge, 42.5-137-42.5 m.**

**8- Abra bridge - Longitudinal and cross sections.**

**9- Ponte Vecchio bridge - Longitudinal and cross sections.**

éléments multifibres). Le béton, approvisionné par une centrale située à plus d'une heure de route du site, a fait l'objet d'un contrôle assidu de la part du laboratoire départemental de Corse du Sud, dans le cadre d'un contrôle extérieur renforcé. Il a consisté, pour l'essentiel, à vérifier la qualité du béton depuis sa mise au point jusqu'à sa mise en œuvre. Cela impliquait notamment une forte présence et une grande réactivité. En outre, le laboratoire central des Ponts et Chaussées a eu pour mission de définir au mieux la rhéologie de ce matériau (étude mécanique des roches et évaluation du fluage du béton sous différentes hypothèses).

### CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

L'ouvrage comporte trois travées continues de 53,95 m, 96,10 m et 53,95 m.

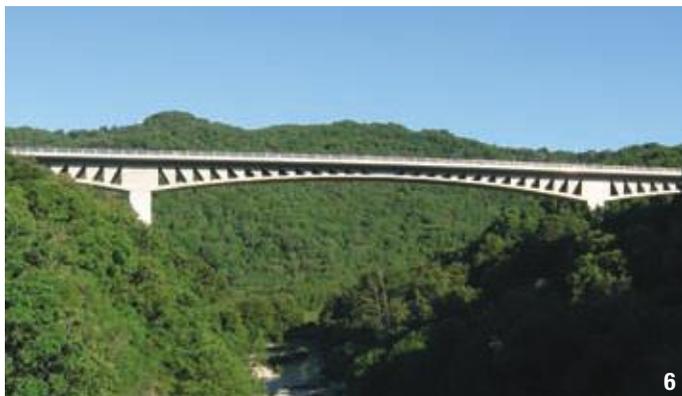
Le tablier, de largeur totale 10,56 m, supporte une chaussée de 7,50 m et deux passages de service de 1 m.

Le tracé en plan est rectiligne et la pente constante, à 2,6 % (figure 8).

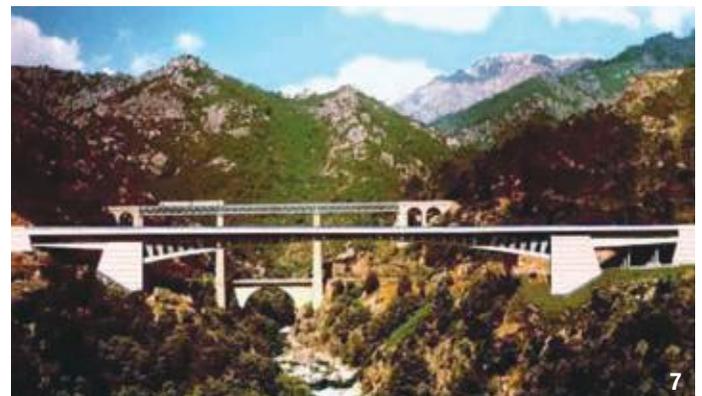
Tous les appuis sont fondés superficiellement. Compte tenu des faibles réactions d'appui sur culées, celles-ci sont fondées directement en crête de remblai côté C0 et sur un massif en sol renforcé côté C3. Les pieux prévus au DCE côté C0 ont été supprimés à l'exécution compte tenu de la bonne qualité du remblai et du terrain d'assise.

Les piles sont constituées par un fût octogonal de section constante surmonté d'un chapiteau s'évasant légèrement à l'encastrement avec le tablier.

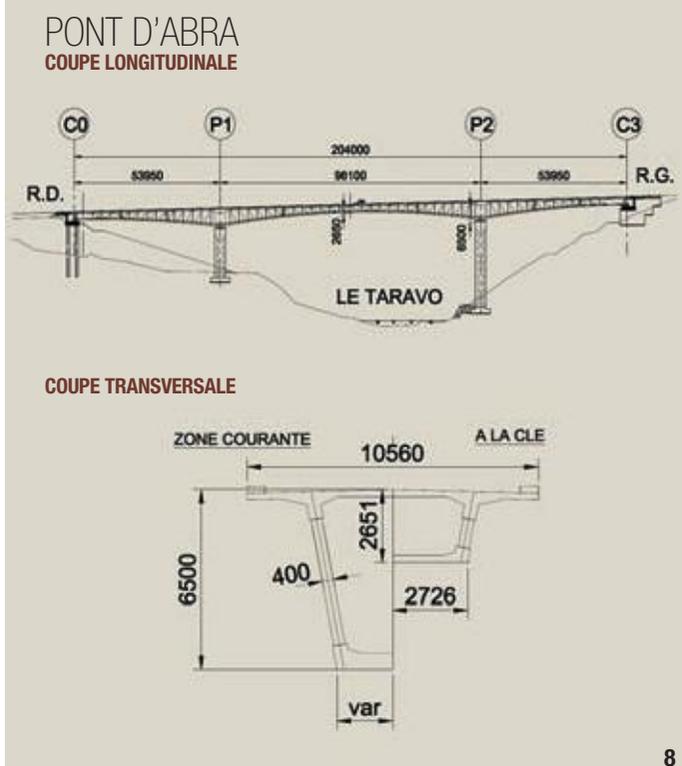
La pile P1, de 18 m de hauteur, est fondée sur les arènes granitiques par l'intermédiaire d'un massif en gros béton, tandis que la pile P2, de 31,50 m de hauteur, ▷



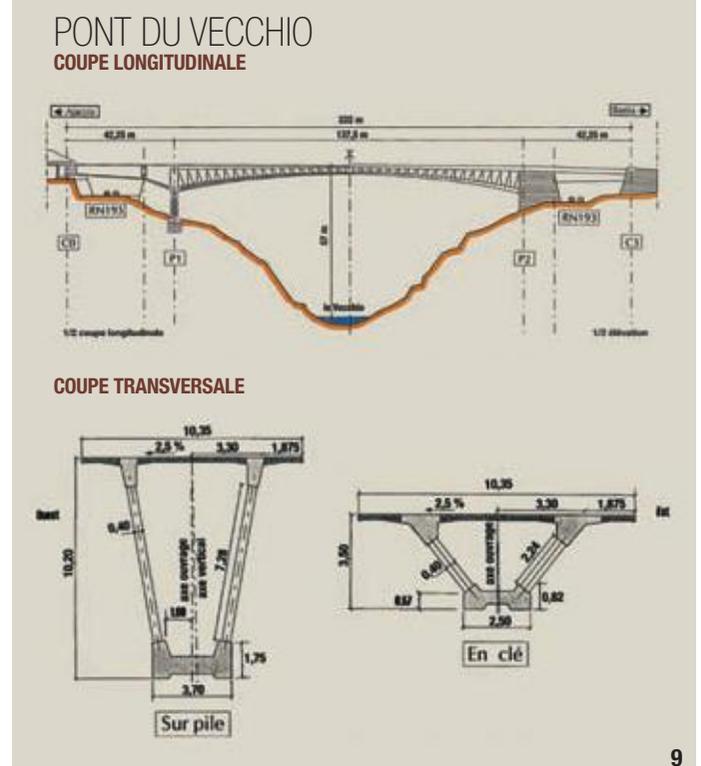
6



7

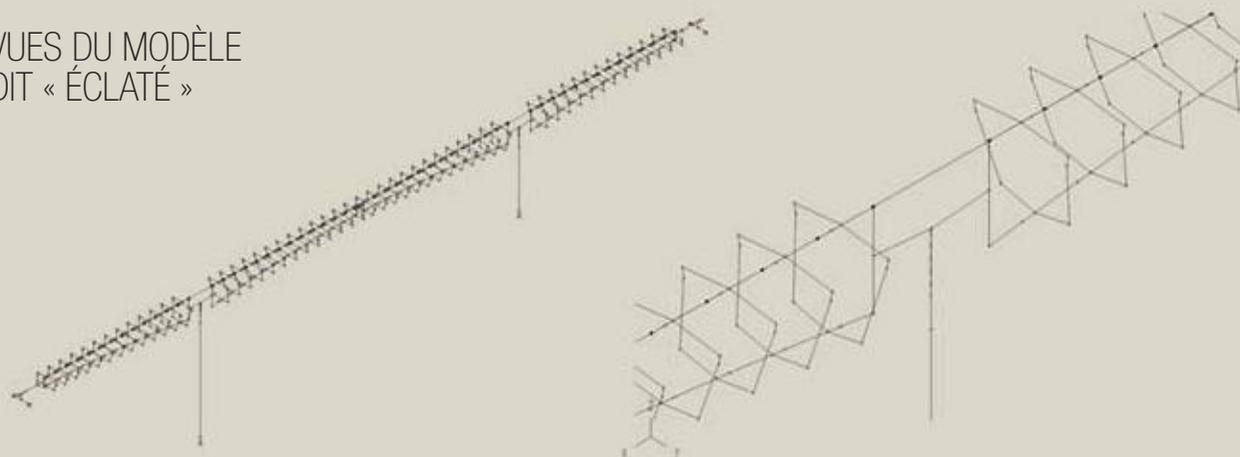


8



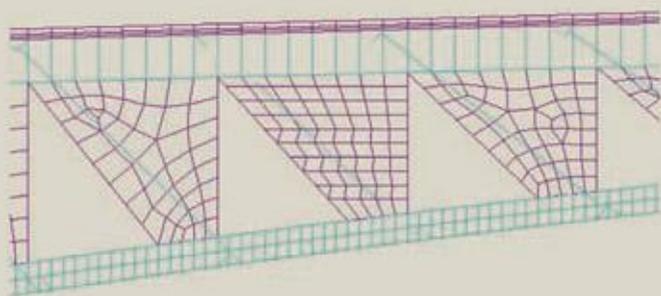
9

VUES DU MODÈLE  
DIT « ÉCLATÉ »

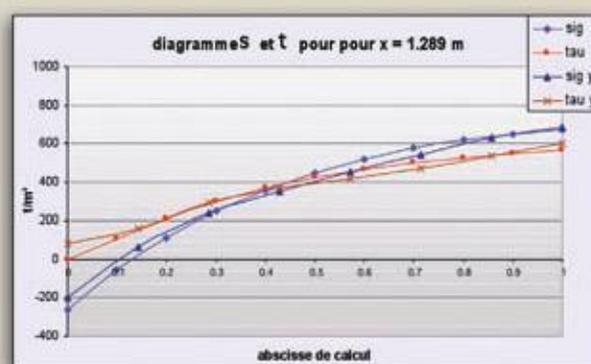


10

MODÉLISATION TABLIER  
(PARTIEL)



11



12

est directement encastrée dans le rocher affleurant.

### LE TABLIER

C'est un caisson en béton précontraint de hauteur variable (6,50 m sur pile et 2,65 m à la clé) avec des âmes inclinées ajourées.

Le hourdis supérieur comporte deux nervures longitudinales au droit des âmes et une dalle d'épaisseur 25 cm. Le hourdis inférieur a une épaisseur variable de 0,60 m sur pile à 0,25 m à la clé. Les âmes, d'épaisseur constante 40 cm, ont une forme trapézoïdale avec une hauteur variant de 3,70 m sur pile à 1,10 m à la clé. L'ouvrage est découpé en deux VSP de 7 m de longueur et 13 voussoirs de 3,35 m par demi-fléau.

La précontrainte est constituée de quatre familles : des câbles de fléau (2 x 13 câbles 7T15 par demi-fléau) ; des câbles éclisses (2 x 4 câbles 12T15 en travée centrale) ; des câbles extérieurs (2 x 2 câbles 27T15) ; des barres  $\varnothing$  50, 40 ou 36 dans les âmes.

### PRINCIPE DES ÂMES AJOURÉES

L'ouvrage reprend le principe des âmes ajourées du pont du Vecchio.

10- Vues du modèle dit « éclaté ».

11- Modélisation tablier (partiel).

12- Bilan comparaison des contraintes.

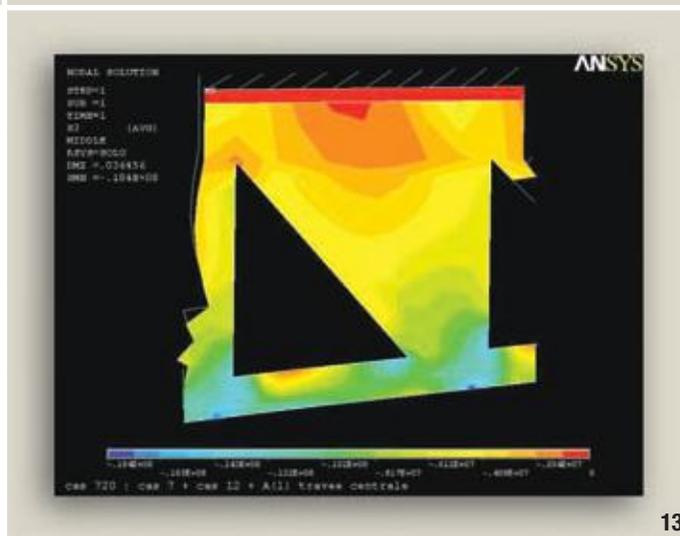
13- Distribution des contraintes dans l'âme.

10- Views of the so-called "exploded" model.

11- Deck modelling (partial).

12- Stress comparison review.

13- Stress distribution in the web.



13

Ce système offre une légèreté et une transparence tout à fait remarquable. En contrepartie, il nécessite des études plus complexes liées au fonctionnement particulier de ces âmes, intermédiaire entre celui d'un caisson à âmes pleines et un treillis (figure 9).

Les ouvrages du pont d'Abra et du Vecchio diffèrent cependant sur de nombreux points. Au niveau du schéma statique, le pont du Vecchio comportait une très grande travée centrale de 137,50 m franchissant l'ensemble

des gorges, et deux travées de rive d'équilibrage très courtes avec culées contrepoids. L'ajoutement des âmes permettait d'alléger la travée centrale tandis que les travées de rive étaient volontairement alourdies. Sur le pont du Taravo, l'ouverture du site a permis de concevoir un ouvrage à trois travées bien équilibrées avec des piles fondées en fond de vallée et avec un mode de construction en encorbellement symétrique. Au niveau de la forme du tablier, le principe d'âme à inclinaison varia-



14



15



16



17

ble, accentuant la variation de largeur du hourdis inférieur et son effet d'arc très tendu, n'a pas été repris ici pour des questions de facilité d'exécution. Par contre, l'épaisseur du hourdis inférieur a été volontairement réduite pour conserver des âmes les plus importantes possibles et donc des ouvertures maximales.

Mais, au niveau de la précontrainte, le schéma de câblage est très similaire. Il reprend en particulier le principe de barres de précontrainte placées dans les panneaux d'âmes, variante proposée sur le Vecchio par Razel pour remplacer les câbles de précontrainte extérieure disposés en harpe initialement prévus.

#### FUNCTIONNEMENT DU TABLIER

Les âmes ajourées inclinées constituent l'originalité structurelle du tablier.

Elles lui confèrent un mode de fonctionnement particulier, tout à fait analogue à celui du pont du Vecchio déjà réalisé par l'entreprise Razel.

Les âmes n'étant pas continues, l'effort tranchant ne peut pas cheminer par cisaillement de façon classique tout au long du tablier.

La géométrie des panneaux permet cependant d'envisager un fonctionnement assez proche de celui d'un treillis.

Mais la rigidité des panneaux dans le plan des âmes ne permet pas de négliger leur encastrement dans les hourdis, et donc d'appliquer la théorie classique du treillis avec montants et diagonales articulés.

C'est pourquoi l'étude du comportement général à l'effort tranchant d'une poutre à âmes ajourées a été faite par Razel T & M, en collaboration avec Michel Marchetti, lors de la construction du pont sur le Vecchio. Basée sur la théorie du coin élastique tronqué et sur l'équilibre global du panneau dans le fonctionnement à la flexion de la poutre, cette étude a conduit à mettre au point une méthode de calcul spécifique et les programmes d'application GS, Equiv et Verpan.

Cette méthode présente le grand avantage de pouvoir utiliser le programme ST1 du Setra pour la prise en compte du phasage de construction et des effets du fluage du béton, ce que n'aurait pas permis un programme aux éléments finis.

Ayant donné toute satisfaction avec le pont du Vecchio, elle a été reconduite par Razel T & M pour mener à bien les études d'exécution du tablier du pont d'Abra.

#### MODÈLES ET PROGRAMMES DE CALCUL

Deux modèles de calcul à l'aide du programme ST1 du Setra ont été nécessaires. Le premier est de type unifilaire 3D. Pour les éléments poutre de ce modèle, l'inertie de flexion prise en compte correspond à celle des deux hourdis seuls, la section réduite à l'effort tranchant équivalente des âmes ajourées étant déterminée par le programme GS.

Ce modèle prenant en compte le phasage et les effets du fluage, il a permis le dimensionnement de la précontrainte longitudinale, la mise au point du tracé des câbles, la vérification des contraintes normales dans les hourdis ainsi que l'établissement de la descente de charges. Le deuxième modèle est appelé modèle éclaté 3D. Les hourdis inférieur et supérieur sont modélisés par des séries de poutres. Les panneaux gauches et droits sont modélisés, pour chaque âme, par des poutres équivalentes dont la géométrie et les caractéristiques mécaniques sont déterminées par le programme Equiv.

Ce modèle permet de tenir compte des barres de précontrainte des panneaux, du phasage précis de construction de chaque voussoir (réalisation du hourdis inférieur puis mise en place des panneaux préfabriqués, et enfin réalisation du hourdis supérieur), ainsi que du fluage.

Le programme Verpan permet, à partir des résultats du programme ST1 aux extrémités des poutres des panneaux, de vérifier les contraintes béton, de valider les barres de précontrainte mises en place et de déterminer les armatures passives des panneaux.

Les contre-flèches de construction des fléaux ont été calculées avec ce modèle.

Au titre du contrôle externe, le BET Vinci a étudié un modèle aux éléments finis à l'aide du programme Ansys, permettant de valider, sur des cas unitaires, la méthode de calcul utilisée (figure 10).

#### CONTRÔLE EXTERNE DES ÉTUDES

Le contrôle externe des études du tablier a fait l'objet, dans son déroulement par le BET Vinci, de deux contre-calculs à partir desquels la validation des résultats de l'étude d'exécution a pu être entérinée.

Un premier modèle, établi à partir du logiciel ST1, a permis de valider, pour les phases de service et de construction, les descentes de charges ainsi que la distribution des efforts dans le tablier et les piles encastrées.

L'option d'une modélisation filaire éclatée pour la définition de la structure du tablier a été retenue pour ce contre-calcul, avec, par comparaison avec le modèle de calcul d'exécution, une définition moins détaillée des liaisons âmes-hourdis et le choix du maintien d'un comportement de type élément de poutre pour les barres représentatives des âmes. Le phasage de construction ainsi que la définition de la précontrainte ont été introduits dans le modèle à partir des données du chantier.

Les résultats obtenus à partir de cette modélisation ont montré une très bonne cohérence avec les calculs d'exécution, permettant ainsi la validation des réactions d'appui et de la précontrainte à partir des efforts obtenus sur les parties avec âmes pleines du tablier (VSP, clavage, sections coulées sur cintre). L'encadré 1 donne quelques valeurs de comparaison entre les modèles ST1, de contrôle et d'exécution. Si le contre-calcul ST1 est bien adapté à la validation du comportement d'ensemble de l'ouvrage, il n'est pas représentatif en ce qui concerne l'étude de la distribution des efforts et des contraintes dans les âmes, ainsi qu'à la jonction hourdis-âmes. Pour valider les calculs d'exécution, le BET Vinci a procédé à une modélisation aux éléments finis de l'ouvrage par l'intermédiaire du logiciel Ansys. Deux modélisations ont été établies. Un modèle complet de l'ouvrage (tablier-appuis-fondations) permet de vérifier, pour quelques cas de chargements élémentaires, la cohérence avec les résultats ST1 des calculs d'exécution réalisés par Razel T & M (efforts-déplacements). Une fois ce modèle validé, un tronçon du tablier a été isolé, du voussoir V2 à V7, sur lequel est étudiée la distribution des contraintes dans les éléments d'âmes, l'objectif étant la validation du ferrailage déterminé pour les calculs d'exécution à partir de l'enchaînement de différents programmes de calcul (figure 11).

Ces vérifications ont été réalisées en appliquant aux coupures du modèle les torseurs issus des calculs d'exécution pour des chargements élémentaires. Entre les coupures sont appliquées les charges relatives aux torseurs sur les coupures ainsi que la précontrainte des âmes. La comparaison de la distribution

et de l'intensité des contraintes dans les âmes entre les deux études s'est traduite sous la forme de graphiques (figures 12 et 13) sur lesquels on trouve les valeurs des contraintes des calculs d'exécution Tau-Sig et celles déduites des calculs Ansys, soit Sig z et Tau y, pour différentes sections de calcul réparties sur la hauteur de l'âme.

Ces comparaisons ont permis de valider les études de Razel T & M : calculs d'exécution du tablier, définition du ferrailage et de la précontrainte des âmes.

### ORGANISATION DE LA MAÎTRISE D'ŒUVRE ET DES CONTRÔLES

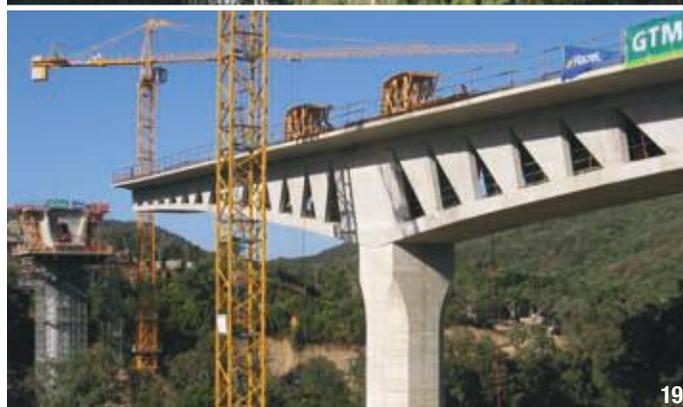
L'équipe de MOE, constituée d'un groupement de bureaux d'étude spécialisés, a travaillé sous la conduite d'Arcadis pour toutes les études d'avant-projet, de projet, et l'établissement des DCE. Silene a réalisé les études hydrauliques et loi sur l'eau, Ecep a supervisé l'intégration paysagère et le respect des critères d'environnement.

Techni route Corse a assuré le suivi de réalisation mission DET et OPC, assisté des bureaux d'études et d'Arcadis pour la mission Visa. Le suivi des travaux a été mené par un ingénieur et un assistant technique pour le groupement de maîtrise d'œuvre, en liaison constante avec le directeur de projet. Le contrôle et le suivi technique des réalisations et la coordination des différents intervenants ont fait l'objet d'une réunion hebdomadaire pendant toute la durée des travaux depuis septembre 2005, et de visites ponctuelles pour les levés des points d'arrêts (ferrailage, bétonnage, mise en tension, vérification d'implantation) et les réceptions de tâches principales.

Divers intervenants ont assisté l'équipe de MOE dans cette phase de contrôle : le laboratoire d'essais de la DDE ouvrage et route, qui a assuré le contrôle extérieur des PAQ ; M. Royal, géologue, qui a suivi l'application de sa méthode de terrassement des talus ; deux géomètres experts, qui ont vérifié les implantations des entreprises, M<sup>me</sup> Cesari pour l'ouvrage et M. Eyssette pour les accès routiers ; interventions ponctuelles des CETE d'Aix-en-Provence et de Nice sur des problèmes spécifiques. Le SPS a suivi les études et la réalisation des trois lots.



18



19



20



21



22

### ENCADRÉ 1

Pile P1	FX (t)	FZ (t)	MY (mt)
Exécution	220 / - 99	2 604 / 2 847	- 3 525 / - 582
Contrôle	226 / - 100	2 867 / 2 917	- 3 608 / - 349

## RÉALISATION DES APPUIS

Les fûts des deux piles-caissons, hautes de 18,1 et 31,7 m et de 40 cm d'épaisseur, ont été réalisés par levées successives de 3,35 m de haut au moyen de coffrages intérieur et extérieur en bois. Le coffrage intérieur reposait sur une plate-forme octogonale à rochets de conception classique, manutentionnée à la grue. La plate-forme extérieure était auto-élevatrice, reposant sur quatre poteaux métalliques à rochets contreventés, eux-mêmes fondés sur la semelle de pile. Le système auto-élevateur était composé de quatre vérins reliés à une centrale hydraulique permettant le grimpage de la plate-forme par pas successifs de 80 cm. Les équipements intérieurs de visite (échelles à crinolines, paliers) étaient mis en place au terme de la construction du fût, avant réalisation du chevêtre. Après dépose du noyau de coffrage intérieur et adaptation des coffrages extérieurs (substitution des vaux de coffrage d'angles biseautés), les chevêtres ont été bétonnés après pose d'une prédalle formant coffrage perdu en appui sur deux HEB métalliques engrâvés dans les parois du fût (photo 14).

## VOUSSOIRS SUR PILES

Les deux voussoirs sur piles ont été réalisés en trois phases. Concernant le VSP 1 :

→ **Phase 1** (hourdis inférieur, longueur 11 m) : fonds de moules posés sur décintreurs et coffrages de jouées métalliques des équipages mobiles pour les encorbellements du hourdis inférieur avec panneaux coffrant + charpente spécifique à l'aplomb du chevêtre de pile ;

→ **Phase 2** (âmes et entretoise, longueur 7 m) : surélévation des outils de la phase 1 avec réemploi de l'ensemble des panneaux du coffrage de pile équipés pour la circonstance d'étais de stabilisation pour les âmes + coffrage tunnel du trou d'homme de section trapézoïdale ménagé à travers l'entretoise (longueur 4 m). Pour l'ensemble des phases 1 et 2, appui de l'ensemble des coffrages sur profilés HEB 400 (quatre primaires et deux secondaires) reposant en tête des quatre poteaux de la plate-forme auto-élevatrice ;

→ **Phase 3** (hourdis supérieur et entretoise, longueur 5,4 m) : après dépose des outils des phases 1 et 2, mise en

place des coffrages d'encorbellement d'équipages mobiles + vaux spéciaux complémentaires en bois. Appui des deux coffrages d'encorbellement sur deux chevêtres transversaux étayés sur les encorbellements du hourdis inférieur de la phase 1.

Afin réaliser le VSP 2 entièrement en temps masqué (hors chemin critique) simultanément à la réalisation des voussoirs du premier fléau, GTM et Razel ont lancé la réalisation d'un outil spécifique (plate-forme métallique + coffrage entièrement bois).

Les phases 1 à 3 ont fait appel à un coffrage extérieur unique de grandes dimensions, décomposé comme suit : coffrage hourdis inférieur, deux fonds de moule ; coffrage extérieur, cinq paires de banches de 2,5 m de long.

Le coffrage intérieur de la phase 2 consistait en deux paires de banches en L et deux vaux complémentaires pour le coffrage de l'entretoise. Les banches et fonds de moules extérieurs reposaient sur une plate-forme générale de 14 x 12 m supportée par un étaieage (hauteur, 30 m) appuyé sur la semelle. ▷

**23- Coupe longitudinale extérieure.**

**24- Coupe transversale avant.**

**25- Coupe longitudinale intérieure.**

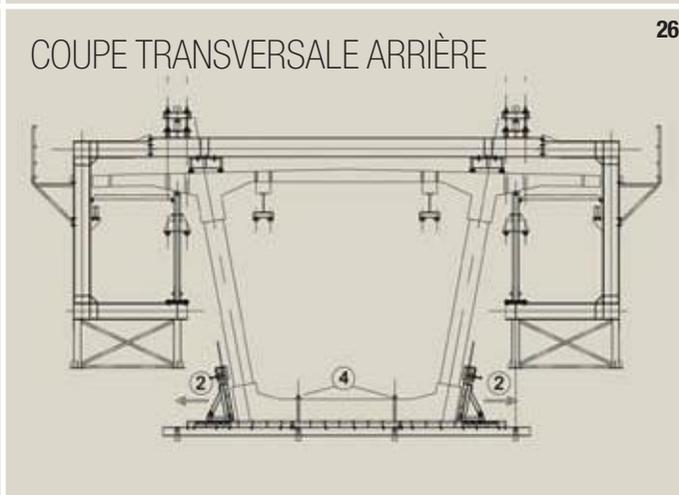
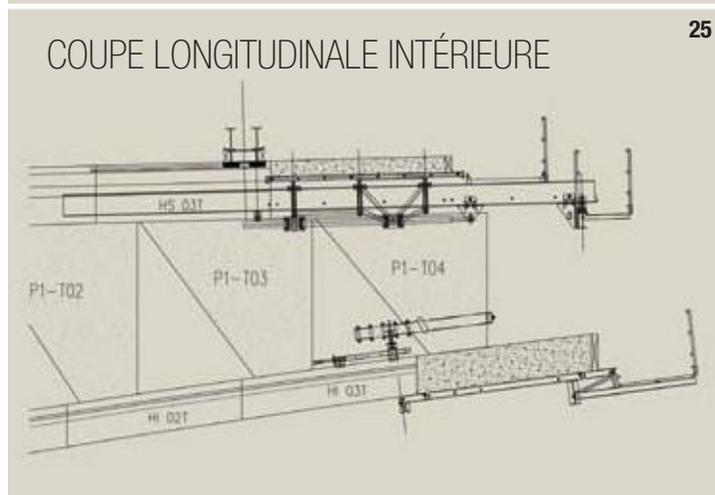
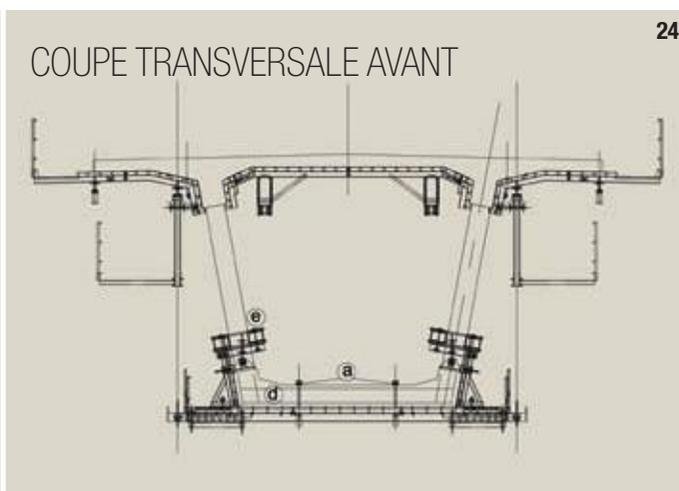
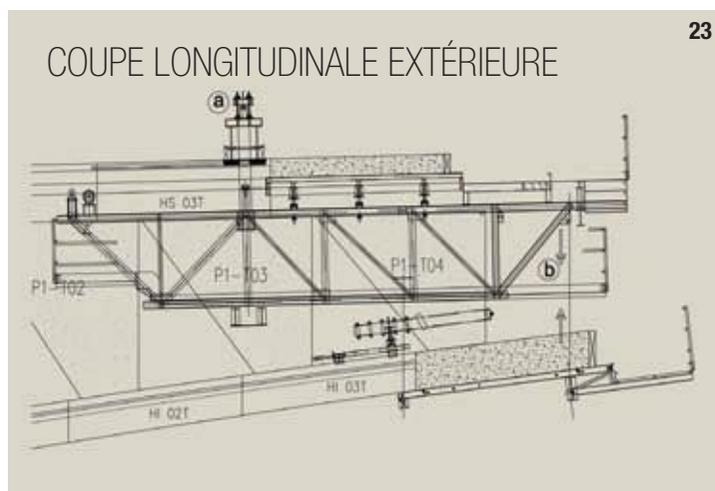
**26- Coupe transversale arrière.**

**23- External longitudinal section.**

**24- Front cross section.**

**25- Internal longitudinal section.**

**26- Rear cross section.**



## VOUSSOIRS DE TRAVÉES DE RIVE

L'achèvement du tablier en extrémité de chaque travée de rive a été décomposé en deux voussoirs (sur culée, 1,85 m ; sur cintre, 3,60 m) construits au moyen de coffrages bois sur étalement général. Ces voussoirs spéciaux, de hauteur constante (2,65 m) et à âmes pleines, ont été entièrement bétonnés en place. Leur réalisation a comporté deux phases : hourdis inférieur, puis âmes et hourdis supérieur.

Côté C0, ces voussoirs (ainsi que celui de clavage) ont été réalisés après achèvement complet des voussoirs courants par encorbellements successifs (photo 15) simultanément au transfert et remontage des équipages mobiles.

Côté C3, GTM et Razel ont anticipé la réalisation de ces voussoirs afin que leur achèvement (décoffrage et démontage partiel de l'étalement compris) coïncide avec la douzième paire de voussoirs courants, cela afin de dégager le gabarit nécessaire à l'avancement des poutres de l'équipage mobile côté rive pour exécuter la treizième et dernière paire de voussoirs (photos 16 et 17). Le voussoir de clavage a ensuite été entièrement réalisé au moyen de l'équipage mobile par sur-encorbellement (photo 18).

La pyramide de construction du fléau 2 a été calculée puis affinée en tenant compte de ce phasage particulier.

## PHASAGE, RÉALISATION ET SUIVI DES FLÉAUX

Le phasage de réalisation du tablier adopté a été le suivant : réalisation du VSP 1 ; réalisation du fléau 1 et du VSP 2 (photo 19) ; réalisation du fléau 2, des VSC 0 et VSC 3.

La réalisation des trois voussoirs de clavage s'est effectuée dans un ordre défini par GTM et Razel : VSC 0/fléau 1, VSC 3/fléau 2, fléau 1/fléau 2.

La construction de chacun des deux fléaux s'est effectuée par encorbellements successifs de 13 paires de voussoirs de 3,35 m de long.

La hauteur des voussoirs varie de 6,5 m sur pile à 2,65 m en extrémités de fléaux (photo 20). Les 104 panneaux d'âmes de l'ensemble des deux fléaux, d'un poids unitaire de 8,3 à 2,4 t, ont été préfabriqués pendant la construction du fléau 1 et du VSP 2 par GTM et Razel sur une plate-forme spécifiquement aménagée au pied de la pile P1.

## LES ÉQUIPAGES MOBILES

La paire d'équipages mobiles a été conçue par SEMI pour tenir compte du phasage spécifique de réalisation



des voussoirs, dû en particulier à l'intégration dans le cycle de la mise en place des âmes préfabriquées. Chaque équipage, de type « par en-dessous », comprenait les ensembles suivants :

→ Ossature porteuse composée de deux poutres-treillis latérales, reliées par une poutre-passerelle transversale avant. Les poutres-treillis principales et avant étaient suspendues à une structure en C au moyen de tiges précontraintes tout au long de la réalisation du voussoir, hormis lors des phases de translation. Dans cette phase particulière, l'ossature venait alors en appui sur les ailes du C et en butée arrière sous le hourdis au moyen de galet ;

→ L'avancement d'équipage s'effectuait sur quatre rails placés sur le tablier par l'intermédiaire de deux vérins longue course situés à l'intérieur du caisson. Ces vérins, en poussant la poutre avant, entraînaient les poutres principales et le C, qui glissaient dans les rails de part et d'autre des âmes par l'intermédiaire de huit patins en azobé graissés ;

→ Coffrage de hourdis supérieur : les tables extérieures de coffrage des encorbellements et des nervures prenaient appui sur les poutres principales et sur une poutre latérale auxiliaire par l'intermédiaire de vérins à vis.

La table intérieure prenait appui sur deux poutres-tiroirs reposant sur la poutre transversale avant de l'équipage et suspendues à l'arrière au voussoir précédent. Ces poutres longitudinales étaient jumelées aux vérins d'avancement longue course ;

→ Coffrage de hourdis inférieur (fond de moule) : en phase d'avancement d'équipage, les poutres du coffrage étaient suspendues aux poutres-treillis principales par quatre palans à chaînes de 5 t. En phase de réalisation du voussoir, les poutres avant restaient suspendues

« **L'AJOUREMENT  
DES ÂMES  
PERMET  
D'ALLÉGER  
LA TRAVÉE  
CENTRALE,  
TANDIS QUE  
LES TRAVÉES  
DE RIVE SONT  
VOLONTAIREMENT  
ALOURDIES** »

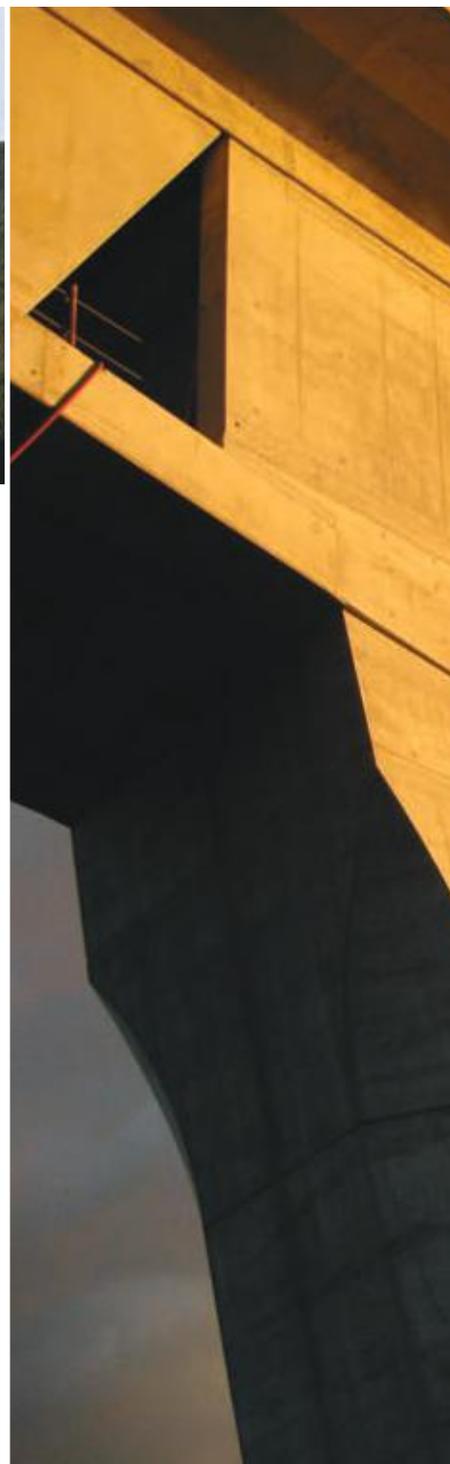
aux poutres-treillis principales par deux paires de tiges actives, tandis que les poutres arrière étaient brêlées au béton du précédent voussoir par quatre tiges passives.

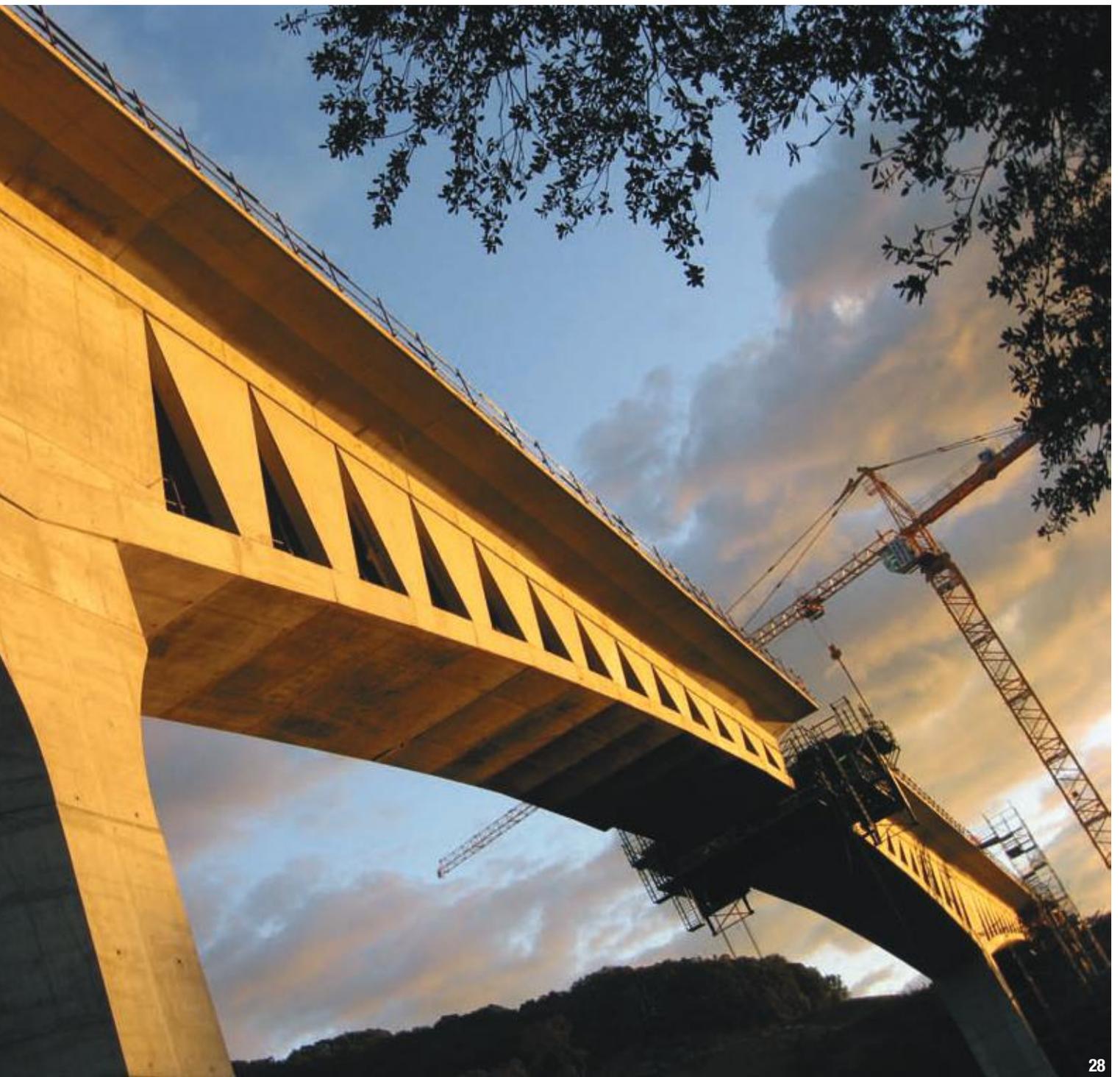
Les deux jouées étaient coffrées au moyen de coffrages latéraux bridés au fond de moule.

Compte tenu de la variation d'épaisseur du hourdis inférieur, une règle calée par vis permettait de coffrer précisément l'arase supérieure de la nervure, débordant

de 50 mm par rapport aux âmes. Les panneaux d'âmes venant en butée contre ces règles, les excroissances de nervures devaient être bétonnées en aveugle.

Des réservations ménagées dans le profil permettaient d'assurer la vibration du béton au moyen d'aiguilles de petit diamètre, et de s'assurer à la fois du bon enrobage du pied de panneau et du remplissage correct de l'excroissance (photos 21 et 22).





28

## FONCTIONNEMENT DES ÉQUIPAGES ET CYCLE DE CONSTRUCTION

Comme pour le pont du Vecchio, GTM et Razel, avec le bureau de méthode SEMI, ont très tôt décidé de dissocier la réalisation des hourdis (coulés in situ) de celle des âmes (préfabriquées).

L'un des avantages apportés par cette solution était l'allègement des équipages, le poids des âmes étant directement reporté sur le béton de nervures du

vousoir précédent. Pour effectuer cette opération, chaque âme était enserrée par une pince équipée d'un dispositif d'appui et de réglage sur le vousoir précédent (figures 23, 24, 25 et 26).

Le cycle de construction d'un vousoir courant (du V3 au V12), organisé sur une semaine, a été le suivant :

→ **Jour 1** : relevé topo. Décoffrage extérieur (fond de moule et encorbellements) des deux équipages (Rc béton = 18 Mpa). Mise en tension des

barres de précontrainte de second lit et des câbles de fléau (Rc = 23 Mpa). Décintrement des deux équipages et avancement de l'équipage n° 1 ;

→ **Jour 2** : réglage équipage n° 1, pose des âmes. Avancement et réglage de l'équipage n° 2, pose des âmes (photo 27) ;

→ **Jour 3** : activation à 45 t des suspentes principales.

Ferrailage complémentaire (coupleurs), coffrage des goussets et masques des

équipages 1 et 2. Coffrage intérieur et pose des armatures des hourdis supérieurs ; bétonnage des hourdis inférieurs ;

→ **Jour 4** : activation des suspentes avant du fond de moule à 12,5 t, retenion des suspentes principales à 60 t (Rc = 15 Mpa) ; coffrage des boîtes, masques ;

→ **Jour 5** : bétonnage des hourdis supérieurs ; enfilage des câbles de fléau, décoffrage des masques ; mise ▷



en tension des barres de précontrainte de premier lit (voussoir n-3) ; Les résistances avant décoffrage et mise en tension pour les différentes phases étaient contrôlées par matorométrie. 12 personnes étaient affectées à la réalisation des voussoirs de fléau, hors préfabrication des âmes.

#### **CONTRÔLE DE LA GÉOMÉTRIE DES FLÉAUX**

La géométrie réelle d'ensemble de fléau était relevée à chaque voussoir, avant ensoleillement du tablier et avancement d'équipage, pour comparaison avec les niveaux théoriques définis par Toposud au droit de chaque nœud de calcul. Ces niveaux sont fournis par la pyra-

mide de construction qui présente les résultats de l'évolution géométrique attendue pour un état donné, calculée par Razel T & M en fonction du phasage et du calendrier prévisionnels précis établis par le chantier. Les écarts obtenus permettaient d'apporter les corrections, calculées si nécessaire, au voussoir suivant (photo 29).

#### **ORGANISATION DES CLAVAGES**

Sur la base de l'expérience des entreprises GTM et Razel, les mesures prises pour la réalisation des clavages ont été les suivantes : arrosage du hourdis pour limiter efficacement le gradient de température entre hourdis ; bétonnage matinal avant le lever du soleil

(gradient nul) ; mise en tension de la précontrainte éclisse en fin de journée. Compte tenu de l'amplitude des températures et des déformations de fléau mesurée sur une journée, les cintres sous clavages de rives ont été calés plusieurs centimètres sous le théorique afin de ne subir aucun surchargement par contact avec le fléau.

Le cintre a été mis au contact du dernier voussoir de fléau au moment de la journée correspondant au gradient thermique maximal constaté.

Pour ce qui est du clavage central, après réalisation du dernier voussoir courant, l'équipage a été avancé et suspendu à l'avant au fléau, afin que les déformations instantanées sous le

poids du béton et de l'équipage s'équilibrent entre les deux fléaux (photo 30).

#### **VOUSSOIR D'ESSAIS**

Les épreuves de convenance comportaient la réalisation d'un demi-voussoir témoin à âme ajourée au moyen de l'équipage mobile, dans des conditions représentatives des difficultés du chantier en vue de s'assurer du bon remplissage des nervures bétonnées en sous-cœuvres des âmes préfabriquées et de l'obtention de la qualité requise des parements. Ce demi-voussoir a permis de déceler en amont les principales difficultés prévisibles et d'adapter notamment la cinématique, les nœuds d'armatures et les coffrages d'équipages.





## TRANSPORT ET APPROVISIONNEMENT DES BÉTONS

Sur la base du CCTP, une formule appuis et une formule voussoirs ont été étudiées au laboratoire de GTM construction, les épreuves de convenue ayant eu lieu en centrale.

Deux formules dérivées ont été mises au point pour les pièces massives (semelles, chevêtres, VSP). Les contraintes principales de mise en œuvre définies par GTM et RAZEL étaient les suivantes : durée pratique d'utilisation de 2 h 30 au minimum (durée de route : 1 h 30 environ) ; obtention de résistances élevées au jeune âge pour respecter les cycles de construction des voussoirs (23 MPa à 20 h) ; bétonnages par temps chaud. Le bétonnage des pièces massives était effectué de nuit afin que l'échauffement du béton à cœur des pièces ne dépasse pas 70° C.

Grâce à l'étude en amont du chantier de formules de base et de formules dérivées performantes, ainsi qu'à l'implication des laboratoires et du fournisseur, les critères de résistance et de maintien de rhéologie ont été respectés tout au long du chantier (photo 31).

## PRÉFABRICATION DES ÂMES

Pour la préfabrication des quatre âmes correspondant à chaque paire de voussoirs, GTM et Razel ont conçu et fabriqué sur chantier une table comportant quatre moules entièrement métalliques et modulaires permettant de régler l'outil suivant la dimension des âmes en fonction de leur position dans le tablier (52 géométries différentes).

Avant mise en place de chaque âme, celle-ci était tout d'abord équipée avec : les quatre barres de précontrainte, plaques d'ancrages, événements d'injection ; les armatures de frettages hauts et bas autour des ancrages ; la cage d'armatures du demi-hourdis inférieur du voussoir correspondant ; les poutres de soutien et réglage d'âme dans l'équipage, brêlées à l'âme par serrage au couple des tiges.

Une équipe de quatre personnes était entièrement affectée à la préfabrication et à l'équipement des âmes, opérations qui constituaient un chantier à part entière compte tenu du niveau de précision attendu dans le réglage des coffrages, le positionnement des gaines, attentes, manchons, douilles, inserts. □

## PRINCIPAUX INTERVENANTS

### CONDUITE D'OPÉRATION :

Service ouvrages d'art de la collectivité territoriale de Corse

### MAITRISE D'ŒUVRE (CONCEPTION, RÉALISATION) :

Arcadis, Techni route Corse, Ecep, Silene

### ARCHITECTE : Mikaelian

### ENTREPRISES : GTM TP côte d'Azur, Razel, Corse travaux

### BUREAU D'ÉTUDES :

Razel T & M (tablier), BET Vinci construction France (appuis)

### IMPLANTATIONS ET SUIVI GÉOMÉTRIQUE : Toposud

### ARMATURES : SAMT

### ÉQUIPEMENTS : Comely

### ÉTANCHÉITÉ : Sacan

### LONGRINES, TROTTOIRS : Raffali

### FOURNITURE DES BÉTONS : SBA (Société des bétons ajacciens)

### FORMULATION DES BÉTONS : GTM DITC

### LABORATOIRE DE CONTRÔLE DES BÉTONS : DDE 2A

### ÉTAIEMENT, & PLATE-FORMES DE VSP ET VSC : Mills, Locapal

### APPAREILS D'APPUIS, PRÉCONTRAINTE D'ÂMES : Etic

### ÉQUIPAGES MOBILES : SEMI, Ateliers brivadois, Metalform

### COFFRAGE BOIS DU VSP : Gradel coffrages spéciaux

### COFFRAGES DE LONGRINES : CLRM

### INSTRUMENTATION : SAS Argotech, Michel Virlogeux

## LE PONT EN QUELQUES CHIFFRES

**LONGUEUR : 204 m (3 travées de 54, 96 et 54 m)**

**HAUTEUR : 43 m**

**SURFACE DE TABLIER : 2 160 m<sup>2</sup>**

**BÉTONS : 2 500 m<sup>3</sup>**

**ARMATURES : 350 t**

**PRÉCONTRAINTE : 80 t**

**MONTANT DU MARCHÉ : 8,8 M €**

## ABSTRACT

### THE ABRA BRIDGE OVER THE TARAVO IN CORSICA

LOÏC MORVAN, COLLECTIVITÉ TERRITORIALE DE CORSE - JEAN VASSORD, ARCADIS - JEAN-PAUL BASTIANESI, TRC - DANIEL FOISSAC, VINCI CONSTRUCTION - JEAN VLEMELINX, RAZEL - GUILLAUME PLANTE, RAZEL

The aim of this new bridge was to improve the technical characteristics of a 2000-metre section located between two sections already developed, and at the same time create an overtaking lane about 1000 metres long. For both aesthetic and economic reasons, a design in prestressed concrete with perforated webs was adopted by the client for this 204-metre viaduct. □

### EL PUENTE DE ABRA SOBRE EL RÍO TARAVO EN CÓRCEGA

LOÏC MORVAN, COLLECTIVITÉ TERRITORIALE DE CORSE - JEAN VASSORD, ARCADIS - JEAN-PAUL BASTIANESI, TRC - DANIEL FOISSAC, VINCI CONSTRUCTION - JEAN VLEMELINX, RAZEL - GUILLAUME PLANTE, RAZEL

El objetivo de esta nueva obra de fábrica consistía en la mejora de las características técnicas de un tramo de 2.000 metros ubicado entre dos secciones ya ordenadas, y aprovechar la ocasión para crear un carril de adelantamiento de aproximadamente 1.000 metros. Para diversos motivos tanto estéticos como económicos, la solución elegida por la empresa constructora contratante para este viaducto de una longitud de 204 metros consiste en hormigón pretensado con almas alveoladas. □



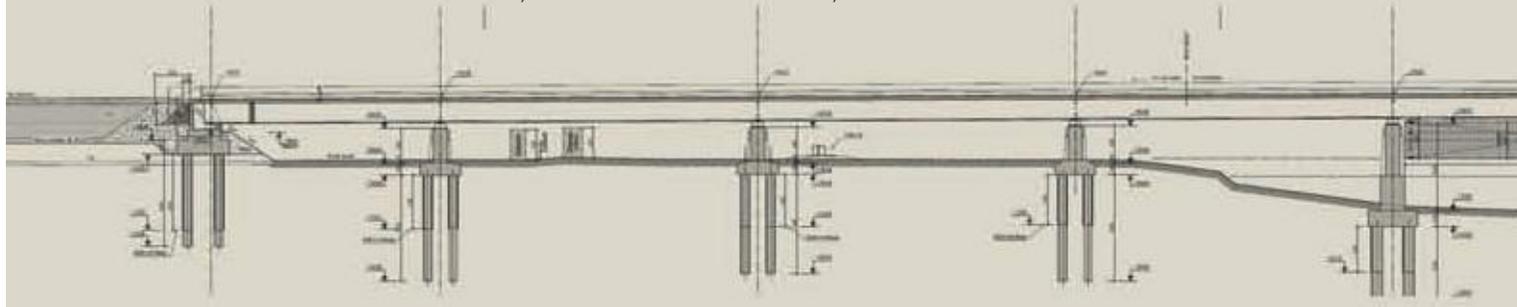
1

# LGV RHIN-RHÔNE BRANCHE EST, TRONÇON A : LE FRANCHISSEMENT DE LA VALLÉE DE LA SAÔNE

AUTEURS : DANIEL PRATS, JOCELYN POULAIN, HERVÉ TOURLET - MAÎTRISE D'ŒUVRE SETEC

QUATRE OUVRAGES D'ART NON COURANTS PERMETTENT À LA LIGNE GRANDE VITESSE RHIN-RHÔNE DE FRANCHIR LA VALLÉE DE LA SAÔNE. PARMIS EUX, LE VIADUC DE LA SAÔNE, D'UNE LONGUEUR DE 380 M, QUI FRANCHIT LE CHAMP CAPTANT DE PONCEY-LÈS-ATHÉE, ALIMENTANT EN EAU POTABLE UNE GRANDE PARTIE DE L'AGGLOMÉRATION DIJONNAISE. CETTE PARTICULARITÉ A CONSTITUÉ UN PARAMÈTRE DÉTERMINANT POUR LA CONCEPTION DU VIADUC, QUI NÉCESSITAIT D'Y IMPLANTER UNE OU PLUSIEURS PILES.

SOLUTION RETENUE : TRAVÉES 32,5 M – 7 X 45 M – 32,5 M



## PLAN DE SITUATION DES OUVRAGES

2



### SITUATION DES OUVRAGES

La LGV franchit la vallée de la Saône au moyen de quatre ouvrages d'art non courants : en rive droite (à l'ouest de la Saône), les ouvrages de décharge d'Athée et de Poncey, le viaduc de la Saône, et, en rive gauche (à l'est de la Saône), l'ouvrage de décharge d'Auxonne (figure 2). L'importance technique et architecturale de ces ouvrages a justifié l'établissement d'un APD avec une étude préliminaire d'ouvrage d'art (EPOA), destinée à recenser l'ensemble des contraintes s'appliquant aux ouvrages, à proposer des solutions techniques d'ouvrages respectant ces contraintes, à choisir les solutions pouvant faire l'objet d'une étude architecturale, à estimer le coût des solutions jugées intéressantes et à conclure sur la ou les solutions à

développer en phase projet. L'établissement de cet APD s'est inscrit dans une démarche destinée à mener une étude architecturale et paysagère détaillée de certaines solutions, pour permettre à RFF de choisir la solution d'ouvrage en y associant la Diren de Bourgogne et les communes de Poncey-lès-Athée et d'Auxonne. Tout en présentant le franchissement de la vallée de la Saône dans son ensemble, nous nous concentrerons plus particulièrement sur le viaduc de la Saône. Celui-ci s'inscrit dans un tracé en plan courbe de rayon 6 000 m. De ce fait, la voie est déversée de 4 %. Les ouvrages de décharge s'inscrivent dans un tracé en plan avec rayon minimal de 6 000 m. Les profils en long présentent des pentes inférieures à 1 %. Les ouvrages sont situés en zone non sismique.

### ÉCOULEMENT DES CRUES DE LA SAÔNE

Selon le repérage kilométrique sur la Saône utilisé par VNF, le franchissement par la LGV est situé au PK 239 environ, dans le bief compris entre Poncey-lès-Athée et Auxonne, et à 2,2 km en aval du barrage de Poncey-lès-Athée. Dans cette zone, la largeur du lit mesurée entre crête des berges est de l'ordre de 120 m, tandis que la largeur au miroir (quand la Saône est à son niveau de retenue normal  $Z = 180.85$ ) est de l'ordre de 100 à 105 m. Les débits de crue sont les suivants :  $Q_{10} = 1\,360\text{ m}^3/\text{s}$  ;  $Q_{100} = 2\,000\text{ m}^3/\text{s}$  ;  $Q_{500} = 2\,800\text{ m}^3/\text{s}$ . Les ouvrages de franchissement doivent permettre de limiter l'impact du remous hydraulique provoqué par la LGV et ses remblais, dans la vallée de la Saône en particulier, à 3 cm dans la

- 1- Le viaduc de la Saône.
- 2- Plan de situation des ouvrages.
- 3- Solution retenue : travées 32,5 m - 7 x 45 m - 32,5 m.

- 1- The Saône viaduct.
- 2- Location drawing of the works.
- 3- Solution adopted: 32.5 m - 7 x 45 m - 32.5 m spans.

commune de Poncey-lès-Athée pour la crue centennale et 1 cm pour la crue décennale. Les études menées par Hydratec ont permis de définir la répartition des ouvertures hydrauliques : rive droite : 450 + 150 m ; viaduc central franchissant le lit mineur de la Saône : 325 m ; rive gauche : 250 m. De plus, les dispositions supplémentaires suivantes ont été prises : réalisation d'un chenal sec de profondeur 0,50 m sous les ouvrages de décharge situés en rive droite (fosses de surcreusement), qui a pour fonction de faciliter l'écoulement des eaux en cas de crue et de limiter les remous ; réalisation de voiries latérales d'accès aux ouvrages au niveau du terrain naturel ; amélioration de la rugosité sous les ouvrages – prairie rase entretenue (rive droite).

### CHAMP CAPTANT

La LGV franchit, en viaduc, le champ captant de Poncey-lès-Athée qui est situé juste en rive droite de la Saône et alimente en eau potable une grande partie de l'agglomération dijonnaise. Il est exploité par la Lyonnaise des eaux. Le paramètre déterminant pour la conception du viaduc de la Saône est la possibilité d'y implanter une ou plusieurs piles. L'implantation de deux piles s'est avérée possible sous réserve que la conception des appuis prenne en compte la contrainte majeure consistant à éviter tout risque de pollution de la nappe pendant les travaux de construction des piles puis du tablier. Les différents périmètres de protection du champ captant concernent tout ou partie des ouvrages suivants à l'ouest de la Saône :  
 → Périmètre de protection immédiate (PPI) : viaduc de la Saône (P4, P5) ;  
 → Périmètre de protection rapproché (PPR) : viaduc de la Saône (CO, P1, P2, P3), ouvrage de décharge de Poncey, ouvrage de décharge d'Athée. ▷

3



La construction des ouvrages et de leurs fondations a dû tenir compte des contraintes imposées dans les périmètres de protection de ce champ captant.

### GABARIT DE NAVIGATION SUR LA SAÔNE

La Saône est une rivière navigable de classe I, mais un surclassement est prévu. Le projet doit donc assurer un gabarit de classe 6 pour la navigation, ce qui nécessite de dégager un tirant d'air de 7,00 m au-dessus du niveau normal et de 5,25 m au-dessus des PHEN : c'est cette dernière contrainte qui a été déterminante pour le calage du profil en long du viaduc. La passe navigable a une largeur de 41,50 m. La largeur et la position de cette passe ont ainsi déterminé l'implantation des piles du viaduc en rivière.

### GÉOLOGIE ET GÉOTECHNIQUE

La Saône s'écoule entre le massif villafranchien de Mondragon et le massif de la Serre le long d'une plaine alluviale orientée N 25°. À l'affleurement, la lithologie variée des dépôts alluvionnaires superficiels et leur grande extension témoignent des changements de lits principaux du fleuve et de la présence de plaines d'inondation. Globalement, on retiendra :

→ La présence en surface de terrains peu résistants (limons), compressibles, dont la purge, lorsqu'elle était envisageable (hors champ captant) est indispensable pour garantir l'assise des blocs techniques ;

→ Le caractère relativement lâche des alluvions anciennes, sableuses ; elles développent rapidement des tassements sous l'action des remblais des blocs techniques qui ont été surchargés à hauteur de la charge d'exploitation (associés dans certains cas à des drains verticaux afin de rendre les délais de construction acceptables) ;

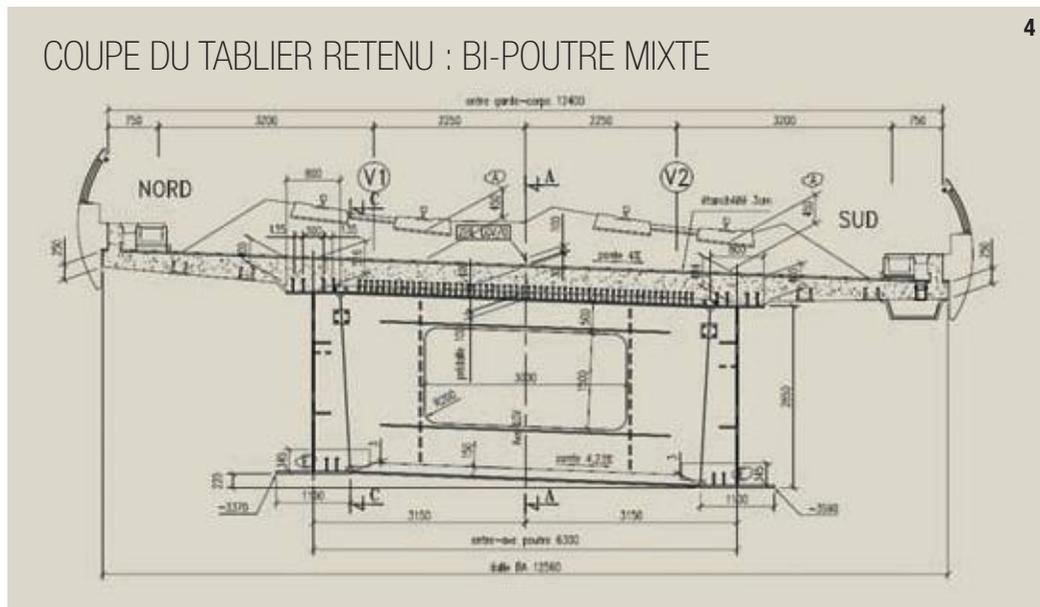
→ Une grande disparité des résistances mécaniques dans les mames du substratum géologique. Le principe de fondation par pieux des appuis est justifié.

### LA LGV DANS LE PAYSAGE

La Saône sinue dans une large plaine humide bordée de coteaux semi-boisés. Le fond de plaine alluvionnaire est très plat et voué au maraîchage de plein champ, aux céréales et à l'exploitation du bois (peupleraies).

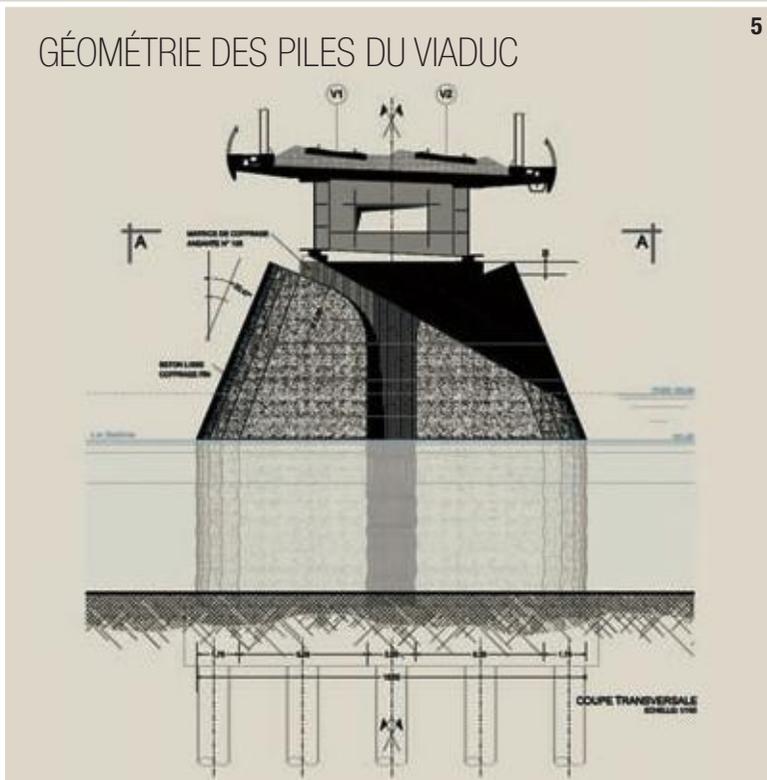
La LGV franchit perpendiculairement la vallée. Depuis la rive droite, le fleuve reste invisible. En rive gauche, l'espace est bien plus ouvert ; la Saône se

### COUPE DU TABLIER RETENU : BI-POUTRE MIXTE



4

### GÉOMÉTRIE DES PILES DU VIADUC



5

4- Coupe du tablier retenu : bi-poutre mixte.

5- Géométrie des piles du viaduc.

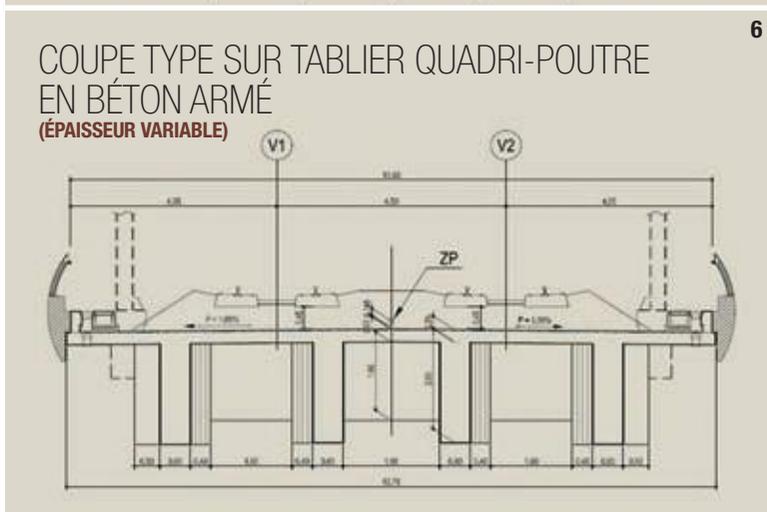
6- Coupe type sur tablier quadri-poutre en béton armé (épaisseur variable).

4- Cross section of the selected deck: composite two-girder type.

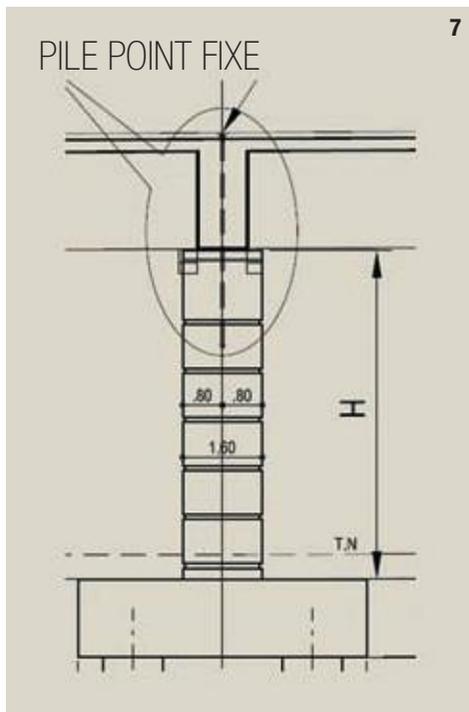
5- Geometry of viaduct piers.

6- Typical cross section on deck with four reinforced concrete beams (variable thickness).

### COUPE TYPE SUR TABLIER QUADRI-POUTRE EN BÉTON ARMÉ (ÉPAISSEUR VARIABLE)



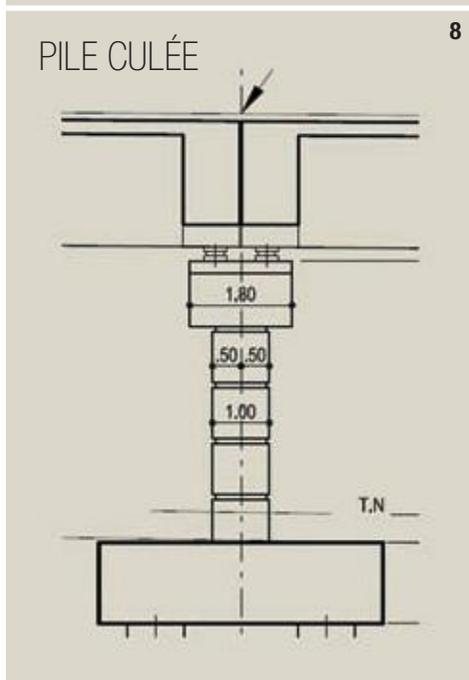
6



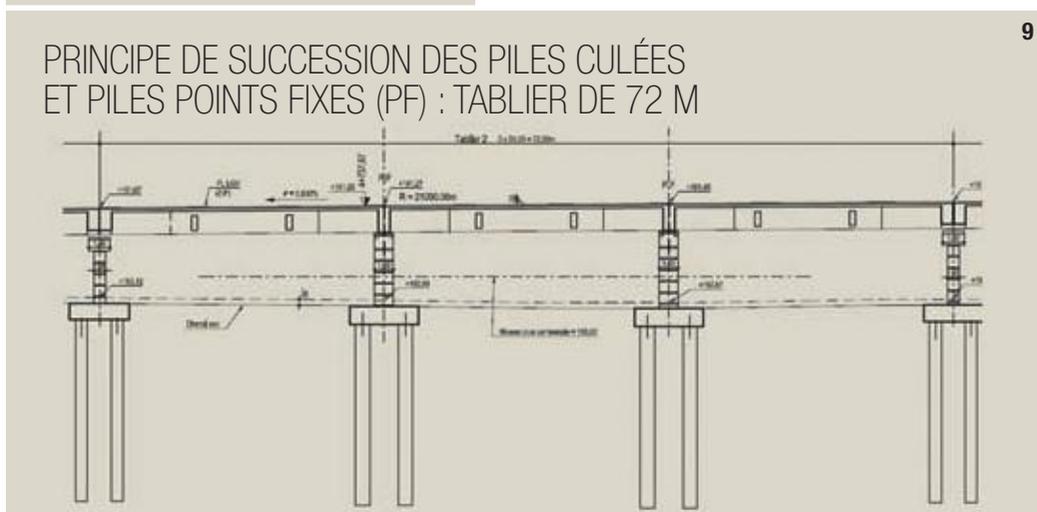
7

7- Pile point fixe.  
8- Pile culée.  
9- Principe de succession des piles culées et piles points fixes (PF) : tablier de 72 m.

7- Fixed point pier.  
8- Abutment pier.  
9- Schematic of the series of abutment piers and fixed point piers: 72-metre deck.



8



9

dévoile nettement grâce aux cultures qui s'étendent près de ses berges et ouvrent l'espace. L'abaissement du profil en long de la ligne est favorable à l'insertion paysagère : la ligne devient discrète et le remblai rasant est plus cohérent avec la platitude de la plaine.

### LE VIADUC DE LA SAÔNE

La largeur utile du tablier est donnée par un entraxe de voies de 4,50 m et des gabarits latéraux de 3,95 m, soit une largeur utile de 12,40 m. Le gabarit latéral de 3,95 m inclut la piste de 0,75 m de large sur chaque voie et de l'écran garde-ballast. Quatre solutions ont été étudiées lors de l'APD :

→ **Solution 1** : tablier en ossature mixte acier-béton bipoutre, poutres 3,65 m de haut, travées 58,5 m et 44 m en rive – huit appuis dont deux en rivière ;

→ **Solution 2** : tablier en ossature mixte acier-béton bipoutre, poutres 2,85 m de haut, travées 45 m et 32,5 m en rive – huit appuis dont deux en rivière (solution choisie figure 4) ;

→ **Solution 3** : tablier en ossature mixte acier-béton de type bi-caisson de 2,80 m de haut, travées 58,5 m et 44 m en rive – huit appuis dont deux en rivière ;

→ **Solution 4** : poutres Warren, travées 88 m et 55,5 m en rive – six appuis dont deux en rivière.

La solution 1 est écartée pour des raisons environnementales parce qu'elle maximise la hauteur du remblai de la LGV dans la traversée de la vallée de Saône. La solution 2 a été préférée aux solutions 3 et 4 pour des raisons économiques, la réduction du nombre d'appuis ne compensant pas les surcoûts du tablier, notamment parce

que le nombre de piles en rivière n'était pas réduit.

La longueur totale du viaduc étant inférieure à 450 m, un seul point fixe était nécessaire. On a choisi de la positionner sur la culée C9, sur la rive gauche de la Saône (coté est). Un appareil de dilatation des voies est positionné au niveau de la culée C0, sur la rive droite de la Saône. La solution retenue pour réaliser ce point fixe consistait en une bêche métallique noyée dans une réservation béton dans la culée. Elle a été remplacée en exécution par deux appareils d'appui à pot fixes sphériques. Cette variante, bien qu'entraînant un léger surcoût, s'avérait plus simple à réaliser et à entretenir.

Du fait des faibles caractéristiques de sol, l'ouvrage est fondé sur pieux. Ceux-ci sont de diamètre 1 200 mm en général et 1 500 mm pour les piles en rivière et culée C9 (appui fixe) ; leur longueur varie entre 15 et 33 m. La forme des piles est profilée de façon à améliorer l'hydrodynamisme (largeur 3,50 m). Dans le sens du courant, la longueur des fûts de pile est donnée par l'étude architecturale. Toutes les piles sont disposées perpendiculairement à la LGV. Elles sont ainsi orientées parallèlement au lit mineur de la Saône et à l'axe général de l'écoulement des crues. Les piles en rivière sont dimensionnées pour reprendre le choc de bateau. La valeur considérée de celui-ci est de 10 000 kN dans le sens de la rivière et de 2 000 kN transversalement (figure 5).

Le tablier est un tablier bi-poutre mixte : les aciers de l'ossature métallique principale sont de nuance S355 K2, N ou NL suivant l'épaisseur. La charpente est protégée par un système anticorrosion de type C3ANV 551 (240 microns d'épaisseur de peinture). Le hourdis en béton C35/45 de 40 cm d'épaisseur en partie centrale est connecté aux poutres métalliques par deux files de goujons de 22 mm de qualité S235 J2. Des pré-dalles non participantes appuyées sur les semelles supérieures des poutres servent de coffrage. Le ratio d'armature du hourdis s'élève à 230 kg/m<sup>3</sup>. Les encorbellements doivent résister au cas accidentel de déraillement du train et aux efforts de la passerelle de visite MOOG. Un hourdis inférieur non participant pour la flexion longitudinale mais permettant un contreventement de la structure et facilitant la visite de l'ouvrage est réalisé en éléments pré-fabriqués fixés après clavage par des goujons soudés aux semelles inférieures des poutres.



10



11



12

La culée ouest est équipée d'appareils d'appui à pot sphériques unidirectionnels de capacité 4,5 MN pour l'effort vertical.

Les piles sont équipées d'appareils d'appui à pot unidirectionnels de capacité 15,5 MN pour l'effort vertical et 0,9 MN pour l'effort transversal.

Enfin, la culée C9, point fixe, est équipée de deux appareils d'appui à pot sphériques multidirectionnels de capacité 4,5 MN pour l'effort vertical et 6,3 MN pour l'effort longitudinal.

### OUVRAGES DE DÉCHARGE

Les ouvrages de décharge sont en estacades, soit une succession de tabliers. La longueur dilatable de chacun est inférieure à 90 m, de manière à éviter des appareils de dilatation de la voie. Pour des raisons architecturales, on a retenu le principe d'une portée identique pour toutes les travées : la structure du tablier est donc systématiquement dimensionnée pour la travée de rive. Ce type de tablier est classique pour les ouvrages ferroviaires de portée inférieure à 30 m. Il est constitué de quatre poutres en béton armé de hauteur constante et d'un hourdis en béton armé de 25 cm d'épaisseur environ. Les poutres s'épaississent dans les zones d'appuis (figure 6).

On a préféré un tablier unique à quatre poutres, contrairement à la pratique souvent observée qui consiste à adopter deux tabliers jumelés à deux poutres chacun. En effet, cette disposition améliore le comportement dynamique et à la fatigue des poutres car, lors du passage du train sur une des voies, les charges se répartissent sur quatre poutres et non pas uniquement sur deux.

Chaque tablier est long au maximum de 72 m (3 x 24 m) et comporte au plus trois travées, les deux piles centrales faisant office de point fixe.

**10- Réalisation des piles.**

**11- Réalisation de deux estacades pour les piles en rivière.**

**12- Terrassement à l'intérieur des batardeaux.**

**13- Réalisation des appuis à l'abri de batardeaux terrestres. Ici, recépage des piles.**

**10- Pile construction.**

**11- Construction of two breakwaters for the piers in the river.**

**12- Earthworks inside the cofferdams.**

**13- Construction of supports sheltered by earth cofferdams. Here, cutting-off piles.**

L'ouverture hydraulique de l'ouvrage de décharge d'Athée est de 192 m (huit travées de 24 m), celle de l'ouvrage de décharge de Poncey est de 480 m (20 travées de 24 m, et celle de l'ouvrage de décharge d'Auxonne est de 288 m (12 travées de 24 m).

Deux types de piles sont présents :

→ Les piles points fixes ont une épaisseur de fût constante (1,20 ou 1,60 m). Le point fixe est réalisé par une articulation Freyssinet avec bande béton et clouage par barres précontraintes ancrées dans les piles (figure 7).

Ces piles reprennent les efforts horizontaux principalement engendrés par les efforts de freinage ou d'accélé-

ration ou de démarrage, combinés à ceux produits par les efforts thermiques (figure 7) ;

→ Les piles culées, qui ont une épaisseur de fût de 1 m mais sont élargies en tête pour assurer une bonne disposition des appareils d'appuis, dédoublés au changement de tablier.

Cet élargissement se situe au-dessus de la crue centennale. Il n'est donc pas prévu de protection particulière vis-à-vis des crues (figure 8).

Les piles points fixes et les piles culées se succèdent de manière à reprendre les efforts horizontaux longitudinaux tout en permettant la dilatation du tablier (figure 9).



13



14



15

### LES CONTRAINTES DU SITE

La plus forte contrainte qui pèse sur l'organisation du chantier est la protection du champ captant. Plusieurs dispositions ont été prises, dès la phase de conception, afin de limiter les risques de pollution de la nappe. Les pieux situés dans le périmètre de protection immédiat ont été réalisés depuis la plate-forme de surface à l'aide de tubes métalliques laissés en place, qui empêchent le contact latéral du béton avec la couche de sol de l'horizon aquifère. La plate-forme de lancement et les installations de chantier principales sont situées en rive gauche, sur la rive opposée au champ captant. La charpente métallique est peinte avant lancement pour éviter les projections de peinture à l'intérieur du périmètre immédiat du champ captant. Sur la rive droite, l'ensemble des plates-formes de travail et pistes de chantier ont été imperméabilisés à l'aplomb du champ captant à l'aide d'une couche de remblai de

0,50 m d'épaisseur, d'un géotextile anti-poinçonnement, d'une membrane PEHD de 1,5 mm d'épaisseur thermosoudée, et d'une couche de grave GNT en surface. Les eaux recueillies par cette plate-forme étanche ont été traitées dans un bassin de décantation étanche muni de systèmes anti-pollution (boudins absorbants) avant évacuation dans le milieu naturel. Enfin, des zones neutralisées ont été aménagées dans le planning des travaux : il était interdit à l'entreprise de réaliser des travaux de fondations profondes dans le périmètre de protection immédiat pendant les mois d'août, septembre et octobre, car une pollution accidentelle de la nappe, à cette période d'étiage, aurait pu mettre en péril l'alimentation en eau de la ville de Dijon.

L'ensemble des travaux situés dans le PPI ont fait l'objet de procédures établies par l'entreprise et présentées à la Lyonnaise des eaux. Une campagne de suivi de la qualité des eaux du champ

**14- Pile de viaduc, coffrage.**

**15- Lancement du tablier. En bleu, l'avant-bec.**

**16- Équipage mobile.**

**14- Viaduct pier, formwork.**

**15- Deck launching. In blue, the launching nose.**

**16- Mobile rig.**

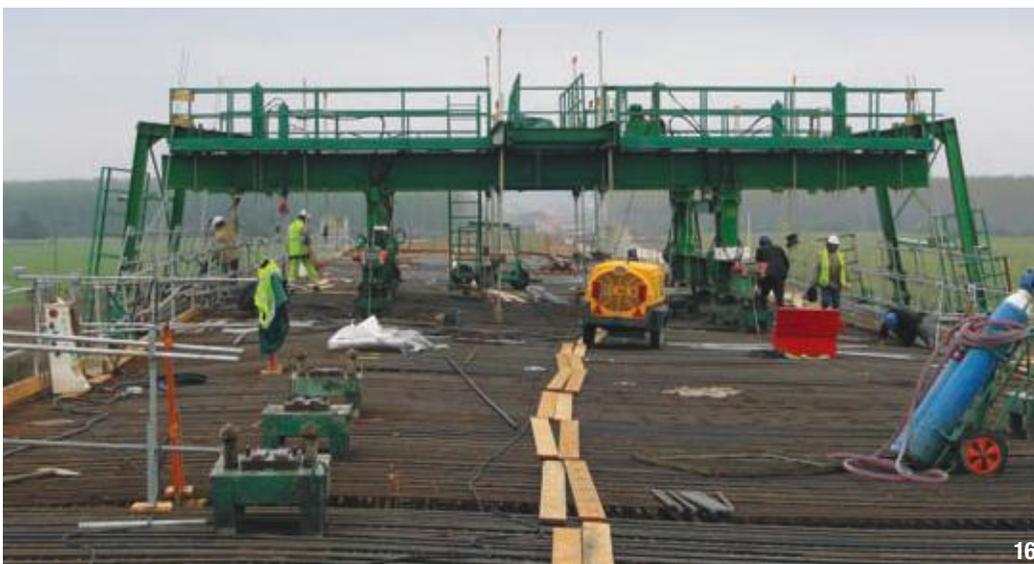
captant a été lancée dès le démarrage des travaux : six piézomètres ont été installés en rive droite autour de la zone de travaux afin d'extraire et d'analyser l'eau de la nappe. La fréquence des prélèvements a été définie en collaboration avec la Lyonnaise des eaux, en fonction de la criticité des travaux.

Pendant la période de bétonnage des pieux situés dans le PPI, les prélèvements ont été quotidiens et ont démontré l'absence de pollution liée aux travaux.

### LES FONDATIONS SUR PIEUX

Tous les appuis sont fondés sur pieux de diamètre variant entre 1 000 et 1 500 mm, et dont les longueurs ont pu dépasser 40 m. Les pieux ont été réalisés à l'intérieur d'un tubage métallique provisoire, sauf pour les appuis en rivière où le chemisage est resté en place. Au total, plus de 8 000 m de pieux ont été réalisés pour assurer les fondations des piles. Il était donc essentiel pour l'entreprise de disposer de moyens puissants, robustes et fiables. Une foreuse Bauer BG 40 a ainsi été mobilisée. Sa puissance a permis, notamment, de foncer les chemisages métalliques des pieux situés dans le périmètre de protection immédiat à travers la nappe du champ captant, assurant ainsi une meilleure protection des eaux (photo 10).

Les deux piles du viaduc en rivière, ainsi que leurs fondations, ont été faites à l'intérieur de batardeaux en palplanches. Deux estacades provisoires métalliques partant de chaque rive ont été montées par des moyens nautiques ou depuis les berges, permettant l'accès des équipes, matériels et engins de chantier à ces batardeaux depuis la terre (photo 11). Les pieux des piles en rivière ont été forés et bétonnés sous eau. Les batardeaux ont été mis



16



17



18

à sec après réalisation de bouchons en béton, réalisés également sous eau, connectés aux pieux et au batardeau. Ces bouchons de béton immergé ont assuré l'encastrement de la fiche des batardeaux (photo 12).

Les autres appuis du viaduc, ainsi que l'intégralité des appuis des estacades, ont également été réalisés à l'abri de batardeaux terrestres, compte tenu du caractère bouillant du terrain et de la présence subaffleurante de la nappe (photo 13).

Les piles du viaduc et des estacades ont été réalisées en une seule phase de bétonnage à l'aide de coffrages métalliques (photo 14).

#### TABLIER DU VIADUC

La méthode de réalisation du tablier est classique pour un tel ouvrage.

Elle consiste à assembler la charpente par tronçon, sur une plate-forme de montage située à l'arrière de la culée Est dans le prolongement du viaduc.

**17- Principe de plateaux coffrants généraux pour la réalisation des tabliers (source GTM).**

**18- Ferrailage puis coffrage des quadri-poutres sur plateaux.**

**19- Estacade de Poncey.**

**17- Schematic of main formwork plates for deck construction (source: GTM).**

**18- Reinforcement and then formwork for quadruple beams on plates.**

**19- Poncey breakwater.**

La charpente métallique, avec avant et arrière- bec, est ensuite lancée depuis la plate-forme vers ses appuis à l'aide de treuils. La plate-forme de montage est inscrite dans le remblai ferroviaire qui a été préalablement chargé et consolidé (photo 15 : Lançage du tablier. En bleu, l'avant-bec). À l'issue du lançage, deux équipages mobiles ont été montés sur la charpente en vue de réaliser le hourdis. Celui-ci a été découpé en 34 plots, selon un ordonnancement permettant de limiter les contraintes dans le tablier (coulage des plots sur appuis après les plots en travée). Les parties du hourdis en encorbellement ont été coulées à l'aide des plateaux latéraux amovibles des équipages mobiles (photo 16).

#### TABLIERS DES OUVRAGES DE DÉCHARGE

Le réalisation des tabliers des ouvrages de décharge constituait de loin l'opération la plus longue, et se situait donc sur le chemin critique du planning (960 m

de tablier quadri-poutres à réaliser en 40 travées de 24 m). L'entreprise a opté pour une réalisation des poutres à l'aide de coffrages posés sur platelages généraux en charpente métallique fixés sur les piles des ouvrages.

Cette solution offrait une sécurité nettement plus importante qu'une solution classique de coffrage posé sur étais, vis-à-vis des tassements et en cas de crue de la Saône et de présence d'embâcles.

Comme pour le hourdis du viaduc, des prédalles non collaborantes posées entre poutres ont fait office de coffrage, tandis que les parties en encorbellement ont été coulées à l'aide de coffrages classiques fixés sur les parements extérieurs des poutres latérales (figure 17, photos 18 et 19).

#### L'ÉTANCHEITÉ DES TABLIERS

Le projet prévoyait la pose d'un complexe de 30 mm d'épaisseur composé d'une feuille armée bitumeuse et d'une contre-



19



20

chape en asphalte. À cette solution, on a préféré la pose d'un complexe de 50 mm d'épaisseur composé d'une feuille armée bitumineuse et d'une contre-chape en béton bitumineux (BBSG 0/10).

Cette variante a été retenue pour plusieurs raisons :

→ Le dévers des tabliers (4 %) pouvait faire craindre que l'asphalte n'assurerait pas une épaisseur minimale constante sur toute la largeur du tablier ;

→ Par son épaisseur, elle assure une meilleure protection mécanique de la feuille d'étanchéité, notamment lors du passage ultérieur d'engins intervenant dans le cadre des équipements ferroviaires ;

→ Par son épaisseur, elle assure également une meilleure contre-pression aux sous-pressions développées sous la feuille d'étanchéité par la phase gazeuse de l'eau contenue dans le béton. Ces ouvrages ont donc reçu un complexe d'étanchéité tout à fait comparable à ceux posés sur les ouvrages routiers et suivant les mêmes techniques : mise en place mécanisée de feuilles d'étanchéité, pose du BBSG à l'aide d'un finisher et de compacteurs (photo 20).

#### ACCÈS EN PHASE D'EXPLOITATION ET MAINTENANCE

Les ponts-rails sont tous munis d'un garde-corps faisant office de garde-ballast, d'une hauteur de 1 m au-dessus des pistes aménagées sur les tabliers. L'accès aux piles et culées pour la visite et la maintenance des ouvrages ne pose pas de problème, à l'exception des piles situées dans le champ captant, auxquelles l'accès sera soumis à

autorisation de la Lyonnaise des eaux et de la DDAS, et des piles en rivière, où il y aura possibilité d'accès soit depuis le haut, à partir du chemin de visite du tablier, soit par des moyens nautiques. Pour la visite des piles situées en rivière et dans l'emprise du champ captant, des ouvertures ont été aménagées dans le hourdis inférieur, par lesquelles il est possible d'installer des échelles amovibles. Ce dispositif ne permet que

**20- Pose de la contre-chape BBSG 0/10, épaisseur 50 mm. En arrière plan, finisher ; au premier plan, compacteur.**

**20- Placing the waterproofing course protection layer in 0/10 semi-coarse asphaltic concrete, thickness 50 mm. In the background, finisher; in the foreground, compactor.**

l'inspection et non la maintenance. Par ailleurs, la conception permet d'installer une passerelle MOOG.

Une plate-forme de montage de celle-ci est prévue en rive gauche de la Saône le long de la berge, à l'aplomb de l'ouvrage. La plate-forme englobe une surface de 30 m par 30 m de part et d'autre du tablier.

Concernant les autres piles du viaduc de la Saône et des ouvrages de décharge, leur faible hauteur permet une inspection des têtes de pile et de la sous-face du tablier au moyen d'une nacelle routière.

La seule contrainte porte sur l'existence d'une piste empierrée longeant la LGV, calée au niveau du terrain naturel pour ne pas faire obstacle à l'écoulement des crues et franchissant les multiples fossés de drainage du fond de vallée. □

#### PRINCIPAUX INTERVENANTS

**MAÎTRE D'OUVRAGE :** RFF

**MAÎTRE D'ŒUVRE :** Groupe Setec (Setec TPI, Setec International, Terrasol, Hydratec)

**ARCHITECTE :** Lavigne & Cheron

**GROUPEMENT D'ENTREPRISES :** GTM TP Lyon, SNCTP (génie civil) ; Bauer (fondations pieux) ; Baudin Chateaufeu (charpente métallique)

**TERRASSEMENTS :** GTM terrassements, Roger Martin

**BUREAU D'ÉTUDES D'EXÉCUTION GÉNIE CIVIL :** VCF, Cogeci

**BUREAU D'ÉTUDES D'EXÉCUTION CHARPENTE MÉTALLIQUE :** CTICM

**BUREAU D'ÉTUDES D'EXÉCUTION GÉOTECHNIQUE :** Confluence

**CONTRÔLE EXTÉRIEUR :** Egis rail (ouvrages en béton) ;

ISS (charpente métallique)

#### PRINCIPALES QUANTITÉS POUR LE VIADUC DE LA SAÔNE, LONGUEUR 380 M

PIEUX

**FORAGE :** 1 470 ml

**BÉTON :** 1 990 m<sup>3</sup>

**ACIERS :** 283 t

APPUIS

**COFFRAGES :** 4 550 m<sup>2</sup>

**BÉTON :** 5 490 m<sup>3</sup>

**ACIERS :** 983 t

TABLIER (HORS DALLE PRÉFABRIQUÉE)

**COFFRAGES :** 5 240 m<sup>2</sup>

**BÉTON :** 1 930 m<sup>3</sup>

**ACIERS :** 425 t

CHARPENTE

**ACIERS :** 1 260 t

#### ABSTRACT

#### RHINE-RHONE HSL, EASTERN BRANCH, SECTION A: SAÔNE VALLEY CROSSING

DANIEL PRATS, JOCELYN POULAIN, HERVÉ TOURLET - SETEC

**The Rhine-Rhone high-speed train line crosses the Saône Valley on four non-standard structures.** *These include the Saône viaduct, 380 metres long, which crosses the Poncey-lès-Athée drainage area, supplying a large part of the Dijon urban area with potable water. This special feature was a decisive factor for the design of the viaduct, requiring the installation of one or more piers.* □

#### LGV RIN-RÓDANO RAMAL ESTE, TRAMO A: EL FRANQUEO DEL VALLE DEL RÍO SAONA

DANIEL PRATS, JOCELYN POULAIN, HERVÉ TOURLET - SETEC

**Cuatro obras de fábrica no convencionales permiten a la línea de alta velocidad Rin-Ródano de franquear el valle del río Saona.** *Entre ellos, el viaducto del río Saona, de una longitud de 380 metros, que franquea las estructuras de captación de agua de Poncey-lès-Athée, que alimentan en agua potable una gran parte de la aglomeración de Dijon. Esta particularidad ha constituido un parámetro determinante para el establecimiento del concepto del viaducto, para el cual se precisaba instalar una o varias pilas.* □

# LE PONT SUR LA MAINE À ANGERS

AUTEURS : NABIL YAZBECK, GILLES FRANTZ, BRUNO MONMOULINET, FRÉDÉRIC MENUËL, JEAN-MARC TANIS, JEAN-PIERRE LEVILLAIN (EGIS JMI) - THOMAS LAVIGNE, CHRISTOPHE CHERON (ARCHITECTURE ET OUVRAGES D'ART) - MAURICE NADON (ATELIER AVENA) - JACQUES LANDREAU (COMMUNAUTÉ D'AGGLOMÉRATION ANGERS LOIRE MÉTROPOLÉ) - PATRICK WALTZER, ALICE GOIEZ (GROUPEMENT TSP)

**HUITIÈME PONT ANGEVIN, CE NOUVEAU FRANCHISSEMENT RELIE LES DEUX RIVES DE LA MAINE À L'AMONT DU PONT DE LA HAUTE-CHAÎNE, EN FRANCHISSANT LA RIVIÈRE ET LES VOIES SUR BERGE. STRUCTURE FINE AUX LIGNES SIMPLES ET ÉPURÉES, L'OUVRAGE OCCUPE UNE POSITION CENTRALE QUI EN FAIT UN SYMBOLE DU NOUVEAU QUARTIER SAINT-SERGE. D'UNE LONGUEUR TOTALE DE 293 M, IL PRÉSENTE UNE TRAVÉE PRINCIPALE DE 161 M, SUSPENDUE À UN ARC MÉTALLIQUE AXIAL PAR L'INTERMÉDIAIRE DE PAIRES DE SUSPENTES RAYONNANTES. STRUCTURELLEMENT, L'ARC ET LE TABLIER SONT DÉSOLIDARISÉS AU NIVEAU DE LEUR INTERSECTION GÉOMÉTRIQUE, L'ARC TRAVERSANT LE TABLIER PAR DES TRÉMIES. LE TABLIER ET LA PARTIE CENTRALE DE L'ARC AU-DESSUS DE LA CHAUSSEE SONT EN ACIER, LES NAISSANCES D'ARC ÉTANT DES BÉQUILLES EN BÉTON.**

## UNE POSITION PRIVILÉGIÉE

Fondé sur des enjeux forts de développement durable et solidaire, le plan de déplacements urbains (PLU) angevin, approuvé par le conseil de la communauté en avril 2003, expliquait la nécessité de créer un réseau de transports collectifs en site propre structurant le développement du territoire communautaire. Sur la base des études de faisabilité lancées en 2000, le conseil d'Angers agglomération et le syndicat des transports angevins ont approuvé à l'unanimité, en 2003, le tracé de la première ligne de tramway et le lancement de sa réalisation, ainsi que la mise à l'étude de la seconde ligne (figures 2 et 3).

L'unique ouvrage d'art non courant de la ligne occupant une position privilégiée

dans le projet de développement et de restructuration du centre-ville d'Angers, le maître d'ouvrage a souhaité que sa conception fasse l'objet d'une recherche architecturale poussée, associée à un respect de l'environnement et du site. La communauté d'agglomération Angers Loire métropole (ALM) et le groupement TSP, mandataire du maître d'ouvrage, ont retenu, en août 2006, à l'issue d'un concours de maîtrise d'œuvre particulière, le projet présenté par le groupement associant Egis JMI (mandataire), le cabinet d'architecture AOA (Lavigne-Chéron), le paysagiste Avena et le cabinet ECE environnement.

Constituant le huitième pont angevin, ce nouveau franchissement, à forte vocation urbaine, s'inscrit au cœur de la première ligne de tramway ; il relie



© BALDIN-CHATEAUNEUF

les deux rives de la Maine à l'amont du pont de la Haute-Chaîne, en franchissant la rivière et les voies sur berge. En rive droite, le site est marqué par la présence de la chapelle de l'Hôpital et de la tour des Anglais, toutes deux inscrites à l'inventaire des monuments historiques. En rive gauche, la tête de pont est située à l'articulation du nouveau quartier Saint-Serge, entre la partie aujourd'hui réalisée (faculté de droit, cinéma multiplexe Gaumont, immeubles de bureaux) et la ZAC au nord-est, territoire en mutation dont la restructuration urbaine est inscrite au PLU. Le contournement nord de l'A 11, dont l'achèvement est prévu pour 2012, permettra de désengorger les voies sur berges (la RD 323, ex-RN 23) et d'engager leur requalification progressive

d'autoroute urbaine en boulevard de desserte du nouveau quartier.

## SYMBOLE DU QUARTIER

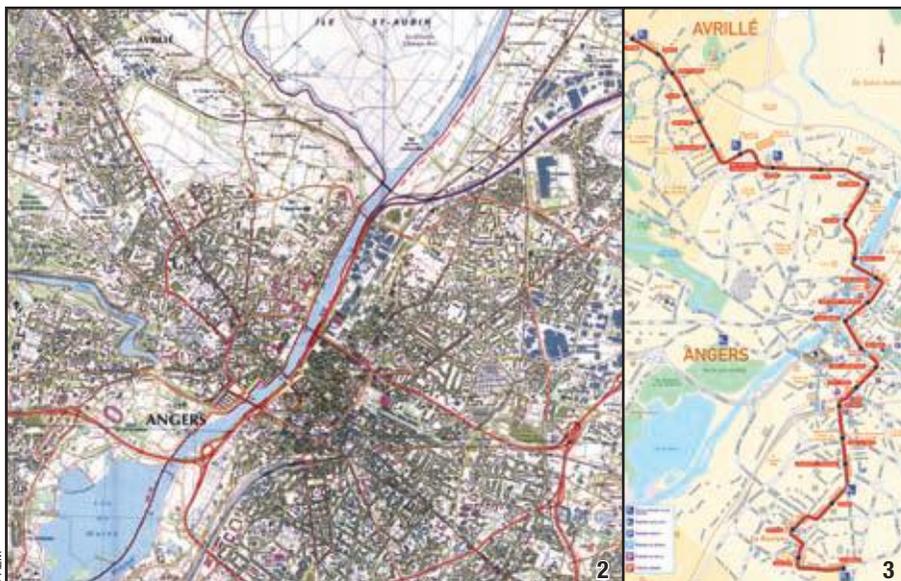
L'ouvrage occupe donc une position centrale qui en fait un symbole du nouveau quartier. L'équipe de concepteurs a saisi cette opportunité pour proposer, en rive gauche, la création d'un nouvel espace public. Le réaménagement du parvis Gaumont et du quai Félix-Faure contribueront ainsi au renouvellement urbain et permettront de renouer le contact entre la ville et sa rivière, séparées par les voies sur berges.

Le projet proposé intègre également, toujours en rive gauche, un réaménagement des berges de la Maine, riches sur les plans floristique et écologique (figures 4, 5, 6 et 7).



**1- L'ouvrage avant pose du rail.**

**1- The bridge before the railway tracks installation.**



**2- Plan de situation.**  
**3- Tracé de la ligne 1.**

**2- Location drawing.**  
**3- Route of line 1.**

Les missions confiées au groupe de concepteurs comprenaient la maîtrise d'œuvre complète de la réalisation de l'ouvrage de franchissement et de sa rampe d'accès en rive gauche, de l'abaissement de la voie sur berge au droit du pont, et de l'aménagement du quai Félix-Faure, ainsi qu'une mission de maîtrise d'œuvre limitée aux seules études préliminaires pour ce qui concerne le réaménagement des berges de la Maine.

Ces missions sont menées en partenariat avec les équipes pluridisciplinaires d'Egis eau, Egis aménagement, et des cabinets JPL conseil et Boplan.

Le marché de travaux principal (OA), organisé en deux lots techniques (génie civil et équipements, charpente métallique) a été attribué en février 2008 au ▷

groupement d'entreprises ETPO-Baudin-Chateaufeuf.

Les travaux d'abaissement de la RD 323 et d'aménagement du quai Félix-Faure font l'objet de deux marchés spécifiques.

Les premiers ont été réalisés par le groupement d'entreprises Sacer-Screg, en deux interventions de 15 jours chacune durant les vacances scolaires de février et d'avril 2009, pour limiter au maximum la gêne à la circulation.

Les seconds sont programmés pour mai 2010.

#### DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

La Maine, rivière longue d'une douzaine de kilomètres, prend naissance à l'amont d'Angers, à la confluence de la Mayenne, de la Sarthe et du Loir, et se jette dans la Loire. Son niveau dans la traversée d'Angers est fortement lié à celui de ses affluents et, par reflux, à celui de la Loire.

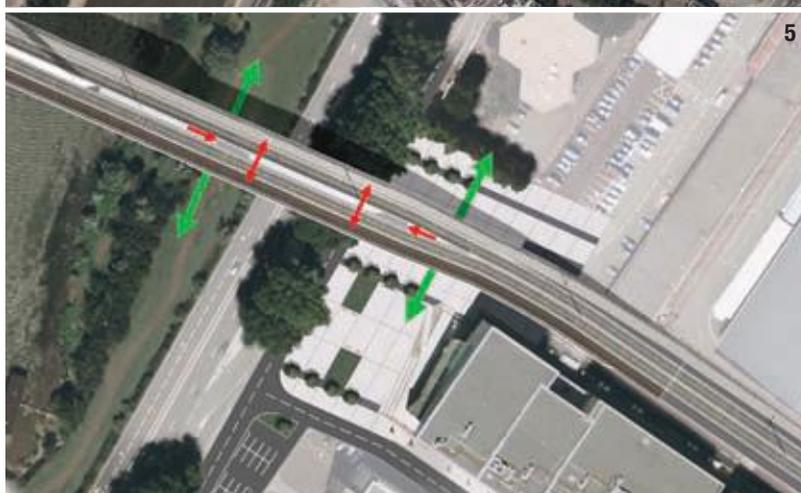
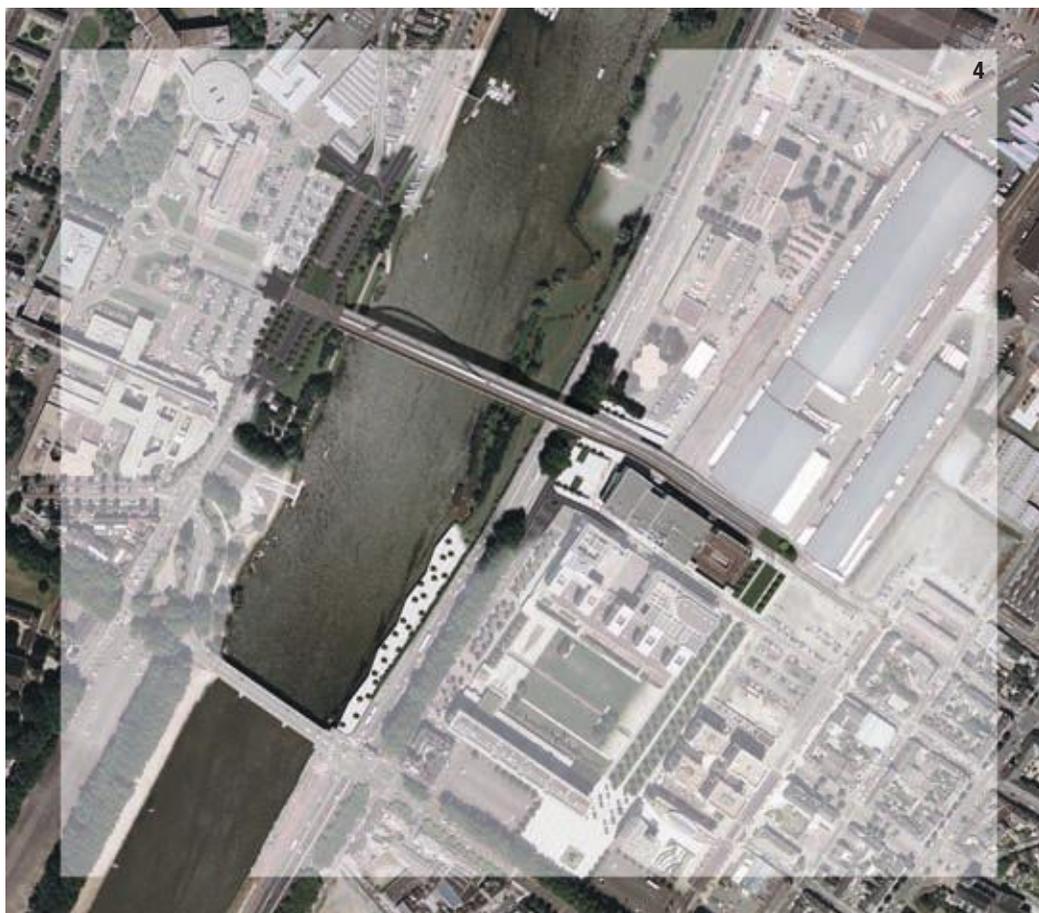
Le choix d'un ouvrage en arc sans appui dans le lit mineur a permis de minimiser l'impact hydraulique.

Le projet veille principalement à limiter son emprise sur les rives et à préserver le libre écoulement de la Maine, dont le débit présente des fluctuations saisonnières bien marquées.

L'ouvrage, de la famille des ponts en arc à tablier intermédiaire, présente une longueur totale de 293 m entre axes d'appuis des culées (CO-C7), se décomposant en une travée principale de 161 m et des travées d'accès de 32, 40, 35 et 25 m. Il est prolongé en rive gauche par une rampe d'accès de 90 m, à l'extrémité de laquelle sera implantée la station de tramway Berges de Maine.

#### CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES ET FONCTIONNELLES

Le profil en travers fonctionnel sur ouvrage est composé, de l'amont vers l'aval, d'une piste de 3 m réservée aux cycles, de deux voies dédiées aux transports en commun en site propre (TCSP) de 3,50 m chacune, séparées par un terre-plein central, et d'un espace piétons de 3 m. Des bordures de largeur 0,50 m séparent les circulations douces de la plate-forme TCSP. Dans la travée suspendue, l'arc, les suspentes et leurs organes d'ancrage sont protégés du choc accidentel des véhicules par des barrières de sécurité. En prévision de futures évolutions dans le schéma de transports en commun angevin, la plate-forme TCSP est polyvalente. La structure du pont est dimen-



- 4- Plan masse des travaux.
- 5 & 6- Aménagement du quai Félix-Faure.
- 7- Photomontage depuis l'aval en rive droite.
- 4- Layout plan of the works.
- 5 & 6- Development of the Félix-Faure quay.
- 7- Photomontage from downstream on the right bank.

sionnée pour accueillir indifféremment des tramways, des bus sur pneus ou des circulations routières traditionnelles sur les deux voies de la plate-forme centrale.

Le tracé en plan retenu permet d'inscrire l'infrastructure dans le périmètre d'intervention fixé par la DUP. Il se compose, de la rive droite vers la rive gauche, d'une portion droite entre C0 et P5, dans l'axe de la chapelle de l'Hôpital, d'un arc de cercle de rayon 300 m entre P5 et C7, et d'un nouvel alignement droit sur la rampe d'accès, parallèle à l'avenue de la Constitution. La définition du profil en long sur ouvrage résulte de la prise en compte des différentes contraintes géométriques et fonctionnelles (niveaux des entrées en terre, franchissement de la RD 323 et de la passe navigable, pentes et rayon de courbure limites sur ouvrage compatibles avec les critères d'accessibilité des différents usagers). Ce profil se compose, aux extrémités, de deux parties linéaires de pente 4 %, raccordées par un rayon de 2 000 m dont le point haut se situe sensiblement au droit de la RD 323. Sous la travée

P4-P5, un abaissement de 0,50 m de la RD 323 permet de dégager le gabarit de 5 m imposé par l'exploitant.

La continuité des circulations piétonnes depuis l'ouvrage vers les berges et le parvis Gaumont en rive gauche est assurée dès la phase actuelle d'exploitation de la RD 323, par la mise en œuvre d'escaliers sur P4 et P5.

#### L'ARC ET LE TABLIER

La travée principale au-dessus de la Maine est suspendue à un arc métallique axial par l'intermédiaire de paires de suspentes rayonnantes, espacées de 5 m à leur jonction avec le tablier. Structurellement, l'arc et le tablier présentent la particularité d'être totalement désolidarisés au niveau de leur intersection géométrique, l'arc traversant le tablier par des trémies. Le tablier et la partie centrale de l'arc au-dessus de la chaussée sont métalliques ; les naissances d'arc sont des béquilles en béton. Centré sur la Maine, l'arc présente une ouverture en pied de 149 m pour une flèche de 26 m. À son point haut, il se situe à 12,30 m au-dessus de la chaussée. Du fait de la dissymétrie

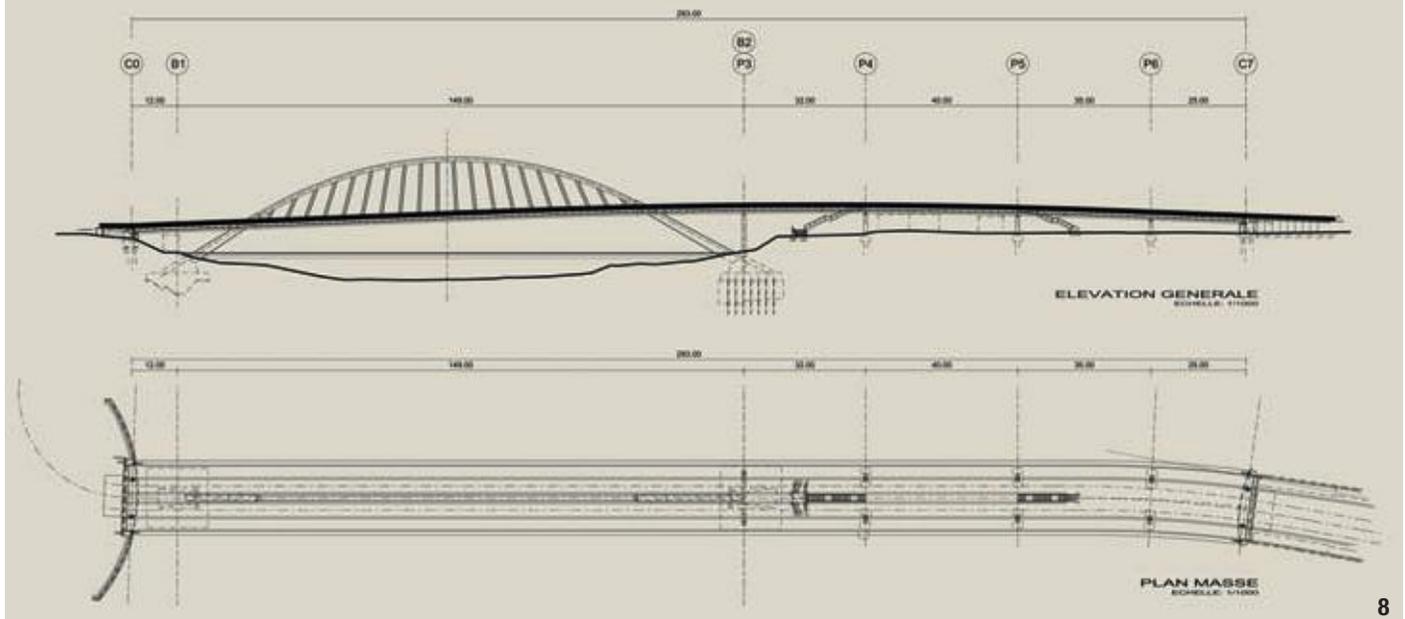
« **CENTRÉ SUR LA MAINE, L'ARC PRÉSENTE UNE OUVERTURE EN PIED DE 149 M POUR UNE FLÈCHE DE 26 M** »

du profil en long dans la travée suspendue, son axe de symétrie est légèrement incliné par rapport à la verticale. La partie métallique, qui se développe sur un cercle de 98 m de rayon, est un caisson trapézoïdal de section constante 1 400/800 x 1 220 (h) mm, constitué de tôles d'épaisseurs variant de 30 à 80 mm. Les béquilles sont également de section trapézoïdale. Leur largeur en extrados, constante, vaut 1,70 m. Leur hauteur, variable linéairement, est de 1,60 m aux points de jonction avec l'arc métallique. Le tablier est un caisson métallique à dalle orthotrope de hauteur constante, composé de quatre cellules. Sa largeur hors tout est de 18,10 m pour une hauteur à l'axe de 1,43 m. Quatre trémies axiales de 2 m de largeur sont aménagées au droit des deux traversées d'arc, et sur les piles P4 et P5 pour les escaliers d'accès. Le platelage supérieur présente un profil en toit (figures 8 et 9).

L'intrados est constitué d'une tôle courbe raidie par des plats, dont la forme renforce l'aspect profilé et élancé de la structure. Le caisson, rigidifié par des diaphragmes échancrés disposés ▷



## ÉLÉVATION AVAL ET VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE



8

au pas de 5 m en zone courante, est constitué de tôles d'épaisseurs variant de 10 à 20 mm pour les membrures et de 10 à 30 mm pour les âmes.

Les aciers de charpente mis en œuvre sont de nuances S355 K2 et S355 N, avec le recours à des aciers S460 ML pour les membrures de certains tronçons d'arc. Les suspentes courantes sont des barres de diamètres 100, 120 et 140 mm en acier S460, équipées de filets roulés à leurs extrémités.

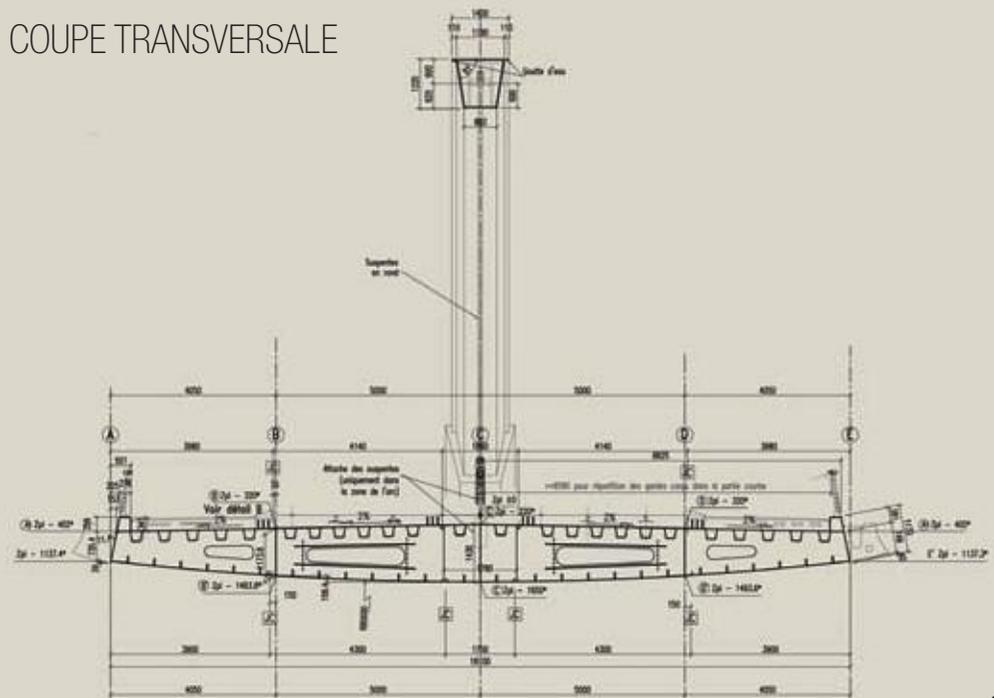
En extrémité haute, les organes d'ancrage (écrou-contre-écrou et coupelle à portée sphérique) prennent appui sur une chaise d'ancrage intérieure au caisson d'arc. Les suspentes d'extrémité, les plus sollicitées, sont constituées de paquets de trois barres bi-articulées mécano-soudées (figure 10).

### PILES ET CULÉES

Les culées C0 et C7 sont des boîtes creuses. Elles sont constituées d'un chevêtre fondé sur des pieux ancrés dans le schiste, d'un mur arrière garde-grève, de deux poteaux supportant les appareils d'appui à pot d'élastomère et d'un voile avant courbe, habillé par un parement en ardoises de schiste du pays. La culée C7 se prolonge par des murs de soutènement latéraux en demi-lune, assurant une intégration harmonieuse des entrées en terre et une continuité des cheminements piétons avec les aménagements prévus hors ouvrage (figures 11, 12 et 13).

Les piles P4 à P6, supportant les travées d'accès, sont constituées de deux fûts

## COUPE TRANSVERSALE

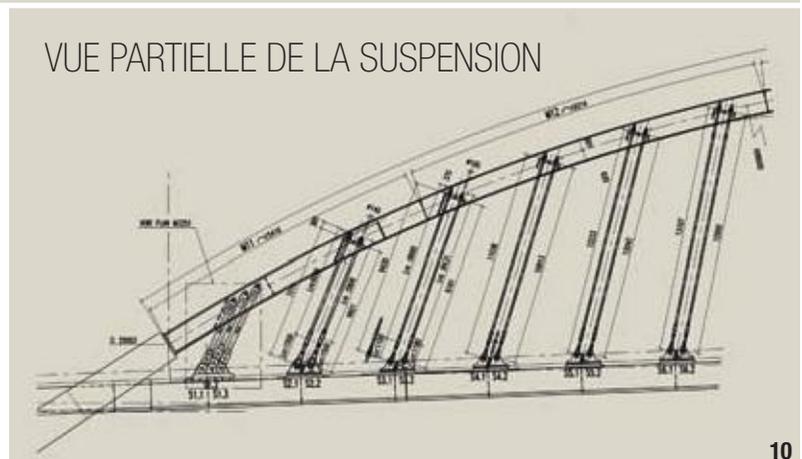


9

- 8- Élévation aval et vue en plan de l'ouvrage.
- 9- Coupes transversales.
- 10- Vue partielle de la suspension.

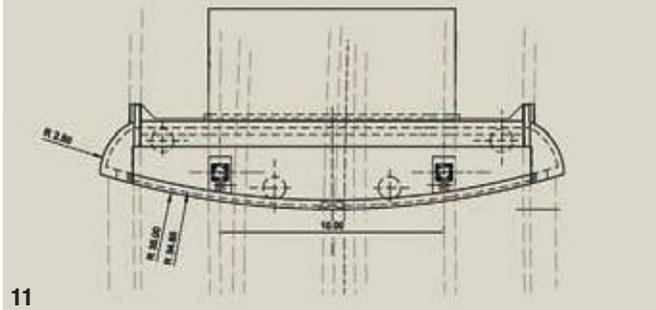
- 8- Downstream elevation view and plan view of the bridge.
- 9- Cross sections.
- 10- Partial view of the suspension system.

## VUE PARTIELLE DE LA SUSPENSION



10

## CULÉE C7



11

11, 12 & 13-  
Culée C7.

11, 12 & 13-  
Abutment C7.



12



13

indépendants à section rectangulaire, de dimensions 1 x 1,20 m en tête, reposant chacun sur une semelle de fondation coiffant deux pieux forés. Elles reçoivent en tête les appareils d'appui à pot d'élastomère. Des inserts métalliques disposés en tête de pile, sur les faces longitudinales du fût, permettent la prise d'appui des consoles de vérinage qui serviront pour un éventuel changement des appareils d'appui (figures 16 et 17). Sur chacune des files d'appui C0, P4, P5, P6 et C7, les déplacements de

l'ouvrage sont libres dans le sens longitudinal, et bloqués (sur un des deux fûts) dans le sens transversal. Longitudinalement, l'ouvrage présente un point fixe sur les piles P3. Ces piles, encastrées sur la fondation de la béquille B2 via un voile de liaison, sont de formes identiques à celles des autres fûts et présentent une section de 1,30 x 1,20 m en tête. Elles sont renforcées par des voiles contreforts longitudinaux enterrés en partie basse pour permettre la reprise des efforts horizontaux (figures 14 et 15).

### FONDATEMENTS DES PIEDS D'ARC

Les pieds d'arc sont encastrés dans le schiste sain par l'intermédiaire de deux systèmes de fondation, dont les caractéristiques sont adaptées aux variations du contexte géotechnique entre les deux berges de la Maine. La rivière a creusé son lit dans un contexte de terrains paléozoïques constitués de schistes des séries schisto-gréseuses. Ce substratum de schiste ardoisier est masqué par les alluvions de la Maine, dont l'épaisseur atteint 12 m sous la berge en rive

gauche et 4 à 6 m sous la rive droite. Le toit du substratum, rencontré vers + 2 à + 3 m NGF sous la berge en rive gauche, remonte progressivement pour atteindre la cote + 8 NGF sous la rive opposée (figure 18).

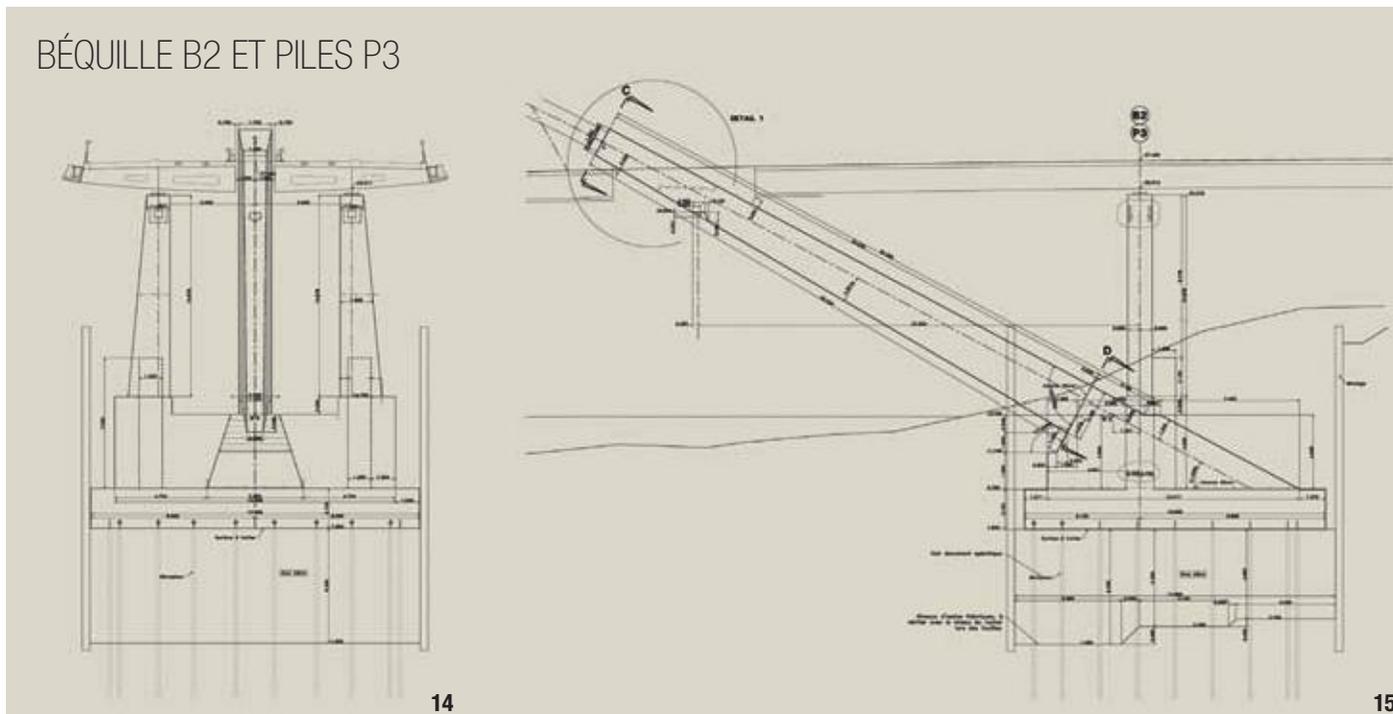
La partie supérieure des fondations des pieds de béquilles B1 et B2 est identique ; elle est composée d'une semelle de fondation épaisse et d'un sabot de liaison assurant la diffusion des charges. Le dessus des semelles B1 et B2 est calé à la cote + 9,75 NGF.

En rive gauche (B2), la fondation est composée d'un massif en gros béton de 4,40 m d'épaisseur ancré dans le substratum de schiste, contribuant par sa masse à redresser la résultante des efforts appliqués, et de 56 micropieux d'une longueur de 9 ou 12 m clouant la semelle en béton armé et le massif dans le schiste. Ces micropieux contribuent à la reprise de la composante horizontale des efforts. Ils permettent également de garantir un bon contact entre les deux surfaces, et de renforcer le massif schisteux sous-jacent. Ces unités ont été réalisées suivant la technique des micropieux auto-foreurs, proposée par l'entreprise en variante aux micropieux type IV Ø 150 mm initialement prévus.

En rive droite (B1), la fondation, de type superficielle, consiste en une bêche ancrée dans le schiste sain, présentant une face d'appui arrière inclinée à 40° sur l'horizontale et d'une superficie de 115 m<sup>2</sup>. La contrainte moyenne au sol, limitée à des valeurs inférieures à 0,8 MPa aux ELU, peut être reprise par le matériau en place sans déplacement significatif.

Les reconnaissances géotechniques complémentaires de la qualité du rocher de fondation sous B1, réalisées dans le cadre du marché de travaux, ont confirmé d'une part l'aptitude du massif rocheux à supporter les charges amenées par la fondation, et d'autre part son caractère hétérogène dans la zone d'influence de l'appui, sous les faces inclinées arrière. Le schiste, sain, présentait des discontinuités sub-verticales orientées suivant les plans de schistosité, de direction sensiblement parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage. En conséquence, le renforcement par clouage et injection du massif rocheux prévu au marché a été mis en oeuvre. Il a consisté en la réalisation de 30 micropieux inclinés entre 30 et 50° sur l'horizontale, de longueurs 4 à 9 m, permettant de traiter le volume correspondant à la zone de diffusion des efforts. Ces unités ont également

## BÉQUILLE B2 ET PILES P3



été réalisées suivant la technique des micropieux auto-foreurs (figure 19).

### SOUTÈNEMENTS ET REMBLAIS D'ACCÈS

Les remblais d'accès à l'ouvrage ont été édifiés sur des inclusions rigides transmettant les charges au substratum afin d'éviter les tassements des sols compressibles alluvionnaires, non admissibles par la voie. 180 pieux Ø 400 mm en béton non armé, disposés suivant une maille de 2,50 x 2,50 m et d'une longueur de 13 m, ont été mis en oeuvre. Ces inclusions sont coiffées d'un matelas de transfert de charge consistant en une grave traitée de classe T3, d'une épaisseur de 1 m.

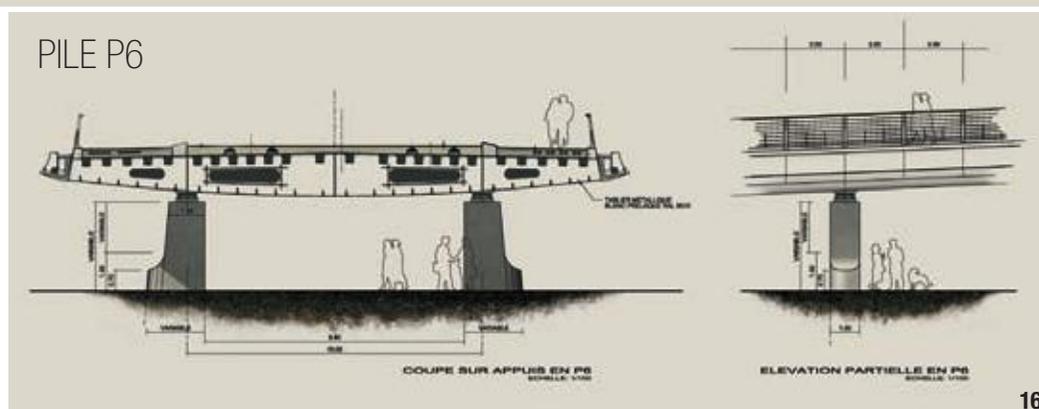
Les voiles des murs de soutènement de la rampe d'accès en rive gauche ont été préfabriqués sur site et encastrés dans une semelle superficielle coulée en place. Les murs de soutènement en demi-lune en rive droite sont fondés sur pieux.

### SUPERSTRUCTURES ET ÉQUIPEMENTS

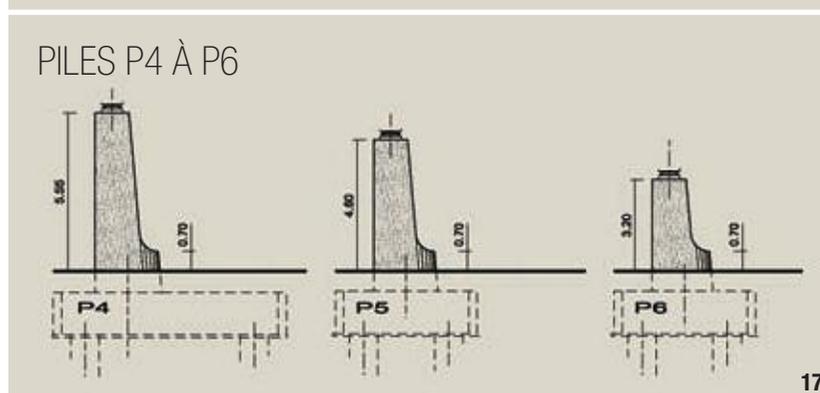
L'extrados du tablier est équipé d'une étanchéité mince de type SEL (système d'étanchéité liquide), consistant en une résine époxydique projetée à chaud sur un support préalablement décapé et recouvert d'un primaire, et complétée par une couche de protection gravillonnée à refus.

Le tablier supporte une dalle en béton armé non connectée.

## PILE P6



## PILES P4 À P6



14 & 15-  
Béquille B2  
et piles P3.  
16 & 17-  
Piles P4 à P6.

14 & 15-  
Strut B2  
and piers P3.  
16 & 17-  
Piers P4 to P6.

Dans l'emprise de la plate-forme tramway, cette dalle, dans laquelle sont encastrés les rails, est constituée d'un béton de remplissage recouvert sur les 15 derniers centimètres par un béton désactivé fibré de teinte claire.

Au droit des trottoirs, le béton de remplissage, penté transversalement à 2 %, est recouvert d'un enrobé à base de liant végétal de teinte sable.

Les bordures sur ouvrage, connectées à la charpente, sont réalisées en béton

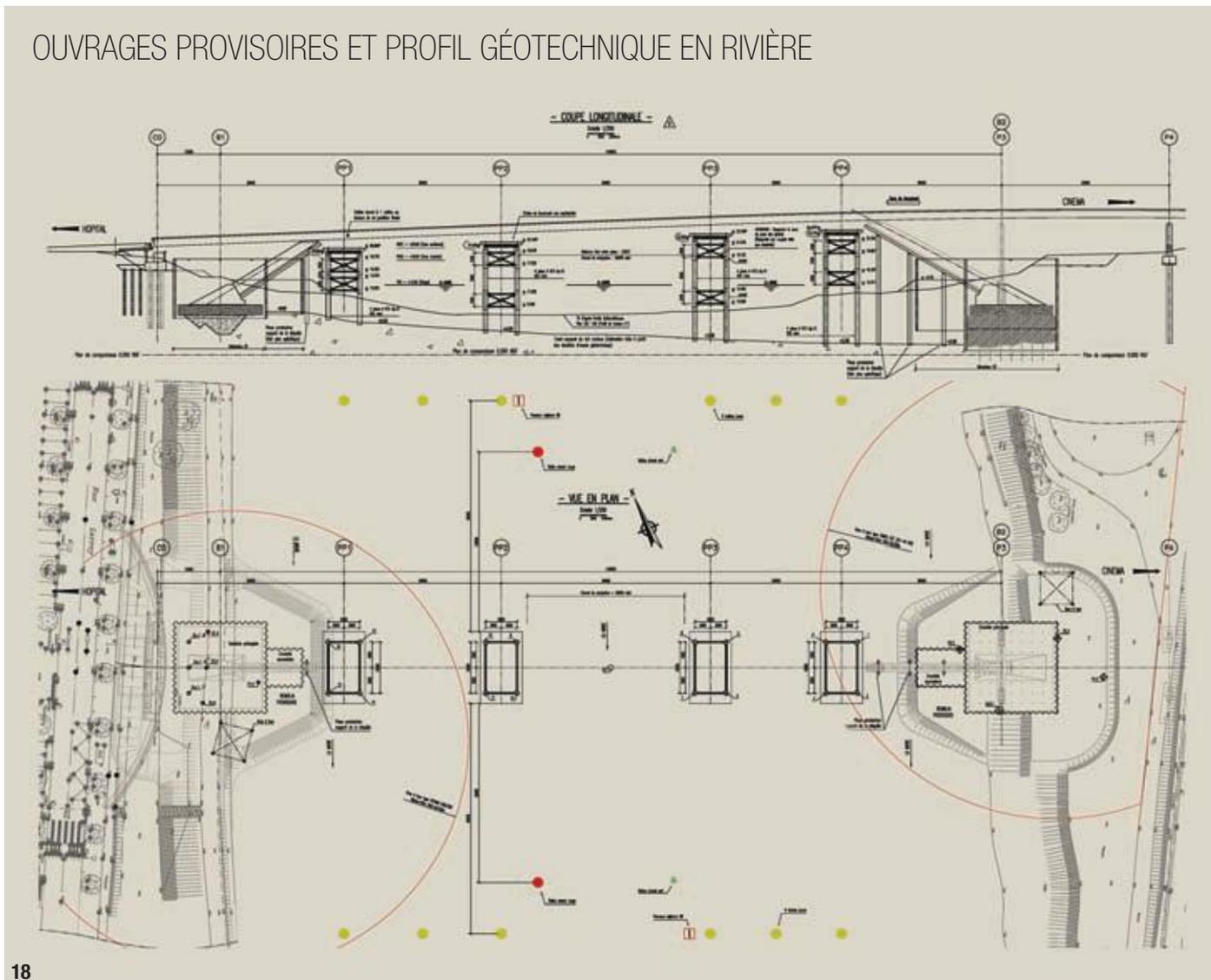
de ciment blanc. Les eaux pluviales de la plate-forme sont évacuées aux extrémités de l'ouvrage, avant traversée des joints de dilatation. Elles sont recueillies dans des caniveaux à grille transversaux métalliques, soudés sur la charpente du tablier et passant sous les rails.

Ces caniveaux se rejettent dans les caniveaux-corniches latéraux, dimensionnés en conséquence sur les derniers mètres. Les eaux de trottoir sont directement recueillies dans les corni-

ches caniveaux via des avaloirs disposés tous les 10 m. La voie est équipée d'appareils de dilatation aux deux extrémités du pont. Ces appareils sont disposés sur le tablier côté CO, juste avant la courbe de sortie d'ouvrage, et sur les remblais techniques derrière la culée C7.

L'ouvrage porte les réseaux secs suivants sous les trottoirs : multitubulaire tramway (huit fourreaux PVC Ø 60 mm pour courants faibles) et multitubulaire ville (12 fourreaux PVC Ø 45 mm CFA

## OUVRAGES PROVISOIRES ET PROFIL GÉOTECHNIQUE EN RIVIÈRE



18

et huit fourreaux Ø 100 mm CFO). Des chambres de tirage sur ouvrage sont prévues pour ces réseaux. En prévision des besoins ultérieurs, un PVC Ø 160 mm est également logé dans la corniche aval. Les garde-corps latéraux sont composés de montants, lisses et grilles basses en acier galvanisé thermolaqué, de trois câbles tendus en acier inox en partie supérieure et d'une main courante en aluminium brossé. L'éclairage fonctionnel des trottoirs est assuré par des tubes néon logés dans la main courante du garde-corps. Des spots disposés en divers points de l'ouvrage permettent de compléter le dispositif (éclairage des trémies d'escalier, spots en tête des piles et en sous-face du tablier pour l'éclairage de l'aménagement sous ouvrage en rive gauche, encastrés dans les murs de culées). L'ouvrage est également équipé d'un éclairage de mise en valeur. Des barreaux à diodes filants en lumière blanche soulignent la ligne de

l'arc, prolongés par des spots éclairant la tranche des béquilles. Des balises à diodes de teinte verte rythment la ligne de la corniche-caniveau.

### LA CONCEPTION

La recherche d'une structure fine aux lignes simples et épurées a constitué le fil directeur des études de conception. Parmi les différentes solutions permettant un franchissement sans appui dans le lit mineur, l'arc intermédiaire est apparu comme le plus adapté au site et au parti retenu par l'équipe, à savoir proposer un geste symbolisant l'union des deux rives, sans caractère ostentatoire ni complexité formelle. Le programme recommandait d'éviter l'implantation de mâts ou piliers de grande hauteur en rive droite pour préserver la berge, et du fait de la proximité de la chapelle de l'Hôpital et de la tour des Anglais.

Les structures à câbles porteurs comprenant un pylône unique en rive

### 18- Ouvrages provisoires et profil géotechnique en rivière.

### 18- Temporary structures and geotechnical profile in the river.

gauche (pont suspendu auto-ancré, pont à haubans) ne semblaient pas adaptées au site, notamment de par la hauteur du pylône. Les structures en arc à tablier inférieur ont également été écartées pour des raisons d'échelle et d'insertion dans le site.

Le choix d'un pont en arc à tablier intermédiaire était bien adapté au site : la portée à franchir restait compatible avec la conception d'une structure élancée supportée par un seul arc axial, dont les pieds pouvaient être ancrés sans difficulté notable dans un rocher de bonne qualité. La suspension axiale va dans le sens d'une meilleure lisibilité de la structure et permet aux usagers d'avoir une vue dégagée sur le site. Le tablier métallique, en caisson fermé, apporte la rigidité à la torsion nécessaire à la reprise des charges.

### MODÈLES D'ÉTUDE

Les premières études du comportement mécanique de l'ouvrage ont été ▽

menées à l'aide d'un modèle filaire tridimensionnel simple composé d'éléments poutres.

Ce modèle a permis de dimensionner les différents éléments de la structure, de proposer une répartition des matières et d'obtenir la descente des charges pour le dimensionnement des fondations. Il a également été utilisé pour les études spécifiques (étude de la stabilité de l'arc, analyse des effets des sollicitations sismiques, analyse du comportement dynamique et étude de l'endommagement sous circulation du TCSP). Compte tenu de la morphologie particulière du tablier, large et très élancé, il convenait de s'assurer que les propriétés mécaniques affectées aux éléments poutres du modèle filaire permettaient de traduire correctement sa rigidité en flexion et en torsion.

Un modèle aux éléments finis coques du tablier a été réalisé dès les études de conception. Il a permis d'analyser de manière fine la distribution et la diffusion des contraintes dans le caisson, et de vérifier localement la résistance de ses éléments constitutifs (dalle orthotrope, diaphragmes, zones de trémie).

Des modèles de calcul locaux ont également été mis en oeuvre pour étudier les zones d'ancrage des suspentes sur l'arc et le comportement de la bêche de fondation B1 (figures 20, 21 et 22). L'ouvrage a été étudié pour les deux configurations de service qu'il sera susceptible de connaître : tramway et circulations routières.

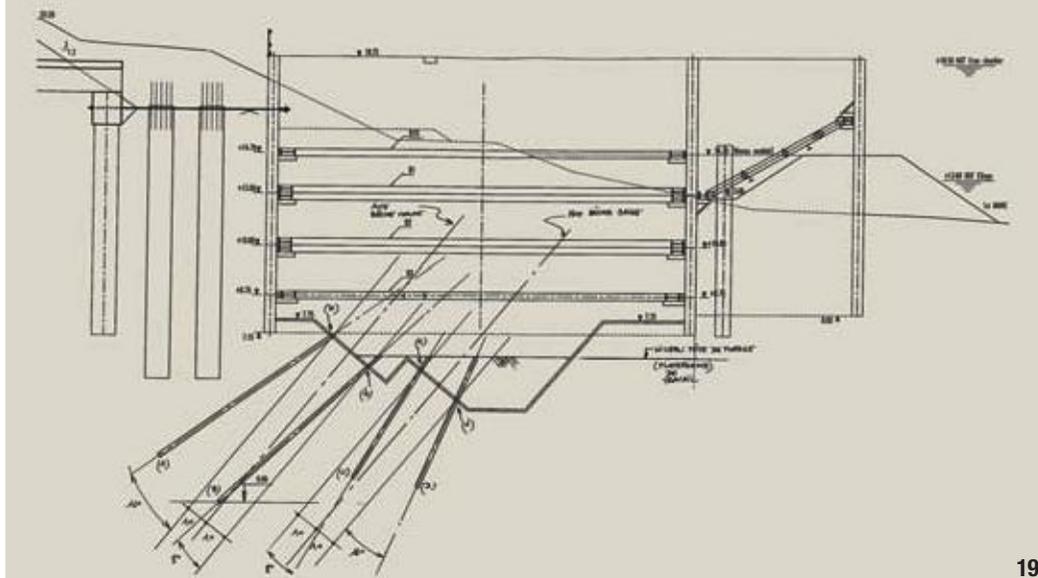
Les charges d'exploitation routières prises en compte sont celles des systèmes A et B du fascicule 61 titre II.

Les charges d'exploitation du matériel roulant sont définies par le maître d'ouvrage dans son référentiel technique. Elles sont issues des propositions du groupe de travail piloté par le STRMTG. Il s'agit des trois convois type A, B, et C permettant d'englober tous les tramways équipant actuellement les lignes françaises. Notons que les charges à l'essieu de ces convois sont des charges exceptionnelles correspondant à huit personnes debout par m<sup>2</sup>, à retenir aux états limites ultimes accidentels.

Les actions introduites dans les combinaisons ELS et ELU fondamentales doivent quant à elles prendre en compte une densité de 6,6 personnes par m<sup>2</sup>. Les calculs ont montré que, de manière générale, les surcharges du tramway étaient légèrement moins défavorables que les surcharges routières (figure 23).

Le comportement de l'ouvrage à la fatigue a également été analysé pour les

## PRINCIPE DE RENFORCEMENT PAR CLOUAGE DU MASSIF ROCHEUX SOUS B1



19

**19- Principe de renforcement par clouage du massif rocheux sous B1.**

**20 & 21- Modèles de calcul.**

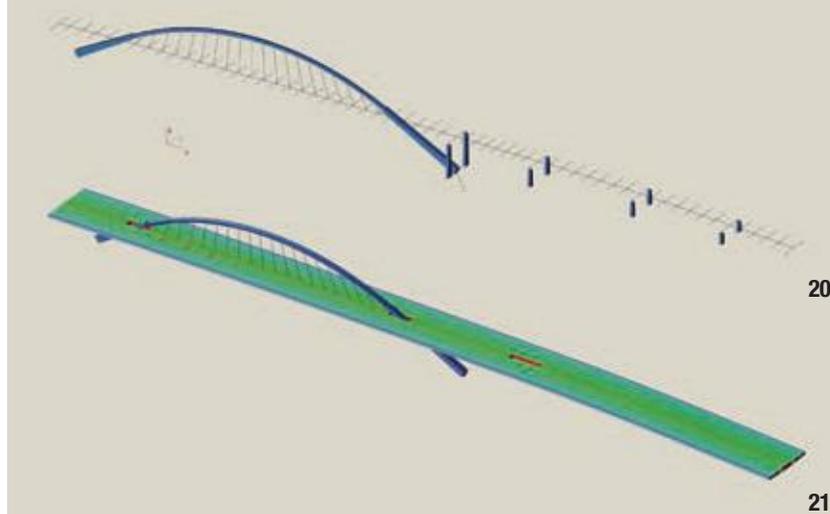
**22- Vue partielle et éclatée du modèle, cartographie des contraintes de Von Mises (ELU).**

**19- Schematic of reinforcement by nailing of the rock mass under B1.**

**20 & 21- Design models.**

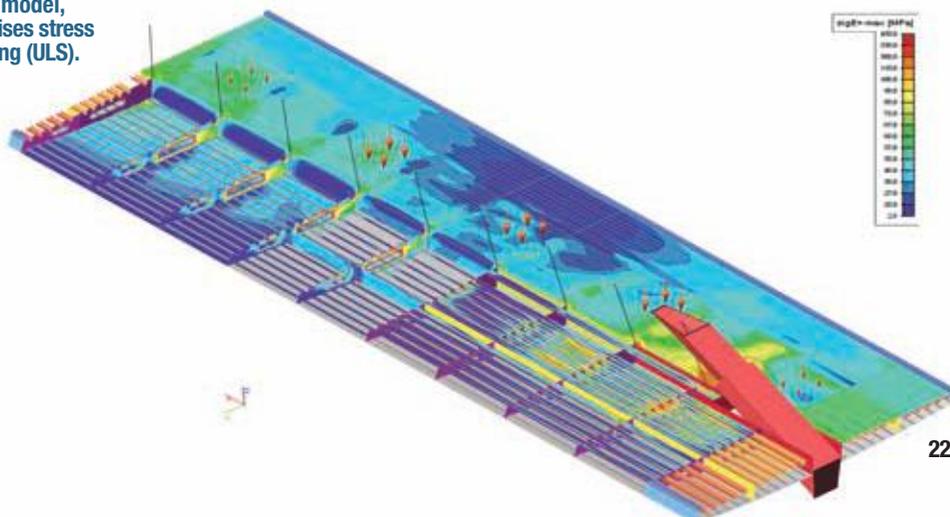
**22- Partial exploded view of the model, Von Mises stress mapping (ULS).**

## MODÈLES DE CALCUL



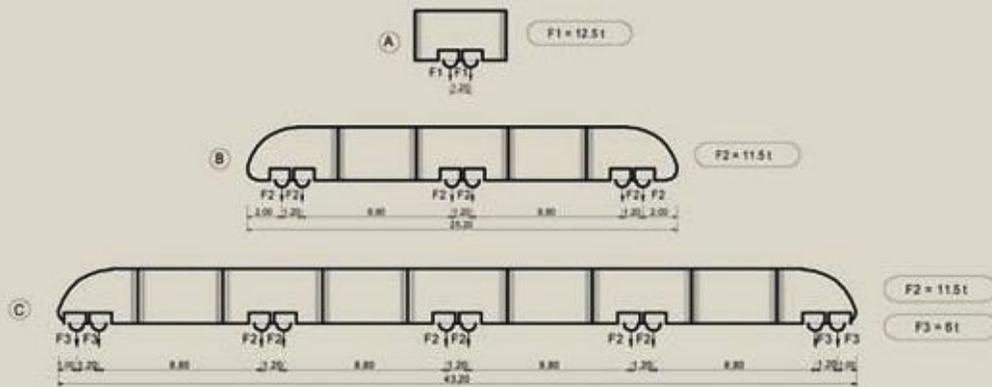
20

21



22

## MATÉRIEL ROULANT, CONVOIS TYPE A, B ET C



23

23- Matériel roulant, convois type A, B et C.

24- Batardeau B2 après réalisation des micropieux.

25- Bèche B1.

26 & 27- Béquille B2.

23- Rolling stock, A, B and C type trains.

24- Cofferdam B2 after execution of the micropiles.

25- Cutoff wall B1.

26 & 27- Strut B2.



24



26



25



27

deux référentiels routier et TCSP. Pour le TCSP, le convoi de fatigue retenu est le véhicule Citadis 402 en charge nominale, pondéré par 0,9 et par le coefficient  $c$  du guide du Setra, pris égal à 1,2. Pour le chargement des trottoirs, les charges locales définies au chapitre II du fascicule 61 titre II ont été prises en compte de manière sécuritaire, à savoir  $450 \text{ kg/m}^2$  appliqués longitudinalement de manière à obtenir l'effet le plus défavorable, et cela de manière

à se rapprocher des charges de foute prévues aux Eurocodes. Les béquilles sont calculées pour pouvoir résister au choc de convois fluviaux. Les intensités de choc imposées au cahier des charges sont issues de l'EN1991-1-7 (300 t en choc frontal, 150 t en choc latéral, appliqués à 2,90 m au-dessus des PHEN). Concernant le risque sismique, l'application des règles AFPS dans leur état actuel conduisait à classer le site en zone 0 ; aucune disposition particu-

lière relative au risque sismique n'est alors à prendre en compte.

En prévision de l'entrée en vigueur du nouveau zonage sismique, qui classe le site de l'ouvrage en zone d'aléa faible, les dispositions constructives minimales ont cependant été appliquées.

### LES TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL

Les béquilles et leurs fondations ont été réalisées à l'abri de deux batardeaux implantés sur les berges. Leur impact

hydraulique a été analysé et validé au stade des études de projet. La cote d'inondation en tête, fixée à 18,50 NGF et correspondant à une crue de période de retour 2 ans, a permis de s'affranchir des crues durant les travaux.

Chaque batardeau est constitué de deux cellules adjacentes : une enceinte principale au droit de la fondation et une verrière côté rivière, permettant de réaliser la béquille à l'abri des eaux.

Les palplanches (sur B2 : 56 paires ▷

PU28 pour l'enceinte principale et 20 paires PU18 pour la verrue) ont été fichées par vibrofonçage puis battues au refus dans les schistes. Du fait de leur implantation, les batardeaux sont soumis à des poussées différentes sur les faces côté rivière et côté berge. Des tirants ancrés en tête du rideau arrière permettent d'équilibrer la résultante des poussées (photo 24). L'excavation des matériaux alluvionnaires a été réalisée à sec dans les deux enceintes. Côté B2, le toit des schistes, rencontré à la cote + 3,20 NGF, a été nettoyé pour retirer la pellicule de matériau décomposé en surface. Le massif en gros béton, d'un volume de 1 460 m<sup>3</sup>, a nécessité 20 heures de bétonnage en continu, mobilisant les deux centrales de béton prêt à l'emploi fournissant le chantier. Le forage et l'injection des micropieux B2, qui devaient initialement être effectués depuis une plate-forme de travail en tête, ont été réalisés depuis le fond de fouille.

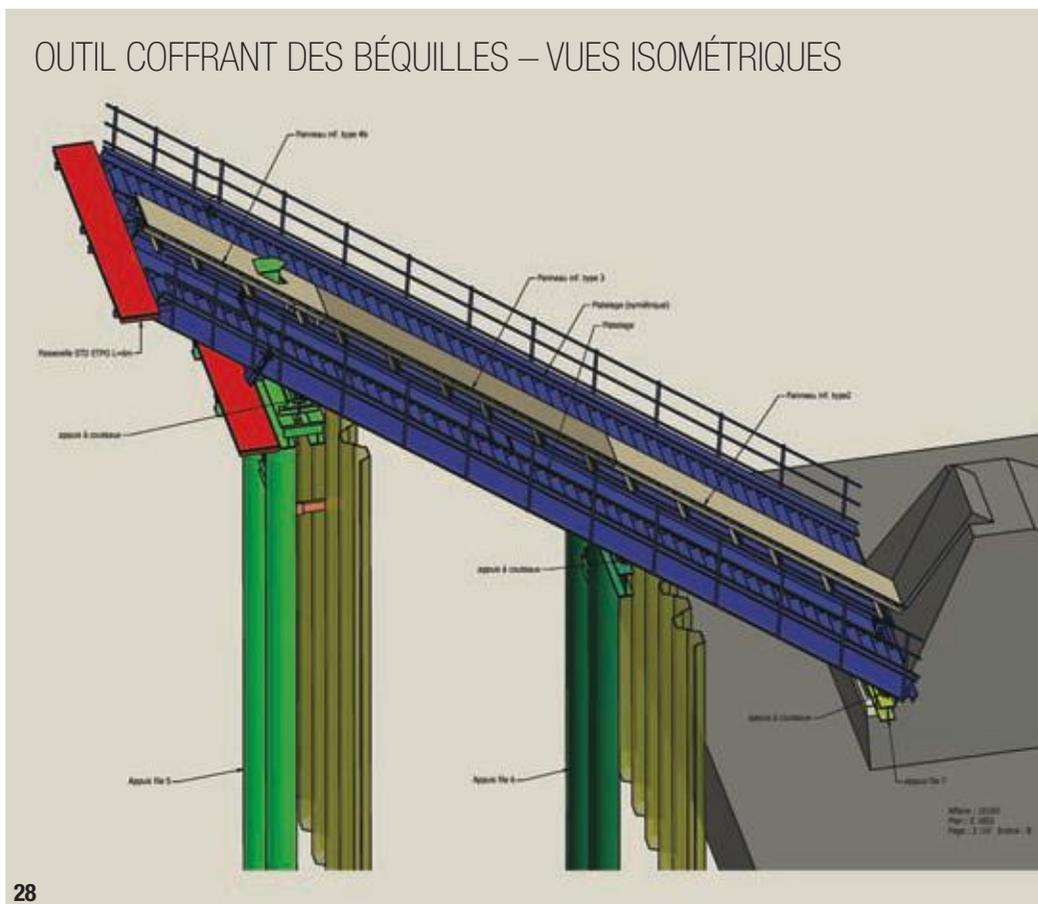
Pour garantir la qualité du scellement, les quelques forages recoupant des circulations d'eau ont été injectés depuis un tube en rehausse.

Un contrôle de la qualité de l'exécution du scellement de chacun des ancrages a été réalisé par mesure de l'impédance mécanique. La réalisation d'un essai de traction préalable sur un micropieu d'essai, scellé uniquement dans les schistes, a permis de valider les coefficients de frottement retenus dans les calculs. Côté B1, le terrassement dans les schistes a été réalisé au BRH, avec une finition à la fraise sur les plans inclinés. Les surfaces d'appui ont été nettoyées au jet d'eau sous pression avant d'être recouvertes d'un béton de propreté. La configuration des fouilles imposait de dresser des faces latérales amont et aval subverticales, sur une hauteur de 2 à 5 m sous la fiche des palplanches. Afin d'assurer sa stabilité, le schiste a été cloué sur ces faces (photo 25).

### LES BÉQUILLES

Les béquilles B1 et B2, de longueurs respectives 22 et 29,20 m, ont été réalisées en deux phases, la reprise de bétonnage étant placée juste sous le niveau du tablier dans sa position de lançage. Les parties situées sous le tablier sont bétonnées sur cintre. L'outil coffrant est constitué d'une ossature métallique supportant les panneaux coffrants quatre faces et des escaliers d'accès latéraux. Le cintre prend appui sur le sabot en partie basse et sur une palée spécifique en tête. Cette palée

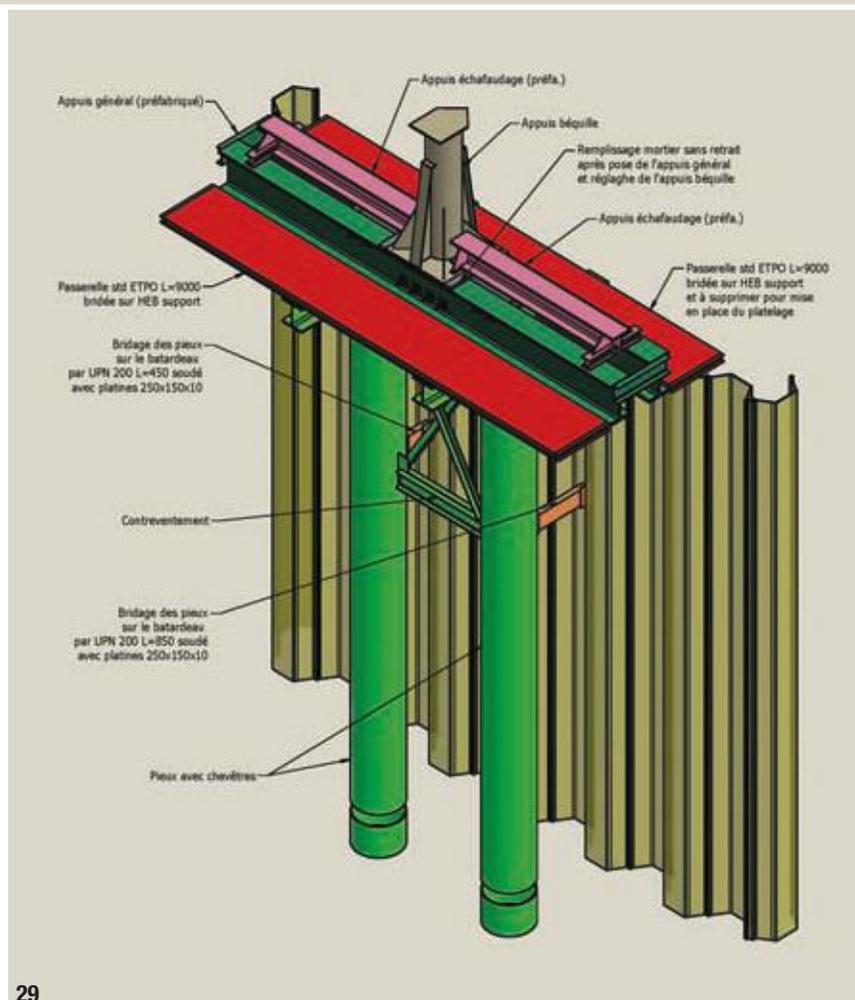
## OUTIL COFFRANT DES BÉQUILLES – VUES ISOMÉTRIQUES



28

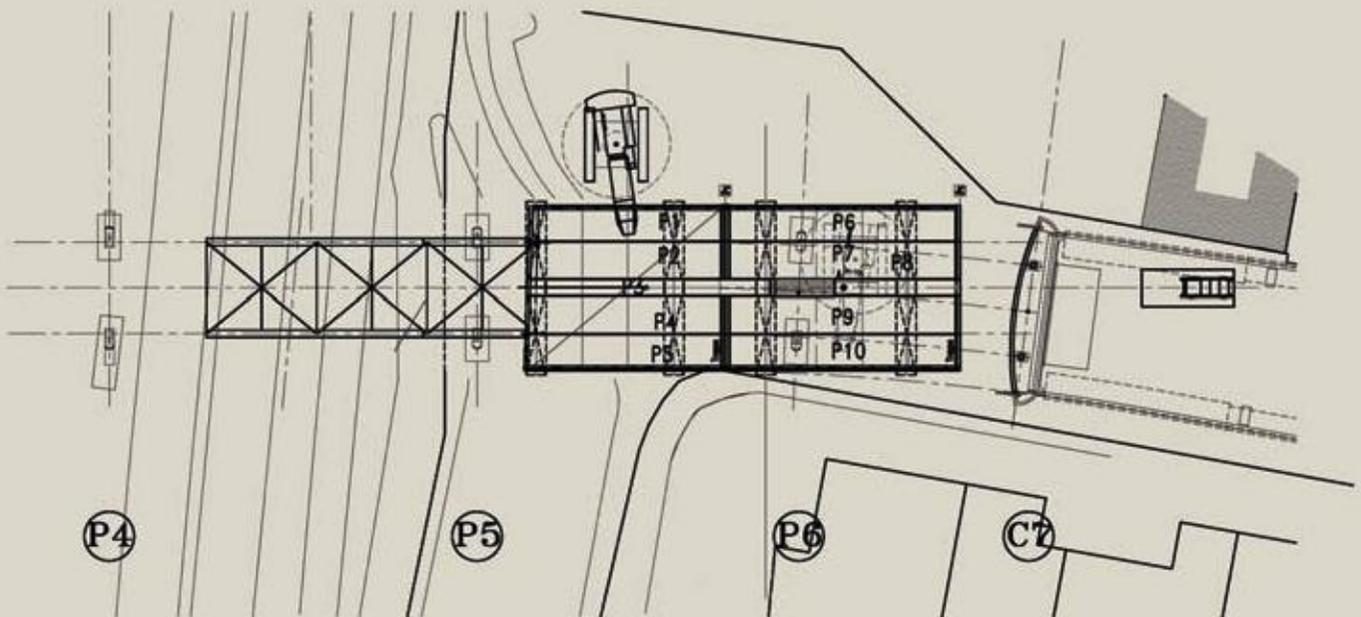
28 & 29-  
Outil coffrant  
des béquilles –  
vues  
isométriques.

28 & 29-  
Sectional  
formwork  
for struts –  
isometric  
views.



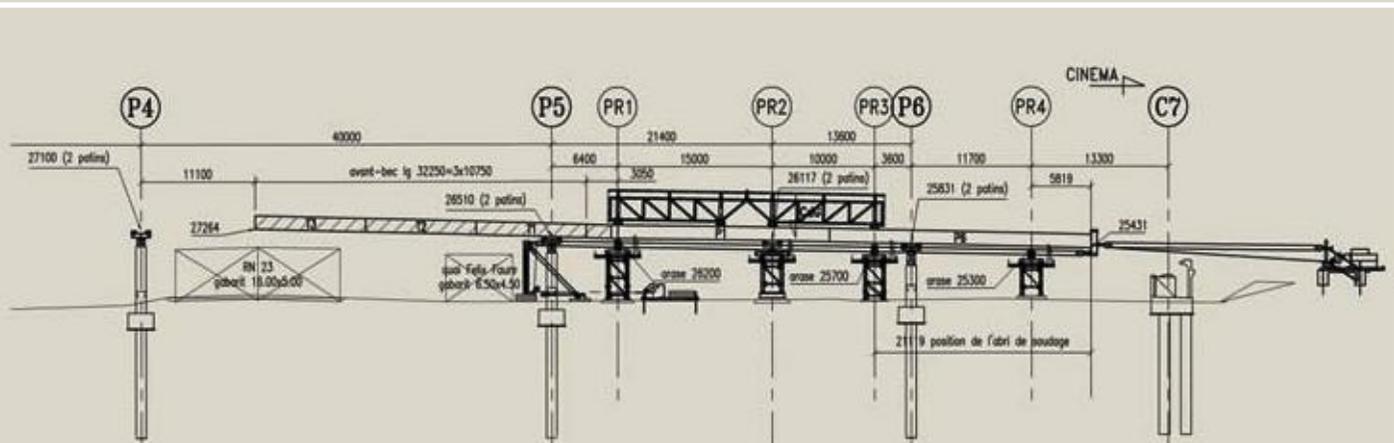
29

## PLATE-FORME D'ASSEMBLAGE ET DE LANCEMENT



© BAUDIN-CHATEAUNEUF

30



31

reçoit également une chandelle métallique servant de point d'appui provisoire à la béquille après son décoffrage. Une boîte à sable permet de réaliser le transfert des charges après clavage de l'arc et dépose des appuis provisoires. Le bétonnage de la première levée des béquilles a été réalisé en continu. Le béton a été mis en place et vibré à partir de trappes aménagées dans le coffrage de la face supérieure. Le bétonnage des deux voussoirs de clavage est réalisé après montage de l'arc métallique (photos 26 et 27 et figures 28 et 29).

### LES PALÉES PROVISOIRES

Pour les besoins du lançage, quatre palées provisoires ont été mises en place dans le lit de la Maine. Elles sont constituées de quatre tubes Ø 813 mm battus par une grue sur ponton, de jac-

kets de contreventement pré-assemblés sur la berge, et d'une plate-forme de travail rétractable en tête.

### LES TRAVAUX DE CHARPENTE MÉTALLIQUE

La fabrication des éléments de tablier a débuté dans les ateliers de Baudin-Chateaneuf en juillet 2008. Le tablier, d'un poids total de 1 900 t, a été tronçonné en 60 éléments d'un poids variant entre 14 et 47 t pour une longueur courante de 25 m. Après application de la première couche du système de protection anticorrosion, les tronçons ont été acheminés sur site par convois routiers, par séries de cinq éléments constituant une tranche complète de tablier. Les tronçons ont été directement déchargés, réglés et assemblés sur la plate-forme provisoire de lançement,

### 30 & 31- Plate-forme d'assemblage et de lançement.

### 30 & 31- Assembly and launching platform.

située dans l'emprise de l'ouvrage en rive gauche, entre les appuis P5 et C7. Cette plate-forme, d'une longueur de 55 m environ, permet d'assembler dix tronçons. La portion droite du tablier a ainsi été lancée en cinq phases de 50 m chacune, à un mètre environ au-dessus de son niveau définitif. Les dix derniers tronçons, situés dans la partie courbe, ont été posés à la grue (figures 30 et 31).

Un abri constitué de portiques mobiles a permis de réaliser les opérations de soudage dans des conditions proches de celles de l'atelier et de s'affranchir des aléas liés aux intempéries.

La durée d'un cycle complet (rabotage, mise en peinture, lançage) est de l'ordre de quatre semaines. La pose de l'étanchéité s'est déroulée en temps masqué sur la portion déjà lancée. ▷

Un avant-bec de 35 m a été utilisé pour soulager le porte-à-faux. Les trois tronçons le constituant ont été levés et assemblés au-dessus de la voirie en rive gauche, de nuit, avec fermeture par demi-chaussée et basculement des circulations sur la RD 323, de manière à ce que le tronçon en cours d'assemblage ne soit jamais au-dessus d'une voie circulée.

Le dispositif de traction était constitué d'un treuil à câble équipé de lests, positionné sous l'ouvrage entre les appuis P5 et P6, et agissant à l'arrière de la structure à lancer, par l'intermédiaire d'une potence de traction fixée au tablier. Le point fixe du système, placé sur P5, est une structure métallique triangulée prenant appui sur les pieds des deux fûts de pile. Ce dispositif est complété par un treuil de retenue ancré dans le remblai à l'arrière de la culée C7.

Les chaises de lancement, placées sur les piles et culées et sur les palées provisoires en rivière, sont des balancelles équipées de deux patins en téflon.

Un dispositif de guidage latéral a également été mis en place sur chacune des files d'appui (photos 32 et 33).

L'arc, d'un poids total de 225 t, a été fractionné en six éléments.

**32- Fin du lancement.**

**33- Tablier avant descente sur appuis.**

**34- Montage de l'arc.**

**32- End of launching.**

**33- Deck before lowering onto supports.**

**34- Arch assembly.**



32



33



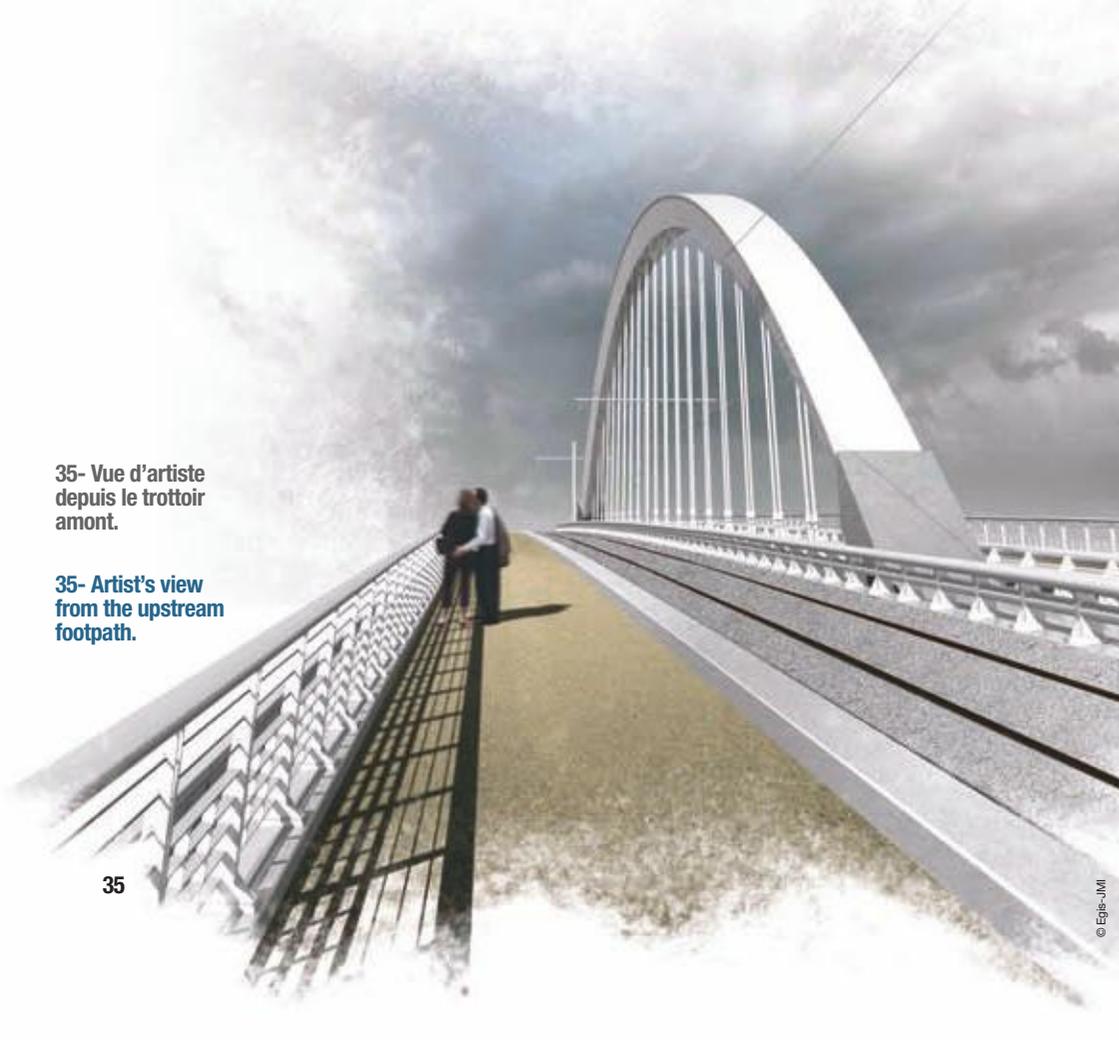
34

© O. CALVEZ

© BAUDIN-CHATEAUNEUF

35- Vue d'artiste depuis le trottoir amont.

35- Artist's view from the upstream footpath.



35

FICHE TECHNIQUE	
<b>LONGUEUR TOTALE :</b>	293 m
<b>LARGEUR DU TABLIER :</b>	18,10 m
<b>CHARPENTE MÉTALLIQUE :</b>	2 140 t (tablier : 1 900 t, arc : 225 t ; escaliers : 15 t)
<b>BÉTON DE STRUCTURE :</b>	4 600 m <sup>3</sup> (C30, C35, C40, C60) ; armatures passives, 600 t
<b>BÉTON HYDRAULIQUE :</b>	1 460 m <sup>3</sup>
<b>PIEUX :</b>	400 ml (Ø 800, 1 000, 1 200 mm) ; inclusions rigides, 2 400 ml (Ø 400 mm) ; micropieux, 820 ml
<b>DÉLAI DE RÉALISATION :</b>	29 mois de travaux à partir de février 2008

Après un montage à blanc à plat en atelier, les tronçons ont été acheminés sur site début janvier 2010. Déchargés sur le tablier à l'aplomb de leur position définitive, ils ont été assemblés deux à deux avant levage et présentation sur quatre tours d'étalement montées sur le tablier. La mise en charge de l'arc a été réalisée par dévérinage sur les appuis provisoires en rivière. Durant cette opération, le tablier est liaisonné à l'arc par des suspentes provisoires, positionnées chacune à l'axe d'une paire de suspentes définitives, et équipées d'un système de ridoirs et de vérins. Après pesée et réglage des tensions, les charges ont été transférées aux suspentes définitives, préalablement réglées en longueur.

Ces dernières ont été équipées de jauges de contraintes, permettant de vérifier les tensions finales et la bonne répartition des efforts entre les deux suspentes d'une même paire (photo 34). Au terme d'un premier délai de travaux de 26 mois, l'ouvrage sera libéré fin avril 2010 pour la pose de la voie et de ses équipements. Les travaux de finition (pose des superstructures et équipements de l'ouvrage, réglage final de la suspension) seront réalisés dans une seconde phase, pour une réception finale prévue en septembre 2010. Après consultation des Angevins par la commune, le pont sur la Maine a depuis novembre dernier un nom : le pont « Confluences » (figure 35). □

## PRINCIPAUX INTERVENANTS

### MAÎTRISE D'OUVRAGE :

Communauté d'agglomération Angers Loire métropole

### MANDATAIRE DU MAÎTRE D'OUVRAGE :

Groupe TSP (Transamo-Sara-IM Projet)

### MAÎTRISE D'ŒUVRE-CONCEPTEURS :

Egis JMI (mandataire), Architecture et ouvrages d'Art (Lavigne-Chéron), atelier Avena (paysagiste), ECE Environnement

### LABORATOIRE CONTRÔLES EXTÉRIEURS : CETE-LRPC

ENTREPRISES : groupement ETPO (génie civil)-Baudin-Chateaufort (construction métallique)

SOUS-TRAITANTS : Semen TP, Fugro géotechnique, Infracore, Guintoli, Welbond armatures, Etic, Aximum, TCMI, ETDE, Rousseau, Goujeon paysage, Pro soudure, Sotarpi, Lorlev, Norisko équipements, Mie sols résine

BUREAUX D'ÉTUDE D'EXÉCUTION : Cogeci, SNCF Igoo

## ABSTRACT

### THE BRIDGE OVER THE MAINE IN ANGERS

EGIS JMI : N. YAZBECK, G. FRANTZ, B. MONMOULINET, F. MENUJEL, J.M. TANIS, J.P. LEVILLAIN - ARCHITECTURE ET OUVRAGES D'ART : T. LAVIGNE, C. CHERON - M. NADON, ATELIER AVENA - J. LANDREAU, COMMUNAUTÉ D'AGGLOMÉRATION ANGERS LOIRE MÉTROPOLE - GROUPEMENT TSP : P. WALTZER, A. GOIEZ

**This new crossing, the eighth bridge in Angers, connects the two banks of the Maine River upstream of the Haute-Chaîne bridge, crossing the river and the roads on the banks. A delicate structure with simple, pure lines, the structure occupies a central position which makes it a symbol of the new Saint-Serge district. With a total length of 293 m, it has a main span 161 m long, suspended from an axial steel arch by means of pairs of radiating suspenders. Structurally, the arch and the deck are separated at the level of their geometric intersection, with the arch passing through the deck via shafts. The deck and the central part of the arch above the pavement are of steel, and the arches start from the concrete struts. □**

### EL PUENTE SOBRE EL RÍO MAINE EN ANGERS

EGIS JMI : N. YAZBECK, G. FRANTZ, B. MONMOULINET, F. MENUJEL, J.M. TANIS, J.P. LEVILLAIN - ARCHITECTURE ET OUVRAGES D'ART : T. LAVIGNE, C. CHERON - M. NADON, ATELIER AVENA - J. LANDREAU, COMMUNAUTÉ D'AGGLOMÉRATION ANGERS LOIRE MÉTROPOLE - GROUPEMENT TSP : P. WALTZER, A. GOIEZ

**Octavo puente sobre el río Maine en Angers, este nuevo franqueo une las dos riberas del río Maine aguas arriba del puente de la Haute-Chaîne, al franquear el río y la autovía urbana. Estructura fina con líneas simples y epuradas, la obra ocupa una posición central que representa el símbolo del nuevo barrio Saint-Serge. De una longitud total de 293 metros, este puente presenta un vano principal de 161 metros, suspendido con un arco metálico axial por mediación de pares de tirantes radiantes. Estructuralmente, el arco y el tablero están desolidarizados a nivel de su intersección geométrica, el arco atraviesa el tablero mediante embocaduras. El tablero y la parte central del arco situada encima del firme son de acero, lo arranques de arco corresponden a soportes de hormigón. □**



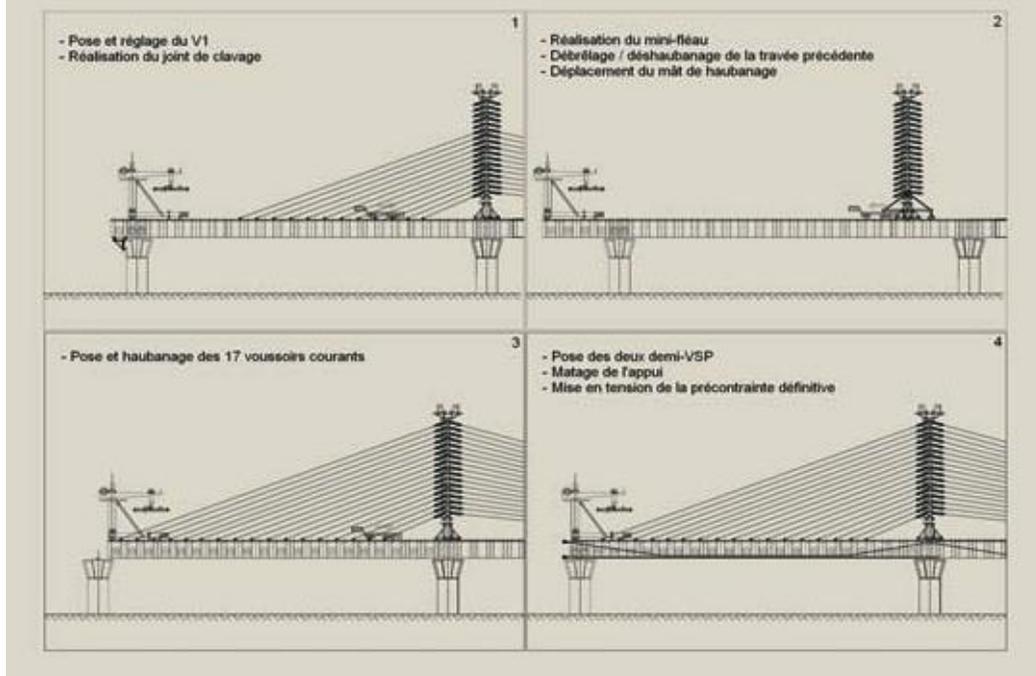
# DODIN CAMPENON BERNARD REMET AU GOÛT DU JOUR LA CONSTRUCTION DE VIADUC PAR HAUBANAGE PROVISOIRE

AUTEURS : ROMAIN NICOLAS, INGÉNIEUR MÉTHODES, DODIN CAMPENON BERNARD - JEAN-PAUL BRISARD, CHEF DE PROJET, DODIN CAMPENON BERNARD - DIDIER PRIMAULT, INGÉNIEUR PRINCIPAL MÉTHODES DIMT VINCI CONSTRUCTION GRANDS PROJETS - SÉBASTIEN BROS, RESPONSABLE BUREAU DES MÉTHODES, DODIN CAMPENON BERNARD

LE VIADUC DE COMPIÈGNE CONSTITUE UNE PIÈCE MAÎTRESSE DE LA DÉVIATION ROUTIÈRE NORD OUEST DE L'AGGLOMÉRATION. D'UNE LONGUEUR TOTALE DE PRÈS DE 2,2 KM, CET OUVRAGE SITUÉ SUR LES COMMUNES DE CHOISY AU BAC ET DE CLAIROIX ASSURE LE FRANCHISSEMENT DE LA PLAINE INONDABLE DE L' AISNE ET DE L'OISE, DE L'EMBOUCHURE DU FUTUR CANAL SEINE NORD EUROPE, DE LA VOIE SNCF COMPIÈGNE-LAON ET ENFIN DE LA ROUTE DE CHOISY À COMPIÈGNE. IL VIENT D'ÊTRE ACHEVÉ EN UTILISANT LA MÉTHODE DE POSE À L'AVANCEMENT PAR HAUBANAGE PROVISOIRE.

## CYCLE DE CONSTRUCTION DES TRAVÉES COURANTES

2



### DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le viaduc de Compiègne est un ouvrage de type caisson en béton précontraint d'une longueur totale de 2 143,50 mètres. Il est constitué de trois tabliers indépendants séparés par des joints de dilatation. On distingue donc trois ouvrages d'art successifs :

→ L'OA 1, situé à l'ouest du viaduc, possède 13 travées pour une longueur totale de 785,25 m ;

→ L'OA 2, situé au centre du viaduc, possède 12 travées pour une longueur totale de 712,20 m ;

→ L'OA 3, situé à l'est du viaduc, possède 11 travées pour une longueur totale de 646,05 m.

Le viaduc possède ainsi deux culées, deux pile-culées (entre OA 1 et OA 2, et entre OA 2 et OA 3) et 33 piles.

Les travées courantes mesurent 58,70 m, les travées de rive de chaque viaduc mesurent 57,20 m.

La toute première travée de l'OA 1 a une portée de 40 m. Enfin, le franchissement de l'Aisne, de l'Oise, du futur canal Seine Nord Europe et des voies SNCF nécessitent la réalisation de six longues travées de 66,50 m.

Le tracé en plan de l'ouvrage est courbe et présente un point d'inflexion au niveau de la pile-culée portant l'OA 1 et l'OA 2. Le rayon de l'OA 1 vaut 3 600 m, celui de l'OA 2 et de l'OA 3 vaut 1 350 m. L'ouvrage a une largeur de 12,75 m et un profil en travers symétrique en toit à 2,5 %. Il accueille deux voies de circulation, deux bandes

d'arrêt d'urgence et est équipé de barrières de sécurité lourdes de type BN4.

Le tablier est un caisson en béton précontraint à hauteur constante de 3,20 m. Le hourdis inférieur mesure 25 cm d'épaisseur, le hourdis supérieur a une épaisseur maximale de 26 cm. Les âmes inclinées ont une épaisseur courante de 30 cm, et sont épaissies au voisinage des appuis.

Les piles comportent toutes un fût plein de 3,50 m de diamètre. Elles sont surmontées d'un chevêtre prismatique de 3,25 m de hauteur, mesurant en plan 4,50 m longitudinalement et 6,80 m transversalement.

Elles sont fondées sur quatre pieux de diamètre 1 400 mm (1 600 mm pour les deux pile-culées) coiffés d'une semelle de liaison de 7,55 m de côté et de 2 m d'épaisseur. Les pieux sont ancrés dans un horizon de craies atteint entre 10 et 15 mètres sous le terrain naturel, constitué en surface d'une couche de limons puis d'une couche de sables et de graves.

### MARCHÉ ET DÉLAIS

La consultation des entreprises comprenait 3 solutions de base, la 1<sup>re</sup> proposant un tablier mixte acier / béton plus onéreuse que la solution finalement retenue par le Maître d'Ouvrage, la 2<sup>e</sup> un tablier construit par encorbellement successif écartée très rapidement en raison de son coût et la 3<sup>e</sup> un tablier en béton précontraint.

Le mode de construction du tablier béton précontraint était laissé au choix de l'entreprise, le dossier de consultation décrivant un tablier « construit à l'avancement, coulé en place ou avec des voussoirs préfabriqués à joints conjugués collés ». Le marché a été attribué au groupement des filiales de VCF Campenon Bernard TP / GTM GCS / Chantiers Modernes, qui a proposé une solution béton précontraint avec pose à l'avancement de voussoirs préfabriqués au moyen d'un mât de haubanage provisoire.

L'ordre de service de commencement des travaux a été notifié au groupement le 6 mars 2007, pour un délai global de 30 mois comprenant une période de préparation de 2 mois.

### APPUIS

#### PIEUX

Les piles ont toutes été réalisées à l'abri de batardeaux de palplanches permettant de contenir les venues d'eau du terrain inondable. Les premiers pieux ont été réalisés selon la méthodologie prévue au marché : forage gainé en tête sur 4 m, puis foré à la boue.

Les terrains en place étant plus dégradés qu'estimé initialement, cette méthode s'est révélée inadaptée : la boue seule ne permettait pas d'empêcher les venues de sable dans le béton frais des pieux. Une nouvelle méthode a donc été adoptée pour les pieux suivant : tubage toute hauteur (jusqu'aux craies) et forage à l'eau.

### PILES (photo 3)

Les fûts de piles ont été bétonnés au moyen d'un coffrage scindé en deux demi-coques auto-stables, elles-mêmes divisées en éléments de 3 m de hauteur. Un nombre suffisant d'éléments de coffrage a été fabriqué, permettant de réaliser tous les fûts du viaduc, de 1,30 m à 10,95 m de hauteur. Un escalier périphérique a été installé de manière à sécuriser les accès du personnel.

Les chevêtres ont été coffrés selon un principe semblable, en utilisant deux demi-coques sans tiges traversantes.

### TABLIER

#### GÉNÉRALITÉS

La solution adoptée par le groupement reprend la technique éprouvée de préfabrication et pose à l'avancement avec mât de haubanage provisoire (photo 4). Cette méthode, mise au point par Campenon Bernard dans les années soixante-dix, a été utilisée et améliorée sur près de 15 ouvrages depuis son invention. Les outils de pose actuels ont été conçus par Campenon Bernard pour la construction du viaduc de Frébuge sur l'A40 à la fin des années 1980.

Leur dernière utilisation date de l'année 2000, pour la construction du viaduc des Barrails sur l'A89. Le principe général de réalisation d'un ouvrage selon cette méthode est relativement simple. L'ouvrage est découpé en voussoirs et préfabriqué au sol pendant la construction des appuis. Le tablier est ensuite assemblé d'une culée vers l'autre en utilisant un mât de haubanage provisoire agissant comme un cintre par le haut. Les principaux atouts de cette méthode sont de sécuriser la réalisation du tablier (dans une usine fixe), de limiter les bétonnages en place (seuls des joints de clivage entre les travées et les longrines support des BN4 sont coulés en place) et de réaliser simultanément les appuis et une partie du tablier. En outre, cette méthode s'adapte à une grande variété de géométries d'ouvrage (profil en long et tracé en plan). Son emploi est cependant réservé à des ouvrages très répétitifs de manière à rentabiliser l'usine de préfabrication des voussoirs et à standardiser la pose du tablier. Elle présente en outre de nombreuses subtilités de réalisation, tant au niveau de la préfabrication des voussoirs que de leur pose, comme nous le verrons dans les paragraphes suivants.

La réalisation du tablier comporte donc deux étapes distinctes : préfabrication dans une usine foraine et pose à l'avancement au moyen du mât de haubanage provisoire. ▸

Nous détaillons ci-après ces deux étapes et leur dépendance mutuelle lors de la conception de l'ouvrage.

### PRÉFABRICATION DES VOUSOIRS

Le tablier est intégralement réalisé dans une usine à voussoirs spécifiquement construite au voisinage du viaduc. Cette usine est divisée en quatre zones principales (photo 5) :

- Quatre cellules de préfabrication des voussoirs ;
- Une zone de préfabrication des cages d'armatures ;
- Un atelier de parachèvement des voussoirs déviateurs ;
- Une zone de stockage des voussoirs.

Une grue à tour dessert la zone de préfabrication des armatures et les cellules de préfabrication des voussoirs.

Un portique de levage d'une capacité de 50 T permet la manutention des voussoirs entre les cellules et le stock.

L'usine permet de réaliser chaque travée de l'ouvrage selon le principe de préfabrication « à joints conjugués ». Chaque voussoir de la travée est ainsi réalisé en utilisant son prédécesseur comme contre-moule, assurant ainsi leur assemblage parfait lors de la pose. Tous les voussoirs d'une travée sont donc conjugués. Afin de permettre un réglage lors de la mise en place du tablier, les travées ne sont pas conjuguées entre elles, mais séparées par un joint de clavage coulé en place.

#### Découpage du tablier

La longueur des voussoirs est déterminée par la capacité des outils de pose, dimensionnés pour des pièces préfabriquées de 50 T. Le tablier n'ayant pas une masse linéaire constante – les voussoirs déviateurs, les voussoirs portant les bossages de précontrainte et les voussoirs sur appui sont nécessairement plus lourds que les voussoirs courants – les travées ont été découpées en voussoirs de longueurs distinctes. Les travées courantes, de 58,70 m de longueur, comprennent ainsi 2 demi-voussoirs sur pile (VSP) de 1,600 m de longueur, 12 voussoirs courants de 2,842 m de longueur, 6 voussoirs avec bossages de 2,750 m de longueur, et enfin 2 voussoirs déviateurs de 2,325 m de longueur, soit un total de 20 voussoirs et deux demi-voussoirs sur pile. Les longues travées de 66,50 m comptent quant à elles 23 voussoirs et deux demi-voussoirs sur pile. Le tablier totalise ainsi 810 voussoirs, répartis en 732 voussoirs courants et 78 voussoirs spéciaux – demi-voussoirs sur pile, sur

culées ou sur pile-culées.

Chaque travée débute par un voussoir courant V1 et s'achève par deux demi-voussoirs sur pile, sur culée ou sur pile-culée. Seules les trois premières travées de chaque ouvrage (OA 1, 2 et 3) comportent en outre deux demi-voussoirs sur culée ou pile-culée. Le joint de clavage entre deux travées se situe donc entre le VSP et le V1 de la travée suivante.

#### Cellules de préfabrication

L'usine de préfabrication comporte trois cellules dédiées à la réalisation des voussoirs courants, et une cellule dédiée à la réalisation des voussoirs spéciaux (photo 6). Chaque cellule courante assure la réalisation des voussoirs courants d'une même travée dans le sens de la pose, du V1 vers le V20 (ou V23 pour les longues travées).

Le dernier voussoir courant de la travée est ensuite disposé dans la cellule spéciale de manière à réaliser les deux demi-voussoirs sur pile.

Les cellules permettent de réaliser un voussoir courant par jour. Le voussoir est décoffré le lendemain du bétonnage, et translaté en position de contre-moule au moyen d'un chariot sur rails. Il sert alors de masque pour couler le voussoir suivant. Dès le décoffrage du voussoir suivant, le voussoir en contre-moule est levé au moyen du portique et amené au stock. Une durée de deux jours s'écoule donc entre le bétonnage et le stockage de chaque voussoir, permettant d'atteindre une résistance suffisante au levage.

Le dernier voussoir courant de chaque travée est utilisé en contre-moule dans la cellule spéciale, de manière à réaliser les deux demi-VSP achevant la travée. La cellule spéciale permet de couler dans un même coffrage extérieur les deux-demi VSP conjugués. Le premier demi-VSP est donc réalisé entre le dernier voussoir courant et un masque disposé au milieu de la cellule spéciale, et le second demi-VSP est coulé entre le premier demi-VSP et un masque disposé au bout de la cellule spéciale. Une opération de décoffrage du premier demi-VSP est ainsi économisée, de même qu'un réglage de la position du premier demi-VSP. En pointe, la cellule spéciale a permis de réaliser deux demi-VSP en quatre jours, soit deux jours par voussoir spécial.

Ces cadences de production élevées constituent un des atouts principaux de la méthode de préfabrication et pose à l'avancement. Pour les atteindre, les méthodes employées au viaduc des Barrails ont été reprises :



3



4

→ Mécaniser les opérations de coffrage et de décoffrage des cellules au moyen de vérins hydrauliques ou de treuils mécaniques ;

→ Mécaniser les opérations de réglage du voussoir en contre-moule, porté par un chariot réglable hydrauliquement en implantation, en altitude et en gisement de manière à réaliser la géométrie du tablier ;

→ Limiter et simplifier les interventions du géomètre, qui travaille depuis

un pilier surélevé d'où il peut mesurer la géométrie des voussoirs et piloter le positionnement du contre-moule.

Un programme informatique semblable à celui utilisé aux Barrails a permis la gestion de la géométrie de l'ouvrage, en fournissant les paramètres de réglage des voussoirs en contre-moule en fonction de la géométrie à atteindre et des défauts éventuels des voussoirs réalisés ;

→ Limiter les opérations de ferrailage



5



6

en place : les cages d'armatures sont intégralement préfabriquées puis déposées à la grue à tour dans les cellules. Les gaines de précontrainte sont fixées aux cages d'armatures ;  
 → Faciliter le bétonnage et réduire sa durée : le bétonnage des voussoirs se fait à la pompe, au moyen d'un mât de bétonnage desservant les trois cellules courantes. La cellule spéciale est équipée d'un mât dédié ;  
 → Utiliser un atelier annexe pour réa-

liser les voiles intérieurs des voussoirs déviateurs. Les cellules courantes permettent ainsi de couler tous les voussoirs à l'exception des voussoirs sur appui. Les bossages sont coffrés au moyen de panneaux amovibles s'adaptant au noyau intérieur des cellules. La conception des cellules a comme on le voit été fortement inspirée de celle du viaduc des Barrails, dont le principe a fait la preuve de son efficacité. Une amélioration majeure a cependant

été apportée en déplaçant le joint de clavage entre le VSP et le premier voussoir courant. Cette disposition – ainsi que le ratio plus élevé de voussoirs courants par rapport aux voussoirs spéciaux (20 pour 2 contre 14 pour 2 au viaduc des Barrails) – a permis d'économiser une cellule spéciale et de réduire fortement le temps nécessaire à la réalisation des voussoirs spéciaux. En effet, le fait de regrouper les deux demi-voussoirs spéciaux à la même extrémité des

travées permet de n'utiliser la cellule spéciale qu'une fois par travée (contre deux fois pour les travées du viaduc des Barrails). En outre, la conception de la cellule spéciale de Compiègne a permis d'économiser une opération de décoffrage, le second demi-VSP étant coulé dans la cellule spéciale sans décoffrage du premier demi-VSP. Ces évolutions se sont avérées particulièrement judicieuses puisque la durée de réalisation de chaque voussoir spécial a pu être ramenée à 2 jours contre 4 au viaduc des Barrails.

#### **Gestion du stock**

Le stockage des voussoirs constitue un enjeu primordial pour le bon fonctionnement du chantier, puisqu'il conditionne non seulement la préfabrication des voussoirs mais aussi la pose du tablier. La zone de stockage doit permettre d'accueillir un grand nombre de voussoirs, mais doit dans le même temps être de taille suffisamment réduite pour limiter les durées de déplacement du portique de manutention. Cette double exigence a été atteinte à Compiègne grâce à une disposition originale de l'usine, implantée presque exclusivement hors de l'emprise du portique.

Les cellules courantes et l'atelier de préfabrication des armatures en particulier ont été disposés hors de l'emprise du portique, et étaient desservis uniquement par la grue à tour.

Les voussoirs réalisés dans les cellules courantes ont été translatisés sous le portique au moyen de chariots sur rails. Ainsi, seules deux zones sous le portique ont été sacrifiées au stockage des voussoirs : la cellule spéciale (de manière à disposer le voussoir en contre moule au moyen du portique) et l'atelier d'achèvement des voussoirs déviateurs. Cette disposition compacte a ainsi permis de limiter les durées de déplacement du portique.

Les voussoirs courants sont stockés sur 2 niveaux et les voussoirs spéciaux sur un seul niveau.

En outre, l'usine et le stock ont été aménagés à proximité immédiate de la culée de l'OA 3, permettant ainsi un approvisionnement aisé des voussoirs par le tablier sans nécessité d'un stockage tampon.

#### **POSE**

##### **Cintre par le haut**

Une fois les piles achevées, les voussoirs sont assemblés en place pour reconstituer le tablier. Chaque voussoir est approvisionné par le tablier grâce à un fardier de transport, puis pris en charge par une potence orientable de ▷

10 m de hauteur et présenté face au dernier voussoir posé. Il est ensuite brêlé au dernier voussoir posé, puis haubané par deux haubans ancrés sur un mât de haubanage provisoire dressé au droit de la pile précédente (photos 1 et 7). De manière à équilibrer les efforts horizontaux résultant sur le mât du poids de la travée en construction, des haubans de retenue sont mis en tension entre le mât et le tablier déjà réalisé, de part et d'autre de la pile précédente.

Ce haubanage reprend ainsi le poids des voussoirs en porte à faux, constituant un cintre par le haut qui permet de se passer de précontrainte de fléau sur la quasi-totalité de la travée.

Une précontrainte de fléau est mise en œuvre sur les trois premiers voussoirs de chaque travée de manière à dégager sur le tablier l'espace nécessaire à la mise en place du mât de haubanage et de la potence.

#### Matériel

Le tablier a été assemblé au moyen des outils désormais classiques de Campenon Bernard : fardier de transport des voussoirs, potence de pose et mât de haubanage provisoire. Ces outils sont dimensionnés pour l'assemblage de voussoirs de 50 T.

Le mât a été utilisé dans sa version la plus haute (23 m) et a été équipé de 4 x 17 vérins, de manière à pouvoir accueillir 17 paires de haubans et ainsi à soutenir 17 voussoirs. La mise en tension des haubans provisoires 7T15 avant et arrière s'effectue de manière simultanée depuis des nacelles de travail suspendues au mât. L'ancrage des haubans sur le tablier est réalisé par des cônes amovibles placés dans des réservations dans le hourdis supérieur. Ces réservations permettent en outre d'accueillir le palonnier de levage et les ancrages de la potence.

#### Réalisation de la première travée

La première travée de l'ouvrage n'a pas pu être réalisée au moyen du mât de haubanage provisoire faute d'ancrages à l'arrière capables de reprendre les efforts horizontaux. Elle a donc été assemblée sur cintre et posée au moyen d'une grue mobile (photo 8).

#### Cycle de construction des travées courantes (figure 2)

Le cycle de construction des travées courantes commence à la pose du premier voussoir courant V1. Le V1 est approvisionné au moyen du fardier, pris en charge par la potence de pose et présenté à sa position définitive. Comme nous l'avons vu précédemment, ce voussoir n'est pas conjugué au vous-

soir sur pile qui le précède, de manière à permettre un réglage au départ de la travée. Sa position exacte est ajustée au moyen de vérins, puis le voussoir est brêlé au voussoir sur pile par des barres de précontrainte provisoire.

Un joint est ensuite coulé en place entre le VSP et le V1. Après séchage du joint, la potence est avancée sur le voussoir V1 et le voussoir V2 est approvisionné, encollé (de manière à garantir l'étanchéité du caisson) et brêlé au voussoir V1. Une précontrainte de fléau est mise en œuvre. La même opération est répétée pour la pose du voussoir V3.

L'ensemble des voussoirs 1 à 3 constitue un mini fléau pour lequel aucun haubanage provisoire n'est mis en œuvre. Cette opération permet de libérer l'espace nécessaire à l'installation du mât de haubanage provisoire au droit de la pile. La pose et le réglage du V1 requièrent une demi-journée de travail, idéalement en fin de journée de manière à permettre le séchage du joint. La pose des deux voussoirs constituant le mini fléau nécessite quant à elle six heures de travail. En parallèle de la réalisation du fléau, une équipe est affectée au débrélage et au déshaubanage de la travée précédente.

Les 17 voussoirs courants suivants sont posés selon le schéma suivant :

- Approvisionnement du voussoir par le fardier ;
- Présentation du voussoir à sa position finale au moyen de la potence, brêlage du voussoir ;
- Retour du fardier au stock ;
- Avancement de la potence à l'extrémité du tablier, sur le dernier voussoir posé ;
- Mise en place des haubans et tension simultanée des haubans avant et arrière.

La pose des voussoirs courants requiert un peu moins d'une heure par voussoir, soit deux postes pour la totalité des voussoirs courants. Les deux demi-VSP sont posés en encochement à l'extrémité de la travée, au dessus de la pile d'accostage. Deux vérins sont disposés sous le premier demi VSP de manière à effectuer une éventuelle correction de la géométrie de la travée, puis un matage est coulé entre l'appareil d'appui et le VSP. Pendant la réalisation du matage, les gaines de la précontrainte définitive extérieure sont installées, et les torons de la précontrainte intérieure enfilés.

Un poste complet est nécessaire pour poser le VSP, réaliser le matage de l'appui et gainer / enfiler la précontrainte définitive. Enfin, la précontrainte définitive est mise en tension dès la fin de la



7

pose du dernier 1/2 VSP. La réalisation d'une travée courante complète nécessite ainsi un total moyen de 8 postes, ce qui est remarquable en comparaison du rendement obtenu au viaduc des Barrails (7 à 8 postes pour seize voussoirs par travée). En toute fin d'assemblage, le rendement a été borné par l'augmentation de la distance au stock de voussoirs, le fardier mettant plus d'un quart d'heure à parcourir le trajet entre le stock et l'extrémité du viaduc.

#### Spécificité des longues travées

Le viaduc de Compiègne compte six longues travées de 23 voussoirs courants et deux demi-VSP. La première partie de ces longues travées a été réalisée de manière identique aux travées courantes. Les trois derniers voussoirs et les deux demi-VSP de chaque longue travée ont été posés puis ripés sur un étalement-console fixé à la pile d'accostage, au moyen de la potence stationnée sur le V20 puis sur le V21. Une fois la précontrainte définitive de la travée mise en tension, la potence pouvait être avancée et stationnée sur la pile pour débiter la travée suivante.

#### Succès du chantier

Deux points en particulier peuvent susciter la fierté des constructeurs du viaduc de Compiègne :

- Le déplacement du joint de clavage

entre les travées, situé aux Barrails au milieu du VSP et déplacé à Compiègne entre le VSP et le V1 s'est avéré une réelle amélioration en permettant de raccourcir le délai de réalisation d'une travée. En effet, les opérations de mise en tension de la précontrainte ont pu être menées sans attendre la prise du joint de clavage, et les opérations de débrélage et de déshaubanage pendant ont pu se dérouler pendant le séchage du joint de clavage et du matage de l'appui. L'expérience acquise au viaduc des Barrails a donc été particulièrement bien mise en pratique à Compiègne.

→ L'accostage des travées sur les piles a été d'une remarquable précision grâce à un suivi géométrique permanent de la travée en construction.

Les corrections apportées au niveau de la tension dans les haubans tout au long de l'assemblage de la travée ont ainsi conduit à accoster quelques millimètres au dessus des appareils d'appui préinstallés sur la pile, permettant d'une part de limiter l'opération de vérinage de la travée (et donc d'épargner les joints entre les voussoirs), et d'autre part de positionner l'appareil d'appui en temps masqué, avant l'accostage sur la pile et non après une opération de vérinage. Là encore, l'expérience accumulée par l'entreprise au cours



8

## PRINCIPALES QUANTITÉS

**PILES : 35 dont 2 pile-culées**  
**CULÉES : 2 culées sur 5 pieux**  
 $\phi$  1 400  
**TABLIER : 2 143,5 m**  
**de longueur soit 27 330 m<sup>2</sup>**  
**PIEUX  $\phi$  1 400 : 2 520 m**  
**PIEUX  $\phi$  1 600 : 320 m**  
**BÉTON APPUIS : 9 800 m<sup>3</sup>**  
**ARMATURES DES PIEUX : 320 T**  
**ARMATURES APPUIS : 830 T**  
**BÉTON TABLIER : 15 500 m<sup>3</sup>**  
**COFFRAGES APPUIS : 6 700 m<sup>2</sup>**  
**COFFRAGES TABLIERS : 78 300 m<sup>2</sup>**  
**ARMATURES TABLIER : 3 500 T**  
**PRÉCONTRAINTÉ INTÉRIEURE : 295 T**  
**PRÉCONTRAINTÉ EXTÉRIEURE : 425 T**  
**NOMBRE DE VOUSOIRS : 810 u**

des précédents chantiers, mais aussi tout au long de l'assemblage du viaduc s'est révélée précieuse. En particulier, la souplesse de l'ensemble haubané a été progressivement comprise, jaugée et maîtrisée.

### CONCLUSION

Le viaduc de Compiègne constitue une nouvelle étape dans l'utilisation et la maîtrise par Vinci Construction France de la construction de viaducs par pré-fabrication et pose à l'avancement.

Comme chaque chantier avant lui, celui de Compiègne a apporté son lot d'innovations : amélioration du rendement de pose, accostage presque parfait sur les piles.

La grande longueur des travées réalisées à Compiègne a permis d'éprouver la robustesse de la méthode et d'utiliser les outils existant au maximum de leurs capacités. L'expérience acquise nous permet désormais d'esquisser l'avenir de la méthode et des outils de pose à l'avancement. □

## PRINCIPAUX INTERVENANTS

**MAÎTRE D'OUVRAGE / MAÎTRE D'ŒUVRE :**  
 Direction Départementale de l'Équipement de l'Oise

**CONCEPTION :** SETRA

**ENTREPRISES :**  
 Dodin Campenon Bernard, GTM/GCS, Chantiers Modernes

**ÉTUDES D'EXÉCUTION :**  
 Piles : Campenon Bernard Dodin Ingénierie - Tablier : Arcadis

**SOUS-TRAITANTS :**  
 Batardeaux : Van der Straaten - Pieux : Pro Fond

### ABSTRACT

#### THE COMPIÈGNE VIADUCT, A TEMPORARY CABLE-STAYED STRUCTURE

ROMAIN NICOLAS, DODIN CAMPENON BERNARD - JEAN-PAUL BRISARD, DODIN CAMPENON BERNARD - DIDIER PRIMAULT, VINCI - SÉBASTIEN BROS, DODIN CAMPENON BERNARD

**The Compiègne viaduct is a key element of the road bypass northwest of the urban area.** *With a total length of around 2.2 km, this structure, located in the districts of Choisy-au-Bac and Clairoix, provides a crossing over the floodable plain of the Aisne and the Oise rivers, the mouth of the future Seine-North-Europe canal, the Compiègne-Laon railway track, and finally the road from Choisy to Compiègne. It was completed recently using the method of progressive installation with temporary cable staying.* □

#### EL VIADUCTO DE COMPIÈGNE, UNA CONSTRUCCIÓN MEDIANTE ATIRANTADO PROVISIONAL

ROMAIN NICOLAS, DODIN CAMPENON BERNARD - JEAN-PAUL BRISARD, DODIN CAMPENON BERNARD - DIDIER PRIMAULT, VINCI - SÉBASTIEN BROS, DODIN CAMPENON BERNARD

**El viaducto de Compiègne constituye una pieza maestra de la variante vial noroeste de la aglomeración.** *De una longitud total de unos 2,2 kilómetros, esta obra ubicada en los municipios de Choisy-au-Bac y de Clairoix permite el franqueo de la planicie aluvial del río Aisne y del río Oise, de la embocadura del futuro canal Sena-Norte-Europa, de la vía de ferrocarril SNCF Compiègne-Laon, y finalmente, de la carretera de Choisy a Compiègne. Este puente acaba de ser finalizado utilizando el método de tendido por avance mediante atirantado provisional.* □

# RÉPARATION DU PONT D'ISSY

AUTEUR : FARID SAÏFI, Egis JMI

LE PONT D'ISSY, CONSTRUIT AU DÉBUT DES ANNÉES 1970 PAR L'ENTREPRISE DODIN ET MIS EN SERVICE EN 1974, PRÉSENTAIT UN DÉFICIT DE PRÉCONTRAÎNTE LONGITUDINALE EN RAISON DE LA NON PRISE EN COMPTE DES PHÉNOMÈNES DE FLUAGE ET DE GRADIENT THERMIQUE, COMME LA PLUPART DES PONTS EN BÉTON PRÉCONTRAIT DE SA GÉNÉRATION. LES DÉSORDRES CONSTATÉS LORS DU SUIVI DE L'OUVRAGE, LES INVESTIGATIONS ET LES ÉTUDES DE DIAGNOSTIC ONT CONDUIT LE MAÎTRE D'OUVRAGE, LE CONSEIL GÉNÉRAL DES HAUTS-DE-SEINE, À LANCER LES TRAVAUX DE RÉPARATION ET LA RÉFECTION DES SUPERSTRUCTURES.

## UN TISSU URBAIN TRÈS DENSE

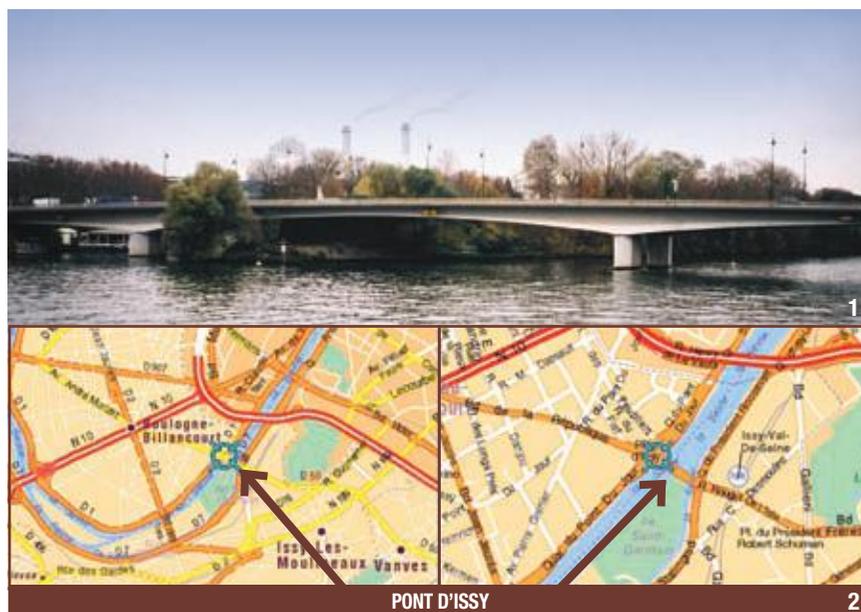
Le pont d'Issy, situé dans un tissu urbain très dense, permet à la RD 50 de franchir la Seine et de relier les villes de Boulogne et d'Issy-les-Moulineaux. Il offre également un accès piétonnier au parc de l'île Saint-Germain, séparant la Seine en deux bras dénommés le Grand Bras en rive droite, côté Boulogne, et le Petit Bras en rive gauche, côté Issy (photo 1). Deux ouvrages d'accès situés à l'arrière des culées côté Boulogne et côté Issy assurent la transition avec la dalle supérieure des passages inférieurs et les échanges avec les voies situées sur les quais de la Seine. À proximité, en rive gauche, est située la station Issy-Val-de-Seine, nœud de transport à la jonction du terminus du tramway T2, circulant jusqu'à la Défense, et du RER C desservant le sud-ouest parisien (figure 2).

## TRAVURE DE L'OUVRAGE

L'ouvrage se compose de trois travées continues : travée de rive côté Boulogne, de 68,52 m de portée, travée centrale de 100,80 m et travée de rive côté Issy-les-Moulineaux, de 35,52 m pour le tablier amont et 42,02 m pour le tablier aval. Compte-tenu de la faible longueur de la travée de rive côté Issy par rapport à la travée centrale, l'appui sur la culée rive gauche est muni d'un dispositif anti-soulèvement (figure 3).

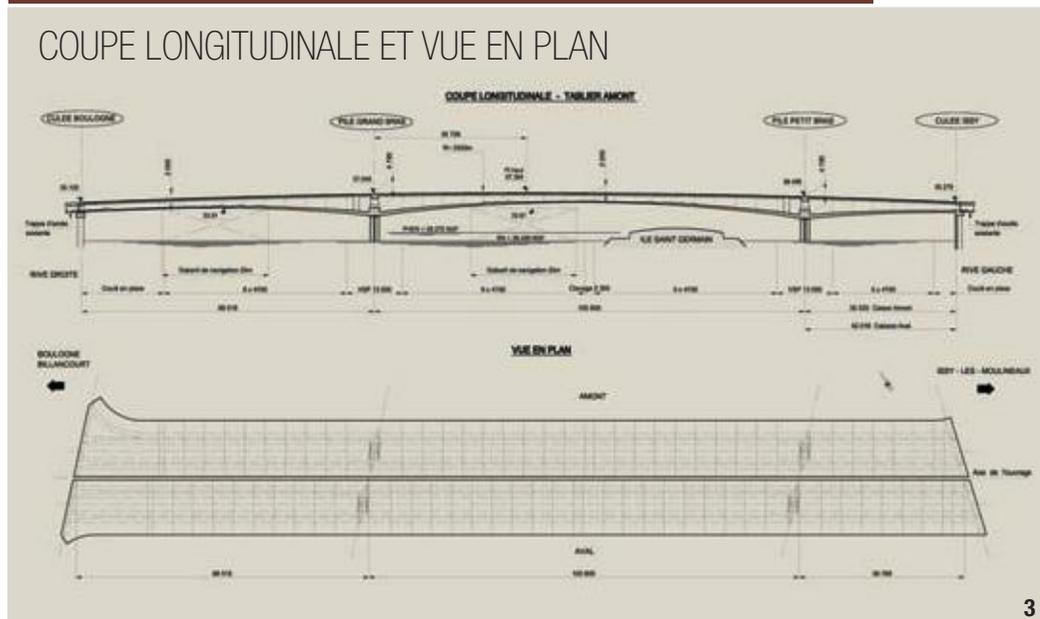
## GÉOMÉTRIE

Le profil en long du tablier présente un rayon saillant de 2 500 m. Le profil en travers de l'ouvrage offrait avant travaux deux chaussées de 9 m de largeur comportant chacune trois



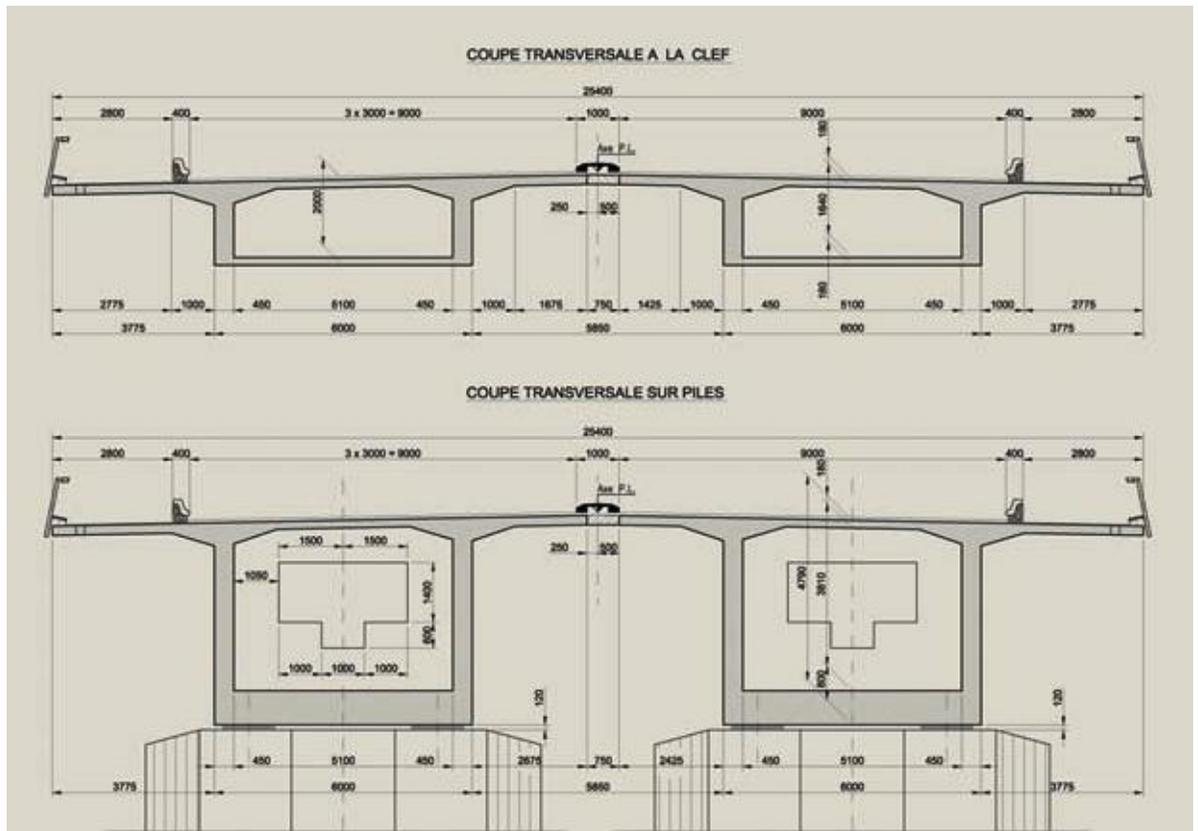
1- Vue générale élévation amont de l'ouvrage.  
2- Plan de situation.  
3- Coupe longitudinale et vue en plan.

1- General upstream elevation view of the bridge.  
2- Location drawing.  
3- Longitudinal section and plan view.

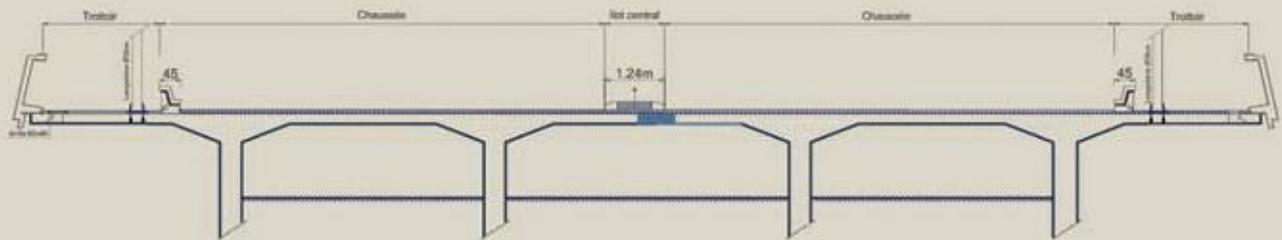


4- Coupes transversales structurales, coupe transversale fonctionnelle avant travaux et coupe transversale fonctionnelle après travaux (hors réseaux concessionnaires).

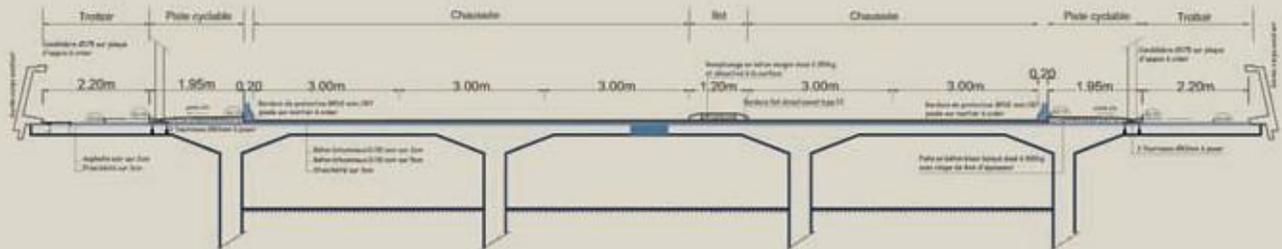
4- Functional cross section before the works and functional cross section after the works.



**APRÈS TRAVAUX**



**AVANT TRAVAUX**



4

voies de circulation dans chaque sens, séparées par un îlot central de 1 m et bordées d'un trottoir de 2,40 m de chaque côté, placé derrière une bordure Autoror.

La largeur hors-tout du tablier est de 25,40 m en section courante.

Lors des travaux, la coupe transversale fonctionnelle a été modifiée au profit des liaisons douces. Une piste cyclable de largeur 1,95 m a été ajoutée de chaque côté moyennant la suppression d'une voie de circulation (figure 4).

**APPUIS**

Les appuis sont fondés dans la craie (taux de travail de 3 à 4 bars) sur des semelles superficielles construites à l'abri de batardeaux (photo 5).

Les culées du pont sont en fait des piles-culées.

Côté rive gauche, le voile de la culée est précontraint verticalement afin d'éviter le soulèvement sur appui, tout en autorisant les déplacements longitudinaux et les rotations. Les piles et la culée côté Boulogne sont équipées

d'appui en caoutchouc fretté dont les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau 1.

**TABLIER**

Il s'agit d'un tablier en béton précontraint, construit par encorbellements successifs à l'aide de voussoirs coulés en place. Le tablier est constitué de deux poutres caissons à âmes verticales. Le demi-pont amont a été mis en service en février 1973 ; une précontrainte transversale de solidarisation des deux

demi-ponts a été mise en œuvre en fin de construction (août 1974). La précontrainte longitudinale est constituée de trois séries de câbles : câbles de fléau 12T15 ; câbles de continuité 12T15 remontant dans les âmes jusqu'au hourdis supérieur ; câbles de continuité 12 Ø 8 placés dans le hourdis inférieur sur toute sa largeur.

En sus des équipements habituels, le tablier est équipé de candélabres de type Venise avec un mât de 11 m et crose arrière à 4,50 m de hauteur. ▷

## RÉSEAUX CONCESSIONNAIRES

Compte-tenu de la situation urbaine du pont d'Issy, un grand nombre de réseaux concessionnaires emprunte cet ouvrage (photos 6 à 9). On peut mentionner les réseaux suivants : RTE ligne HT de 63 à 225 kV ; RATP ligne HT de 15 kV ; EDF ligne HT de 20 kV ; Veolia eau (Ø 700 mm) ; GDF (Ø 200 mm) ; fourreaux France Telecom placés dans 2 Ø 300 mm ; fibres optiques Level 3, Colt et Siter (batterie de fourreaux Ø 32 mm) ; CPCU chauffage urbain (Ø 600 et Ø 400 mm).

À l'origine, les réseaux étaient logés dans le caisson amont, le caisson aval, ainsi que dans l'espace central situé entre les deux caissons. Suite à l'EPROA (étude préliminaire de renforcement d'ouvrage d'art) réalisée par JMI, il a été décidé de déplacer tous les réseaux en dehors des caissons pour faire place aux travaux de renforcement du pont. Finalement, à l'exception d'une ligne HT de 63 kV restée dans le caisson amont et une ligne HT de 225 kV restée dans le caisson aval, tous les autres réseaux ont été déplacés entre les deux caissons par les concessionnaires concernés, sous coordination de l'UGTEV du conseil général et avec l'appui technique d'ECERP-JMI, avant le démarrage des travaux de renforcement structurel (figures 10 et 11).

## INSPECTIONS PÉRIODIQUES

Cinq inspections détaillées ont été réalisées depuis la mise en service de l'ouvrage. Lors de l'inspection de 1991



5

(confirmée par les inspections suivantes), des désordres structurels ont été constatés sur ouvrage. Les principales conclusions de ces inspections sont :

→ Une fissuration anormale à l'intérieur des caissons à la jonction hourdis inférieur-âme à mi-portée de la travée centrale. Cette fissuration est plus marquée dans le caisson amont où l'ouverture de la fissure atteint 1 à 1,5 mm, contre 0,3 mm pour le caisson aval. La zone d'apparition de ces fissures est également moins étendue sur le caisson aval : un vousoir de part et d'autre du clavage contre trois vousoirs de part et d'autre du vousoir de clavage, soit environ 30 m ;



6



7



8



9

5- Piles Petit Bras (photo prise depuis la rive gauche aval).

6- Réseaux concessionnaires dans le caisson amont avant travaux (à gauche, ligne HT 63 kV ; à droite, batterie de fourreaux France Telecom).

7- Réseaux concessionnaires dans le caisson aval avant travaux (à gauche, CPCU ; à droite, RTE, ligne HT 225 kV).

8- Réseaux concessionnaires entre les deux caissons avant les travaux.

On aperçoit notamment deux tuyaux Ø 800 extérieur CGE et une conduite de gaz à droite.

9- L'espace entre caissons après travaux de déplacement des réseaux.

5- Piers on the small arm (photo taken from the downstream left bank).

6- Utilities networks in the upstream box girder before the works (on the left, 63 kV HV line; on the right, bundle of telephone cable ducts).

7- Utilities networks in the downstream box girder before the works (on the left, district heating network; on the right, electricity transport system, 225 kV HV line).

8- Utilities networks between the two box girders before the works. One can see, in particular, two 800 mm dia. water supply pipes and a gas pipeline on the right.

9- Space between box girders after network shifting works.

TABLEAU 1

Partie d'ouvrage	Type	Nombre	Caractéristiques
Culée côté rive gauche	Encastrement et anti-soulèvement	2	Voile en BP 4 x 12T13 par demi-pont + lest
Culée côté rive droite	Caoutchouc fretté	7	Muni d'une plaque de glissement et de dispositif anti-cheminement
<b>TABLIER AVAL :</b>			
Extérieur en rive aval		1	400 x 500 x 5 x (12 + 3)
Sous l'âme aval		1	400 x 500 x 5 x (12 + 3)
Sous l'âme amont		1	400 x 450 x 5 x (12 + 3)
<b>TABLIER AMONT :</b>			
Sous l'âme aval		1	400 x 450 x 5 x (12 + 3)
Sous l'âme amont		1	400 x 500 x 5 x (12 + 3)
Extérieur en rive amont		1	400 x 500 x 5 x (12 + 3)
Nouvel appareil sous l'encorbellement amont		1	250 x 250 x 4 x (10 + 3)
Piles Grand Bras	Caoutchouc fretté	8	Blocs 600 x 1 000 x 5 (20 + 4) accolés 2 à 2
Piles Petit Bras	Caoutchouc fretté	8	Blocs 600 x 1 000 x 2 (20 + 4) accolés 2 à 2

TABLEAU 2

Partie d'ouvrage	Type	Nombre	Caractéristiques
Piles Grand Bras	Caoutchouc fretté	4	1 200 x 1 000 x 7 (15 + 4)
Piles Petit Bras	Caoutchouc fretté	4	1 200 x 1 000 x 4 (15 + 4)

10- Coupe type des concessionnaires avant travaux.

11- Coupe type des concessionnaires après travaux.

12- Forage du caisson en vue du scellement des armatures HA du gousset central.

13- Scellement des armatures du gousset en béton armé à mi-travée centrale.

14- Vue générale du caisson aval après travaux. En arrière plan, on aperçoit le gousset central et les déviateurs à ses extrémités.

10- Typical cross section of utilities before the works.

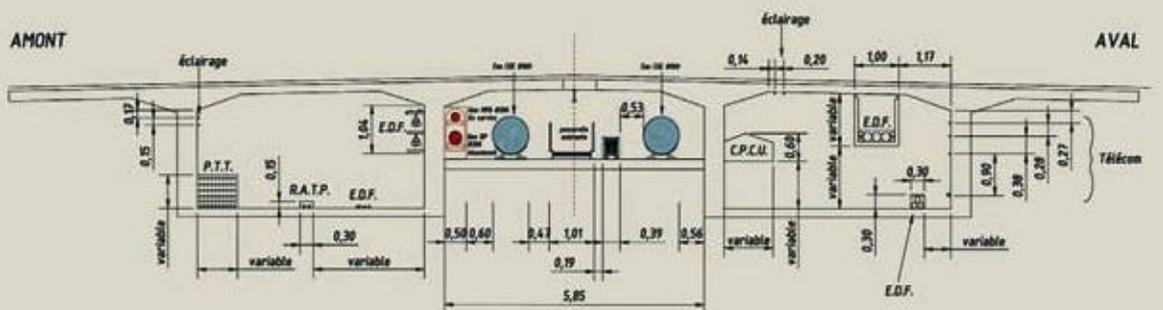
11- Typical cross section of utilities after the works.

12- Drilling the box girder for fixing the deformed reinforcing bars of the central gusset plate to be created.

13- Fixing the reinforcing bars of the reinforced concrete gusset plate in the middle of the centre span.

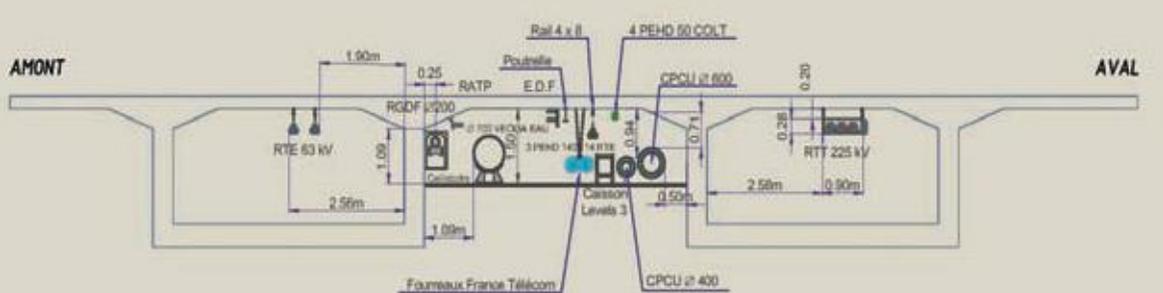
14- General view of the downstream box girder after the works. In the background, one can see the central gusset plate and the deviators at its ends.

## COUPE TYPE DES CONCESSIONNAIRES AVANT TRAVAUX



10

## COUPE TYPE DES CONCESSIONNAIRES APRÈS TRAVAUX



11



12



13



14

→ Cette fissuration s'accompagne de fissures longitudinales de 0,1 à 0,3 mm en intrados des caissons, dans les mêmes zones et avec la même dissymétrie entre caissons amont et aval. Dans le caisson amont, quelques aciers sont apparents et une ségrégation du béton à la base de l'âme était constatée ;

→ Une fissuration horizontale en partie supérieure du voile anti-soulèvement côté Issy ;

→ Une distorsion importante et une corrosion avancée des parties métalliques des appuis glissants se trouvant sur la culée côté Boulogne (ces appareils ont été changés en 1998 puis en 2006 par VSL).

Les inspections périodiques ont aussi mis à jour le mauvais état des superstructures et de certains équipements assurant la pérennité de l'ouvrage : appareils sur piles, joints de chaussée, étanchéité et revêtement du trottoir.

### RECALCULS DU TABLIER

Les constats faits au cours de l'inspection de 1991 ont amené le conseil général 92 à mandater la DREIF pour un recalcul de l'ouvrage vis-à-vis de la réglementation en vigueur ; ce recalcul, réalisé avec le programme ST1 du SETRA et en tenant compte du phasage de construction de l'ouvrage, a été achevé en février 1998. Il permettait d'appré-

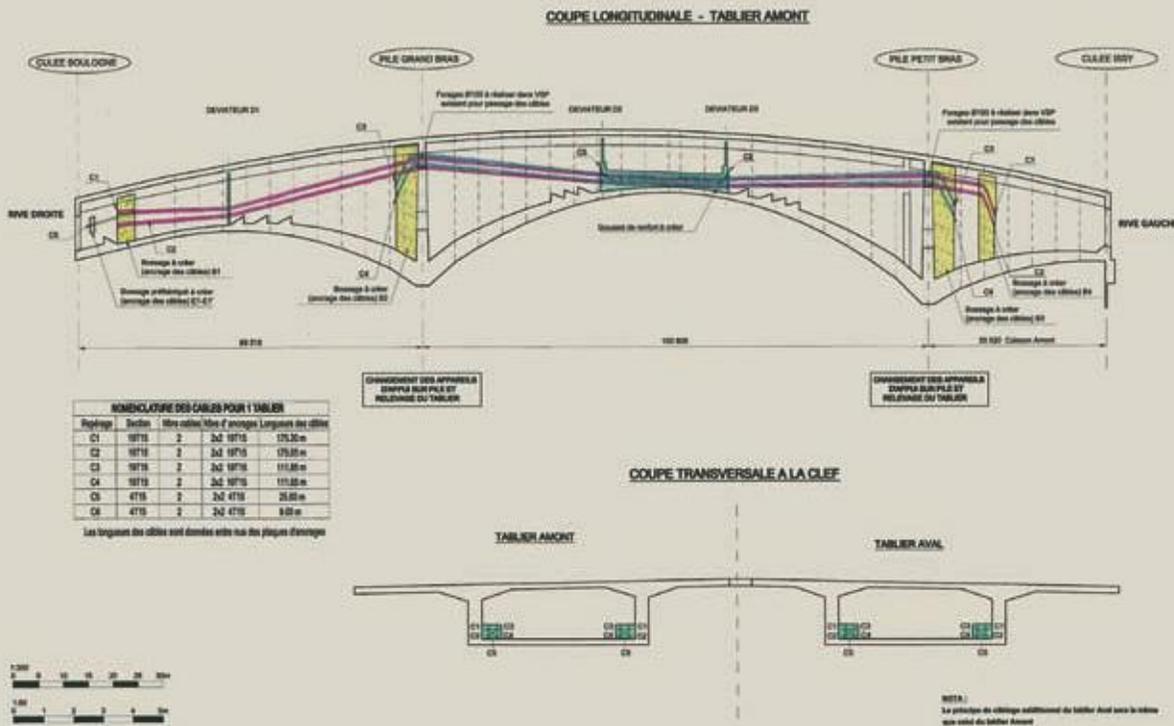
hender les causes des désordres et d'envisager les actions à entreprendre par la suite. Ses principales conclusions peuvent être formulées ainsi :

→ Vis-à-vis de la flexion longitudinale, l'ouvrage était à la fois très tiré en section de béton (l'éclatement au 1/50° à la clé) et sous-dimensionné en force de précontrainte. Pour un ouvrage datant des années 1970, cela est caractéristique de l'absence de prise en compte du gradient thermique et de la redistribution par fluage, qui n'était pas d'usage au moment de sa conception. L'ouvrage ne présentait toutefois pas de pathologie symptomatique de cette insuffisance, les charges d'exploitation réellement appliquées restant probablement bien inférieures aux charges de calcul ;

→ Vis-à-vis de la flexion transversale, il existait un défaut de conception de coffrage (absence de gousset) et de ferrailage à la jonction hourdis-âme, qui expliquait les fissures constatées à cet endroit et la fissuration longitudinale en intrados des caissons. Le phénomène était nettement accentué sur le caisson amont par rapport au caisson aval, probablement du fait de la mise en service anticipée du caisson amont ;

→ L'interaction entre flexion longitudinale et flexion transversale dans la zone endommagée : « la mise en traction du hourdis inférieur courbe engendre une

## SCHÉMA DE CÂBLAGE ADDITIONNEL, PLAN D'ENSEMBLE DES TRAVAUX



15- Schéma de câblage additionnel, plan d'ensemble des travaux.

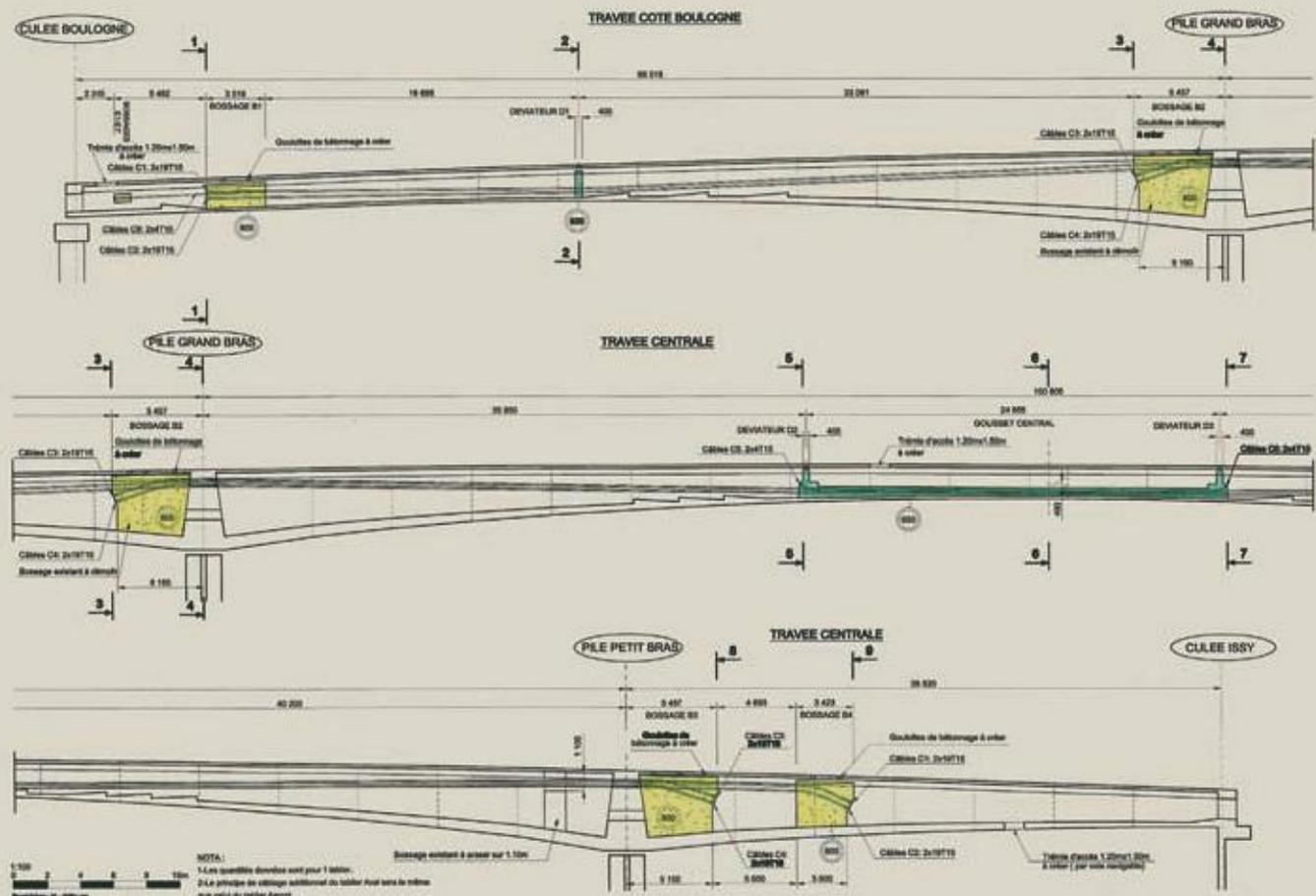
16- Câblage additionnel, coupe longitudinale, tablier amont (plans de projet).

15- Additional cabling diagram, assembly drawing of the works.

16- Additional cabling, longitudinal section, upstream deck.

15

## CÂBLAGE ADDITIONNEL, COUPE LONGITUDINALE, TABLIER AMONT



16

17- Réfection de l'étanchéité en partie centrale ; la circulation automobile est maintenue sur 2x2 voies de part et d'autre de la zone travaux.

18- Implantation des forages du bossage B1 amont (extrait plan d'exécution).

19- Repérage des câbles existants de précontrainte dans les âmes des caissons (croix jaunes, tracé supposé selon les plans de récolement ; croix orange, résultat de repérage par la méthode radar ; croix noires, repère du centre du cliché de gammagraphie).

20- Caisson amont : forage de l'âme par carottier Ø 72 mm en cours d'exécution.

21- Bossage B4, tablier amont, âme amont en fin de travaux de forage.

17- Renovation of waterproofing in the central part; motor traffic is maintained on the two-lane dual-carriageway on either side of the work area.

18- Anchor block B1, upstream deck, layout of drill holes.

19- Locating prestressing cables in the webs of the box girders (yellow crosses, presumed layout according to the as-built drawings; orange cross, result of detection by the radar method; black crosses, identification in the centre of the gammagraphic film).

20- Upstream box girder: web drilling by 72 mm dia. core drill in progress.

21- Anchor block B4, upstream deck, upstream web at end of drilling work.



17



19



20



21

poussée au vide pouvant contribuer à une mise en flexion excessive du hourdis dans cette zone et faire apparaître de ce fait une fissuration préjudiciable pour la pérennité de l'ouvrage ».

Le recalcul concluait que les désordres constatés n'étaient pas de nature à mettre en cause la sécurité des usagers à court terme, à condition de renforcer la surveillance de l'ouvrage.

À plus long terme, le DREIF recommandait d'engager une Eproa pour pallier les problèmes rencontrés.

### SOLUTION DE RENFORCEMENT PROPOSÉE

À l'issu de l'Eproa et des études de projet réalisées par Egis JMI, les dispositions suivantes ont été retenues dans le dossier d'appel d'offre :

→ Vis-à-vis de la flexion transversale : réparation de la fissuration à la jonction hourdis-âme par ajout d'un gousset en béton armé de section rectangulaire, connecté par un ferrailage passif à l'âme et au hourdis inférieur existant, d'une longueur de 25 m environ à mi-travée centrale (photos 12 et 13) ;

→ Vis-à-vis de la flexion longitudinale : renforcement par câbles additionnels de précontrainte extérieure au béton (et intérieurs aux caissons) de type 19T15S : deux câbles de 175 m contre l'âme et régnant sur la travée de rive côté Boulogne et la travée centrale ; deux câbles de 110 m sur la travée centrale. Ces câbles sont ancrés à leurs extrémités dans les massifs en béton armé plaqués contre l'âme existante par des barres courtes de haute limite

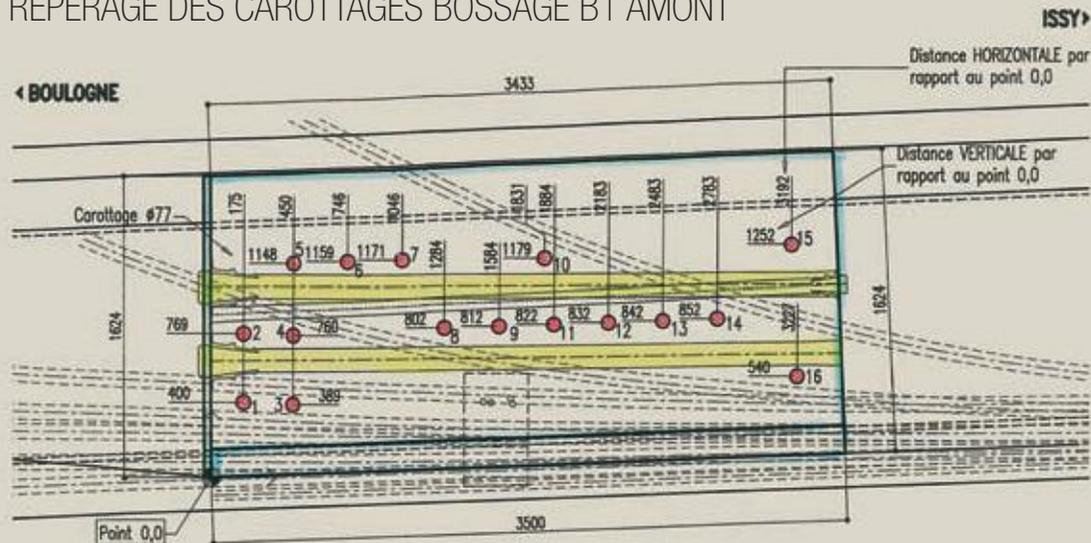
d'élasticité (16 à 18 unités Ø 50 mm par massif). Les massifs d'ancrage de câbles de renfort de la travée centrale sont coulés directement contre les entretoises sur pile. Cependant, ces entretoises n'ont pas été prises en compte dans le calcul de stabilité des massifs.

La conception du tracé des câbles a intégré l'efficacité mécanique, la simplicité d'exécution et la limitation des efforts parasites : en plan, câbles rectilignes sans aucune déviation, placés au plus près des âmes du caisson ; en élévation, déviations sur piles et dans trois déviateurs intermédiaires, dont deux en travée centrale, situés aux extrémités du nouveau gousset (photo 14). Le tracé du câblage présente la particularité de passer à l'intérieur du nouveau gousset sur une longueur de 25 m. Cela s'explique par la géométrie de l'ouvrage et la faible possibilité de déviation des câbles pour bénéficier d'un effet de soulagement du tablier (figures 15 et 16).

### RELEVAGE ET CHANGEMENT DES APPUIS SUR PILES

Compte tenu de l'état des appuis en élastomère existants sur piles et de l'opportunité de travaux importants sur l'ouvrage, le projet comprend le changement des appareils d'appui sur piles. Les nouveaux appareils d'appui ont les mêmes dimensions en plan, 1 200 x 1 000 mm, et une épaisseur de caoutchouc proche des appareils d'origine (105 mm contre 100 mm sur pile GB et 60 mm contre 40 mm sur pile PB) afin de ne pas modifier la rigidité ▷

## REPÉRAGE DES CAROTTAGES BOSSAGE B1 AMONT



18

relative des appuis pouvant entraîner une modification du point fixe et, par suite, du schéma statique de l'ouvrage (tableau 2). Par ailleurs, compte-tenu du faible espace disponible entre tête de pile Grand Bras et intrados du tablier (120 mm pour 105 mm, l'épaisseur de l'appareil d'appui), il était nécessaire de procéder à un relevage du tablier de 50 mm sur pile Grand Bras (de 20 mm sur pile Petit Bras) pour l'exécution d'un bossage inférieur de 1 300 x 1 100 d'épaisseur 27 mm et l'ajout d'une plaque d'acier inox de 1 250 x 1 050 x 5 en intrados du tablier.

### RÉALISATION DES TRAVAUX

À la suite d'un appel d'offres ouvert, le groupement d'entreprises Freyssinet France (mandataire)-Urbaine de travaux-POA a été retenu. Freyssinet réalise les travaux de précontrainte, de vérinage et changement des appareils d'appui, de renforcement par fibre de carbone, et le remplacement des joints de chaussée. Urbaine de travaux et POA se chargent de la réalisation des massifs d'ancrage, des travaux de réfection des superstructures de l'ouvrage et des estacades. La durée contractuelle des travaux était d'environ 13 mois, ce qui s'est avéré extrêmement tendu compte-tenu du phasage, de l'enchaînement des tâches pour chaque phase et de l'ensemble des contraintes. Le phasage général du chantier est intimement lié à la principale contrainte d'exécution, à savoir le maintien de la circulation automobile sur 2 x 2 voies pendant toute la durée des travaux (photo 17) :

- Réfection des superstructures sur la partie centrale du tablier (deux voies neutralisées) et poursuite des investigations complémentaires sur les câbles existants en temps masqué ;
- Neutralisation de deux voies de circulation et trottoir amont pour les travaux de structure dans le caisson amont et réfection des superstructures ;
- Neutralisation de deux voies de circulation et trottoir aval pour les travaux de structure dans le caisson aval et

réfection des superstructures.

Certaines phases particulières de travaux, comme le vérinage ou l'épreuve de chargement, ont été effectuées de nuit sous coupure totale de la circulation.

### PROJET D'EXÉCUTION

À l'exception de quelques adaptations et modifications de détail, le projet d'exécution, réalisé par SECOA, a reconduit l'ensemble des dispositions prévues à l'avant-projet. Les adaptations portent notamment sur les points suivants :

- La position des trappes d'accès au caisson amont depuis l'extrados du tablier. Pour le tablier aval, l'entreprise a renoncé à l'ouverture de nouvelles trappes en extrados, se contentant des accès existants, en intrados, aux deux extrémités de l'ouvrage ;
- Le positionnement et le nombre de barres courtes de clouage des massifs ;
- La suppression d'un câble éclisse longitudinal de 4T15S dans le gousset rapporté en travée centrale ;
- Le mode opératoire de vérinage.

### REPÉRAGE DES ACIERS PASSIFS ET ACTIFS

Des investigations permettant de préciser la position des câbles existants de précontrainte dans l'ouvrage étaient nécessaires dans la mesure où les travaux de renforcement prévoyaient de nombreux forages et ouvertures :

- Création de trappes d'accès dans les hourdis supérieurs, d'où nécessité de repérage des câbles de précontrainte transversale situés dans le hourdis supérieur (épaisseur 18 cm) ;
- Forages dans les âmes des caissons pour permettre la réalisation du clouage des massifs d'ancrage, d'où nécessité de repérer les câbles de précontrainte et les aciers passifs dans les âmes des caissons (épaisseur courante 45 cm) ;
- Forages dans le hourdis supérieur pour le bétonnage des massifs d'ancrage ;
- Forages de longueur 1,70 m dans les entretoises sur piles pour permettre le passage des câbles de précontrainte additionnelle.



22



23



24



25



26

22- Appareil de type GR50 utilisant une source légère de cobalt 60 pour les clichés de gammagraphie.

23 & 24- Hydrodépouillage des surfaces béton réalisé à 2 000 bars et commandé à distance. La démontrabilité de l'outil a permis de l'introduire dans les caissons par une trappe d'accès de 1,2 x 0,80 m.

25- Caisson aval, bossage B3 amont, densité de ferrailage 220 kg/m<sup>3</sup>.

26- La présence de réseaux constituait une forte contrainte à la mise en place des barres. Pendant le forage, le tuyau de gaz a été protégé par une plaque de contre-plaqué.

22- GR50 type device using a light cobalt 60 source for the gammagraphic films.

23 & 24- Hydro-cleaning of concrete surfaces performed at 2000 bar, remote-controlled. The tool, being dismantable, was able to be inserted in the box girders via a manhole measuring 1.2 x 0.80 m.

25- Downstream box girder, upstream anchor block B3, reinforcement density 220 kg/m<sup>3</sup>.

26- The presence of utilities was a major constraint for placing the bars. During drilling, the gas pipe was protected by a sheet of plywood.

## INSPECTIONS DÉTAILLÉES DEPUIS LA MISE EN SERVICE DE L'OUVRAGE

- 1986 : Laboratoire régional de l'est parisien (LREP)
- 1991 : société Assistance ouvrages d'art (AOA)
- 1996 : société AOA
- 2000 : société AOA
- 2005 : société ECERP

**27- Caisson amont, vue d'ensemble bossages B3 et B4.**

Les surlongueurs des barres et des câbles protégés à la cire pétrolière permettent leur remise en tension ou leur démontage éventuel.

**28- Trois à quatre barres courtes de chaque bossage sont équipées d'un peson permettant une lecture directe de la tension résiduelle en kN.**

**29- Forages Ø 162 mm, longueur 1,70 m, dans les entretoises sur piles en vue du passage des quatre câbles 19T15S à ancrer dans un massif B3 situé derrière l'entretoise.**

**27- Upstream box girder, general view of anchor blocks B3 and B4. The excess lengths of the bars and cables protected by paraffin wax allow them to be retensioned or dismantled where applicable.**

**28- Three to four short bars of each anchor block are provided with a scale permitting direct reading of the residual tension in kN.**

**29- Drill holes of dia. 162 mm, length 1.60 m, in the cross ties on piers in order to insert the four 19T15S cables to be anchored in a foundation block B3 located behind the cross tie.**



Le manque de documents de récolement sur le tablier aval de l'ouvrage ajoutait aux incertitudes habituellement rencontrées quant aux aléas de positionnement réel des armatures passives et actives. Il n'était pas envisageable d'endommager un câble de précontrainte et, dans la mesure du possible, il fallait éviter de couper les aciers passifs existants.

La situation de l'ouvrage au milieu d'immeubles de bureaux, de commerces et d'habitations, le franchissement de la Seine constituaient autant de restrictions à l'usage d'une source radioactive de gammagraphie, reconnue comme étant la solution la plus fiable de repérage des câbles.

De plus, les investigations ne pouvaient se réaliser que dans un délai limité pour s'intégrer dans le planning et en tenant compte de la disponibilité du matériel de gammagraphie. Le marché prévoyait l'emploi combiné des techniques de gammagraphie, de radar et de la reconnaissance par forage. La démarche a été la suivante :

→ Réalisation des plans d'exécution des massifs d'ancrage donnant une première implantation des barres courtes, compte tenu du tracé supposé des câbles existants selon les documents de récolement de l'ouvrage, du tracé des câbles additionnels projetés et d'une répartition des barres donnant un diagramme de pression, aussi uniforme que possible, à l'interface âme-bossage ; le tracé des câbles a été reporté sur le parement des âmes par des croix jaunes (figure 18) ;

→ Puis le radar a été utilisé pour une reconnaissance systématique des aciers actifs et passifs des zones concernées par les futurs forages (repères orange) ;

→ Les clichés gammagraphiques ont été utilisés de façon ponctuelle (repères par des croix noires) dans les zones les plus sensibles en vue d'affiner la reconnaissance par radar (la gammagraphie servait également à repérer d'éventuel problème de défaut de coulis ou d'autres défauts des câbles de précontrainte) ;

→ Enfin, des pré-forages à la mèche fine étaient réalisés pour s'assurer physiquement de l'absence de câble au droit du carottage (photos 19, 20 et 21).

Les reconnaissances par gammagraphie ont été réalisées à l'aide d'un appareil type GR 50 utilisant une source « légère » de cobalt 60 (photo 22). L'avantage majeur de l'utilisation de cet appareil est sa taille réduite, qui a permis de le déployer à l'intérieur des caissons depuis les trappes d'accès existantes en intrados côté Issy-les-Moulineaux. Les clichés ont pu être réalisés avec des mesures de radioprotection du public relativement légères, qui consistaient à neutraliser le trafic sur la voie adjacente au trottoir concerné et à dévier les piétons sur le trottoir opposé ; un avis d'alerte avait été envoyé à la batterie. Le résultat de l'ensemble des investigations et précautions a été probant : aucun câble de précontrainte n'a été endommagé. Dans quelques rares cas, la gaine métallique des câbles a été touchée.

### RÉALISATION DES BOSSAGES

La première opération après la réalisation des forages est la préparation de surface par décapage afin de donner à l'interface une rugosité suffisante. Cette opération a été réalisée par hydrodécapage, qui permet de traiter rapidement des surfaces importantes mais demande une grande rigueur d'utilisation en raison de sa puissance pouvant facilement dénuder les aciers passifs (photos 23 et 24).

Une autre difficulté de la réalisation des massifs résulte d'un ferrailage très dense (dépassant les 200 kg/m<sup>3</sup>), avec des aciers de gros diamètres (jusqu'à 32 mm) nécessitant un façonnage en atelier et sans possibilité d'adaptation sur site, d'où la nécessité de disposer d'un relevé géométrique très précis (photo 25).

Compte-tenu de la densité de ferrailage et de la difficulté de vibration du béton, l'emploi d'un béton auto-plaçant a été retenu pour la réalisation des bossages. Les opérations de bétonnage ont été effectuées sans incident majeur, et la résistance caractéristique requise de 40 MPa a souvent été obtenue à sept jours. Le système de précontrainte Freyssibar a été utilisé pour le clouage des bossages. Il repose sur l'emploi de barres de précontrainte laminées à chaud à partir d'acier allié à haute résistance, puis écrouies par laminage à froid. Ces barres disposent d'un filetage avec un pas fin. ▷

Le pont d'Issy représente la première utilisation d'ampleur de Freyssibar en France. 288 barres de diamètre 50 mm et 16 barres de diamètre 36 mm ont été employées (photos 26 et 27).

En plus des trois mises en tension successives, le marché stipulait une reprise de la tension à sept jours et l'équipement d'environ 10 % des barres à l'aide de pesons permettant une lecture directe de la tension résiduelle dans les barres (photo 28). Le suivi de la tension montre que la tension résiduelle après pertes instantanées est en général (5 % en moyenne) supérieure aux valeurs calculées, ce qui signifie que les pertes instantanées dues au recul d'ancrage sont légèrement surestimées.

### PRÉCONTRAINTÉ

Conformément au cahier de charges, le système utilisé est une précontrainte extérieure repesable, ajustable et remplaçable sans dommage pour le conduit. Les câbles sont constitués de torons T15S de diamètre nominal 15,7 mm et classe résistance 1860 MPa conformes à la norme prEN10138-3. Il s'agit de torons clairs placés dans des gaines PEHD injectées à la cire pétrolière après mise en tension.

La précontrainte mise en œuvre est le système C de Freyssinet, bénéficiant de l'agrément technique européen. Les ancrages employés sont de type A'D, démontables. Des surlongueurs allant jusqu'à 2 mètres ont été laissées sur les câbles afin de permettre une intervention éventuelle sur leur tension.

Le passage sur piles des câbles a été réalisé grâce aux forages de diamètre 162 mm et de longueur 1,70 m

à travers les entretoises existantes (photo 29).

En raison du phasage général du chantier lié aux contraintes d'exploitation, la précontrainte additionnelle a été réalisée en deux phases :

→ Tablier amont, mise en place des câbles et mise en tension à 10 % de la tension finale ;

→ Tablier aval, mise en place des câbles ;

→ Mise en tension simultanée des câbles des deux caissons jusqu'à la valeur finale : câbles longs tendus à 0,60 Frq ; câbles de travée centrale tendus à 0,75 Frq ;

→ Injection à la cire pétrolière de l'ensemble des câbles. Le tablier amont n'étant plus accessible à partir de l'extrados, les tuyaux d'injection ont été passés du tablier aval au tablier amont par des forages Ø 122 mm dans les âmes des caissons.

### RENFORCEMENT PAR TFC

Le renforcement par tissu en fibre de carbone type Foreva TFC, constitué de bandes de 300 mm de largeur et 0,48 mm d'épaisseur (reprenant un effort de traction de 45 kN à l'ELS), a été utilisé à différents endroits :

→ Au droit des bossages, en intrados ou extrados, pour reprendre les efforts de diffusion ;

→ Au droit des déviateurs, pour reprendre les efforts complémentaires de traction dans le hourdis supérieur (photos 30 et 31) ;

→ Au droit des ouvertures provisoires dans le hourdis supérieur du tablier. Après fermeture des trémies, l'utilisation du TFC en guise de renforcement



30



31



32



33

**30- Renforcement par tissu en fibre de carbone de type TFC du hourdis supérieur vis-à-vis des efforts de diffusion des câbles additionnels. Des mèches scellées dans le béton (non visibles) permettent de reprendre la poussée au vide dans les angles.**

**31- L'implantation des bandes de TFC a été adaptée sur site en fonction des contraintes dues aux supports de ligne HT.**

**32- Vérins plats de dimensions inhabituelles : 810 x 890 mm (pression maximale 150 bars).**

**33- Interposition de cales métalliques en vue d'assurer le levage du tablier.**

**30- Carbon fibre fabric reinforcement of the top slab against the diffusion forces of the additional cables. Strands embedded in the concrete (not visible) can absorb the outward pressure in the corners.**

**31- The layout of the carbon fibre fabric strips was adapted on site according to the stresses due to the HV line supports.**

**32- Flat jacks of exceptional dimensions: 810 x 890 mm (maximum working pressure 150 bar).**

**33- Insertion of metallic spacers for deck lifting.**

## MONTANT DES TRAVAUX ET PRINCIPALES QUANTITÉS

Le montant des travaux est d'environ 3,5 millions d'euros HT et celui de l'opération à 4 millions HT. Les principales quantités mises en œuvre sont :

**BÉTON (AUTO-PLAÇANT) C 40/50 : 180 m<sup>3</sup>**

**ARMATURES HA (PASSIVES) : 30 000 kg**

**ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ ADDITIONNELLE : 50 000 kg**

**BARRES COURTES DE PRÉCONTRAINTÉ TYPE FREYSSIBAR (Ø 50 ET 32) : 7 800 kg**

**TISSU EN FIBRE DE CARBONE TYPE TFC (ÉP. 0,48 MM) : 1 000 m<sup>2</sup>**

**APPAREILS D'APPUI EN CAOUTCHOUC FRETÉ : 1 000 dm<sup>3</sup>**

**DÉPOSE ET POSE DE BORDURE HAUTE CHASSE-ROUE : 850 m**

**DÉPOSE ET POSE D'ÉTANCHÉITÉ : 7 000 m<sup>2</sup>**

**DÉPOSE ET POSE DE JOINT DE CHAUSSÉE ET DE TROTTOIR : 200 m**

**MISE EN ŒUVRE D'ENROBÉ : 1 500 tonnes**

**ASPHALTE SUR TROTTOIRS : 1 800 m<sup>2</sup>**

34- Après dégage- ment de l'ancien appa- reil d'appui, en fonc- tion de la qualité de surface de l'intrados, on juge de l'opportunité de la mise en place d'une plaque d'acier scellée à la résine. Ici, la plaque d'acier sera effectivement mise en place.



34

35- On note l'empilement de boîtes à sable, vérins plats, coussins de répartition et plaque de glissement en vue d'assurer les opérations de vérinage et dévérinage du tablier.



35

34- After removing the former support system, the advisability of installing a resin-embedded steel plate is assessed according to the surface quality of the intrados. In this case, the steel plate will indeed be installed.

35- Note the stack of sand-jacks, flat jacks, distribution cushions and slide plates for performing the deck jacking and jacking-down operations.

définitif du hourdis a été acceptée par le maître d'œuvre moyennant les précautions particulières suivantes : protection des TFC de la chaleur par la mise en œuvre d'une couche de mortier hydraulique d'épaisseur 20 mm (justifiée par un calcul) ; mise en place de sondes de température pour suivre la température à l'interface TFC-béton pendant la réalisation de l'étanchéité afin de vérifier qu'elle reste inférieure à 60° C. La température maximale atteinte a été de 57° C.

#### VÉRINAGE, RELEVAGE, REMPLACEMENT DES APPAREILS D'APPUI SUR PILES

Le vérinage sur piles était sans conteste la partie la plus délicate de l'opération. La difficulté provenait de la conjonction des facteurs suivants :

- Descente de charge très importante, environ 5 000 t par ligne d'appui ;
- Hauteur disponible limitée à 120 mm, d'où la nécessité d'utiliser des vérins plats de dimensions inhabituelles

(810 x 890 mm) qui ont fait l'objet d'une fabrication spéciale (photo 32) ;  
→ Manque de place en tête de pile pour positionner le calage provisoire, d'où la nécessité de placer les cales de relevage du tablier sur les appuis en élastomère existants (photo 33) ;

→ Nécessité d'assurer en permanence la stabilité longitudinale et transversale du tablier, d'où la mise en position de calage provisoire muni de plaque de glissement du tablier sur une seule des quatre piles à la fois ; sur les trois autres, le tablier reste sur appuis d'élastomère (photos 34 et 35) ;

→ Nécessité de restriction de la circulation sur le tablier placé en position calage (en raison de la résistance de l'entretoise sur piles), d'où nécessité de coordonner les opérations de changement d'appui avec le phasage global du chantier.

À ces difficultés inhérentes au projet s'en sont ajoutées d'autres liées aux aléas de chantier : fuite d'huile de certains vérins plats pendant les opérations de relevage ; irrégularité de surface de

l'intrados, corrigée par l'interposition de coussins spéciaux afin de mieux répartir la réaction d'appui sur la surface des vérins plats ; décompression des appuis en élastomère obtenue seulement après 7 mm de levage au lieu des 2 mm prévus par les calculs.

Notons également que les opérations de mise sur appuis définitifs ont été réalisées à l'aide de boîtes à sable disposées sous les vérins plats.

En fin de chantier, une pesée finale et une relaxation des nouveaux appareils d'appui ont été réalisées sans difficulté particulière.

#### CONCLUSION

Malgré un ensemble de contraintes et de difficultés tenant à la situation et aux fonctionnalités urbaines de l'ouvrage, les travaux se sont déroulés de manière maîtrisée, sans aucun incident majeur. Ce résultat a été obtenu grâce à la mobilisation de compétences et de moyens matériels conséquents pendant toutes les phases de travaux. □

## PRINCIPAUX INTERVENANTS

### MAÎTRE D'OUVRAGE :

Conseil général des Hauts-de-Seine (CG 92), direction voirie

### MAÎTRE D'ŒUVRE :

CG 92, unité grands travaux équipement de la voirie

### ASSISTANCE À LA MAÎTRISE D'ŒUVRE :

Ecerp (réfection des superstructures),  
Egis JMI (renforcement structurel de l'ouvrage)

### GROUPEMENT D'ENTREPRISES :

Freyssinet (mandataire), Urbaine de travaux, POA

### BUREAU D'ÉTUDES D'ENTREPRISE : Secoa

### CAMPAGNE DE GAMMAGRAPHIE :

CETE de Lyon (pour le compte du groupement)

### CONTRÔLE EXTÉRIEUR DES BÉTONS ET MISE EN ŒUVRE DES TFC : LREP

### INSTRUMENTATION ET SUIVI PENDANT LES TRAVAUX :

CETE de l'Est, LRPC de Nancy (pour le compte du maître d'ouvrage)

## ABSTRACT

### REHABILITATION OF ISSY BRIDGE

FARID SAÏFI, Egis JMI

Like most of the prestressed concrete bridges of its generation, the Issy Bridge over the Seine River, inaugurated in 1974, had insufficient longitudinal prestressing, since creep and thermal gradient phenomena were not taken into account in the design calculations. The owner therefore decided to rehabilitate the bridge by strengthening the superstructure with additional prestressing cables, in order to comply with the current French regulations (BPEL 91 - revised 1999) and ensure the durability of the structure. □

### REPARACIÓN DEL PUENTE DE ISSY

FARID SAÏFI, Egis JMI

El puente de Issy sobre el río Sena, puesto en servicio en 1974, se veía afectado por un déficit de pretensado longitudinal así como la mayor parte de los puentes de hormigón de esta generación, y ello debido a la no integración de los fenómenos de deformación y de gradiente térmico. La constructora contratante ha decidido proceder a los trabajos de reparación de la obra mediante incorporación de un pretensado longitudinal exterior al hormigón con objeto de su puesta en conformidad con la normativa vigente (BPEL 91, revisión 99) y garantizar así su perennidad. □

# LE PONT AVAL À BONNEVILLE

AUTEURS : BERTRAND LOUPPE, CHEF DE PROJET, EGIS JMI -  
CHRISTELLE REPIQUET, DIRECTRICE DES SERVICES TECHNIQUES DE LA COMMUNAUTÉ DE COMMUNES FAUCIGNY-GLIÈRES

**LE PROJET D'UN FRANCHISSEMENT AVAL DE L'ARVE DANS LA COMMUNE DE BONNEVILLE EN HAUTE-SAVOIE A ÉTÉ LANCÉ PAR LA COMMUNAUTÉ DE COMMUNES DE FAUCIGNY-GLIÈRES POUR LIMITER L'ENGORGEMENT DE L'ITINÉRAIRE ACTUEL TRAVERSANT LA RIVIÈRE ET LE CENTRE VILLE.**

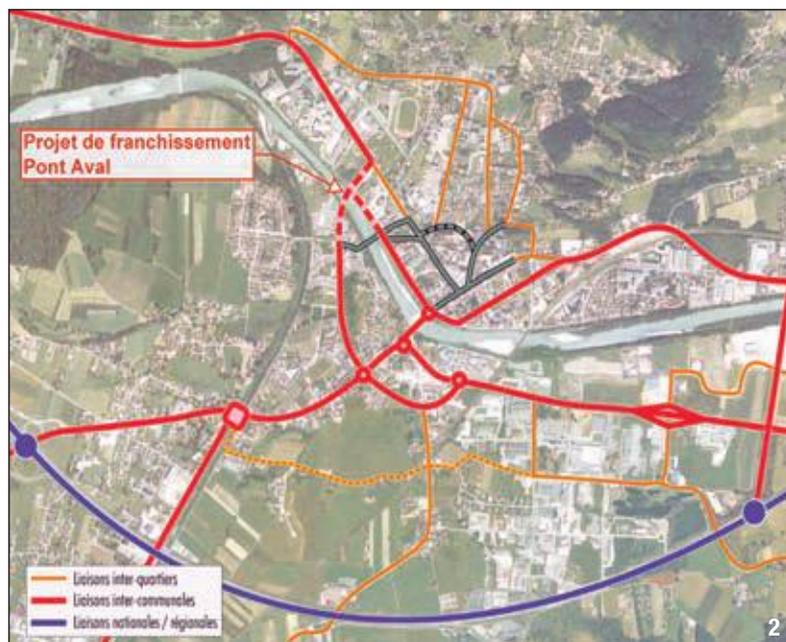
**L'OUVRAGE, RETENU À L'ISSUE DU CONCOURS ARCHITECTURAL ET DE MAÎTRISE D'ŒUVRE REMPORTÉ PAR LE GROUPEMENT EGIS JMI / AOA / PAYSAGE PLUS, EST UN PONT HAUBANÉ DISSYMMÉTRIQUE D'UNE PORTÉE D'ENVIRON 75 MÈTRES.**

## POINT DE VUE DU MAÎTRE D'OUVRAGE, PRÉSENTATION DE L'OPÉRATION

La commune de Bonneville est une ville de 12 000 habitants, sous-préfecture de la Haute-Savoie. Forte de son dynamisme économique et démographique, Bonneville connaît depuis plusieurs années des problèmes de circulation sur l'axe qui relie la RN 203 en provenance de La Roche-sur-Foron au centre-ville. De même, le centre-ville de la commune traversé par la RN 205, reliant Genève à Chamonix, est fortement perturbé par un trafic routier important.

En 2004, la ville de Bonneville a procédé à l'élaboration d'un Plan de Déplacement Urbain (PDU) qui a abouti à un plan d'actions à court, moyen et long terme.

Le PDU visait à améliorer la fluidité de la circulation automobile, favoriser les modes de transport doux et ainsi redonner de la qualité aux espaces urbains. Afin de privilégier les espaces réservés aux piétons dans l'hyper centre, il préconisait le passage du flux de circulation de transit à l'ouest de Bonneville et la création d'une nouvelle traversée de l'Arve, complétant ainsi le dispositif d'évitement du centre avec le pont réalisé en amont du centre ville, par le Conseil Général, pour un meilleur maillage du réseau viarie (figure 2). Un franchissement de la rivière a donc été projeté en aval du pont de l'Europe existant. La réalisation de cet ouvrage



## CALENDRIER DES TRAVAUX

- Les travaux ont commencé début janvier 2008.
- Durée contractuelle des travaux : 18 mois.
- Mise en service de l'ouvrage prévue à fin mars 2010.

2- Extrait du Plan de Déplacement Urbain (PDU).

2- Excerpt from the Urban Transport Plan («PDU»).

n'a pas pour vocation de créer un itinéraire de délestage massif de la RN 205 ni un boulevard urbain à forte densité de trafic. Le pont permettra en revanche d'offrir un choix d'itinéraires aux usagers, notamment à ceux qui effectuent des déplacements depuis ou en direction du centre-ville.

Ce nouveau pont, s'il fait passer une circulation de transit, est aussi une liaison entre quartiers résidentiels urbains, avec en rive droite la création d'un quartier d'habitation et en rive gauche un quartier à dominante sociale, générant un fort passage de piétons. Une étude de faisabilité a permis de déterminer la

typologie du pont parmi les solutions possibles : pont classique sur poutres, pont suspendu, pont à haubans.

Le choix s'est orienté vers cette dernière solution afin de limiter l'épaisseur du tablier et échapper ainsi au niveau de la crue centennale de l'Arve. Ce type d'ouvrage a été choisi pour son caractère architectural et urbain fort, afin qu'il devienne un élément marquant de l'identité de la ville.

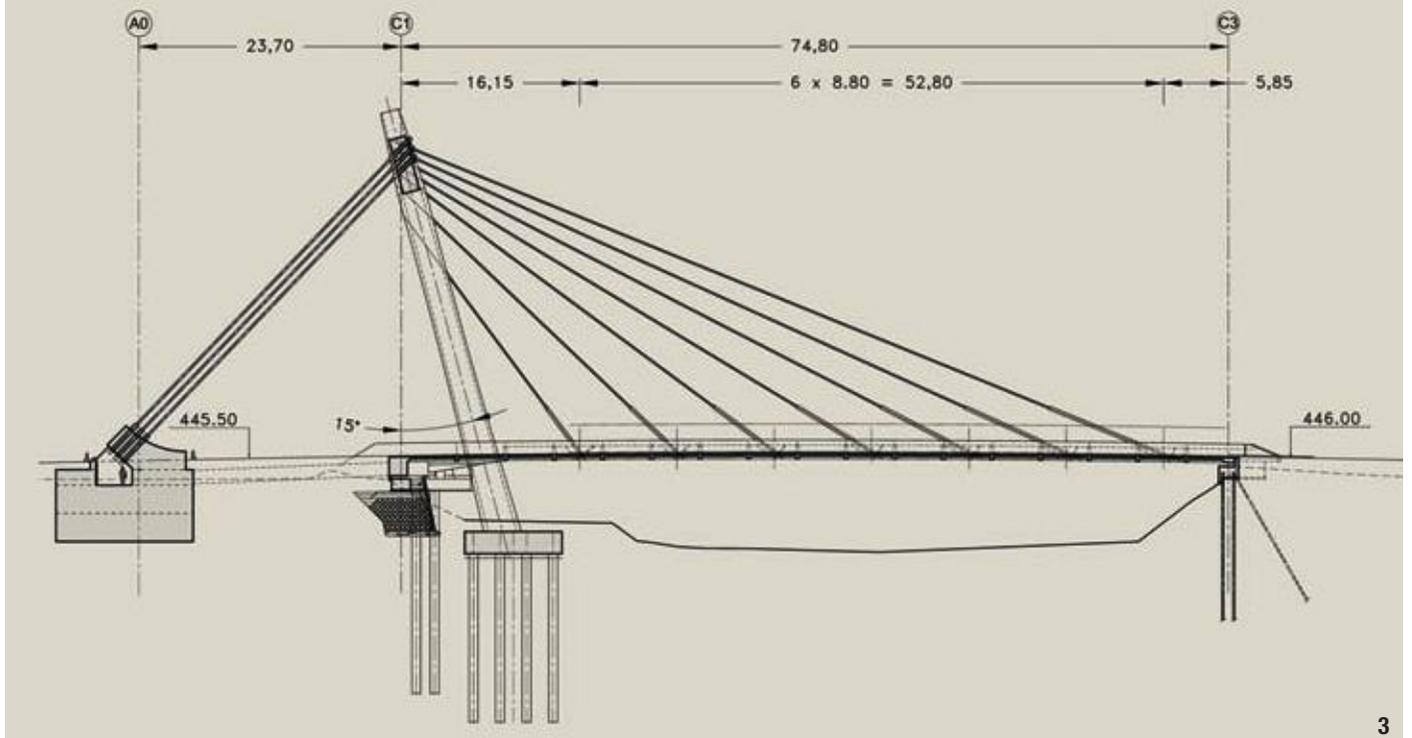
Dans cette optique, la communauté de communes de Faucigny-Glières a lancé un concours architectural et de maîtrise d'œuvre. Trois candidats ont été retenus pour ce concours et c'est

finalement le projet du groupement Egis JMI / AOA / Paysage Plus qui a eu la préférence du jury.

La liaison ainsi créée entre l'avenue de Genève et l'avenue des Glières sera in fine rétrocédée au Conseil Général, en contrepartie la traversée du centre ville et le pont de l'Europe appartenant actuellement au réseau du Conseil Général seront cédés à la ville de Bonneville.

Le Conseil Général finance l'ouvrage d'art à hauteur de 50 % du montant des travaux, le reste du financement et la maîtrise d'ouvrage sont assumés par la Communauté de Communes. ▶

## COUPE LONGITUDINALE



3

## LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE

### LE CONTEXTE ET LES CONTRAINTES DU SITE

#### Topographie - Environnement

Le paysage de la basse vallée de l'Arve peut s'écrire comme typique d'une vallée glaciaire à fond plat où les versants boisés et vite abrupts s'opposent au fond de vallée urbanisé.

Ce fond de vallée, du fait de la présence d'un cours d'eau à tempérament torrentiel, et malgré la maîtrise humaine qui en a été faite, a préservé une vallée alluviale plus ou moins large et sinueuse, résistant à l'anthropisation des lieux.

L'occupation du site se caractérise par la présence de la Maison d'Arrêt en rive gauche et de terrains à urbaniser en rive droite.

Au droit de l'axe du projet le niveau de la berge se situe en rive droite approximativement à la cote de la crue centennale (445,85 NGF) ; en rive gauche un merlon rehausse ponctuellement l'endiguement pour atteindre cette cote, le niveau des voiries à l'arrière de ce merlon est donc en dessous de celui de la crue centennale.

#### Géotechnique

Bonneville prend place dans la vallée alluviale de l'Arve, en bordure de ce cours d'eau. Le contexte géologique est fluvio-glaciaire, avec une alternance de

plages de dépôts fins et d'horizons plus grossiers sablo-graveleux. L'ensemble s'appuie sur les moraines situées à grande profondeur.

Les caractéristiques mécaniques des terrains au droit du projet sont médiocres. Les sols sont de type sablo-limoneux et saturés en eau avec des valeurs de pression limite de l'ordre de 1MPa ; ces caractéristiques varient peu avec l'augmentation de la profondeur.

La campagne de sondages n'a pas permis de reconnaître le substratum situé à grande profondeur.

#### Hydraulique

L'ouvrage est situé dans une zone où le lit est régulier et caractéristique des rivières torrentielles endiguées.

Les débits caractéristiques de la rivière sont :

→ Débit de crue quinquennale : 492 m<sup>3</sup>/s,

→ Débit de crue centennale : 799 m<sup>3</sup>/s.

Le régime de l'Arve est caractérisé par de hautes eaux de mai à juin et un risque de montée brusque des eaux.

#### Sismicité

La zone concernée par le franchissement est située en secteur de sismicité 1b au sens de l'arrêt du 15 septembre 1995 relatif à la classification et aux règles de conception parasismique.

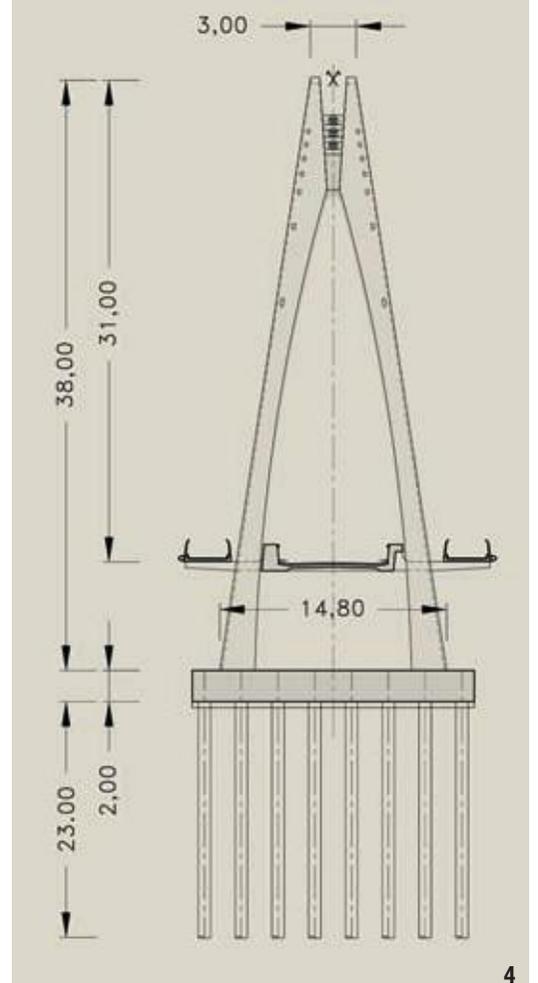
L'accélération nominale prise en compte pour les calculs vaut 1,5 m/s<sup>2</sup>.

Compte tenu du contexte géotechnique (granulométrie, compacité, teneur en

3- Coupe  
longitudinale.  
4- Élévation  
transversale.

3- Longitudinal  
section.  
4- Transverse  
elevation.

## ÉLÉVATION TRANSVERSALE



4

eau) le risque de liquéfaction des sols a été évalué par des essais spécifiques pour être finalement écarté.

## LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE – DESCRIPTION

Compte tenu des contraintes altimétriques liées au niveau de la crue centennale augmenté d'une garde de 1 mètre ainsi que qu'au niveau des berges, seul un ouvrage avec structure porteuse dite « par dessus » est envisageable. Le tablier doit être suffisamment mince

pour permettre de raccorder l'ouvrage à la rive gauche sans créer des pentes inacceptables et sans déplacer l'accès adjacent à la Maison d'Arrêt. Côté rive droite la hauteur des remblais doit être limitée pour réduire la nuisance sur les futurs immeubles à construire.

Les élus de la Communauté de Communes Faucigny-Glières, sur la base des conclusions de l'étude de faisabilité, ont donc clairement indiqué leur volonté de voir réaliser un pont haubané à portée dissymétrique avec un pylône

implanté sur la rive gauche dans le lit moyen de l'Arve.

### Description générale

L'ouvrage est un pont haubané dissymétrique en béton précontraint d'une longueur de 75 mètres environ.

Le pylône incliné à 15° par rapport à la verticale a une forme de V inversé ; le tablier traverse ce pylône sans y prendre appui.

Le tablier est soutenu dans sa partie courante par 7 paires de haubans espacés de 8,80 mètres, à l'approche

de la culée en rive gauche, le tablier qui n'est pas haubané s'épaissit pour franchir une longueur d'environ 16 mètres entre la ligne d'appui et la première paire de haubans (figure 3).

Les deux nappes de 7 haubans qui portent le tablier sont équilibrées à l'arrière du pylône par une nappe unique de trois haubans axiaux.

Ces trois haubans sont ancrés dans un massif contrepoids enterré qui occupe le centre du carrefour giratoire situé devant la Maison d'arrêt.

La composante horizontale qui comprime la section du tablier chemine jusqu'aux deux butons enterrés, encastés dans le massif.

Le tablier présente une section transversale qui sépare les circulations routières et douces (piétonnes et cycles). En plan, le tracé de l'ouvrage rectiligne, est biais par rapport à la rivière (angle de 116.7 Gr).

Les trottoirs latéraux, écartés du tablier routier par l'intermédiaire de consoles, ondulent sur la longueur du franchissement (figures 4 et 5).

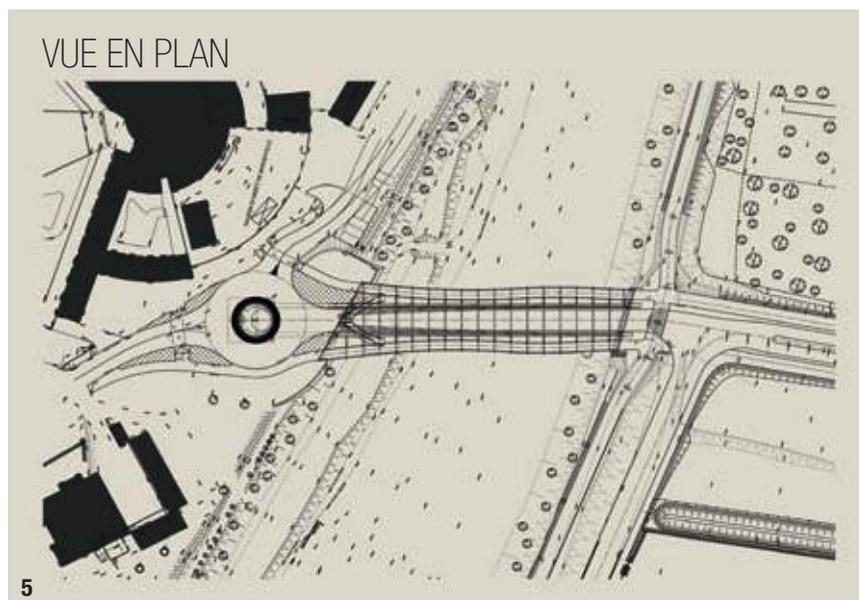
Tous les composants structurels de l'ouvrage (à l'exception des câbles de haubanage et de précontrainte) sont en béton.

### Fondations

Le pylône et les culées reposent sur des fondations profondes.

Le massif contrepoids est une semelle semi profonde calée 7 mètres environ sous le niveau circulé du giratoire.

Le pylône est porté par 32 pieux forés à la tarière creuse de 80 centimètres de diamètre, ils ont une longueur de 23 mètres. La culée C1 est portée par 4 pieux forés de même diamètre et de 15 mètres de long. Ils sont prolongés par des poteaux de dimension égale et entourés d'une gaine formée par des buses en béton armé.



5

5- Vue en plan.

6- Sections transversales du pylône.

7- Vue 3D de la tête de pylône.

8- Vue 3D du massif d'ancrage.

5- Plan view.

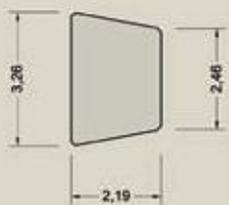
6- Cross sections of the tower.

7- 3D view of the tower top.

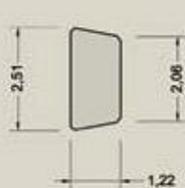
8- 3D view of the anchoring foundation.

## SECTIONS TRANSVERSALES DU PYLÔNE

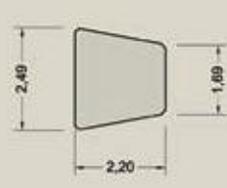
Section en pied de pylône



Section à mi-hauteur



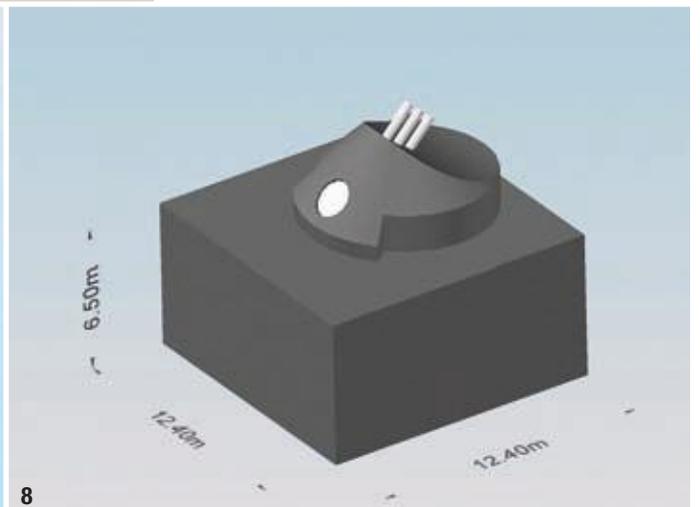
Section au droit de la jonction des 2 jambes



6



7



8

Le vide laissé entre ces poteaux et les buses permet d'annuler la poussée des terrains en tête.

La culée C3 était elle aussi initialement projetée sur des pieux identiques à ceux supportant le pylône.

Elle a finalement été fondée sur une série de 17 micropieux car des enrochements disséminés, incompatibles avec la méthode de réalisation prévue, ont été mis en évidence par une campagne de reconnaissance en cours de travaux.

Les pieux et micropieux sont connectés aux structures par l'intermédiaire de semelles de fondation épaisses.

#### **Pylône**

Le pylône en V inversé est constitué de deux jambes en forme de trapèze, de hauteur et de largeur variables (figure 6).

En tête du pylône, les deux jambes sont reliées par une entretoise en béton

pour former un bloc monolithique dans lequel viennent s'ancrer les 3 haubans de retenue (figure 7).

Le pylône est incliné à 15° vers l'arrière suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage. Ce choix de conception confère à l'ouvrage une allure dynamique.

#### **Culées et massif d'ancrage**

Les culées sont constituées chacune de chevêtres rectangulaires coiffant les pieux ou micropieux.

Les butons sont formés de deux poutres carrées de 1,2 mètre de côté, encastées à l'about du tablier dans le prolongement de ses poutres principales, et dans le haut du massif d'ancrage.

Le massif contrepoids a la forme d'une boîte de 12,40 x 12,40 mètres de surface pour 7 mètres de hauteur. Ce massif est évidé localement afin de créer une chambre d'accès aux ancrages des haubans de retenue.

La partie émergente du massif est

dotée d'une géométrie travaillée qui permet de diminuer l'impact visuel du volume nécessaire à sa fonction structurelle (figure 8).

#### **Tablier (figure 9)**

Le tablier est constitué d'une dalle nervurée transversalement tous les 2,20 mètres et de deux poutres porteuses latérales en béton.

La section en forme de U du tablier permet de réduire la hauteur entre le niveau circulé et l'intrados de l'ouvrage, répondant ainsi aux contraintes du site relatives au niveau de la crue centennale et au niveau des berges.

Elle assure par ailleurs une double fonction de protection acoustique et de dispositif de protection pour les véhicules qui l'empruntent.

Les circulations piétonnes et cyclistes sont déportées vers l'extérieur des poutres principales du tablier, d'une distance variant entre 0,85 et 2,75 mètres.

**9- Coupe transversale.**

**10- Terrassement semelle pylône.**

**11- Coffrage massif.**

**12- Coffrage pylône.**

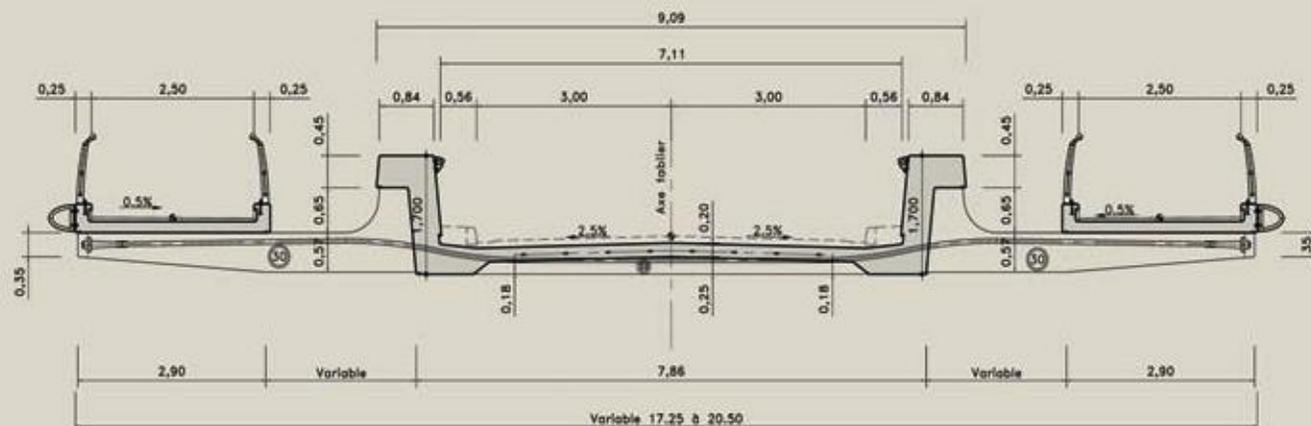
**9- Cross section.**

**10- Earthworks for the tower foundation slab.**

**11- Foundation formwork.**

**12- Diagram of tower formwork.**

### COUPE TRANSVERSALE



9



10



11

Elles sont supportées tous les 4,40 mètres par des consoles en béton précontraint alignées avec les nervures transversales de la dalle du tablier routier. Le hourdis de la dalle a une épaisseur constante de 20 centimètres.

Les nervures latérales d'une hauteur totale de 1,70 mètre (soit 1,15 mètre au-dessus de l'axe de la chaussée routière) sont constituées d'une âme de 0,45 mètre d'épaisseur et d'une table supérieure de 0,9 x 0,45 mètre.

Au droit de la culée en rive gauche, le tablier est raidi par une retombée qui augmente localement la hauteur totale des nervures, compensant ainsi l'absence de haubanage.

#### **Haubans**

L'ouvrage comporte deux nappes de 7 haubans de suspension et une nappe de 3 haubans de retenue, tous sont en acier galvanisé classe 1860 MPa (système VSL).

Les sections varient, pour les nappes de suspension de 2 x 14 T15S pour le hauban le plus court à 2 x 21 T15S.

La nappe de retenue est composée de 3 x 55 T15S.

Ces haubans sont constitués de torons galvanisés, gainés, cirés, enveloppés dans une gaine générale en PEHD non injectée.

Les haubans sont protégés en partie basse par des tubes en acier jusqu'à une hauteur d'environ 1,50 mètres pour empêcher l'endommagement des gaines par vandalisme.

La gaine est de couleur claire pour limiter les écarts de température entre les haubans et l'ouvrage par beau temps.

Avant de pénétrer dans l'ancrage, les torons passent dans un guide déviateur qui limite les sollicitations de flexion susceptibles de les endommager par fatigue. Les haubans sont tendus par l'extrémité basse.

« **LA SECTION EN FORME DE «U» DU TABLIER PERMET DE RÉDUIRE LA HAUTEUR ENTRE LE NIVEAU CIRCULÉ ET L'INTRADOS DE L'OUVRAGE, RÉPONDANT AINSI AUX CONTRAINTES DU SITE »**»

Les ancrages bas sont munis d'un écrou de réglage permettant de retendre les haubans sans intervenir sur les torons.

#### **Précontrainte**

La précontrainte transversale du tablier est constituée de câbles 7 à 11T15S ondulant dans les nervures.

Les câbles sont ancrés à l'about des consoles supportant les passerelles et cheminant dans les nervures du hourdis du tablier.

Une précontrainte longitudinale est logée dans le hourdis pour compenser les effets de la flexion locale, elle est constituée 8 câbles d'unités 4 T15S avec ancrages plats (système VSL).

Toutes les gaines sont injectées au coulis de ciment.

#### **Bétons**

L'ouvrage est soumis au gel et aux sels de déverglaçage.

Les parties exposées sont donc constituées de bétons prévus pour une classe d'exposition XC4, XF4.

Le tablier et le pylône sont en béton de classe de résistance C60/75.

Les appuis sont en béton de classe de résistance C40/50.

Les pieux sont en béton de classe de résistance C30/37.

Les risques de réaction sulfatique interne (RSI) ont été évalués par le calcul pour les pièces les plus massives.

Un contrôle de la température a été opéré au cours de la prise du béton.

#### **Équipements**

Le revêtement de chaussée est constitué d'une chape d'étanchéité de 3 centimètres d'épaisseur de type FPA et d'une couche de roulement de 8 centimètres d'épaisseur.

Pour protéger les poutres porteuses contre les chocs de véhicules, une bordure de type T1 délimite un trottoir de secours de 60 centimètres de large.

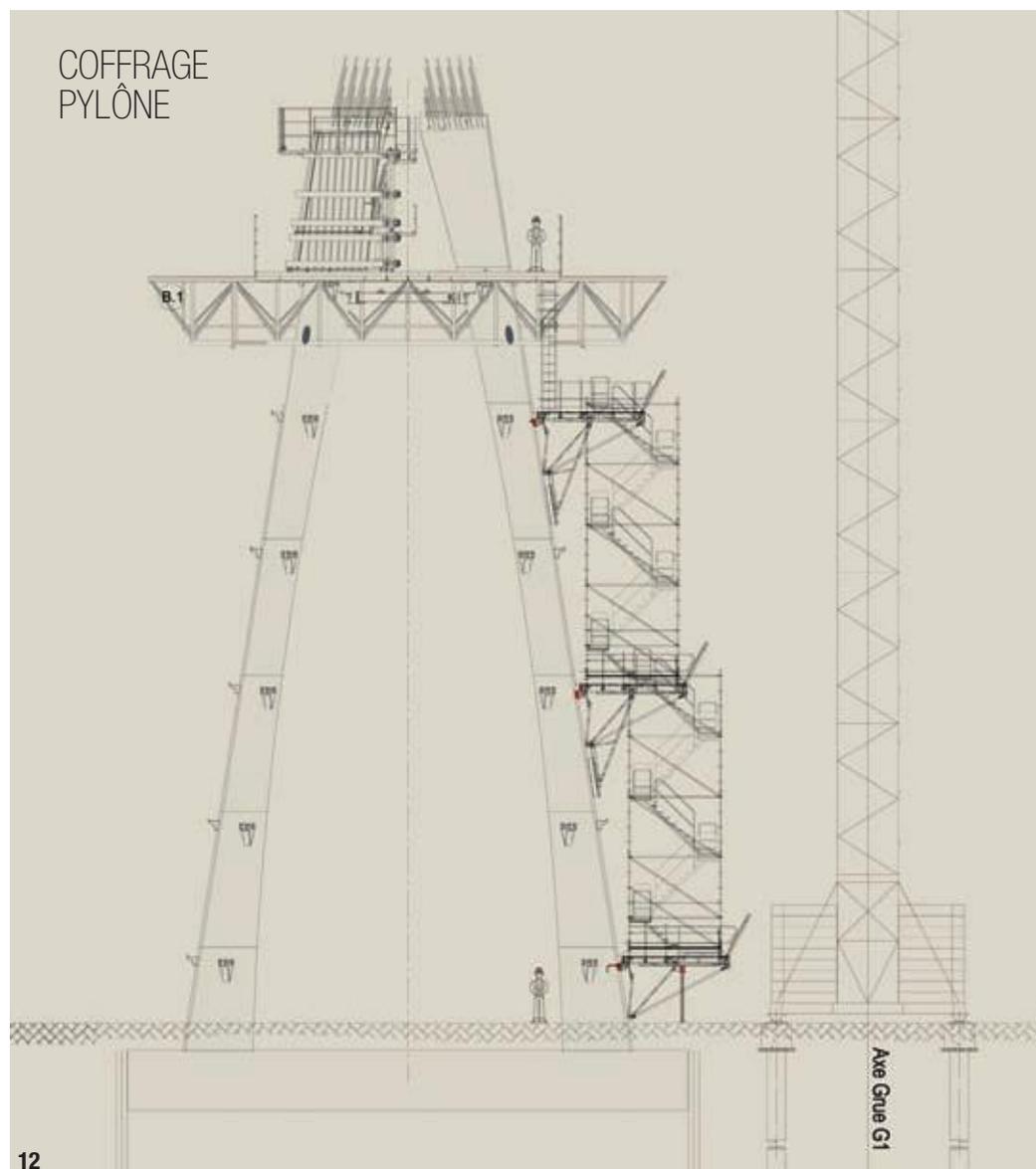
Ces trottoirs abritent des réseaux secs. Les passerelles piétons et cycles sont équipées de garde-corps architecturaux de 1,20 mètre de hauteur.

La couche de roulement de couleur sable est un enrobé à liant végétal de type Végécol d'une épaisseur moyenne de 4 centimètres.

L'ouvrage est doté d'un dispositif d'éclairage fonctionnel de la chaussée, logé dans un capotage continu en tête des poutres principales.

Les lisses des garde-corps extérieurs des passerelles sont équipées de barreaux de LED.

Le haubanage et le pylône bénéficieront d'un éclairage de mise en valeur par spots équipés de filtres colorés.





13

## LES TRAVAUX

### LES CONTRAINTES DU SITE

L'ouvrage étant situé en zone urbaine, la surface disponible pour les installations de chantier est limitée. L'entreprise a fait le choix de s'installer pour partie dans le lit moyen de l'Arve qui peut être soumis à des inondations ponctuelles ; une procédure de suivi du niveau de la rivière associée à des niveaux d'alerte a été mise en œuvre. La grue a été installée sur quatre pieux forés à la tarière creuse et son fût est protégé des éventuels chocs d'embâcles par un rideau de palplanches.

La proximité de la Maison d'arrêt de Bonneville ne permettait pas pour d'évidentes raisons de sécurité le survol de son enceinte par la flèche de la grue. De ce fait, une grue de type GTMR a été installée sur la rive opposée pour réaliser les derniers plots du tablier.

La base vie du chantier a été installée à quelques centaines de mètres du site de construction de l'ouvrage.

### LES MÉTHODES DE CONSTRUCTION

#### *La semelle du pylône et le massif d'ancrage*

La semelle du pylône et la partie enterrée du massif contreponds ont été réalisées à l'abri de batardeaux de palplanches battus et laissés en place. Le niveau de terrassement étant situé sous celui de la nappe, les fouilles ont été asséchées par pompage.

Le terrassement de la semelle du pylône a été fait après la mise en œuvre

des pieux, ce qui a rendu la tâche difficile compte tenu du faible espacement disponible entre eux et de la présence d'eau (figure 10). La partie émergée du massif d'ancrage à la géométrie complexe a été réalisée à l'aide de vau en bois maintenus en place par des banquettes traditionnelles (figure 11).

#### *Le pylône*

Le pylône a été construit par levées de 4,50 mètres, sans appui provisoire pour le soutenir longitudinalement.

La difficulté a donc consisté à maîtriser la géométrie au cours de sa construction. La déformée calculée du pylône étant soumise aux incertitudes habituelles liées aux caractéristiques du béton et à leur évolution, la méthode a consisté à bâtir les levées de pylône successives, chacune tangente à la levée précédente. La position de la tête du coffrage a donc été implantée relativement à la

position mesurée du pylône au cours de sa construction et non à une position théorique issue du calcul.

Aucune contreflèche n'a été introduite, c'est-à-dire que le pylône à la fin de sa construction avait la déformée correspondante à la flexion engendrée par son inclinaison.

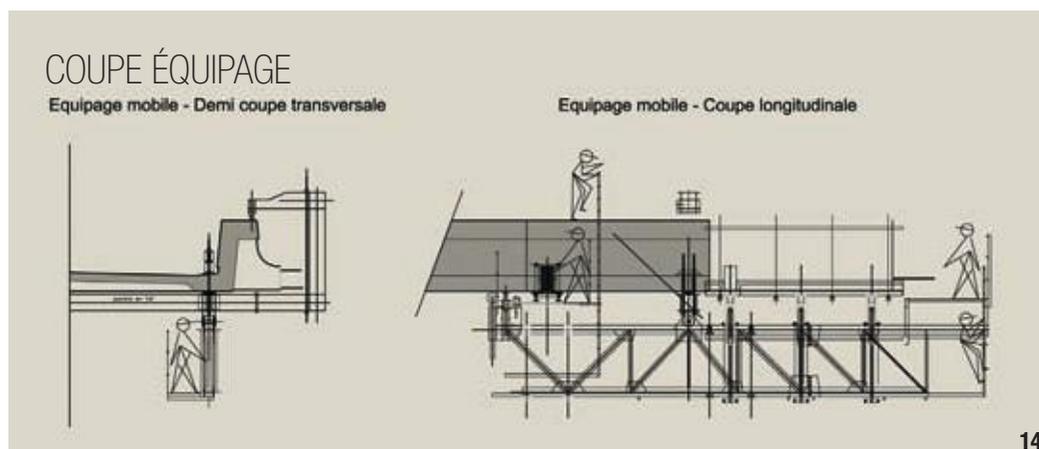
De la même manière, pour s'affranchir des incertitudes sur les propriétés du béton et de l'introduction d'une contreflèche, le pylône a été équipé de 2 butons transversaux provisoires, comme c'est souvent l'usage, pour maintenir l'écart entre les 2 jambes. Ces butons étaient actifs pour compenser la déformée due au poids propre accumulée au cours de la construction des levées inférieures et obtenir ainsi la distance correcte entre les 2 jambes avant le bétonnage de la tête du pylône (figure 1).

**13- Équipage en place.**

**14- Coupe équipage.**

**13- Rig in position.**

**14- Rig diagram.**



14

Compte tenu de la géométrie du projet, l'entreprise a fait fabriquer deux coffrages semi-grimpants prenant appui sur une passerelle, elle-même supportée par le pylône. Les 3 faces planes ont été coffrées par des panneaux réglables en métal. La face intérieure des jambes, dont la courbe en élévation forme un arc de cercle, a été coffrée avec des panneaux en bois fabriqués sur mesure pour chacune des levées (figure 12).

#### Le tablier

La partie à hauteur variable du tablier, jusqu'à l'ancrage de la première paire de haubans, a été réalisée sur un cintre prenant appui dans le lit moyen de la rivière.

De la même manière que pour le pylône et pour s'affranchir des incertitudes liées à la maturation du béton, mais aussi des effets de la température affectant la position verticale du tablier, celui-ci a été construit à plans tangents.

Un équipage mobile permettant la réalisation en encorbellement de plots de 4,40 mètres de long a été conçu et fabriqué en usine. En position de bétonnage cet outil prend appui sur l'extrados des nervures du plot précédemment réalisé par l'intermédiaire d'une poutre en C et de poutres treillis située sous le niveau du tablier.

Une articulation située au droit de la poutre en C et une contre butée réglable à l'arrière permettent l'orientation de la tangente du plateau coffrant.

Des vérins pousseurs lui permettent de s'avancer pour la réalisation des voussoirs suivants.

Le réglage de la position de l'équipage se fait relativement au profil mesuré

des plots qui précèdent. Un système de réglage muni d'un laser et d'une mire fixée à l'about de l'équipage a été mis en œuvre permettant un positionnement millimétrique de l'about du plateau coffrant. Après la réalisation de 2 voussoirs une paire de haubans a été mise en œuvre (figures 13 et 14).

Les consoles en encorbellement supportant les dalles des passerelles ont été bétonnées en deuxième phase à l'arrière de l'équipage, lorsque celui-ci était en position pour la réalisation du plot suivant.

Les dalles des passerelles ont été préfabriquées en usine.

#### Le haubanage –

##### Installation et mise en tension

Comme décrit succinctement ci-avant, la chronologie de mise en œuvre des haubans est la suivante.

La longueur de tablier de 8,80 mètres entre chaque paire de haubans est réalisée en 2 voussoirs de 4,40 mètres.

Un hauban de retenue est mis en œuvre après que 2 paires de haubans aient été tendues, soit après la réalisation de 17,60 mètres de tablier.

Cette chronologie permet de ne pas solliciter de manière excessive le pylône ou le tablier pendant la construction en encorbellement.

La mise en tension des haubans se fait en 2 phases, la première pendant la construction du tablier en encorbellement, la deuxième pour le réglage final après la mise en œuvre des superstructures. La première phase comporte 2 étapes, une étape opérée au vérin monotoron pour mettre en œuvre les armatures et corriger une éventuelle dispersion des efforts entre elles.

L'effort dans le hauban à l'issue de cette première étape vaut environ 15 % de l'effort garanti à la rupture.

Une deuxième étape de tension au vérin

multi-torons pour tendre les haubans à l'effort théorique de calcul correspondant à chacune des phases et amener ainsi le tablier au niveau escompté. □

## CHIFFRES CLÉS

**COÛT DES TRAVAUX : 5.7 M€ H.T. (valeur octobre 2007)**

PRINCIPALES QUANTITÉS

**BÉTON DU PYLÔNE : 300 m<sup>3</sup>**

**BÉTON DU TABLIER : 450 m<sup>3</sup>**

**ARMATURES POUR BÉTON ARMÉ : 240 tonnes**

**ARMATURES POUR PRÉCONTRAÎTE : 4.5 tonnes**

**ARMATURES POUR HAUBANAGE : 24 tonnes**

**SOUTÈNEMENT TERRE ARMÉE : 300 mètres carrés**

## INTERVENANTS

### MAÎTRISE D'OUVRAGE :

Communauté de Communes de Faucigny-Glières

### MAÎTRISE D'ŒUVRE :

Groupement Egis JMI (mandataire) / AOA / PaysagePlus

### ENTREPRISES :

- Groupement DV Construction (mandataire) / Spie Fondations / VSL France / Perrier TP

- Bureau d'études d'exécution : Tonello-IC

### Sous traitants :

- Géonove (soutènement terre armée)
- DFC battage (batardeaux de palplanches)
- NPA (pose armatures)
- Cofex (micropieux)
- Ersem (équipage mobile tablier)
- Mills (échafaudages)
- Floriot (préfabrication dalles)
- Colas (enrobés)
- SMAC (étanchéité)
- Cholas (aménagement paysagers)

## ABSTRACT

### THE DOWNSTREAM BRIDGE AT BONNEVILLE

B. LOUPPE, EGIS JMI - C. REPIQUET, COMMUNAUTÉ DE COMMUNES FAUCIGNY-GLIÈRES

The project for a downstream crossing of the Arve River in the district of Bonneville in the Haute-Savoie region was initiated by the local authority «Communauté de Communes de Faucigny-Glières» to limit congestion on the current route crossing the river and passing through the town centre. The structure, selected on the basis of the architectural design and project management competitive tender won by the Egis JMI/ AOA/Paysage Plus consortium, is an asymmetric cable-stayed bridge with a span length of about 75 metres.

The tower, about 40 metres high, is inclined, giving the structure its dynamic, streamlined form. Due to site constraints, and in particular the level of the hundred-year return flood, the deck had to be designed as a U-shaped section to reduce, insofar as possible, the level of the connection to the banks. For increased user comfort, pedestrian and cyclist traffic has been separated from road traffic by means of cantilevered beams; this design also enhances frontage residents' perception of the structure. Construction work began in January 2008 and commissioning is scheduled for the end of March 2010. □

### EL PUENTE AGUAS ABAJO EN BONNEVILLE

B. LOUPPE, EGIS JMI - C. REPIQUET, COMMUNAUTÉ DE COMMUNES FAUCIGNY-GLIÈRES

El proyecto de un franqueo ubicado aguas abajo del río Arve en el municipio de Bonneville en el departamento de Haute-Savoie se ha iniciado por la Mancomunidad de Municipios de Faucigny-Glières para limitar la congestión del itinerario actual que atraviesa el río y el centro de la ciudad. La obra, seleccionada una vez finalizado el concurso arquitectónico y de dirección de proyectos adjudicado a la agrupación Egis JMI / AOA / Paysage Plus, corresponde a un puente atirantado disimétrico de una luz de aproximadamente 75 metros. La torre, de unos 40 metros de altura, está inclinado, lo que confiere a la obra su estilo dinámico y elanzado. Los imperativos del emplazamiento y, fundamentalmente, debido al nivel de la inundación centenaria han precisado el diseño de una sección de tablero en forma de U para reducir en lo posible el nivel de enlace con las riberas. Para incrementar el confort de los usuarios, las circulaciones para bicicletas se han separado del tráfico viario por medio de vigas en ménsula; dicho concepto permite por otra parte afinar la percepción de la obra por parte del vecindario. Los trabajos de realización dieron comienzo en enero de 2008 y la puesta en servicio se vislumbra para finales de marzo de 2010. □

# LE PONT LÉOPOLD-SÉDAR-SENGHOR À NANTES

AUTEURS : MICHEL THOMANN, INGÉNIEUR, RESPONSABLE DE PROJET POUR ZWAHLEN & MAYR - PIERRE COLIN, RESPONSABLE DES TRAVAUX ET MANDATAIRE DU GROUPEMENT, QUILLE - ALEXANDRE LAINE, INGÉNIEUR TRAVAUX, QUILLE - ÉMILIE COLIBERT, INGÉNIEUR À LA DIRECTION TECHNIQUE DE L'ENTREPRISE QUILLE - VINCENT LEFEBVRE, INGÉNIEUR MÉTHODES À LA DIRECTION TECHNIQUE DE L'ENTREPRISE QUILLE - MARC MIMRAM, INGÉNIEUR ENPC, ARCHITECTE DPLG.

ASSISTÉ DE : ARNAUD DELUGEARD, INGÉNIEUR, CHEF DE PROJET, MARC MIMRAM INGÉNIEURIE- FABIEN MAUDUIT, ARCHITECTE DPLG, CHEF DE PROJET, MARC MIMRAM ARCHITECTE



LE NOUVEL OUVRAGE D'ART DU FRANCHISSEMENT DE LA LOIRE SUR LE BRAS DU PIRMIL EST UN PONT EN ARCS MÉTALLIQUES À TABLIER MIXTE ACIER-BÉTON DE 298 MÈTRES DE LONGUEUR ET DE 16 MÈTRES DE LARGEUR. REPOSANT SUR 5 PILES DANS LE FLEUVE, LA STRUCTURE EST COMPOSÉE D'ARCS ABAISSÉS ENTRE LES PILES. OUVRAGE URBAIN, IL LAISSE LA PART BELLE AUX CIRCULATIONS PIÉTONNES ET CYCLISTES. 3 MOIS DE PRÉPARATION ET 21 MOIS DE TRAVAUX ASSOCIANT LES TECHNIQUES DES OUVRAGES D'ART ET DES TRAVAUX FLUVIAUX MARITIMES SONT NÉCESSAIRES POUR LA CONSTRUCTION DU 13<sup>e</sup> PONT SUR LA LOIRE À NANTES.



© MARC MIMFAM

2



3

- 1- L'ouvrage terminé.
- 2- Vue d'artiste de l'ouvrage.
- 3- Intégration urbaine.

- 1- The completed structure.
- 2- Artist's view of the bridge.
- 3- Urban integration.

**PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE**

*Un ouvrage ancré dans la géographie*

Les bras de la Loire définissent autour de l'île de Nantes des paysages fortement contrastés. Ici, contrairement au bras de la Madeleine, c'est la rive de l'île de Nantes qui présente le caractère

le plus urbanisé. S'installer en urbanité, c'est avant tout trouver ses marques sur les rives et rejoindre le réseau viaire de la manière la plus simple possible. C'est aussi trouver un rythme d'appuis en rivière qui limite les portées tout en offrant la plus grande transparence au-dessus du fleuve.

*S'inscrire en urbanité dans le réseau viaire*

Il s'agit ici d'un ouvrage de desserte locale dont l'implantation ne se prolonge ni au Nord par la traversée directe sur le Boulevard Millerand, ni au Sud par le carrefour de la rue Croix Sourdeau et la traversée de Saint-Sébastien sur Loire.

L'ouvrage sera bordé par des ronds points franchissables qui régulent le flux automobile et permettent de maintenir, tant sur le quai Dumont D'Urville que sur le Boulevard des Pas Enchantés, la continuité du traitement piétonnier et celui des pistes cyclables. Cette double attention à l'implantation de l'ouvrage ▷

dans le fleuve et son ancrage, simple et régulier, sur le réseau viare sont autant de conditions de son inscription urbaine et géographique.

La composition du tablier s'organise autour d'une partie centrale réservée à la circulation automobile, de pistes cyclables revêtues d'enrobé et de trottoirs en platelage bois. Ainsi par un travail soigné, sur la distinction des flux, sur la protection des piétons et leur confort, les passerelles semblent accueillir les voitures au centre de l'ouvrage pour valoriser le rapport du piéton et des cyclistes avec la magnifique géographie du fleuve. Ici, les géométries affinées rejoignent la spécificité de cet ouvrage : Une passerelle urbaine accessible aux véhicules.

**La légèreté d'une structure ouverte sur l'horizon**

Nous proposons ici d'implanter cinq appuis en rivière et deux sur les rives pour permettre d'affiner la structure au-dessus des berges.

En disposant ainsi les appuis sur une portée croissante vers le centre de la Loire, il est possible d'accroître le mouvement du galbe des arches tout en limitant la courbure générale du tablier qui s'élève pour respecter le gabarit de navigation.

Les caissons à inertie variable permettent d'obtenir un affinement à la clé des arcs qui tend la structure pour la voir s'épanouir au cœur de la portée en

4- Perspective de l'ouvrage.

5- Perspective de la sous face de l'ouvrage.

6- Élévation longitudinale de l'ouvrage.

7- Coupe sur l'ouvrage indiquant les différentes largeurs de voies.

4- Perspective view of the bridge.

5- Perspective view of the underside of the bridge.

6- Longitudinal elevation view of the bridge.

7- Cross section of the bridge showing the various lane widths.



4



5

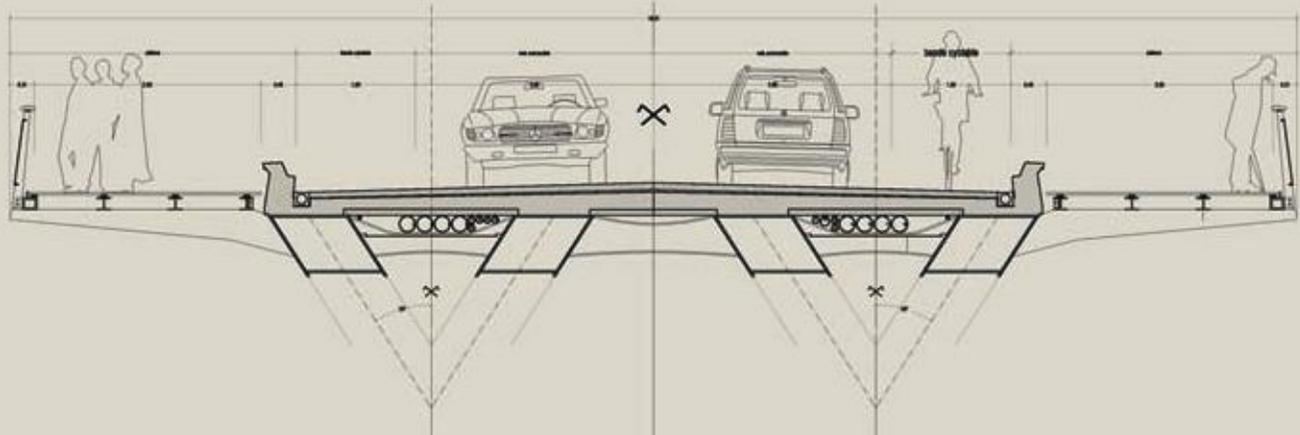
© MARC MIRRAM

ÉLÉVATION LONGITUDINALE DE L'OUVRAGE



6

COUPE SUR L'OUVRAGE INDIQUANT LES DIFFÉRENTES LARGEURS DE VOIES



7



9

- 8- Estacade, épis et palées provisoires.
- 9- L'estacade et les ouvrages provisoires.
- 10- Guide de battage des estacades.
- 11- Estacade en construction.

- 8- Breakwater, groynes and temporary bents.
- 9- The breakwater and temporary structures.
- 10- Breakwater pile driving guide.
- 11- Breakwater undergoing construction.

se dédoublant et se concentrer sur les piles en s'éléguissant. Ainsi au-dessus de chaque pile et selon une progression géométrique, la structure ouvre de larges fenêtres sur l'horizon en offrant une grande transparence.

Sur les tympans au droit des piles, l'ouverture de la structure est raidie par une « peau tendue » comme entre le pouce et l'index d'une main, qui permet de réduire la portée tout en offrant un ordre constructif de la structure.

L'ouvrage s'affine, se transforme continûment pour offrir légèreté et transparence au gré des portées et des concentrations de contrainte dans la structure.

#### DESCRIPTION GÉNÉRALE DE L'OUVRAGE

Le nouvel ouvrage d'art du franchissement de la Loire sur le bras du Pirmil est un pont en arcs métalliques à tablier mixte acier-béton de 298 mètres de longueur. Reposant sur 5 piles en rivière et sur deux culées sur les rives, la structure est composée d'arcs abaissés entre les piles, et de demi-arcs entre les premières piles et les culées.

Les portées sont :

- Travée 1 (C0 / P1) : 24,50 m
- Travée 2 (P1 / P2) : 55,00 m
- Travée 3 (P2 / P3) : 70,00 m
- Travée 4 (P3 / P4) : 70,00 m
- Travée 5 (P4 / P5) : 55,00 m
- Travée 6 (P5 / C6) : 24,50 m.

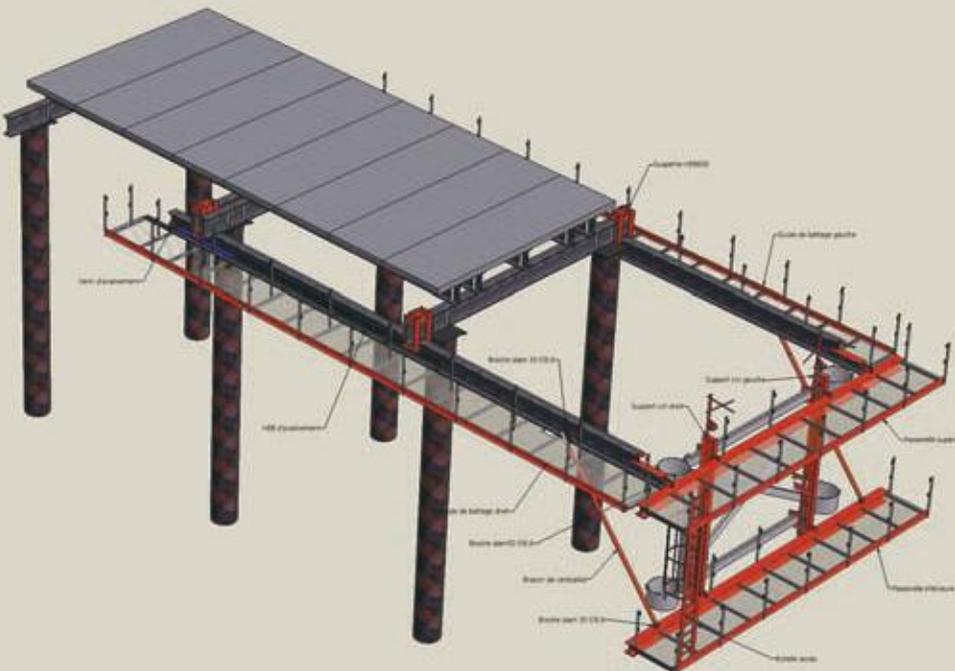


### ESTACADE, ÉPIS ET PALÉES PROVISOIRES



8

### GUIDE DE BATTAGE DES ESTACADES



10

### L'ESTACADE EN CHIFFRES

- 260 m de longueur
- 7,50 m de largeur
- Travées de 8,50 m de longueur
- 460 m³ de béton
- 640 tonnes de tubes
- 600 tonnes de profilés métalliques
- Cadence de réalisation : 1 travée par jour



11

Le tablier repose sur des appareils d'appui à pots. Le point fixe de l'ouvrage se situe au niveau de la pile P3.

Chaque travée est composée de deux jeux de deux arcs en « V » reliés entre eux sur les piles.

Cette structure est placée sous la chaussée, les passages piétons étant déportés en encorbellement.

Le tablier suit une courbe variable, pente droite à 4 % sur les travées 1 et 6, courbe suivant un arc de cercle de 3 275 mètres de rayon pour les travées 2 et 5, courbe suivant un arc de cercle de 2 192 mètres de rayon pour les travées 3 et 4.

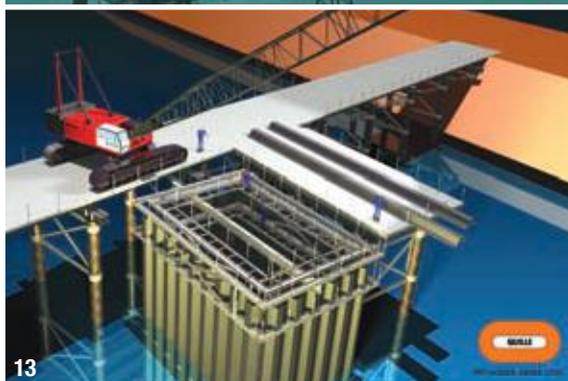
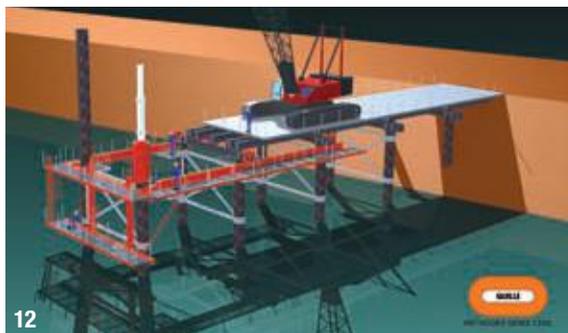
La chaussée est composée de 2 voies automobiles de 3 mètres chacune symétriques par rapport à l'axe transversal de l'ouvrage, et d'une bande cyclable de 1,50 mètre de part et d'autre des voies routières. À chaque extrémité de la chaussée, des trottoirs de 3 mètres de large en encorbellement accueillent les piétons.

La chaussée comporte un devers de 2,5 % de l'axe de la chaussée vers l'extérieur de celle-ci. Une bordure béton type T4 surhaussée sépare la chaussée des trottoirs.

### LES MÉTHODES DE CONSTRUCTION ET OUVRAGES PROVISOIRES

Le marnage de 5 mètres constaté sur la Loire au niveau du chantier et l'absence de fond sur la rive sud ont conduit le groupement d'entreprises à travailler par voie terrestre pour construire l'ouvrage. C'est la raison pour laquelle deux estacades provisoires situées à côté du pont définitif ont été construites sur le fleuve. Elles sont utiles aussi bien pour la réalisation des fondations et des piles que pour le montage de la charpente puis la réalisation du tablier en béton. Comme illustré sur la figure 8, une passe navigable d'au minimum 30 mètres est maintenue pendant la durée des travaux. Un alternat par feux télécommandables est mis en place lorsque la largeur du chenal entre les deux estacades est réduite.

Huit palées provisoires situées approximativement au quart et aux trois-quarts de chaque travée ont été construites pour supporter les tronçons de charpente avant soudage. Elles sont constituées de quatre tubes en acier battus en Loire contreventés et surmontés d'une plateforme de travail et d'appuis permettant de réceptionner les pièces de la charpente. Afin d'assurer le réglage des éléments métalliques, les têtes de palées sont équipées de vérins.



#### 260 m d'estacades provisoires au milieu du fleuve

Les estacades sont conçues pour supporter une grue treillis de 130 tonnes ainsi que les grues télescopiques de 250 tonnes nécessaires à la pose des éléments de charpente métallique. Elles sont construites à l'aide d'un guide de battage.

Cet outil présenté sur la figure 10 se déplace à l'aide de deux vérins horizontaux et glisse sur des supports fixés aux sablières de l'estacade.

Il apporte entre autres, deux avantages majeurs ; la grue est libre pendant le déplacement du guide et la sécurité des compagnons est renforcée.

La cadence de réalisation de l'estacade a été d'une travée par jour.

Comme représenté sur la figure 12, les tubes métalliques sont vibrofoncés et battus jusqu'à obtenir la capacité portante requise.

Les profilés métalliques HEB 600 et 650 sont installés sur les tubes et l'ensemble équipé des dalles en béton armé.

12- Phasage de construction de l'estacade.

13- Construction des batardeaux de palplanches.

14- Terrassement dans les batardeaux.

15- Axonométrie d'une pile et coupe en travers des fondations.

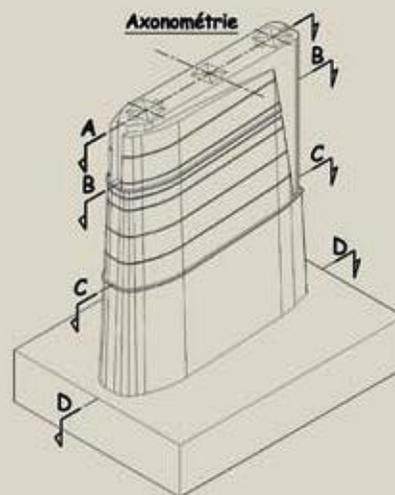
12- Breakwater construction scheduling.

13- Construction of sheet piling cofferdams.

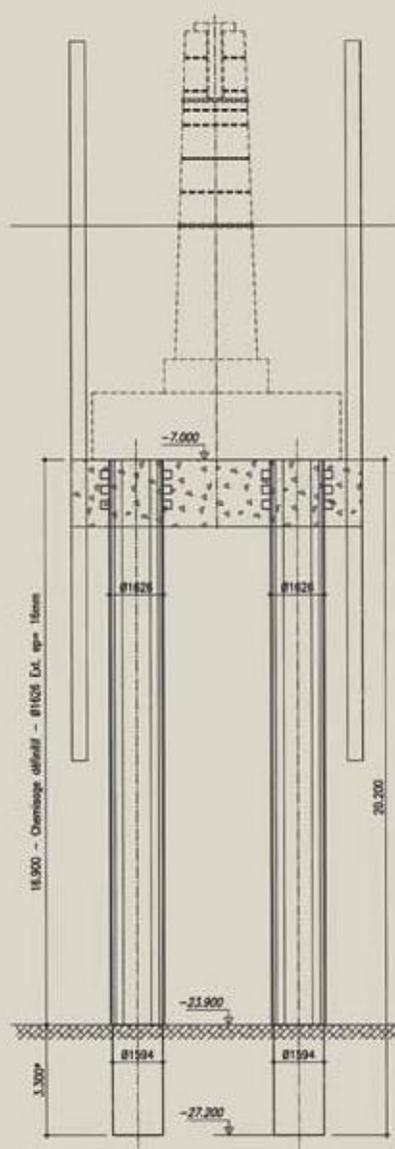
14- Earthworks in the cofferdams.

15- Axonometry of a pier and cross section of the foundations.

### AXONOMÉTRIE D'UNE PILE



### COUPE EN TRAVERS DES FONDATIONS





16a



16b



16c



16d

### **Batardeaux de palplanches**

Les piles sont construites depuis l'estacade dans des batardeaux de palplanches (module AZ28 et AZ37) ancrés de 10,00 mètres dans les alluvions de la Loire (figure 13). Un guide spécifique de 34 tonnes a été utilisé pour assurer leur mise en œuvre avec des tolérances adéquates.

Pendant les phases de terrassement à la pelle caméléon, de réalisation des pieux et de coulage du bouchon de béton, les batardeaux de palplanches

**16a à 16d-  
Réalisation  
des piles  
en Loire.**

**16a à 16d-  
Construction  
of piers in  
the Loire.**

sont maintenus en équilibre hydrostatique. Après ces trois opérations, les batardeaux sont butonnés et mis à sec pour la construction de la pile au milieu du fleuve.

### **LES APPUIS**

#### **Fondations et piles**

Cinq des sept appuis de l'ouvrage sont fondés sur des fondations profondes constituées de pieux forés tubés ancrés dans le substratum rocheux (figure 15). Six pieux de 1 000 millimètres de

diamètre et de 27 mètres de longueur sont nécessaires pour fonder la culée C0. Chacun des pieux est ancré de 1,30 mètre dans le rocher.

Afin de reprendre le choc d'un bateau de classe Europe de 1 500 tonnes, les 4 piles P1 à P4 sont fondées sur 4 pieux de diamètres 1 600 millimètres d'environ 20 mètres de longueur ancrés dans le rocher d'au moins 3,00 mètres.

En s'approchant de la rive sud côté Saint Sébastien sur Loire, le substratum remonte jusqu'à affleurer à proximité des berges.

Cette configuration de terrain a permis de fonder la pile P5 et la culée C6 du pont sur semelles superficielles directement sur le rocher. La pile P5 a été réalisée à l'abri d'un batardeau en terre construit pendant la période d'étiage dans le lit de la Loire.

Les piles sont réalisées en béton C35/45 de ciment CEM III assurant une excellente résistance aux agressions chimiques et offrant la teinte très claire souhaitée. Leur structure est pleine pour une hauteur maximale de 12 mètres. Elles sont dimensionnées pour recevoir deux appareils d'appui à pot et une bêche. Cette dernière, en cas de choc de bateau sur le tablier, assure la transmission des efforts à la pile (photos 16a à 16d).

#### **Les culées**

Les culées sont creuses et intègrent la chambre de tirage des réseaux en sous face de l'ouvrage. Les parties vues sont réalisées avec le même béton que celui utilisé pour les piles. Elles reçoivent les 4 appareils d'appui à pot anti-soulèvement nécessaires à la reprise des efforts du tablier.

#### **Choix techniques de l'entreprise**

Afin d'assurer un parement sans bullage des faces avant des culées, l'entreprise a opté pour la réalisation de coques préfabriquées coulées à plat.

Le coffrage des piles a été choisi en bois recouvert de peinture polyuréthane, solution la plus adaptée au nombre de réemplois et assurant un parement fermé de qualité.

### **LA CHARPENTE MÉTALLIQUE**

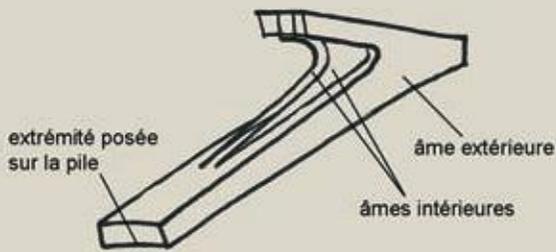
#### **Généralités**

Les tôles sont en acier S355K2 + N ( $t \leq 30$  mm) ou S355N ( $30$  mm  $< t < 80$  mm). Les éléments porteurs principaux sont quatre poutres reconstituées soudées en caisson de hauteur variable. Leur particularité est due aux âmes qui constituent des surfaces gauches (inclinaison variable le long de l'axe de l'ouvrage).



17 18

**PALMES SUR LA PILE P2  
METTANT EN ÉVIDENCE LES ÂMES INTÉRIEURES**



19a



19b

Une autre particularité provient de la conception des palmes situées au point de jonction entre les bracons et les caissons formant l'extrados de la charpente (figure 19a et photo 19b). Ces palmes possèdent deux âmes intérieures – portant localement à quatre le nombre total d'âmes par caisson – qui permettent la transmission des efforts de la semelle supérieure du bracon à la semelle inférieure du tirant.

Les entretoises sont des poutres en I dont les semelles sont cintrées.

Les consoles supportant les trottoirs sont des caissons de hauteur et de largeur variable. Les trois premiers longerons du trottoir, soudés sur les consoles, sont constitués de HEA160. Le quatrième longeron – situé le plus à l'extrémité des consoles – est un caisson reconstitué-soudé de 150 mm de côté. Ce caisson permet l'encastrement des montants du garde-corps.

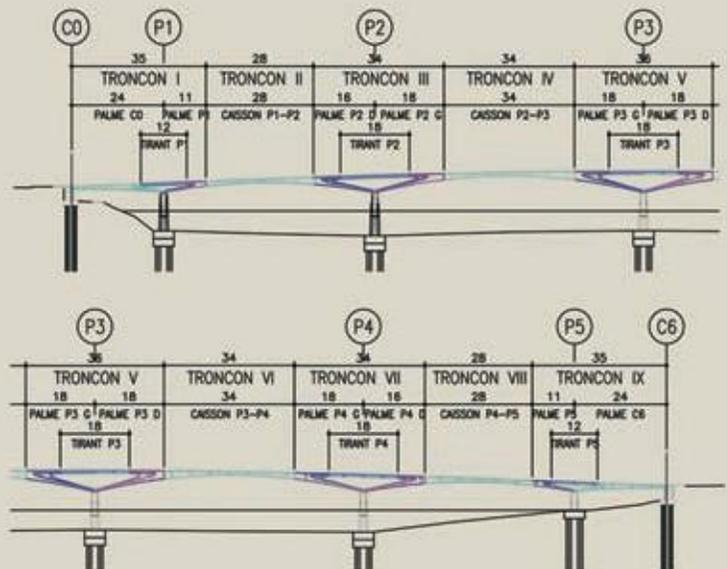
**Fabrication en atelier**

Le découpage de l'ouvrage pour la fabrication en atelier et le transport est illustré à la figure 20. Les poutres principales sont divisées en caissons

- 17- Coques préfabriquées des culées.
- 18- Parement clair des piles.
- 19a et b- Palmes sur la pile P2, mettant en évidence les âmes intérieures.
- 20- Découpage de la charpente en atelier pour le transport et le montage.

- 17- Prefabricated shells of the abutments.
- 18- Light-coloured facing of the piers.
- 19a et b- "Palms" on pier P2, highlighting the internal webs.
- 20- Cutting out the frame in the workshop for transport and assembly.

**DÉCOUPAGE DE LA CHARPENTE EN ATELIER POUR LE TRANSPORT ET LE MONTAGE**



20



**21- Palme en cours d'assemblage et de soudage en atelier (les âmes extérieures ne sont pas encore assemblées, la pièce est couchée).**

**22- Phasage de montage de la charpente métallique, phases 1, 4 et 9.**

**21- "Palm" undergoing assembly and welding in the workshop (the external webs are not yet assembled, the part is placed down).**

**22- Scheduling of steel structure assembly, phases 1, 4 and 9.**

La protection anticorrosion doit satisfaire aux exigences d'une classe C4, à cause des reflux d'eau saumâtre par les marées. La teinte de finition est un oxyde de fer micacé proche d'un RAL 9006. Le système est composé d'un primaire et d'un intermédiaire appliqués en atelier. La finition est un polyuréthane appliqué sur le chantier en raison des multiples joints soudés.

### LE TABLIER EN BÉTON

Le tablier est en béton C35/45. Il est constitué de trois prédalles en béton armé de 5 mètres de longueur et de 10 centimètres d'épaisseur, qui reposent sur les caissons de la charpente métallique (figure 24). Les prédalles sont collaborantes dans le sens transversal. Elles sont complétées par un hourdis en béton coulé en place qui est connecté à la charpente métallique au niveau des caissons par l'intermédiaire de goujons NELSON. Le tablier présente une épaisseur structurelle moyenne de 25 centimètres.

Les bordures latérales architecturées en zone courante sont spécifiques au niveau des passages piétons et des candélabres. Dix bordures « bancs » disposées sur la longueur de l'ouvrage permettent aux piétons de profiter des paysages de la Loire.

Les prédalles du tablier ont été préfabriquées sur le chantier avec un béton présentant une résistance à la compression de 15 MPa à 16 heures afin d'assurer le cycle de fabrication adéquat. Elles ont été décoffrées à l'aide d'un palonnier 6 points pour réduire la flexion lors du décoffrage.

Le phasage de réalisation du tablier débute par la mise en place provisoire des supports de réseaux sur les caissons de la charpente. Les tubes en PEHD sont ensuite disposés sur les supports et emmanchés d'une longueur dépendante de la température. Les prédalles sont posées sur les caissons et les supports de réseaux fixés à celle-ci par l'intermédiaire de tiges filetées (photos 1, 25a et 25b).

Les bordures latérales ont également été préfabriquées sur le chantier.

Afin d'offrir un parement côté trottoirs sans bulles, elles ont été bétonnées à plat. Une fois la pose des pièces préfabriquées achevée, on procède à la mise en place des armatures de béton armé du hourdis.

Le bétonnage final est ensuite réalisé à la pompe depuis les estacades par pianotage afin de limiter les contraintes dans le hourdis induites par la phase de construction.

## PHASAGE DE MONTAGE DE LA CHARPENTE MÉTALLIQUE

**PHASE 1 - TRONÇON C0-P1 - FÉVRIER 2009**



**PHASE 4 - TRONÇON C6-P5 - MAI 2009. ON OBSERVE SUR LA GAUCHE DE LA FIGURE QUE LES PHASES 1 À 3 SONT TERMINÉES DU CÔTÉ DE LA CULÉE C0.**



**PHASE 9 - CLAVAGE P2-P3 - AOÛT 2009. LES PHASES À 4 À 8 ONT ÉTÉ ACHEVÉES DEPUIS LE CÔTÉ DE LA CULÉE C6**



22

de travée, de palmes et de tirants. La longueur de ces éléments s'échelonne de 11 à 34 mètres et leur poids de 11 à 41 tonnes, ce qui les rend transportables par camion.

Les palmes sont les éléments les plus complexes de l'ouvrage, de par leur poids et leur taille, mais surtout à cause de leur géométrie. Le fort raidissage des palmes doit croiser les âmes intérieures dans un enchevêtrement complexe à assembler et à souder (figure 21).

### Méthodes de construction

Le montage a été schématiquement subdivisé en 9 phases de 30 mètres environ (figure 22). Les phases 1 à 3

ont été menées depuis l'estacade située du côté de la culée C0. À partir de la phase 4, le chantier a été alimenté par l'estacade située du côté de la culée C6. La neuvième et dernière phase de montage, dite de clavage, a permis de rejoindre les deux tronçons d'ouvrages construits depuis chaque culée.

L'inclinaison des âmes a pour conséquence que le centre de gravité des pièces est fortement excentré, ce qui crée un risque de basculement.

Pour garantir la stabilité, il a été nécessaire de décaler fortement le point d'appui par rapport au milieu de la semelle inférieure de chaque poutre

(photos 23a et 23b). Le soudage sur chantier a été réalisé au procédé 114 (Innershield). Comme les travaux de soudage constituaient près de 50 % des heures sur chantier, une excellente maîtrise du planning de soudage était nécessaire pour mener l'opération dans les délais.

La gestion des accès aux différents joints était également cruciale pour optimiser le travail des soudeurs. Des trappes d'accès ont été prévues dans la semelle supérieure des palmes pour permettre un soudage des joints de rabotages des poutres principales en X plutôt qu'en V.

## LES ÉQUIPEMENTS

### Les appareils d'appuis

Les 18 appareils d'appuis, 4 sur chacune des culées et 2 par pile, sont des appuis à pot. Le rapport entre la longueur de la travée de rive (24 mètres) et celle de la travée adjacente (55 mètres) conduit à des soulèvements sous combinaisons de service. Les appareils d'appuis des culées sont donc équipés de dispositifs anti-soulèvement.

### Joints de chaussée

Le joint de chaussée présente un soufflé de 150 millimètres. Il a été calculé en considérant les Eurocodes.

### Étanchéité et revêtement de chaussée

L'étanchéité est de type feuille préfabriquée collée. Les 2 700 m<sup>2</sup> sont mis en place à l'aide de matériel haute cadence. Le revêtement de chaussée d'une épaisseur minimale de 8 centimètres est constitué d'enrobé bitumineux phonique.

### Évacuation de l'eau

L'évacuation des eaux du tablier s'effectue de chaque côté de la chaussée

**23- Position des appuis sur palées provisoires.**

**24- Coupe transversale du tablier.**

**25a et 25b- La pose des prédalles sur la charpente métallique.**

**23- Position of supports on temporary bents.**

**24- Cross section of the deck.**

**25a et 25b- Placing precast slabs on the steel structure.**

dans des caniveaux fils d'eau de 40 centimètres de largeur en résine. Les eaux sont récupérées aux deux extrémités du pont et canalisées jusque dans deux cuves capables de retenir une éventuelle pollution.

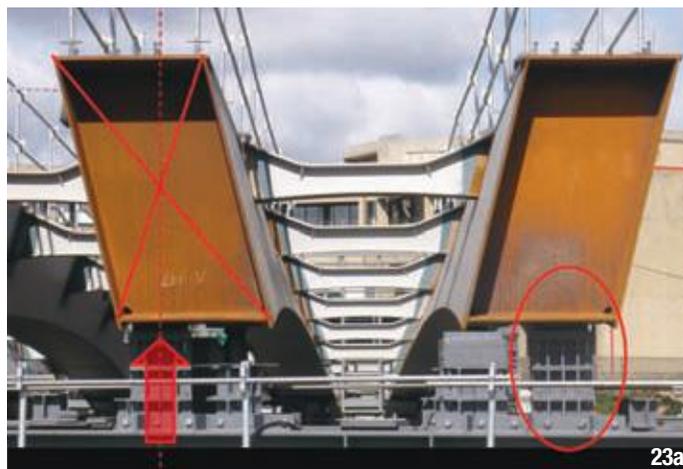
### Réseaux

Des tubes en polyéthylène haute densité permettront le passage de réseaux sous l'ouvrage. De diamètre variant de 75 millimètres à 200 millimètres, ils

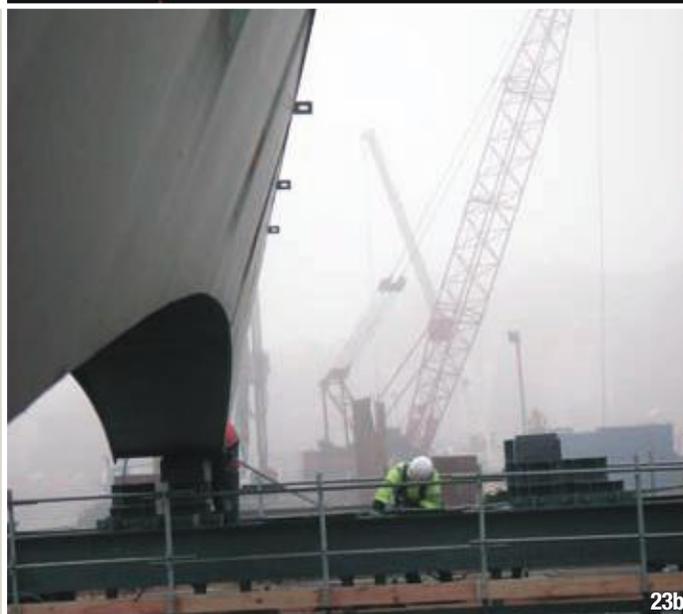
sont équipés de joint de dilatation tous les 10 mètres. La géométrie des supports en acier galvanisé a été étudiée pour se rapprocher de la géométrie des entretoises.

### Candélabres et éclairage

L'éclairage sur l'ouvrage est assuré par 28 candélabres disposés tout le long de l'ouvrage, de part et d'autre de la chaussée. Un éclairage de mise en valeur de l'ouvrage est disposé au



23a



23b

## LES DATES CLEFS DU CHANTIER

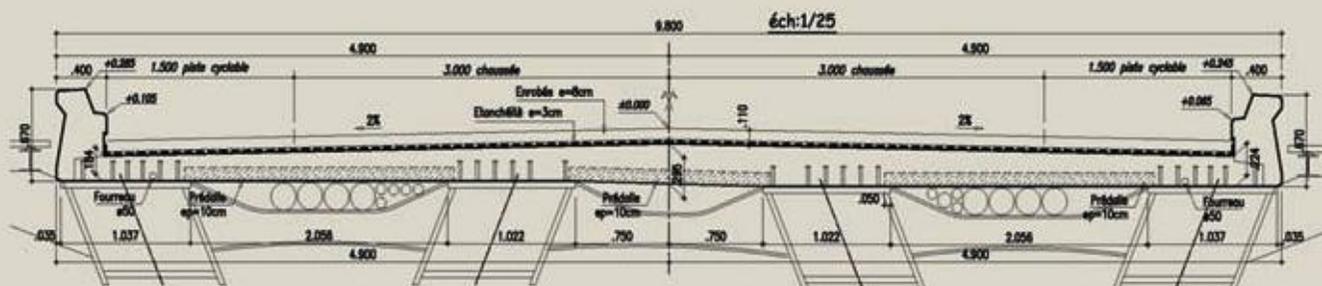
Le Maître de l'Ouvrage Nantes Métropole a transmis au groupement d'entreprises QUILLE, ZWAHLEN & MAYR l'ordre de service de démarrer la période de préparation le 28 février 2008 pour une durée de 3 mois.

À suivre, l'ordre de service de démarrer les travaux a été donné le 2 juin 2008 pour 21 mois d'activité et une fin des travaux incluant l'ouvrage, et les aménagements côté Saint Sébastien sur Loire prévue le 2 mars 2010.

Les 6 premiers mois ont été nécessaires pour réaliser l'ensemble des ouvrages provisoires, trois des sept appuis et la fabrication en usines de la charpente métallique. Les premiers tronçons de charpente métallique ont été posés en février 2009, le dernier tronçon reliant les deux rives au mois d'août de la même année. Les équipements du tablier seront achevés à la fin de l'année 2009, alors même que les ouvrages provisoires seront totalement démontés. La peinture de finition et les travaux de voirie côté Saint Sébastien sur Loire seront réalisés au début de l'année 2010.

## COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER

DROITE - TRAVÉES DE RIVE



24



droit de chacune des piles. Le choix s'est porté sur un éclairage par diodes électroluminescentes qui offrent une durabilité accrue.

#### Platelage bois des trottoirs

Le chemin de circulation sur les trottoirs en console est constitué de lames de chêne français non traité de qualité « mobilier ». Les lames sont assemblées en modules de 1 mètre de large et posées sur les HEA des trottoirs.

#### Garde-corps

Les gardes corps sont fixés à la charpente métallique par deux boulons haute résistance.

Les montants de 10 millimètres d'épaisseur sont espacés de 1,65 mètre.

La main courante est en chêne non traité. Le remplissage du garde corps est constitué d'une maille en acier inoxydable pincée par les deux lisses intermédiaires. □

## LES INTERVENANTS

**MAÎTRE D'OUVRAGE :** Nantes Métropole - Communauté urbaine

**MAÎTRE D'ŒUVRE :** Marc MIMRAM Ingénierie SA

**ARCHITECTE :** Marc MIMRAM

**ENTREPRISES :**

Le marché a été attribué à un groupement d'entreprises solidaires.

**QUILLE** mandataire du groupement en charge des ouvrages provisoires et des ouvrages en béton assisté du bureau d'études COGECI.

**ZWAHLEN & MAYR** assisté du bureau d'études INGEROP pour la charpente métallique.

## LE CHANTIER EN CHIFFRES

### LES QUANTITÉS

**TUBES MÉTALLIQUES DES ESTACADES, ÉPIS ET PALÉES :** 640 tonnes

**PROFILÉS MÉTALLIQUES DES ESTACADES, ÉPIS ET PALÉES :** 600 tonnes

**PALPLANCHES DES BATARDEAUX :** 550 tonnes

**BÉTON :** 5 300 m<sup>3</sup>

**ARMATURES :** 590 tonnes

**PIEUX FORÉS TUBÉS :** 16 de diamètre 1600 mm, soit 360 ml et 6 de diamètre 1000 mm, soit 180 ml

**CHARPENTE MÉTALLIQUE :** 2 500 tonnes

### LES HOMMES

Près de 150 personnes ont déjà participé à cette aventure, compagnons, sous traitants, techniciens et ingénieurs.

### LE MONTANT DU MARCHÉ

EST DE 22.48 M€ HORS TAXE RÉPARTI AINSI

**QUILLE :** 11.39 M€ pour les lots techniques n° 1, 3, 4, 5 rémunérés au bordereau de prix unitaire

**ZWAHLEN & MAYR :** 11.09 M€ pour le lot technique n° 2 rémunéré au forfait

## ABSTRACT

### THE LEOPOLD-SEDAR-SENGHOR BRIDGE IN NANTES

MICHEL THOMANN, ZWAHLEN & MAYR - PIERRE COLIN, QUILLE - ALEXANDRE LAINE, QUILLE - ÉMILIE COLIBERT, QUILLE - VINCENT LEFEBVRE, QUILLE - MARC MIMRAM, ENPC, DPLG - ARNAUD DELUGEARD, MARC MIMRAM - FABIEN MAUDUIT, DPLG, MARC MIMRAM

The new bridge crossing the Loire River on the Pirmil arm is a steel arch bridge with a composite steel-concrete deck 298 metres long and 16 metres wide. Resting on five piers in the river, the structure is formed of low arches between the piers. This urban structure allows plenty of room for pedestrian and cycle traffic. Three months of preparation and 21 months of works involving both structural engineering techniques and seagoing river works were needed to build the 13th bridge over the Loire in Nantes. □

### EL PUENTE LEOPOLD-SEDAR-SENGHOR EN NANTES

MICHEL THOMANN, ZWAHLEN & MAYR - PIERRE COLIN, QUILLE - ALEXANDRE LAINE, QUILLE - ÉMILIE COLIBERT, QUILLE - VINCENT LEFEBVRE, QUILLE - MARC MIMRAM, ENPC, DPLG - ARNAUD DELUGEARD, MARC MIMRAM - FABIEN MAUDUIT, DPLG, MARC MIMRAM

La nueva obra de fábrica que permite el franqueo del río Loira a la altura del brazo de río denominado Pirmil corresponde a un puente en arcos metálicos con tablero mixto acero-hormigón de una longitud de 298 metros y 16 metros de anchura. Tomando apoyo sobre 5 pilas en el río, la estructura está compuesta por arcos rebajadas entre las pilas. Obra urbana, este puente permite una fácil y agradable circulación para los peatones y las bicicletas. Fueron necesarios tres meses de preparación y 21 meses de trabajos en que se han combinado las técnicas de las obras de fábrica y de los trabajos fluviales marítimos para la construcción del 13º puente sobre el río Loira en Nantes. □